



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ:

“Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Κατασκευών”

**“Ενίσχυση υφιστάμενου κτιρίου από Ω.Σ. με συνδέσμους
δυσκαμψίας κατά την προσθήκη ορόφου από Δομικό Χάλυβα”**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΠΑΡΑΣΥΡΗΣ ΑΠΟΣΤΟΛΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΡΑΥΤΟΓΙΑΝΝΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ

ΑΘΗΝΑ

2014

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Μια πολύ ευχάριστη και παραγωγική περίοδος της ζωής μου έφτασε στο τέλος της και ολοκληρώθηκε με την εργασία αυτή.

Θα ήθελα πρώτα από όλα, να εκφράσω τις θερμές ευχαριστίες μου στον επιβλέποντα της εργασίας κ. Ραυτογιάννη Ιωάννη, Επίκουρο καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών, για τη συνεχή επιστημονική καθοδήγηση και την ουσιαστική βοήθεια που μου παρήχε σε όλο το διάστημα της συνεργασίας μας.

Θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στους καθηγητές και συνεργάτες του Τομέα Μεταλλικών Κατασκευών και ιδιαιτέρως στον κ. Ανδρέα Σπηλιόπουλο.

Ακόμη θα ήθελα να ευχαριστήσω την εταιρεία LhLogismiki για την παραχώρηση του λογισμικού Fespa και για την τεχνική υποστήριξη που μου παρήχε σε όλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας.

Θα ήθελα να επίσης να αφιερώσω αυτή την εργασία:

στην οικογένεια μου

στον κ. Δημήτρη Μπαϊρακτάρη και στον κ. Παναγιώτη Μπάστο, δύο Πολιτικούς Μηχανικούς που αποτελούν για μένα πρότυπο

στο Γιώργο Μαντά, το Δάσκαλο μου που θυμάμαι όπου κι αν είμαι

στους φίλους μου Μαρία, Κωνσταντίνο, Γιάννη και Παναγιώτη

ΠΕΡΙΛΗΨΗ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Αντικείμενο της παρούσας διατριβής είναι η μελέτη προσθήκης ορόφου από δομικό χάλυβα σε υφιστάμενη διώροφη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα. Για το σκοπό αυτό γίνεται, αποτίμηση και διερεύνηση της συμπεριφοράς και επάρκειας της υφιστάμενης κατασκευής με ελαστικές μεθόδους (δυναμική φασματική ανάλυση) και με ανελαστικές μεθόδους (στατική ανελαστική ανάλυση- Pushover), σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η έκβαση της αποτίμησης υποδεικνύει την εκτεταμένη ανεπάρκεια του φορέα, οπότε στη συνέχεια πραγματοποιείται ενίσχυση του κτιρίου με δικτυωτούς συνδέσμους. Κατόπιν γίνεται ο σχεδιασμός του ορόφου από δομικό χάλυβα σύμφωνα με τις διατάξεις του EC3 και εκτελείται έλεγχος του νέου δομήματος σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8. Οι επιλύσεις υλοποιήθηκαν στο λογισμικό SAP 2000 v.15.2.1 της CSI Structures και στο λογισμικό Fespa 10 v.5.6.0.14 της LHLogismiki.

Για την προσομοίωση του φορέα χρησιμοποιήθηκαν δίκωμβα γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία (frameelements) με έξι βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο. Όσον αφορά στις συνδέσεις των μελών αυτές θεωρήθηκαν άκαμπτες και συνεπώς ισχυρότερες από τα συνδεόμενα μέλη, επομένως ως ακραίες διατομές των μελών θεωρούνται οι διατομές στις παρειές της στήριξης. Τόσο για τις ελαστικές όσο και για τις ανελαστικές αναλύσεις έγινε η παραδοχή σταθερού και ίσου με 5% λόγου απόσβεσης, ενώ όπως προκύπτει και από ελέγχους αμελείται η συμβολή των φαινομένων δευτέρας τάξης εξαιτίας των τιμών του δείκτη ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου. Όσον αφορά στην ανελαστική στατική ανάλυση η προσομοίωση έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ ο οποίος ορίζει τη συνεκτίμηση, με άμεσο τρόπο των μη γραμμικών χαρακτηριστικών του νόμου έντασης παραμόρφωσης για τις κρίσιμες περιοχές των μελών. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο σημειακής πλαστικής άρθρωσης (plastichinge), σύμφωνα με το οποίο η ανελαστικότητα θεωρείται συγκεντρωμένη στις κρίσιμες περιοχές των μελών δηλαδή στις παρειές στήριξης των δοκών καθώς και στη βάση και την κορυφή των υποστυλωμάτων. Η συμπεριφορά κάθε πλαστικής άρθρωσης περιγράφεται από το μετελαστικό τμήμα ενός πολυγραμμικού διαγράμματος ροπής κάμψης πλαστικής στροφής. Παράλληλα με το μοντέλο interactionsurfaceP-M2-M3, χρησιμοποιήθηκε και το μοντέλο fiberP-M2-M3. Όπως είναι αναμενόμενο η προσομοίωση με fiberplastichinges είναι πολύ πιο ακριβής έναντι του κλασσικού μοντέλου πλαστικής άρθρωσης. Κάνοντας χρήση αυτής της μεθοδολογίας η διατομή χωρίζεται σε ίνες και κάθε ίνα έχει τον δικό της νόμο υλικού (περισφυγμένο σκυρόδεμα/απερισφυγτο σκυρόδεμα/χάλυβας). Με αυτό τον τρόπο τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε βήμα της ανάλυσης ολοκληρώνονται πάνω στην διατομή και έτσι προκύπτει με ακρίβεια και όχι προσεγγιστικά η νέα επιφάνεια διαρροής (P-M2-M3). Παρότι το υπολογιστικό κόστος είναι αρκετά μεγαλύτερο, το fiberplastichingemodel υπερισχύει έντονα του κλασσικού μοντέλου πλαστικής άρθρωσης. Αυτό συμβαίνει γιατί, η σχέση που ορίζει την αλληλεπίδραση μεταξύ αξονικής και ροπών προκύπτει αβίαστα αφού κάθε ίνα διέπεται

από τον δικό της νόμο δύναμης παραμόρφωση (stressstraincurve), με αποτέλεσμα οι νόμοι moment- plasticrotation και axialforce – plasticstrain να προκύπτουν αυτόματα. Ωστόσο πρέπει να σημειωθεί ότι σε αντίθεση με το προηγούμενο μοντέλο ο χρήστης ίσως χρειαστεί να παρέμβει και να αλλάξει τον αριθμό των ινών που απαιτούνται για να είναι έγκυρη η ανάλυση.

Η εργασία αποτελείται συνολικά από έξι κεφάλαια:

Στο πρώτο κεφάλαιο αρχικά γίνεται μια σύντομη περιγραφή της μορφολογίας του αρχικού και του νέου φορέα μετά την προσθήκη ορόφου και παρατίθενται τα σχέδια ξυλοτύπων όλων των ορόφων και της θεμελίωσης όπως προέκυψαν από το λογισμικό Tekton και Fespa της LHLogismiki. Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται μια αναφορά σε επιλεγμένες παραγράφους των κανονιστικών διατάξεων του EC3 του EC8 και του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στις δράσεις που επενεργούν στην κατασκευή. Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται μια προκαταρκτική ελαστική στατική ανάλυση με τη μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς για τον προσδιορισμό των δεικτών ανεπάρκειας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και εξετάζονται οι προϋποθέσεις εφαρμογής της κύριας ελαστικής ανάλυσης. Στο πέμπτο κεφάλαιο πραγματοποιείται η ανελαστική στατική ανάλυση. Τέλος στο έκτο κεφάλαιο προτείνεται ενίσχυση, πραγματοποιούνται γενικοί έλεγχοι για το νέο δόμημα σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8 και γίνεται ο σχεδιασμός του προστιθέμενου ορόφου σύμφωνα με τις διατάξεις του EC3. Όλοιοι έλεγχοι υλοποιήθηκαν στο Excel.

ABSTRACT

The subject of the present master thesis is the study of adding a storey on top of an existing reinforced concrete building by using steel structures. For this purpose, the behavior of the existing building is investigated through the assessment with elastic (dynamic spectral) and inelastic methods (inelastic static analysis – Pushover analysis), according to the provisions of the Greek Retrofit Code (G.RE.CO.). Since the outcome of the assessment indicates complete inadequacy, the structure is retrofitted with lattice bracings. After the retrofitting, the design of the new floor with steel structures according to the provisions of Eurocode 3 and Eurocode 8 takes place. SAP 2000 software v.15.2.1 of CSI Structures and the Fespa 10 software v.5.6.0.14 of LHLogismiki were used for the modeling and the assessment with the aforementioned analyses.

Linear finite elements (frame elements) with six grades of freedom per node were used for the simulation of the structure. Concerning the connections of the elements, they were simulated as rigid and consequently are stronger than the connected elements. So, the sections at the ends of the elements were considered as the sections of the supports of the elements. The damping ratio is considered stable and equal to 5% for both elastic and inelastic analyses, while the contribution of the second order phenomena was disregarded due to the values of the sensitivity index of the floor respective displacement. Concerning the inelastic static analysis, the simulation was elaborated in accordance with the provisions of G.RE.CO., which define the evaluation of the non-linear features of the stress - strain law for the critical regions of the elements . For this purpose, the model of concentrated plastic hinge was used, according to which the inelasticity is considered concentrated on the critical regions of the elements, namely at the support ends of the beams as well as on the basis and the top of columns. The behavior of the plastic hinge is described by the post-elastic region of the moment – plastic rotation curve. Except for the interaction surface P-M2-M3 model, the fiber P-M2-M3 model was also used. As it is anticipated, the simulation with fiber model is more accurate (brings out more accurate results) than the common plastic hinge model. According to the fiber P-M2-M3 model, the section is divided into fibers, for each of which the respective material law is applied (confined concrete/ unconfined concrete/ steel). In this way the effects of action, which arise at each step of the analysis, are integrated on the section, so the new yield surface (P-M2-M3) is evaluated with accuracy and not just approached. Although the computational cost is higher, the fiber P-M2-M3 model outweighs vividly the plastic hinge model. This happens because the relation which defines the interaction between axial force and moments is easily evaluated, as every fiber is governed by its own force - deformation law (stress – strain curve), so the moment - plastic rotation and axial force – plastic strain laws are obtained automatically. However, it has to be noted that in contradiction with the previous model, the user may change the number of fibers, which are demanded for the analysis to be valid.

The master thesis consists of five chapters:

The first chapter contains a brief description of the initial and the new structure after the adding of the floor and casting drawings of the all the floors and the foundation as they were calculated from the Tekton and Fespa software of LH Logismiki. At the second chapter the forces that act on the structure are referred. At the third chapter a preliminary elastic static analysis takes place with the method of the catholic behavior index in order to determine the inadequacy indexes according to G.RE.CO., while the conditions of the main elastic analysis application are investigated. The fourth chapter contains the inelastic static analysis of the structure. At the end, at the fifth chapter, a retrofitting of the structure is suggested, while the compliance of the new structure with the provisions of Eurocode 8 is investigated. In addition, the design of the new floor takes place according to the provisions of Eurocode 3. All of the numerical computations were processed at the Excel program.

Περιεχόμενα

Κεφάλαιο πρώτο: Περιγραφή & προσομοίωση της υφιστάμενης κατασκευής- Στόχοι αποτίμησης

1.1 Γενικά	10
1.2 Προσομοίωση του φέροντος οργανισμού στο SAP2000v.15.2.1.....	15
1.3 Στόχοι αποτίμησης – ανασχεδιασμού	15
1.3.1 Στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	16
1.3.2 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	16
1.3.3 Στόχος αποτίμησης-ανασχεδιασμού εξεταζόμενου δομήματος	17
1.3.4 Συλλογή στοιχείων.....	18
1.3.5 Αποτύπωση φέροντος οργανισμού δομήματος.....	18
1.3.6 Ιστορικό του δομήματος.....	19
1.3.7 Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	19
1.3.8 Διερευνητικές εργασίες και μετρήσεις.....	20
1.4 Συμπεράσματα.....	26

Κεφάλαιο δεύτερο: Φορτία της κατασκευής

2.1 Γενικά	27
2.2 Φορτία από μη σεισμικές δράσεις	27
2.2.1 Μόνιμα φορτία (G)	27
2.2.2 Κινητά φορτία (Q).....	27
2.2.3 Φορτίο Χιονιού (S)	30
2.2.4 Φορτίο Ανέμου (W)	33
2.3 Φορτία από σεισμικές δράσεις	45

Κεφάλαιο τρίτο: Διερεύνηση της συμπεριφοράς και επάρκειας της υφιστάμενης κατασκευής με ελαστικές μεθόδους

3.1 Γενικά	46
3.2 Ελεγχος δομήματος μετά την προσθήκη	49
3.2.1 Προσδιορισμός Ιδιοπεριόδου κτιρίου στις διευθύνσεις x' , y'	49
3.2.1.1 Προσδιορισμός της ιδιοπεριόδου με εφαρμογή της μεθόδου RayleighRitz	49
3.2.1.2 Ιδιομορφική ανάλυση φορέα χωρίς ενίσχυση	51
3.2.2 Προκαταρκτική ελαστική ανάλυση με τη μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς (μέθοδος α) του υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα και προσδιορισμός δεικτών ανεπάρκειας λ	54
3.2.2.1 Συμπεράσματα προκαταρκτικής ελαστικής ανάλυσης	72
3.2.2.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής της κύριας ελαστικής ανάλυσης στο κτίριο.....	73

3.2.2.3 Εξέταση προϋποθέσεων εφαρμογής κύριας ελαστικής ανάλυσης	76
--	----

Κεφάλαιο τέταρτο: Ανελαστική Στατική Ανάλυση

4.1 Γενικά	78
4.2 Προσομοίωση κτιρίου στο SAP 2000	78
4.2.1 Πλαστικές αρθρώσεις υποστυλωμάτων	80
4.2.2 Πλαστικές αρθρώσεις δοκών	82
4.2.3 Εφαρμογή πλευρικής φόρτισης	83
4.3 Αποτελέσματα ανάλυσης	84
4.4 Στοχευόμενη μετακίνηση σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ	89
4.5 Προσομοίωση με Fibers	98

Κεφάλαιο πέμπτο: Ενίσχυση του φορέα με δικτυωτούς συνδέσμους και μελέτη προσθήκης ορόφου από δομικό χάλυβα

5.1 Γενικά	101
5.2 Εφαρμογή της ενίσχυσης στο SAP2000	103
5.2.1 Τοποθέτηση Συνδέσμων Δυσκαμψίας	105
5.2.1.1 Έλεγχοι λυγηρότητας	105
5.2.1.2 Κατανομή υπεραντοχών	106
5.2.1.3 Έλεγχος σε εφελκυσμό διατομής ελάσματος σύνδεσης	108
5.3 Γενικοί έλεγχοι δομήματος	110
5.3.1 Ιδιομορφική ανάλυση του φορέα με ενίσχυση	110
5.3.1.2 Έλεγχος περιορισμού βλαβών	111
5.3.1.3 Δείκτης ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	113
5.4 Έλεγχοι δομικών στοιχείων χάλυβα	116
5.4.1 Γενικά	116
5.4.1.1 Κατάταξη διατομών	116
5.4.2 Οριακές καταστάσεις αστοχίας	121
5.4.2.1 Εφελκυσμός	121
5.4.2.2 Έλεγχος σε μονοαξονική (απλή) κάμψη	122
5.4.2.3 Έλεγχος σε διάτμηση	123
5.4.2.4 Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη	124
5.4.2.5 Διαξονική κάμψη	126
5.4.2.6 Έλεγχος αντοχής μελών σε λυγισμό	127
5.4.2.7 Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη)	130

5.4.2.8 Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού(μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη και αξονική θλίψη).....	136
5.5 Κόμβοι σύνδεσης διατομών	142
5.5.1 Ισοδύναμο βραχύ ταυ σε εφελκυσμό	144
5.5.2 Αντοχή σχεδιασμού βασικών συστατικών μερών.....	145
5.5.2.1 Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση	145
5.5.2.2 Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη	145
5.5.2.3 Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό.....	147
5.5.2.4 Πέλμα υποστυλώματος σε εγκάρσια κάμψη	147
5.5.2.5 Μετωπική πλάκα σε κάμψη	149
5.5.2.6 Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη	151
5.5.2.7 Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....	151
5.6 Στροφική δυσκαμψία.....	152
5.7 Έλεγχος χαλύβδινων δομικών στοιχείων	156

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Κεφάλαιο πρώτο: Περιγραφή & προσομοίωση της υφιστάμενης κατασκευής- Στόχοι αποτίμησης

1.1 Γενικά

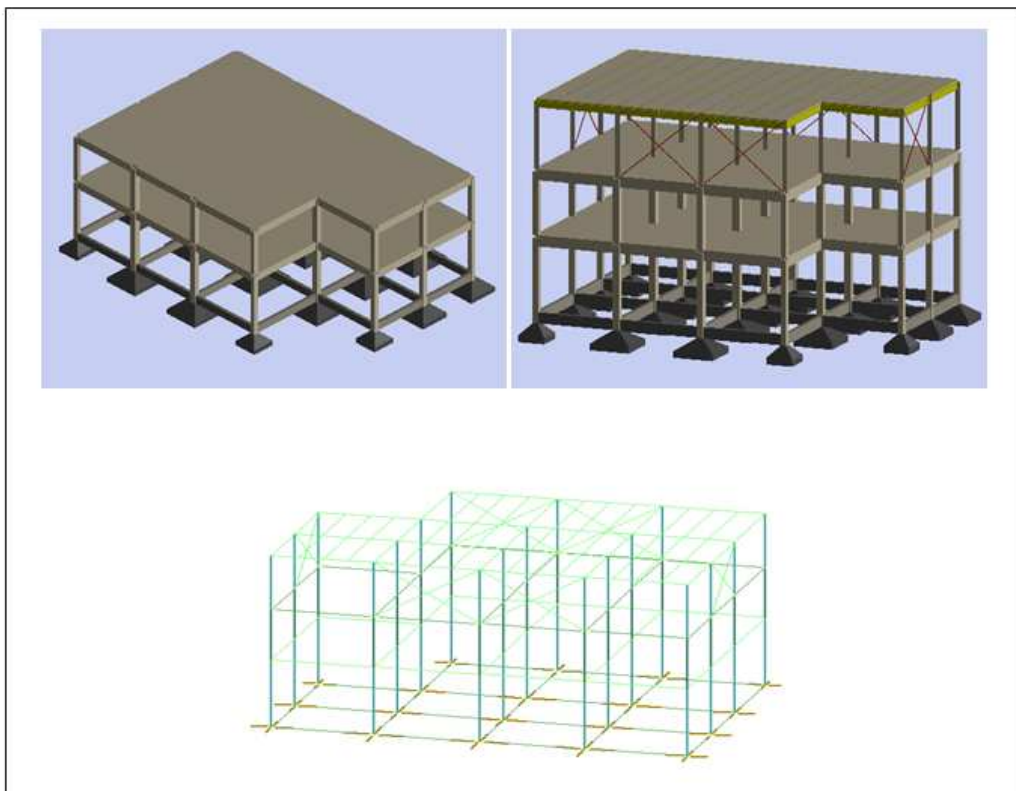
Σκοπός της αποτίμησης υφιστάμενου δομήματος είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς. Οι απαιτήσεις πληρότητας των ελέγχων καθορίζονται σε συνάρτηση με το σκοπό για τον οποίο γίνεται ο έλεγχος (ΚΑΝ.ΕΠΕ- §2.1.1).

Οι ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας οι οποίες πρέπει να ικανοποιούνται από τις υφιστάμενες κατασκευές μπορεί υπό προϋποθέσεις να είναι μειωμένες σε σχέση με τις προβλέψεις των ισχυόντων κανονισμών σχεδιασμού νέων δομημάτων κατά το χρόνο αποτίμησης (ΚΑΝ.ΕΠΕ- §1.1.3).

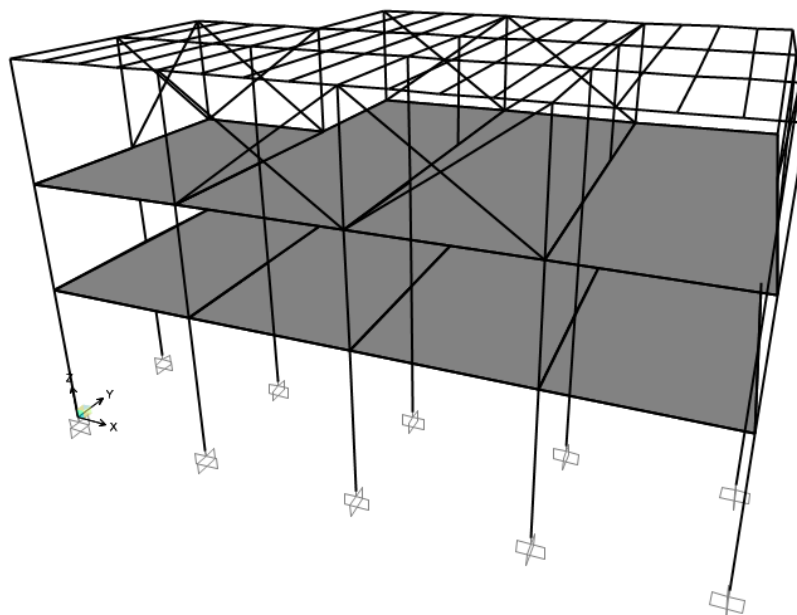
Το υφιστάμενο κτίριο που εξετάζεται είναι μια τυπική διώροφη κατοικία από οπλισμένο σκυρόδεμα με εμβαδόν ορόφου περίπου 195m². Ο στατικός φορέας είναι πλαισιακού τύπου και συγκροτείται από 8 υποστυλώματα διατομής 300X300, 6 υποστυλώματα διατομής 350X350, 5 υποστυλώματα διατομής 400X400 και 22 δοκούς διατομής 200X500 σε κάθε όροφο. Η θεμελίωση του κτιρίου συντίθεται από μεμονωμένα κεντρικά πέδιλα που συνδέονται μεταξύ τους με συνδετήριες δοκούς. Αναφορικά με το φέροντα οργανισμό της ανωδομής, χρησιμοποιήθηκε οπλισμένο σκυρόδεμα Β160, ενώ ο χάλυβας οπλισμού των δοκών και των υποστυλωμάτων είναι ποιότητας StI. Η στατική μελέτη της κατασκευής έγινε το 1986, και γι αυτό στα πλαίσια της παρούσας εργασίας χρησιμοποιήθηκε ο κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος του 1954 και ο αντισεισμικός κανονισμός του 1985 που ίσχυαν εκείνη την περίοδο. Οι οπλισμοί των δομικών στοιχείων και τα σχέδια ξυλοτύπων του ισογείου, του πρώτου, του δεύτερου ορόφου και της θεμελίωσης, που παρουσιάζονται παρακάτω, παρήχθησαν στο λογισμικό Fespa.

Μόρφωση στατικού συστήματος νέου ορόφου

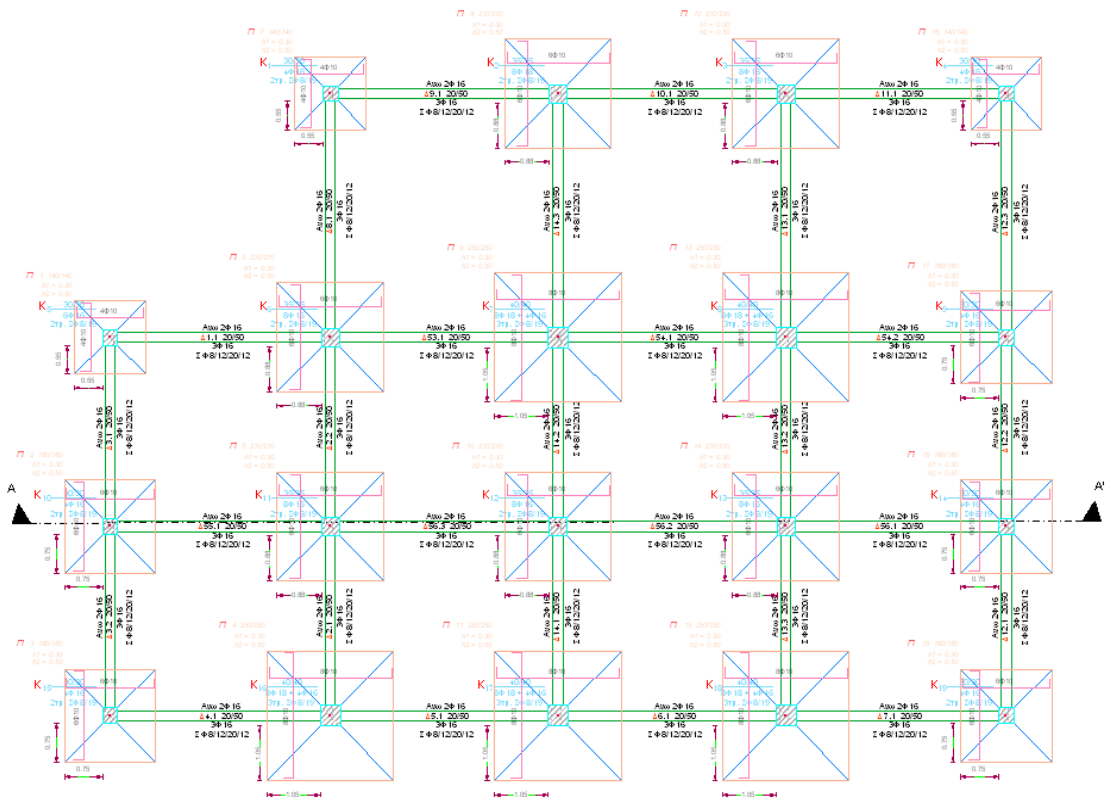
Όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.1, επιλέγεται το στατικό σύστημα των δικτυωτών διαγώνιων συνδέσμων χωρίς εκκεντρότητα, ενώ όλες οι συνδέσεις είναι συνδέσεις ροπής.



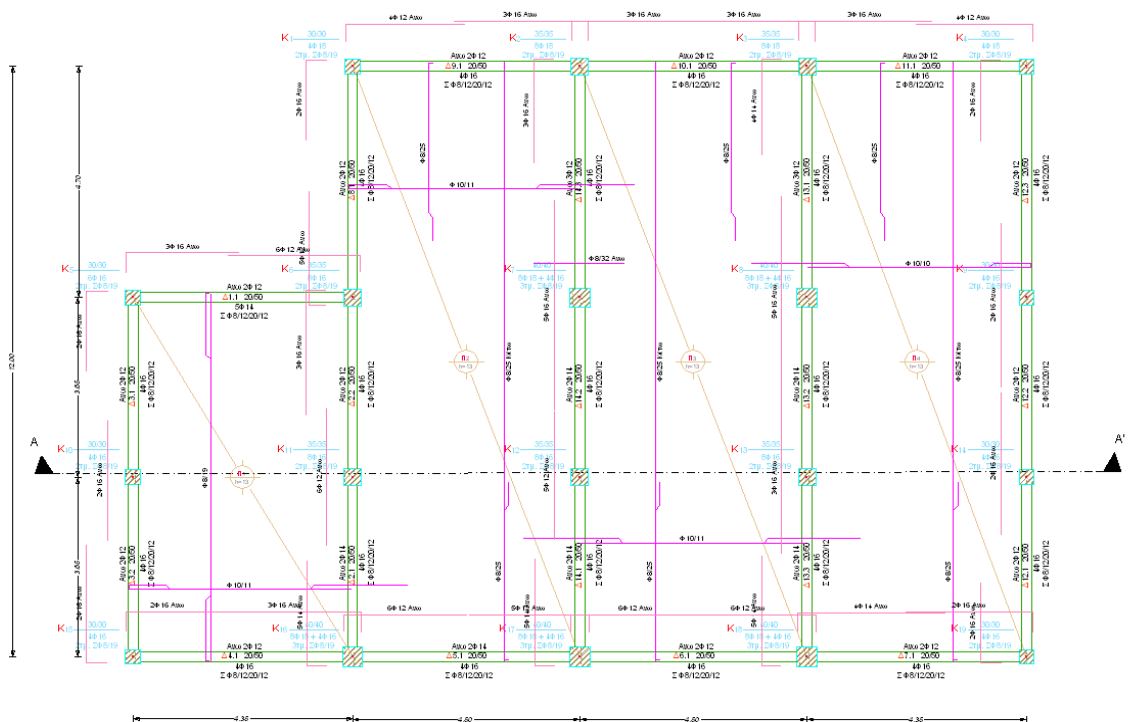
Σχήμα 1.1: Αρχικός και νέος φορέας(3D), χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής (3DV) στο Fespa



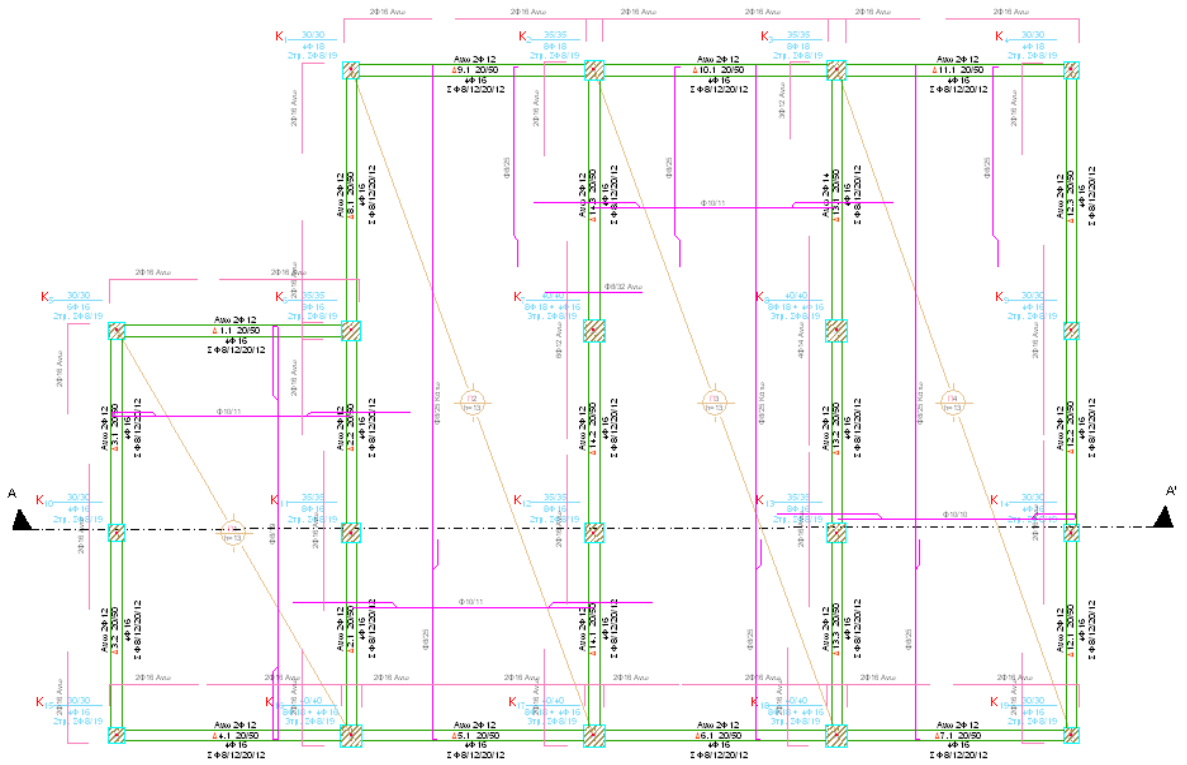
Σχήμα 1.2: Προσομοίωμα στο SAP2000



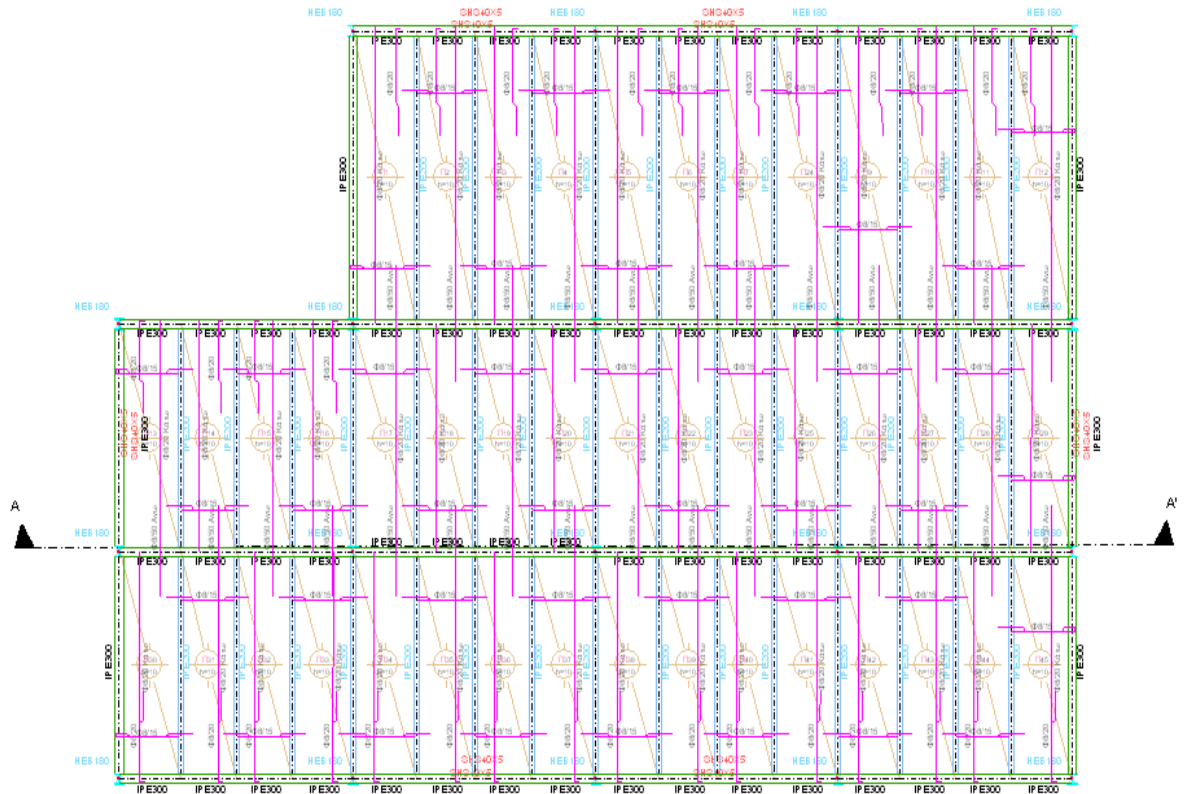
Σχήμα 1.3: Ξυλότυπος θεμελίωσης



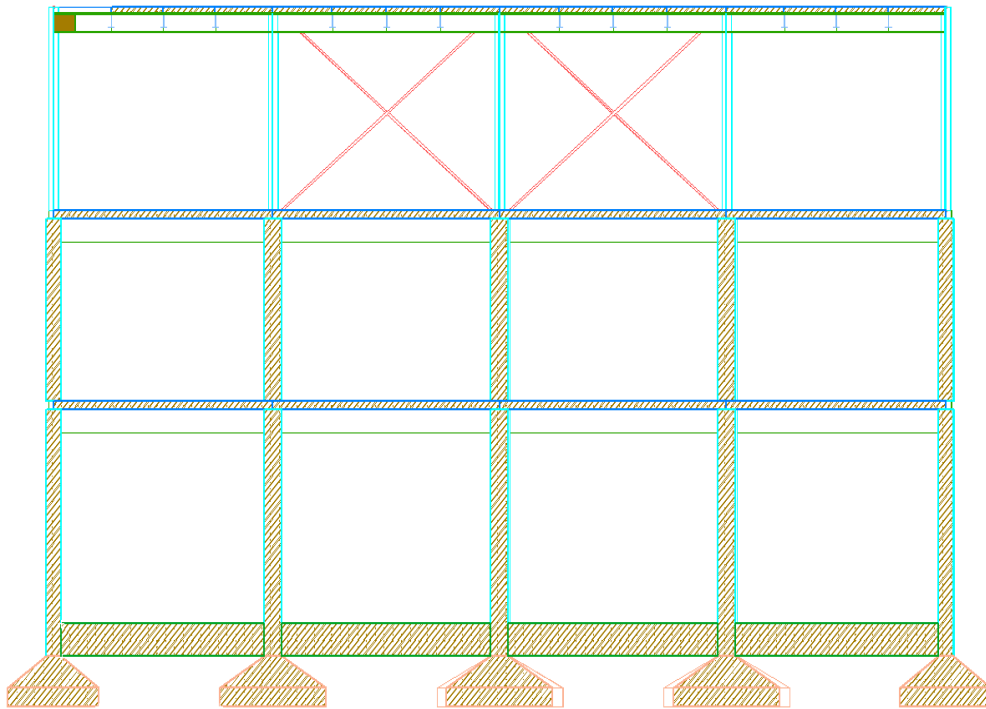
Σχήμα 1.4: Ξυλότυπος ισογείου



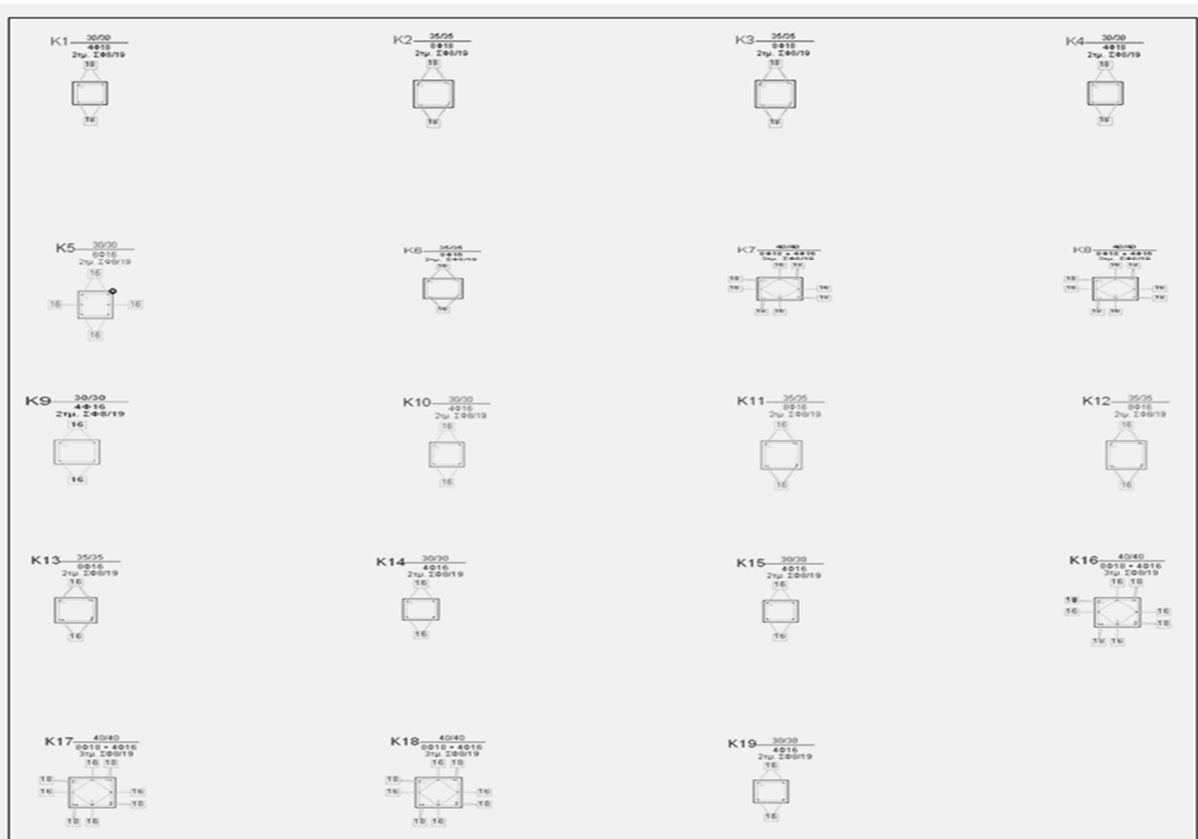
Σχήμα 1.5: Ξυλότυπος 1^{ου} ορόφου



Σχήμα 1.6: Ξυλότυπος 2^{ου} ορόφου



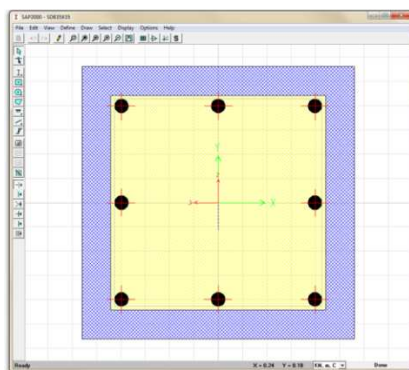
Σχήμα 1.7: Τομή Α-Α



Σχήμα 1.8: Λεπτομέρεια όπλισης υποστυλωμάτων (Fespa)

1.2 Προσομοίωση του φέροντος οργανισμού στο SAP2000v.15.2.1

Για την προσομοίωση του φορέα χρησιμοποιήθηκαν δίκρομβα γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία (frameelements) με έξι βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο. Όσον αφορά στις συνδέσεις των μελών αυτές θεωρήθηκαν άκαμπτες και συνεπώς ισχυρότερες από τα συνδεόμενα μέλη, επομένως ως ακραίες διατομές των μελών θεωρούνται οι διατομές στις παρειές της στήριξης. Τόσο για τις ελαστικές όσο και για τις ανελαστικές αναλύσεις έγινε η παραδοχή σταθερού και ίσου με 5% λόγου απόσβεσης, ενώ όπως προκύπτει και από ελέγχους αμελείται η συμβολή των φαινομένων δευτέρας τάξης εξαιτίας των τιμών του δείκτη ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου. Όσον αφορά στην ανελαστική στατική ανάλυση η προσομοίωση έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ ο οποίος ορίζει τη συνεκτίμηση, με άμεσο τρόπο των μη γραμμικών χαρακτηριστικών του νόμου έντασης παραμόρφωσης για τις κρίσιμες περιοχές των μελών. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο σημειακής πλαστικής άρθρωσης (plastichinge), σύμφωνα με το οποίο η ανελαστικότητα θεωρείται συγκεντρωμένη στις κρίσιμες περιοχές των μελών δηλαδή στις παρειές στήριξης των δοκών καθώς και στη βάση και την κορυφή των υποστυλωμάτων. Η συμπεριφορά κάθε πλαστικής άρθρωσης περιγράφεται από το μετελαστικό τμήμα ενός πολυγραμμικού διαγράμματος ροπής κάμψης πλαστικής στροφής. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση για το υφιστάμενο κτίριο είναι σκυρόδεμα κατηγορίας B160 και χάλυβας διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού ποιότητας St1. Το έδαφος μελέτης θεωρείται ότι ανήκει στην κατηγορία Β, ενώ η περιοχή ότι βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II. Για τα υφιστάμενα υλικά χρησιμοποιήθηκαν οι μέσες τιμές αντοχών και όχι οι χαρακτηριστικές που χρησιμοποιούνται για τα προστιθέμενα.



Σχήμα 1.9: Οι διατομές των υποστυλωμάτων και των δοκών εισήχθησαν στο μοντέλο μέσω της εντολής sectiondesigner.

1.3 Στόχοι αποτίμησης – ανασχεδιασμού

Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμούς αφετέρου μιας στάθμης επιτελεσματικότητας και μιας σεισμικής δράσης με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα

υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού) (ΚΑΝ.ΕΠΕ.-§2.2.1).

Η αποτίμηση θα γίνει με βάση ορισμένες αρχές που υποδεικνύει ο Κανονισμός ώστε ο φέρων οργανισμός της κατασκευής να συμμετέχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη τόσο των κατακόρυφων όσο και των σεισμικών φορτίων(ΚΑΝ.ΕΠΕ.-§2.1.4.2).

1.3.1 Στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού, που αφορούν την κατάσταση βλαβών του φορέα και την εναπομένουσα αντοχή του ορίζονται ως εξής (ΚΑΝ.ΕΠΕ.-§2.2.2):

α. «**Άμεση χρήση μετά τον σεισμό**» (**A**), είναι μία κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμία λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιαστούν μερικές τριχοειδείς ρωγμές στον φέροντα οργανισμό.

β. «**Προστασία ζωής**» (**B**), είναι μία 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 τα αποθηκευμένα στο κτίριο υλικά.

γ. «**Οιονεί κατάρρευση**» (**Γ**), είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά το σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιαστούν εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη επισκευάσιμες κατά την πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά και για ένα διάστημα μετά το σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

1.3.2 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. 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) (ΚΑΝ.ΕΠΕ.-§2.2.1)

Οι στόχοι επανελέγχου αναφέρονται αποκλειστικά και μόνον στο φέροντα οργανισμό, ενώ αντίθετα δεν προβλέπονται στόχοι για το μη-φέροντα οργανισμό(ΚΑΝ.ΕΠΕ.-§2.2.2).

Αξίζει να σημειωθεί ότι οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού δεν είναι κατ' ανάγκη ίδιοι. Οι στόχοι ανασχεδιασμού ενδέχεται να είναι υψηλότεροι από τους στόχους αποτίμησης (ΚΑΝ.ΕΠΕ.-§2.2.1).

Οι ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος οργανισμού υφιστάμενων κτιρίων ορίζονται κατά περίπτωση από τη Δημόσια Αρχή. Σε ειδικές περιπτώσεις, η Δημόσια Αρχή μπορεί να ορίζει επιπλέον και στόχους αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του μη-φέροντος οργανισμού. Στην περίπτωση αυτή η ίδια Αρχή ορίζει και τα κριτήρια ελέγχου ικανοποίησης των αντίστοιχων στόχων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.-§2.2.1).

Σε κάθε περίπτωση, ο στόχος επανελέγχου (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) επιλέγεται από τον κύριο του έργου υπό τον όρο ότι είναι ίσος ή υψηλότερος με τους ως άνω ελάχιστους ανεκτούς στόχους (ΚΑΝ.ΕΠΕ.-§2.2.1).

Γίνεται γενικώς δεκτή μια ονομαστική τεχνική διάρκεια ζωής ίση με τον συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών, ανεξαρτήτως της εικαζόμενης κατά περίπτωση «πραγματικής» υπολειπόμενης διάρκειας ζωής του κτίσματος. Εξαιρέση από τον κανόνα αυτόν επιτρέπεται μόνον υπό εντελώς ειδικές συνθήκες πλήρως εγγυημένης υπόλοιπης διάρκειας ζωής, κατά την κρίση και έγκριση της Δημόσιας Αρχής, οπότε τροποποιούνται αντιστοίχως και οι σεισμικές δράσεις. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι για νέα δομήματα προβλέπεται στόχος σχεδιασμού **B1**. 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% (ΚΑΝ.ΕΠΕ.-§2.2.1).

Η πιθανότητα υπέρβασης 50% (μέγιστη ανεκτή) σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών (ΚΑΝ.ΕΠΕ.-§2.2.1).

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

Πίνακας 1.1 (ΚΑΝ.ΕΠΕ.-Πίνακας 2.1): Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού.

1.3.3 Στόχος αποτίμησης-ανασχεδιασμού εξεταζόμενου δομήματος

Με βάση τον Πίνακα 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής» και πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών «10%», προκύπτει **στόχος αποτίμησης B1**.

Εδώ αξίζει να σημειωθεί πως κατά τον ορισμό του στόχου λήφθηκαν υπόψη τα παρακάτω:

- **Για τα νέα δομήματα προβλέπεται στόχος σχεδιασμού B1.**

- **Η κοινωνική σπουδαιότητα του κτιρίου:** Η ασφάλεια, και κατά συνέπεια η προστασία ζωής, είναι ο πρώτιστος στόχος του Μηχανικού κατά το σχεδιασμό τεχνικών έργων. Για το λόγο αυτό και δεδομένου ότι πρόκειται για συνήθη κατοικία απορρίφθηκε η στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί κατάρρευση», η οποία δεν εγγυάται την απρόσκοπτη διαφυγή (λόγω της πιθανότητας κατάρρευσης) και επομένως την ασφάλεια των ενοίκων.
- **Τα διαθέσιμα οικονομικά μέσα του κοινωνικού συνόλου την παρούσα χρονική περίοδο:** Πάντα κατά τον σχεδιασμό των τεχνικών έργων επιδιώκεται πρωτίστως η ασφάλεια με την ταυτόχρονη επίτευξη μείωσης του κόστους. Για το λόγο αυτό απορρίφθηκε η στάθμη επιτελεστικότητας «άμεση χρήση μετά το σεισμό», γιατί λόγω της ελαστικής συμπεριφοράς και του αποκλεισμού δημιουργίας βλαβών, το κόστος αυξάνεται. Απαιτείται πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών «10%», διότι οδηγεί το κτίριο σε λιγότερο έντονες και εκτεταμένες βλάβες σε σχέση με την πιθανότητα υπέρβασης «50%» και επομένως εξασφαλίζει μακροπρόθεσμα από επιπρόσθετα κόστη για την επισκευή βλαβών που θα δημιουργούνταν στο μέλλον, αν η πιθανότητα υπέρβασης ήταν «50%».

1.3.4 Συλλογή στοιχείων

Πρώτο βήμα για την εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας, είναι η διερεύνηση και η τεκμηρίωση του υφιστάμενου δομήματος σε επαρκή έκταση και βάθος. Το στάδιο αυτό επηρεάζει την εξέλιξη και την πορεία της μελέτης αποτίμησης και ανασχεδιασμού. Επομένως, είναι σημαντικό τα στοιχεία και τα δεδομένα που θα προκύψουν να είναι όσο το δυνατό πιο αξιόπιστα καθώς σε αυτά θα στηριχτεί η μελέτη αποτίμησης και ανασχεδιασμού και οι μετέπειτα ενδεχόμενες εργασίες ενισχύσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.-§3.1).

Για τη συλλογή των απαραίτητων στοιχείων απαιτούνται τα εξής:

- Αποτύπωση του δομήματος και της κατάστασής του
- Σύνταξη του ιστορικού της κατασκευής και της συντήρησής του
- Καταγραφή των τυχόν βλαβών και φθορών
- Εκτέλεση επί τόπου διερευνητικών εργασιών και μετρήσεων

ώστε να τεκμηριωθούν και να αιτιολογηθούν οι παραδοχές στις οποίες βασίζεται η αποτίμηση.

1.3.5 Αποτύπωση φέροντος οργανισμού δομήματος

Σε προηγούμενο κεφάλαιο θεωρήθηκε μια ιδανική κατάσταση όπου η μελέτη ήταν απολύτως σωστή, βάσει των τότε ισχυόντων κανονισμών, και η κατασκευή αναγέρθηκε ακολουθώντας πιστά την μελέτη. Σε αυτή τη φάση θα γίνει ακόμα μία παραδοχή, με βάση την οποία θεωρείται πως η μελέτη της κατασκευής υπάρχει και είναι διαθέσιμη από την αρμόδια Δημόσια Αρχή.

Οι δύο παραπάνω παραδοχές αποτελούν την προϋπόθεση που απαιτείται σύμφωνα με τον Κανονισμό ώστε η μελέτη επεμβάσεων να βασιστεί στα σχέδια της ήδη υπάρχουσας μελέτης του φέροντος οργανισμού. Επομένως, δεν απαιτείται αποτύπωση και σύνταξη νέων κατάλληλων σχεδίων. Η πιστή εφαρμογή της μελέτης τεκμηριώνεται κατά την επιτόπου διερεύνηση του κτιρίου.

1.3.6 Ιστορικό του δομήματος

Το εξεταζόμενο δόμημα είναι μια τυπική διώροφη κατασκευή, που σχεδιάστηκε με τον κανονισμό ωπλισμένου σκυροδέματος του 1954 και τον αντισεισμικό κανονισμό του 1985. Ο φάκελος της μελέτης υπάρχει και είναι διαθέσιμος από την αρμόδια Δημόσια Αρχή. Από την εξέταση των κατασκευαστικών σχεδίων και των υπολογισμών από τα τεύχη του φακέλου της μελέτης προέκυψε ότι εφαρμόστηκαν επακριβώς οι διατάξεις και οι οδηγίες του τότε ισχύοντα Κανονισμού. Η κατασκευή του κτιρίου έγινε κατόπιν έκδοσης της απαραίτητης οικοδομικής άδειας και δεν παρατηρείται καμία απόκλιση όσον αφορά το τότε ισχύον νομικό πλαίσιο.

Δεν υπάρχει ιστορικό για τυχόν προηγούμενες επεμβάσεις ή προσθήκες, ενώ ταυτόχρονα δεν παρατηρούνται προσθήκες οι οποίες μπορεί να είχαν γίνει αυθαίρετα. Επίσης δεν έγιναν άλλου είδους δομικές αλλαγές οι οποίες θα μπορούσαν να μεταβάλλουν τη συμπεριφορά και την απόκριση του κτιρίου.

Από την επιτόπου διερεύνηση του κτιρίου διαπιστώθηκε ότι εμφανείς βλάβες ή φθορές δεν υπάρχουν. Κατά το παρελθόν έλαβαν μέρος εργασίες επισκευών που οφείλονταν σε μη εκτενείς φθορές λόγω ενανθράκωσης του σκυροδέματος.

Σημείωση: Για το λόγο αυτό, η υφιστάμενη κατασκευή εντάσσεται στα έργα «συνήθους διακινδύνευσης», δηλαδή έργα των οποίων η βλάβη τους περιορίζεται στο ίδιο το έργο, στο περιεχόμενό του και την άμεση γειτονία του. Επίσης, επειδή δεν παρουσιάζει εμφανείς βλάβες ή φθορές εντάσσεται στην κατηγορία δομημάτων χωρίς βλάβες. Επομένως καλύπτεται από τον Κανονισμό (ΚΑΝ.ΕΠΕ.-§1.2.1-§1.2.2).

Όσον αφορά στη συμπεριφορά της κατασκευής σε σεισμούς που συνέβησαν κατά το παρελθόν, θεωρήθηκε ως αρκετά καλή (σε σύγκριση με τη συμπεριφορά άλλων κτιρίων της περιοχής), καθώς δεν παρουσιάστηκαν βλάβες. Βέβαια, από την παραπάνω απόκριση της κατασκευής δεν μπορεί να εξαχθεί με ασφάλεια το συμπέρασμα μιας αντίστοιχης «καλής συμπεριφοράς» σε μελλοντική σεισμική διέγερση, εάν οι σεισμοί που συνέβησαν τα τελευταία χρόνια (στα οποία και συμπεριλαμβάνεται ολόκληρη η «ζωή» της κατασκευής), δεν ήταν μεγάλης έντασης.

1.3.7 Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η έννοια της Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.) εισάγεται για να εκφράσει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφιστάμενου κτιρίου και λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό (ΚΑΝ.ΕΠΕ.-§3.6.1).

Διακρίνονται τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.-§3.6.2):

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

Για τον καθορισμό της Σ.Α.Δ. λαμβάνονται υπόψη τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών (σκυρόδεμα και χάλυβας) και τα γεωμετρικά στοιχεία του δομήματος.

Η επιρροή της Σ.Α.Δ. είναι καθοριστική, αφού με βάση αυτή επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφάλειας για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές, σε συνδυασμό, με τους κατάλληλους γ_{sd} . Επίσης, επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{Rd} .

Προκειμένου να καθοριστούν οι Σ.Α.Δ. των υλικών πραγματοποιούνται διερευνητικές μετρήσεις επιτόπου στο κτίριο, οι οποίες συνοψίζονται παρακάτω.

1.3.8 Διερευνητικές εργασίες και μετρήσεις

Οι διερευνητικές εργασίες αποβλέπουν στη συγκέντρωση στοιχείων τα οποία μπορεί να είναι χρήσιμα για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου. Με βάση τις παραπάνω διερευνητικές εργασίες, θα αιτιολογηθούν οι παραδοχές με τις οποίες θα γίνει η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός.

✓ Σκυρόδεμα

Η διερεύνηση αποσκοπεί στον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής για κάθε περιοχή του φέροντα οργανισμού. Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό θα χρησιμοποιείται η επιτόπου αντοχή σε κάθε κρίσιμη περιοχή κάθε δομικού στοιχείου, η οποία θα εκτιμάται από την λήψη πυρήνων σε συνδυασμό με την εφαρμογή έμμεσων μη καταστροφικών μεθόδων.

Εκτίμηση της αντοχής του σκυροδέματος της κατασκευής με βάση την τροποποιημένη ΝΕΑ ΕΓΚΥΚΛΙΟ Ε7 (31-3-2007)

- Η κατασκευή χωρίζεται σε τμήματα-περιοχές (παρτίδες σκυροδέματος) που διαφαίνεται ή εικάζεται ότι διαστρώθηκαν σε διαφορετικά χρονικά διαστήματα.

Κάθε παρτίδα ελέγχεται χωριστά με 6 πυρήνες. Οι θέσεις λήψεως θα είναι κατά το δυνατόν διεσπαρμένες τυχαία στο ελεγχόμενο τμήμα, ώστε το αποτέλεσμα του ελέγχου να είναι αντιπροσωπευτικό.

Λαμβάνονται συνολικά 6 πυρήνες από κάθε παρτίδα. Συγκεκριμένα, για το 1^ο και 2^ο τμήμα λαμβάνεται 1 πυρήνας από κάθε υποσύλωμα, ενώ για το 3^ο τμήμα λαμβάνεται 1 πυρήνας από κάθε πλάκα.

- Όσον αφορά τους πυρήνες, η διάμετρος τους θα είναι $D=100\pm 5$ mm και το ύψος τους, μετά την αφαίρεση του ακραίου τμήματος και τη λείανση, και πριν από την επιστροφή του κονιάματος επιπεδώσεως (καπέλωμα), $H\geq 95$ mm.

Ο λόγος ύψος/διάμετρος (H/D) πρέπει αν κυμαίνεται μεταξύ 0,90-1,10 θα επιδιώκεται, να μην είναι μικρότερος από 1,0.

Στην περίπτωση που η τιμή του λόγου H/D των πυρήνων διαφέρει της μονάδας κάθε τιμή θραύσης πυρήνα f_i θα πολλαπλασιάζεται με το λόγο $L_1/0,85$, ώστε όλες οι τιμές να γίνουν ισοδύναμες προς την τιμή θραύσης πυρήνα με λόγο H/D=1. Οι συντελεστές επιρροής L_1 δίνονται στον πίνακα 2.8 ανάλογα με την τιμή του λόγου H/D.

α/α	Υψος/Διάμετρος H/D	Συντελεστής επιρροής L1	Παράγοντας μετατροπής L1/0,85
1	0,90	0,820	0,965
2	0,91	0,823	0,968
3	0,92	0,826	0,972
4	0,93	0,829	0,975
5	0,94	0,832	0,979
6	0,95	0,835	0,982
7	0,96	0,838	0,986
9	0,97	0,841	0,989
10	0,98	0,844	0,993
11	0,99	0,847	0,996
12	1,00	0,850	1,000
13	1,01	0,852	1,002
14	1,02	0,855	1,006
15	1,03	0,857	1,008
16	1,04	0,860	1,012
17	1,05	0,862	1,014
18	1,06	0,864	1,016
19	1,07	0,867	1,020
20	1,08	0,869	1,022
21	1,09	0,872	1,026
22	1,10	0,874	1,028

Πίνακας 1.2: Συντελεστές επιρροής L1 και παράγοντα μετατροπής L1/0.85, του λόγου H/D, στην τιμή αντοχής του πυρήνα .

- Η επιτόπου (κυβική) αντοχή του σκυροδέματος της παρτίδας που ελέγχθηκε με 6 πυρήνες δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$f_{i,s} = f_{m(6).is} / 0.85 - 1.60 * s \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

όπου $f_{i,s}$: η επιτόπου (κυβική) αντοχή του σκυροδέματος της παρτίδας που ελέγχθηκε με 6 πυρήνες

$f_{m(6).is}$: η μέση τιμή της αντοχής των 6 πυρήνων με H/D=1

s : η τυπική απόκλιση των τιμών θραύσης των 6 πυρήνων

Για να θεωρηθεί ότι το αποτέλεσμα της θραύσης των 6 πυρήνων αποδεικνύει ότι το ελεγχόμενο σκυρόδεμα έχει τη σχεδιασμένη συμβατική κυβική αντοχή f_{ck} θα πρέπει να ικανοποιείται η παρακάτω σχέση:

$$f_{i,s} \geq f_{ck}$$

όπου $f_{i,s}$: η επιτόπου (κυβική) αντοχή του σκυροδέματος της παρτίδας που ελέγχθηκε με 6 πυρήνες

f_{ck} : η συμβατική (κυβική) αντοχή που αντιστοιχεί σε κατηγορία σκυροδέματος σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα 2.9.

α/α	Επί τόπου κυβική αντοχή $f_{i,s}$ (N/mm ²)	Κατηγορία θλιπτικής αντοχής	α/α	Επί τόπου κυβική αντοχή $f_{i,s}$ (N/mm ²)	Κατηγορία θλιπτικής αντοχής
1	10	C8/10	9	55	C45/55
2	15	C12/15	10	60	C50/60
3	20	C16/20	11	67	C55/67
4	25	C20/25	12	75	C60/75
5	30	C25/30	13	85	C70/85
6	37	C30/37	14	95	C80/95
7	45	C35/45	15	105	C90/105
8	50	C40/50	16	115	C100/115

Πίνακας 1.3: Αντιστοιχία της επιτόπου κυβικής θλιπτικής αντοχής $f_{i,s}$ με την κατηγορία θλιπτικής αντοχής βάσει του προτύπου prEN 206-1 .

Επιτρέπεται ο επανέλεγχος για επιβεβαίωση των ληφθέντων αποτελεσμάτων, ιδιαίτερα αν η εμφανιζόμενη υστέρηση είναι μικρή και βρίσκεται μέσα στα όρια του στατιστικού σφάλματος. Στην περίπτωση αυτή, λαμβάνεται νέα εξάδα πυρήνων και ο έλεγχος γίνεται με το σύνολο των 12 πυρήνων, ώστε να αυξηθεί ο βαθμός προσεγγίσεως.

Η επιτόπου (κυβική) αντοχή του σκυροδέματος της παρτίδας που ελέγχθηκε με 12 πυρήνες δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$f_{i,s} = f_{m(12),is} / 0.85 - 1.48 * s \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

όπου $f_{i,s}$: η επιτόπου (κυβική) αντοχή του σκυροδέματος της παρτίδας που ελέγχθηκε με 12 πυρήνες

$f_{m(12),is}$: η μέση τιμή της αντοχής των 12 πυρήνων με $H/D=1$

s : η τυπική απόκλιση των τιμών θραύσης των 12 πυρήνων

Αφού έχει υπολογιστεί η τιμή της επιτόπου (κυβικής) αντοχής $f_{i,s}$ σύμφωνα με την παραπάνω σχέση, η αντίστοιχη (ισοδύναμη) κατηγορία αντοχής λαμβάνεται από τον πίνακα ώστε να ικανοποιείται η σχέση $f_{i,s} \geq f_{ck}$

Αν σε μια μικρή περιοχή το σκυρόδεμα παρουσιάζει ελαττώματα από κακή κατασκευή ή εξωτερικά αίτια και ζητείται η αντοχή του σκυροδέματος σε αυτήν την περιοχή θα λαμβάνονται 3 πυρήνες.

$$f_{res} = f_{m(3).is} / 0.85 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

όπου f_{res} : η απομένουσα αντοχή του σκυροδέματος σε μια μικρή περιοχή που παρουσιάζει τοπικά προβλήματα

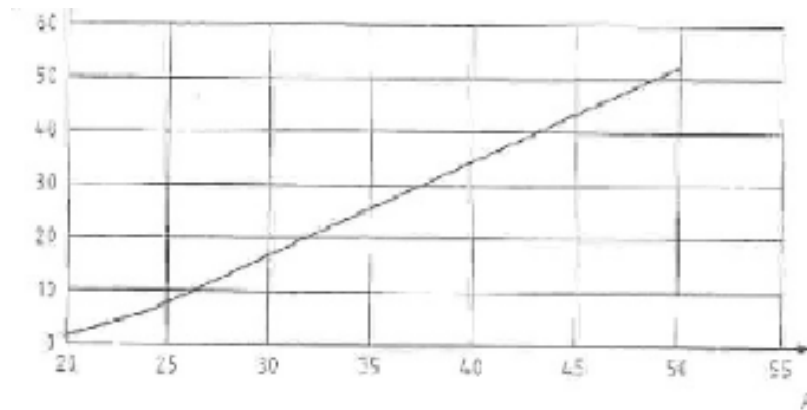
$f_{m(3).is}$: η μέση αντοχή των 3 πυρήνων με $H/D=1$

- Γενικά, η διάτρηση των δομικών στοιχείων δεν πρέπει να δημιουργεί (έστω και προσωρινούς) κινδύνους για την ευστάθεια της κατασκευής. Οι διαμορφούμενες οπές στο σκυρόδεμα από τη λήψη των πυρήνων, ιδιαίτερα αν αυτές έχουν δημιουργηθεί σε κατακόρυφα στοιχεία ή δοκούς, θα γεμίζουν αμέσως και πλήρως με πολυμερικό ή με μη συρρικνούμενο σκυρόδεμα, από το συνεργείο που εκτελεί τη διάτρηση.

Η κοπή ή η κάκωση ράβδων οπλισμού κατά τη διάτρηση πρέπει να αποφεύγεται, με διερεύνηση της θέσεως των οπλισμών πριν από τη λήψη των πυρήνων. Αν όμως συμβεί πρέπει να αποκαθίσταται η λειτουργία των ράβδων, ανάλογα και με τη συμβολή της πληγείσης ράβδου στην αντοχή του έργου.

Εκτίμηση της επιτόπου θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος της κατασκευής με βαθμονομημένες κρουσιμετρήσεις βάσει του prEN13791/2006

- Η μέθοδος των κρουσιμετρήσεων είναι μία μη καταστρεπτική μέθοδος εκτίμησης της επιτόπου θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος μιας κατασκευής. Χρησιμοποιείται είτε ως εναλλακτική προς τους πυρήνες, είτε ως συμπληρωματική των πυρήνων. Και στις δύο περιπτώσεις, η μέθοδος εφαρμόζεται πάντοτε μετά από συσχέτιση των κρουσιμετρήσεων με τιμές αντοχών από πυρήνες που έχουν ληφθεί από το έργο.
- Το Πρότυπο prEN13791 δίνει μια γενικευμένη συσχέτιση μεταξύ των κρουσιμετρήσεων και των επιτόπου αντοχών του σκυροδέματος υπό μορφή διαγράμματος. Το διάγραμμα αυτό που ονομάζεται 'βασική καμπύλη' παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 1.10:Βασική καμπύλη για κρουσιμετρήσεις

όπου R (άξονας X) : Κρουσιμετρήσεις

f_R (άξονας Y) : Αρχικές τιμές επιτόπου αντοχών σκυροδέματος (MPa)

Στην περίπτωση αριθμητικών υπολογισμών, οι εξισώσεις της 'βασικής καμπύλης' δίνονται στη συνέχεια:

$$f_R = 1.25 \cdot R - 23, \quad 20 \leq R \leq 24$$

$$f_R = 1.25 \cdot R - 34.5, \quad 24 \leq R \leq 50$$

Κατασκευή νέας καμπύλης κρουσιμετρήσεων – επιτόπου αντοχών με πυρήνες από το συγκεκριμένο έργο.

Η εκτίμηση της επιτόπου θλιπτικής αντοχής μιας κατασκευής με τη μέθοδο των κρουσιμετρήσεων επιτυγχάνεται, χρησιμοποιώντας τη βασική καμπύλη και μετατοπίζοντάς τη στο κατάλληλο επίπεδο που καθορίζεται από δοκιμές πυρήνων του έργου. Σκοπός της μεθόδου είναι να κατασκευαστεί μια νέα καμπύλη που θα συσχετίζει τις κρουσιμετρήσεις με τις επιτόπου θλιπτικές αντοχές στο συγκεκριμένο έργο.

Όπως προαναφέρθηκε, από την κατασκευή είναι συνολικά διαθέσιμοι 18 πυρήνες.

- Η εκτίμηση της επιτόπου θλιπτικής αντοχής μιας κατασκευής με τη μέθοδο των κρουσιμετρήσεων μετά από συσχέτιση των κρουσιμετρήσεων με περισσότερους από 17 πυρήνες από το έργο, επιτυγχάνεται, εφαρμόζοντας ένα εκτεταμένο πρόγραμμα δοκιμών. Σκοπός της μεθόδου είναι να κατασκευαστεί μία ευθεία ή καμπύλη που θα συσχετίζει τις κρουσιμετρήσεις με τις επιτόπου αντοχές των πυρήνων.
- Για τη συσχέτιση των κρουσιμετρήσεων με τις επιτόπου θλιπτικές αντοχές των πυρήνων του έργου, ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία:

α. Λαμβάνονται τουλάχιστον 18 συνδυασμοί αποτελεσμάτων που καλύπτουν την περιοχή ενδιαφέροντος. Σε κάθε συνδυασμό αντιστοιχεί μία τιμή κρουσιμέτρησης και ένας πυρήνας.

β. Καθορίζεται με ανάλυση παλινδρόμησης, η βέλτιστη ευθεία ή καμπύλη των συνδυασμών των δεδομένων. Η τιμή της κρουσιμέτρησης θεωρείται ως μεταβλητή και η αντοχή του πυρήνα ως συνάρτηση της μεταβλητής αυτής.

γ. Υπολογίζεται το στατιστικό σφάλμα της εκτίμησης και καθορίζονται τα όρια εμπιστοσύνης για τη βέλτιστη ευθεία ή καμπύλη για τα όρια ανοχής για μεμονωμένες παρατηρήσεις.

δ. Η σχέση καθορίζεται ως το 10% της υποαντοχής, δηλαδή δίνει ένα επίπεδο ασφαλείας όπου το 90% των τιμών αντοχής αναμένεται να είναι υψηλότερες από την εκτιμώμενη τιμή αντοχής.

Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων για την αντοχή του σκυροδέματος

Οι θέσεις εφαρμογής της έμμεσης μεθόδου (κρουσιμέτρηση) καλύπτουν μεγαλύτερο ποσοστό από το 45% των κατακόρυφων δομικών στοιχείων (υποστυλωμάτων), καθώς έχουν γίνει πυρηνοληψίες και κρουσιμετρήσεις σε όλα τα υποστυλώματα. Επίσης καλύπτεται ποσοστό μεγαλύτερο από το 25% των οριζόντιων δομικών στοιχείων (πλακών), αφού πυρηνοληψίες και κρουσιμετρήσεις έγιναν σε όλες τις πλάκες της κατασκευής.

Επομένως, η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων για την θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος μπορεί να θεωρηθεί «υψηλή».

✓ Χάλυβας οπλισμού

Έπειτα από οπτική αναγνώριση των χαλύβων σε διάφορες θέσεις των οριζόντιων και κατακόρυφων δομικών στοιχείων, όπου προηγήθηκαν αποκαλύψεις οπλισμών διαπιστώθηκε πως ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε ανήκει στην κατηγορία STI, κατηγορία που χρησιμοποιούνταν ευρύτατα εκείνη την περίοδο. Επίσης πραγματοποιήθηκε εργαστηριακή δοκιμή σε τρία δοκίμια χάλυβα της κατασκευής από τις οποίες εξάγονται τα ίδια συμπεράσματα με αυτά της οπτικής αναγνώρισης.

Επομένως, η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων για την αντοχή του χάλυβα μπορεί να θεωρηθεί «υψηλή».

✓ Γεωμετρικά δεδομένα

- Είδος και γεωμετρία φορέα ανωδομής
- Είδος και γεωμετρία φορέα θεμελίωσης
- Είδος και γεωμετρία τοιχοπληρώσεων
- Επενδύσεις και επιστρώσεις

- Διάταξη και λεπτομέρειες όπλισης

Για όλα τα παραπάνω γεωμετρικά δεδομένα, διατίθενται πλήρη σχέδια της αρχικής μελέτης, η οποία θεωρείται ότι έχει εφαρμοστεί πλήρως.

Επομένως, με βάση τον πίνακα του Κανονισμού η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων των γεωμετρικών δεδομένων μπορεί να θεωρηθεί **«υψηλή»**.

1.4 Συμπεράσματα

Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων που θα χρησιμοποιηθεί για την επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης θα είναι η δυσμενέστερη όλων που προσδιορίστηκαν παραπάνω (σκυρόδεμα, χάλυβας, γεωμετρικά δεδομένα). Άρα θα χρησιμοποιηθεί η «υψηλή» Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων.

Κεφάλαιο δεύτερο: Φορτία της κατασκευής

2.1 Γενικά

Στην παρούσα εργασία οι δράσεις υπολογίστηκαν βάσει των κανονιστικών διατάξεων του Ευρωκώδικα 1 (EN 1991).

2.2 Φορτία από μη σεισμικές δράσεις

2.2.1 Μόνιμα φορτία (G)

Ίδιο βάρος στοιχείων του φορέα και σύμμικτης πλάκας οροφής

Στα μόνιμα φορτία της κατασκευής λαμβάνονται υπόψη τα φορτία που προέρχονται από τα δομικά και τα μη δομικά στοιχεία της κατασκευής (στέγη, επιστρώσεις κτλ), φορτία που θα επενεργούν σε όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Δεδομένων των διαστάσεων των μελών και σύμφωνα με τα ειδικά βάρη που έχουν εισαχθεί για τα δύο υλικά, το πρόγραμμα υπολογίζει αυτόματα τα φορτία. Το ίδιο βάρος της σύμμικτης πλάκας οροφής θεωρήθηκε ίσο με 2.5 KN/m^2 και μοιράσθηκε σαν κατανεμημένο φορτίο στις τεγίδες της οροφής σύμφωνα με τις ζώνες επιρροής.

ειδικό βάρος	KN/m^3
οπλισμένο σκυρόδεμα B160	25
δομικός χάλυβας S235	78.5

Πίνακας 2.1: ειδικά βάρη υλικών

2.2.2 Κινητά φορτία (Q)

Τα κινητά φορτία περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτηρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων κλπ. Διακρίνονται σε κινητά φορτία οροφής και ορόφων.

- Η κατασκευή ανήκει στην κατηγορία A και σαν κινητό φορτίο επιλέχθηκε η τιμή 2KN/m^2 .
- Η στέγη όπως φαίνεται στον πίνακα που ακολουθεί σύμφωνα με τη χρήση της χαρακτηρίζεται ως κατηγορίας H . Η τιμή του κινητού φορτίου επιλέχθηκε 1KN/m^2 και εισήχθη ως γραμμικό κατανεμημένο στις τεγίδες της οροφής σύμφωνα με τις ζώνες επιρροής.

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D ¹⁾)	<p>C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφεενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.</p> <p>C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.</p> <p>C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p>C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές</p> <p>C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.</p>
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	<p>D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά.</p> <p>D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα</p>
¹⁾ Εφιστάται η προσοχή στο 6.3.1.1(2), και συγκεκριμένα για το C4 και C5. Βλέπε EN 1990 στην περίπτωση που πρέπει να εξετασθούν οι δυναμικές επιδράσεις. Για την Κατηγορία E, βλέπε πίνακα 6.3		

Πίνακας 2.2: Κατηγορίες χρήσης

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Α		
Δάπεδα	1,5 έως <u>2,0</u>	<u>2,0</u> έως 3,0
Σκάλες	<u>2,0</u> έως 4,0	<u>2,0</u> έως 4,0
Μπαλκόνια	<u>2,5</u> έως 4,0	<u>2,0</u> έως 3,0
Κατηγορία Β	2,0 έως <u>3,0</u>	1,5 έως <u>4,5</u>
Κατηγορία C		
C1	2,0 έως <u>3,0</u>	3,0 έως <u>4,0</u>
C2	3,0 έως <u>4,0</u>	2,5 έως 7,0 (<u>4,0</u>)
C3	3,0 έως <u>5,0</u>	<u>4,0</u> έως 7,0
C4	4,5 έως <u>5,0</u>	3,5 έως <u>7,0</u>
C5	<u>5,0</u> έως 7,5	3,5 έως <u>4,5</u>
Κατηγορία D		
D1	<u>4,0</u> έως 5,0	3,5 έως 7,0 (<u>4,0</u>)
D2	4,0 έως <u>5,0</u>	3,5 έως <u>7,0</u>

Πίνακας 2.3: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, μπαλκόνια και σκάλες κτηρίων

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη Χρήση
H	Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή.
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες Α έως D
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια

Πίνακας 2.4: Κατηγοριοποίηση στεγών

Στέγη	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία H	q_k	Q_k

Πίνακας 2.5:επιβαλλόμενα φορτία στις στέγες κατηγορίας H

2.2.3 Φορτίο Χιονιού (S)

Υπολογισμός φορτίου χιονιού

Ο υπολογισμός του φορτίου χιονιού έγινε βάσει των διατάξεων του Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-3 (EN1991-1-3)

Παραδοχές μελέτης:

- Στην περιοχή του έργου επικρατούν κανονικές συνθήκες
- Η περιοχή ανήκει στη ζώνη B
- Υψόμετρο εδάφους A=500m
- Κλίση στέγης :οριζόντια στέγη
- Κατασκευή προφυλαγμένη (πίνακας)
- Κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης

Χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί το έδαφος:

$$s_{k,A} = s_{k,0} \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right]$$

όπου:

$s_{k,0}$ είναι το χαρακτηριστικό φορτίου χιονιού σε έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας (A=0).

A είναι το υψόμετρο της τοποθεσίας πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας (σε m). Το υψόμετρο A μετριέται με ακρίβεια 100m. Το υψόμετρο στρογγυλεύεται στην αμέσως μεγαλύτερη εκατοντάδα.

Ζώνη	$s_{k,0} (kN/m^2)$
A	0,4
B	0,8
Γ	1,7

Πίνακας 2.6: Τιμές του χαρακτηριστικού φορτίου χιονιού στο έδαφος, $s_{k,0}$, στην στάθμη της θάλασσας (A=0m) συναρτήσει της ζώνης

Ζώνη Α: Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας

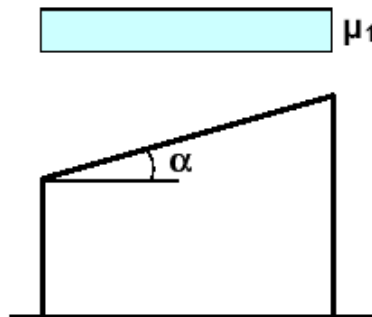
Ζώνη Γ: Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια

Ζώνη Β: Υπόλοιπη Χώρα

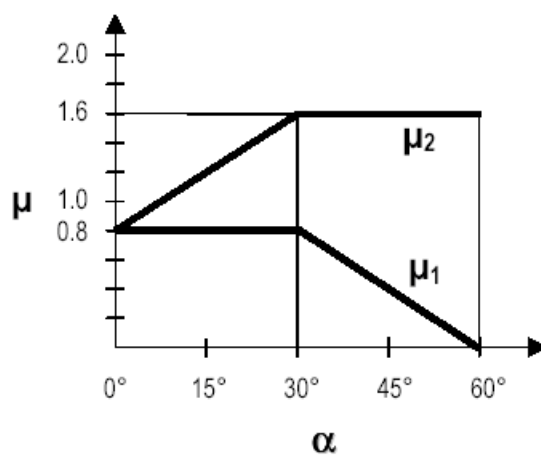
Οπότε με εφαρμογή της σχέσης προκύπτει:

$$s_{k,A} = 0.8 * \left(1 + \left(\frac{500}{917} \right)^2 \right) = 1.038 \frac{KN}{m^2}$$

Συντελεστής μορφής χιονιού:



Σχήμα 2.1: Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού- μονοκλινής στέγη



Σχήμα 2.2: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0.8	$0.8 (60-\alpha)/30$	0.0
μ_2	$0.8+0.8 \alpha/30$	1.6	--

Πίνακας 2.7: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού

Οι συντελεστές σχήματος λαμβάνονται από τον παραπάνω πίνακα:

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_2 = 0.8 + 0.8 \alpha / 30 = 0.8$$

Συντελεστής έκθεσης και θερμότητας:

Ο θερμικός συντελεστής C_t θα πρέπει να χρησιμοποιείται για να λαμβάνεται υπόψη η μείωση των φορτίων χιονιού σε στέγες με υψηλή θερμική διάδοση ($> 1W/m^2K$), ειδικά σε ορισμένες γυάλινες στέγες, όπου το χιόνι λιώνει λόγω των απωλειών θερμότητας. Για όλες τις άλλες περιπτώσεις όπως της εν λόγω κατασκευής λαμβάνεται $C_t = 1.0$. Και από τον πίνακα παρακάτω προκύπτει ο συντελεστής έκθεσης $C_e = 1.2$.

Τοπογραφικά Χαρακτηριστικά	C_e
Εκτεθειμένο ^α	0.8
Κανονικό ^β	1.0
Προφυλαγμένο ^γ	1.2

^α**Εκτεθειμένο:** Επίπεδες εκτάσεις χωρίς εμπόδια εκτεθειμένες από όλες τις πλευρές χωρίς καθόλου, ή με λίγη προστασία από το φυσικό ανάγλυφο, τις υψηλότερες κατασκευές, ή τα δέντρα.

^β**Κανονικό:** Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές, λόγω του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλότερων κατασκευών, ή των δέντρων.

^γ**Προφυλαγμένο:** Περιοχές όπου η θεωρούμενη κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερη από το φυσικό ανάγλυφο, ή περιβάλλεται από υψηλά δένδρα ή/και από υψηλότερες κατασκευές.

Φορτία χιονιού:

$$s_1 = s_2 = \mu_1 C_t C_e s_{k,A} = 0.8 * 1 * 1.2 * 1.038 = 0.99 KN/m^2$$

Οπότε λαμβάνεται τιμή φορτίου χιονιού $1KN/m^2$ το οποίο μοιράζεται σαν κατανεμημένο φορτίο επάνω στις τεγίδες.

2.2.4 Φορτίο Ανέμου (W)

Ο υπολογισμός του φορτίου ανέμου έγινε βάσει των διατάξεων του Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-4 (EN1991-1-4)

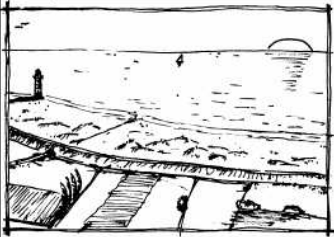
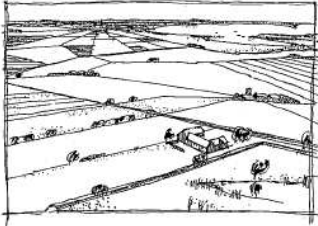
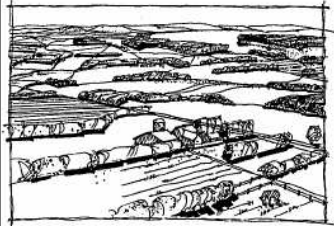

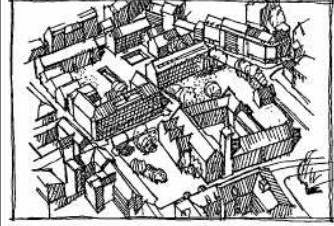
Υπολογισμός φορτίου ανέμου

Παραδοχές μελέτης:

- Άνεμος για $\theta=0^\circ$ και 90°
- Έδαφος κατηγορίας III
- Έδαφος επίπεδο (δεν εντοπίζονται μεμονωμένοι λόφοι κτλ.)
- Πυκνότητα αέρα $\rho=1.25\text{kg/m}^3$
- Κλίση στέγης $\alpha=0^\circ$
- Τύπος στέγης με αιχμηρά άκρα

Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10
<i>Κατηγορίες εδαφών στον επόμενο πίνακα</i>		

Πίνακας 2.8: Κατηγορίες εδαφών και παράμετροι εδάφους

	
<p>Κατηγορία εδάφους 0: Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα</p>	<p>Κατηγορία εδάφους I: Λίμνες ή περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια</p>
	
<p>Κατηγορία εδάφους II: Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτήρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων</p>	<p>Κατηγορία εδάφους III: Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτήρια ή από μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)</p>
	
<p>Κατηγορία εδάφους IV: Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτήρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m</p>	

Πίνακας 2.9: Κατηγορίες εδάφους

Από τον πίνακα λαμβάνονται για κατηγορία εδάφους IV τιμές $z_0=0.3 \text{ m}$, $z_{\min}=5 \text{ m}$.

Υπολογισμός της πίεσης ταχύτητας αιχμής

Θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου

Το κτίριο βρίσκεται στην ενδοχώρα οπότε σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 1 λαμβάνεται:

$$V_{b,0} = \frac{27 \text{ m}}{\text{sec}}$$

Βασική ταχύτητα ανέμου

$$V_b = V_{b,0} * C_{dir} * C_{season} = 1 * 1 * 27 = \frac{27m}{sec}$$

Όπου C_{dir} και C_{season} ο συντελεστής διεύθυνσης ανέμου και ο εποχικός συντελεστής που λαμβάνουν την τιμή 1 που προτείνεται στο Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 1.

Βασική πίεση

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 = \frac{1}{2} * 1.25 kg/m^3 * (27m/sec)^2 = 0.455625 \frac{KN}{m^2}$$

Συντελεστής τραχύτητας

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{for} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$
$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{for} \quad z \leq z_{min}$$

όπου:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας

k_r συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας z_0 και υπολογίζεται με βάση τη σχέση

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}$$

όπου:

$z_{0,II} = 0,05$ m (κατηγορία εδάφους II)

z_{min} είναι το ελάχιστο ύψος

z_{max} πρέπει να λαμβάνεται 200m, εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα

z_0, z_{min} εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους.

$$k_r = 0.19 * \left(\frac{0.3}{0.05}\right)^{(0.07)} = 0.215$$

$$C_r(z) = 0.215 * \ln(10.3/0.3) = 0.76$$

Μέση ταχύτητα ανέμου

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b$$

όπου:

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους, που λαμβάνεται ως 1,0 εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά

$$v_m(z) = 0.76 * 1 * 27 = 20.53 \text{ m/sec}$$

Συντελεστής έκθεσης

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{για} \quad z < z_{\min}$$

όπου:

k_1 είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Η τιμή του k_1 που θα χρησιμοποιηθεί σε μια χώρα μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή του $k_1 = 1,0$.

c_o είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας

Άρα θα είναι:

$$I_v(z) = 1 / (\ln((10.3)/(0.3))) = 0.28$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

όπου:

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθυελλών

$c_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης

Άρα θα είναι:

$$q_p(z) = 0.78 \frac{KN}{m^2}$$

εξωτερική πίεση

Η πίεση του ανέμου που δρα κάθετα στις επιφάνειες υπολογίζεται από τη σχέση

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

z_e το ύψος αναφοράς του κτιρίου

c_{pe} ο συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

($\theta=0^\circ$)

$$e = \min(b, 2h) = \min(18, 2 * 10.3) = 18 \text{ m}$$

$$d = 12 \text{ m}$$

$$h = 10.30 < b = 18 \text{ άρα } z_e = h = 10.3 \text{ m}$$

$e > d$ επομένως ο τοίχος χωρίζεται σε δύο ζώνες A,B

$$\frac{e}{5} = 3.6 \text{ m}$$

$$d - e/5 = 8.4 \text{ m}$$

Ακολούθως λαμβάνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης από τον αντίστοιχο πίνακα του Ευρωκώδικα 1.

h/d=0.85			
ζώνη		εμβαδόν m ²	C _{pe}
A		37.08	-1.2
B		86.52	-0.8
D		185.4	0.68
E		185.4	-0.425

Πίνακας 2.10: συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους (άνεμο κάθετο στη μεγάλη πλευρά)

Να σημειωθεί ότι τα C_{pe} των πλευρών D και E έχουν πολλαπλασιαστεί με 85%, σύμφωνα με την διάταξη του ευρωκώδικα σχετικά με την συσχέτιση της ανεμοπίεσης στην προσήνεμη και την υπήνεμη πλευρά.

$$W_{eA} = q_p(z_e) * c_{pe} = 0.78 * (-1.2) = -0.936 \frac{KN}{m^2}$$

$$W_{eB} = q_p(z_e) * c_{pe} = 0.78 * (-0.8) = -0.62 \frac{KN}{m^2}$$

$$W_{eD} = q_p(z_e) * c_{pe} = 0.78 * (0.68) = 0.53 \frac{KN}{m^2}$$

$$W_{eE} = q_p(z_e) * c_{pe} = 0.78 * (-0.425) = -0.33 \frac{KN}{m^2}$$

Τα φορτία μοιράστηκαν ως γραμμικά κατανεμημένα καθ ύψος των υποστυλωμάτων ανάλογα με τις ζώνες επιρροής.

πίεση ανέμου για τη στέγη

Η στέγη είναι οριζόντια οπότε $\alpha=0^\circ$.

($\theta=0^\circ$)

$$e = \min(b, 2h) = \min(18, 2 * 10.3) = 18 \text{ m}$$

$$d = 12 \text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = 1.8 \text{ m}$$

$$\frac{e}{4} = 4.5 \text{ m}$$

$$\frac{e}{2} = 9 \text{ m}$$

$$\frac{e}{2} - \frac{e}{10} = 9 - 1.8 = 7.2 \text{ m}$$

$$d - \frac{e}{2} = 3 \text{ m}$$

Ζώνη	εμβαδόν m ²	C _{pe}
F	8.1	-1.94
G	16.2	-1.2
H	129.6	-0.7
I	54	0.2
I	54	-0.2

Πίνακας 2.11: συντελεστές εξωτερικής πίεσης στέγης (άνεμο κάθετο στη μεγάλη πλευρά)

$$W_{eF} = q_p(z_e) * c_{pe} = 0.78 * (-1.94) = -1.51 \frac{KN}{m^2}$$

$$W_{eG} = q_p(z_e) * c_{pe} = 0.78 * (-1.2) = -0.93 \frac{KN}{m^2}$$

$$W_{eH} = q_p(z_e) * c_{pe} = 0.78 * (-0.7) = -0.55 \frac{KN}{m^2}$$

$$W_{eI} = q_p(z_e) * c_{pe} = 0.78 * (\pm 0.2) = \pm 0.16 \frac{KN}{m^2}$$

($\theta=90^\circ$)

$$e = \min(b, 2h) = \min(12, 2 * 10.3) = 12 \text{ m}$$

$$d = 18 \text{ m}$$

$$h = 10.30 < b = 12 \text{ άρα } z_e = h = 10.3 \text{ m}$$

$e < d$ επομένως ο τοίχος χωρίζεται σε τρεις ζώνες A, B, C

$$\frac{e}{5} = 2.4 \text{ m}$$

$$\frac{4e}{5} = 9.6 \text{ m}$$

$$d - e = 6 \text{ m}$$

Ακολούθως λαμβάνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης από τον αντίστοιχο πίνακα του Ευρωκώδικα 1.

Ζώνη	εμβαδόν m ²	C _{pe}
A	24.72	-1.2
B	98.88	-0.8
C	61.8	-0.5
D	123.6	0.68
E	123.6	-0.425

Πίνακας 2.12: συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους (άνεμο κάθετο στη μικρή πλευρά)

Να σημειωθεί ότι τα C_{pe} των πλευρών D και E έχουν πολλαπλασιαστεί με 85%, σύμφωνα με την διάταξη του ευρωκώδικα σχετικά με την συσχέτιση της ανεμοπίεσης στην προσήνεμη και την υπήνεμη πλευρά.

$$W_{eA} = q_p(z_e) * c_{pe} = 0.78 * (-1.2) = -0.936 \frac{KN}{m^2}$$

$$W_{eB} = q_p(z_e) * c_{pe} = 0.78 * (-0.8) = -0.62 \frac{KN}{m^2}$$

$$W_{eC} = q_p(z_e) * c_{pe} = 0.78 * (-0.5) = -0.39 \frac{KN}{m^2}$$

$$W_{eD} = q_p(z_e) * c_{pe} = 0.78 * (0.68) = 0.53 \frac{KN}{m^2}$$

$$W_{eE} = q_p(z_e) * c_{pe} = 0.78 * (-0.425) = -0.33 \frac{KN}{m^2}$$

Τα φορτία μοιράσθηκαν ως γραμμικά κατανεμημένα καθ ύψος των υποστυλωμάτων ανάλογα με τις ζώνες επιρροής.

πίεση ανέμου για τη στέγη

$$(\theta = 90^\circ)$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(12, 2 * 10.3) = 12 \text{ m}$$

$$d = 18 \text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = 1.2 \text{ m}$$

$$\frac{e}{4} = 3 \text{ m}$$

$$\frac{e}{2} = 6 \text{ m}$$

ζώνη	εμβαδόν m ²	C _{pe}
F	3.6	-2.29
G	7.2	-2.01
H	57.6	-0.7
I	144	0.2
I	144	-0.2

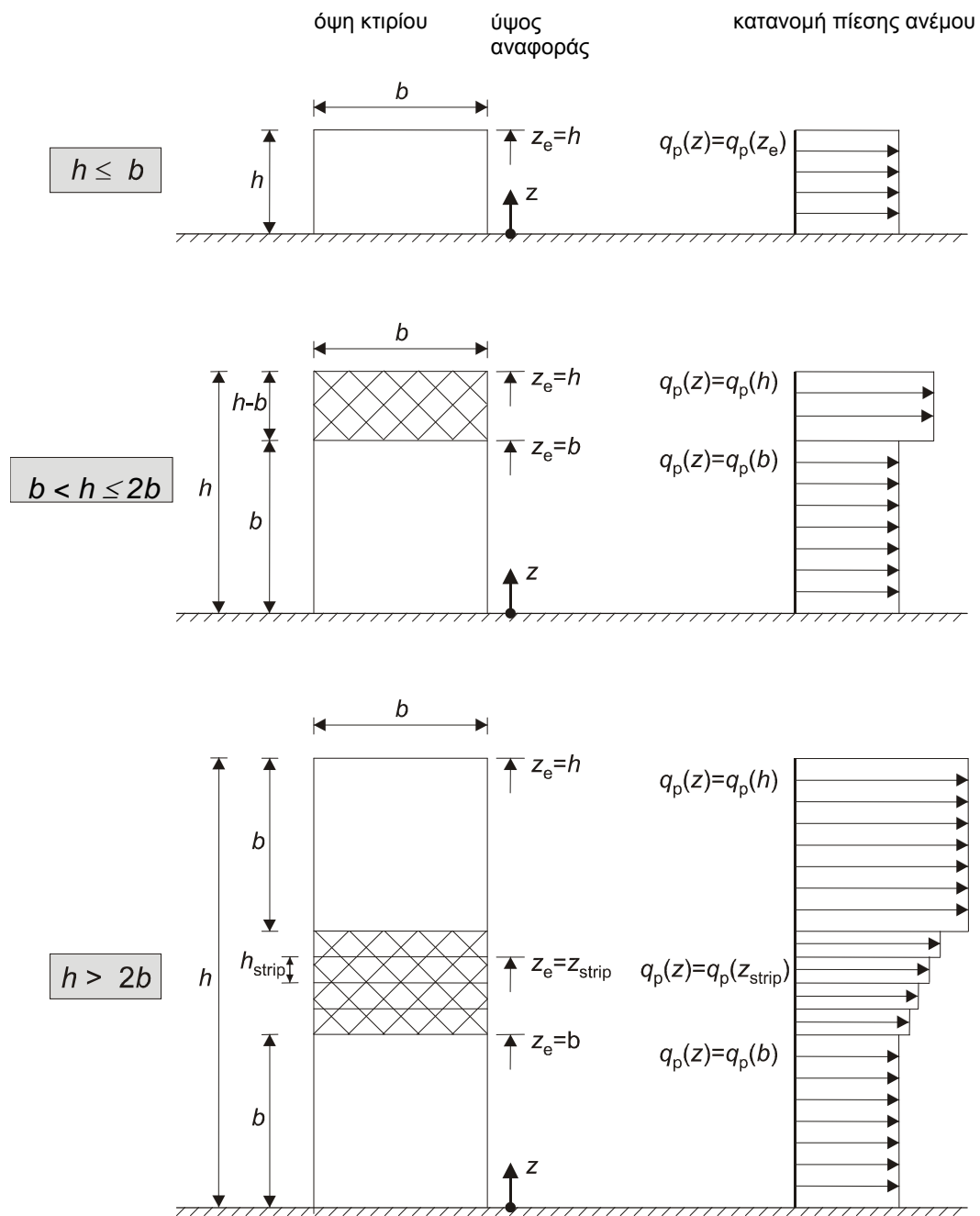
Πίνακας 2.13: συντελεστές εξωτερικής πίεσης στέγης (άνεμο κάθετο στη μικρή πλευρά)

$$W_{eF} = q_p(z_e) * c_{pe} = 0.78 * (-2.29) = -1.78 \frac{KN}{m^2}$$

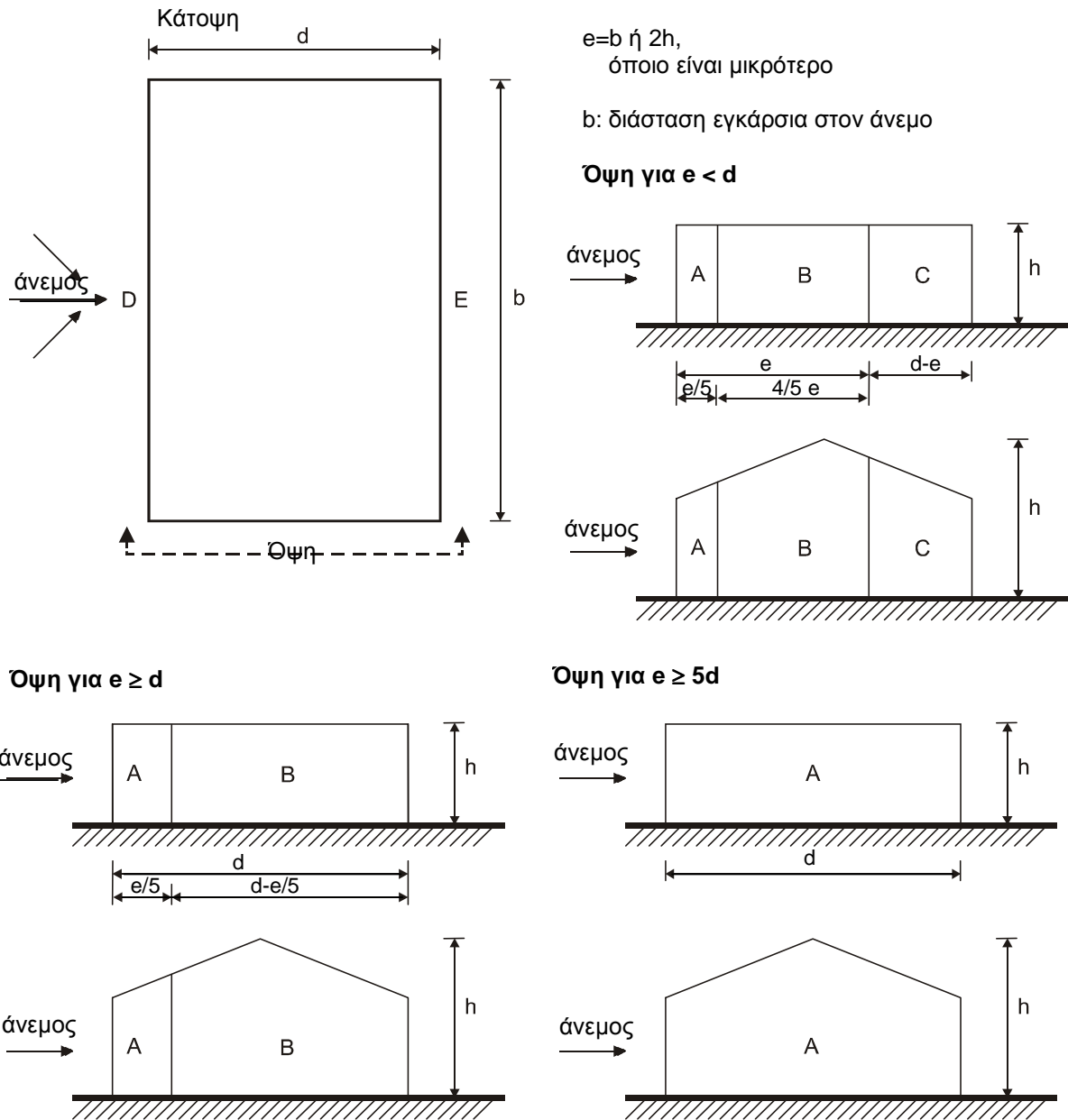
$$W_{eG} = q_p(z_e) * c_{pe} = 0.78 * (-2.01) = -1.56 \frac{KN}{m^2}$$

$$W_{eH} = q_p(z_e) * c_{pe} = 0.78 * (-0.7) = -0.55 \frac{KN}{m^2}$$

$$W_{eI} = q_p(z_e) * c_{pe} = 0.78 * (\pm 0.2) = \pm 0.16 \frac{KN}{m^2}$$



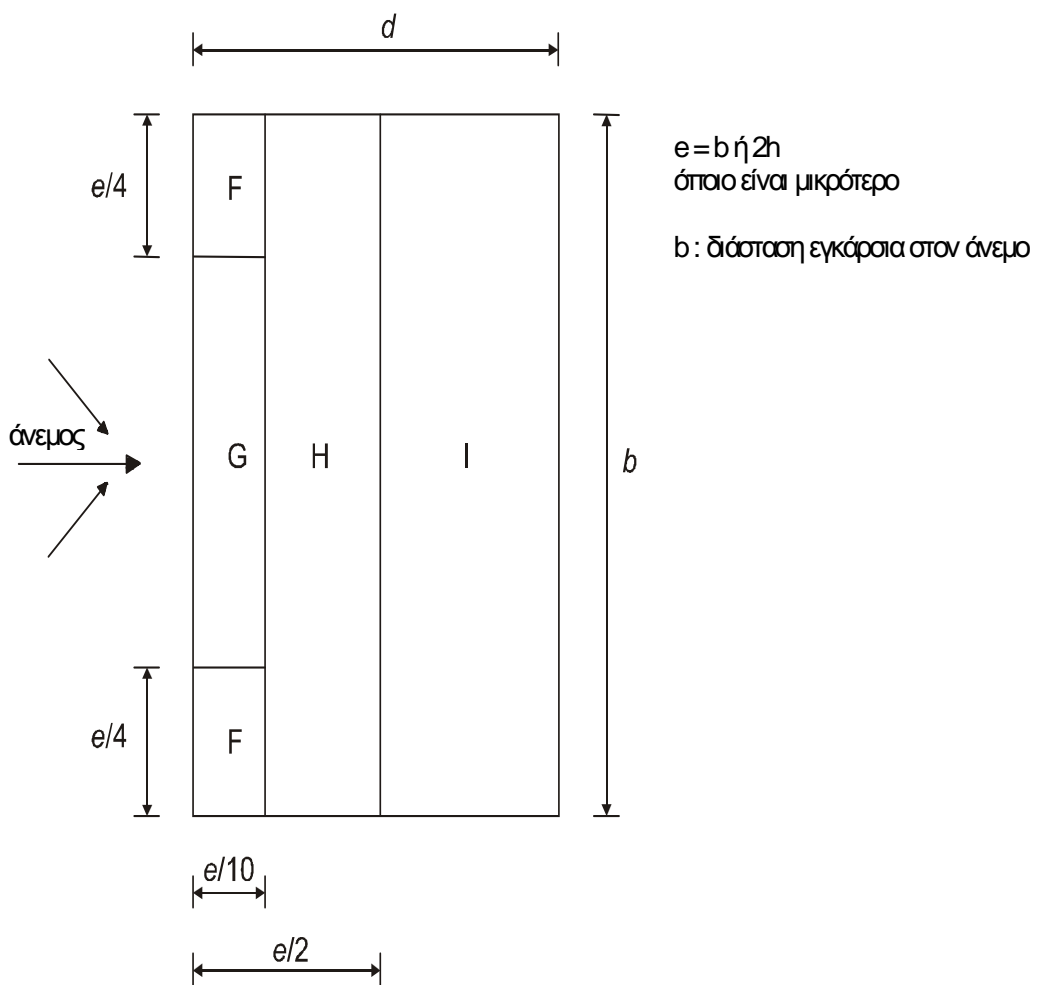
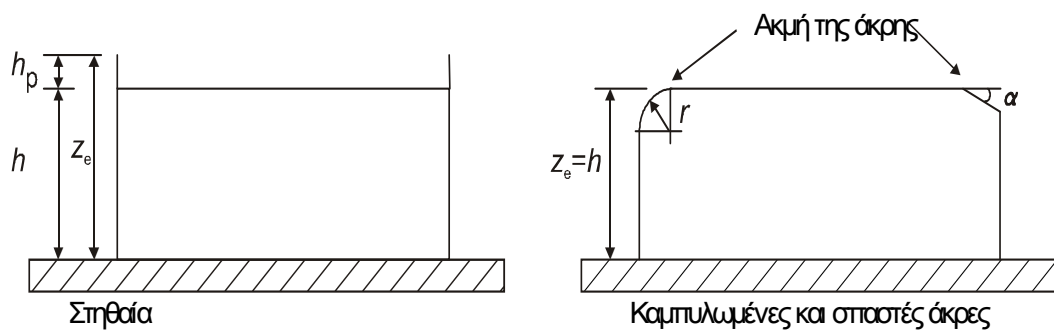
Σχήμα 2.3: Ύψος αναφοράς, z_e , που εξαρτάται από τα h και b , και αντιστοιχούσα κατανομή πιέσεων



Σχήμα 2.4: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Πίνακας 2.14: συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους



Σχήμα 2.5: Συμβολισμοί για οριζόντιες στέγες

Τύπος στέγης		Ζώνη							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Με στηθαία	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Καμπυλωμένα άκρα	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	-0,2
Σπαστά άκρα	30°	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	-0,2
	45°	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	-0,2
	60°	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	-0,2

Πίνακας 2.15: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες

εσωτερική πίεση

Το κτίριο θεωρείται κλειστό ως εκ τούτου δεν διαθέτει ανοίγματα ώστε να αναπτυχθεί εσωτερική πίεση ικανή να επηρεάσει την κατασκευή.

2.3 Φορτία από σεισμικές δράσεις

Το φάσμα σχεδιασμού επιταχύνσεων του σεισμού καθορίζεται από τις παρακάτω εξισώσεις §3.2.2.5-EC8:

$$0 \leq T \leq T_B, \quad S_d(T) = a_g S [2/3 + T/T_B (2.5/q - 2/3)]$$

$$T_B \leq T \leq T_C, \quad S_d(T) = a_g S 2.5/q$$

$$T_C \leq T \leq T_D, \quad S_d(T) = a_g S 2.5/q [T_C/T], \quad S_d(T) \geq \beta a_g$$

$$T_D \leq T, \quad S_d(T) = a_g S 2.5/q [T_C T_D / T^2] \quad S_d(T) \geq \beta a_g$$

Όπου,

$S_d(T)$ η φασματική επιτάχυνση

a_g η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A. Ισχύει $a_g = \gamma a_{gR}$ με συντελεστή σπουδαιότητας συνήθως κτιρίων ίσο με 1,0 (κατηγορία σπουδαιότητας II) και με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς σε έδαφος κατηγορίας A η οποία για την Αθήνα που εντάσσεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II ισούται με 0,24g

T_B η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης που για έδαφος κατηγορίας B ισούται με 0,15s

T_C είναι η περίοδος του άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης που για έδαφος κατηγορίας B ισούται με 0,50s

T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος που έδαφος κατηγορίας B ισούται με 2s

S είναι ο συντελεστής εδάφους που για έδαφος κατηγορίας B ισούται με 1,20

η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, που ισούται με $\sqrt{\frac{10}{5+\xi}}$ και επειδή έχουμε θεωρήσει απόσβεση ίση με 5% είναι 1

β ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, ίσος με 0,20

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

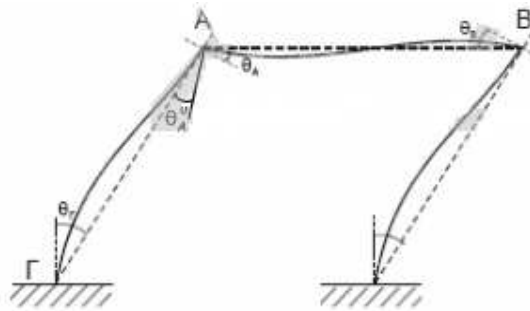
Στην παρούσα εργασία έχει γίνει η παραδοχή πως το κτίριο είναι κατασκευασμένο σε έδαφος κατηγορίας B, δηλαδή σε αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.

Κεφάλαιο τρίτο: Διερεύνηση της συμπεριφοράς και επάρκειας της υφιστάμενης κατασκευής με ελαστικές μεθόδους

3.1 Γενικά

Υπολογισμός γωνίας στροφής χορδής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Γωνία στροφής χορδής στο άκρο ορίζεται η γωνία μεταξύ της κάθετης στην ακραία διατομή και της χορδής που ενώνει τα άκρα.



Σχήμα 3.1: Γωνία στροφής χορδής

Προσδιορισμός θ_γ και θ_{um} κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Η Τιμή της καμπυλότητας διαρροής Φ_y

Αν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου σπλισμού, τότε η καμπυλότητα διαρροής είναι βάσει της σχέσης Α.1. του παραρτήματος 7Α του ΚΑΝΕΠΕ:

$$\varphi_y = \frac{f_{yL}}{E_s(1-\xi_y)d}$$

Όπου:

$$\xi_y = \left(a^2 A^2 + 2aB \right)^{1/2} - aA \quad \text{όπου } \alpha \text{ ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας, } \alpha = E_s/E_c.$$

Τα Α, Β για διαρροή της διατομής λόγω του χάλυβα και για ορθογωνική διατομή με πλάτος b και στατικό ύψος d, δίνονται από τις σχέσεις Α.4:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_{yL}} \quad \text{και} \quad B = \rho + \rho'\delta_1 + 0,5\rho_v(1+\delta_1) + \frac{N}{bdf_{yL}}$$

Αντίθετα λόγω αστοχίας θλιβόμενου σκυροδέματος ισχύει η σχέση Α.2 του παραρτήματος 7Α. του ΚΑΝΕΠΕ που φαίνεται παρακάτω. Αυτό μπορεί να θεωρηθεί ότι συμβαίνει, αν η βράχυνση της ακραίας θλιβόμενης ίνας ξεπεράσει μια τιμή ϵ_c της τάξεως του $\epsilon_c \approx 1.8f_c/E_c$ και αντιστοιχεί σε καμπυλότητα 'διαρροής':

$$\varphi_y = \frac{1,8f_c}{E_c \xi_y d}$$

Τα A, B για διαρροή της διατομής λόγω των παραμορφώσεων σκυροδέματος και για ορθογωνική διατομή με πλάτος b και στατικό ύψος d, δίνονται από τις σχέσεις A.5 του παραρτήματος 7Α του ΚΑΝΕΠΕ:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1,8abdf_y}$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta')$$

Το ανοιγμένο ύψος της θλιβόμενης ζώνης δίνεται από τον ίδιο τύπο:

$$\xi_y = \left(a^2 A^2 + 2aB \right)^{1/2} - aA$$

Στις παραπάνω εξισώσεις τα ρ , ρ' και ρ_v είναι τα ποσοστά του εφελκόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού (ανηγμένα στο bd), $\delta' = d'/d$, όπου d' η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος, b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης και N το αξονικό φορτίο (θετικό σε θλίψη). Η μικρότερη από τις δύο καμπυλότητες αποτελεί και την καμπυλότητα διαρροής της διατομής.

Η ροπή στη διαρροή δίνεται από τον τύπο:

$$\frac{M_y}{bd^3} = \varphi_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0,5(1 + \delta_1) - \frac{\xi_y}{3} \right) + \frac{E_s}{2} \left[(1 - \xi_y) \rho_1 + (\xi_y - \delta_1) \rho_2 + \frac{\rho_v}{6} (1 - \delta_1) \right] (1 - \delta_1) \right\}$$

Τιμή της γωνίας στροφής θ_y στη καμπτική διαρροή

Η γωνία στροφής χορδής θ_y στην καμπτική διαρροή των στοιχείων, μπορεί να εκτιμηθεί από την ακόλουθη έκφραση Σ.2 για δοκούς ή υποστυλώματα και Σ.3 για τοιχώματα του κεφαλαίου 7 του ΚΑΝΕΠΕ:

- Για δοκούς ή υποστυλώματα

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r} \right)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\left(\frac{1}{r} \right)_y \cdot d_b \cdot f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

- Για τοιχώματα

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0013 + \frac{(1/r)_y \cdot d_b \cdot f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

$$a_v = 1, \text{ αν } V_{Rc} < \frac{M_y}{L_s} \text{ και}$$

$$a_v = 0, \text{ αν } V_{Rc} > \frac{M_y}{L_s}$$

Υπολογισμός της ενεργού δυσκαμψίας.

Σύμφωνα με την τιμή της θ_y και τη ροπή διαρροής M_y η ενεργός δυσκαμψία του ρηγματωμένου μέλους, μέχρι την διαρροή του, προκύπτει ως εξής:

$$EI_{eff} = \frac{M_y L_s}{3\theta_y} \text{ με } L_s = \frac{L_{cl}}{2}$$

Τιμή της γωνίας στροφής θ_{um} στη καμπτική αστοχία.

Ο προσδιορισμός της στροφής θ_{um} , στο μήκος διάτμησης ενός μέλους που αστοχεί λόγω κάμψης προσδιορίστηκε με βάση την παρακάτω εμπειρική σχέση και για κατασκευές πριν από το 1985 οι τιμές του θ_{um} διαιρούνται με 1,2.

$$\theta_u = 0,016(0,3^v) \cdot \left[\frac{\max(0,01; \omega_2)}{\max(0,01; \omega_1)} f_c \right]^{0,225} \cdot \left[\min\left(9; \frac{L_s}{h}\right) \right]^{0,35} \cdot 25^{\left(\frac{a\rho_s f_{yw}}{f_c}\right)}$$

$$\omega_1 = (\rho_1 + \rho_v) \cdot \frac{f_{yL}}{f_c},$$

$$\omega_2 = \rho_2 \frac{f_{yL}}{f_c}$$

$$v = \frac{N}{bh f_c}$$

$$\rho_s = \frac{A_{sh}}{b_w s_h} \text{ γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της}$$

φόρτισης

$$\rho_d \text{ γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού}$$

α: συντελεστής αποδοτικότητας της περισφιγξης, που δίνεται από τον τύπο:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_{\bar{h}}}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s_{\bar{h}}}{2h_c}\right) \left(1 - \frac{\Sigma b_i^2}{6b_c h_c}\right)$$

3.2 Ελεγχος δομήματος μετά την προσθήκη

3.2.1 Προσδιορισμός Ιδιοπεριόδου κτιρίου στις διευθύνσεις x'x, γ'γ

3.2.1.1 Προσδιορισμός της ιδιοπεριόδου με εφαρμογή της μεθόδου RayleighRitz

Μία πρώτη εκτίμηση της ιδιοπεριόδου του κτιρίου θα μπορούσε να γίνει με εφαρμογή της μεθόδου RayleighRitz στις δύο διευθύνσεις. Έτσι προσδιορίστηκε η ιδιοπερίοδος του κτιρίου στις διευθύνσεις x και γ αντίστοιχα **$T_x=0.68 \text{ sec}$** και **$T_y=0.63 \text{ sec}$** . Η μέθοδος αυτή δε δίνει αποτελέσματα με ικανοποιητική ακρίβεια στην περίπτωση που το κτίριο δεν είναι κανονικό σε όψη, όπως συμβαίνει στην παρούσα περίπτωση, παρόλαυτά για μια πρώτη εκτίμηση της ιδιοπεριόδου εφαρμόστη.

ένταση λόγω στατικών κατακόρυφων φορτίων G+0.3Q	
$P_1(1_{st} \text{ storey})$	3594
$P_2(2_{nd} \text{ storey})$	2095
$P_3(3_{rd} \text{ storey})$	652

Πίνακας 3.1: ένταση λόγω στατικών κατακόρυφων φορτίων (KN)

μάζες ορόφων (ton)	
1 st storey	158.35
2 nd storey	137.32
3 rd storey	63.73
Sum	359.42

Πίνακας 3.2: προσδιορισμός μάζας επιπέδων στο μέσο του ύψους του ορόφου

κατανομή συνιστώσας	
F_1 (KN)	282
F_2 (KN)	428
F_3 (KN)	289

Πίνακας 3.3: καθ' ύψος κατανομή συνιστωσών εφαρμοζόμενης δύναμης

συνδυασμός	κόμβος	U1 (m)	κόμβος	U1 (m)	κόμβος	U1 (m)
rayleigh	13	0.0136	52	0.0193	95	0.02
rayleigh	9	0.0136	50	0.0193	80	0.02
rayleigh	11	0.0136	46	0.0193	93	0.02
rayleigh	3	0.0136	47	0.0193	94	0.02
rayleigh	2	0.0136	51	0.0193	82	0.0221
rayleigh	5	0.0155	55	0.0216	81	0.0221
rayleigh	24	0.0155	56	0.0216	83	0.0221
rayleigh	17	0.0155	48	0.0216	77	0.0221
rayleigh	18	0.0155	62	0.0216	84	0.0221
rayleigh	21	0.0155	59	0.0216	86	0.0233
rayleigh	22	0.0164	60	0.0228	87	0.0233
rayleigh	19	0.0164	49	0.0228	88	0.0233
rayleigh	7	0.0164	53	0.0228	78	0.0233
rayleigh	15	0.0164	57	0.0228	85	0.0233
rayleigh	25	0.0164	63	0.0228	92	0.0246
rayleigh	20	0.0176	64	0.0234	79	0.0246
rayleigh	16	0.0176	58	0.0234	90	0.0246
rayleigh	23	0.0176	54	0.0234	89	0.0246
rayleigh	26	0.0176	61	0.0234	91	0.0246
μέση μετακίνηση		0.0157		0.0218		0.0227

Πίνακας 3.4: μέσες μετακινήσεις από ελαστική ανάλυση κατά τη διεύθυνση x'x

συνδυασμός	κόμβος	U2 (m)	κόμβος	U2 (m)	κόμβος	U2 (m)
rayleigh	2	0.0161	46	0.0221	77	0.0239
rayleigh	3	0.0153	47	0.0211	78	0.0208
rayleigh	5	0.0161	48	0.0221	79	0.0208
rayleigh	7	0.0161	49	0.0221	80	0.0208
rayleigh	9	0.0145	50	0.0201	81	0.0229
rayleigh	11	0.0138	51	0.0200	82	0.0218
rayleigh	13	0.0130	52	0.0180	83	0.0208
rayleigh	15	0.0153	53	0.0211	84	0.0208
rayleigh	16	0.0153	54	0.0211	85	0.0239
rayleigh	17	0.0153	55	0.0211	86	0.0229
rayleigh	18	0.0145	56	0.0201	87	0.0218
rayleigh	19	0.0145	57	0.0201	88	0.0208
rayleigh	20	0.0145	58	0.0201	89	0.0239
rayleigh	21	0.0138	59	0.0200	90	0.0229
rayleigh	22	0.0138	60	0.0200	91	0.0218
rayleigh	23	0.0138	61	0.0200	92	0.0208
rayleigh	24	0.0130	62	0.0180	93	0.0208
rayleigh	25	0.0130	63	0.0180	94	0.0218
rayleigh	26	0.0130	64	0.0180	95	0.0229
μέση μετακίνηση		0.0145		0.0202		0.0219

Πίνακας 3.5: μέσες μετακινήσεις από ελαστική ανάλυση κατά τη διεύθυνση y'y

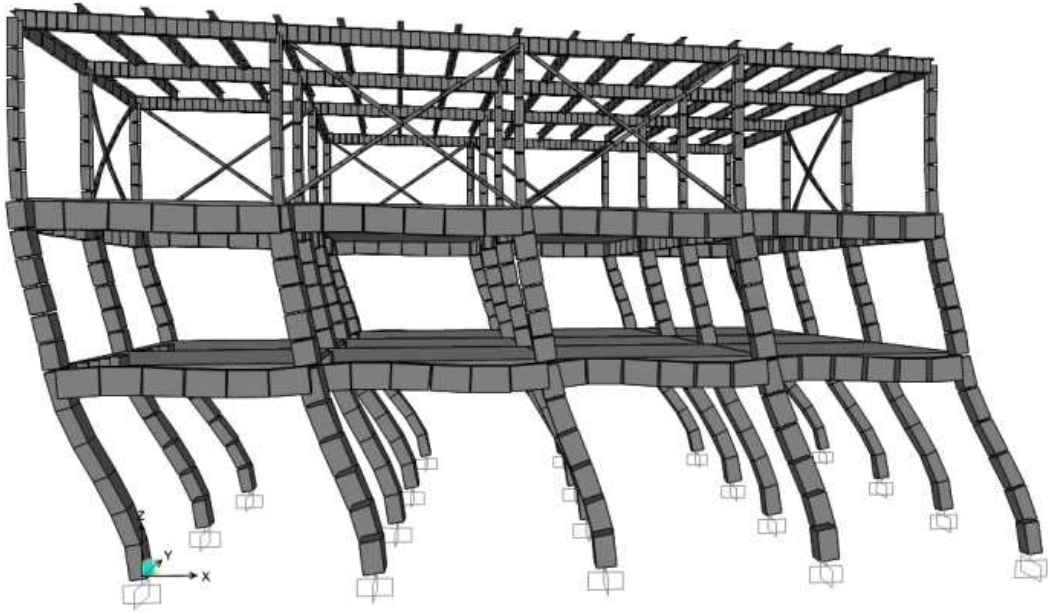
3.2.1.2 Ιδιομορφική ανάλυση φορέα χωρίς ενίσχυση

Πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση στο λογισμικό SAP2000 και στο λογισμικό Fespa από την οποία υπολογίστηκε η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής και οι ενεργές μάζες κάθε ιδιοπεριόδου. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνονται στους πίνακες που ακολουθούν.

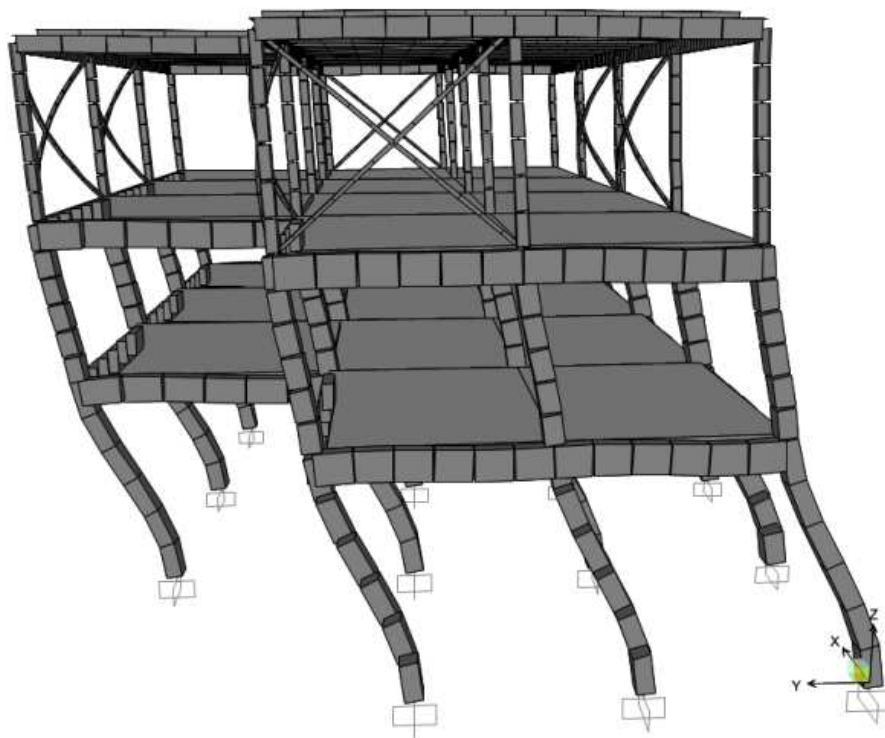
ιδιομορφή	περίοδος	M*x	M*y	ΣΜ*x (%)	ΣΜ*y (%)
	S	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0.541	0.88	0.00	87.95	0.00
2	0.505	0.01	0.96	88.72	0.96
3	0.469	0.09	0.02	97.42	0.98
4	0.196	0.00	0.00	97.42	0.98
5	0.196	0.00	0.00	97.42	0.98
6	0.196	0.00	0.00	97.42	0.98
7	0.196	0.00	0.00	97.42	0.98
8	0.187	0.00	0.00	97.42	0.98
9	0.150	0.00	0.00	97.44	0.98
10	0.150	0.00	0.00	97.44	0.98
11	0.136	0.00	0.02	97.64	1.00
12	0.133	0.02	0.00	99.65	1.00

Πίνακας 3.6: ιδιοπερίοδοι και ενεργές μάζες των ιδιομορφών της κατασκευής (SAP 2000)

Από τον παραπάνω πίνακα φαίνεται ότι η πρώτη ιδιομορφή αντιστοιχεί σε κάμψη περί τον γ'γ με ιδιοπερίοδο 0.541sec, ενώ η δεύτερη ιδιομορφή σε κάμψη περί τον χ'χ με ιδιοπερίοδο 0,505sec, πρόκειται δηλαδή για μεταφορικές ιδιομορφές. Για να ικανοποιούνται οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 πρέπει να λαμβάνονται υπόψη σε κάθε διεύθυνση όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας της κατασκευής και επιπλέον τόσες ιδιομορφές ώστε το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών να ξεπερνά το 90% αυτής. Συνεπώς για τη διεύθυνση χ'χ θα πρέπει να ληφθεί υπόψη η 1^η και η 3^η ιδιομορφή (88+9= 97%), ενώ για τη διεύθυνση γ'γ η 2^η ιδιομορφή (96%). Πιθανότατα η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών να μην είναι σημαντική όπως φαίνεται από το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών των τριών πρώτων ιδιομορφών, ωστόσο στα πλαίσια της παρούσας ανάλυσης ελήφθησαν υπόψη όλες οι ιδιομορφές ώστε να επιτευχθεί μεγαλύτερη ακρίβεια, ενώ δε συμπεριλήφθη η επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας.



Σχήμα 3.2: Η πρώτη ιδιομορφή του κτιρίου, καμπτική κατά τη διεύθυνση y (sap 2000)



Σχήμα 3.3: Η δεύτερη ιδιομορφή του κτιρίου, καμπτική κατά τη διεύθυνση x (sap 2000)

Ιδιοπερίοδοι - Φασματικές επιταχύνσεις (M= 0)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Οριζόντια Συνιστώσα 0	- - [Ποσοστό g]	Οριζόντια Συνιστώσα 90	- - [Ποσοστό g]
- -	[sec]	[m/sec ²]		[m/sec ²]	
1	0.6360	1.58642	0.162	1.58642	0.162
2	0.5365	1.88066	0.192	1.88066	0.192
3	0.5059	1.99443	0.203	1.99443	0.203
4	0.1790	2.01806	0.206	2.01806	0.206
5	0.1725	2.01806	0.206	2.01806	0.206
6	0.1434	2.01212	0.205	2.01212	0.205
7	0.1189	1.99013	0.203	1.99013	0.203
8	0.1028	1.97574	0.201	1.97574	0.201
9	0.0791	1.95445	0.199	1.95445	0.199
10	0.0474	1.92607	0.196	1.92607	0.196
11	0.0394	1.91887	0.196	1.91887	0.196
12	0.0370	1.91669	0.195	1.91669	0.195

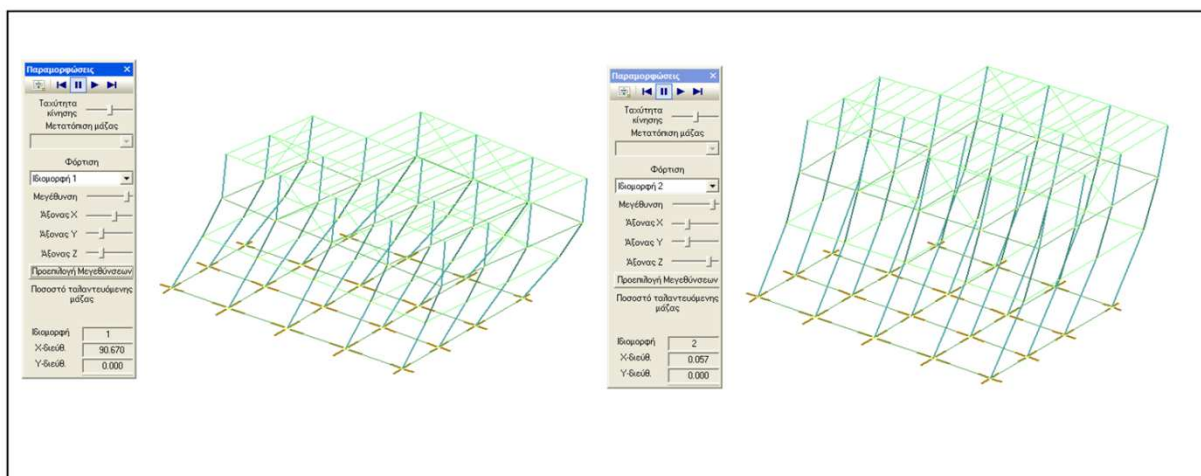
Πίνακας 3.7: Ιδιοπερίοδοι των ιδιομορφών της κατασκευής στο Fespa

Πίνακας μαζών ανά ιδιομορφή και αθροίσματα.

Ιδιομορφή	Χ-διευθ.	Υ-διευθ.	Ζ-διευθ.	Χ-ολική	Υ-ολική	Ζ-ολική
[/]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
1	90.480	0.000	0.011	90.480	0.000	0.011
2	0.073	0.000	95.978	90.553	0.000	95.989
3	4.890	0.000	0.564	95.444	0.000	96.553
4	0.013	0.000	2.834	95.457	0.000	99.386
5	4.187	0.000	0.009	99.644	0.000	99.395
6	0.222	0.000	0.000	99.866	0.000	99.395
7	0.000	0.000	0.605	99.866	0.000	100.000
8	0.133	0.000	0.000	99.999	0.000	100.000
9	0.001	0.000	0.000	100.000	0.000	100.000
10	0.000	0.000	0.000	100.000	0.000	100.000
11	0.000	0.000	0.000	100.000	0.000	100.000
12	0.000	0.000	0.000	100.000	0.000	100.000

Πίνακας 3.8:Υπολογισμός δρώσας μάζας ανά ιδιομορφή στο Fespa

Από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης στο Fespa φαίνεται ότι οι πρώτες δύο ιδιομορφές είναι μεταφορικές με ιδιοπερίοδο 0,63s και 0,53s αντίστοιχα. Επιπλέον από το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών στις δύο διευθύνσεις φαίνεται ότι η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική.



Σχήμα 3.4: Η πρώτη και δεύτερη ιδιομορφή του κτιρίου (Fespa)

3.2.2 Προκαταρκτική ελαστική ανάλυση με τη μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς (μέθοδος η) του υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα και προσδιορισμός δεικτών ανεπάρκειας λ

Προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων απαιτείται μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση ώστε να προσδιορισθούν για κάθε στοιχείο οι λόγοι ανεπάρκειας. Οι λόγοι ανεπάρκειας εκτός του ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον ορισμό της κανονικότητας μπορούν να χρησιμοποιηθούν για μια πρώτη εκτίμηση της αντίστασης του κτιρίου στο σεισμό.

Ως λόγος ανεπάρκειας ορίζεται ο λόγος:

$$\lambda = \frac{S_e}{R_m}$$

- S_e , είναι το εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού όπου η δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση
- R_m , είναι η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου υπολογιζόμενη στις μέσες τιμές αντοχών των υλικών

Το κτίριο θεωρείται ως μορφολογικά κανονικό όταν ικανοποιούνται οι αναφερόμενες στον EC8-1 συνθήκες, οι οποίες είναι οι εξής:

α) Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δε διακόπτεται καθ' ύψος ούτε συνεχίζει σε διαφορετικό φάτνωμα

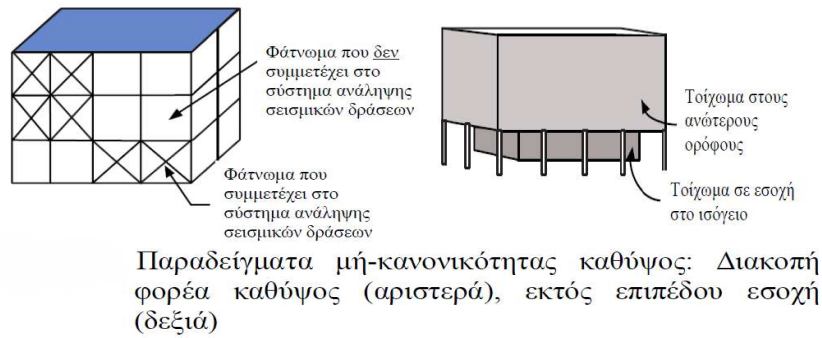
β) κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δε συνεχίζει σε γειτονικό όροφο σε εκτός επιπέδου εσοχή

γ) το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας λ_k υπερβαίνει το 150%, του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ενός γειτονικού (υποκείμενου ή υπερκείμενου) ορόφου, όπου:

$$\lambda_k = \frac{\sum_{i=1}^n V_{si} \lambda_i}{\sum_{i=1}^n V_{si}}$$

Ο όροφος K , του οποίου ο $\lambda_k > 1,5\lambda_{k-1}$ ή $\lambda_k > 1,5\lambda_{k+1}$ ονομάζεται καμπτοδιατμητικός όροφος.

δ) το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου για μια δεδομένη διεύθυνση σεισμικής δράσης, το πηλίκο λ στοιχείου που βρίσκεται στη μια πλευρά του ορόφου, προς τον αντίστοιχο λόγο του στοιχείου που βρίσκεται σε οποιαδήποτε άλλη πλευρά (του ορόφου) υπερβαίνει το 1,5. Ο κανόνας αυτός αφορά ορόφους, των οποίων το υπερκείμενο διάφραγμα δεν είναι ευπαραμόρφωτο εντός του επιπέδου του.

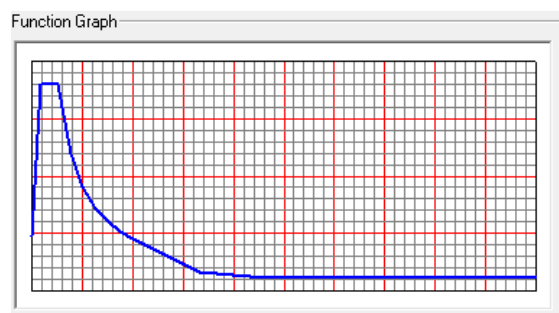


Σχήμα 3.5: μη κανονικότητα καθ' ύψος (KAN.EΠΕ)

Ο υπολογισμός των δεικτών ανεπάρκειας έγινε με δύο τρόπους. Αρχικά για τον προσδιορισμό των δεικτών ανεπάρκειας πραγματοποιήθηκαν ελαστοδυναμικές αναλύσεις στο SAP2000, για τους εξής συνδυασμούς δράσεων:

- $G + 0.3Q + E_x + 0.3E_y$
- $G + 0.3Q + E_x - 0.3E_y$
- $G + 0.3Q + E_y + 0.3E_x$
- $G + 0.3Q + E_y - 0.3E_x$
- $G + 0.3Q - E_x - 0.3E_y$
- $G + 0.3Q - E_x + 0.3E_y$
- $G + 0.3Q - E_y - 0.3E_x$
- $G + 0.3Q - E_y + 0.3E_x$

όπου G τα μόνιμα φορτία, Q τα κινητά, E_x η συνιστώσα της σεισμικής δράσης κατά τη διεύθυνση x' για το φάσμα σχεδιασμού και E_y η συνιστώσα της σεισμικής δράσης κατά τη διεύθυνση y' για το φάσμα σχεδιασμού.



Σχήμα 3.6:ελαστικό φάσμα σχεδιασμού EC8

Προσδιορισμός της φασματικής επιτάχυνσης

Οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής και στις δύο διευθύνσεις ανήκουν στην περιοχή σταθερής ταχύτητας του φάσματος (έδαφος κατηγορίας B, $S=1.2$, $T_B=0.15$ s, $T_C=0.5$ s, $T_D=2$ s). Συνεπώς η επιτάχυνση υπολογίζεται ως εξής:

$$\Phi_e = a_g S \eta \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

- $a_g = \gamma_I a_{gR} = 0,24g$, όπου ο συντελεστής σπουδαιότητας δομήματος ελήφθη ίσος με 1 αφού πρόκειται για κατοικία, και η εδαφική επιτάχυνση 0,24g για Ζώνη II.
- $\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} = 1$, ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης για ιξώδη απόσβεση 5%
- $q=1$

Οπότε: $\Phi_{ex} = 0.24g * 1.2 * 1 * 2.5 * (0.5/0.5486) = 0.656g$

$$\Phi_{ey} = 0.24g * 1.2 * 1 * 2.5 * (0.5/0.507) = 0.71g$$

Η σεισμική τέμνουσα υπολογίζεται από την §3.2.2.5 του EC8 ως εξής:

$$V_b = \Phi_e(T) m \lambda$$

Όπου $\lambda = \{0,85 \text{ για } T_1 < 2T_C, 1 \text{ αλλιώς}\}$

$$V_{bx} = 2358 \text{ KN}$$

$$V_{by} = 2551 \text{ KN}$$

Κατανομή σεισμικών φορτίων

Όταν η θεμελιώδης ιδιομορφή προσεγγίζεται από μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος σύμφωνα με την §43.3.3.2.3 EC8, τα οριζόντια φορτία λαμβάνονται από την έκφραση

$$F_i = \frac{F_b(z_i m_i)}{\sum z_j m_j}$$

Επιπροσθέτως, πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα στο πακέτο λογισμικού Fespa σύμφωνα με τις απαιτήσεις των EC2 και EC8. Στους πίνακες που ακολουθούν παρατίθενται αναλυτικοί πίνακες υπολογισμού των δεικτών ανεπάρκειας ως λόγων διαμήκους σπλισμού για όλα τα δομικά στοιχεία του κτιρίου.

στοιχείο	M_y	V_{mu}	V_u	L_s	αστοχία	$M_{\text{ανάλυσης}}$	λ
K1(300X300)	44.38883	25.36504	57.26294	1.75	καμπτική	179.56	4.045162
K2(350X350)	101.2493	57.85675	76.88325	1.75	καμπτική	332.3322	3.282316
K3(350X350)	101.5904	58.05163	77.04935	1.75	καμπτική	333.01	3.277969
K4(300X300)	43.94476	25.11129	57.03769	1.75	καμπτική	179.61	4.087176
K5(300X300)	47.95033	21.31126	54.91071	2.25	καμπτική	143.32	2.988926
K6(350X350)	87.165	38.74	74.38033	2.25	καμπτική	261.4623	2.999625
K7(400X400)	167.2302	95.56013	111.4179	1.75	καμπτική	417.7284	2.497924
K8(400X400)	167.23	95.56	111.42	1.75	καμπτική	448.79	2.683665
K9(300X300)	42.78253	24.44716	59.68476	1.75	καμπτική	164.4104	3.842933
K10(300X300)	39.59079	17.5959	56.41264	2.25	καμπτική	126.7	3.20024
K11(350X350)	93.55495	53.45997	80.6516	1.75	καμπτική	240.88	2.574743
K12(350X350)	93.32067	53.3261	80.54041	1.75	καμπτική	257.05	2.754481
K13(350X350)	93.56728	53.46702	80.65745	1.75	καμπτική	276.1	2.950818
K14(300X300)	41.40219	23.65839	59.00475	1.75	καμπτική	165.39	3.994717
K15(300X300)	35.62281	20.35589	56.08712	1.75	καμπτική	121.91	3.422246
K16(400X400)	145.328	64.5902	86.55835	2.25	καμπτική	373.9	2.572802
K17(400X400)	145.7764	64.78949	86.7341	2.25	καμπτική	397.7	2.728152
K18(400X400)	146.162	64.96088	86.88507	2.25	καμπτική	429.68	2.939752
K19(300X300)	34.63419	15.39298	54.44703	2.25	καμπτική	158.92	4.588529

Πίνακας 3.9: Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ισογείου

στοιχείο	M_y	V_{mu}	V_u	L_s	αστοχία	$M_{\text{ανάλυσης}}$	λ
K1(300X300)	39.00976	31.20781	61.6849	1.25	καμπτική	97.2721	2.493532
K2(350X350)	88.99578	50.85473	94.76695	1.75	καμπτική	181.0495	2.034361
K3(350X350)	89.53347	51.16198	95.33335	1.75	καμπτική	183.2604	2.046837
K4(300X300)	37.79047	21.59455	60.24404	1.75	καμπτική	98	2.593247
K5(300X300)	43.59535	24.91163	63.57972	1.75	καμπτική	79.03	1.812808
K6(350X350)	75.92361	43.38492	90.9143	1.75	καμπτική	136.0761	1.792276
K7(400X400)	146.8586	83.91922	128.111	1.75	καμπτική	192.1691	1.308531
K8(400X400)	147.13	84.07	128.36	1.75	καμπτική	204.3706	1.389093
K9(300X300)	34.4342	19.67669	59.75913	1.75	καμπτική	94.4668	2.7434
K10(300X300)	33.06633	18.89505	58.14575	1.75	καμπτική	73.1277	2.211545
K11(350X350)	79.03182	45.16104	94.19201	1.75	καμπτική	132	1.670213
K12(350X350)	78.58097	44.90341	93.71476	1.75	καμπτική	141.69	1.803108
K13(350X350)	79.03959	45.16548	94.20024	1.75	καμπτική	150.89	1.909043
K14(300X300)	33.88883	19.36504	59.11437	1.75	καμπτική	97.29	2.870858
K15(300X300)	30.22894	17.27368	54.8396	1.75	καμπτική	62.27	2.059946
K16(400X400)	134.4165	76.80945	116.5719	1.75	καμπτική	159.26	1.184825
K17(400X400)	134.7193	76.98243	116.8494	1.75	καμπτική	156.58	1.162269
K18(400X400)	135.173	77.24173	117.2656	1.75	καμπτική	159.99	1.183594
K19(300X300)	30.22894	17.27368	54.8396	1.75	καμπτική	82.11	2.716271

Πίνακας 3.10: Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ορόφου

αριστερό άκρο εφελκυσμός κάτω M+							αριστερό άκρο εφελκυσμός πάνω M-					
στοιχείο	Mγ	Vmu	Vu	αστοχία	Μαναλυσης	λ	Mγ	Vmu	Vu	αστοχία	Μαναλυσης	λ
Δ1(200X500)	74.43	33.08	99.60	καμπτική	180.718	2.43	87.57	38.92	99.60	καμπτική	187.166	2.14
Δ2(200X500)	90.42	40.18	102.63	καμπτική	180.89	2.00	87.82	39.03	102.63	καμπτική	187.95	2.14
Δ3(200X500)	90.42	40.18	102.63	καμπτική	185.94	2.06	87.82	39.03	102.63	καμπτική	192.326	2.19
Δ4(200X500)	90.36	40.16	101.93	καμπτική	177.99	1.97	84.12	37.39	101.93	καμπτική	180.162	2.14
Δ5(200X500)	69.10	30.71	98.60	καμπτική	146.16	2.12	87.48	38.88	98.60	καμπτική	151.39	1.73
Δ6(200X500)	106.87	47.50	105.77	καμπτική	155.64	1.46	88.05	39.13	105.77	καμπτική	162.53	1.85
Δ7(200X500)	98.29	43.69	104.13	καμπτική	156.11	1.59	87.93	39.08	104.13	καμπτική	163.122	1.86
Δ8(200X500)	91.78	40.79	102.89	καμπτική	150.93	1.64	87.84	39.04	102.89	καμπτική	158.028	1.80
Δ9(200X500)	69.10	36.37	110.08	καμπτική	146.69	2.12	87.48	46.04	110.08	καμπτική	144.34	1.65
Δ10(200X500)	94.10	49.52	138.97	καμπτική	88.11	0.94	170.94	89.97	138.97	καμπτική	91.43	0.53
Δ11(200X500)	116.33	61.23	122.67	καμπτική	161.01	1.38	88.17	46.41	122.67	καμπτική	167.98	1.91
Δ12(200X500)	132.22	69.59	149.01	καμπτική	177.77	1.34	172.41	90.74	149.01	καμπτική	120.25	0.70
Δ13(200X500)	86.41	36.77	98.21	καμπτική	97.56	1.13	87.76	37.34	98.21	καμπτική	104.54	1.19
Δ14(200X500)	116.33	61.23	122.67	καμπτική	175.88	1.51	88.17	46.41	122.67	καμπτική	182.72	2.07
Δ15(200X500)	128.94	67.86	148.14	καμπτική	141.464	1.10	172.30	90.68	148.14	καμπτική	143.948	0.84
Δ16(200X500)	178.28	75.86	127.76	καμπτική	169.57	0.95	173.83	73.97	127.76	καμπτική	170.449	0.98
Δ17(200X500)	116.33	61.23	122.67	καμπτική	191	1.64	88.17	46.41	122.67	καμπτική	197.97	2.25
Δ18(200X500)	132.85	69.92	149.18	καμπτική	155.8	1.17	172.43	90.75	149.18	καμπτική	158.26	0.92
Δ19(200X500)	178.28	75.86	127.76	καμπτική	171.51	0.96	173.83	73.97	127.76	καμπτική	169.88	0.98
Δ20(200X500)	69.10	36.37	110.08	καμπτική	156.15	2.26	87.48	46.04	110.08	καμπτική	158.88	1.82
Δ21(200X500)	94.10	49.52	138.97	καμπτική	107.26	1.14	170.94	89.97	138.97	καμπτική	111.36	0.65
Δ22(200X500)	94.10	40.04	113.60	καμπτική	107.82	1.15	170.94	72.74	113.60	καμπτική	115	0.67

Πίνακας 3.11: Λόγοι ανεπάρκειας δοκών ισογείου

δεξιό άκρο εφελκυσμός κάτω M+							δεξιό άκρο εφελκυσμός πάνω M-					
στοιχείο	My	Vmu	Vu	αστοχία	Μαναλυσης	λ	My	Vmu	Vu	αστοχία	Μαναλυσης	λ
Δ1(200X500)	87.82	39.03	102.63	καμπτική	178.59	2.03	90.42	40.18	102.63	καμπτική	185.9	2.06
Δ2(200X500)	87.82	39.03	102.63	καμπτική	180.29	2.05	90.42	40.18	102.63	καμπτική	187.39	2.07
Δ3(200X500)	87.57	38.92	99.60	καμπτική	188.07	2.15	74.43	33.08	99.60	καμπτική	194.411	2.61
Δ4(200X500)	84.23	37.43	103.43	καμπτική	177.15	2.10	98.23	43.66	103.43	καμπτική	182.38	1.86
Δ5(200X500)	87.82	39.03	102.63	καμπτική	150.5	1.71	90.42	40.18	102.63	καμπτική	157.87	1.75
Δ6(200X500)	87.89	39.06	103.51	καμπτική	155.98	1.77	95.04	42.24	103.51	καμπτική	163.1	1.72
Δ7(200X500)	87.93	39.08	104.13	καμπτική	155.78	1.77	98.29	43.69	104.13	καμπτική	162.72	1.66
Δ8(200X500)	87.48	38.88	98.60	καμπτική	146.43	1.67	69.10	30.71	98.60	καμπτική	151.91	2.20
Δ9(200X500)	170.94	89.97	138.97	καμπτική	144.45	0.85	94.10	49.52	138.97	καμπτική	146.81	1.56
Δ10(200X500)	87.48	46.04	110.08	καμπτική	97.86	1.12	69.10	36.37	110.08	καμπτική	103.177	1.49
Δ11(200X500)	172.41	90.74	149.01	καμπτική	140.26	0.81	132.22	69.59	149.01	καμπτική	141.85	1.07
Δ12(200X500)	87.82	46.22	115.71	καμπτική	119.31	1.36	90.42	47.59	115.71	καμπτική	125.58	1.39
Δ13(200X500)	87.48	37.22	95.32	καμπτική	103.35	1.18	69.10	29.41	95.32	καμπτική	111.46	1.61
Δ14(200X500)	172.30	90.68	148.14	καμπτική	152.39	0.88	128.94	67.86	148.14	καμπτική	154.14	1.20
Δ15(200X500)	173.83	91.49	161.35	καμπτική	153.4747	0.88	178.28	93.83	161.35	καμπτική	159.7157	0.90
Δ16(200X500)	87.99	37.44	100.89	καμπτική	170.17	1.93	102.27	43.52	100.89	καμπτική	169.3	1.66
Δ17(200X500)	172.43	90.75	149.18	καμπτική	166.74	0.97	132.85	69.92	149.18	καμπτική	168.43	1.27
Δ18(200X500)	173.83	91.49	161.35	καμπτική	168.84	0.97	178.28	93.83	161.35	καμπτική	175.12	0.98
Δ19(200X500)	88.01	37.45	101.12	καμπτική	169.61	1.93	103.63	44.10	101.12	καμπτική	171.23	1.65
Δ20(200X500)	170.94	89.97	138.97	καμπτική	159	0.93	94.10	49.52	138.97	καμπτική	156.27	1.66
Δ21(200X500)	170.94	89.97	138.97	καμπτική	109.42	0.64	94.10	49.52	138.97	καμπτική	114.484	1.22
Δ22(200X500)	87.48	37.22	95.32	καμπτική	122.2	1.40	69.10	29.41	95.32	καμπτική	130.2	1.88

Πίνακας 3.12: Λόγοι ανεπάρκειας δοκών ισογείου

αριστερό άκρο εφελκυσμός κάτω M+							αριστερό άκρο εφελκυσμός πάνω M-					
στοιχείο	My	Vmu	Vu	αστοχία	Μαναλυσης	λ	My	Vmu	Vu	αστοχία	Μαναλυσης	λ
Δ1(200X500)	69.10	30.71	98.60	καμπτική	79.532	1.15	87.48	38.88	98.60	καμπτική	86.82	0.99
Δ2(200X500)	69.10	30.71	98.60	καμπτική	81.93	1.19	87.48	38.88	98.60	καμπτική	88.92	1.02
Δ3(200X500)	69.10	30.71	98.60	καμπτική	84.45	1.22	87.48	38.88	98.60	καμπτική	89.95	1.03
Δ4(200X500)	69.10	30.71	98.60	καμπτική	76.37	1.11	87.48	38.88	98.60	καμπτική	84.71	0.97
Δ5(200X500)	69.10	30.71	98.60	καμπτική	70.464	1.02	87.48	38.88	98.60	καμπτική	76.36	0.87
Δ6(200X500)	69.10	30.71	98.60	καμπτική	75.78	1.10	87.48	38.88	98.60	καμπτική	82.44	0.94
Δ7(200X500)	69.10	30.71	98.60	καμπτική	75.74	1.10	87.48	38.88	98.60	καμπτική	82.78	0.95
Δ8(200X500)	69.10	30.71	98.60	καμπτική	73.11	1.06	87.48	38.88	98.60	καμπτική	79.61	0.91
Δ9(200X500)	69.10	36.37	110.08	καμπτική	60.67	0.88	87.48	46.04	110.08	καμπτική	58.05	0.66
Δ10(200X500)	94.10	49.52	138.97	καμπτική	34.07	0.36	170.94	89.97	138.97	καμπτική	37.08	0.22
Δ11(200X500)	69.10	36.37	110.08	καμπτική	63.54	0.92	87.48	46.04	110.08	καμπτική	71.38	0.82
Δ12(200X500)	94.10	49.52	138.97	καμπτική	53.59	0.57	170.94	89.97	138.97	καμπτική	55.2	0.32
Δ13(200X500)	69.10	29.41	95.32	καμπτική	42.65	0.62	87.57	37.26	96.21	καμπτική	49.42	0.56
Δ14(200X500)	69.10	36.37	110.08	καμπτική	69.16	1.00	87.48	46.04	110.08	καμπτική	76.66	0.88
Δ15(200X500)	94.10	49.52	138.97	καμπτική	62.65	0.67	170.94	89.97	138.97	καμπτική	64.41	0.38
Δ16(200X500)	123.54	52.57	118.50	καμπτική	60.43	0.49	172.10	73.23	118.50	καμπτική	61.12	0.36
Δ17(200X500)	69.10	36.37	110.08	καμπτική	75.29	1.09	87.48	46.04	110.08	καμπτική	82.9	0.95
Δ18(200X500)	94.10	49.52	138.97	καμπτική	68.255	0.73	170.94	89.97	138.97	καμπτική	69.91	0.41
Δ19(200X500)	125.55	53.43	118.83	καμπτική	64	0.51	172.17	73.27	118.83	καμπτική	64.5	0.37
Δ20(200X500)	69.10	36.37	110.08	καμπτική	69.52	1.01	87.48	46.04	110.08	καμπτική	74.55	0.85
Δ21(200X500)	94.10	49.52	138.97	καμπτική	41.37	0.44	170.94	89.97	138.97	καμπτική	45.46	0.27
Δ22(200X500)	94.10	40.04	113.60	καμπτική	52.03	0.55	170.94	72.74	113.60	καμπτική	58.96	0.34

Πίνακας 1.13: Λόγοι ανεπάρκειας δοκών ορόφου

δεξιό άκρο εφελκυσμός κάτω M+							δεξιό άκρο εφελκυσμός πάνω M-					
στοιχείο	My	Vmu	Vu	αστοχία	Μαναλυσης	λ	My	Vmu	Vu	αστοχία	Μαναλυσης	λ
Δ1(200Χ500)	87.48	38.88	98.60	καμπτική	79.14	0.90	69.10	30.71	98.60	καμπτική	85.96	1.24
Δ2(200Χ500)	87.48	38.88	98.60	καμπτική	81.6	0.93	69.10	30.71	98.60	καμπτική	88.49	1.28
Δ3(200Χ500)	87.48	38.88	98.60	καμπτική	83.81	0.96	69.10	30.71	98.60	καμπτική	91.5	1.32
Δ4(200Χ500)	87.48	38.88	98.60	καμπτική	80.06	0.92	69.10	30.71	98.60	καμπτική	84.17	1.22
Δ5(200Χ500)	87.48	38.88	98.60	καμπτική	72.9	0.83	69.10	30.71	98.60	καμπτική	79.97	1.16
Δ6(200Χ500)	87.48	38.88	98.60	καμπτική	75.64	0.86	69.10	30.71	98.60	καμπτική	82.88	1.20
Δ7(200Χ500)	87.48	38.88	98.60	καμπτική	75.7	0.87	69.10	30.71	98.60	καμπτική	82.52	1.19
Δ8(200Χ500)	87.48	38.88	98.60	καμπτική	70.07	0.80	69.10	30.71	98.60	καμπτική	76.6	1.11
Δ9(200Χ500)	170.94	89.97	138.97	καμπτική	53.08	0.31	94.10	49.52	138.97	καμπτική	60.85	0.65
Δ10(200Χ500)	87.48	46.04	110.08	καμπτική	37.81	0.43	69.10	36.37	110.08	καμπτική	43.27	0.63
Δ11(200Χ500)	170.71	89.84	137.56	καμπτική	59.48	0.35	88.72	46.69	137.56	καμπτική	59.87	0.67
Δ12(200Χ500)	87.48	46.04	110.08	καμπτική	52.61	0.60	69.10	36.37	110.08	καμπτική	59.34	0.86
Δ13(200Χ500)	87.48	37.22	95.32	καμπτική	44.11	0.50	69.10	29.41	95.32	καμπτική	52.38	0.76
Δ14(200Χ500)	170.94	89.97	138.97	καμπτική	63.78	0.37	94.10	49.52	138.97	καμπτική	64.55	0.69
Δ15(200Χ500)	172.10	90.58	146.71	καμπτική	65.07	0.38	123.54	65.02	146.71	καμπτική	71.7	0.58
Δ16(200Χ500)	87.48	37.22	95.32	καμπτική	60.73	0.69	69.10	29.41	95.32	καμπτική	61.36	0.89
Δ17(200Χ500)	170.94	89.97	138.97	καμπτική	69.68	0.41	94.10	49.52	138.97	καμπτική	70.34	0.75
Δ18(200Χ500)	172.17	90.62	147.24	καμπτική	70.93	0.41	125.55	66.08	147.24	καμπτική	77.68	0.62
Δ19(200Χ500)	87.51	37.24	95.66	καμπτική	63.46	0.73	71.13	30.27	95.66	καμπτική	66.27	0.93
Δ20(200Χ500)	170.94	89.97	138.97	καμπτική	65.45	0.38	94.10	49.52	138.97	καμπτική	69.05	0.73
Δ21(200Χ500)	170.94	89.97	138.97	καμπτική	42.142	0.25	94.10	49.52	138.97	καμπτική	46.99	0.50
Δ22(200Χ500)	87.48	37.22	95.32	καμπτική	55.75	0.64	69.10	29.41	95.32	καμπτική	63.91	0.92

Πίνακας 3.12: Λόγοι ανεπάρκειας δοκών ορόφου

ΙΣΟΓΕΙΟ					ΟΡΟΦΟΣ				
υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
K1	(cm ²)	(cm ²)		4.70	K1	(cm ²)	(cm ²)		3.58
βάση	47.85	10.17	4.70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	βάση	36.42	10.17	3.58	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κεφαλή	47.85	10.17	4.70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	κεφαλή	36.42	10.17	3.58	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
K2	(cm ²)	(cm ²)		2.51	K2	(cm ²)	(cm ²)		2.02
βάση	51.12	20.35	2.51	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	βάση	41.20	20.35	2.02	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κεφαλή	51.12	20.35	2.51	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	κεφαλή	41.20	20.35	2.02	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
K3	(cm ²)	(cm ²)		2.69	K3	(cm ²)	(cm ²)		2.58
βάση	54.64	20.35	2.69	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	βάση	52.50	20.35	2.58	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κεφαλή	54.64	20.35	2.69	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	κεφαλή	52.50	20.35	2.58	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
K4	(cm ²)	(cm ²)		5.16	K4	(cm ²)	(cm ²)		4.23
βάση	52.50	10.17	5.16	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	βάση	43.08	10.17	4.23	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κεφαλή	52.50	10.17	5.16	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	κεφαλή	43.08	10.17	4.23	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
K5	(cm ²)	(cm ²)		3.71	K5	(cm ²)	(cm ²)		3.69
βάση	44.71	12.06	3.71	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	βάση	44.46	12.06	3.69	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κεφαλή	44.71	12.06	3.71	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	κεφαλή	44.46	12.06	3.69	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
K6	(cm ²)	(cm ²)		3.03	K6	(cm ²)	(cm ²)		2.50
βάση	48.73	16.08	3.03	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	βάση	40.19	16.08	2.50	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κεφαλή	48.73	16.08	3.03	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	κεφαλή	40.19	16.08	2.50	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 3.13: Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ισογείου και ορόφου

ΙΣΟΓΕΙΟ					ΟΡΟΦΟΣ				
υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
Κ7	(cm ²)	(cm ²)		1.72	Κ7	(cm ²)	(cm ²)		1.42
βάση	48.73	28.39	1.72	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	βάση	40.19	28.39	1.42	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κεφαλή	48.73	28.39	1.72	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	κεφαλή	40.19	28.39	1.42	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
Κ8	(cm ²)	(cm ²)		1.88	Κ8	(cm ²)	(cm ²)		1.42
βάση	53.51	28.39	1.88	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	βάση	40.19	28.39	1.42	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κεφαλή	53.51	28.39	1.88	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	κεφαλή	40.19	28.39	1.42	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
Κ9	(cm ²)	(cm ²)		5.53	Κ9	(cm ²)	(cm ²)		4.27
βάση	44.46	8.04	5.53	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	βάση	34.29	8.04	4.27	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κεφαλή	44.46	8.04	5.53	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	κεφαλή	34.29	8.04	4.27	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
Κ10	(cm ²)	(cm ²)		5.53	Κ10	(cm ²)	(cm ²)		5.00
βάση	44.46	8.04	5.53	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	βάση	40.19	8.04	5.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κεφαλή	44.46	8.04	5.53	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	κεφαλή	40.19	8.04	5.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
Κ11	(cm ²)	(cm ²)		2.55	Κ11	(cm ²)	(cm ²)		2.06
βάση	40.95	16.08	2.55	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	βάση	33.16	16.08	2.06	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κεφαλή	40.95	16.08	2.55	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	κεφαλή	33.16	16.08	2.06	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
Κ12	(cm ²)	(cm ²)		2.28	Κ12	(cm ²)	(cm ²)		2.06
βάση	36.68	16.08	2.28	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	βάση	33.16	16.08	2.06	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κεφαλή	36.68	16.08	2.28	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	κεφαλή	33.16	16.08	2.06	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 3.14: Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ισογείου και ορόφου

ΙΣΟΓΕΙΟ					ΟΡΟΦΟΣ				
υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
K13	(cm ²)	(cm ²)		2.55	K13	(cm ²)	(cm ²)		2.28
βάση	40.95	16.08	2.55	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	βάση	36.68	16.08	2.28	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κεφαλή	40.95	16.08	2.55	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	κεφαλή	36.68	16.08	2.28	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
K14	(cm ²)	(cm ²)		5.53	K14	(cm ²)	(cm ²)		5.00
βάση	44.46	8.04	5.53	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	βάση	40.19	8.04	5.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κεφαλή	44.46	8.04	5.53	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	κεφαλή	40.19	8.04	5.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
K15	(cm ²)	(cm ²)		5.80	K15	(cm ²)	(cm ²)		5.00
βάση	46.60	8.04	5.80	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	βάση	40.19	8.04	5.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κεφαλή	46.60	8.04	5.80	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	κεφαλή	40.19	8.04	5.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
K16	(cm ²)	(cm ²)		2.43	K16	(cm ²)	(cm ²)		1.42
βάση	69.08	28.39	2.43	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	βάση	40.19	28.39	1.42	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κεφαλή	69.08	28.39	2.43	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	κεφαλή	40.19	28.39	1.42	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
K17	(cm ²)	(cm ²)		2.24	K17	(cm ²)	(cm ²)		1.73
βάση	63.68	28.39	2.24	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	βάση	49.24	28.39	1.73	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κεφαλή	63.68	28.39	2.24	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	κεφαλή	49.24	28.39	1.73	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
K18	(cm ²)	(cm ²)		2.43	K18	(cm ²)	(cm ²)		1.73
βάση	69.08	28.39	2.43	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	βάση	49.24	28.39	1.73	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κεφαλή	69.08	28.39	2.43	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	κεφαλή	49.24	28.39	1.73	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	υποσύλωμα	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
K19	(cm ²)	(cm ²)		5.53	K19	(cm ²)	(cm ²)		4.27
βάση	44.46	8.04	5.53	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	βάση	34.29	8.04	4.27	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κεφαλή	44.46	8.04	5.53	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	κεφαλή	34.29	8.04	4.27	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 3.15: Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ισογείου και ορόφου

ΙΣΟΓΕΙΟ				ΟΡΟΦΟΣ				
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
$\Delta 1$	(cm^2)	(cm^2)		5.00	(cm^2)	(cm^2)		3.00
αριστερά πάνω	11.30	6.78	1.67	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	6.28	1.08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
αριστερά κάτω	10.17	8.04	1.27	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5.65	8.04	0.70	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	11.30	2.26	5.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	2.26	3.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	10.17	8.04	1.27	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5.65	8.04	0.70	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	11.30	8.29	1.36	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	6.28	1.08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
δεξιά κάτω	10.17	8.04	1.27	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5.65	8.04	0.70	ΕΠΑΡΚΕΙ
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
$\Delta 2$	(cm^2)	(cm^2)		5.00	(cm^2)	(cm^2)		3.00
αριστερά πάνω	11.30	8.29	1.36	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	6.28	1.08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
αριστερά κάτω	9.23	8.04	1.15	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	11.30	2.26	5.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	2.26	3.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	9.23	8.04	1.15	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	11.30	8.29	1.36	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	6.28	1.08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
δεξιά κάτω	9.23	8.04	1.15	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
$\Delta 3$	(cm^2)	(cm^2)		5.00	(cm^2)	(cm^2)		3.00
αριστερά πάνω	11.30	8.29	1.36	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	6.28	1.08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
αριστερά κάτω	10.17	8.04	1.27	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5.65	8.04	0.70	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	11.30	2.26	5.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	2.26	3.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	10.17	8.04	1.27	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5.65	8.04	0.70	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	11.30	6.78	1.67	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	6.28	1.08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
δεξιά κάτω	10.17	8.04	1.27	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5.65	8.04	0.70	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 3.18: λόγοι ανεπάρκειας δοκών ισογείου και ορόφου

ΙΣΟΓΕΙΟ				ΟΡΟΦΟΣ				
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
Δ4	(cm ²)	(cm ²)		4.50	(cm ²)	(cm ²)		3.00
αριστερά πάνω	10.17	8.29	1.23	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	6.28	1.08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
αριστερά κάτω	11.30	7.69	1.47	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5.65	8.04	0.70	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	10.17	2.26	4.50	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	2.26	3.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	11.30	7.69	1.47	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5.65	8.04	0.70	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	12.43	9.04	1.38	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	6.28	1.08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
δεξιά κάτω	11.30	7.69	1.47	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5.65	8.04	0.70	ΕΠΑΡΚΕΙ
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
Δ5	(cm ²)	(cm ²)		4.00	(cm ²)	(cm ²)		2.50
αριστερά πάνω	9.04	6.28	1.44	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5.65	6.28	0.90	ΕΠΑΡΚΕΙ
αριστερά κάτω	7.91	8.04	0.98	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	9.04	2.26	4.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5.65	2.26	2.50	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	7.91	8.04	0.98	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	11.30	8.29	1.36	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	6.28	1.08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
δεξιά κάτω	7.91	8.04	0.98	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
Δ6	(cm ²)	(cm ²)		4.00	(cm ²)	(cm ²)		3.40
αριστερά πάνω	12.31	9.86	1.25	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	7.69	6.28	1.23	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
αριστερά κάτω	9.23	8.04	1.15	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.15	8.04	0.77	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	12.31	3.08	4.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	7.69	2.26	3.40	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	9.23	8.04	1.15	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.15	8.04	0.77	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	12.31	8.73	1.41	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	7.69	6.28	1.22	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
δεξιά κάτω	9.23	8.04	1.15	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.15	8.04	0.77	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 3.19:λόγοι ανεπάρκειας δοκών ισογείου και ορόφου

ΙΣΟΓΕΙΟ				ΟΡΟΦΟΣ				
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
$\Delta 7$	(cm^2)	(cm^2)		5.44	(cm^2)	(cm^2)		3.40
αριστερά πάνω	12.31	9.04	1.36	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	7.69	6.28	1.23	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
αριστερά κάτω	9.23	8.04	1.15	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.62	8.04	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	12.31	2.26	5.44	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	7.69	2.26	3.40	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	9.23	8.04	1.15	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.62	8.04	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	12.31	9.04	1.36	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	7.69	6.28	1.22	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
δεξιά κάτω	9.23	8.04	1.15	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.62	8.04	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
$\Delta 8$	(cm^2)	(cm^2)		4.00	(cm^2)	(cm^2)		2.50
αριστερά πάνω	11.30	8.42	1.34	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	6.28	1.08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
αριστερά κάτω	7.91	8.04	0.98	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	9.04	2.26	4.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5.65	2.26	2.50	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	7.91	8.04	0.98	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	9.04	6.28	1.44	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5.65	6.28	0.90	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά κάτω	7.91	8.04	0.98	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
$\Delta 9$	(cm^2)	(cm^2)		2.00	(cm^2)	(cm^2)		1.50
αριστερά πάνω	9.04	6.28	1.44	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.52	6.28	0.72	ΕΠΑΡΚΕΙ
αριστερά κάτω	7.91	8.04	0.98	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	4.52	2.26	2.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3.39	2.26	1.50	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	7.91	8.04	0.98	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	9.04	8.54	1.06	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	8.54	0.79	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά κάτω	14.70	16.08	0.91	ΕΠΑΡΚΕΙ	9.04	16.08	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 3.20: λόγοι ανεπαρκείας δοκών ισογείου και ορόφου

ΙΣΟΓΕΙΟ				ΟΡΟΦΟΣ				
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
$\Delta 10$	(cm^2)	(cm^2)		2.00	(cm^2)	(cm^2)		1.50
αριστερά πάνω	9.04	8.54	1.06	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	8.54	0.79	ΕΠΑΡΚΕΙ
αριστερά κάτω	14.70	16.08	0.91	ΕΠΑΡΚΕΙ	9.04	16.08	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	4.52	2.26	2.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3.39	2.26	1.50	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	6.78	8.04	0.84	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	7.91	6.28	1.26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.52	6.28	0.72	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά κάτω	6.78	8.04	0.84	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
$\Delta 11$	(cm^2)	(cm^2)		2.50	(cm^2)	(cm^2)		2.04
αριστερά πάνω	15.39	10.77	1.43	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.88	6.28	1.10	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
αριστερά κάτω	10.77	8.04	1.34	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.62	8.04	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	7.69	3.08	2.50	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.62	2.26	2.04	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	10.77	8.04	1.34	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	13.35	12.12	1.10	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	9.14	8.54	1.07	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
δεξιά κάτω	15.39	16.08	0.96	ΕΠΑΡΚΕΙ	9.14	16.08	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
$\Delta 12$	(cm^2)	(cm^2)		2.50	(cm^2)	(cm^2)		2.00
αριστερά πάνω	13.35	12.12	1.10	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	9.14	8.54	1.07	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
αριστερά κάτω	15.39	16.08	0.96	ΕΠΑΡΚΕΙ	9.14	16.08	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	5.65	2.26	2.50	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.52	2.26	2.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	4.62	8.04	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	10.17	8.29	1.23	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	6.28	1.08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
δεξιά κάτω	5.75	8.04	0.71	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 3.21: λόγιοι ανεπαρκείας δοκών ισογείου και ορόφου

ΙΣΟΓΕΙΟ				ΟΡΟΦΟΣ				
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
Δ13	(cm ²)	(cm ²)		3.50	(cm ²)	(cm ²)		2.50
αριστερά πάνω	9.04	7.91	1.14	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	6.28	1.08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
αριστερά κάτω	5.65	8.04	0.70	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	7.91	2.26	3.50	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5.65	2.26	2.50	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	5.65	8.04	0.70	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.52	8.30	0.54	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	7.91	6.28	1.26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5.65	6.28	0.90	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά κάτω	5.65	8.04	0.70	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
Δ14	(cm ²)	(cm ²)		2.00	(cm ²)	(cm ²)		2.04
αριστερά πάνω	12.31	10.77	1.14	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.15	6.28	0.98	ΕΠΑΡΚΕΙ
αριστερά κάτω	9.23	8.04	1.15	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.62	8.04	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	6.15	3.08	2.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.62	2.26	2.04	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	9.23	8.04	1.15	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.62	8.04	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	11.24	11.81	0.95	ΕΠΑΡΚΕΙ	8.01	8.54	0.94	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά κάτω	13.85	16.08	0.86	ΕΠΑΡΚΕΙ	9.23	16.08	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
Δ15	(cm ²)	(cm ²)		1.65	(cm ²)	(cm ²)		1.50
αριστερά πάνω	11.24	11.81	0.95	ΕΠΑΡΚΕΙ	8.01	8.54	0.94	ΕΠΑΡΚΕΙ
αριστερά κάτω	13.85	16.08	0.86	ΕΠΑΡΚΕΙ	9.23	16.08	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	5.09	3.08	1.65	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3.39	2.26	1.50	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	4.62	8.04	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.62	8.04	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	14.13	16.52	0.86	ΕΠΑΡΚΕΙ	9.04	11.30	0.80	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά κάτω	12.31	16.08	0.77	ΕΠΑΡΚΕΙ	10.27	16.08	0.64	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 3.22: λόγιο ανεπαρκείας δοκών ισογείου και ορόφου

ΙΣΟΓΕΙΟ				ΟΡΟΦΟΣ				
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
$\Delta 16$	(cm^2)	(cm^2)		2.00	(cm^2)	(cm^2)		2.00
αριστερά πάνω	14.13	16.52	0.86	ΕΠΑΡΚΕΙ	9.04	11.30	0.80	ΕΠΑΡΚΕΙ
αριστερά κάτω	12.31	16.08	0.77	ΕΠΑΡΚΕΙ	13.66	16.08	0.85	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	6.78	3.39	2.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.52	2.26	2.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	7.69	8.04	0.96	ΕΠΑΡΚΕΙ	5.65	8.04	0.70	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	11.30	9.42	1.20	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	6.28	1.08	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά κάτω	7.69	8.04	0.96	ΕΠΑΡΚΕΙ	5.65	8.04	0.70	ΕΠΑΡΚΕΙ
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
$\Delta 17$	(cm^2)	(cm^2)		2.50	(cm^2)	(cm^2)		2.04
αριστερά πάνω	15.39	10.77	1.43	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.88	6.28	1.10	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
αριστερά κάτω	10.77	8.04	1.34	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.62	8.04	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	7.69	3.08	2.50	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.62	2.26	2.04	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	10.77	8.04	1.34	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.62	8.04	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	13.72	12.18	1.13	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	8.64	8.54	1.01	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
δεξιά κάτω	15.86	16.08	0.99	ΕΠΑΡΚΕΙ	9.23	16.08	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
$\Delta 18$	(cm^2)	(cm^2)		1.96	(cm^2)	(cm^2)		3.82
αριστερά πάνω	13.72	12.18	1.13	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	8.64	8.54	1.01	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
αριστερά κάτω	15.86	16.08	0.99	ΕΠΑΡΚΕΙ	9.23	16.08	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	6.03	3.08	1.96	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	8.64	2.26	3.82	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	5.09	8.04	0.63	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.62	8.04	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	16.20	16.52	0.98	ΕΠΑΡΚΕΙ	10.80	11.49	0.94	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά κάτω	12.78	16.08	0.79	ΕΠΑΡΚΕΙ	11.40	16.08	0.71	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 3.23: λόγιοι ανεπαρκείας δοκών ισογείου και ορόφου

δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
$\Delta 19$	(cm^2)	(cm^2)		2.33	(cm^2)	(cm^2)		1.47
αριστερά πάνω	16.20	16.52	0.98	ΕΠΑΡΚΕΙ	10.80	11.49	0.94	ΕΠΑΡΚΕΙ
αριστερά κάτω	12.78	16.08	0.79	ΕΠΑΡΚΕΙ	11.40	16.08	0.71	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	7.91	3.39	2.33	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.52	3.08	1.47	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	7.69	8.04	0.96	ΕΠΑΡΚΕΙ	6.78	8.04	0.84	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	13.56	9.55	1.42	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	6.47	1.05	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
δεξιά κάτω	7.69	8.04	0.96	ΕΠΑΡΚΕΙ	6.78	8.04	0.84	ΕΠΑΡΚΕΙ
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
$\Delta 20$	(cm^2)	(cm^2)		2.00	(cm^2)	(cm^2)		1.50
αριστερά πάνω	9.04	6.28	1.44	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5.65	6.28	0.90	ΕΠΑΡΚΕΙ
αριστερά κάτω	7.91	8.04	0.98	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	4.52	2.26	2.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3.39	2.26	1.50	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	7.91	8.04	0.98	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	8.54	8.54	1.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	8.54	0.79	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά κάτω	12.53	16.08	0.78	ΕΠΑΡΚΕΙ	9.14	16.08	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
$\Delta 21$	(cm^2)	(cm^2)		1.78	(cm^2)	(cm^2)		1.50
αριστερά πάνω	8.54	8.54	1.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6.78	8.54	0.79	ΕΠΑΡΚΕΙ
αριστερά κάτω	12.53	16.08	0.78	ΕΠΑΡΚΕΙ	9.14	16.08	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	4.02	2.26	1.78	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3.39	2.26	1.50	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	4.62	8.04	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.62	8.04	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	9.67	8.54	1.13	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	7.91	8.54	0.93	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά κάτω	11.40	16.08	0.71	ΕΠΑΡΚΕΙ	9.14	16.08	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
δοκός	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου	S_e	R_m	$\lambda=S_e/R_m$	λ στοιχείου
$\Delta 22$	(cm^2)	(cm^2)		2.50	(cm^2)	(cm^2)		2.00
αριστερά πάνω	9.67	8.54	1.13	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	7.91	8.54	0.93	ΕΠΑΡΚΕΙ
αριστερά κάτω	11.40	16.08	0.71	ΕΠΑΡΚΕΙ	9.14	16.08	0.57	ΕΠΑΡΚΕΙ
κέντρο πάνω	5.65	2.26	2.50	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4.52	2.26	2.00	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
κέντρο κάτω	6.78	8.04	0.84	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά πάνω	9.04	6.28	1.44	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5.65	6.28	0.90	ΕΠΑΡΚΕΙ
δεξιά κάτω	6.78	8.04	0.84	ΕΠΑΡΚΕΙ	4.52	8.04	0.56	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 3.24: λόγοι ανεπάρκειας δοκών ισογείου και ορόφου

3.2.2.1 Συμπεράσματα προκαταρκτικής ελαστικής ανάλυσης

- Από την ανάλυση φαίνεται ότι όλα τα υποστυλώματα του ισογείου εμφανίζουν ανεπάρκεια καθώς οι τιμές όλων των δεικτών ανεπάρκειας που προέκυψαν ως λόγοι της μέγιστης ροπής (προερχόμενη από τις ελαστοδυναμικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο SAP2000) προς τη ροπή διαρροής του στοιχείου, είναι μεγαλύτερες της μονάδας.
- Επίσης, στο ίδιο συμπέρασμα οδηγεί και η ελαστική ανάλυση που υλοποιήθηκε στο λογισμικό Fespa, καθώς η ποσότητα του οπλισμού που απαιτείται για τα όλα τα υποστυλώματα σύμφωνα με τις απαιτήσεις του EC-8 είναι μεγαλύτερη από την ποσότητα του ήδη υπάρχοντος οπλισμού. Συγκεκριμένα τα υποστυλώματα K1 (ισόγειο), K4, K5, K9(ισόγειο), K10, K14, K15, K19(ισόγειο) απαιτούν ποσοστό οπλισμού μεγαλύτερο του μεγίστου 4%. Το γεγονός αυτό υποδεικνύει την ανεπάρκεια των υποστυλωμάτων που ήταν αναμενόμενη λόγω των μικρών διατομών των υποστυλωμάτων (300x300), του χαμηλού ποσοστού καμπτικού οπλισμού (1% του εμβαδού της διατομής σε συνδυασμό με τη χρήση λείου χάλυβα χαμηλής αντοχής StI) και της χαμηλής ποιότητας σκυροδέματος.
- Οι μεγαλύτερες ανεπάρκειες όπως αυτές υπολογίζονται από την ελαστική ανάλυση αφορούν στα υποστυλώματα που βρίσκονται στην περίμετρο της κάτοψης, όπως είναι αναμενόμενο δεδομένης της θέσης του κέντρου ελαστικής στροφής. Συγκεκριμένα τα υποστυλώματα K1, K4, K14, K19 που είναι τοποθετημένα στις γωνίες της περιμέτρου της κάτοψης του ισογείου εμφανίζουν ανεπάρκεια μεγαλύτερη του 4, ενώ τα υποστυλώματα K2, K3, K9, K10, K15 εμφανίζουν ανεπάρκεια μεγαλύτερη του 3.
- Στα υποστυλώματα του ορόφου παρατηρούνται ανεπάρκειες σε πλήρη αναλογία με τις ανεπάρκειες του ισογείου, με τη διαφορά ότι είναι μικρότερου μεγέθους, καθώς οι δείκτες ανεπάρκειες είναι μεγαλύτεροι της μονάδας αλλά δεν υπερβαίνουν σε κανένα υποστυλώμα την τιμή 3.
- Όσον αφορά στις δοκούς, ανεπάρκειες εντοπίζονται στις κάτω παρειές των στηρίξεων των δοκών, πράγμα αναμενόμενο λόγω της φιλοσοφίας του σχεδιασμού εκείνης της εποχής, σύμφωνα με την οποία λαμβάνονταν υπόψη μόνο τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας και απουσίαζε η οποιαδήποτε έννοια ικανοτικού σχεδιασμού.
- Επίσης, ανεπάρκειες εντοπίζονται και στις πάνω παρειές των δοκών γεγονός που υποδεικνύει την απαίτηση του σύγχρονου κανονισμού για αυξημένη πλαστιμότητα.

3.2.2.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής της κύριας ελαστικής ανάλυσης στο κτίριο

Σύμφωνα με τις προϋποθέσεις που αναφέρονται στον EC8-3 η εφαρμογή της ελαστικής στατικής μεθόδου για στάθμες επιτελεστικότητας Β η Γ, επιτρέπεται όταν ισχύουν όλες οι παρακάτω συνθήκες:

1. Δεν πρέπει να υπάρχει μεγάλη ανομοιομορφία ανεπαρκειών μεταξύ των δομικών στοιχείων. Ο δείκτης ανεπάρκειας για όλα τα μέλη του φορέα θα είναι: $\lambda < 2.5$, ή για ένα ή περισσότερα προκύπτει $\lambda > 2.5$ αλλά το κτίριο μπορεί να χαρακτηριστεί μορφολογικά κανονικό
2. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου να είναι μικρότερη του $4T_c$ ή $2s$.
3. Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε έναν γειτονικό δεν υπερβαίνει το 1,5 (εξαιρούνται ο τελευταίος όροφος και τα προσαρτήματα)
4. Το κτίριο δεν παρουσιάζει έντονα ασύμμετρη κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη, σε οποιονδήποτε όροφο.
5. Το κτίριο σε καθ ύψος τομή δεν παρουσιάζει ασύμμετρη κατανομή της μάζας ή της δυσκαμψίας.
6. Το σύστημα διαθέτει σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.

Ποσοτικά κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη

Προκειμένου το κτίριο να χαρακτηριστεί κανονικό σε κάτοψη, θα πρέπει παράλληλα με τις γεωμετρικές προϋποθέσεις να πληρούνται και τα δύο ποσοτικά κριτήρια των σχέσεων 4.1.α (περιορισμός εκκεντρότητας σε σχέση με την ακτίνα δυστρεψίας) και 4.1.β (περιορισμός ακτίνας δυστρεψίας σε σχέση με την ακτίνα αδρανείας μάζας σε κάτοψη) του EC8-1§4.2.3.2(6), σε όλους τους ορόφους σε κάθε σεισμική διεύθυνση. Στην εικόνα που ακολουθεί φαίνεται ο έλεγχος πλήρωσης των κριτηρίων κανονικότητας σε κάτοψη από το λογισμικό Fespa.

Κανονικότητα σε όψη

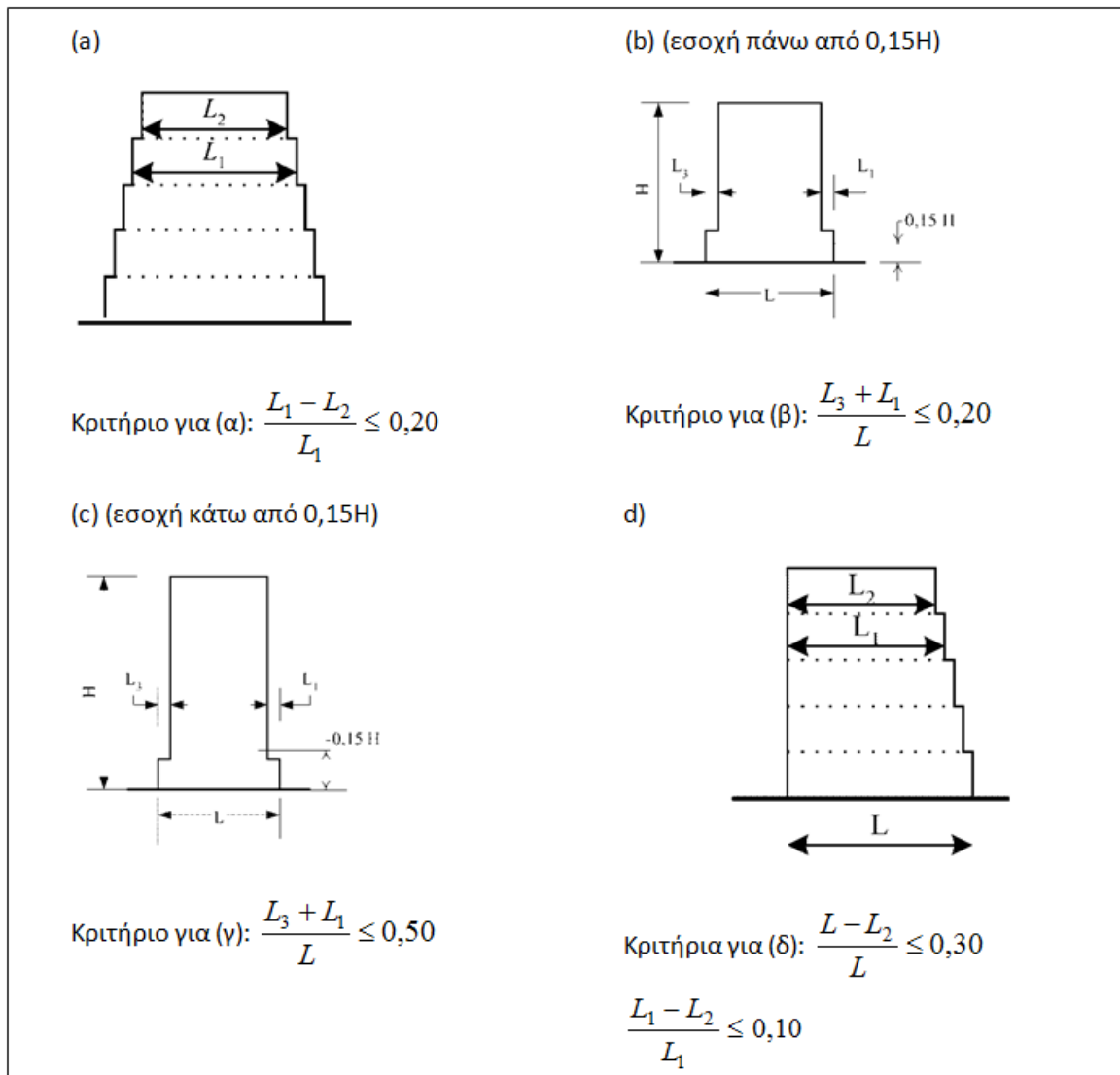
Η δυσκαμψία και η μάζα των ορόφων θα πρέπει να είναι σταθερές ή βαθμιαία μειούμενες προς τα πάνω, οι επιμέρους εσοχές θα πρέπει να είναι μικρότερες από το 10% του υποκείμενου ορόφου, ενώ θα πρέπει να διασφαλίζεται η ομαλή καθ' ύψος κατανομή υπεραντοχής σε πλαισιακούς φορείς.

Όταν υπάρχουν εσοχές, ισχύουν οι ακόλουθες πρόσθετες συνθήκες:

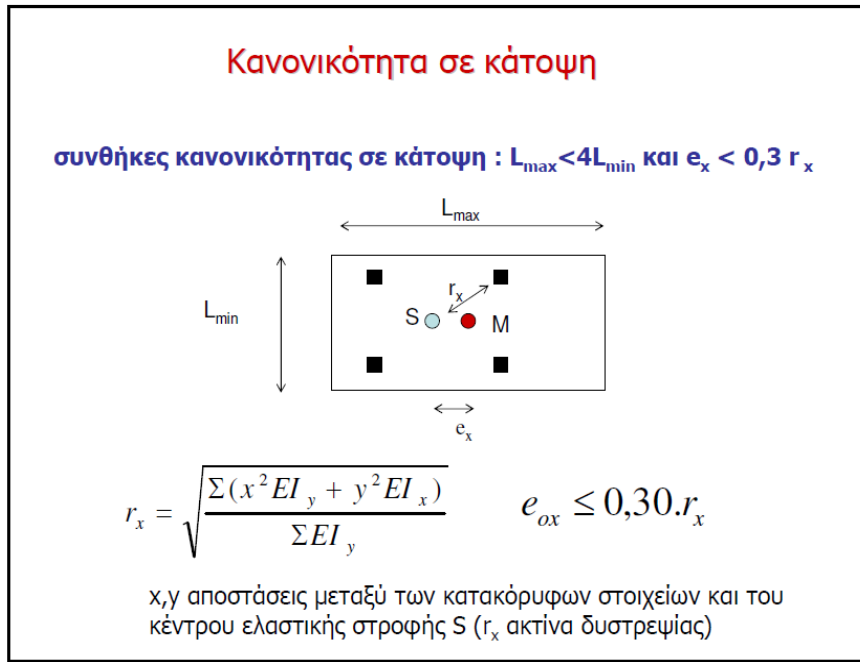
α) για βαθμιδωτές εσοχές που διατηρούν την αξονική συμμετρία του φορέα, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 20% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη στην διεύθυνση της εσοχής (α και β)

β) για μια μεμονωμένη εσοχή μέσα σε ύψος μικρότερο από 15% του συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος, η εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 50% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη (Σχήμα 3.7.c). Σε τέτοια περίπτωση το κάτω μέρος του φορέα που περιλαμβάνεται μέσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανώτερων ορόφων πρέπει να μελετηθεί ώστε να αναλαμβάνει τουλάχιστον 75% των οριζόντιων τεμνουσών δυνάμεων που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτίριο χωρίς τη διεύρυνση του κάτω μέρους (γ)

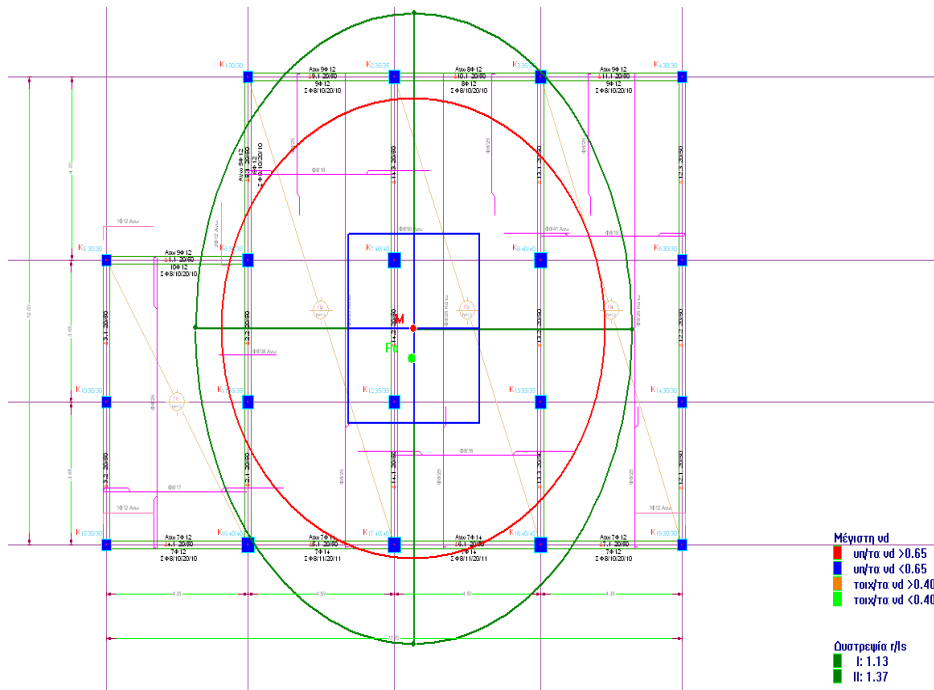
γ) εάν οι εσοχές δεν διατηρούν τη συμμετρία του φορέα, το άθροισμα των εσοχών όλων των ορόφων σε κάθε όψη δεν θα είναι μεγαλύτερο από το 30% της διάστασης της κάτοψης στο ισόγειο επάνω από την θεμελίωση ή επάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου, και κάθε επιμέρους εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης διάστασης κάτοψης (δ)



Σχήμα 3.7: Κανονικότητα σε όψη



Σχήμα 3.8: κανονικότητα σε κάτοψη (EC8)



Σχήμα 3.9: Με κόκκινο φαίνεται ο κύκλος αδρανείας, με πράσινο η έλλειψη δυστροπείας, με μπλέ το κριτήριο κανονικότητας (έλεγχοι λογισμικού Fespa)

3.2.2.3Εξέταση προϋποθέσεων εφαρμογής κύριας ελαστικής ανάλυσης

- Όλα τα υποστυλώματα του ισογείου εξαιρουμένου του Κ7 εμφανίζουν λόγο ανεπάρκειας μεγαλύτερο του 2,5, ενώ όλα τα υποστυλώματα του ορόφου πλην των Κ4,Κ9,Κ14,Κ19 εμφανίζουν λόγο ανεπάρκειας μικρότερο του 2,5. Οι δοκοί του ισογείου και του ορόφου πληρούν την προϋπόθεση αυτή. Ως εκ τούτου για να πληρωθεί το πρώτο κριτήριο θα πρέπει το κτίριο να χαρακτηριστεί ως μορφολογικά κανονικό. Όπως φαίνεται στους υπολογισμούς που ακολουθούν το ισόγειο εξαιτίας του μεγάλου λόγου μέσω των δεικτών ανεπάρκειας στη διεύθυνση χ'χ χαρακτηρίζεται ως καμπτοδιατμητικής ασθενής όροφος (1,67 στη διεύθυνση χ'χ και 1,10 στη διεύθυνση γ'γ).

$$\sum_1^{41} V_{\chi\text{ισογείου}}=3472.85\text{KN}$$

$$\sum_1^{41} \lambda V_{\chi\text{ισογείου}}=9364.22\text{KN}$$

$$\sum_1^{41} V_{\gamma\text{ισογείου}}=3741.8\text{KN}$$

$$\sum_1^{41} \lambda V_{\gamma\text{ισογείου}}=9713.8\text{KN}$$

$$\sum_1^{41} V_{\chi\text{ορόφου}}=2166.3\text{KN}$$

$$\sum_1^{41} \lambda V_{\chi\text{ορόφου}}=3496.14\text{KN}$$

$$\sum_1^{41} V_{\gamma\text{ορόφου}}=1002\text{KN}$$

$$\sum_1^{41} \lambda V_{\gamma\text{ορόφου}}=2361.14\text{KN}$$

Οπότε είναι :

$$\lambda_{\text{κισογείου}\chi}= 2.70$$

$$\lambda_{\text{κορόφου}\chi}= 1.61$$

$$\lambda_{\text{κισογείου}\gamma}= 2.60$$

$$\lambda_{\text{κορόφου}\gamma}= 2.36$$

- Επιπλέον δεν ικανοποιείται το κριτήριο δ καθώς ο μεγαλύτερος λόγος ανεπάρκειας στη διεύθυνση χ'χ και ο μικρότερος λόγος στη διεύθυνση γ'γ έχουν λόγο μεγαλύτερο από 1,5 ($2,61/1,07=2,43>1,5$ Δ3, Δ11)
- Επιπλέον όπως φαίνεται και στον πίνακα των μαζών των επιπέδων της προηγούμενης παραγράφου Πίνακας 3.2, το κτίριο δε μπορεί να χαρακτηριστεί ως κανονικό σε όψη.

Από τα παραπάνω συνάγεται ότι το κτίριο δε πληροί τις προϋποθέσεις εφαρμογής της ελαστικής στατικής ανάλυσης. Η αποτίμηση της κατασκευής θα γίνει με ανελαστικές μεθόδους που παρουσιάζονται σε επόμενο κεφάλαιο.

Κεφάλαιο τέταρτο: Ανελαστική Στατική Ανάλυση

4.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 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 μετακίνηση, που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας και τις ικανότητες των μελών που προκύπτουν από τα προσομοιώματα για τη συμπεριφορά τους.

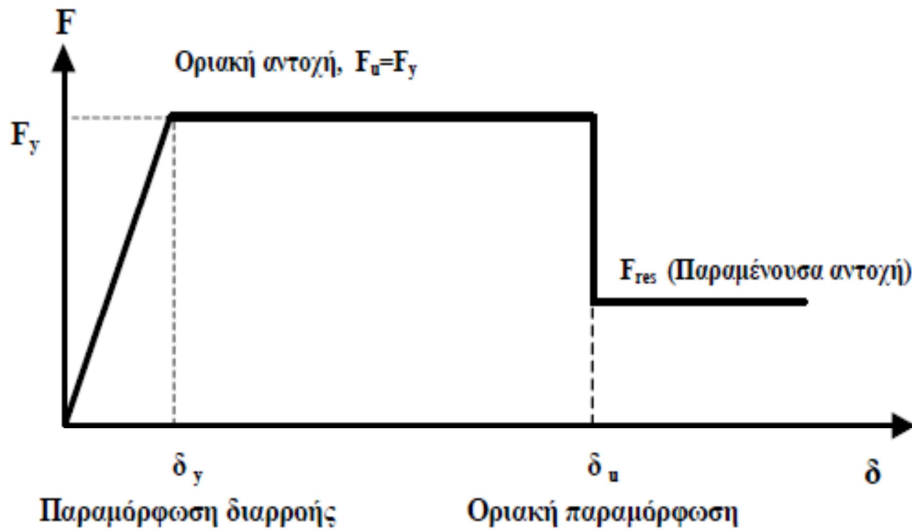
Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του καταστατικού νόμου έντασης – παραμόρφωσης των δομικών μελών. Σε κάθε περιοχή που αναμένεται να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης – παραμόρφωσης μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρι την αστοχία, οι οποίες περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης κάθε στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντοχή του.

Βασικές παραδοχές που γίνονται για την εφαρμογή της ανελαστικής μεθόδου:

- οι συνδέσεις δεν είναι ασθενέστερες ή λιγότερο πλαστικές από τα στοιχεία τα οποία συνδέουν.
- έχουν εξασφαλιστεί τυχόν διατμητικές αστοχίες, έτσι ώστε η καμπύλη αντίστασης να ανταποκρίνεται μόνο σε καμπτικές αστοχίες. Ορίζονται, δηλαδή, μόνο πλαστικές αρθρώσεις και όχι θραυστικές.
- η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική.
- θεωρούνται απαραμόρφωτα οριζόντια διαφράγματα σε κάθε στάθμη.

4.2 Προσομοίωση κτιρίου στοSAP 2000

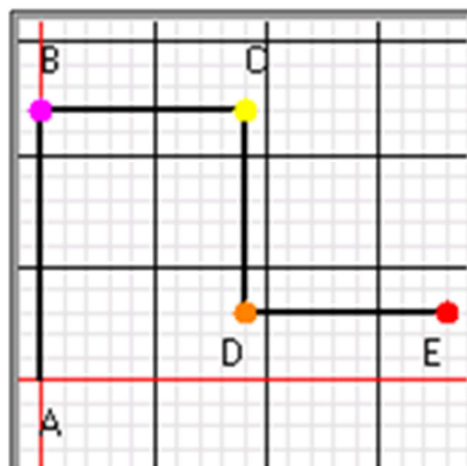
Σε αυτό το σημείο θα εισάγουμε τις βασικές αρχές που ακολουθήθηκαν για την προσομοίωση του φορέα στο πρόγραμμα SAP 2000 με σκοπό την ανελαστική στατική επίλυσή του. Σε κάθε δομικό μέλος προσδιορίζονται οι πιθανές θέσεις όπου αναμένονται συγκεντρώσεις ανελαστικών παραμορφώσεων (πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων – plastichinges). Συγκεκριμένα οι πιθανές θέσεις όπως ορίστηκαν για κάθε δομικό μέλος (υποστύλωμα, δοκός, τοιχοποιία) αντιστοιχούν στα άκρα των μελών. Η καμπύλη αντίστασης – μετακίνησης για κάθε θέση προσομοιάζεται κατά την καμπύλη που προτείνεται από τον ΚΑΝΕΠΕ.



Σχήμα 4.1: Καμπύλη αντίστασης – μετακίνησης κατά ΚΑΝΕΠΕ

Για κάθε μέλος της κατασκευής ορίστηκαν οι ανελαστικές ιδιότητες της αντίστοιχης πιθανής θέσης πλαστικής άρθρωσης με βάση την εντατική καταπόνηση του κάθε μέλους. Συγκεκριμένα, για τα κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα) ορίστηκαν οι ιδιότητες πλαστικής άρθρωσης στα άκρα τους τύπου P – M2 – M3, λόγω διαξονικής κάμψης σε συνδυασμό με αξονική καταπόνηση. Στις δοκούς του φορέα ορίστηκαν πλαστικές αρθρώσεις τύπου M3, λόγω ύπαρξης μονοαξονικής κάμψης,

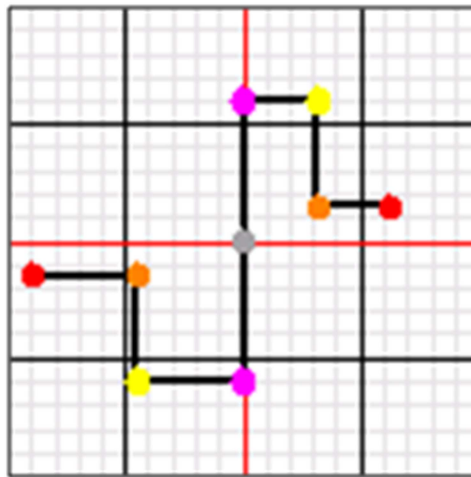
Σημειώνεται εδώ πως τα μεγέθη που χρησιμοποιήθηκαν στην εργασία αυτή για τη χάραξη της καμπύλης είναι: Ως εντατικό μέγεθος F χρησιμοποιήθηκε η ροπή M και ως παραμόρφωση δ χρησιμοποιήθηκε η γωνία στροφής χορδής θ. Το διάγραμμα ροπής στροφής για το υποσύλωμα εισάγεται στο πρόγραμμα όπως φαίνεται παρακάτω



Σχήμα 4.2: Καμπύλη ροπής – γωνίας στροφής χορδής για υποσύλωμα

- Σημείο B: τετμημένη το μηδέν και τεταγμένη η ροπή διαρροής M_y
- Σημείο C: τετμημένη η θ_u και τεταγμένη η M_y
- Σημείο D: τετμημένη η θ_u και τεταγμένη η $0,25 \cdot M_y$
- Σημείο E: τετμημένη η $2 \cdot \theta_u$ (θεώρηση) και τεταγμένη η $0,25 \cdot M_y$

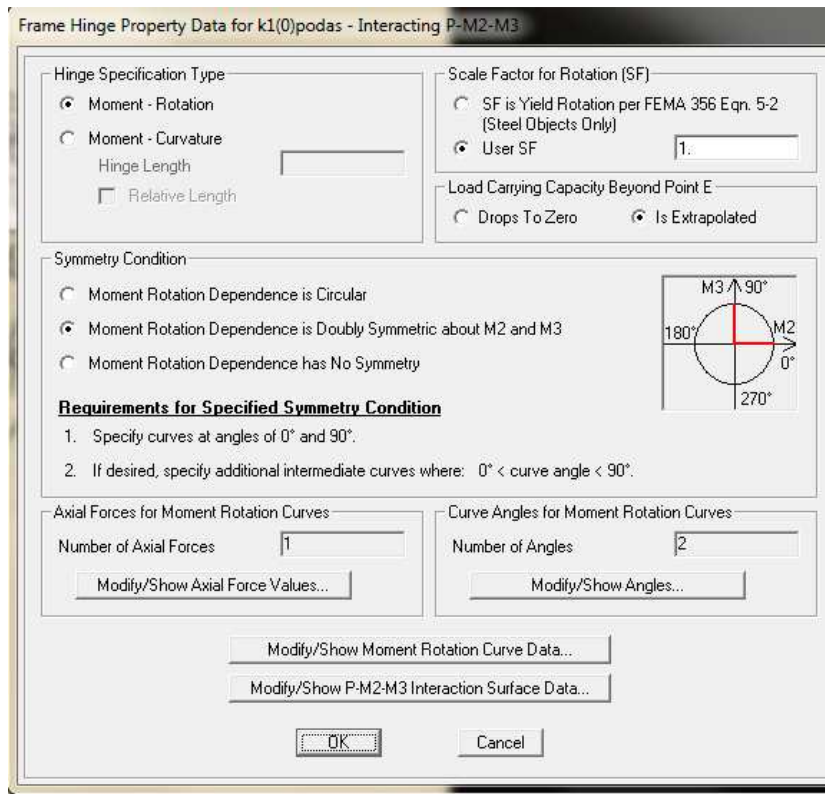
Για τις δοκούς χρησιμοποιήθηκε διαφορετικό διάγραμμα ροπής – γωνίας στροφής χορδής για κάθε φορά του σεισμού, ωστόσο σε κάθε διεύθυνση έχει ακριβώς ίδια μορφή με το παραπάνω σχήμα.



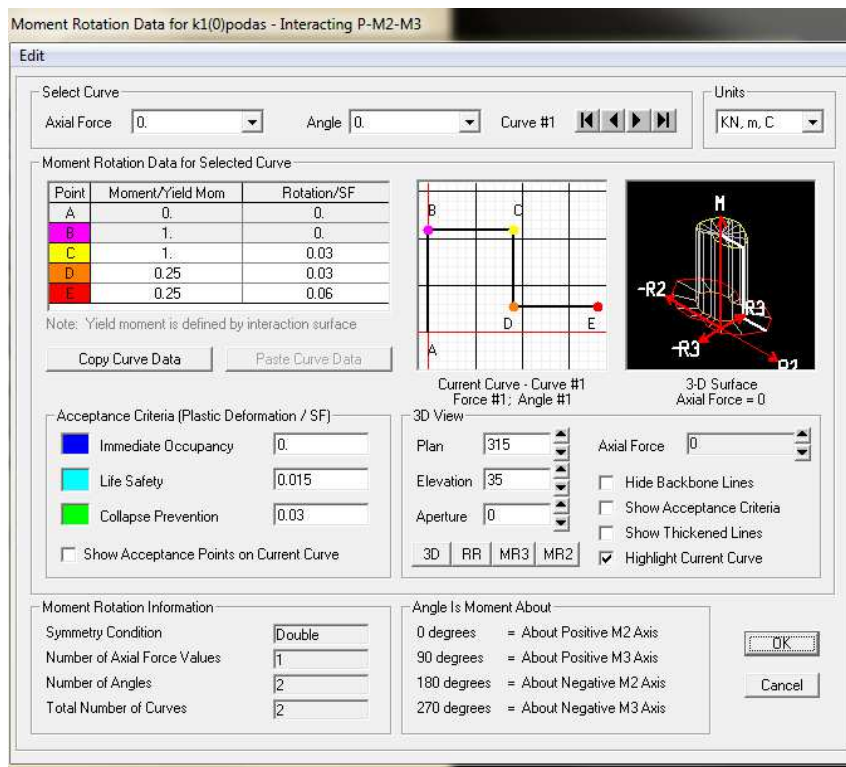
Σχήμα 4.3: Καμπύλη ροπής – γωνίας στροφής χορδής για δοκό

4.2.1 Πλαστικές αρθρώσεις υποστυλωμάτων

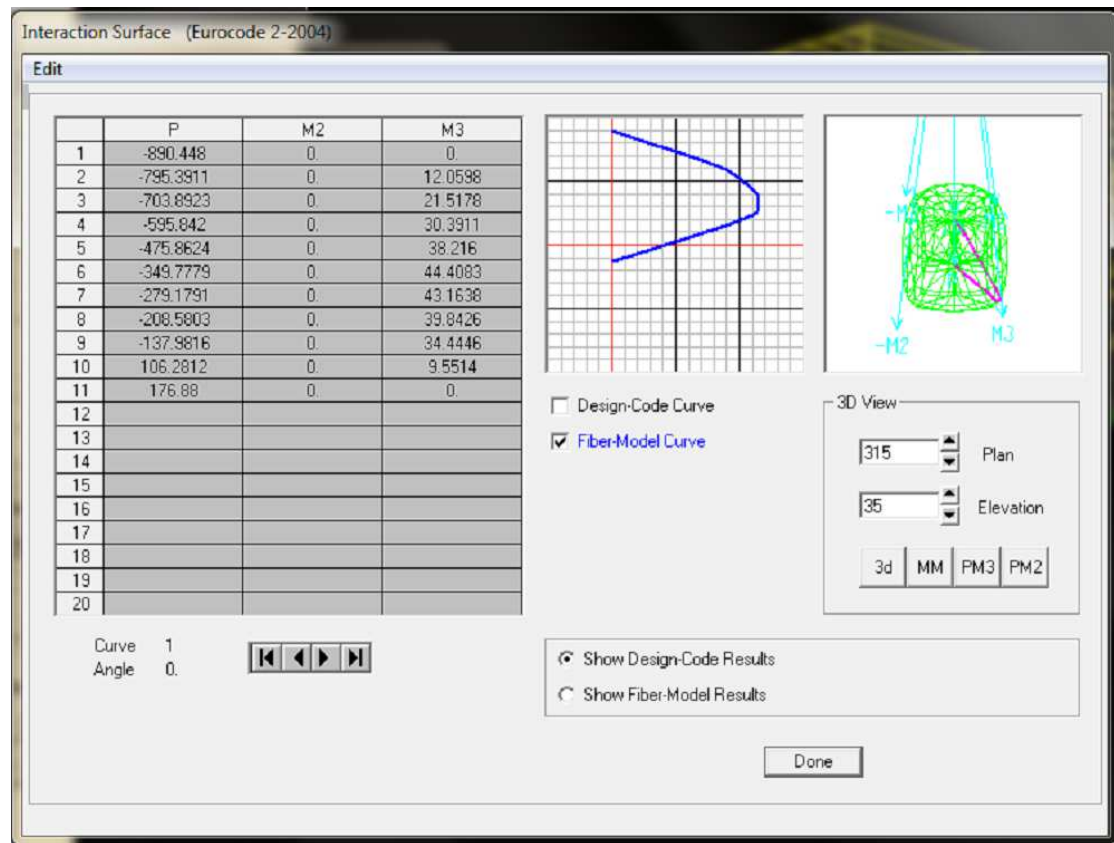
Για την ανελαστική ανάλυση ορίστηκαν πλαστικές αρθρώσεις στην κεφαλή και στον πόδα των υποστυλωμάτων. Όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα ορίστηκε ομοελαστικός νόμος $M2-\theta2pl, M3-\theta3pl$, ενώ η επιφάνεια διαρροής ορίστηκε μέσω του sectiondesigner. Η σχέση ροπής και πλαστικής γωνίας στροφής χορδής λόγω τετράγωνης διατομής των υποστυλωμάτων και συμμετρικού σπλισμού, είναι ίδια για τις δύο διευθύνσεις κάμψης. Στη συνέχεια παρουσιάζεται η εισαγωγή των στοιχείων της πλαστικής άρθρωσης για το υποστυλόμετρο K1 ισογείου.



Σχήμα 4.4: Καρτέλα επιλογής ιδιοτήτων πλαστικής άρθρωσης υποστυλώματος



Σχήμα 4.5: Συμπλήρωση γωνιών στροφής χορδής



Σχήμα 4.6: Η επιφάνεια διαρροής στο sectiondesigner

Οι τιμές της πλαστικής στροφής για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ορίζονται από την §9.3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ ως εξής:

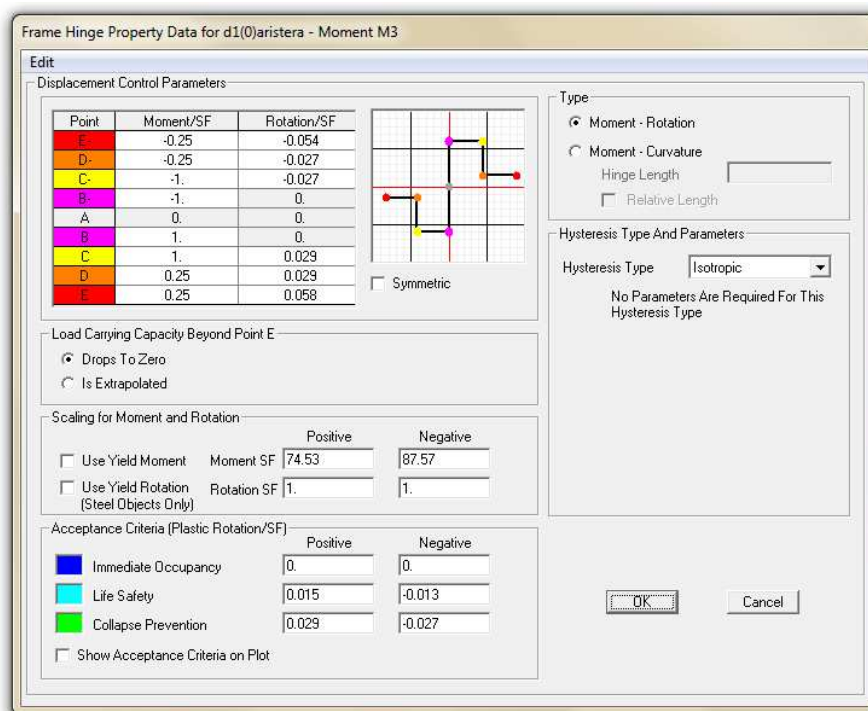
- $\theta_d = 0.5 \frac{\theta_y + \theta_u}{\gamma_{Rd}}$, με $\gamma_{Rd} = 1,8$ στην ανελαστική ανάλυση
 - $\theta_d / 1.8$ η πλαστική στροφή για στάθμη επιτελεστικότητας «COLLAPSE»
 - θ_d η πλαστική στροφή για στάθμη επιτελεστικότητας «LIFESAFETY»
 - θ_y η πλαστική στροφή για στάθμη επιτελεστικότητας «ImmediateOccurance».
- Αυτή η στάθμη εκφράζει και τη διαρροή.

***Σημειώνεται ότι η τιμή γωνίας στροφής που αντιστοιχίζεται σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας προσαρμόζεται στην καμπύλη ροπής στροφής χορδής Σχήμα 4.5, όπως εισάγεται στο πρόγραμμα, δεδομένου ότι ο χρήστης καλείται να συμπληρώσει τιμές σε όρους M-θplastic.**

4.2.2 Πλαστικές αρθρώσεις δοκών

Ακριβώς όπως και πριν ορίζουμε τον νόμο M-θ για τις δοκούς για φορά σεισμού προς τις δύο διευθύνσεις. Εδώ αναφέρεται ότι εισήχθησαν για κάθε δοκό δύο πλαστικές αρθρώσεις, μία για κάθε άκρο. Αυτό διότι οι σπλισμοί δεν είναι συμμετρικοί όπως στα υποστυλώματα. Σε κάθε πλαστική άρθρωση τοποθετώ τα ζητούμενα μεγέθη (που έχουν υπολογιστεί για εφελκυσμό στο άνω και στο κάτω

πέλημα). Ενδεικτικά στο παρακάτω σχήμα φαίνεται η πλαστική άρθρωση στο αριστερό άκρο της δοκού Δ1 όπως αυτή εισάγεται στο πρόγραμμα.



Σχήμα 4.7: Συμπλήρωση γωνιών στροφής χορδής

4.2.3 Εφαρμογή πλευρικής φόρτισης

Προκειμένου να αντιμετωπισθεί ρεαλιστικά το θέμα της κατανομής των φορτίων προτείνεται από κάθε ομάδα κατανομών να επιλέγεται μια από τις δύο απαιτούμενες κατανομές. Μια κατανομή μπορεί να επιλέγεται από τις ακόλουθες τρεις:

- Καθ' ύψος κατανομή σύμφωνα με τη σχέση

$$\frac{F_b(z_{imi})}{\sum z_j m_j}$$

Η χρήση αυτής της κατανομής επιτρέπεται με την προϋπόθεση ότι περισσότερο από 75% της συνολικής μάζας του συστήματος ταλαντώνεται σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιομορφή στη θεωρούμενη διεύθυνση και εφόσον χρησιμοποιείται παράλληλα και η ομοιόμορφη κατανομή

- Καθ' ύψος κατανομή με βάση το σχήμα της θεμελιώδους ιδιομορφής στη θεωρούμενη διεύθυνση.

Όμοια με πριν η χρήση αυτής της κατανομής επιτρέπεται με την προϋπόθεση ότι περισσότερο από 75% της συνολικής μάζας του συστήματος ταλαντώνεται σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιομορφή στη θεωρούμενη διεύθυνση

- Καθ' ύψος κατανομή σε αντιστοιχία με την κατανομή των τεμνουσών των ορόφων της κατασκευής. Η συγκεκριμένη κατανομή πρέπει να χρησιμοποιείται όταν η θεμελιώδης ιδιομορφή είναι μεγαλύτερη από 1 s

Η δεύτερη κατανομή μπορεί να επιλέγεται από τις παρακάτω:

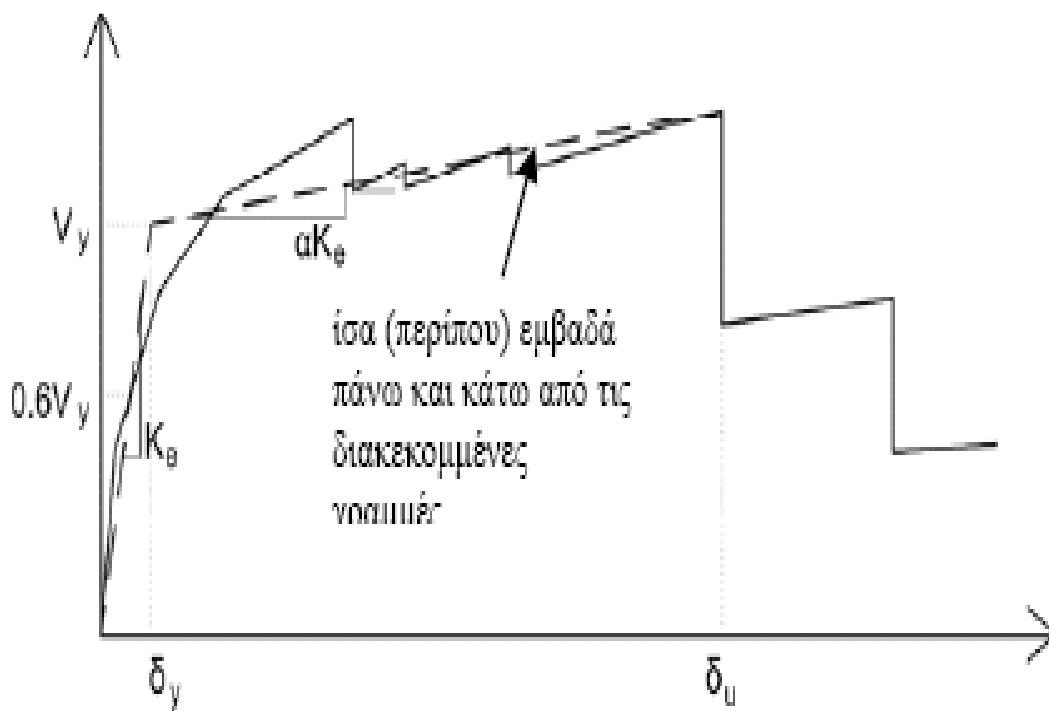
- Ομοιόμορφη κατανομή αποτελούμενη από οριζόντια πλευρικά φορτία σε κάθε στάθμη, τα οποία είναι ανάλογα προς τη συνολική μάζα της στάθμης
- Αναπροσαρμοζόμενη κατανομή φορτίων που μεταβάλλεται καθώς η κατασκευή παραμορφώνεται.

Κάθε μία από τις περιπτώσεις ανάλυσης (ώθηση προς κάποια από τις κατευθύνσεις $\pm x$, $\pm y$) έχει ως αρχική συνθήκη την φόρτιση του κτηρίου με κατακόρυφα φορτία για τον συνδυασμό G+0.3Q. Αυτό σημαίνει πως κάθε μία από τις διαφορετικές ανελαστικές αναλύσεις που θα γίνουν θα ξεκινάει από το σημείο που τελείωσε η αρχική στατική ανελαστική ανάλυση για G+0.3Q. Ακολουθώντας τον ΚΑΝ.ΕΠΕ που συστήνει τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων να συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με το σεισμικό συνδυασμό του ΕΑΚ. Στην παρούσα εργασία εφαρμόσαμε ακολουθώντας πάντα τις συστάσεις του κανονισμού καθ' ύψος κατανομή των οριζόντιων φορτίων ως ανεστραμμένη τριγωνική σε κάθε στάθμη ορόφου σύμφωνα με τη σχέση:

$$\frac{F_b(z_{imi})}{\sum z_j m_j}$$

4.3 Αποτελέσματα ανάλυσης

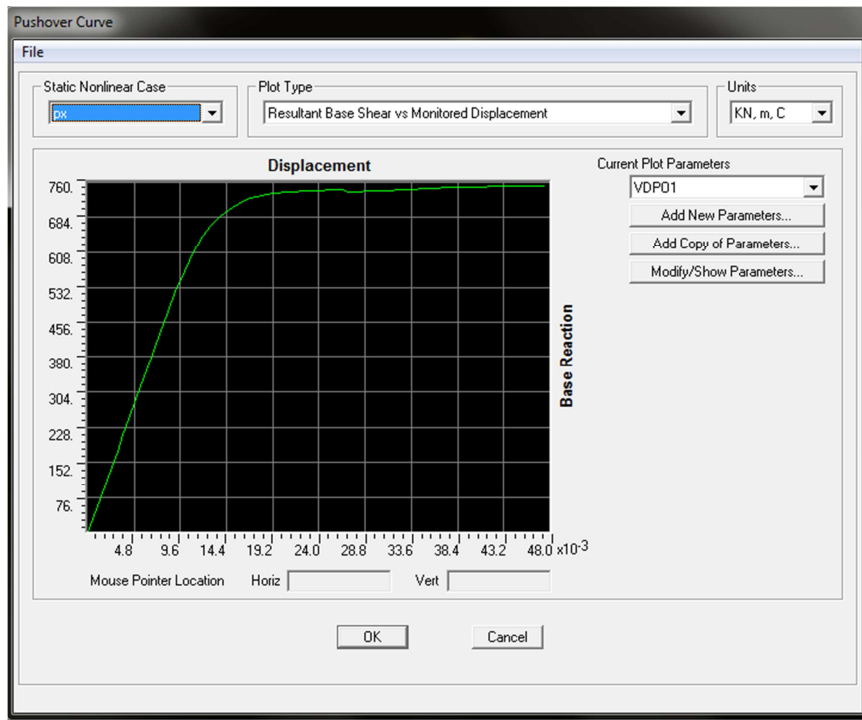
Αποτέλεσμα των αναλύσεων είναι η καμπύλη αντίστασης. Η καμπύλη αντίστασης είναι εκείνη η καμπύλη που συσχετίζει τη δύναμη με τη μετατόπιση σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης «κόμβου ελέγχου», με αναφορά σε όλο το κτίριο. Οπότε σύμφωνα με αυτή την καμπύλη μπορούμε να έχουμε μία γενικότερη εποπτεία της συμπεριφοράς το κτιρίου.



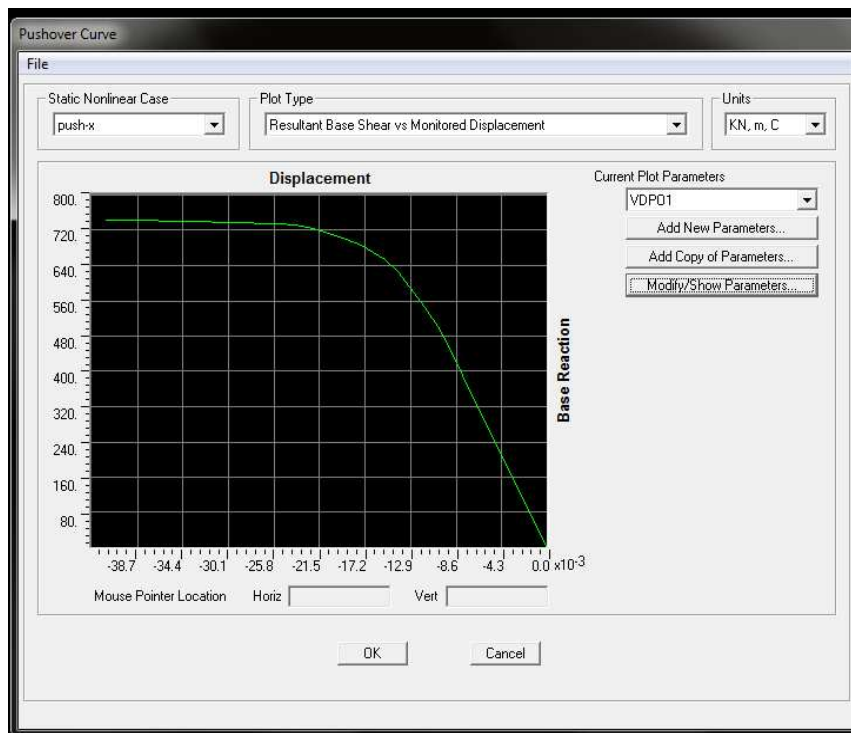
Σχήμα 4.8: Ορισμός καμπύλης αντίστασης

Ο κόμβος ελέγχου επιλέγεται συνήθως στην κορυφή του κτιρίου και πιο συγκεκριμένα στο κέντρο μάζας του ανώτερου επιπέδου. Ο έλεγχος των κριτηρίων επιτελεσματικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί σε μία σεισμική δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή, η παραμόρφωση των πλαστικών δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεσματικότητας.

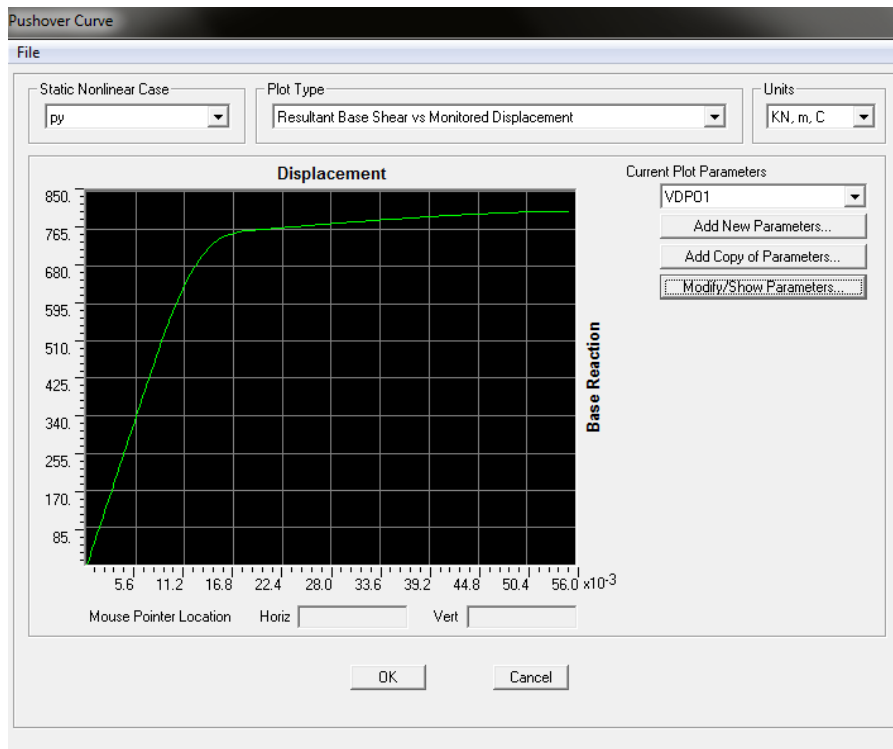
Κατόπιν της ανάλυσης προκύπτουν τα ακόλουθα διαγράμματα τέμνουσας βάσης – παραμόρφωσης για πλευρική ώθηση κατά $\pm x$ και κατά $\pm y$.



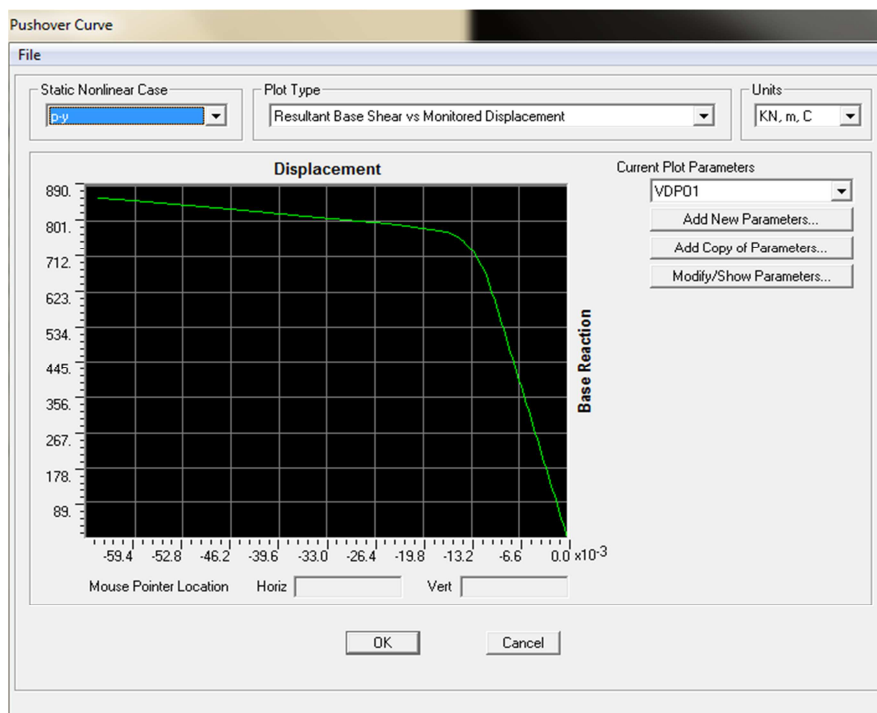
Σχήμα 4.9:καμπύλη αντίστασης για +x



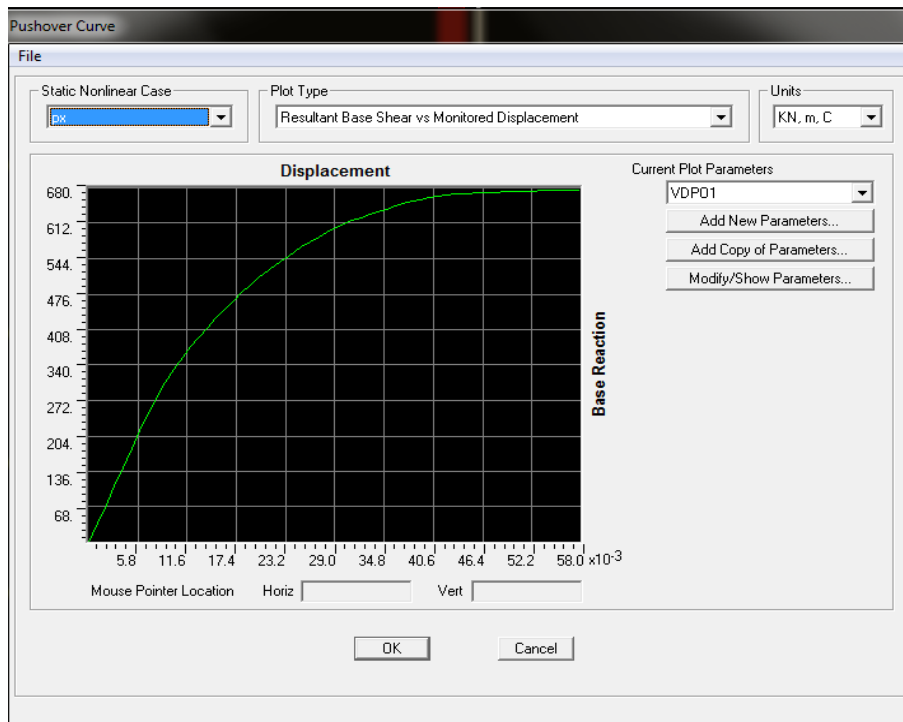
Σχήμα 4.10:καμπύλη αντίστασης για -x



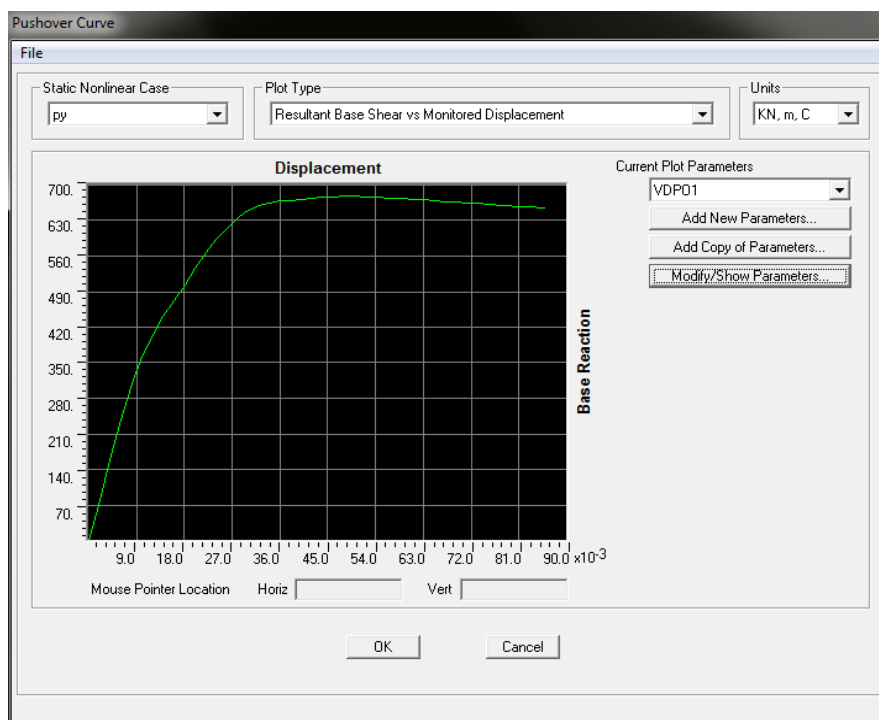
Σχήμα 4.11: καμπύλη αντίστασης για + γ



Σχήμα 4.12: καμπύλη αντίστασης για - γ



Σχήμα 4.13: καμπύλη αντίστασης για +x (fiber)



Σχήμα 4.14: καμπύλη αντίστασης για +y (fiber)

4.4 Στοχευόμενη μετακίνηση σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.4.2, εφόσον δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη προσέγγιση, η στοχευόμενη μετακίνηση δ_i επιτρέπεται να υπολογίζεται με βάση την παρακάτω σχέση :

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) \Phi_e$$

Ο συντελεστής C_0 παίρνει την τιμή 1.2 (ομοιόμορφη κατανομή φορτίων με αριθμό με ορόφων 3), ενώ ο συντελεστής C_1 λαμβάνει την τιμή 1.0 επειδή η τιμή της ιδιοπεριόδου (και στις δύο διευθύνσεις) είναι μεγαλύτερη από την ιδιοπερίοδο που αντιστοιχεί στο τέλος της περιοχής σταθερών επιταχύνσεων του φάσματος. Τέλος, ο συντελεστής C_2 λαμβάνει την τιμή 1.1 (από Πίνακα Σ5.1 ΚΑΝΕΠΕ.) δεδομένου ότι ο σχεδιασμός υλοποιείται για στάθμη επιτελεστικότητας "Προστασία Ζωής", ενώ ο C_3 θεωρείται ίσος με 1.0 (όπως παρουσιάζεται στο κεφάλαιο 5 προκύπτει $\theta < 0,1$).

Φ_e είναι η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του Παραρτήματος του ΕΑΚ)

Προσδιορισμός της ιδιοπεριόδου

Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος T_e υπολογίζεται στις δύο διευθύνσεις από την εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης, και υπολογίζεται από τη σχέση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.5:

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

- T η ελαστική ιδιοπερίοδος όπως προέκυψε από την ελαστική δυναμική ανάλυση
- K_0 η αρχική ελαστική δυσκαμψία του φορέα λαμβάνοντας υπόψη τις ελαστικές ιδιότητες των υλικών
- K_e η συμβατική δυσκαμψία όπως προκύπτει από τη διγραμμοποίηση της καμπύλης αντίστασης και αντιστοιχεί στο 60% της δύναμης διαρροής.

Εξαιτίας του ότι η κλίση του αρχικού κλάδου της διγραμμοποιημένης καμπύλης αντίστασης (για όλες τις φορές φόρτισης) είναι σχεδόν ίδια με την αρχική κλίση της πραγματικής καμπύλης αντίστασης (η οποία εκφράζει την πραγματική ελαστική δυσκαμψία K_e), η τιμή της T_e θα μπορούσε να θεωρείται με ικανοποιητική ακρίβεια ίση με την τιμή T_0 . Ωστόσο για λόγους πληρότητας στις σελίδες που ακολουθούν παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης στις δύο διευθύνσεις για ελαστική συμπεριφορά και οι διγραμμοποιημένες καμπύλες αντίστασης για ανελαστική συμπεριφορά.

$$T_x = 0.541 \sqrt{\frac{48825.88}{47472.53}} = 0.5486 \text{ s}$$

$$T_y = 0.505 \sqrt{\frac{59839.39}{59259.26}} = 0.507 \text{ s}$$

Συνεπώς, στη διεύθυνση x η ιδιοπερίοδος T_x θεωρείται ίση με 0.5486 s, ενώ στη διεύθυνση y η ιδιοπερίοδος T_y θεωρείται ίση με 0.507 s.

Προσδιορισμός της φασματικής επιτάχυνσης

Επειδή εφαρμόζεται μη γραμμική μέθοδος ανάλυσης χρησιμοποιούνται τα ομαλοποιημένα ελαστικά φάσματα ΚΑΝ.ΕΠΕ §4.4.1.3 ενώ το συνολικό οριζόντιο φορτίο θα υπολογιστεί με βάση την §3.2.2.5 του EC8.

Οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής και στις δύο διευθύνσεις ανήκουν στην περιοχή σταθερής ταχύτητας του φάσματος (έδαφος κατηγορίας B, $S=1.2$, $T_B=0.15$ s, $T_C=0.5$ s, $T_D=2$ s). Συνεπώς η επιτάχυνση υπολογίζεται ως εξής:

$$\Phi_e = a_g S_n 2.5 \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

- $a_g = \gamma I a_{gR} = 0,24g$, όπου ο συντελεστής σπουδαιότητας δομήματος ελήφθη ίσος με 1 αφού πρόκειται για κατοικία, και η εδαφική επιτάχυνση 0,24g για Ζώνη II.
- $\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} = 1$, ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης για ιξώδη απόσβεση 5%

$$\text{Οπότε } \Phi_{ex} = 0.24g * 1.2 * 1 * 2.5 * (0.5/0.5486) = 0.656g$$

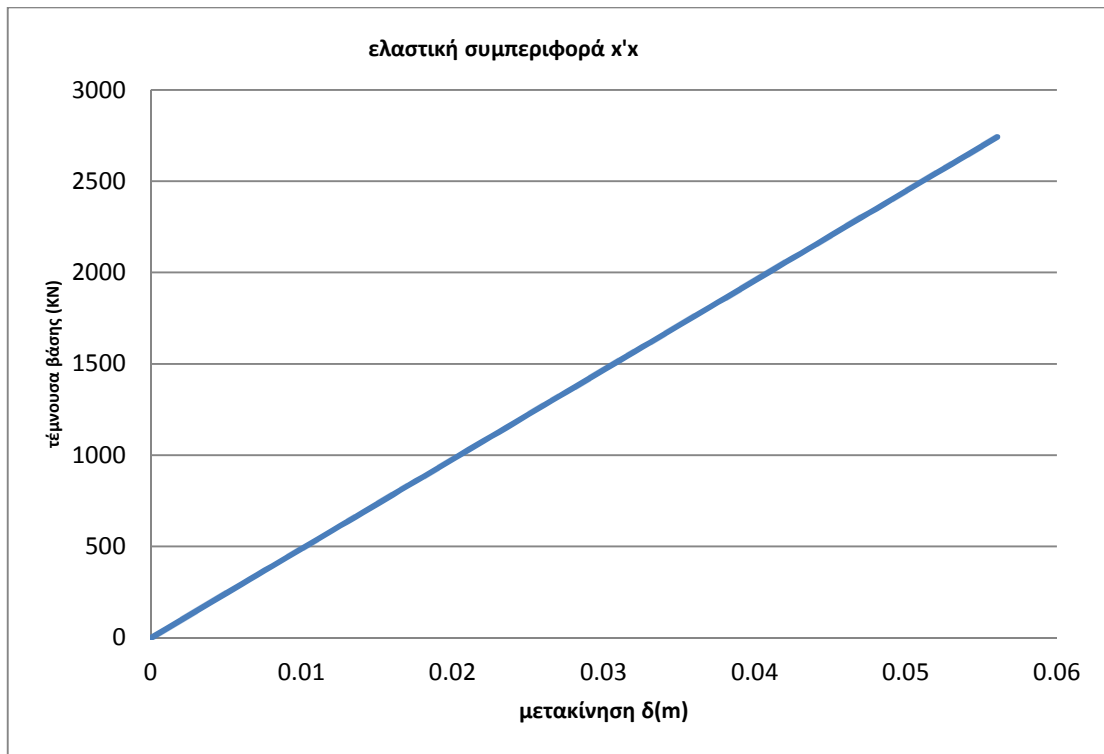
$$\Phi_{ey} = 0.24g * 1.2 * 1 * 2.5 * (0.5/0.507) = 0.71g$$

Η σεισμική τέμνουσα υπολογίζεται από την §3.2.2.5 του EC8 ως εξής:

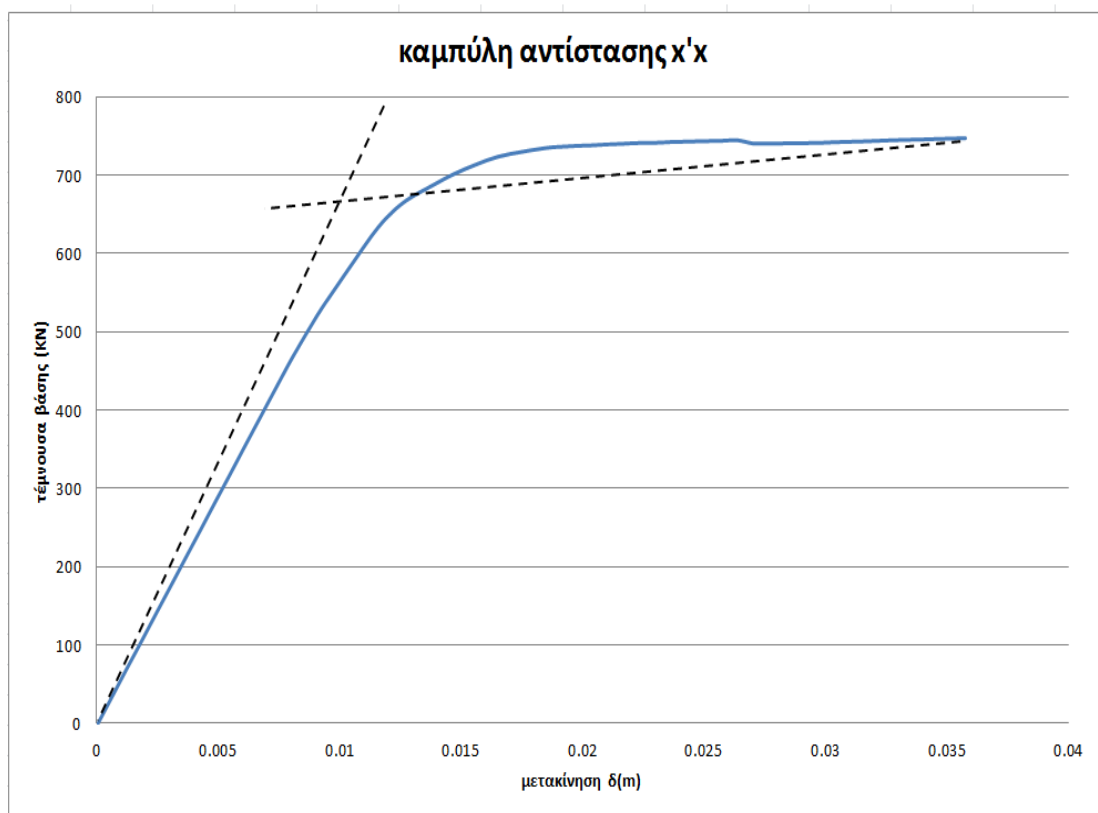
$$V_b = \Phi_e(T) m \lambda$$

$$, V_{bx} = 2358 \text{ KN}$$

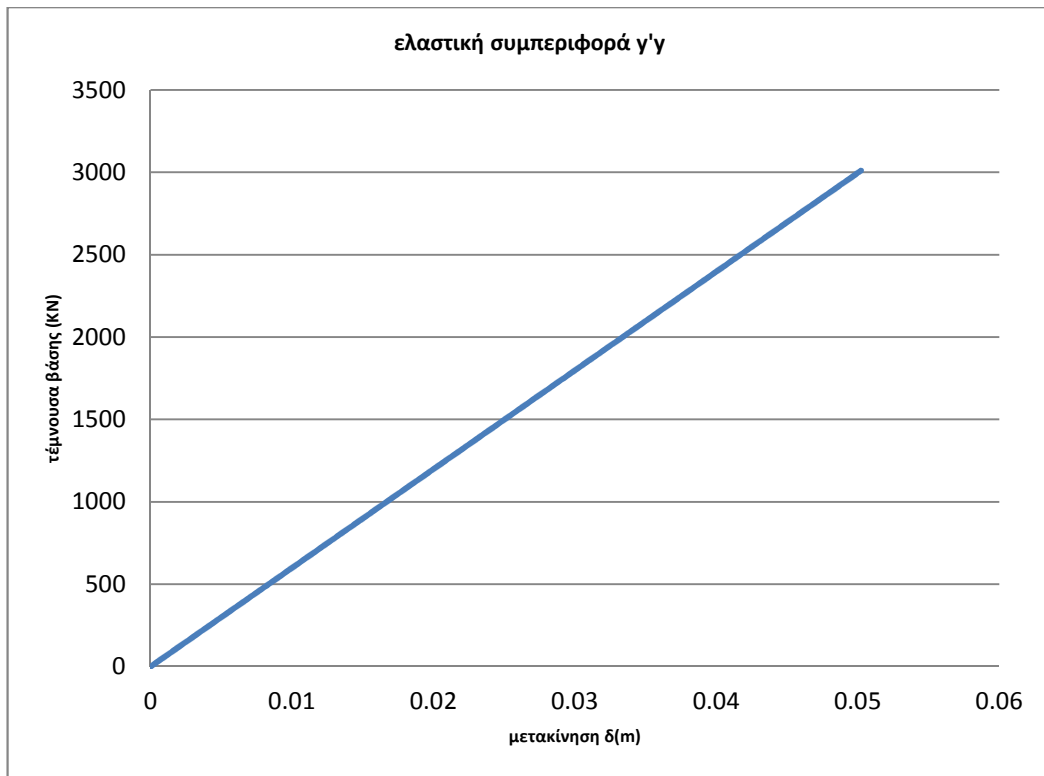
$$V_{by} = 2551 \text{ KN}$$



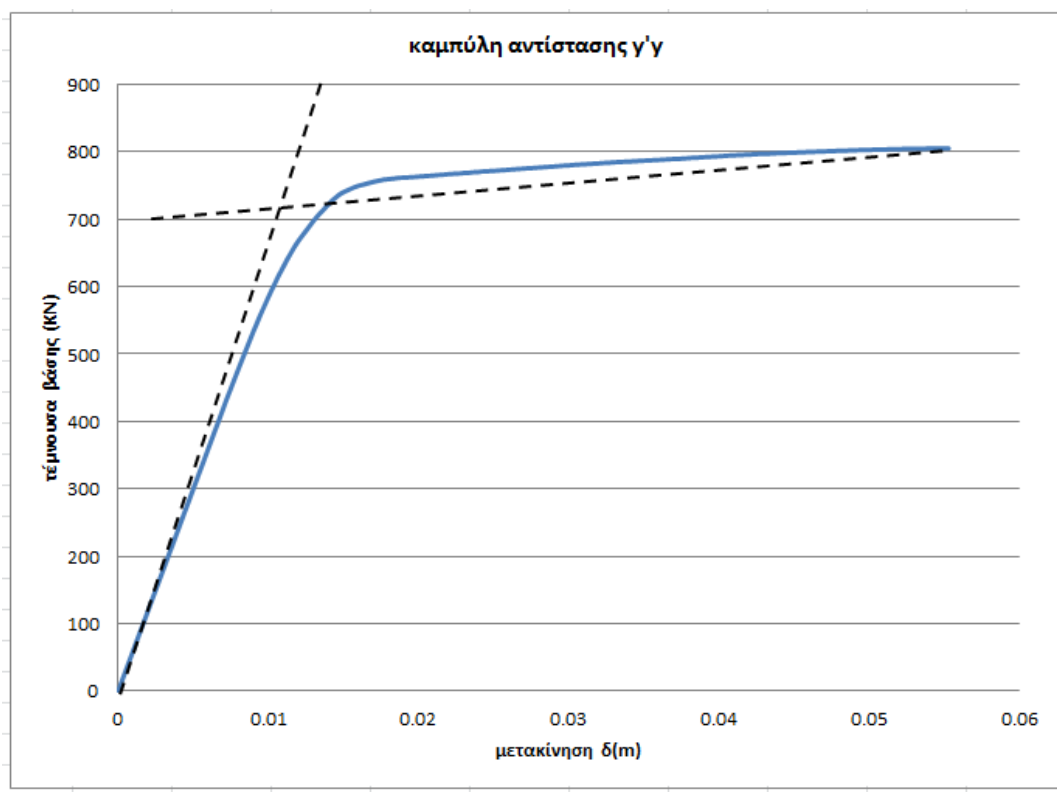
Σχήμα 4.15: Διάγραμμα τέμνουσας βάσης- μετακίνησης κόμβου στη χ'χ έπειτα από ελαστική ανάλυση



Σχήμα 4.16: Διγραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης στην χ'χ



Σχήμα 4.17: Διάγραμμα τέμνουσας βάρης- μετακίνησης κόμβου στη γ'γ έπειτα από ελαστική ανάλυση



Σχήμα 4.18: Διγραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης στην γ'γ

Βάσει των παραπάνω, υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, για τις διευθύνσεις x και y:

$$\delta_{tx} = 0.066\text{m}$$

$$\delta_{ty} = 0.0611\text{m}$$

Η μετατόπιση αυτή θα συγκριθεί με τη μετατόπιση δ_d που προκύπτει από την καμπύλη αντίστασης που αντιστοιχίζεται στο σημείο όπου το πρώτο μέλος φτάσει στην παραμόρφωση που ορίζεται για την στάθμη επιτελεστικότητας που θέλουμε. Δηλ. όταν φτάσει σε παραμόρφωση γωνίας στροφής στο άκρο $\theta_d = 0,5 \frac{\theta_y + \theta_u}{\gamma_{Rd}}$ για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». (όπως έχει οριστεί στις πλαστικές αρθρώσεις κάθε μέλους)

Ένας εναλλακτικός τρόπος θα ήταν ίσως να συγκριθεί με αυτή που θα προκύψει από τη καμπύλη αντίστασης και αντιστοιχεί σε μετατόπιση για επιτελεστικότητα «Προστασία Ζωής». Δηλ:

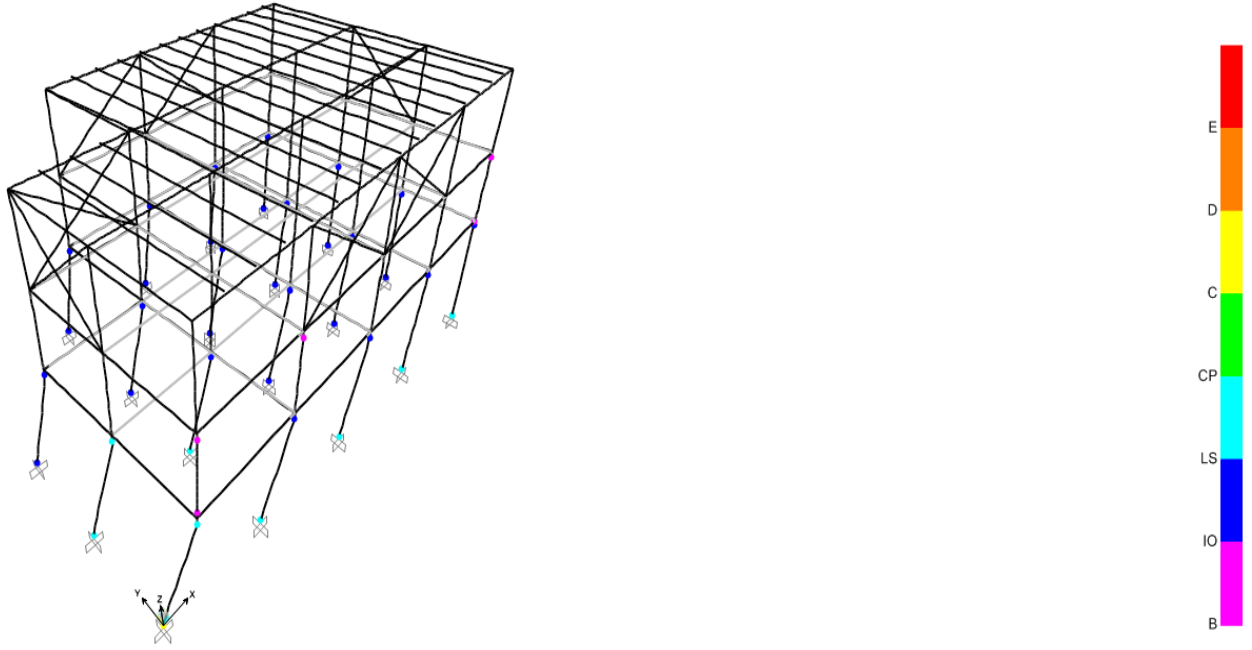
$$\delta_d = 0,5 \cdot \frac{(\delta_u + \delta_y)}{\gamma_{Rd}} \text{ με } \gamma_{Rd} = 1,8 \text{ όπου}$$

δ_u η μέγιστη δυνατή μετατόπιση της κατασκευής στην αστοχία όπως προκύπτει από τη καμπύλη αντίστασης (όταν τα μέλη αδυνατούν πλέον να φέρουν τα κατακόρυφα φορτία)

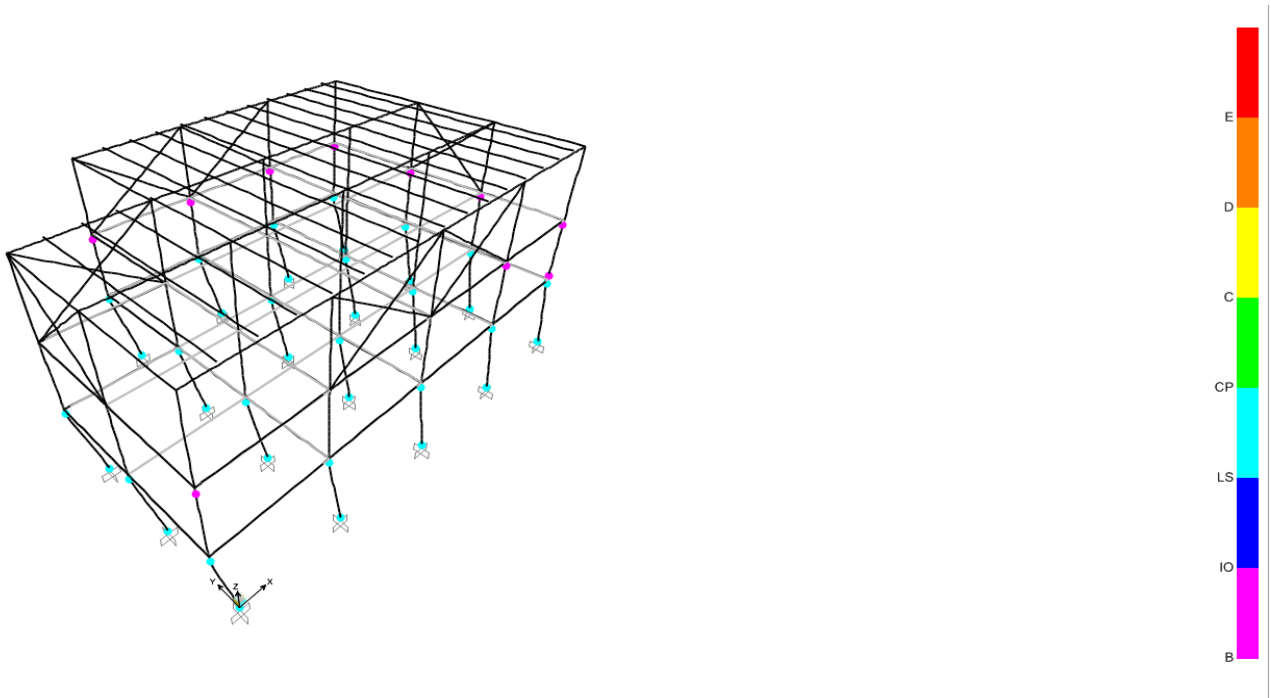
δ_y η μετατόπιση που προκύπτει από την καμπύλη αντίστασης όταν το πρώτο (κατακόρυφο) στοιχείο έχει παραμόρφωση αυτή που προκύπτει με βάση την επιτελεστικότητα «Ι.Ο.» (immediate occupancy). Δηλαδή, μόλις ένα μέλος φτάσει στη παραμόρφωση διαρροής.

Ο τρόπος αυτός ωστόσο δεν κρίνεται αξιόπιστος καθώς από τα αποτελέσματα προκύπτει ότι δίνει μετατόπιση δ_d **πολύ** μικρότερη από τη μετατόπιση που το πρώτο μέλος φτάνει στο LS πράγμα που δεν έχει νόημα αφού μέχρι το πρώτο στοιχείο να φτάσει σε γωνία στροφής χορδής στο άκρο που αντιστοιχεί σε σ.ε LS είμαι σίγουρα ασφαλής.

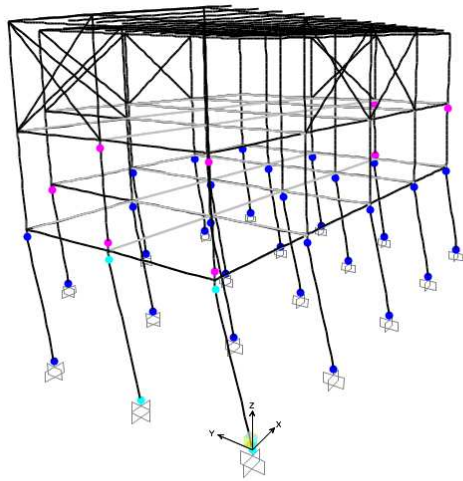
Ακολουθούν οι εικόνες του παραμορφωμένου φορέα τη στιγμή που το τελευταίο μέλος φτάσει στην παραμόρφωση L.S, πριν τη στιγμή που το πρώτο μέλος φτάσει τη στάθμη επιτελεστικότητας Collapse Prevention ($\theta_d = 0,5 \frac{\theta_y + \theta_u}{\gamma_{Rd}}$ που ορίζει την στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής) για τις πλευρικές φορτίσεις κατά τις διευθύνσεις $\pm x$ και $\pm y$).



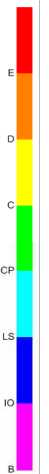
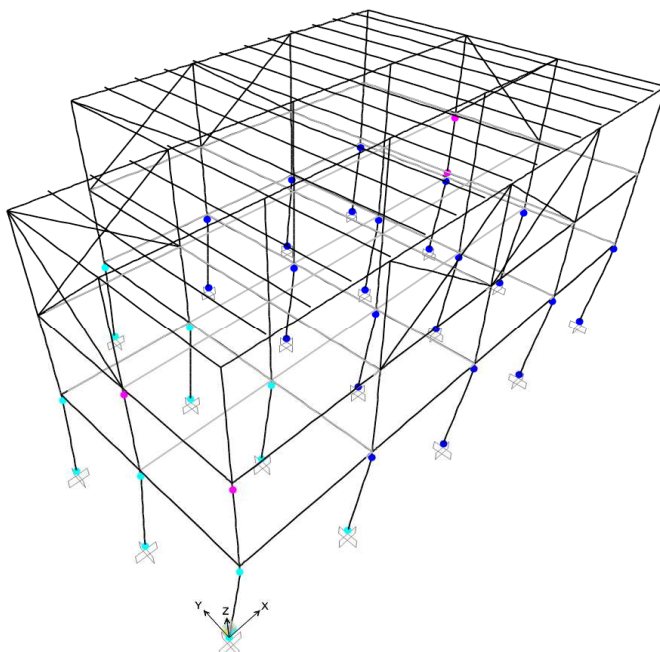
Σχήμα 4.19: Εικόνα παραμορφωμένου φορέα στην x



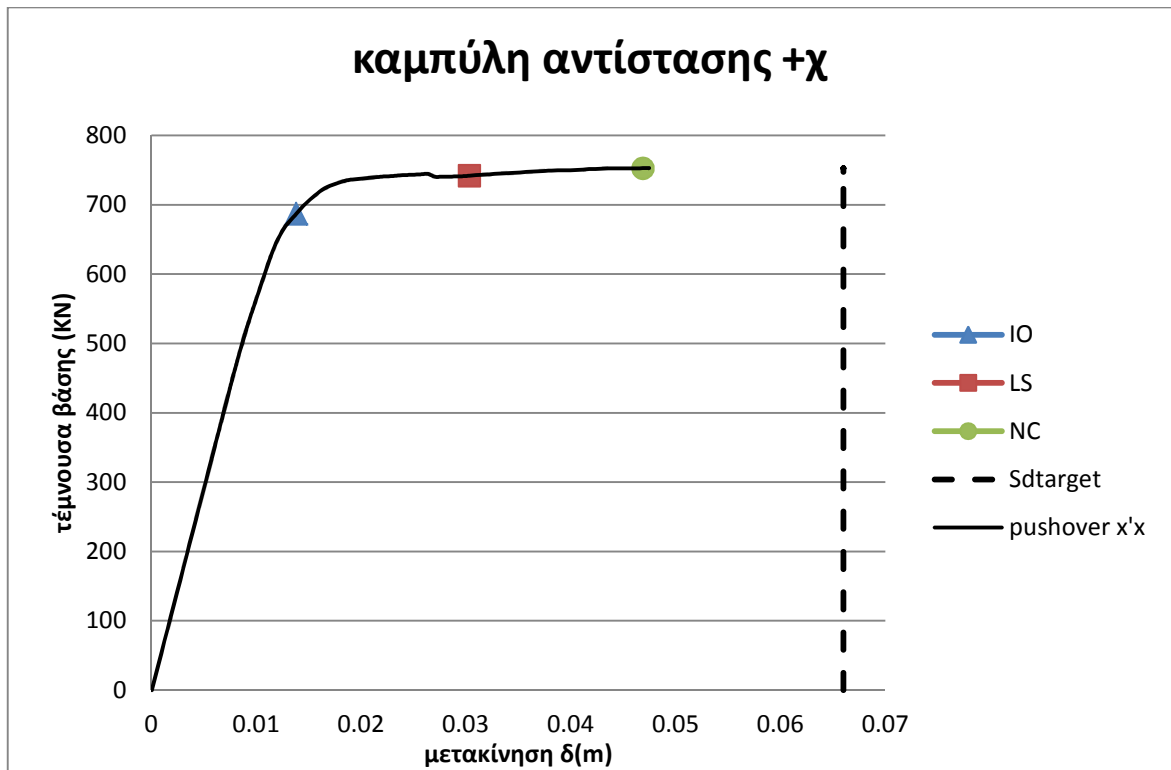
Σχήμα 4.20: Εικόνα παραμορφωμένου φορέα στην $-x$



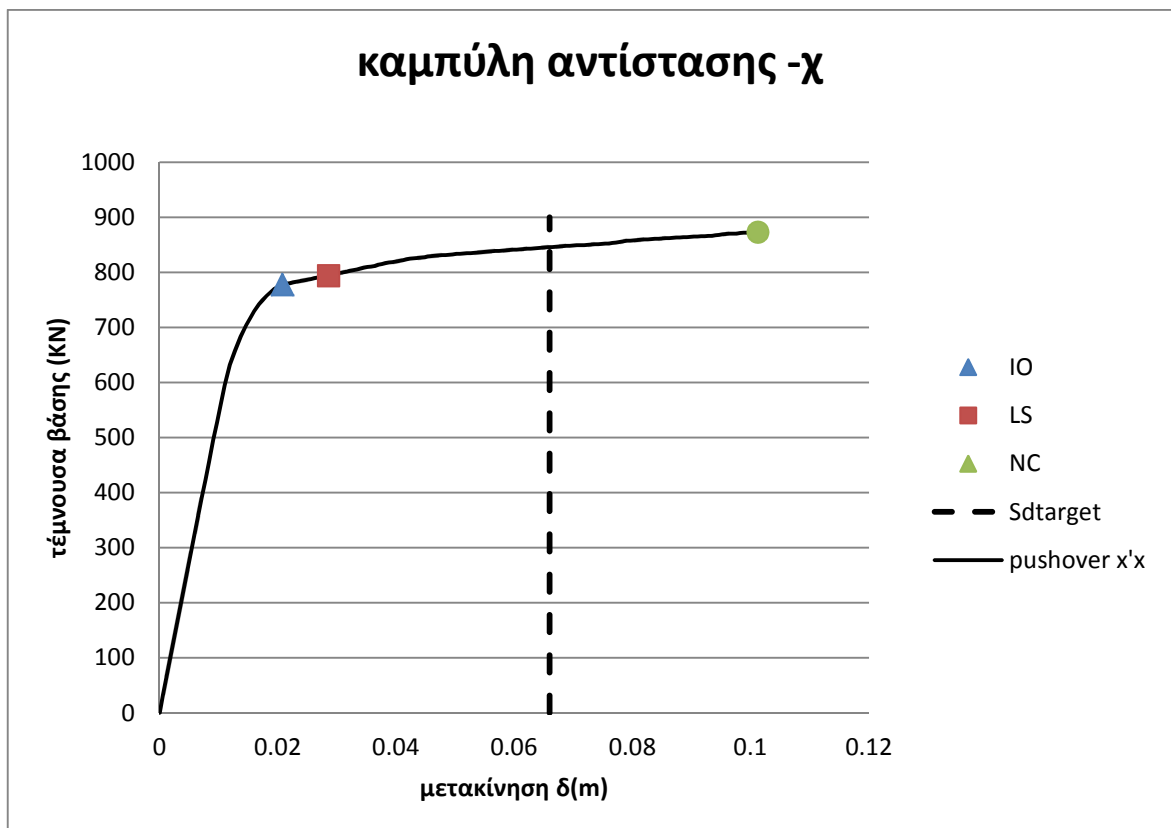
Σχήμα 4.21: Εικόνα παραμορφωμένου φορέα στην $+\gamma$



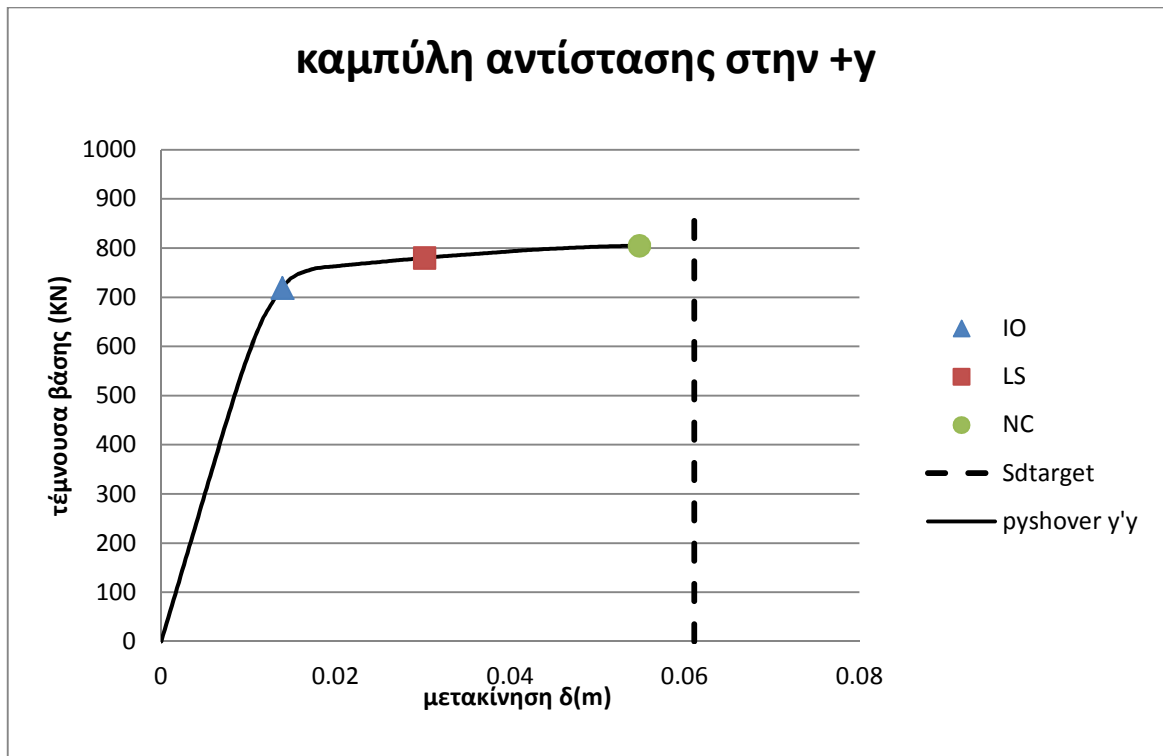
Σχήμα 4.22: Εικόνα παραμορφωμένου φορέα στην $-\gamma$



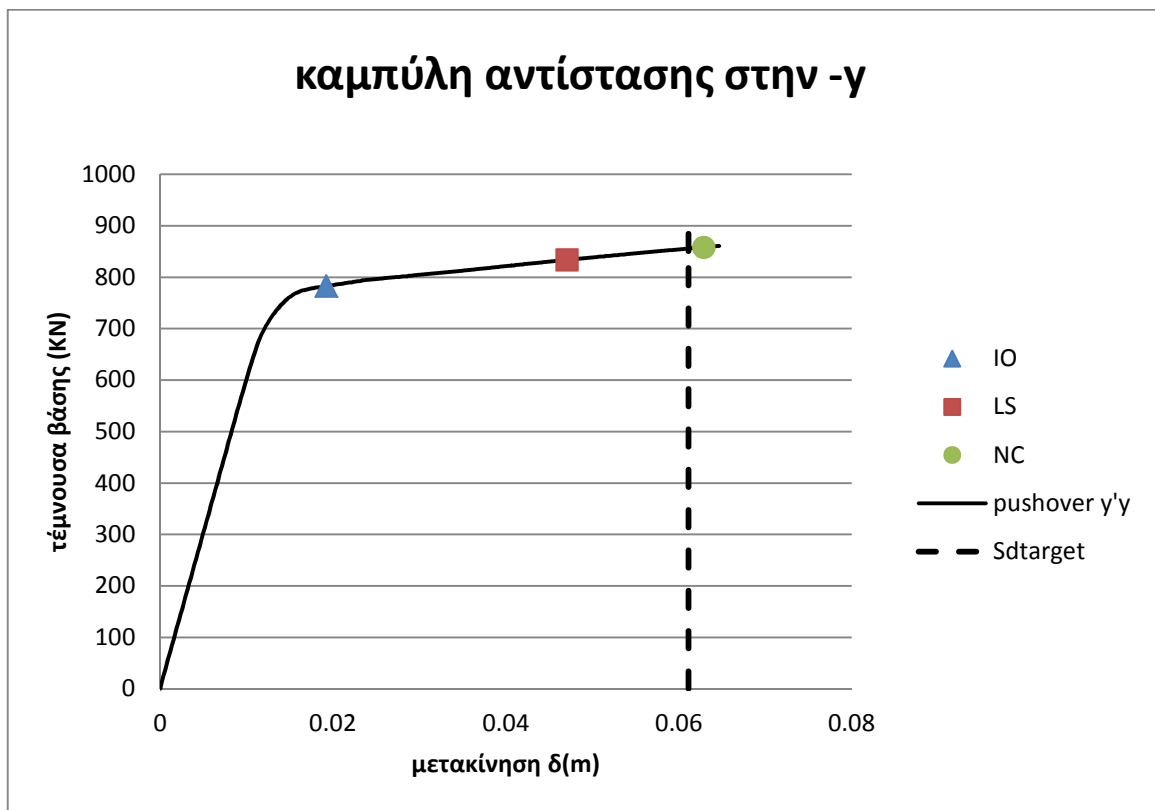
Σχήμα 4.23:καμπύλη αντίστασης, στοχευόμενη μετακίνηση και οριακές μετακινήσεις



Σχήμα 4.24:καμπύλη αντίστασης, στοχευόμενη μετακίνηση και οριακές μετακινήσεις



Σχήμα 4.25:καμπύλη αντίστασης, στοχευόμενη μετακίνηση και οριακές μετακινήσεις



Σχήμα 4.26:καμπύλη αντίστασης, στοχευόμενη μετακίνηση και οριακές μετακινήσεις

Ανεπάρκειες ανά διεύθυνση

Από τις παραπάνω καμπύλες

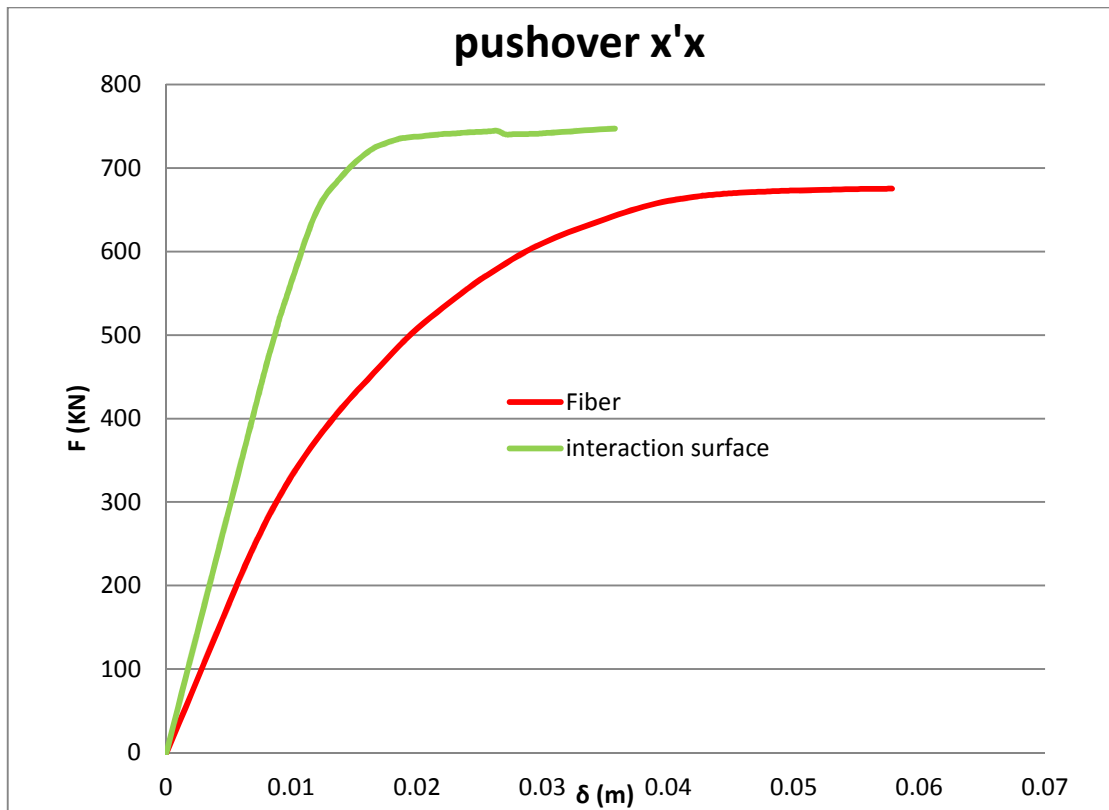
$$\begin{array}{l} \lambda_{+x} = 0,066/0,03035 = 2,17 \\ \lambda_{-x} = 0,066/0,02859 = 2,30 \\ \lambda_{+y} = 0,0611/0,03019 = 2,02 \\ \lambda_{-y} = 0,0611/0,04744 = 1,28 \end{array} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \lambda_x = 2,30 \\ \\ \lambda_y = 2,02 \end{array}$$

Από τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι εμφανής η ανεπάρκεια του φορέα και στις δύο διευθύνσεις.

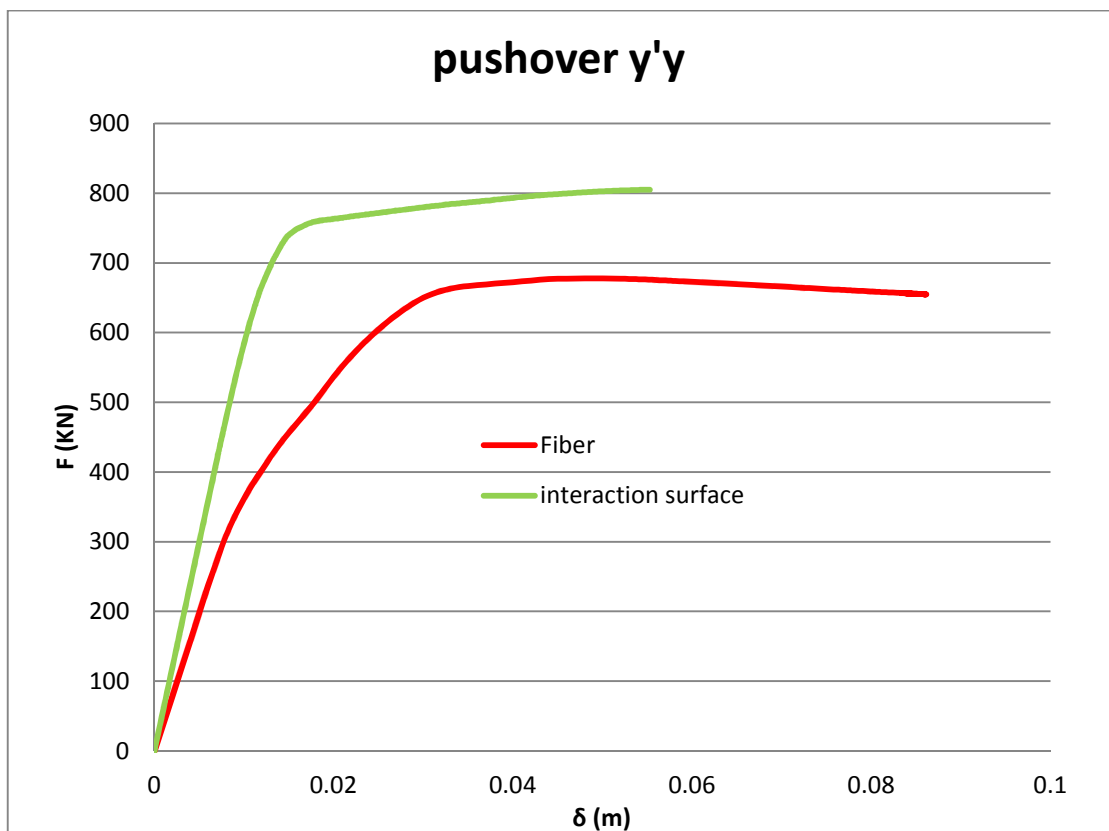
4.5 Προσομοίωση με Fibers

Παράλληλα με το μοντέλο interactionsurfaceP-M2-M3, χρησιμοποιήθηκε και το μοντέλο fiberP-M2-M3. Όπως είναι αναμενόμενο η προσομοίωση με fiberplastichinges είναι πολύ πιο ακριβής έναντι του κλασσικού μοντέλου πλαστικής άρθρωσης.

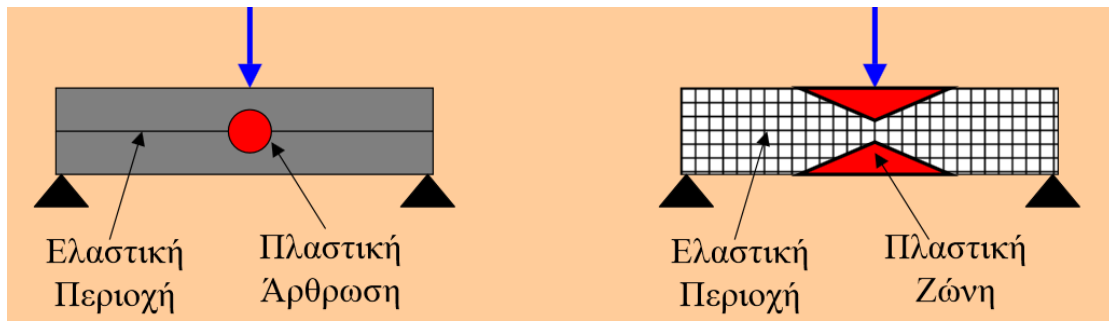
Κάνοντας χρήση αυτής της μεθοδολογίας η διατομή χωρίζεται σε ίνες και κάθε ίνα έχει τον δικό της νόμο υλικού (περισφυγμένο σκυρόδεμα/απερισφυγκτο σκυρόδεμα/χάλυβας). Με αυτό τον τρόπο τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε βήμα της ανάλυσης ολοκληρώνονται πάνω στην διατομή και έτσι προκύπτει με ακρίβεια και όχι προσεγγιστικά η νέα επιφάνεια διαρροής (P-M2-M3). Παρότι το υπολογιστικό κόστος είναι αρκετά μεγαλύτερο, το fiberplastichingemodel υπερισχύει έντονα του κλασσικού μοντέλου πλαστικής άρθρωσης. Αυτό συμβαίνει γιατί, η σχέση που ορίζει την αλληλεπίδραση μεταξύ αξονικής και ροπών προκύπτει αβίαστα αφού κάθε ίνα διέπεται από τον δικό της νόμο δύναμης παραμόρφωση (stressstraincurve), με αποτέλεσμα οι νόμοι moment-plasticrotation και axialforce – plasticstrain να προκύπτουν αυτόματα. Ωστόσο πρέπει να σημειωθεί ότι σε αντίθεση με το προηγούμενο μοντέλο ο χρήστης ίσως χρειαστεί να παρέμβει και να αλλάξει τον αριθμό των ινών που απαιτούνται για να είναι έγκυρη η ανάλυση.



Σχήμα 4.27:καμπύλη αντίστασης με συγκεντρωμένη και κατανεμημένη πλαστικότητα



Σχήμα 4.28:καμπύλη αντίστασης με συγκεντρωμένη και κατανεμημένη πλαστικότητα



Σχήμα 4.29: Μοντέλο συγκεντρωμένης και κατανεμημένης πλαστικότητας

Από τις καμπύλες αντίστασης που φαίνονται στα Σχήματα 4.27, 4.28 βλέπουμε τα εξής:

- ✓ διαφορετική πλαστιμότητα μετατοπίσεων
- ✓ διαφορετική μέγιστη τέμνουσα βάση
- ✓ απότομη μείωση δυσκαμψίας (καμπύλη αντίστασης με μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικότητας) σε αντίθεση με βαθμιαία μείωση της δυσκαμψίας

Κεφάλαιο πέμπτο: Ενίσχυση του φορέα με δικτυωτούς συνδέσμους και μελέτη προσθήκης ορόφου από δομικό χάλυβα

5.1 Γενικά

Μια από τις πιο συνήθεις μεθόδους ενίσχυσης κατασκευών με πλαίσιακό φέροντα οργανισμό για ανάληψη σεισμικών φορτίων, είναι η τοποθέτηση συνδέσμων σε επιλεγμένα φατνώματα του φορέα. Οι δικτυωτοί σύνδεσμοι είναι κατά κανόνα μεταλλικοί αφού ο χάλυβας λόγω των όλκιμων χαρακτηριστικών του μπορεί να αναλάβει μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις και κατά συνέπεια ενδείκνυται για την απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας. Με τη συγκεκριμένη μέθοδο ενίσχυσης επιτυγχάνεται κατά κύριο λόγο αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής ενώ ανάλογα με το είδος των συνδέσμων μπορεί να επιτευχθεί και σημαντική αύξηση της αντοχής και της πλαστιμότητας.

Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης των διαγώνιων μελών με το ζύγωμα του φατνώματος οι δικτυωτοί σύνδεσμοι διακρίνονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες:

- Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα
- Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα

Σχεδιασμός δικτυωτών συνδέσμων χωρίς εκκεντρότητα

Όσον αφορά στους δικτυωτούς συνδέσμους πρέπει να ελέγχονται τα ακόλουθα:

- Σε πλαίσια με X διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$, όπως ορίζεται στον EC8 θα πρέπει να περιορίζεται σε: $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$. Το όριο του 1,3 ορίζεται για να αποφεύγεται η προ του λυγισμού (όταν τόσο οι θλιβόμενοι όσο και οι εφελκόμενοι διαγώνιοι είναι ενεργές) υπερφόρτωση των υποστυλωμάτων πέρα από τα εντατικά μεγέθη που λαμβάνονται από μια ανάλυση στο οριακό στάδιο αστοχίας, όπου λαμβάνεται ως ενεργή μόνο η εφελκόμενη διαγώνιος. Η αντίστοιχη σχέση που προτείνεται στον Ε.Α.Κ και υιοθετήθηκε στην παρούσα εργασία έχει ως εξής $1,2^* < \bar{\lambda} \leq 1,5$ (*ΟΑΣΠ: Κανονισμός Επεμβάσεων).
- Σε πλαίσια με συνδέσμους μορφής V , η αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ θα πρέπει να είναι μικρότερη ή ίση με το 2,0.
- Σε φορείς που διαθέτουν έως και δύο ορόφους, δεν εφαρμόζονται περιορισμοί στο $\bar{\lambda}$.
- Η αντοχή διαρροής $N_{pl,Rd}$ της συνολικής διατομής των διαγωνίων θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$.
- Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλάστιμη συμπεριφορά των διαγωνίων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η υπεραντοχή των συνδέσμων κατανέμεται ομαλά τόσο καθ' ύψος όσο και σε κάτοψη, κάτι που θεωρούμε

ότι εξασφαλίζεται όταν η μέγιστη υπεραντοχή Ω , δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή Ω κατά περισσότερο από 25%.

- Όσον αφορά στα εφελκόμενα στοιχεία προκειμένου να αποφευχθεί η ανάπτυξη συγκεντρωμένων τάσεων στις θέσεις οπών κοχλιών που ενδέχεται να οδηγήσει σε μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις και πιθανή ψαθυρή μορφή αστοχίας της σύνδεσης, πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$\frac{A_{f,net} 0,9 f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}}$$

Όπου A_{net} και A είναι η απομειωμένη καθαρή διατομή και η πλήρης διατομή του εφελκόμενου μέλους αντίστοιχα, f_y το όριο διαρροής, f_u η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα.

- Μια άλλη κρίσιμη παράμετρος για τον ορθό σχεδιασμό των δικτυωτών συνδέσεων είναι η επάρκεια των συνδέσεων. Γενικά συνιστάται οι συνδέσεις να σχεδιάζονται ώστε να έχουν υπεραντοχή που εξασφαλίζει ότι η διαρροή περιορίζεται στα πλαστικά μέλη, δηλαδή στα διαγώνια στοιχεία. Εάν η σύνδεση γίνει με εξωραφή, η υπεραντοχή της πρέπει να είναι τουλάχιστον 37,5%. Αντίστοιχα για κοχλιωτές συνδέσεις η οριακή αντοχή πρέπει να προκύπτει από τον έλεγχο σε σύνθλιψη της άντυγας και όχι σε διάτμηση των κοχλιών. Για το λόγο αυτό συνιστάται η χρήση κοχλιών υψηλής αντοχής. Για συγκόλληση με παράθεση ή κοχλιωτές μη πλαστικές συνδέσεις, θα πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy}$$

όπου

R_d είναι η αντοχή της σύνδεσης σύμφωνα με το EN 1993

R_{fy} είναι η πλαστική αντοχή του συνδεδεμένου πλαστικού μέλους η οποία βασίζεται στην τάση διαρροής σχεδιασμού του υλικού όπως ορίζεται στο EN 1993.

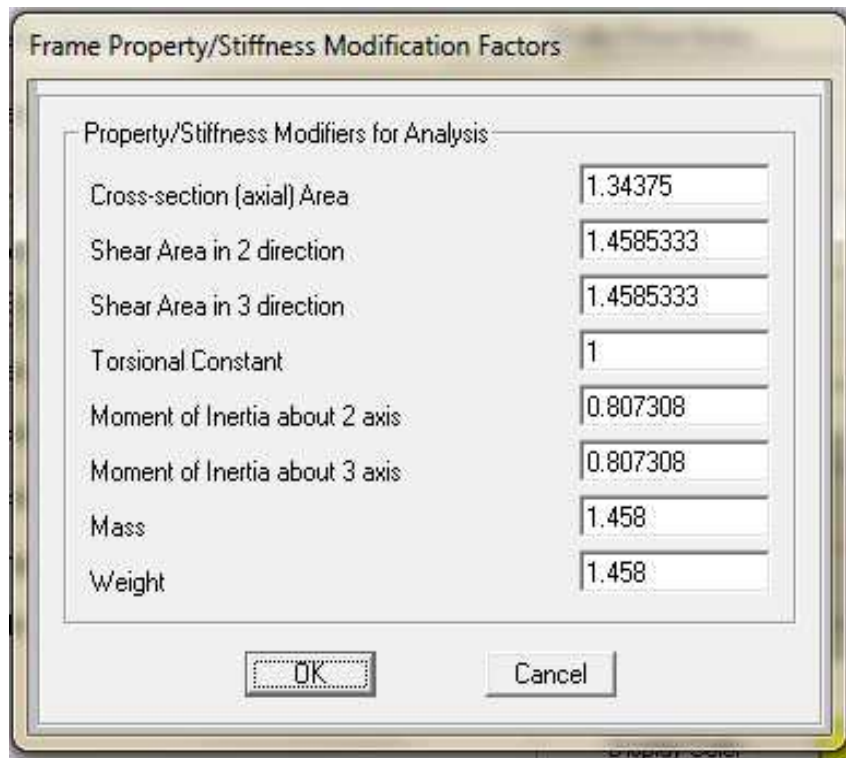
γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής

- Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στον έλεγχο των κόμβων του υφιστάμενου φορέα μετά την τοποθέτηση των δικτυωτών συνδέσεων, όπου πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τα επιπλέον εντατικά μεγέθη που εισάγονται σε αυτούς λόγω ανακατανομής της έντασης στο φορέα. Εφόσον διαπιστωθεί ανεπάρκεια των κόμβων λόγω αλληλεπίδρασης με τα πρόσθετα στοιχεία, επιβάλλεται η αναθεώρηση του σχεδιασμού ενίσχυσης του φέροντος

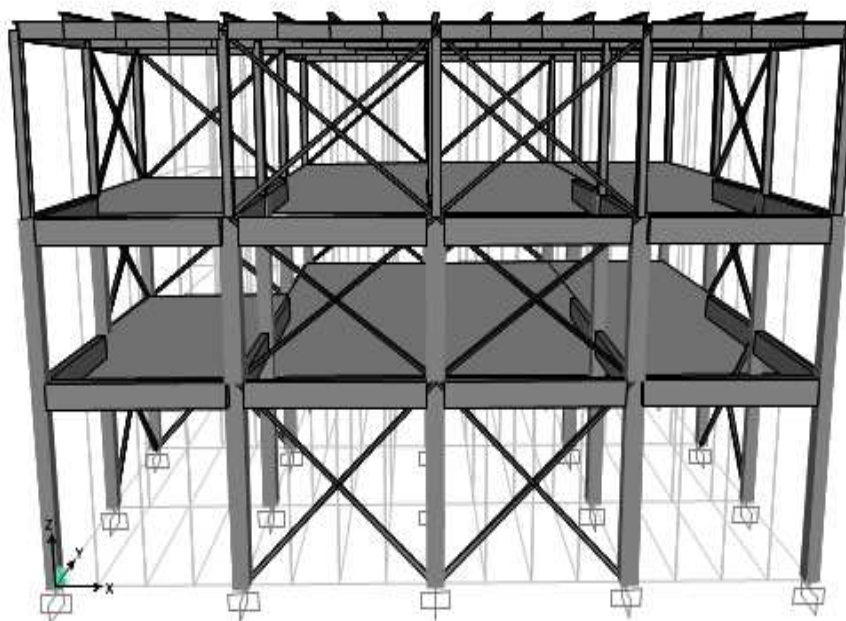
οργανισμού, ώστε να περιλαμβάνει και ενίσχυση των κόμβων που παρουσιάζουν το πρόβλημα.

5.2 Εφαρμογή της ενίσχυσης στο SAP2000

Η υπό μελέτη κατασκευή όπως προέκυψε από την αποτίμηση του προηγούμενου κεφαλαίου χρήζει ενίσχυσης. Η ενίσχυση υλοποιήθηκε με την τοποθέτηση χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας σε όλο το ύψος του κτιρίου όπως φαίνεται και στην εικόνα που ακολουθεί. Η επιλογή των διατομών έγινε με κριτήριο την ικανοποίηση των οδηγιών του κανονισμού για ομαλή κατανομή της υπεραντοχής τόσο καθ' ύψος όσο και σε κάτοψη, αλλά και την πλήρωση των περιορισμών της ανηγμένης αδιάστατης λυγηρότητας ώστε να διασφαλισθεί ότι τα μέλη δε θα είναι ούτε πολύ λυγηρά αλλά ούτε πολύ δύσκαμπτα ώστε να μεταβιβάζουν μεγάλα φορτία στα μέλη του πλαισίου. Για το σκοπό αυτό προτείνεται η χρήση κοίλων τετραγωνικών διατομών SHS70x70x12.5, SHS70x70x5, SHS50x50x2.5, SHS50x50x3, SHS50x50x6, SHS50x50x7 με τοποθέτηση στο φάτνωμα του κάθε ορόφου όπως υποδεικνύεται στον Πίνακα 5.2.1.2 ,όπου επιπλέον αναφέρονται οι μέγιστες τιμές των δρωσών εφελκυστικών δυνάμεων, η αντοχή σχεδιασμού και ο λόγος υπεραντοχής του κάθε στοιχείου. Κατόπιν πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση τα αποτελέσματα της οποίας φαίνονται στον Πίνακα 5.4. Η κύρια ιδιοπερίοδος κατά τη διεύθυνση x'x ισούται με 0,26s, ενώ η κύρια ιδιοπερίοδος κατά τη διεύθυνση γ'γ ισούται με 0,28s. Παρατηρείται ότι για να επιτευχθεί το επιθυμητό ποσοστό ιδιομορφικής μάζας κατά τις δύο διευθύνσεις απαιτείται αριθμός ανώτερος των δώδεκα ιδιομορφών. Αυτό συμβαίνει διότι με την τοποθέτηση των συνδέσμων ένας μεγάλος αριθμός ιδιομορφών επικεντρώνεται στην ταλάντωση μεμονωμένων στοιχείων της κατασκευής.



Σχήμα5.1: Ορισμός των κοίλων τετραγωνικών διατομών στο SAP2000 με τροποποίηση των χαρακτηριστικών των διατομών της βιβλιοθήκης του προγράμματος



Σχήμα 5.2: Καθ' ύψος εφαρμογή δικτυωτών συνδέσμων

5.2.1 Τοποθέτηση Συνδέσμων Δυσκαμψίας

5.2.1.1 Έλεγχοι λυγηρότητας

Έλεγχοι λυγηρότητας κατά ΕΑΚ							
ισόγειο	<u>K1K2</u>	<u>K2K3</u>	<u>K5K6</u>	<u>K10K5</u>	<u>K9K14</u>	<u>K16K17</u>	<u>K17K18</u>
1.2≤λ'≤1.5							
μήκος λυγισμού (cm)	301,04	301,04	295,48	270,75	270,75	301,04	301,04
$i \geq (I * f_y^{1/2}) / (E^{1/2} * 1.5 * \pi)$	2,14	2,14	2,10	1,92	1,92	2,14	2,14
$i \leq (I * f_y^{1/2}) / (E^{1/2} * 1.2 * \pi)$	2,67	2,67	2,62	2,40	2,40	2,67	2,67
Διατομή	SHS70X70X5	SHS70X70X5	SHS70X70X5	SHS70X70X12,5	SHS70X70X12,5	SHS70X70X5	SHS70X70X5
1ος όροφος	<u>K1K2</u>	<u>K2K3</u>	<u>K5K6</u>	<u>K10K5</u>	<u>K9K14</u>	<u>K16K17</u>	<u>K17K18</u>
1.2≤λ'≤1.5							
μήκος λυγισμού (cm)	270,42	270,42	264,21	236,23	236,23	270,42	270,42
$i \geq (I * f_y^{1/2}) / (E^{1/2} * 1.5 * \pi)$	1,92	1,92	1,88	1,68	1,68	1,92	1,92
$i \leq (I * f_y^{1/2}) / (E^{1/2} * 1.2 * \pi)$	2,40	2,40	2,35	2,10	2,10	2,40	2,40
$A \geq N_{ed} \gamma_{M2} / f_y$	SHS50X50X3	SHS50X50X3	SHS50X50X3	SHS50X50X7	SHS50X50X7	SHS50X50X3	SHS50X50X3
2ος όροφος	<u>K1K2</u>	<u>K2K3</u>	<u>K5K6</u>	<u>K10K5</u>	<u>K9K14</u>	<u>K16K17</u>	<u>K17K18</u>
1.2≤λ'≤1.5							
μήκος λυγισμού (cm)	276,09	276,09	270,01	242,71	242,71	276,09	276,09
$i \geq (I * f_y^{1/2}) / (E^{1/2} * 1.5 * \pi)$	1,96	1,96	1,92	1,72	1,72	1,96	1,96
$i \leq (I * f_y^{1/2}) / (E^{1/2} * 1.2 * \pi)$	2,45	2,45	2,40	2,15	2,15	2,45	2,45
$A \geq N_{ed} \gamma_{M2} / f_y$	SHS50X50X2.5	SHS50X50X2.5	SHS50X50X2.5	SHS50X50X6	SHS50X50X6	SHS50X50X2.5	SHS50X50X2.5

Πίνακας 6: έλεγχοι λυγηρότητας διαγωνίων

5.2.1.2 Κατανομή υπεραντοχών

πλαίσια κατά γ πλαίσιο 1							
ισόγειο		1ος όροφος		2ος όροφος			
frame ID	297	frame ID	273	frame ID	238	$\Omega_{i,max}$	2,59
ned	360,244	ned	109,353	ned	107,546	$\Omega_{i,min}$	2,15
npl,rd	775,5	npl,rd	282,94	npl,rd	248,16	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	1,202
$\Omega_{i=npl,rd,i}/ned,i$	2,15	$\Omega_{i=npl,rd,i}/ned,i$	2,59	$\Omega_{i=npl,rd,i}/ned,i$	2,31	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min} < 1,25$	yes
πλαίσιο 2							
ισόγειο		1ος όροφος		2ος όροφος			
frame ID	298	frame ID	274	frame ID	8225	$\Omega_{i,max}$	3,00
ned	312	ned	94,27	ned	93	$\Omega_{i,min}$	2,49
npl,rd	775,5	npl,rd	282,94	npl,rd	248,16	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	1,208
$\Omega_{i=npl,rd,i}/ned,i$	2,49	$\Omega_{i=npl,rd,i}/ned,i$	3,00	$\Omega_{i=npl,rd,i}/ned,i$	2,67	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min} < 1,25$	yes
πλαίσια κατά χ πλαίσιο 1							
ισόγειο		1ος όροφος		2ος όροφος			
frame ID	306	frame ID	282	frame ID	232		
ned	134,182	ned	57,305	ned	40,804		
npl,rd	305,5	npl,rd	132,54	npl,rd	111,625		
$\Omega_{i=npl,rd,i}/ned,i$	2,28	$\Omega_{i=npl,rd,i}/ned,i$	2,31	$\Omega_{i=npl,rd,i}/ned,i$	2,74		
ισόγειο		1ος όροφος		2ος όροφος			
frame ID	318	frame ID	289	frame ID	243	$\Omega_{i,max}$	2,74
ned	133,881	ned	59,155	ned	43,12	$\Omega_{i,min}$	2,24
npl,rd	305,5	npl,rd	132,54	npl,rd	111,625	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	1,221
$\Omega_{i=npl,rd,i}/ned,i$	2,282	$\Omega_{i=npl,rd,i}/ned,i$	2,24	$\Omega_{i=npl,rd,i}/ned,i$	2,59	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min} < 1,25$	yes

Πίνακας 5.2: Κατανομή υπεραντοχής στις δύο διευθύνσεις

πλαίσιο 2							
ισόγειο		1ος όροφος		2ος όροφος			
frame ID	314	frame ID	266	frame ID	239		
ned	160,215	ned	69,184	ned	50,688		
npl,rd	305,5	npl,rd	132,54	npl,rd	111,625		
$\Omega_i=npl,rd,i/ned,i$	1,907	$\Omega_i=npl,rd,i/ned,i$	1,916	$\Omega_i=npl,rd,i/ned,i$	2,20		
ισόγειο		1ος όροφος		2ος όροφος			
frame ID	321	frame ID	281	frame ID	243	Ω_i,max	2,24
ned	158,971	ned	69,362	ned	49,84	Ω_i,min	1,91
npl,rd	305,5	npl,rd	132,54	npl,rd	111,625	$\Omega_i,max/\Omega_i,min$	1,175
$\Omega_i=npl,rd,i/ned,i$	1,922	$\Omega_i=npl,rd,i/ned,i$	1,911	$\Omega_i=npl,rd,i/ned,i$	2,24	$\Omega_i,max/\Omega_i,min < 1,25$	yes
πλαίσιο 3							
ισόγειο		1ος όροφος		2ος όροφος			
frame ID	305	frame ID	290	frame ID	248	Ω_i,max	2,761
ned	134,634	ned	55,941	ned	40,423	Ω_i,min	2,269
npl,rd	305,5	npl,rd	132,54	npl,rd	111,625	$\Omega_i,max/\Omega_i,min$	1,216960451
$\Omega_i=npl,rd,i/ned,i$	2,269	$\Omega_i=npl,rd,i/ned,i$	2,369	$\Omega_i=npl,rd,i/ned,i$	2,76	$\Omega_i,max/\Omega_i,min < 1,25$	yes

Πίνακας 5.3: Κατανομή υπεραντοχής στις δύο διευθύνσεις

5.2.1.3 Έλεγχος σε εφελκυσμό διατομής ελάσματος σύνδεσης

Ακολουθεί ενδεικτικά ο έλεγχος για την SHS70x70x5 του ισογείου. Επιθυμείται η διαρροή να γίνεται στη βασική διατομή της διαγωνίου και όχι στο έλασμα σύνδεσης. Επιπλέον η οριακή αντοχή πρέπει να προκύπτει από τον έλεγχο σε σύνθλιψη της άντυγας και όχι σε διάτμηση των κοχλιών.

Διαστασιολόγηση ελάσματος

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy}$$

$$tb_{\text{ελάσματος}} \geq 1,1 * 1,25 * A_{\text{διαγωνίου}}$$

$$b \geq \frac{1,375A}{t} = 14,89 \text{ cm}$$

(επιλέγεται πάχος ελάσματος σύνδεσης διαγωνίου 1,2cm)

$$N_{u,Rd\text{ελάσματος}} = \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9(b-(d+a))f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{(b-2,2)*0,9*36}{1,25} \geq 1,375N_{pl,Rd\text{διαγ}} = 420KN \rightarrow$$

$$b \geq 18,40 \text{ cm}$$

Συνεπώς επιλέγεται πλάτος ελάσματος διαγωνίου 19cm

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Επιλέγουμε κοχλίες M20 ποιότητας 8.8. Οι κοχλίες διαμορφώνονται ως μονότμητοι με χρήση ενός κομβοελάσματος.

Επομένως θα πρέπει να ισχύει

$$F_{v,Rd} = n \frac{a_v A_b f_{ub}}{\gamma_{M2}} m$$

$$F_{v,Rd} = 1 \frac{0,6 * 3,14 * 80}{1,25} m \geq 1,375N_{pl,Rd} = 420KN$$

$$m \geq 3,48 \rightarrow m = 4$$

$$F_{v,Rd} = 482,30KN$$

Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας

$$F_{b,Rd} = m \frac{k_1 a_b f_u d_b t}{\gamma_{M2}} = 4 * \frac{2,5 * a_b * 36 * 2 * 1,2}{1,25} = 691,2a \text{ KN}$$

$$k_1 = \text{MIN} \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 2,5 \right\} = 2,5$$

$$a = \text{MIN} \left\{ \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\}$$

Ωστόσο θα πρέπει να ισχύει:

$$1,375 N_{pl,Rd} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd}$$

ή

$$0,6076 \leq \alpha \leq 0,698$$

ή

$$0,6076 \leq \frac{e_1}{3d_0} \leq 0,698 \text{ και } 0,6076 \leq \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \leq 0,698$$

ή

$$0,6076 \leq \frac{e_1}{3d_0} \leq 0,698 \text{ και } 0,6076 \leq \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \leq 0,698$$

ή

$$\underline{4,01 \text{ cm} \leq e_1 \leq 4,61 \text{ cm και } 5,66 \text{ cm} \leq p_1 \leq 6,26 \text{ cm}}$$

ελάχιστες αποστάσεις

$$\min e_1 = 1,2 d_0 = 2,64 \text{ cm} < 4,01 \text{ cm}$$

$$\min p_1 = 2,2 d_0 = 4,84 \text{ cm} < 5,66 \text{ cm}$$

μέγιστες αποστάσεις

$$\max e_1 = 40 \text{ mm} + 4t = 6,8 \text{ cm} > 4,61 \text{ cm}$$

$$\max p_1 = \min(14t, 200 \text{ mm}) = 9,8 \text{ cm} > 6,26 \text{ cm}$$

Συνεπώς επιλέγουμε:

$$e_1 = 4,5 \text{ cm}$$

$$p_1 = 6 \text{ cm}$$

Συνολική αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$a = \text{MIN} \left\{ \frac{45}{66}, \frac{60}{66} - \frac{1}{4} \frac{80}{36}, 1 \right\} = 0,6590$$

$$F_{b,Rd} = m \frac{k_1 a_b f_u d_b t}{\gamma_{M2}} = 4 * \frac{2,5 * 0,6590 * 36 * 2 * 1,2}{1,25} = 455,50 \text{ KN}$$

Συνεπώς ισχύει η διττή συνθήκη που τίθεται, αφενός μεν διασφάλισης επαρκούς υπεραντοχής της σύνδεσης έναντι της βασικής διατομής της διαγωνίου, αφετέρου δε πλήρωσης του κριτηρίου ολκιμότητας.

5.3 Γενικοί έλεγχοι δομήματος

5.3.1 Ιδιομορφική ανάλυση του φορέα με ενίσχυση

ιδιομορφή	περίοδος	M*x	M*y	ΣM*x (%)	ΣM*y (%)
	S	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0.286535	0.00448	0.8484	0.00448	0.8484
2	0.262222	0.84858	0.00431	0.85307	0.85271
3	0.203885	0.00001612	0.000001903	0.85308	0.85271
4	0.20386	5.815E-18	1.334E-18	0.85308	0.85271
5	0.20386	1.59E-14	9.419E-17	0.85308	0.85271
6	0.203827	4.399E-08	0.00004922	0.85308	0.85276
7	0.194623	0.00065	0.00027	0.85373	0.85302
8	0.192084	0.0042	0.00228	0.85793	0.8553
9	0.186401	5.441E-14	1.306E-16	0.85793	0.8553
10	0.186401	6.087E-14	5.793E-16	0.85793	0.8553
11	0.186363	0.000005579	0.00012	0.85794	0.85542
12	0.186305	0.00004766	0.00032	0.85799	0.85574

Πίνακας 5.4: Ιδιομορφική ανάλυση φορέα με ενίσχυση

Για να ικανοποιούνται οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 πρέπει να λαμβάνονται υπόψη σε κάθε διεύθυνση όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας της κατασκευής και επιπλέον τόσες ιδιομορφές ώστε το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών να ξεπερνά το 90% αυτής. Εξαιτίας του ότι ένα μεγάλο μέρος των ιδιομορφών αντιστοιχούν σε ταλαντώσεις μεμονωμένων στοιχείων, για να επιτευχθεί το επιθυμητό ποσοστό δρωσών ιδιομορφικών μαζών απαιτείται θεώρηση μεγάλου αριθμού ιδιομορφών, και δεν κρίνεται σκόπιμο να παρουσιαστούν.

5.3.1.2 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ Σ.4.2.2

Ο περιορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου $\gamma < \gamma_{op}$

Όπου:

$$\gamma = \frac{q\Delta el}{2.5h} \geq \frac{\Delta el}{h}$$

και γ_{op} είναι 0,005 για τοιχοπληρώσεις και 0,007 για λιγότερο ευαίσθητα χωρίσματα.

Σύμφωνα με τον EC8 §4.4.3.2:

α) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα:

$$d_r \nu \leq 0,005 h; \quad (4.31)$$

β) για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_r \nu \leq 0,0075 h; \quad (4.32)$$

γ) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, ή για κτίρια που δεν έχουν μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_r \nu \leq 0,010 h \quad (4.33)$$

όπου

- d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου, όπως ορίζεται στην 4.4.2.2(2)
- h είναι το ύψος του ορόφου
- ν είναι συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών

Η τιμή του συντελεστή μείωσης ν μπορεί επίσης να εξαρτάται από την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου. Η χρήση του προϋποθέτει ότι το ελαστικό φάσμα απόκρισης της σεισμικής δράσης υπό την οποία πρέπει να καλυφθεί η "απαίτηση περιορισμού βλαβών" έχει την ίδια μορφή με το ελαστικό φάσμα απόκρισης της σεισμικής δράσης σχεδιασμού που αντιστοιχεί στη "απαίτηση οριακής κατάστασης αστοχίας". Οι τιμές που αποδίδονται για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Διαφορετικές τιμές του μπορεί να καθοριστούν για διαφορετικές σεισμικές ζώνες μιας χώρας, ανάλογα με τις σεισμικές συνθήκες διακινδύνευσης και τον στόχο για την προστασία ιδιοκτησίας. Οι συνιστώμενες τιμές του 0.4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV 0.5 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II.

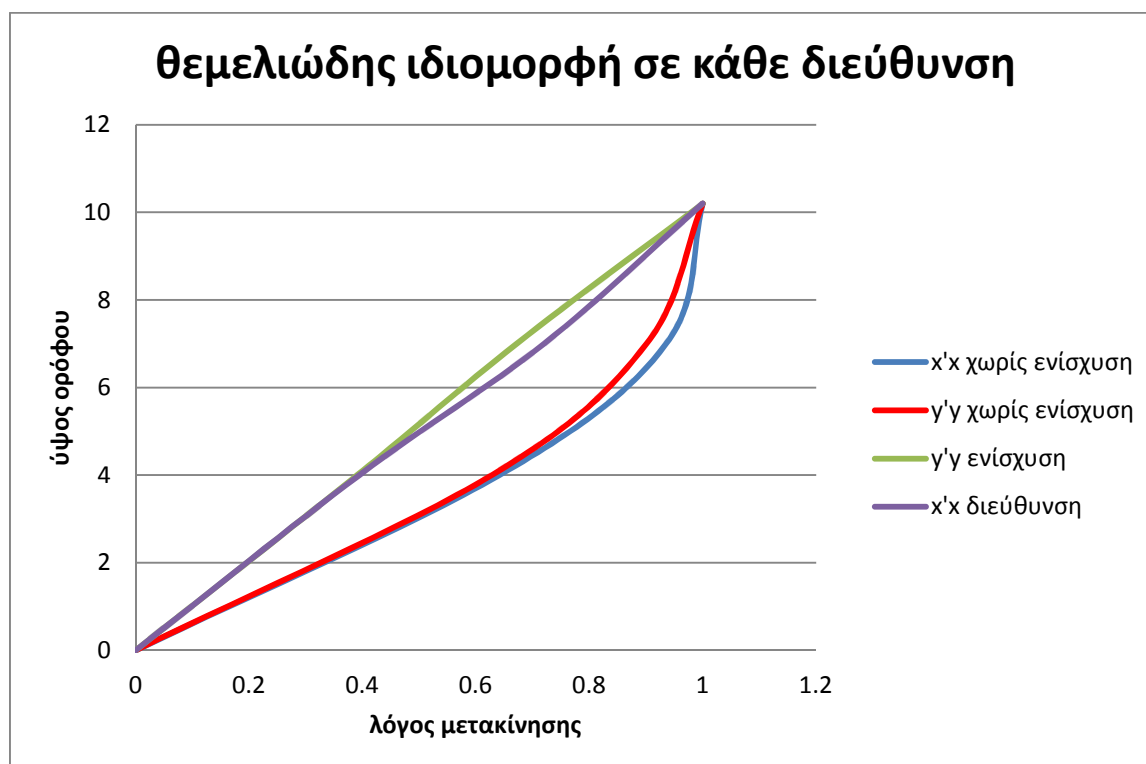
Στον πίνακα που ακολουθεί φαίνεται ο παραπάνω έλεγχος .

EX	u1top (cm)	u1bot (cm)	u1top-u1bot	Δel/Ηop	Δel/Ηop<0.0075
3rd storey	2.915	2.6325	0.2825	0.001	yes
2nd storey	2.6325	1.7425	0.89	0.003	yes
1st storey	1.7425	0	1.7425	0.004	yes
EY	u2top (cm)	u2bot (cm)	u2top-u2bot	Δel/Ηop	Δel/Ηop<0.0075
3rd storey	2.538	2.19	0.348	0.001	yes
2nd storey	2.19	1.526	0.664	0.002	yes
1st storey	1.526	0	1.526	0.004	yes

Πίνακας 5.5: Έλεγχος περιορισμού βλαβών στον φορέα χωρίς ενίσχυση

EX	u1top (cm)	u1bot (cm)	u1top-u1bot	Δel/Ηop	Δel/Ηop<0.0075
3rd storey	1.14	0.8225	0.3175	0.001	yes
2nd storey	0.8225	0.45	0.3725	0.001	yes
1st storey	0.45	0	0.45	0.001	yes
EY	u2top (cm)	u2bot (cm)	u2top-u2bot	Δel/Ηop	Δel/Ηop<0.0075
3rd storey	1.408	0.7622	0.6458	0.002	yes
2nd storey	0.7622	0.55	0.2122	0.001	yes
1st storey	0.55	0	0.55	0.001	yes

Πίνακας 5.6: έλεγχος περιορισμού βλαβώνγια τον φορέα με καθ' ύψος ενίσχυση



Σχήμα 5.3:Θεμελιώδης ιδιομορφή σε κάθε διεύθυνση

5.3.1.3 Δείκτης ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου

Κριτήριο για τον συνυπολογισμό ή όχι των φαινομένων 2ας τάξεως αποτελεί ο δείκτης ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου.

$$\theta = \frac{N_{ολ} \Delta}{V_{ολ} h} \quad (\text{ΕΑΚ 4.1.2.2, EC8 – 1 § 4.4.2.2(2)})$$

- $N_{ολ}$ το συνολικό κατακόρυφο φορτίο ορόφου για τους σεισμικούς συνδυασμούς
- $V_{ολ}$ η συνολική τέμνουσα ορόφου
- H το ύψος ορόφου
- Δ η σχετική υπολογιστική μετακίνηση των κέντρων μάζας των πλακών ορόφου

Οι τιμές των $N_{ολ}$, $V_{ολ}$ προκύπτουν από ελαστική ανάλυση είτε από την ισοδύναμη στατική είτε από τη δυναμική μέθοδο για το συνδυασμό δράσεων $S_d = G_k + P_{\infty} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \pm E$.

Αν ισχύει $\theta \leq 0,10$ σε όλους τους ορόφους τότε επιτρέπεται να παραλείπεται η επιρροή των φαινομένων δευτέρας τάξεως. Αν σε κάποιους ορόφους ισχύει $0,10 \leq \theta \leq 0,20$ τότε επιβάλλεται να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των φαινομένων δευτέρας τάξεως με επαύξηση της σεισμικής δράσης κατά $1/(1-\theta)$. Αν σε κάποιους ορόφους ισχύει $0,20 \leq \theta \leq 0,30$ τότε επιβάλλεται να γίνεται ακριβέστερος προσδιορισμός των επιρροών 2^{ης} τάξης με μεθόδους ανάλυσης που λαμβάνουν υπόψη την πραγματική κατανομή των αξονικών δυνάμεων, την επίδραση της στροφής και τις αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις του φορέα. Σε καμία περίπτωση δεν επιτρέπεται να ισχύει $\theta \geq 0,30$.

Για τον φορέα με διαγώνιους χιαστί συνδέσμους σε όλο το ύψος υπολογίζεται ο συντελεστής θ και για τις δύο διευθύνσεις. Οι υπολογισμοί παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

EX	P_{tot}	V_{tot}	$\theta = P_{tot} * d_r / (V_{tot} * H_{op})$	$\theta \leq 0,1$	$1/(1-\theta)$
3rd storey	435.264	401.387	0.0016	yes	1.0016
2nd storey	2067.619	1058.753	0.0036	yes	1.0037
1st storey	3488.708	1396.915	0.0042	yes	1.0042
EY	P_{tot}	V_{tot}	$\theta = P_{tot} * d_r / (V_{tot} * H_{op})$	$\theta \leq 0,1$	$1/(1-\theta)$
3rd storey	435.264	423.738	0.0031	yes	1.0031
2nd storey	2067.619	1057.495	0.0021	yes	1.0021
1st storey	3488.708	1399.954	0.0051	yes	1.0052

Πίνακας 5.7: Έλεγχος για φαινόμενα δεύτερης τάξης

Ακόμη σύμφωνα με την παράγραφο §5.2.1, EC3, ανάλυση πρώτης τάξης μπορεί να χρησιμοποιείται, εάν η αύξηση των σχετικών εντατικών μεγεθών ή οποιαδήποτε άλλη αλλαγή της συμπεριφοράς του φορέα οφειλόμενη σε παραμορφώσεις μπορεί να αγνοηθεί,

όρος που μπορεί να θεωρηθεί ότι εκπληρώνεται, εάν ικανοποιούνται τα παρακάτω κριτήρια:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{για ελαστική ανάλυση}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{για πλαστική ανάλυση}$$

- α_{cr} είναι ο παράγοντας με τον οποίο θα πρέπει να αυξηθεί η φόρτιση σχεδιασμού ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια
- F_{Ed} είναι το φορτίο σχεδιασμού του φορέα
- F_{cr} είναι το ελαστικό οριακό φορτίο λυγισμού για καθολική αστάθεια που βασίζεται στις αρχικές ελαστικές δυσκαμψίες

Για τον αρχικό φορέα χωρίς τους διαγώνιους χιαστί συνδέσμους υπολογίζονται οι ιδιομορφές λυγισμού και οι αντίστοιχοι κρίσιμοι συντελεστές επαύξησης της φόρτισης σχεδιασμού ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια. Στην περίπτωση του σεισμικού συνδυασμού ο κρίσιμος συντελεστής θα πρέπει να διαιρεθεί με το συντελεστή συμπεριφοράς του κτιρίου και να πληροί το κριτήριο $a_{cr} \geq 10$ για ελαστική ανάλυση. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί.

OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor	$a_{cr}=F_{cr}/F_{ed}$	θ	$1/(1-\theta)$
Text	Text	Unitless	Unitless	$a_{cr}/q \geq 10$	$\theta \leq 0,1$	
buckling	Mode	1	59.37285	Yes	0.01122848	1.01
buckling	Mode	2	65.529233	Yes	0.01017358	1.01
buckling	Mode	3	75.656395	Yes	0.00881177	1.01
buckling	Mode	4	168.88579	Yes	0.00394744	1.00
buckling	Mode	5	173.49475	Yes	0.00384258	1.00
buckling	Mode	6	212.97058	Yes	0.00313032	1.00
buckling	Mode	7	217.20745	Yes	0.00306926	1.00
buckling	Mode	8	243.54088	Yes	0.00273739	1.00
buckling	Mode	9	301.02864	Yes	0.00221463	1.00
buckling	Mode	10	312.86883	Yes	0.00213082	1.00
buckling	Mode	11	351.0972	Yes	0.00189881	1.00
buckling	Mode	12	391.901	Yes	0.00170111	1.00

Πίνακας 5.8: κρίσιμοι συντελεστές ιδιομορφών λυγισμού φορέα χωρίς ενίσχυση

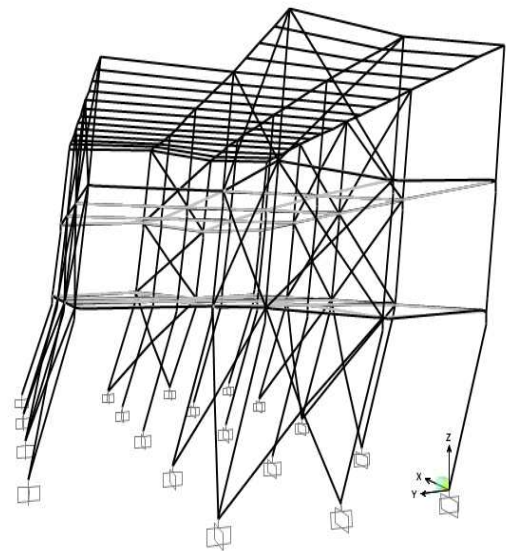
Η ιδιομορφή που μας ενδιαφέρει είναι αυτή με το μικρότερο κρίσιμο συντελεστή λυγισμού που είναι η πρώτη και για την οποία εξάγεται συντελεστής $\theta = 0,011$. Είναι φανερό ότι δε χρειάζεται να λάβουμε υπόψη στην ανάλυση επιρροή φαινομένων δευτέρας τάξεως.

OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor	$a_{cr}=F_{cr}/F_{ed}$	θ	$1/(1-\theta)$
Text	Text	Unitless	Unitless	$a_{cr}/q \geq 10$	$\theta \leq 0,1$	
buckling	Mode	73	285.6676	yes	0.002334	1.00

Πίνακας 5.9: κρίσιμοι συντελεστές ιδιομορφών λυγισμού φορέα με ενίσχυση

Η ιδιομορφή που μας ενδιαφέρει είναι αυτή με το μικρότερο κρίσιμο συντελεστή η οποία ταυτόχρονα αφορά σε όλο το κτίριο και δεν επικεντρώνεται σε κάποιο μεμονωμένο μέλος το φορέα. Με την εφαρμογή των διαγώνιων χιαστί συνδέσμων η τιμή του δείκτη ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης μειώθηκε κατά μια τάξη μεγέθους σε σχέση με προηγουμένως. Επιπλέον για κάθε όροφο είναι κατά πολύ μικρότερη του 0,1 οπότε δεν απαιτείται οποιαδήποτε προσαύξηση της σεισμικής δράσης.

Deformed Shape (buckling) - Mode 73 - Factor 285.66759



Σχήμα 5.4: 73^η ιδιομορφή και τιμή κρίσιμου συντελεστή λυγισμού

5.4 Έλεγχοι δομικών στοιχείων χάλυβα

5.4.1 Γενικά

Στην παρούσα παράγραφο παρουσιάζονται επιλεγμένες παράγραφοι του EC3-1-1 (EN1993-1-1) και EC3-1-8 (EN1993-1-8).

Απαιτήσεις ολκιμότητας

Για τους χάλυβες απαιτείται μία ελάχιστη ολκιμότητα η οποία θα πρέπει να εκφράζεται υπό μορφή ορίων για:

- ✓ το λόγο f_u / f_y της προδιαγεγραμμένης ελάχιστης οριακής αντοχής σε εφελκυσμό f_u ως προς την προδιαγεγραμμένη ελάχιστη αντοχή διαρροής f_y
- ✓ την επιμήκυνση στην αστοχία με δοκίμιο μήκους $5,65\sqrt{A_0}$ (όπου A_0 είναι η αρχική επιφάνεια της διατομής)
- ✓ την οριακή παραμόρφωση ϵ_u , όπου η ϵ_u αντιστοιχεί στην οριακή αντοχή f_u .
- ✓ Τα όρια του λόγου f_u / f_y , η επιμήκυνση στην αστοχία και η οριακή παραμόρφωση ϵ_u μπορούν να καθορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα. Συνιστώνται οι παρακάτω τιμές: $f_u / f_y \geq 1,15$, επιμήκυνση στην αστοχία όχι μικρότερη από $15\% \epsilon_u \geq 15\epsilon_y$, όπου ϵ_y είναι η παραμόρφωση διαρροής ($\epsilon_y = f_y / E$).

Τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού

Οι συντελεστές υλικού που υιοθετούνται στους υπολογισμούς για δομικούς χάλυβες οι οποίοι καλύπτονται από αυτό το Μέρος του Ευρωκώδικα πρέπει να λαμβάνονται ως εξής:

- ✓ μέτρο ελαστικότητας $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
- ✓ μέτρο διάτμησης $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81\,000 \text{ N/mm}^2$
- ✓ λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$
- ✓ συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$
(για $T \leq 100 \text{ } ^\circ\text{C}$)

5.4.1.1 Κατάταξη διατομών

Ο ρόλος της κατάταξης των διατομών είναι στο να αναγνωρίζει την έκταση στην οποία η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό.

Οι κατηγορίες των διατομών είναι τέσσερις και καθορίζονται ως εξής:

- ✓ Διατομές κατηγορίας 1 είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.

- ✓ Διατομές κατηγορίας 2 είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους αλλά έχουν περιορισμένη ικανότητα στροφής λόγω του τοπικού λυγισμού.
- ✓ Διατομές κατηγορίας 3 είναι εκείνες που η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα θεωρώντας ελαστική κατανομή τάσεων μπορεί να φτάσει την τάση διαρροής τους αλλά ο τοπικός λυγισμός μπορεί να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής τους.
- ✓ Διατομές κατηγορίας 4 είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Οι γενικοί κανόνες που διέπουν την κατάταξη των διατομών είναι οι εξής:

- ✓ Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από τη σχέση πλάτους προς πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη.
- ✓ Τα θλιβόμενα τμήματα περιλαμβάνουν κάθε τμήμα μιας διατομής το οποίο θλίβεται εξ ολοκλήρου ή εν μέρει για τον υπό θεώρηση συνδυασμό φορτίων.
- ✓ Τα διάφορα θλιβόμενα τμήματα σε μια διατομή (όπως ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες.
- ✓ Μια διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων τμημάτων της.
- ✓ Εναλλακτικά, η κατάταξη μιας διατομής μπορεί να ορισθεί λαμβάνοντας υπόψη τόσο την κατηγορία των πελμάτων όσο και την κατηγορία του κορμού.
- ✓ Τα όρια για τα θλιβόμενα τμήματα κατηγορίας 1, 2, και 3 θα πρέπει να λαμβάνονται από τον Πίνακα παρακάτω. Ένα τμήμα της διατομής που δεν ικανοποιεί τα όρια της κατηγορίας 3 πρέπει να κατατάσσεται στην κατηγορία 4.
- ✓ Οι διατομές κατηγορίας 4 μπορούν να αντιμετωπίζονται ως διατομές κατηγορίας 3 εάν ο λόγος πλάτους προς πάχος είναι μικρότερος από το όριο για διατομές κατηγορίας 3 του Πίνακα παρακάτω όταν το ε πολλαπλασιάζεται με $\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}}$, όπου

$\sigma_{com,Ed}$ είναι η μέγιστη θλιπτική τάση σχεδιασμού του τμήματος η οποία έχει ληφθεί από ανάλυση πρώτης τάξης ή, όπου είναι απαραίτητο, από ανάλυση δεύτερης τάξης.

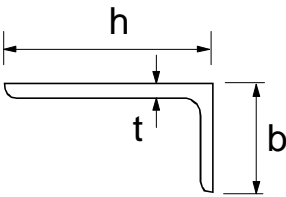
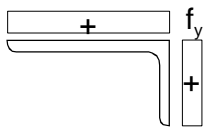
- ✓ Διατομές με κορμό κατηγορίας 3 και πέλματα κατηγορίας 1 ή 2 μπορεί να ταξινομούνται ως διατομές κατηγορίας 2 με ενεργό κορμό.
- ✓ Όπου ο κορμός θεωρείται ότι αναλαμβάνει μόνο διατμητικές δυνάμεις και υποτίθεται ότι δεν συνεισφέρει στην αντοχή της διατομής σε κάμψη και ορθή δύναμη, η διατομή μπορεί να σχεδιάζεται ως κατηγορίας 2,3 ή 4 ανάλογα με την κατηγορία των πελμάτων μόνον.

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
						Άξονας κάμψης
						Άξονας κάμψης
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1^{*})$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 5.10: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

Προεξέχονταπέλατα							
		Ελατές διατομές				Συγκολλητές διατομές	
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη					
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)							
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)							
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5					
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460	
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	

Πίνακας 5.11: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

Γωνιακά						
Αναφορά επίσης στα “Προεξέχοντα πέλματα” (βλέπε φύλο 2 από 3)					Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία	
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη					
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)						
3	$h/t \leq 15\varepsilon: \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					
Σωληνωτές διατομές						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$					
	ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\varepsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Πίνακας 5.12: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

5.4.2 Οριακές καταστάσεις αστοχίας Έλεγχος διατομών

5.4.2.1 Εφελκυσμός

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

Όπου για διατομές με οπές η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $N_{t,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

β) την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

A: το εμβαδό της πλήρους διατομής

f_y : το όριο διαρροής του χάλυβα

γ_{M0} : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα

A_{net} : το εμβαδό της καθαρής διατομής

f_u : η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα

γ_{M2} : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

Έλεγχος σε αξονική θλίψη

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής για ομοιόμορφη θλίψη $N_{c,Rd}$ πρέπει να καθορίζεται όπως παρακάτω:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

A: το εμβαδό της πλήρους διατομής

f_y : το όριο διαρροής του χάλυβα

γ_{M0} : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα

A_{eff} : το εμβαδό της ενεργού διατομής

Η διατομή σε θλίψη συμπίπτει με την αντοχή του μέλους μόνο για μέλη με συνεχή ή πολύ πυκνή πλευρική στήριξη ή για μέλη με πολύ μικρή λυγηρότητα.

5.4.2.2 Έλεγχος σε μονοαξονική (απλή) κάμψη

Σε περιπτώσεις όπου η τέμνουσα δύναμη στη διατομή μπορεί να θεωρηθεί μικρή τόσο ώστε η επίδραση της επί της καμπτικής αντοχής να μπορεί να αμεληθεί (50% της πλαστικής αντοχής σε διάτμηση), η τιμή σχεδιασμού ροπής κάμψης πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

όπου $M_{c,Rd}$ καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη τις οπές κοχλιών.

Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί ένα κύριο άξονα μιας διατομής καθορίζεται ως εξής:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1 ή 2}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 3}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

Για διατομές στις οποίες ο άξονας κάμψης είναι και άξονας συμμετρίας η W_{el} αντιστοιχεί σε πρώτη διαρροή των ινών. Για μονοσυμμετρικές διατομές η W_{el} αντιστοιχεί σε πρώτη διαρροή της ακραίας θλιβόμενης ίνας. Η W_{eff} αναφέρεται αντιστοίχως στην ενεργό διατομή. Εάν υπάρχουν οπές στο εφελκυσμένο πέλμα της κρίσιμης διατομής, απαιτείται να ελεγχθεί ότι ο λόγος καθαρής διατομής προς πλήρη διατομή δεν είναι τόσο μικρός ώστε να συμβεί θραύση στην καθαρή διατομή πριν διαρρεύσει η πλήρης διατομή. Ο έλεγχος ικανοποιείται εφόσον ο λόγος A_{net}/A για το εφελκυσμένο πέλμα είναι μεγαλύτερος ή ίσος με 0,907, 0,888 και 0,967 αντίστοιχα. Αν το παραπάνω κριτήριο δεν τηρείται πορεί να θεωρηθεί ένα απομειωμένο πέλμα, που να ικανοποιεί το όριο και να είναι ίσο με A_{net} .

Το κριτήριο είναι το εξής

$$\frac{A_{f,net} 0,9 f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}}$$

5.4.2.3 Έλεγχος σε διάτμηση

Όταν η τέμνουσα δύναμη γίνεται αρκετά σημαντική, η αντοχή σε τέμνουσα μπορεί να καθίσταται κρίσιμη. Για τον έλεγχο επάρκειας μιας δοκού έναντι τέμνουσας, θα πρέπει η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης σε κάθε διατομή να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

όπου $V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα

Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$. Για ελαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η ελαστική διατμητική αντοχή.

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης

Η επιφάνεια διάτμησης A_v μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

α) ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό $A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$
αλλά όχι μικρότερη από $\eta h_w t_w$

β) ελατές διατομές U, με φορτίο παράλληλο στον κορμό $A - 2bt_f + (t_w + r) t_f$

γ) ελατές διατομές T, με φορτίο παράλληλο στον κορμό $0,9 (A - bt_f)$

δ) συγκολλητές διατομές I, H και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο στον κορμό $\eta \sum (h_w t_w)$

ε) συγκολλητές διατομές I, H, U και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο στα πέλματα $A - \sum (h_w t_w)$

ζ) ελατές κοίλες ορθογωνικές διατομές, ομοιόμορφου πάχους:

φορτίο παράλληλο προς το ύψος $Ah/(b+h)$

φορτίο παράλληλο προς το πλάτος

$$Ab/(b+h)$$

η) κοίλες κυκλικές διατομές και σωλήνες ομοιόμορφου πάχους

$$2A/\pi$$

όπου A είναι η επιφάνεια της διατομής

b είναι το συνολικό πλάτος

h είναι το συνολικό ύψος

h_w είναι το ύψος του κορμού

r είναι η ακτίνα συναρμογής κορμού-πέλματος

t_f είναι το πάχος του πέλματος

t_w είναι το πάχος του κορμού (Εάν το πάχος του κορμού δεν είναι σταθερό, ως t_w θα πρέπει να λαμβάνεται το ελάχιστο πάχος.).

5.4.2.4 Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη

Ο συνδυασμός των εντατικών μεγεθών αυτών αφορά κυρίως στα μέλη των πλαισίων με σημαντικές τιμές αξονικών δυνάμεων, κυρίως τα υποστυλώματα και λιγότερο τις δοκούς. Μέρος της διατομής αναλίσκεται στην αντιμετώπιση της αξονικής δύναμης και επομένως η αντοχή σε κάμψη περιορίζεται. Η απομειωμένη αντοχή σε κάμψη υπολογίζεται, ανάλογα με την κατηγορία της διατομής, με βάση τις ακόλουθες σχέσεις.

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

όπου $M_{N,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή αντοχής μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης N_{Ed} .

Για μια τετραγωνική συμπαγή διατομή χωρίς σπές κοχλιών το $M_{N,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I- και H- ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα γ-γ όταν ικανοποιούνται και τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \text{ και}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I- και H-, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z όταν:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για ελατές διατομές I ή H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a) \quad \text{αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$\text{για } n \leq a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

$$\text{για } n > a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$\text{όπου } n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A-2bt_f)/A \quad \text{αλλά } a \leq 0,5$$

Για κοίλες ορθογωνικές διατομές σταθερού πάχους και για συγκολλητές κλειστές διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς στις οποίες οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a_w) \quad \text{αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1-n)/(1-0,5a_f) \quad \text{αλλά } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}$$

$$\text{όπου } a_w = (A-2bt)/A \quad \text{αλλά } a_w \leq 0,5 \quad \text{για κοίλες διατομές}$$

$$a_w = (A-2bt_f)/A \quad \text{αλλά } a_w \leq 0,5 \quad \text{για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές}$$

$$a_f = (A-2ht)/A \quad \text{αλλά } a_f \leq 0,5 \quad \text{για κοίλες διατομές}$$

$$a_f = (A-2ht_w)/A \quad \text{αλλά } a_f \leq 0,5 \quad \text{για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές}$$

Διατομές κατηγορίας 3

Σε περίπτωση απουσίας διατμητικής δύναμης, για διατομές κατηγορίας 3, η μέγιστη διαμήκης τάση θα πρέπει να ικανοποιεί το κριτήριο:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

όπου $\sigma_{x,Ed}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής διαμήκου τάσης λόγω της ροπής και της αξονικής δύναμης λαμβάνοντας υπόψη τις οπές κοχλιών όπου απαιτείται.

Διατομές κατηγορίας 4

Σε περίπτωση απουσίας διατμητικής δύναμης, για διατομές κατηγορίας 4, η μέγιστη διαμήκης τάση $\sigma_{x,Ed}$ υπολογισμένη χρησιμοποιώντας τις ενεργές διατομές πρέπει να ικανοποιεί το προηγούμενο κριτήριο.

Επίσης πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1$$

όπου A_{eff} είναι η ενεργός επιφάνεια της διατομής όταν υπόκειται σε ομοιόμορφη θλίψη

$W_{eff,min}$ είναι η ενεργός ροπή αντίστασης (που αντιστοιχεί στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση) της διατομής, όταν υπόκειται μόνο σε ροπή περί τον αντίστοιχο άξονα

e_N είναι η μετατόπιση του αντίστοιχου κεντροβαρικού άξονα όταν η διατομή υπόκειται μόνο σε θλίψη.

5.4.2.5 Διαξονική κάμψη

Για διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

στο οποίο α και β είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα, ή αλλιώς ως εξής:

– I και H διατομές:

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n \quad \text{αλλά } \beta \geq 1$$

– Κοίλες κυκλικές διατομές:

$$\alpha = 2 ; \beta = 2$$

– Κοίλες ορθογωνικές διατομές:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2} \quad \text{αλλά } \alpha = \beta \leq 6$$

$$\text{όπου } n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} .$$

5.4.2.6 Έλεγχος αντοχής μελών σε λυγισμό

Έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού (μέλη με σταθερή διατομή υπό θλίψη)

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

όπου N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

$N_{b,Rd}$ είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό.

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

όπου χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού

κατά τον καθορισμό των A και A_{eff} δε χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη σπές για κοχλίες στα άκρα υποστυλώματος.

Καμπύλες λυγισμού

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

$$\text{όπου } \Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

α είναι ένας συντελεστής ατελειών

N_{cr} είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

Ο συντελεστής ατελειών α που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού πρέπει να λαμβάνεται από τον παρακάτω Πίνακα.

Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Πίνακας 5.13: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Για καμπτικό λυγισμό, η κατάλληλη καμπύλη λυγισμού καθρίζεται από τον ακόλουθο πίνακα, ενώ τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα μπορούν να λαμβάνονται από το επόμενο σχήμα.

Για λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ή για $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.

Λυγηρότητα για καμπτικό λυγισμό

Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ δίνεται από:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

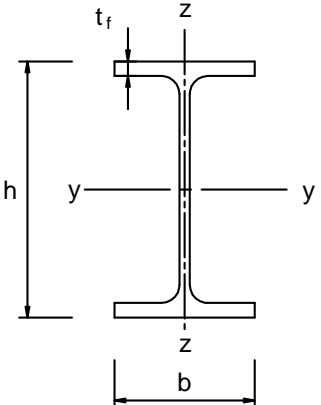
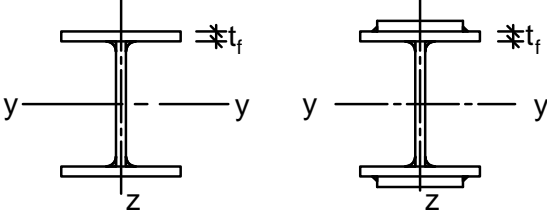
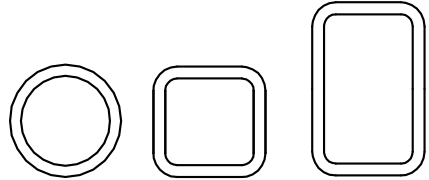
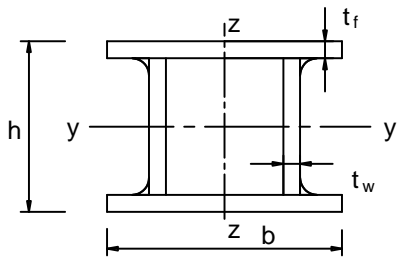
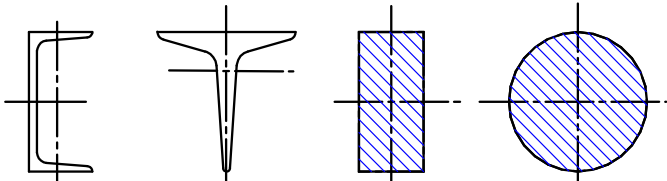
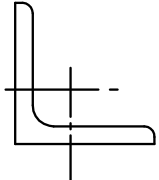
όπου L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

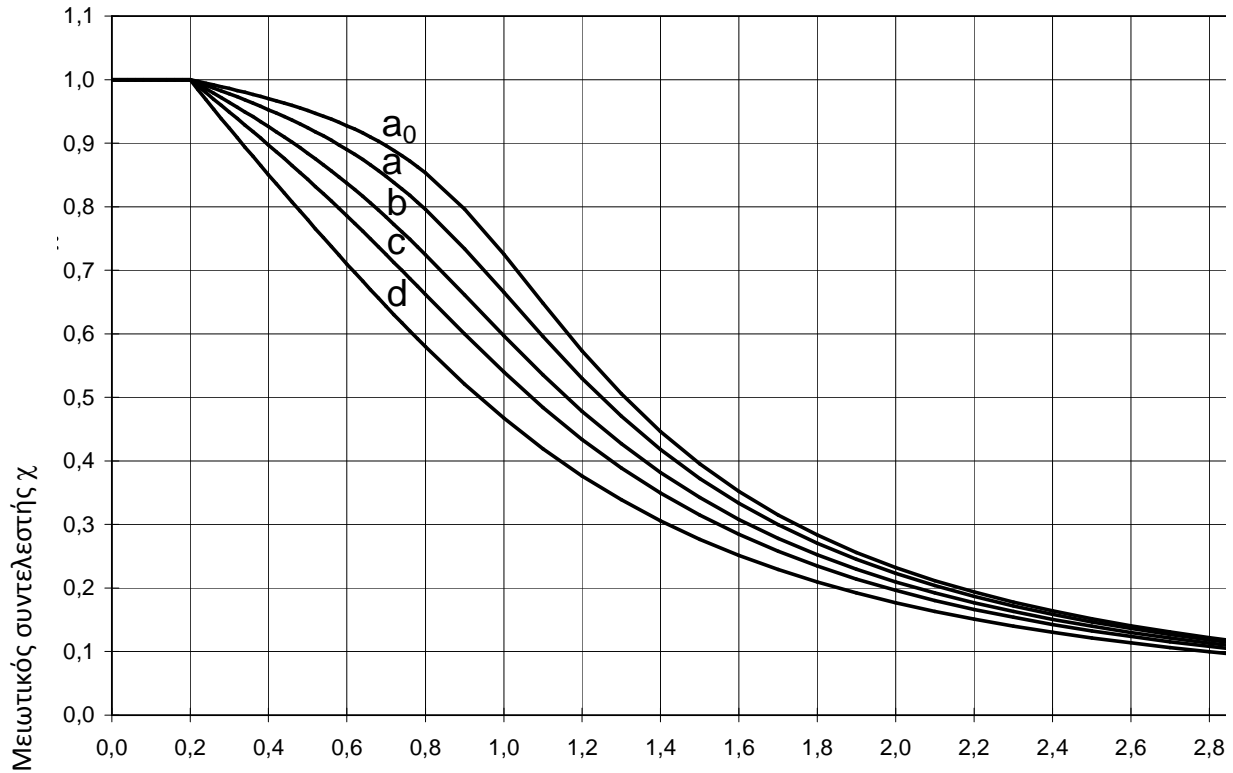
i είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ σε } N/mm^2)$$

Πίνακας 5.14: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Ελαστές διατομές 	$h/b > 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 40$ mm	a b	a ₀ a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 100$ mm	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	d d	c c
Συγκολλητές I-διατομές 	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d	
Κούλες Διατομές 	Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	a ₀	
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c	
Συγκολλητές κιβωτοειδείς διατομές 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	b	
	Μεγάλα πάχη ραφής: $\alpha > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c	
U-, T- και συμπαγείς διατομές 		Κάθε	c	c	
L-διατομές 		Κάθε	b	b	



Πίνακας 5.15: Ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$

5.4.2.7 Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη)

Μία πλευρικά μη προστατευμένη δοκός που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ως εξής

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

όπου M_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

$M_{b,Rd}$ είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Δοκοί με ικανοποιητική πλευρική στήριξη στα θλιβόμενα πέλματα δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Επιπρόσθετα, δοκοί με κάποιους τύπους διατομών, όπως τετραγωνικές ή κυκλικές κοίλες διατομές, κατασκευασμένοι κυκλικοί σωλήνες ή τετραγωνικές κιβωτιοειδείς διατομές δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

όπου W_y είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής ως εξής:

- $W_y = W_{pl,y}$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2
- $W_y = W_{el,y}$ για διατομές κατηγορίας 3
- $W_y = W_{eff,y}$ για διατομές κατηγορίας 4

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Στον καθορισμό του W_y δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη σπές για κοχλίες στην άκρη της δοκού

Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού- γενική περίπτωση

Για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$, πρέπει να καθορίζεται από:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ αλλά } \chi_{LT} \leq 1,0$$

όπου $\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$

α_{LT} είναι συντελεστής ατελειών

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Το M_{cr} βασίζεται στις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνει υπόψη τις συνθήκες φορτίσεως, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις.

Οι προτεινόμενες τιμές του συντελεστή ατελειών α_{LT} που αντιστοιχεί στην κατάλληλη καμπύλη λυγισμού δίδονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Πίνακας 5.16: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Οι συστάσεις για τις καμπύλες λυγισμού που πρέπει να χρησιμοποιούνται δίδονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Άλλες διατομές	-	d

Πίνακας 5.17: Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για διατομές

Για λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$ (ή $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ ή για $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$ ή $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,16$ οι επιδράσεις στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για ελατές διατομές ή ισοδύναμες συγκολλητές διατομές

Για ελατές διατομές ή ισοδύναμες συγκολλητές διατομές υπό κάμψη, οι τιμές του χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα μπορεί να καθορίζονται από

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{αλλά} \quad \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Για ελατές διατομές προτείνονται οι παρακάτω τιμές:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \text{ (μέγιστη τιμή)}$$

$$\beta = 0,75 \text{ (ελάχιστη τιμή)}$$

Λυγηρότητα για στρεπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Για μέλη με ανοιχτές διατομές πρέπει να εξετάζεται το ενδεχόμενο η αντοχή του μέλους σε στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό να είναι μικρότερη από την αντοχή του σε καμπτικό λυγισμό. Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_T$ για στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

όπου $N_{cr} = N_{cr,TF}$ αλλά $N_{cr} < N_{cr,T}$

$N_{cr,TF}$ είναι η ελαστική δύναμη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$N_{cr,T}$ είναι η ελαστική δύναμη στρεπτικού λυγισμού

Για στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό η κατάλληλη καμπύλη λυγισμού μπορεί να καθορίζεται από τον Πίνακα 5.18 θεωρώντας αυτήν που σχετίζεται με τον άξονα zz.

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Άλλες διατομές	-	d

Πίνακας 5.18: Επιλογή της καμπύλης στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για διατομές

Για να ληφθεί υπόψη η κατανομή της ροπής μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων των μελών, ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} μπορεί να τροποποιηθεί ως εξής:









$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \quad \text{αλλά } \chi_{LT,mod} \leq 1$$

συνιστώνται οι παρακάτω ελάχιστες τιμές του f

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c)[1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2] \quad \text{αλλά } f \leq 1,0$$

k_c είναι διορθωτικός συντελεστής σύμφωνα με τον Πίνακα 5.19

Πίνακας 5.19: Διορθωτικοί Συντελεστές k_c

Κατανομή ροπής	k_c
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
  	0,94 0,90 0,91
  	0,86 0,77 0,82

Απλοποιημένες μέθοδοι υπολογισμού για δοκούς με πλευρικές στηρίξεις σε κτίρια

Μέλη με διακριτή πλευρική στήριξη στο θλιβόμενο πέλμα δεν είναι ευαίσθητα σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό εάν το μήκος L_c μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων ή η προκύπτουσα ισοδύναμη λυγηρότητα του θλιβόμενου πέλματος $\bar{\lambda}_f$ ικανοποιεί τη σχέση:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$$

όπου $M_{y,Ed}$ είναι η μέγιστη τιμή της καμπτικής ροπής στο τμήμα μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων

$$M_{c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

W_y είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής που αντιστοιχεί στο θλιβόμενο πέλμα

k_c είναι ένας διορθωτικός συντελεστής της λυγηρότητας ανάλογα με την κατανομή της ροπής μεταξύ των στηρίξεων

$i_{f,z}$ είναι η ακτίνα αδρανείας του θλιβόμενου πέλματος περιλαμβάνοντας και το 1/3 του θλιβόμενου τμήματος της επιφάνειας του κορμού, ως προς τον ασθενή άξονα της διατομής

$\bar{\lambda}_{c0}$ είναι η παράμετρος λυγηρότητας του παραπάνω θλιβόμενου στοιχείου

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ σε N/mm}^2)$$

✓ **ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1.** Για διατομές κατηγορίας 4 το $i_{f,z}$ μπορεί να λαμβάνεται ως

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{\text{eff},f}}{A_{\text{eff},f} + \frac{1}{3} A_{\text{eff},w,c}}}$$

όπου $I_{\text{eff},f}$ είναι η ενεργός ροπή αδρανείας του θλιβόμενου πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα της διατομής

$A_{\text{eff},f}$ είναι η ενεργός επιφάνεια του θλιβόμενου πέλματος

$A_{\text{eff},w,c}$ είναι η ενεργός επιφάνεια του θλιβόμενου τμήματος του κορμού

✓ **ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2.** Το όριο λυγηρότητας $\bar{\lambda}_{c0}$ μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Συνιστάται μία οριακή τιμή $\bar{\lambda}_{c0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,1$

✓ **ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3.** Εάν η λυγηρότητα του θλιβόμενου πέλματος $\bar{\lambda}_f$ υπερβαίνει το όριο που δίνεται στην σημείωση 2, η ροπή αντοχής σε λυγισμό μπορεί να λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = k_{f\ell} \chi M_{c,Rd} \quad \text{αλλά} \quad M_{b,Rd} \leq M_{c,Rd}$$

όπου χ είναι ο μειωτικός συντελεστής του ισοδύναμου θλιβόμενου πέλματος υπολογισμένος με το $\bar{\lambda}_f$

k_{fe} είναι ο τροποποιητικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη το συντηρητισμό της μεθόδου του ισοδύναμου θλιβόμενου πέλματος

- ✓ **ΣΗΜΕΙΩΣΗ 4.** Συνιστάται η τιμή του τροποποιητικού συντελεστή $k_{fe} = 1,10$.
- ✓ **ΣΗΜΕΙΩΣΗ 5.** Οι καμπύλες λυγισμού που θα χρησιμοποιούνται στην σημείωση 3 πρέπει να λαμβάνονται ως εξής:

καμπύλη d για συγκολλητές διατομές υπό την προϋπόθεση ότι: $\frac{h}{t_f} \leq 44\epsilon$

καμπύλη c για όλες τις άλλες διατομές

όπου: h είναι το συνολικό ύψος της διατομής

t είναι το πάχος του θλιβόμενου πέλματος

5.4.2.8 Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη και αξονική θλίψη)

Η ευστάθεια μελών σταθερής διατομής διπλής συμμετρίας, που δεν είναι ευαίσθητη σε στρεπτικές παραμορφώσεις, πρέπει να ελέγχεται σύμφωνα με τις παρακάτω παραγράφους, όπου διάκριση γίνεται μεταξύ:

- μελών που δεν είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις, π.χ. κοίλες κυκλικές διατομές ή διατομές όπου η στρέψη παρεμποδίζεται
- μελών που είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις, π.χ. μέλη με ανοιχτές διατομές, στα οποία δεν παρεμποδίζεται η στρέψη

Επιπρόσθετα, η αντοχή των διατομών σε κάθε άκρο του μέλους πρέπει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις των παραπάνω ελέγχων.

Για μέλη δομικών συστημάτων ο έλεγχος αντοχής μπορεί να γίνεται βασιζόμενος στα μεμονωμένα μέλη ενός ανοίγματος, θεωρούμενα αποκομμένα από το σύστημα. Επιδράσεις δεύτερης τάξης του μεταθετού συστήματος (P-Δ επιδράσεις) πρέπει να λαμβάνονται υπόψη, είτε μέσω των ακραίων ροπών του μέλους είτε μέσω των κατάλληλων μηκών λυγισμού αντίστοιχα.

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

όπου N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους γ-γ και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα

χ_y and χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

Κατηγορία	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

Πίνακας 5.20: Τιμές για $N_{Rk} = f_y A_i$, $M_{i,Rk} = f_y W_i$ και $\Delta M_{i,Ed}$

- ✓ **ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1.** Για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτική παραμόρφωση το χ_{LT} θα είναι $\chi_{LT} = 1,0$.
- ✓ **ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2.** Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} εξαρτώνται από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί, εναλλακτική μέθοδο 1 ή 2.

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}}$
k_{yz}	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{yz}} 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}}$
k_{zy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$
k_{zz}	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{zz}}$
Βοηθητικοί συντελεστές		
$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$ $\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$ $w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1,5$ $w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1,5$ $n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{M1}}$ $C_{my} \text{ βλέπε Πίνακα A.2}$ $a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$	$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ $\mu_e b_{LT} = 0,5 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^{-2}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}$ $C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_z^5} \right) n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$ $\mu_e c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^{-2}}{5 + \bar{\lambda}_z^{-4}} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$ $C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^5} \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ $\mu_e d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^{-4}} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} M_{pl,z,Rd}}$ $C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - e_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$ $\mu_e e_{LT} = 1,7 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^{-4}} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$	

Πίνακας 5.21: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij}

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max \begin{cases} \bar{\lambda}_y \\ \bar{\lambda}_z \end{cases}$$

$\bar{\lambda}_0$ = ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό λόγω σταθερής καμπτικής ροπής, δηλ.

$$\psi_y = 1,0$$

$\bar{\lambda}_{LT}$ = ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

$$\text{Για } \bar{\lambda}_0 = 0: \quad C_{my} = C_{my,0}$$

$$C_{mz} = C_{mz,0}$$

$$C_{mLT} = 1,0$$

$$\text{Για } \bar{\lambda}_0 > 0: \quad C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}$$

$$C_{mz} = C_{mz,0}$$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit,T}}\right)}}$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

$N_{crit,y}$ = ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα γ-γ

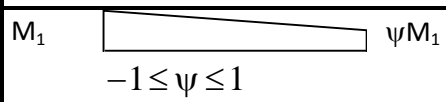
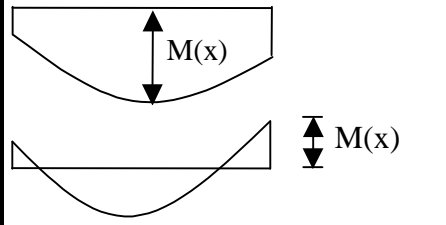
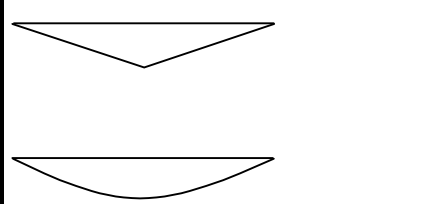
$N_{crit,z}$ = ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα z-z

$N_{crit,T}$ = ελαστική δύναμη στρεπτικού λυγισμού

I_T = σταθερά στρέψης St. Venant

I_y = ροπή αδρανείας ως προς τον άξονα γ-γ

Πίνακας 5.21: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij}

Διάγραμμαροπή	$C_{mi,0}$
 <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$C_{mi,0} = 0,79 + 0,21\psi_i + 0,36(\psi_i - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
 <p>$M(x)$ $M(x)$</p>	$C_{mi,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI_i \delta_x }{L^2 M_{i,Ed}(x) } - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ <p>$M_{i,Ed}(x)$ είναι η μέγιστη ροπή $M_{y,Ed}$ ή $M_{z,Ed}$ δ_x είναι η μέγιστη μετατόπιση του μέλους κατά το μήκος του</p>
	$C_{mi,0} = 1 - 0,18 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ $C_{mi,0} = 1 + 0,03 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$


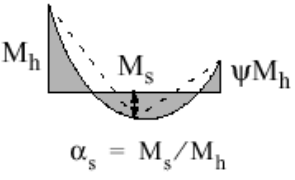
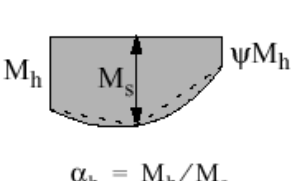
Πίνακας 5.22: Συντελεστές $C_{mi,0}$ ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχή σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
kyy	διατομές I διατομές RHS	$C_{my} \left(1 + 0,6\bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
kyz	διατομές I διατομές RHS	kzz	0,6 kzz
kzy	διατομές I διατομές RHS	0,8 kyy	0,6 kyy
kzz	διατομές I	$C_{mz} \left(1 + 0,6\bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS	$\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Πίνακας 5.23: Συντελεστές αλληλεπίδρασης για μη ευαίσθητα μέλη σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	k_{yy} από τον Πίνακα Β.1	k_{yy} από τον Πίνακα Β.1
k_{yz}	k_{yz} από τον Πίνακα Β.1	k_{yz} από τον Πίνακα Β.1
k_{zy}	$\left[1 - \frac{0,05\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ <p>για $\bar{\lambda}_z < 0,4$:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} από τον προηγούμενο Πίνακα	k_{zz} από τον προηγούμενο Πίνακα

Πίνακας 5.24: Συντελεστές αλληλεπίδρασης για ευαίσθητα μέλη σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Διάγραμμα ροπής	Περιοχή		C_{my} και C_{mz} και C_{mLT}	
			Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 - 0,10\alpha_h(1+2\psi)$
Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$ ή $C_{mz} = 0,9$ αντίστοιχα.				
Τα C_{my} , C_{mz} και C_{mLT} πρέπει να λαμβάνονται σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων ως εξής:				
συντελεστής ροπής	άξονας κάμψης	σημεία εξασφαλιζόμενα κατά τη διεύθυνση		
C_{my}	y-y	z-z		
C_{mz}	z-z	y-y		
C_{mLT}	y-y	y-y		

Πίνακας 5.25: Συντελεστές $C_{mi,0}$ ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

5.5 Κόμβοι σύνδεσης διατομών

Απλές συνδέσεις

Ως απλές συνδέσεις ορίζονται αυτές οι συνδέσεις που μεταβιβάζουν μόνο διάτμηση στην άκρη του μέλους, έχουν αμελητέα αντίσταση σε στροφή και δε μεταβιβάζουν σημαντικές ροπές σε Ο.Κ.Α.

Συνδέσεις Παραλαβής Ροπών

Είναι προφανές ότι οι συνδέσεις παραλαβής ροπών, εκτός από καμπτικές ροπές αναλαμβάνουν επίσης διατμητικές και ορθές δυνάμεις. Η αντοχή της σύνδεσης μπορεί να είναι είτε μερική είτε πλήρης. Η δυσκαμψία της σύνδεσης που χρησιμοποιείται στην καθολική ανάλυση μπορεί να προσομοιωθεί είτε ως πάκτωση, είτε ως ημιάκαμπτη σύνδεση ανάλογα με τη δυσκαμψία των δομικών στοιχείων και την απαιτούμενη ακρίβεια. Η στροφική ικανότητα (εάν απαιτείται) μπορεί να παρέχεται είτε από την ίδια τη σύνδεση, είτε από τα συνδεόμενα μέλη.

Μέθοδος των συστατικών μερών

Σκοπός της μεθόδου είναι η αποτίμηση της συμπεριφοράς του κόμβου μέσω της σύνθεσης των συστατικών. Η ακρίβεια της μεθόδου στηρίζεται στην ακρίβεια της περιγραφής των βασικών συστατικών από ανεξάρτητα ελατήρια και στην ποιότητα της σύνθεσης. Γίνεται η παραδοχή ότι οι ιδιότητες των συστατικών είναι ανεξάρτητες και γιαυτό μπορούν να προσομοιωθούν εύκολα, όμως κάποια συστατικά δε δρουν ανεξάρτητα αλλά επηρεάζονται από άλλα. Αυτό μπορεί να παρακαμφθεί με τη βοήθεια απλουστευτικών παραδοχών επειδή μια γενική μέθοδος που θα βασιζόταν σε επαναληπτική διαδικασία υπολογισμού, θα ήταν περίπλοκη για πρακτική χρήση.

Μηχανισμός αστοχίας	Κοχλίες	Ήλοι
Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <p>- όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία (A είναι η επιφάνεια ενεργού διατομής του κοχλία, A_s):</p> <p>- για κατηγορίες 4.6, 5.6 και 8.8: $\alpha_v = 0,6$</p> <p>- για κατηγορίες 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9: $\alpha_v = 0,5$</p> <p>- όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από την πλήρη διατομή του κοχλία (A είναι η καθαρή επιφάνεια κοχλία): $\alpha_v = 0,6$</p>	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}}, \quad \text{όπου } \alpha_b \text{ το μικρότερο από } \alpha_d \text{ ή } \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ή } 1,0$ <p>Κατά τη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου:</p> <p>- για τελευταία σειρά κοχλιών: $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$, για εσωτερικούς κοχλίες: $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$</p> <p>- για πλευρικά ακραίους κοχλίες: k_1 το μικρότερο από $2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7$ ή $2,5$</p> <p>- για εσωτερικούς κοχλίες: k_1 το μικρότερο από $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ ή $2,5$</p>	
Αντοχή σε εφελκυσμό	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>όπου $k_2 = 0,63$ για κοχλία βυθισμένης κεφαλής, αλλιώς $k_2 = 0,9$.</p>	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή σε διάτρηση	$B_{p,Rd} = 0,6 p d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$	Δεν απαιτείται έλεγχος
Ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμός	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	

Πίνακας 5.26: Αντοχή σχεδιασμού μεμονωμένων μέσων σύνδεσης

5.5.1 Ισοδύναμο βραχύ ταυ σε εφελκυσμό

Σε κοχλιωτές συνδέσεις, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένα ισοδύναμο βραχύ ταυ σε εφελκυσμό για την προσομοίωση της αντοχής σχεδιασμού των ακόλουθων βασικών συστατικών μερών:

- πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη
- μετωπική πλάκα σε κάμψη
- γωνιακό πέλματος σε κάμψη
- πλάκα έδρασης σε κάμψη υπό εφελκυσμό

Οι πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας του πέλματος ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ, μπορούν να θεωρηθούν αντίστοιχοι με εκείνους που αναμένεται να εμφανιστούν στο αντίστοιχο βασικό συστατικό μέρος.

	Μπορεί να εμφανιστούν δυνάμεις επαφής, δηλ. $L_b \leq L_b^*$		Χωρίς δυνάμεις επαφής
Μηχανισμός 1	Μέθοδος 1	Μέθοδος 2 (εναλλακτική μέθοδος)	$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{p(1,Rd)}}{m}$
χωρίς ενισχυτικά ελάσματα	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{p(1,Rd)}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{p(1,Rd)}}{2mn - e_w(m+n)}$	
με ενισχυτικά ελάσματα	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{p(1,Rd)} + 2M_{bp,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{p(1,Rd)} + 4nM_{bp,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$	
Μηχανισμός 2	$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{p(2,Rd)} + n\sum F_{t,Rd}}{m+n}$		
Μηχανισμός 3	$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$		

Πίνακας 5.27: Αντοχή σχεδιασμού ενός πέλματος βραχέος ταυ

Μεμονωμένες σειρές κοχλιών, ομάδες κοχλιών και ομάδες σειρών κοχλιών

Παρά το γεγονός ότι σε ένα πραγματικό βραχύ ταυ οι δυνάμεις σε κάθε σειρά κοχλιών είναι γενικά ίσες, όταν χρησιμοποιείται ένα ισοδύναμο βραχύ ταυ για την προσομοίωση ενός από τα βασικά συστατικά μέρη που απαριθμούνται παραπάνω, πρέπει να παρέχεται η δυνατότητα για διαφορετικές δυνάμεις σε κάθε σειρά κοχλιών.

Όταν χρησιμοποιείται ισοδύναμο βραχύ ταυ για την προσομοίωση μίας ομάδας σειρών κοχλιών, μπορεί να είναι απαραίτητος ο διαχωρισμός της ομάδας σε μεμονωμένες σειρές κοχλιών και η χρησιμοποίηση ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ για την προσομοίωση κάθε μίας από αυτές.

Όταν χρησιμοποιείται ισοδύναμο βραχύ του για την προσομοίωση μίας ομάδας σειρών κοχλιών πρέπει να ικανοποιούνται οι εξής προϋποθέσεις:

- α) η δύναμη σε κάθε σειρά κοχλιών δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού που αντιστοιχεί στη συγκεκριμένη σειρά κοχλιών, όταν εξετάζεται ως μεμονωμένη.
- β) η συνολική δύναμη σε κάθε υποομάδα σειρών κοχλιών που αποτελείται από δύο ή περισσότερες διαδοχικές σειρές κοχλιών, δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού της συγκεκριμένης υποομάδας.

Όταν προσδιορίζεται η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό ενός βασικού συστατικού μέρους που προσομοιώνεται με ένα ισοδύναμο πέλμα βραχέος του, πρέπει να υπολογίζονται οι επόμενες παράμετροι:

- α) η μέγιστη αντοχή σχεδιασμού μιας σειράς κοχλιών, λαμβάνοντάς τη υπόψη ως μεμονωμένη.
- β) η συνεισφορά κάθε σειράς κοχλιών στη μέγιστη αντοχή σχεδιασμού δύο ή περισσότερων διαδοχικών σειρών κοχλιών μίας ομάδας κοχλιών, λαμβάνοντας υπόψη μόνο τις συγκεκριμένες σειρές κοχλιών.

5.5.2 Αντοχή σχεδιασμού βασικών συστατικών μερών

5.5.2.1 Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση

Οι μέθοδοι σχεδιασμού που δίνονται ισχύουν με την προϋπόθεση ότι η λυγηρότητα του κορμού του υποστυλώματος ικανοποιεί τον περιορισμό: $d/t_w \leq 69\epsilon$.

Για ένα μονόπλευρο κόμβο ή για έναν αμφίπλευρο στον οποίο τα ύψη των δοκών είναι παραπλήσια, η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση $V_{wp,Rd}$ του μη ενισχυμένου κορμού του υποστυλώματος, που υπόκειται σε διατμητική δύναμη σχεδιασμού $V_{wp,Ed}$ πρέπει να προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

όπου:

A_{vc} είναι η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος

5.5.2.2 Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού ενός μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη πρέπει να προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$F_{C,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad \text{αλλά} \quad F_{C,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}}$$

όπου:

ω είναι ένας μειωτικός συντελεστής, με τον οποίο λαμβάνεται υπόψη η πιθανή αλληλεπίδραση με τη διάτμηση στον κορμό του υποστυλώματος, σύμφωνα με τον πίνακα που ακολουθεί.

$b_{eff,c,wc}$ είναι το ενεργό πλάτος του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη

– για συγκολλητή σύνδεση:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + s)$$

a_c , r_c και a_b

για κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p$$

s_p είναι το μήκος που προκύπτει από προβολή 45° μέσω της μετωπικής πλάκας (τουλάχιστον t_p και μέχρι $2t_p$, με την προϋπόθεση ότι το τμήμα της μετωπικής πλάκας πλησίον του πέλματος είναι επαρκές).

– για κοχλιωτή σύνδεση με γωνιακά πελμάτων:

$$b_{eff,c,wc} = 2t_a + 0,6r_a + 5(t_{fc} + s)$$

– για υποσύλωμα ελατής διατομής I ή H: $s = r_c$

– για υποσύλωμα συγκολλητής διατομής I ή H: $s = \sqrt{2} a_c$

ρ είναι μειωτικός συντελεστής για το λυγισμό του ελάσματος:

– για $\bar{\lambda}_p \leq 0,72$: $\rho = 1,0$

– για $\bar{\lambda}_p > 0,72$: $\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$

$\bar{\lambda}_p$ είναι η λυγηρότητα του ελάσματος:

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}}$$

για υποσύλωμα ελατής διατομής I ή H:

– για υποσύλωμα συγκολλητής διατομής I ή H: $d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + \sqrt{2} a_c)$

k_{wc} είναι μειωτικός συντελεστής

Παράμετρος μετασχηματισμού β	Μειωτικός συντελεστής ω
$0 \leq \beta \leq 0,5$	$\omega = 1$
$0,5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 - \omega_1)$
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$
A_{vc} είναι η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος β είναι η παράμετρος μετασχηματισμού	

Πίνακας 5.28: Μειωτικός συντελεστής ω για την αλληλεπίδραση με διάτμηση

5.5.2.3 Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό

Η αντοχή σχεδιασμού ενός μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό πρέπει να προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

όπου:

ω είναι ένας μειωτικός συντελεστής με τον οποίο λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση με τη διάτμηση στον κορμό του υποστυλώματος

Σε μία κοχλιωτή σύνδεση το ενεργό πλάτος $b_{eff,t,wc}$ του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ που αντιστοιχεί στο πέλμα του υποστυλώματος.

5.5.2.4 Πέλμα υποστυλώματος σε εγκάρσια κάμψη

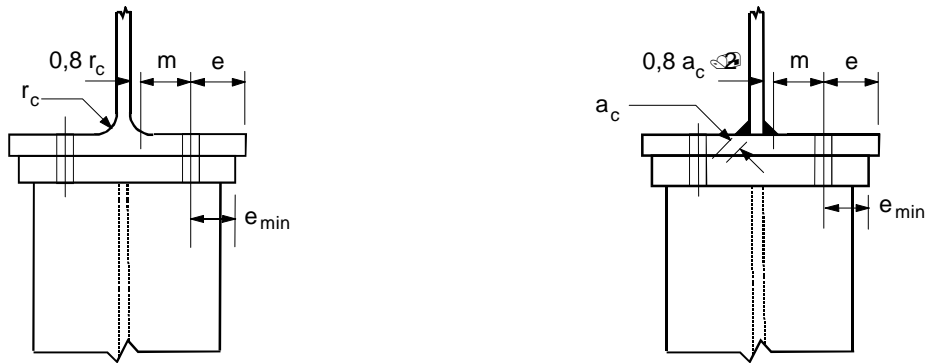
Μη ενισχυμένο πέλμα υποστυλώματος, κοχλιωτή σύνδεση

Η αντοχή σχεδιασμού και ο μηχανισμός αστοχίας ενός μη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος σε εγκάρσια κάμψη, σε συνδυασμό με τους κοχλίες σε εφελκυσμό, πρέπει να προσδιορίζεται με βάση ένα ισοδύναμο βραχύ ταυ και για τις δύο περιπτώσεις:

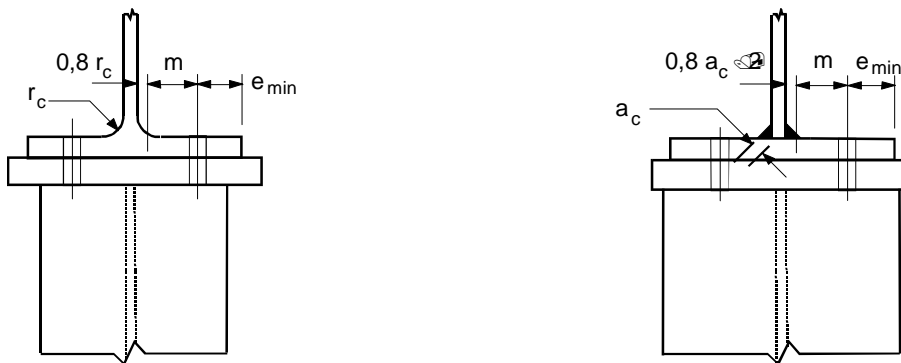
- για κάθε μεμονωμένη σειρά κοχλιών που απαιτείται να παραλάβει εφελκυσμό
- για κάθε ομάδα σειρών κοχλιών που απαιτείται να παραλάβουν εφελκυσμό

Οι διαστάσεις e_{min} και m πρέπει να προσδιορίζονται από το Σχήμα 5.5.

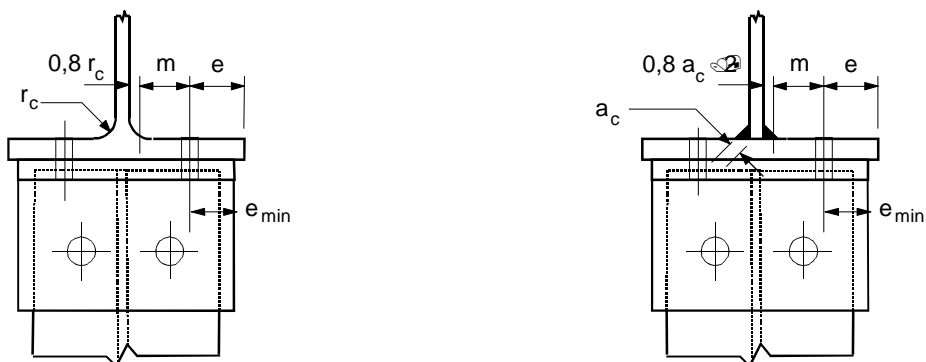
Το ενεργό μήκος του ισοδύναμου βραχέος του πρέπει να προσδιορίζεται για μεμονωμένες σειρές κοχλιών και για ομάδες κοχλιών, από τις τιμές που δίνονται για κάθε σειρά κοχλιών στον Πίνακα 5.29



α) Συγκολλητή μετωπική πλάκα στενότερη από το πέλμα του υποστυλώματος.



β) Συγκολλητή μετωπική πλάκα πλατύτερη από το πέλμα του υποστυλώματος.



γ) Γωνιακά πέλματος.

Ορισμοί των e , e_{min} , r_c και m

Σχήμα 5.5: Ορισμός e_{min}

Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	Κυκλικές μορφές $e_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $e_{eff,nc}$	Κυκλικές μορφές $e_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $e_{eff,nc}$
Εσωτερική σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Ακραία σειρά κοχλιών	Το μικρότερο από: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	Το μικρότερο από: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	Το μικρότερο από: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	Το μικρότερο από: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Μηχανισμός 1:	$e_{eff,1} = e_{eff,nc}$ αλλά $e_{eff,1} \leq e_{eff,cp}$		$\sum e_{eff,1} = \sum e_{eff,nc}$ αλλά $\sum e_{eff,1} \leq \sum e_{eff,cp}$	
Μηχανισμός 2:	$e_{eff,2} = e_{eff,nc}$		$\sum e_{eff,2} = \sum e_{eff,nc}$	

Πίνακας 5.29: Ενεργά μήκη μη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος

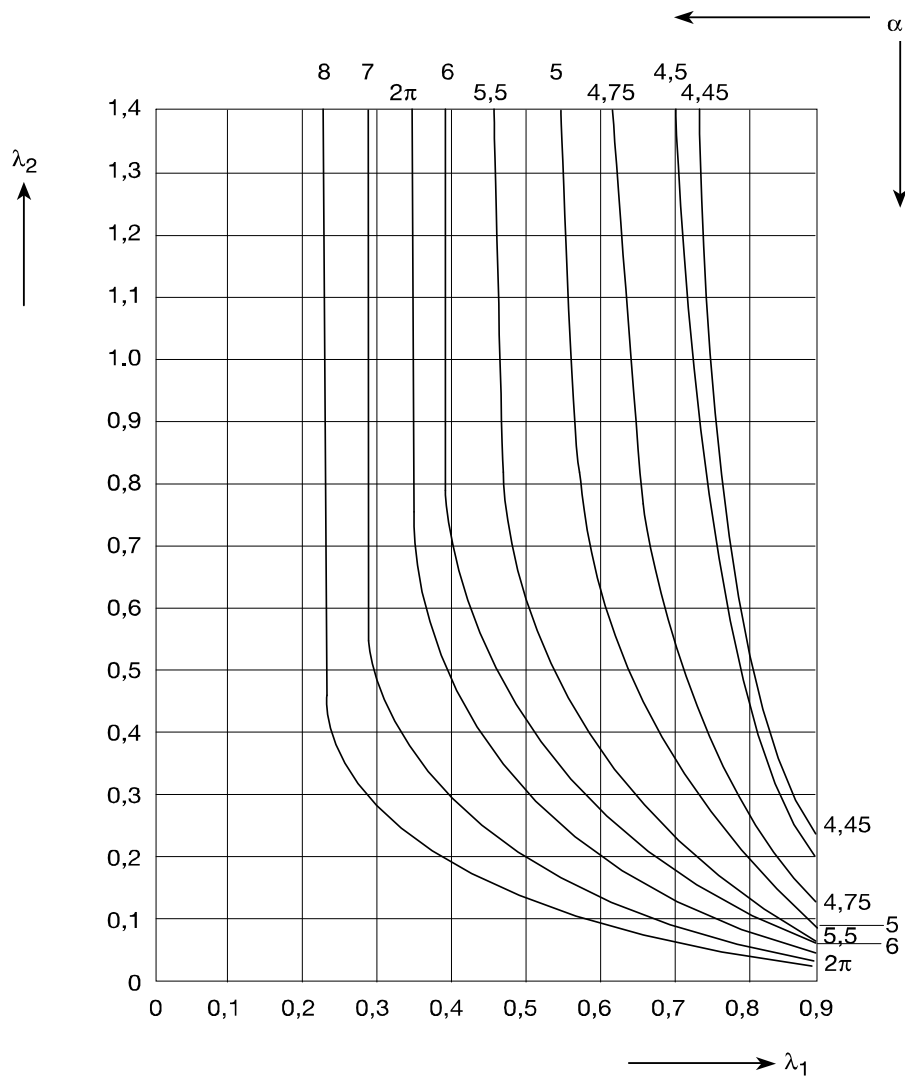
5.5.2.5 Μετωπική πλάκα σε κάμψη

Η αντοχή σχεδιασμού και ο μηχανισμός αστοχίας μετωπικής πλάκας σε κάμψη, σε συνδυασμό με τους κοχλίες σε εφελκυσμό, πρέπει να προσδιορίζεται με βάση ένα ισοδύναμο βραχύ ταυ, και για τις δύο περιπτώσεις:

- για κάθε μεμονωμένη σειρά κοχλιών που απαιτείται να παραλάβει εφελκυσμό
- για κάθε ομάδα σειρών κοχλιών που απαιτείται να παραλάβουν εφελκυσμό

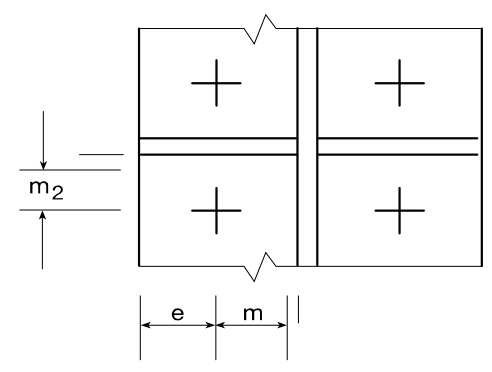
Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	Κυκλικές μορφές $e_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $e_{eff,nc}$	Κυκλικές μορφές $e_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $e_{eff,nc}$
Σειρά κοχλιών εκτός εφελκυσμένου πέλματος δοκού	Το μικρότερο από: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	Το μικρότερο από: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	—	—
Πρώτη σειρά κοχλιών κάτω από το εφελκυσμένο πέγμα της δοκού	$2\pi m$	am	$\pi m + p$	$0,5p + am$ $-(2m + 0,625e)$
Άλλη εσωτερική σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Άλλη ακραία σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$
Μηχανισμός 1:	$e_{eff,1} = e_{eff,nc}$ αλλά $e_{eff,1} \leq e_{eff,cp}$		$\sum e_{eff,1} = \sum e_{eff,nc}$ αλλά $\sum e_{eff,1} \leq \sum e_{eff,cp}$	
Μηχανισμός 2:	$e_{eff,2} = e_{eff,nc}$		$\sum e_{eff,2} = \sum e_{eff,nc}$	

Πίνακας 5.30: Ενεργά μήκη μετωπικής πλάκας



$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m + e}$$



Σχήμα 5.6: Τιμές του α για ενισχυμένα πέλματα υποστυλώματος και μετωπικές πλάκες

5.5.2.6 Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη ενός πέλματος δοκού και της παρακείμενης θλιβόμενης ζώνης του κορμού της, μπορεί να θεωρηθεί ότι εφαρμόζεται στη στάθμη του κέντρου θλίψης. Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη του πέλματος και του κορμού της δοκού δίνεται από την επόμενη σχέση:

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb})$$

όπου:

h είναι το ύψος της συνδεόμενης δοκού.

$M_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της διατομής της δοκού, απομειωμένη αν απαιτείται λόγω αλληλεπίδρασης με τέμνουσα. Για δοκό με ακραία λοξή ενίσχυση, η $M_{c,Rd}$ μπορεί να υπολογιστεί αγνοώντας το ενδιάμεσο πέλμα.

t_{fb} είναι το πάχος πέλματος της συνδεόμενης δοκού.

Αν το ύψος της δοκού μαζί με τη λοξή ενίσχυση υπερβαίνει τα 600 mm η συμμετοχή του κορμού της δοκού στην αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη πρέπει να περιορίζεται στο 20%.

5.5.2.7 Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

Σε μία κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα, η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του κορμού της δοκού πρέπει να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb} / \gamma_{M0}$$

Το ενεργό πλάτος $b_{eff,t,wb}$ του κορμού της δοκού σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ που αντιστοιχεί στη μετωπική πλάκα σε κάμψη.

5.6 Στροφική δυσκαμψία

Η στροφική δυσκαμψία ενός κόμβου πρέπει να προσδιορίζεται από τις ευκαμψίες των βασικών συστατικών μερών του, η κάθε μία από τις οποίες χαρακτηρίζεται από έναν ελαστικό συντελεστή δυσκαμψίας k_i . Σε μία κοχλιωτή σύνδεση με περισσότερες από μία σειρές κοχλιών σε εφελκυσμό, μπορεί να αγνοηθεί απλοποιητικά η συμβολή κάθε σειράς κοχλιών, με την προϋπόθεση ότι αγνοείται και η συμβολή όλων των άλλων σειρών κοχλιών πλησιέστερα στο κέντρο θλίψης. Ο αριθμός των σειρών κοχλιών των οποίων η συμβολή δεν αγνοείται δεν είναι απαραίτητο να συμπίπτει με εκείνον που χρησιμοποιείται στον υπολογισμό της αντοχής σχεδιασμού σε ροπή. Με την προϋπόθεση ότι η αξονική δύναμη N_{Ed} στο συνδεόμενο μέλος δεν υπερβαίνει το 5% της αντοχής σχεδιασμού $N_{pe,Rd}$ της διατομής του, η στροφική δυσκαμψία S_j ενός κόμβου δοκού-υποστυλώματος ή μιας αποκατάστασης συνέχειας δοκού, για στάθμη ροπής $M_{j,Ed}$ μικρότερη από την αντοχή σχεδιασμού σε ροπή $M_{j,Rd}$ του κόμβου, μπορεί να υπολογίζεται με ικανοποιητική ακρίβεια από τη σχέση:

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}}$$

k_i είναι ο συντελεστής δυσκαμψίας του βασικού συστατικού μέρους i

z είναι ο μοχλοβραχίονας

μ είναι ο λόγος δυσκαμψίας $S_{j,ini}/S_j$

Κόμβος δοκού-υποστυλώματος με κοχλιωτές συνδέσεις μετωπικής πλάκας	Αριθμός σειρών κοχλιών σε εφελκυσμό	Συντελεστές δυσκαμψίας k_i που πρέπει να ληφθούν υπόψη
Μονόπλευρος	Μία	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_5; k_{10}$
	Δύο ή περισσότερες	$k_1; k_2; k_{eq}$
Αμφίπλευρος – Ροπές ίσες και αντίρροπες	Μία	$k_2; k_3; k_4; k_5; k_{10}$
	Δύο ή περισσότερες	$k_2; k_{eq}$
Αμφίπλευρος – Ροπές άνισες	Μία	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_5; k_{10}$
	Δύο ή περισσότερες	$k_1; k_2; k_{eq}$
Αποκαταστάσεις δοκού με μετωπικές πλάκες	Αριθμός σειρών κοχλιών σε εφελκυσμό	Συντελεστές δυσκαμψίας k_i που πρέπει να ληφθούν υπόψη
Αμφίπλευρος – Ροπές ίσες και αντίρροπες	Μία	k_5 [αριστερά]; k_5 [δεξιά]; k_{10}
	Δύο ή περισσότερες	k_{eq}
Πλάκες έδρασης	Αριθμός σειρών κοχλιών σε εφελκυσμό	Συντελεστές δυσκαμψίας k_i που πρέπει να ληφθούν υπόψη
Πλάκες έδρασης	Μία	$k_{13}; k_{15}; k_{16}$
	Δύο ή περισσότερες	$k_{13}; k_{15}$ και k_{16} για κάθε σειρά κοχλιών

Πίνακας 5.31: Συντελεστές δυσκαμψίας που πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά την ανάλυση

Συστατικό μέρος	Συντελεστής δυσκαμψίας k_i	
Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση	Μη ενισχυμένος, μονόπλευρος κόμβος, ή αμφίπλευρος κόμβος με παραπλήσια ύψη δοκών	ενισχυμένος
	$k_1 = \frac{0,38A_{VC}}{\beta z}$	$k_1 = \infty$
	z είναι ο μοχλοβραχίονας β είναι η παράμετρος μετασχηματισμού	
Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη	μη ενισχυμένος	ενισχυμένος
	$k_2 = \frac{0,7b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c}$	$k_2 = \infty$
	$b_{eff,c,wc}$ είναι το ενεργό πλάτος	
Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό	ενισχυμένη ή μη κοχλιωτή σύνδεση με μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό ή μη ενισχυμένη συγκολλητή σύνδεση	ενισχυμένη συγκολλητή σύνδεση
	$k_3 = \frac{0,7b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c}$	$k_3 = \infty$
	$b_{eff,t,wc}$ είναι το ενεργό πλάτος του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκυσμό από την 0. Για έναν κόμβο με μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό το $b_{eff,t,wc}$ πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το μικρότερο από τα ενεργά μήκη l_{eff} (μεμονωμένη ή ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών)	
Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη (μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό)	$k_4 = \frac{0,9l_{eff} t_{fc}^3}{m^3}$	
	l_{eff} το μικρότερο από τα ενεργά μήκη (μεμονωμένη ή ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών) m όπως ορίζεται	
Μετωπική πλάκα σε κάμψη (μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό)	$k_5 = \frac{0,9l_{eff} t_p^3}{m^3}$	
	l_{eff} το μικρότερο από τα ενεργά μήκη (μεμονωμένη ή ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών) που δίνονται για τη συγκεκριμένη σειρά κοχλιών m γενικά όπως ορίζεται αλλά για μία σειρά κοχλιών στο προεξέχον τμήμα της μετωπικής πλάκας είναι $m = m_x$	
Γωνιακό πέλματος σε κάμψη	$k_6 = \frac{0,9l_{eff} t_a^3}{m^3}$	
	l_{eff} το ενεργό μήκος του γωνιακού πέλματος	
Συστατικό μέρος	Συντελεστής δυσκαμψίας k_i	

Κοχλίες σε εφελκυσμό (μία σειρά κοχλιών)	$k_{10} = 1,6A_s / L_b$ προεντεταμένοι ή μη L_b το παραμορφώσιμο μήκος του κοχλία, το οποίο λαμβάνεται ίσο με το μήκος συγκράτησης (συνολικό πάχος μετάλλου και δακτυλίων), συν το μισό του αθροίσματος του πάχους της κεφαλής κοχλία και του πάχους περικοχλίου	
Κοχλίες σε διάτμηση	μη προεντεταμένοι	προεντεταμένοι *)
	$k_{11} \text{ (ή } k_{17}) = \frac{16n_b d^2 f_{ub}}{Ed_{M16}}$	$k_{11} = \infty$
	d_{M16} η ονομαστική διάμετρος ενός κοχλία M16 n_b ο αριθμός των σειρών κοχλιών σε διάτμηση	
Κοχλίες σε σύνθλιψη (για κάθε συστατικό μέρος j στο οποίο οι κοχλίες συνθλιβονται)	μη προεντεταμένοι	προεντεταμένοι *)
	$k_{12} \text{ (ή } k_{18}) = \frac{24n_b k_b k_t d f_u}{E}$	$k_{12} = \infty$
	$k_b = k_{b1}$ αλλά $k_b \leq k_{b2}$ $k_{b1} = 0,25 e_b / d + 0,5$ αλλά $k_{b1} \leq 1,25$ $k_{b2} = 0,25 \rho_b / d + 0,375$ αλλά $k_{b2} \leq 1,25$ $k_t = 1,5 t_j / d_{M16}$ αλλά $k_t \leq 2,5$	e_b η απόσταση από τη σειρά κοχλιών μέχρι το ελεύθερο άκρο του ελάσματος στη διεύθυνση μεταφοράς της δύναμης f_u η μέγιστη τάση του χάλυβα του μέρους επί του οποίου συνθλιβεται ο κοχλίας ρ_b το βήμα των σειρών κοχλιών στη διεύθυνση μεταφοράς της δύναμης t_j το πάχος του συστατικού μέρους
Σκυρόδεμα σε θλίψη (μαζί με την τσιμεντοκονία)	$k_{13} = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} l_{eff}}}{1,275 E}$ b_{eff} το ενεργό πλάτος του βραχέος του l_{eff} το ενεργό μήκος του βραχέος του	
Πλάκα σε κάμψη υπό θλίψη	$k_{14} = \infty$ Αυτός ο συντελεστής λαμβάνεται ήδη υπόψη στον υπολογισμό του συντελεστή δυσκαμψίας k_{13}	
Πλάκα έδρασης σε κάμψη υπό εφελκυσμό (μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό)	με δυνάμεις επαφής **)	χωρίς δυνάμεις επαφής **)
	$k_{15} = \frac{0,85 \ell_{eff} t_p^3}{m^3}$	$k_{15} = \frac{0,425 \ell_{eff} t_p^3}{m^3}$
	ℓ_{eff} το ενεργό μήκος του βραχέος του t_p το πάχος της πλάκας έδρασης m η απόσταση σύμφωνα με το	
Αγκύρια σε εφελκυσμό	με δυνάμεις επαφής **)	χωρίς δυνάμεις επαφής **)
	$k_{16} = 1,6A_s / L_b$	$k_{16} = 2,0A_s / L_b$
	L_b το παραμορφώσιμο μήκος του αγκυρίου, το οποίο λαμβάνεται ίσο με το άθροισμα 8 φορές της ονομαστικής διαμέτρου του αγκυρίου, της τσιμεντοκονίας, του πάχους της πλάκας, του πάχους του δακτυλίου και του μισού πάχους του περικοχλίου	

Πίνακας 5.32: Συντελεστές δυσκαμψίας βασικών συστατικών μερών

Συνδέσεις με μετωπική πλάκα με δύο ή περισσότερες σειρές κοχλιών σε εφελκυσμό

Για συνδέσεις με μετωπική πλάκα με δύο ή περισσότερες σειρές κοχλιών σε εφελκυσμό, τα βασικά συστατικά μέρη που σχετίζονται με αυτές τις σειρές κοχλιών πρέπει να αντιπροσωπεύονται με έναν ισοδύναμο συντελεστή δυσκαμψίας k_{eq} , ο οποίος προκύπτει από τη σχέση:

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}}$$

h_r είναι η απόσταση μεταξύ της σειράς κοχλιών r και του κέντρου θλίψης

$k_{eff,r}$ είναι ο ενεργός συντελεστής δυσκαμψίας της σειράς κοχλιών r λαμβάνοντας υπόψη τους συντελεστές δυσκαμψίας k_i των βασικών συστατικών μερών

z_{eq} είναι ο ισοδύναμος μοχλοβραχίονας

Ο ενεργός συντελεστής δυσκαμψίας $k_{eff,r}$ για τη σειρά κοχλιών r πρέπει να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}}$$

$k_{i,r}$ είναι ο συντελεστής δυσκαμψίας που εκφράζει το συστατικό μέρος i στη σειρά κοχλιών r .

Ο ισοδύναμος μοχλοβραχίονας z_{eq} πρέπει να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r}$$

Στην περίπτωση κόμβου δοκού-υποστυλώματος με σύνδεση με μετωπική πλάκα, ο k_{eq} πρέπει να βασίζεται (και να αντικαθιστά) τους εξής συντελεστές δυσκαμψίας k_i :

- κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό (k_3)
- πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη (k_4)
- μετωπική πλάκα σε κάμψη (k_5)
- κοχλίες σε εφελκυσμό (k_{10})

Στην περίπτωση αποκατάστασης συνέχειας δοκού με κοχλιωτές μετωπικές πλάκες, ο k_{eq} πρέπει να βασίζεται (και να αντικαθιστά) τους εξής συντελεστές δυσκαμψίας k_i :

- μετωπική πλάκα σε κάμψη (k_5)
- κοχλίες σε εφελκυσμό (k_{10})

5.7 Έλεγχος χαλύβδινων δομικών στοιχείων

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζεται η ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός χαρακτηριστικού στοιχείου από κάθε ομάδα στοιχείων δομικού χάλυβα και εξετάζεται μια χαρακτηριστική σύνδεση δοκού υποστυλώματος. Όλοι οι έλεγχοι προγραμματίστηκαν στο Excel και παρατίθενται υπό μορφή πινάκων.

Έλεγχος υποστυλώματος

στοιχεία υποστυλώματος	
διατομή υποστυλώματος	HEB200
L _{col}	320
h (cm) (outside height)	20
b (top flange width)	20
t _w (web thickness)	0.9
t _f (top flange thickness)	1.5
r	1.8
d	13.4
h _i	17
A (cm ²) (cross section axial area or area)	78.1
M (kg/m)	61.3
I _y (cm ⁴) (moment of inertia)	5697
I _z (cm ⁴) (moment of inertia)	2003
W _y (cm ³) (section modulus)	569.7
W _z (cm ³) (section modulus)	200.3
W _{PLY} (cm ³) (plastic modulus)	642.6
W _{PLZ} (cm ³) (plastic modulus)	305.8
i _y (radius of Gyration)	8.54
i _z (radius of Gyration)	5.07
I _t (cm ⁴)	59.7
I _w (cm ⁶)	171413
S _y	321.3
s _y	17.7
A _{VZ}	24.84
A _{VY}	60
υπόθεση καθαρής θλίψης	yes
c	7.75
$N_{pl,rd} = A_x \cdot f_y / \gamma_{M0}$ (KN)	1835.35
$V_{pl,rd,z} = A_{v,z} \cdot f_y / (3^{0.5} \cdot \gamma_{M0})$ (KN)	337.0224461
$V_{pl,rd,y} = A_{v,y} \cdot f_y / (3^{0.5} \cdot \gamma_{M0})$ (KN)	814.0638796

$M_{pl,rd,z} = W_{pl,z} * f_y / \gamma_{M0}$ (KNcm)	7186.3
$M_{el,rd,z} = W_{el,z} * f_y / \gamma_{M0}$ (KNcm)	4707.05
$M_{pl,rd,y} = W_{pl,y} * f_y / \gamma_{M0}$ (KNcm)	15101.1
$M_{el,rd,y} = W_{el,y} * f_y / \gamma_{M0}$ (KNcm)	13387.95

Πίνακας 5.33: Στοιχεία διατομής υποστυλώματος

κατάταξη διατομής	
HEB200	
$\epsilon = (235/f_y)^{0.5}$	1
κατάταξη κορμού	
d/t_w	14.89
$d/t_w < 33\epsilon$	yes
κατάταξη πέλματος	
c/t_f	5.17
$c/t_f < 9\epsilon$	yes
κατηγορία διατομής 1 ($d/t_w < 33\epsilon$ AND $c/t_f < 9\epsilon$)	TRUE

Πίνακας 5.34: Κατάταξη διατομής

έλεγχος διατομής σε θλίψη χωρίς λυγισμό	
$N_{pl,rd} = A_x * f_y / \gamma_{M0}$ (KN)	1835.35
P	P/N_{pl,rd}
KN	unitless
81.183	0.044

Πίνακας 5.35: έλεγχος σε θλίψη

έλεγχος διατομής σε διάτμηση	
$V_{pl,rd,z} = A_{v,z} * f_y / (3^{0.5} * \gamma_{M0})$ (KN)	337.02
$V_{pl,rd,y} = A_{v,y} * f_y / (3^{0.5} * \gamma_{M0})$ (KN)	814.06
V₂	V₂/V_{pl,rd,z}
KN	unitless
11.085	0.033
V₃	V₃/V_{pl,rd,y}
KN	unitless
6.302	0.008

Πίνακας 5.36: Έλεγχος σε διάτμηση

έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση	
$M_{pl,rd,z} = W_{pl,z} * f_y / \gamma_{M0}$ (KNcm)	7186.3
$M_{el,rd,z} = W_{el,z} * f_y / \gamma_{M0}$ (KNcm)	4707.05
$M_{pl,rd,y} = W_{pl,y} * f_y / \gamma_{M0}$ (KNcm)	15101.1
$M_{el,rd,y} = W_{el,y} * f_y / \gamma_{M0}$ (KNcm)	13387.95

V_2	$V_2/(0,5V_{pl,rd,z})$
KN	unitless
11.085	0.066
V_3	$V_3/(0,5V_{pl,rd,y})$
KN	unitless
6.302	0.015
απομείωση ροπής αντοχής $M_{pl,rd,z}$	δε χρειάζεται απομείωση λόγω διάτμησης
απομείωση ροπής αντοχής $M_{pl,rd,y}$	δε χρειάζεται απομείωση λόγω διάτμησης

Πίνακας 5.37: Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση

έλεγχος διατομής σε κάμψη και αξονική	
$0,25N_{pl,rd}$	458.84
$0,5t_w h_w f_y / \gamma_{M0}$	211.5
έλεγχος για απομείωση ροπής αντοχής	δε χρειάζεται απομείωση λόγω αξονικής δύναμης
$P/0,25N_{pl,rd}$ AND $P/0,5*t_w*h_w*f_y/\gamma_{M0}$	TRUE
$P/0,25N_{pl,rd}$	$P/0,5*t_w*h_w*f_y/\gamma_{M0}$
unitless	unitless
0.177	0.384
M_2	$M_{edz}/M_{pl,rd,z}$
KNcm	unitless
1188.68	0.165
M_3	$M_{edy}/M_{pl,rd,y}$
KNcm	unitless
1593.22	0.106
α	$\beta=5n, \beta \geq 1$
unitless	unitless
2	1.0
$(M_{edy}/M_{pl,rd,y})^\alpha + (M_{edz}/M_{pl,rd,z})^\beta$	$(M_{edy}/M_{pl,rd,y})^\alpha + (M_{edz}/M_{pl,rd,z})^\beta \leq 1$
0.177	ok

Πίνακας 5.38: έλεγχος σε κάμψη και αξονική

έλεγχος σε καμπτικό λυγισμό	
καμπύλη λυγισμού περί τον γγ	b
συντελεστής ατελειών α	0.34
$\phi_y = 0,5 * [1 + \alpha(\lambda'_y - 0,20) + \lambda'^2_y]$	0.61
$x_y = 1 / [\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda'^2_y)^{0,5}]$	0.93
$N_{b,rd,yy} = x_y * A_x * f_y / \gamma_{M0}$	1700.36
καμπύλη λυγισμού περί τον zz	c
συντελεστής ατελειών α	0.49
$\phi_z = 0,5 * [1 + \alpha(\lambda'_z - 0,20) + \lambda'^2_z]$	0.89
$x_z = 1 / [\phi_z + (\phi_z^2 - \lambda'^2_z)^{0,5}]$	0.71

$N_{b,rd,zz} = x_z * A_x * f_y / \gamma_{M0}$	1306.08
$(P/N_{b,rd,yy} * \gamma_{M1})$	$(P/N_{b,rd,zz} * \gamma_{M1})$
0.048	0.062

Πίνακας 5.39: Έλεγχος σε καμπτικό λυγισμό

ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού	
$\psi_y \in (-1,1)$	-0.91
$\psi_z \in (-1,1)$	-0.94
$C_1 \pi^2 E I_z / (K L_T)^2$	11034.86
$(K/K_W)^2 * I_W / I_z$	85.58
$(K L_T)^2 * G I_T / (\pi^2 * E I_z)$	119.06
$M_{critical} = C_1 \pi^2 E I_z / (K L_T)^2 * \{ [(K/K_W)^2 * I_W / I_z + (K L_T)^2 * G I_T / \pi^2 * E I_z]^{0.5} \}$ (KNcm)	157855.11
$\lambda_{LT} = (W_{pl,y} * f_y / M_{critical})^{0.5}, \lambda_{LT} > 0,2$	0.31
$\phi_{LT} = 0.5 * (1 + a(\lambda_{LT} - 0.20) + \lambda_{LT}^2)$	0.56
$\chi = 1 / (\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5})$	0.98

Πίνακας 5.40: ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού

συντελεστές αλληλεπίδρασης	
1η μέθοδος υπολογισμού	
ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού	
$N_{cr,y} = \pi^2 E I_y / L_{cr,y}^2$ (KN)	11519.27
$N_{cr,z} = \pi^2 E I_z / L_{cr,z}^2$ (KN)	3519.56
πολική ροπή αδράνειας ως προς το κέντρο διάτμησης	
$i_M^2 = i_y^2 + i_z^2$ (cm ²)	98.64
ελαστικό κρίσιμο φορτίο στρεπτικού λυγισμού	
$N_{cr,T} = 1 / i_M^2 * (G I_T + \pi^2 E I_w / L_T^2)$ (KN)	8402.44
ψ	1.00
κ	1.00
C_1	1.00
$M_{cr,L}$ (KNcm)	57936.38
$\lambda_0 = (W_{pl,y} f_y / M_{cr,LT})^{0.5}$	0.51
$0,2 * C_1^{0.5} * ((1 - N_{ed} / N_{cr,z}) * (1 - N_{ed} / N_{cr,T}))^{0.25}$	0.32
$C_{my,0} = 0,79 + 0,21 \psi_y + 0,36(\psi_y - 0,33)(N_{ed} / N_{cr,y})$	0.60
$C_{mz,0} = 0,79 + 0,21 \psi_z + 0,36(\psi_z - 0,33)(N_{ed} / N_{cr,z})$	0.58
$\epsilon_y = (M_{y,ed} A) / (N_{ed} W_{el,y})$	2.69
$a_{LT} = 1 - I_T / I_y \geq 0$	0.99
$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \epsilon_y^{0.5} a_{LT} / (1 + \epsilon_y^{0.5} a_{LT})$	0.85
$C_{mz} = C_{mz,0}$	0.58
$C_{mLT} = C_{my}^2 a_{LT} / [(1 - N_{ed} / N_{cr,z}) * (1 - N_{ed} / N_{cr,T})]^{0.5}$	0.72

$n_{pl} = N_{ed} \gamma_{M1} / N_{RK}$	0.04
$w_y = W_{pl,y} / W_{el,y} \leq 1.5$	1.13
$w_z = W_{pl,z} / W_{el,z} \leq 1.5$	1.53
w_z	1.50
$b_{LT} = 0.5 a_{LT} \lambda_0^2 M_{yed} M_{zed} / (\chi_{LT} M_{pl,y,Rd} M_{pl,z,Rd})$	0.00
$d_{LT} = 2 a_{LT} \lambda_0 M_{yed} M_{zed} / [(0.1 + \lambda'_z)^4 (C_{my} \chi_{LT} C_{mz} M_{pl,y,Rd} M_{pl,z,Rd})]$	0.00
$c_{LT} = 10 a_{LT} \lambda_0^2 M_{yed} / ((5 + \lambda'_z)^4 (C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}))$	0.00
$e_{LT} = 1.7 a_{LT} \lambda_0 M_{yed} / [(0.1 + \lambda'_z)^4 (C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd})]$	0.00
$\lambda_{max} = \max(\lambda'_y, \lambda'_z)$	0.72
$\mu_y = (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) / (1 - \chi_y N_{ed} / N_{cr,y})$	1.00
$\mu_z = (1 - N_{ed} / N_{cr,z}) / (1 - \chi_z N_{ed} / N_{cr,z})$	0.99
$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) ((2 - (1.6/w_y) C_{my}^2 \lambda_{max}^2 - (1.6/w_y) C_{my}^2 \lambda_{max}^2) n_{pl} - b_{LT}) \geq W_{el,y} / W_{pl,y}$	1.00
$W_{el,y} / W_{pl,y}$	0.89
$C_{yz} = 1 + (w_z - 1) ((2 - 14 C_{mz}^2 \lambda_{max}^2 / w_z^5) n_{pl} - c_{LT}) \geq 0.6 (w_z / w_y)^{0.5} W_{el,z} / W_{pl,z}$	1.04
$0.6 (w_z / w_y)^{0.5} W_{el,z} / W_{pl,z}$	0.46
$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) ((2 - 14 C_{my}^2 \lambda_{max}^2 / w_y^5) n_{pl} - d_{LT}) \geq 0.6 (w_y / w_z)^{0.5} W_{el,y} / W_{pl,y}$	1.00
$0.6 (w_y / w_z)^{0.5} W_{el,y} / W_{pl,y}$	0.46
$C_{zz} = 1 + (w_z - 1) ((2 - (1.6/w_z) C_{mz}^2 \lambda_{max}^2 - (1.6/w_z) C_{mz}^2 \lambda_{max}^2) n_{pl} - e_{LT}) \geq W_{el,z} / W_{pl,z}$	1.03
$W_{el,z} / W_{pl,z}$	0.66
$k_{yy} = C_{my} C_{mLT} \mu_y / ((1 - N_{ed} / N_{cr,y}) * C_{yy})$	0.61
$k_{zy} = C_{my} C_{mLT} \mu_z 0.6 (w_y / w_z)^{0.5} / ((1 - N_{ed} / N_{cr,y}) * C_{zy})$	0.22
$k_{zz} = C_{mz} \mu_z / ((1 - N_{ed} / N_{cr,z}) C_{zz})$	0.57
$k_{yz} = C_{mz} \mu_y 0.6 (w_z / w_y)^{0.5} / ((1 - N_{ed} / N_{cr,z}) C_{yz})$	0.40
συντελεστές αλληλεπίδρασης	
2η μέθοδος υπολογισμού	
$\Delta M_{yed}, \Delta M_{zed}$	0
C_{my} (λυγισμός από μετάθεση)	0.9
C_{mz} (λυγισμός από μετάθεση)	0.9
$K_{yy} = C_{my} (1 + (\lambda'_y - 0,2) * (N_{ed} \gamma_{M1} / X_y * N_{RK}))$	0.91
$K_{zz} = C_{mz} (1 + (2\lambda'_z - 0,6) * (N_{ed} \gamma_{M1} / X_z * N_{RK}))$	0.95
$K_{yz} = 0,6 K_{zz}$	0.57
$K_{zy} = 0,6 K_{yy}$	0.55
έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό 1η μέθοδος	
$(P * \gamma_{M1} / X_y N_{RK}) + (k_{yy} * M_{y,ed} * \gamma_{M1}) / (X_{LT} * M_{y,RK}) + (k_{yz} * M_{z,ed} * \gamma_{M1} / M_{z,RK})$	$(P * \gamma_{M1} / X_z N_{RK}) + (k_{zy} * M_{y,ed} * \gamma_{M1}) / (X_{LT} * M_{y,RK}) + (k_{zz} * M_{z,ed} * \gamma_{M1} / M_{z,RK})$
0.18	0.21

έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό 2η μέθοδος	
$(P \cdot \gamma_{M1} / X_{Y} N_{RK}) + (k_{yy} \cdot M_{y,ed} \cdot \gamma_{M1}) / (X_{LT} \cdot M_{y,RK}) + (k_{yz} \cdot M_{z,ed} \cdot \gamma_{M1} / M_{z,RK})$	$(P \cdot \gamma_{M1} / X_{Z} N_{RK}) + (k_{zy} \cdot M_{y,ed} \cdot \gamma_{M1}) / (X_{LT} \cdot M_{y,RK}) + (k_{zz} \cdot M_{z,ed} \cdot \gamma_{M1} / M_{z,RK})$
0.24	0.28

Πίνακας 5.41: έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό με τη μέθοδο 1 και 2

Έλεγχος δοκού

στοιχεία δοκού	
διατομή δοκού	IPE 300
Lbeam (cm)	450
h (cm) (outside height)	30
b (top flange width)	15
t _w (web thickness)	0.71
t _f (top flange thickness)	1.07
r	1.5
d	24.86
h _i	27.86
A (cm ²) (cross section axial area or area)	53.8
M (kg/m)	42.2
I _y (cm ⁴) (moment of inertia)	8357
I _z (cm ⁴) (moment of inertia)	604
W _y (cm ³) (section modulus)	557.1
W _z (cm ³) (section modulus)	80.5
W _{PLY} (cm ³) (plastic modulus)	628.4
W _{PLZ} (cm ³) (plastic modulus)	125.2
i _y (radius of Gyration)	12.46
i _z (radius of Gyration)	3.35
I _t (cm ⁴)	19.9
I _w (cm ⁶)	126332
S _y	314.2
s _y	26.6
A _{vz}	25.69
A _{vy}	32.1
c _w	24.86
c _f	5.645
N _{pl,rd} = A _x * f _y / γ _{M0} (KN)	1264.3
V _{pl,rd,z} = A _{v,z} * f _y / (3 ^{0.5} * γ _{M0}) (KN)	348.55
V _{pl,rd,y} = A _{v,y} * f _y / (3 ^{0.5} * γ _{M0}) (KN)	435.52

$M_{pl,rd,z} = W_{pl,z} * f_y / \gamma_{M0}$ (KNcm)	2942.2
$M_{el,rd,z} = W_{el,z} * f_y / \gamma_{M0}$ (KNcm)	1891.75
$M_{pl,rd,y} = W_{pl,y} * f_y / \gamma_{M0}$ (KNcm)	14767.4
$M_{el,rd,y} = W_{el,y} * f_y / \gamma_{M0}$ (KNcm)	13091.85

Πίνακας 5.42:Στοιχεία διατομής δοκού

κατάταξη διατομής		
$\epsilon = (235/f_y)^{0,5}$	1	
κατάταξη κορμού		
$c_w/t_w < 72\epsilon$	35.01	yes
κατάταξη πέλματος		
$c_i/t_f < 9\epsilon$	5.28	yes
κατηγορία διατομής 1	TRUE	

Πίνακας 5.43:Κατάταξη διατομής

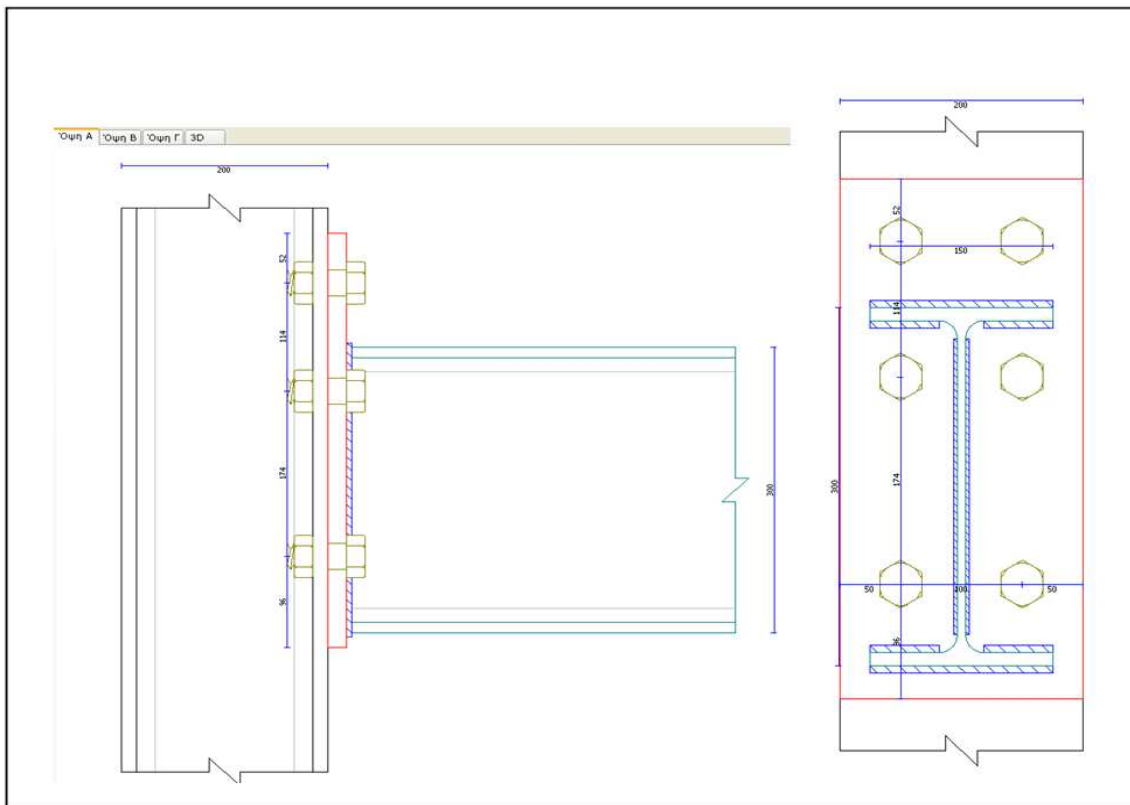
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	
έλεγχος σε διάτμηση	
$V_{ed,z}$	9.27
$V_{pl,rd,z}$ (KN)	348.56
$V_{edz}/V_{pl,rd,z}$	0.03
$V_{edz}/V_{pl,rd,z} < 1$	yes
έλεγχος σε κάμψη	
$M_{ed,y}$	14.73
$M_{pl,rd,y} = W_{pl,y} * f_y / \gamma_{M0}$ (KNcm)	14767.40
$M_{ed,y}/M_{pl,rd,y}$	0.10
$M_{ed,y}/M_{pl,rd,y} < 1$	yes

Πίνακας 5.44:έλεγχος στην Ο.Κ.Α

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ (ΟΚΛ G+Q)				
Beam	Length (m)	Deflection (cm)	L/25	$\delta_{tot} < L/25$
IPE 300	450	0.15	18	yes

Πίνακας 5.45:έλεγχος στην Ο.Κ.Λ

Έλεγχος σύνδεσης



Σχήμα 5.7: Σύνδεση ροτής δοκού υποστυλώματος (όψη και τομή)

ΕΠΙΛΥΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ: C:\Program Files\H Software\Συνδέσεις\Connection1

ΑΝΤΟΧΗ/ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΑΝΑ ΦΟΡΤΙΣΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 11 ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 11 ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 11

$M_{j,Rd} = -89,4 \text{ kNm}$ $m_j = 0,07$
 $V_{j,Rd} = 856,5 \text{ kN}$ $v_j = 0,00$

Ανάλυση Τρέχουσας Διερεύνησης

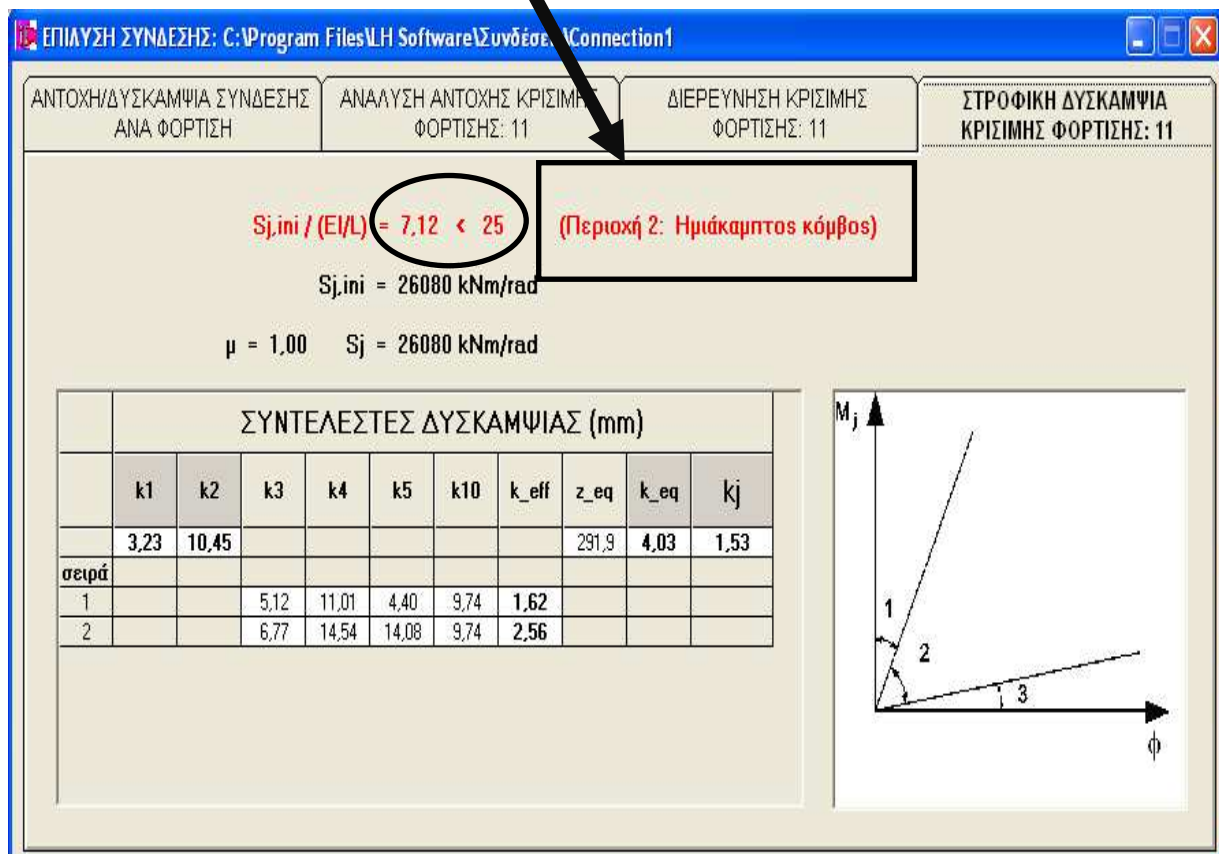
ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ (kN)

σειρά	ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ										ΔΙΑΤΜΗΣΗ						
	2Bt,Rd	Ft_lim, .v.wp	Ft_lim, .c.wc	Ft_lim, .c.fb	Ft_lim, .t.fc	Ft_lim, .t.wc	Ft_lim, .t.ep	Ft_lim, .t.wb	Ft_lim, 1.9Bt,Rd	Fti,Rd	a	2Fv,Rd	2Fb,Rd	Fvi,Rd			
1	406,7	303,2	346,1	510,5	247,3	M1,j	263,7	i	154,7	M1,j		154,7	100%	347,1	414,7	252,8	
2	406,7	148,5	191,4	355,7	275,4	M1,g1	215,1	g1	324,7	M2,j	433,0	i	148,5	67%	347,1	518,4	256,6
3	406,7	0,0	42,9	207,3	296,5	M2,j	142,0	g1	314,5	M2,j	391,6	i	0,0	18%	347,1	518,4	347,1

σε μορφή ποσοστών (%) Μέγιστης Αντοχής σειράς κοχλιών

Μέγιστη Εφελκυστική Αντοχή σειράς κοχλιών: $2 \cdot Bt,Rd = 2 \cdot 203,3 \text{ kN} = 406,7 \text{ kN}$
 Μέγιστη Διατμητική Αντοχή σειράς κοχλιών: $2 \cdot Fv,Rd = 2 \cdot 173,6 \text{ kN} = 347,1 \text{ kN}$

Σχήμα 5.8: Επαλήθευση των αποτελεσμάτων της επίλυσης στο πρόγραμμα συνδέσεων του Fespa



Σχήμα 5.9: Επαλήθευση των αποτελεσμάτων της επίλυσης στο πρόγραμμα συνδέσεων του Fespa

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	
ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	
$d/t_w > 69\epsilon$	yes
$V_{wp,rd} = 0,9A_{vc}f_{y,wc} / (3^{0,5}\gamma_{M0})$ (KN)	TRUE
$V_{wp,rd}$ (KN)	303.20
ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΘΛΙΨΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	
$F_{c,wc,rd} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc} / \gamma_{M0}$ (KN)	351.51
$\rho F_{c,wc,rd} * \gamma_{M0} / \gamma_{M1}$	388.48
$F_{c,wc,rd} < \rho F_{c,wc,rd} * \gamma_{M0} / \gamma_{M1}$ (KN)	ναι
$F_{c,wc,rd}$	351.51
ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΕΓΚΑΡΣΙΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$F_{t,wc,rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc} / \gamma_{M0}$	
1η σειρά κοχλιών	
$b_{eff,t,wc} = l_{eff,nc}$	14.55
$F_{t,wc,rd}$	223.58
2η σειρά κοχλιών	
$b_{eff,t,wc} = l_{eff,cp}$	19.53
$F_{t,wc,rd}$	300.22
3η σειρά κοχλιών	

$b_{eff,t,wc} = l_{eff,nc1} \text{ σειράς} + l_{eff,nc2} \text{ σειράς}$	25.30
$F_{t,wc,rd}$	388.91
$F_{t,wc,rd}$	223.58

ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ (ΕΛΕΓΧΟΣ ΒΡΑΧΕΟΣ Τ)	
ΑΝΩ ΠΡΩΤΗ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ	
μηχανισμός 1	
$l_{eff,1}$	14.55
$M_{pl1,rd} = 0,25 * \Sigma l_{eff,1} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0}$ (KNcm)	192.27
$F_{T,1,rd} = 4 * M_{pl1,rd} / m$ (KN)	247.29
μηχανισμός 2	
$l_{eff,2}$	14.55
$M_{pl2,rd} = 0,25 * (\Sigma l_{eff,2} * t_f^2 * f_y) / \gamma_{M0}$ (KNcm)	192.27
$F_{t,rd} = k_2 * A_s * f_{ub} / \gamma_{M2}$	203.33
$F_{T,2,rd} = (2 * M_{pl2,rd} + n * \Sigma F_{t,rd}) / (m+n)$ (KN)	280.87
μηχανισμός 3	
$F_{T,3,rd} = \Sigma F_{t,rd}$	406.66
$F_{t,rd} = \min(F_{T,1,rd}, F_{T,2,rd}, F_{T,3,rd})$ (KN)	247.29
ΔΕΥΤΕΡΗ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ	
μηχανισμός 1	
$l_{eff,1}$	18.69
$M_{pl1,rd} = 0,25 * \Sigma l_{eff,1} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0}$ (KNcm)	247.06
$F_{T,1,rd} = 4 * M_{pl1,rd} / m$ (KN)	317.76
μηχανισμός 2	
$l_{eff,2}$	18.69
$M_{pl2,rd} = 0,25 * (\Sigma l_{eff,2} * t_f^2 * f_y) / \gamma_{M0}$ (KNcm)	247.06
$F_{t,rd} = k_2 * A_s * f_{ub} / \gamma_{M2}$	203.33
$F_{T,2,rd} = (2 * M_{pl2,rd} + n * \Sigma F_{t,rd}) / (m+n)$ (KN)	296.53
μηχανισμός 3	
$F_{T,3,rd} = \Sigma F_{t,rd}$	406.66
$F_{t,rd} = \min(F_{T,1,rd}, F_{T,2,rd}, F_{T,3,rd})$ (KN)	296.53
ΠΡΩΤΗ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΗ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ	
μηχανισμός 1	
$\Sigma l_{eff,1} = \min(\Sigma l_{eff,nc}; \Sigma l_{eff,cp})$	25.30
$M_{pl1,rd} = 0,25 * \Sigma l_{eff,1} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0}$ (KNcm)	334.43
$F_{T,1,rd} = 4 * M_{pl1,rd} / m$ (KN)	430.14

μηχανισμός 2	
$l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$	25.30
$M_{pl,2,rd} = 0,25 * (\Sigma l_{eff,2} * t_f^2 * f_y) / \gamma_{M0}$ (KNcm)	334.43
$F_{t,rd} = k_2 * A_s * f_{ub} / \gamma_{M2}$	203.33
$F_{T,2,rd} = (2 * M_{pl,2,rd} + n * \Sigma F_{t,rd}) / (m+n)$ (KN)	547.43
μηχανισμός 3	
$F_{T,3,rd} = \Sigma F_{t,rd}$	813.31
$F_{t,rd} = \min(F_{T,1,rd}, F_{T,2,rd}, F_{T,3,rd})$ (KN)	430.14

ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ	
ΚΑΜΨΗ	
ΑΝΩ ΠΡΩΤΗ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΑΚΡΑΙΑ	
μηχανισμός 1	
$l_{eff,1}$	10.00
$M_{pl1,rd} = 0,25 * \Sigma l_{eff,1} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0}$ (KNcm)	190.35
$F_{T,1,rd} = 4 * M_{pl,1,rd} / m_x$ (KN)	176.20
μηχανισμός 2	
$l_{eff,2}$	10.00
$M_{pl,2,rd} = 0,25 * (\Sigma l_{eff,2} * t_f^2 * f_y) / \gamma_{M0}$ (KNcm)	190.35
$F_{t,rd} = k_2 * A_s * f_{ub} / \gamma_{M2}$	203.33
$F_{T,2,rd} = (2 * M_{pl,2,rd} + n * \Sigma F_{t,rd}) / (m+n)$ (KN)	262.08
μηχανισμός 3	
$F_{T,3,rd} = \Sigma F_{t,rd}$	406.66
$F_{t,rd} = \min(F_{T,1,rd}, F_{T,2,rd}, F_{T,3,rd})$ (KN)	176.20
ΔΕΥΤΕΡΗ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ	
μηχανισμός 1	
$l_{eff,1}$	27.04
$M_{pl1,rd} = 0,25 * \Sigma l_{eff,1} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0}$ (KNcm)	514.69
$F_{T,1,rd} = 4 * M_{pl,1,rd} / m$ (KN)	478.16
μηχανισμός 2	
$l_{eff,2}$	27.13
$M_{pl,2,rd} = 0,25 * (\Sigma l_{eff,2} * t_f^2 * f_y) / \gamma_{M0}$ (KNcm)	516.33
$F_{t,rd} = k_2 * A_s * f_{ub} / \gamma_{M2}$	203.33
$F_{T,2,rd} = (2 * M_{pl,2,rd} + n * \Sigma F_{t,rd}) / (m+n)$ (KN)	329.47
μηχανισμός 3	
$F_{T,3,rd} = \Sigma F_{t,rd}$	406.66
$F_{t,rd} = \min(F_{T,1,rd}, F_{T,2,rd}, F_{T,3,rd})$ (KN)	329.47

ΔΟΚΟΣ	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΚΑΙ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ	
$M_{pl,rd,b} = W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0}$ (KNcm)	14767.40
$F_{c,fb,rd} = M_{c,rd} / (h - t_{fb})$ (KN)	510.45
ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	
$b_{eff,t,wb} = l_{eff,nc}$	27.13
$F_{t,wb,rd} = b_{eff,t,wb} * t_{wb} * f_{y,wb} / (\gamma_{M0})$ (KN)	452.58

τέμνουσα σχεδιασμού της σύνδεσης	
$F_{v,Rd} = a_v f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$	135.55
$e_2 > 1,2d_0 = 3,12$	5
$p > 2,2d_0 = 5,72$	11.4
$k_1 = \min\{2,8e_2/d_0 - 1,7,2,5\}$	2.5
$a_b = \min\{e_1/3d_0, p_1/3d_0 - 1/4, f_{ub}/f_u, 1,0\}$	0.67
$F_{b,Rd} = k_1 a_b f_u d t / \gamma_{M2}$	172.8
$\min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd})$	135.55
$F_{v,Rd\text{σειράς}} = 2 \min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd})$	271.10
$V_{Rd} = \sum F_{v,Rd\text{σειράς}}$	813.31
$F_{v,Sd1\text{ης σειράς}} = F_{v,Rd} (1 - F_{t,Sd} / 1.4 F_{t,Rd})$	187.20
$F_{v,Sd2\text{ης σειράς}} = F_{v,Rd} (1 - F_{t,Sd} / 1.4 F_{t,Rd})$	210.63
$F_{v,Sd3\text{ης σειράς}} = F_{v,Rd} (1 - F_{t,Sd} / 1.4 F_{t,Rd})$	271.10
$V_{Rd} = \sum F_{v,Sdi\text{ σειράς}}$	668.93

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΜΒΟΥ	
$F_{1,rd}$ (KN)	176.20
$F_{2,rd}$ (KN)	127.00
$M_{b,rd} = F_{1,rd} * z_1 + F_{2,rd} * z_2$ KNcm	8845.82
ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΚΟΜΒΟΥ	
$k_1 = K_{cws} = 0,38 A_{vc} / (\beta z)$ (cm)	0.33
$1/k_1$	2.99
$k_2 = K_{cwc} = 0,7 * b_{eff,c,wc} * t_{wc} / d_c$ (cm)	1.08
$1/k_2$	0.93
$k_{10} = 1,6 * A_s / L_b$	0.97
$1/k_{10}$	1.03
1η σειρά κοχλιών	

$k_3=0,7*b_{eff,t,wc}*t_{wc}/d_c$	0.51
$1/k_3$	1.95
l_{eff}	10.90
m	3.11
$k_4=0,9*l_{eff}*t_{fc}^3/m^3$	1.10
$1/k_4$	0.91
l_{eff}	10.00
mx	4.32
$k_5=0,9*l_{eff}*t_p^3/m^3$	0.65
$1/k_5$	1.54
$k_{10}=1,6*As/Lb$	0.82
$1/k_{10}$	1.22
2η σειρά κοχλιών	
$k_3=0,7*b_{eff,t,wc}*t_{wc}/d_c$	0.68
$1/k_3$	1.48
l_{eff}	14.40
m	3.11
$k_4=0,9*l_{eff}*t_{fc}^3/m^3$	1.45
$1/k_4$	0.69
l_{eff}	27.04
m	4.31
$k_5=0,9*l_{eff}*t_p^3/m^3$	1.78
$1/k_5$	0.56
$k_{10}=1,6*As/Lb$	0.82
$1/k_{10}$	1.22
$k_{eff,1}=1/(\sum 1/k_{i,1})$	0.18
h_1	33.95
$k_{eff,2}=1/(\sum 1/k_{i,2})$	0.27
h_2	22.55
$z_{eq}=(\sum k_{eff,r}*h_r^2)/(\sum k_{eff,r}h_r)$	28.37
$K_{eq}=(\sum k_{eff,r}h_r)/z_{eq}$	0.43
$1/K_{eq}$	2.31
z	28.25
$S_{j,ini}= E*z^2/(K_{cws}^{-1}+K_{cwc}^{-1}+K_{eq}^{-1})$ (KNcm/rad)	2687129.17
EI_b	175497000.00
$S_{j,ini} * L_b/(EI_b)$	7.20
χαρακτηρισμός πλαισίου	μεταθετό
$0.5 < S_{j,ini} * L_b/(EI_b) < 25$	true-ημιάκαμπτος

Παρατηρήσεις και σχόλια:

- ✓ Η κοχλίωση είναι τύπου A
- ✓ Το σπείρωμα θεωρείται εντός του επιπέδου διάτμησης
- ✓ Η τρίτη σειρά κοχλιών θεωρείται ότι δεν εφελκύεται.
- ✓ Παρατηρούμε πως η ροπή αντοχής της σύνδεσης είναι επαρκώς μεγαλύτερη της εξωτερικής δρώσας ροπής στον κόμβο.
- ✓ Παρατηρούμε πως η τέμνουσα αντοχής της σύνδεσης είναι επαρκώς μεγαλύτερη της εξωτερικής δρώσας τέμνουσας στον κόμβο.
- ✓ Ο λόγος δυσκαμψίας ελήφθη ίσος με 1, σύμφωνα με την §6.3.1.6-EC3.1.8 που υπαγορεύει τα εξής:

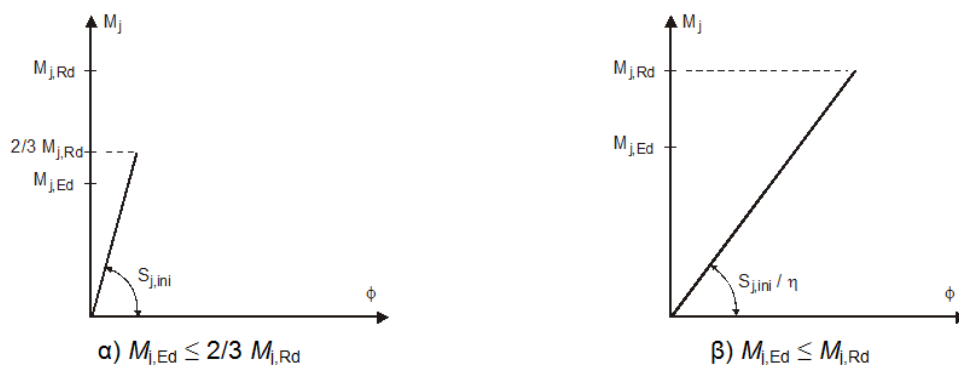
$$\text{αν } M_{j,Ed} \leq 2/3 M_{j,Rd} :$$

$$\mu = 1$$

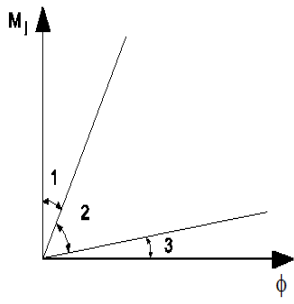
$$\text{αν } 2/3 M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd} :$$

$$\mu = (1,5 M_{j,Ed} / M_{j,Rd})^{\psi}$$

- ✓ Σύμφωνα με τον ευρωκώδικα το όριο που τίθεται για την ταξινόμηση του κόμβου για ελαστική ανάλυση στην περίπτωση που ο μέσος όρος των λόγων I_b/L_b για το σύνολο των δοκών του ορόφου είναι μεγαλύτερος του 0,10 επί το μέσο όρο των λόγων I_c/L_c όπως προκύπτει για το σύνολο των υποστυλωμάτων του ορόφου, είναι το 25. Συνεπώς όπως προκύπτει από το παραπάνω πίνακα ο κόμβος χαρακτηρίζεται ως **ημιάκαμπτos**. Προτείνεται η ενίσχυση του κόμβου είτε με χρήση ελασμάτων κορμού υποστυλώματος που καλύπτουν τη διασπορά των συνεργαζόμενων τάσεων, είτε με τη χρήση νευρώσεων παράλληλων στα πέλματα της δοκού για την ύπαρξη συμβατότητας με το προσομοίωμα.
- ✓ Επιπλέον η σύνδεση είναι μερικής αντοχής καθώς η ροπή αντοχής σχεδιασμού της είναι μικρότερη από τη ροπή αντοχής σχεδιασμού της δοκού, αφού είναι $8845 \text{ KNcm} < 14767 \text{ KNcm}$.



Σχήμα 5.10: Στροφική δυσκαμψία στην ελαστική ανάλυση



Περιοχή 1: άκαμπτοι, αν $S_{i,ini} \geq k_b EI_b / L_b$
όπου

$k_b = 8$ σε πλαίσια στα οποία το σύστημα δυσκαμψιάς μειώνει τις οριζόντιες μετακινήσεις τουλάχιστον κατά 80 %

$k_b = 25$ σε όλα τα άλλα πλαίσια, με την προϋπόθεση ότι σε κάθε όροφο ισχύει $K_b/K_c \geq 0,1$ *)

Περιοχή 2: ημι-άκαμπτοι

Όλοι οι κόμβοι της περιοχής 2 πρέπει να ταξινομούνται ως ημι-άκαμπτοι. Οι κόμβοι της περιοχής 1 ή 3 μπορούν και αυτοί προαιρετικά να θεωρηθούν ημι-άκαμπτοι.

Περιοχή 3: ονομαστικά αρθρωτοί, αν $S_{i,ini} \leq 0,5 EI_b / L_b$

Σχήμα 5.11: Ταξινόμηση κόμβου βάσει ανηγμένης στρωφικής δυσκαμψιάς

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- 1)Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)
- 2)Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ2000)
- 3)Eurocode 1
- 4)Eurocode 2
- 5)Eurocode 3
- 6)Eurocode 8
- 7)**Ι.Βάγιας, Ι.Ερμόπουλος, Γ.Ιωαννίδης(2007),**“Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα Εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος 1”, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- 8)**Μ.Ν Φαρδής (2004),** “Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος Μέρος 1”, Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών
- 9)**Σπυράκος Κ.(2004),** “Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία”,Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας
- 10)**Μπανιωτόπουλος Χ.Κ (2003),**“Συνδέσεις Μεταλλικών Κατασκευών”,Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης
- 11)**Καρδαλά Μαρία,** “Διερεύνηση της επιρροής των τοιχοπληρώσεων κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενης κατασκευής ωπλισμένου σκυροδέματος με ινοπλισμούς”, Διπλωματική Εργασία, Δ.Π.Θ., 2012.
- 12)**Σκουληκάρη Βαγγελιώ,** “Βέλτιστος Σχεδιασμός Επεμβάσεων Ενίσχυσης σε Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα”, Διπλωματική Εργασία, Ε.Μ.Π,2012
- 13)**Βασίλειος Μώκος,** “ΚΑΝ.ΕΠΕ (Σχέδιο 5^ο) Βασικές Αρχές”
- 14)**Σαλονικιός Θ.,**“Ευρωκώδικας 8”,ΙΤΣΑΚ
- 15)**Lh Logismiki,**“Εγχειρίδιο Αναφοράς”