



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΩΝ ΠΟΣΟΤΗΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ
ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΣΕ ΙΣΧΥΡΟΥΣ ΣΕΙΣΜΟΥΣ
ΤΥΠΙΚΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΑΠΟ Ω.Σ. ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΩΝ ΣΕ
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΜΕΣΗ (Κ.Π.Μ.) ΚΑΙ
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΥΨΗΛΗ (Κ.Π.Υ.)**

ΝΤΑΣΚΑΣ ΑΝΑΣΤΑΣΙΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: Ι. ΨΥΧΑΡΗΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2016



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΩΝ ΠΟΣΟΤΗΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ
ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΣΕ ΙΣΧΥΡΟΥΣ ΣΕΙΣΜΟΥΣ
ΤΥΠΙΚΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΑΠΟ Ω.Σ. ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΩΝ ΣΕ
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΜΕΣΗ (Κ.Π.Μ.) ΚΑΙ
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΥΨΗΛΗ (Κ.Π.Υ.)**

ΝΤΑΣΚΑΣ ΑΝΑΣΤΑΣΙΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: Ι. ΨΥΧΑΡΗΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2016

Ευχαριστίες

Καταρχήν θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή κ. Ι. Ψυχάρη για την ανάθεση ενός πολύ ενδιαφέροντος θέματος που μου έδωσε τη δυνατότητα να διευρύνω τις γνώσεις μου στο αντικείμενο της Αντισεισμικής Τεχνολογίας. Η συνεχής επιστημονική καθοδήγηση και συμπαράσταση του συνέβαλλε καθοριστικά στη διαμόρφωση της παρούσας εργασίας.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες θα ήθελα να απευθύνω στην εταιρία LH Λογισμική για την παροχή της άδειας χρήσης του προγράμματος Fespa 15 και την άψογη τεχνική υποστήριξη που μου παρείχαν, όποτε χρειάστηκε.

Ευχαριστίες εκφράζονται ακόμα σε όποιον συνέδραμε, με οποιονδήποτε τρόπο, κατά την εκπόνηση της παρούσας εργασίας.

Τέλος, καθώς η εργασία αυτή σηματοδοτεί το πέρας του κύκλου των προπτυχιακών μου σπουδών, θα ήθελα να εκφράσω τις εγκάρδιες ευχαριστίες μου στους φίλους και συμφοιτητές μου για τις υπέροχες στιγμές που περάσαμε, καθώς και στην οικογένεια μου για την αμέριστη στήριξη και συμπαράσταση όλα αυτά τα χρόνια.

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί η σύγκριση των απαιτούμενων ποσοτήτων υλικών, του αντίστοιχου κόστους και της ανελαστικής συμπεριφοράς σε ισχυρούς σεισμούς, τυπικών κατασκευών από Ω.Σ., οι οποίες έχουν σχεδιαστεί σε κατηγορία πλαστιμότητας Μέση (ΚΠΜ) και Υψηλή (ΚΠΥ). Στόχος είναι να εξαχθούν γενικότερα συμπεράσματα που να αποτελέσουν ένα χρήσιμο εργαλείο στην αντιμετώπιση του διλήμματος σχετικά με την καταλληλότερη επιλογή κατηγορίας πλαστιμότητας κατά το σχεδιασμό ενός νέου κτιρίου, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Για το σκοπό αυτό διαστασιολογούνται για τις δύο διαθέσιμες στην Ελλάδα κατηγορίες ΚΠΜ και ΚΠΥ δεκαοχτώ (18) κατασκευές, που καλύπτουν ένα μεγάλο εύρος χαρακτηριστικών, και τα αποτελέσματα συγκρίνονται μεταξύ τους, ώστε να διαπιστωθεί ποια είναι η οικονομικότερη επιλογή για μία νέα κατασκευή. Στη συνέχεια, δύο (2) από αυτές επιλέγονται για περαιτέρω διερεύνηση, ώστε να εξεταστούν ενδεχόμενες διαφοροποιήσεις των φορέων ΚΠΜ-ΚΠΥ αναφορικά με την ανελαστική απόκρισή τους σε ισχυρούς σεισμούς.

Η παρούσα διπλωματική εργασία διαρθρώνεται σε τέσσερις νοηματικές ενότητες:

- 1) *Θεωρητικό υπόβαθρο-Σύγκριση των επιμέρους κανονιστικών διατάξεων του Ευρωκώδικα 8*
- 2) *Διαστασιολόγηση των εξεταζόμενων κατασκευών και οικονομικοτεχνική σύγκριση των αποτελεσμάτων*
- 3) *Σύγκριση της ανελαστικής συμπεριφοράς επιλεγμένων κατασκευών υπό ισχυρούς σεισμούς*
- 4) *Συμπεράσματα*

Στην πρώτη ενότητα, αφού πρώτα παρουσιαστεί η φιλοσοφία των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών που έχουν στο επίκεντρο τους την εκμετάλλευση της πλαστικής συμπεριφοράς των κτιρίων από Ω.Σ., καθώς και η συσχέτιση του σημαντικότητας, στο σχεδιασμό, συντελεστή συμπεριφοράς q με την πλαστιμότητα, δίνεται έμφαση στα σχετικά μέτρα που επιβάλλει ο Ευρωκώδικας 8 (*Κεφάλαιο 1*). Τα μέτρα αυτά αναλύονται περαιτέρω και πραγματοποιείται μία διεξοδική σύγκριση των κανονιστικών διατάξεων (του Ευρωκώδικα 8) που αφορούν τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας ΚΠΜ-ΚΠΥ, με έμφαση σε αυτές που αφορούν αφενός τα διαφοροποιημένα (μέσω του μέγιστου επιτρεπόμενου συντελεστή συμπεριφοράς q) φορτία σχεδιασμού και αφετέρου την ικανότητα απόδοσης ενέργειας του φορέα (έλεγχοι, κατασκευαστικές λεπτομέρειες όπλισης) (*Κεφάλαιο 2*).

Στη δεύτερη ενότητα, επιλέγονται ως παράμετροι των κατασκευών που θα διερευνηθούν ο αριθμός των ορόφων (με τιμές: 3,6 και 9), το μήκος (6m και 8m) και ο αριθμός (3 και 5) των ανοιγμάτων καθώς και το στατικό τους σύστημα (πλαισιωτό και σύστημα τοιχωμάτων) και πραγματοποιείται η διαστασιολόγηση τους με τη βοήθεια του προγράμματος Fespa 15 της LH Λογισμικής και κριτήριο την ελαχιστοποίηση του κόστους του φέροντος οργανισμού (*Κεφάλαιο 3*). Μετά την επεξεργασία των αποτελεσμάτων της εν λόγω διαστασιολόγησης προκύπτουν σημαντικές ποιοτικές και

ποσοτικές παρατηρήσεις σχετικά με τη μεταβολή του κόστους και των ποσοτήτων των υλικών της κατασκευής στις δύο εξεταζόμενες κατηγορίες πλαστιμότητας, τόσο γενικά, όσο και σε συνάρτηση με τις εξεταζόμενες παραμέτρους των κτιρίων (*Κεφάλαιο 4*).

Στην τρίτη ενότητα, επιλέγονται δύο από τις εξεταζόμενες κατασκευές και επιχειρείται η αποτίμηση της συμπεριφοράς τους σε σεισμικές διεγέρσεις με την εκτέλεση μη γραμμικών στατικών και δυναμικών (χρονοϊστορίες) αναλύσεων στο πρόγραμμα Sap2000. Τα προσομοιώματα που χρησιμοποιούνται, καθώς και ο τρόπος που ορίζονται στο πρόγραμμα οι αναλύσεις αυτές, περιγράφονται αναλυτικά στα *Κεφάλαια 5* και *6* αντίστοιχα. Στο τελευταίο, μάλιστα, παρουσιάζονται και οι σεισμικές καταγραφές (επιταχυνσιογραφήματα) που επιλέγονται ως διέγερση βάσης για τις δυναμικές αναλύσεις. Οι καταγραφές αυτές χρησιμοποιούνται τόσο αυτούσιες, όσο και μεγεθυμένες, ώστε να προσεγγίζουν το σεισμό σχεδιασμού. Στη συνέχεια, παρατίθενται τα αποτελέσματα των ανελαστικών αναλύσεων, με ιδιαίτερη έμφαση να δίνεται πάλι στον εντοπισμό των ομοιοτήτων και διαφορών των ΚΠΜ-ΚΠΥ και την εξαγωγή σχετικών ποιοτικών και ποσοτικών παρατηρήσεων (*Κεφάλαιο 7*). Για το σκοπό αυτό συγκρίνονται διάφορα μεγέθη που αφορούν κατά κύριο λόγο τις πραγματικές αντοχές των κατασκευών, καθώς και τις γενικές και τοπικές παραμορφώσεις τους που καθορίζουν και το επίπεδο των αναμενόμενων ζημιών.

Στην τελευταία ενότητα της μελέτης, συγκεντρώνονται και παρουσιάζονται τα τελικά συμπεράσματα που αφορούν τη συγκριτική αξιολόγηση των δύο δυνατοτήτων σχεδιασμού που παρέχει ο κανονισμός και δίνονται προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση (*Κεφάλαιο 8*).

Abstract

The objective of the present undergraduate thesis is the evaluation of regular R/C buildings designed according to Eurocode 8 for the medium and high ductility classes (DCM and DCH), in terms of structural cost as well as in terms of seismic performance. These two ductility classes are the only ones permitted by the Greek National Annex. Through this evaluation, it is attempted to draw some general conclusions which might contribute to confronting a main dilemma; which ductility class should be adopted when designing a new building in Greece. To this intent, eighteen (18) regular R/C buildings with different characteristics are designed for the two alternative ductility classes (DCM and DCH) and the results are comparatively assessed in order to find out which ductility class is associated with the lowest structural cost. Two (2) of the examined cases are then selected to further investigate the impact that the adoption of each ductility class has on the inelastic seismic response of the structures.

The present thesis is organized in four parts described as following:

1. *Theoretical background-Comparison of the (Eurocode 8) regulative provisions associated with the two ductility classes*
2. *Dimensioning of the examined buildings and comparison of the results in economic terms*
3. *Comparison of the inelastic seismic behavior of the selected buildings*
4. *Conclusions*

Part 1 mainly focuses on the theoretical background, on which the evaluation takes place. The philosophy of the modern seismic code provisions, aiming to take advantage of the ability of the R/C structures to dissipate energy through inelastic deformations, as well as the relationship between the behavior factor q and the ductility factor μ are analytically described in *Chapter 1*. Emphasis is given to the Eurocode 8 provisions, which are differentiated for the two ductility classes DCM and DCH. These diversified provisions are further analyzed and subjected to thorough comparison (*Chapter 2*). In general, they can be grouped into those concerning the seismic design actions (because of the diversified upper limit value of the behavior factor q) and into those related to the ability of the structure to dissipate energy (mainly reinforcement requirements and detailing rules).

In Part 2 eighteen (18) regular R/C buildings with different characteristics (*number of stories: 3/6/9, number of bays: 3/5, length of bays: 6m/8m, structural type: frame system/ uncoupled ductile wall system*) are designed for both ductility classes (DCM and DCH) (*Chapter 3*). Different dimensions of beams and columns are considered for each examined case and the building corresponding to the lowest structural cost is finally chosen. The commercial software Fespa 15 by LH Logismiki is used throughout the aforementioned, so called, “dimensioning”. The results of this procedure are then comparatively assessed in both quantitative and qualitative measures (*Chapter 4*).

Conclusions are drawn regarding the amounts of materials required for the two alternative designs, as well as the associated structural cost. Notably, an attempt is made not only to make some general judgements but also to figure out how the various characteristics of the buildings affect the observed changes.

In Part 3, two (2) of the examined cases are selected, in order to assess the performance of the two alternative designs under seismic motions, via nonlinear static and dynamic (time-history) analysis with the aid of the software Sap2000. The way the structures are simulated, as well as the way these inelastic analyses are executed in Sap2000 are analytically described in *Chapters 5 and 6* respectively. The latter also presents the seismic records which are applied as base excitations to the selected structures in nonlinear time history analyses. These seismic records are applied as input motions not only with their real, recorded values, but also with modified ones, in order to conform to the intensity of the design earthquake. The results of the inelastic analyses are then presented and a comparative assessment of the seismic behavior of the structures designed for DCM and DCH is carried out. The above mentioned comparison is conducted mainly in terms of the achieved strength of the buildings, as well as in terms of global and local deformations and, consequently, anticipated damages. Both quantitative and qualitative observations are made (*Chapter 7*).

In Part 4, the final conclusions of the thesis regarding the comparative evaluation of the two alternative Eurocode 8 designs are gathered and presented. Proposals for further research are also made (*Chapter 8*).

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Κεφάλαιο 1: Η Έννοια της Πλαστιμότητας και η Θεώρησή της στον Ευρωκώδικα 8..... 1

1.1	Εισαγωγή	1
1.2	Φιλοσοφία των Σύγχρονων Αντισεισμικών Κανονισμών	1
1.3	Μέτρηση της Πλαστιμότητας Κατασκευής	4
1.4	Συντελεστής Συμπεριφοράς q	5
1.4.1	Μέθοδος των δυνάμεων	5
1.4.2	Φάσμα σχεδιασμού στον ΕΚ8.....	7
1.5	Σχέση Δείκτη Πλαστιμότητας- Συντελεστή Συμπεριφοράς	8
1.5.1	Γενικά	8
1.5.2	Παραδοχή ίσων μετακινήσεων	9
1.5.3	Παραδοχή ίσων ενεργειών.....	9
1.5.4	Σχέση Vidic et al. (1994).....	10
1.5.5	Θεώρηση Ευρωκώδικα 8.....	10
1.6	Αρχές του Ευρωκώδικα 8 για Επίτευξη της Απαιτούμενης Πλαστιμότητας	11
1.6.1	Βασικές αρχές σχεδιασμού.....	11
1.6.2	Κατηγορίες πλαστιμότητας	12
1.7	Σκοπός Παρούσας Εργασίας.....	13

Κεφάλαιο 2: Σύγκριση των Διατάξεων του Ευρωκώδικα 8 για το Σχεδιασμό Κτιρίων από Ω.Σ. σε ΚΠΜ και ΚΠΥ..... 15

2.1	Εισαγωγή.....	15
2.2	Υπολογισμός Συντελεστή Συμπεριφοράς q	15
2.2.1	Κατάταξη κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα (§5.1.2 & §5.2.2.1).....	15
2.2.2	Κανονικότητα	17
2.2.2.1	Κανονικότητα σε κάτοψη (§4.2.3.2)	17
2.2.2.2	Κανονικότητα καθ' ύψος (§4.2.3.3)	18
2.2.3	Τιμές του Συντελεστή Συμπεριφοράς για Οριζόντιες Σεισμικές Δράσεις (§ 5.2.2.2).....	20
2.3	Σύγκριση Κατασκευαστικών Διατάξεων Ευρωκώδικα 8.....	23
2.3.1	Γενικά Συμπεράσματα.....	23
2.3.2	Αναλυτική Σύγκριση Κανονιστικών Διατάξεων	24
2.3.2.1	Απαιτήσεις υλικών (§5.4.1.1 & §5.5.1.1)	25

2.3.2.2 Γεωμετρικοί περιορισμοί (§5.4.1.2 & §5.5.1.2)	25
2.3.2.2.1 Δοκοί	25
2.3.2.2.2 Υποστυλώματα	26
2.3.2.2.3 Πλάστιμα τοιχώματα.....	26
2.3.2.2.4 Μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα	27
2.3.2.2.5 Ειδικοί κανόνες για δοκούς που φέρουν ασυνεχή (φυτευτά) κατακόρυφα στοιχεία	27
2.3.2.3 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού (§4.4.2 & §5.2.3 & §5.4.2 & §5.5.2)	27
2.3.2.3.1 Δοκοί	28
2.3.2.3.2 Υποστυλώματα	29
2.3.2.3.3 Κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων	31
2.3.2.3.4 Πλάστιμα Τοιχώματα	32
2.3.2.3.5 Μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα	34
2.3.2.4 Έλεγχοι ΟΚΑ και διαμόρφωση λεπτομερειών (§5.2.3 & §5.4.3 & §5.5.3)	35
2.3.2.4.1 Δοκοί – Αντοχή σε κάμψη και διάτμηση	35
2.3.2.4.2 Δοκοί – Διαμόρφωση λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα.....	37
2.3.2.4.3 Υποστυλώματα – Αντοχή σε κάμψη και διάτμηση	40
2.3.2.4.4 Υποστυλώματα – Διαμόρφωση λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα ..	40
2.3.2.4.5 Κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων	45
2.3.2.4.6 Πλάστιμα τοιχώματα – Αντοχή σε κάμψη και διάτμηση.....	47
2.3.2.4.7 Πλάστιμα τοιχώματα – Διαμόρφωση λεπτομερειών τοπικής πλαστιμότητας	50
2.3.2.4.8 Μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα	57
2.3.2.5 Αγκυρώσεις και ενώσεις ράβδων (§5.6)	58
2.3.2.5.1 Αγκυρώσεις	59
2.3.2.5.2 Ενώσεις ράβδων.....	60
2.3.2.6 Δευτερεύοντα σεισμικά μέλη (§4.2.2 & §5.7)	61
2.3.2.7 Στοιχεία θεμελίωσης (§4.4.2 & §5.8)	62
2.3.2.8 Ειδικοί κανόνες για πλαίσια με τοιχοπληρώσεις (§4.3.6 & §5.9).....	65
2.3.2.9 Διαφράγματα από σκυρόδεμα (§4.4.2.5 & §5.10)	68

Κεφάλαιο 3: Σχεδιασμός και Διαστασιολόγηση των Κατασκευών..... 71

3.1 Εισαγωγή.....	71
3.2 Επιλογή Κατασκευών προς Διερεύνηση	71
3.3 Προσομοίωση Κατασκευών στο Λογισμικό Διαστασιολόγησης.....	74

3.3.1 Υλικά	74
3.3.1.1 Σκυρόδεμα	74
3.3.1.2 Χάλυβας οπλισμού	74
3.3.2 Διατομές Δομικών Μελών.....	74
3.3.2.1 Πλάκες.....	74
3.3.2.2 Δοκοί	74
3.3.2.3 Κατακόρυφα φέροντα στοιχεία	75
3.3.2.3.1 Υποστυλώματα.....	75
3.3.2.3.2 Πλάσιμα Τοιχώματα	75
3.3.3 Πρόσθετα Στοιχεία Προσομοίωσης	77
3.3.3.1 Διαφραγματική λειτουργία πλακών	77
3.3.3.2 Άκαμπτες απολήξεις – Δεσμικές δοκοί.....	77
3.3.3.3 Γεωμετρικοί περιορισμοί δοκών.....	78
3.3.3.4 Κατακόρυφα φορτία	79
3.4 Παραδοχές Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Ανάλυσης	79
3.4.1 Προσδιορισμός Σεισμικής Δράσης Σχεδιασμού	79
3.4.1.1 Κατηγορία εδάφους.....	79
3.4.1.2 Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας – Σπουδαιότητα κατασκευής.....	80
3.4.1.3 Υπολογισμός συντελεστή συμπεριφοράς.....	81
3.4.1.4 Φάσμα σχεδιασμού	82
3.4.2 Συνδυασμοί Φορτίσεων Κατασκευής.....	83
3.4.2.1 Στατικές φορτίσεις	83
3.4.2.2 Συνδυασμοί σεισμικής δράσης με άλλες δράσεις.....	84
3.4.2.3 Αδρανειακά αποτελέσματα σεισμικής δράσης	85
3.4.2.4 Μέθοδος ανάλυσης κατασκευών	86
3.4.2.5 Τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις.....	87
3.4.2.6 Συνδυασμοί φορτίσεων για διαστασιολόγηση σε ΟΚΑ.....	88
3.4.2.7 Συνδυασμοί φορτίσεων για διαστασιολόγηση σε ΟΚΛ.....	88
3.5 Πρόσθετα Στοιχεία Ανάλυσης	89
3.5.1 Προσμέτρηση Οπλισμού Πλακών στο Οπλισμό Δοκών.....	89
3.5.2 Προσομοίωση Δυσκαμψίας Φερόντων Στοιχείων	89
3.5.3 Αποτελέσματα Δευτέρας Τάξεως.....	89
3.5.4 Περιορισμός βλαβών	90

Κεφάλαιο 4: Παρουσίαση και Σύγκριση Αποτελεσμάτων Διαστασιολόγησης Κατασκευών..... 91

4.1	Εισαγωγή.....	91
4.2	Κριτήριο Τελικής Επιλογής Κατασκευών	91
4.3	Παρουσίαση Αποτελεσμάτων Διαστασιολόγησης	93
4.4	Κρίσιμες Κανονιστικές Διατάξεις	100
4.4.1	Γενικά	100
4.4.2	Κατασκευές με Πλαισιωτό Στατικό Σύστημα	101
4.4.3	Κατασκευές με Στατικό Σύστημα Τοιχωμάτων	105
4.5	Σύγκριση Κόστους.....	106
4.5.1	Γενικό Συμπέρασμα.....	106
4.5.2	Επιρροή Αριθμού Ορόφων	108
4.5.2.1	Σύνολο κατασκευών.....	108
4.5.2.2	Πλαισιωτές κατασκευές.....	109
4.5.2.3	Κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων	110
4.5.3	Επιρροή Αριθμού Ανοιγμάτων.....	111
4.5.3.1	Σύνολο κατασκευών.....	111
4.5.3.2	Πλαισιωτές κατασκευές.....	113
4.5.3.3	Κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων	114
4.5.4	Επιρροή Μήκους Ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)	115
4.6	Σύγκριση Ποσοτήτων Υλικών.....	117
4.6.1	Γενικά Συμπεράσματα.....	117
4.6.2	Σύγκριση Συνολικού Όγκου Σκυροδέματος.....	119
4.6.2.1	Επιρροή αριθμού ορόφων	119
4.6.2.1.1	Σύνολο κατασκευών.....	119
4.6.2.1.2	Πλαισιωτές κατασκευές.....	120
4.6.2.1.3	Κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων	121
4.6.2.2	Επιρροή αριθμού ανοιγμάτων.....	122
4.6.2.2.1	Σύνολο κατασκευών.....	122
4.6.2.2.2	Πλαισιωτές κατασκευές.....	123
4.6.2.2.3	Κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων	124
4.6.2.3	Επιρροή μήκους ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)	125
4.6.3	Σύγκριση Συνολικού Βάρους Οπλισμού	127
4.6.3.1	Επιρροή αριθμού ορόφων	127

4.6.3.1.1	Σύνολο κατασκευών.....	127
4.6.3.1.2	Πλαισιωτές κατασκευές.....	128
4.6.3.1.3	Κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων.....	129
4.6.3.2	Επιρροή αριθμού ανοιγμάτων.....	130
4.6.3.2.1	Σύνολο κατασκευών.....	130
4.6.3.2.2	Πλαισιωτές κατασκευές.....	131
4.6.3.2.3	Κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων.....	132
4.6.3.3	Επιρροή μήκους ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές).....	133
4.6.4	Σύγκριση Αναλογιών Σιδηρού Οπλισμού-Σκυροδέματος.....	134
4.6.4.1	Γενικά.....	134
4.6.4.2	Επιρροή αριθμού ορόφων.....	136
4.6.4.2.1	Σύνολο κατασκευών.....	136
4.6.4.2.2	Πλαισιωτές κατασκευές.....	136
4.6.4.2.3	Κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων.....	136
4.6.4.3	Επιρροή αριθμού ανοιγμάτων.....	137
4.6.4.3.1	Σύνολο κατασκευών.....	137
4.6.4.3.2	Πλαισιωτές κατασκευές.....	137
4.6.4.3.3	Κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων.....	137
4.6.4.4	Επιρροή μήκους ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές).....	138
4.6.5	Κριτική των Αποτελεσμάτων.....	138
4.7	Λοιπές Παρατηρήσεις Κόστους και Όπλισης.....	139
4.7.1	Ακριβότερος Οροφος Κατασκευής.....	139
4.7.2	Σύγκριση Κόστους Δοκών-Υποστυλωμάτων.....	140
4.7.3	Διαμήκης-Εγκάρσιος Οπλισμός Δοκών-Υποστυλωμάτων.....	142
<u>Κεφάλαιο 5: Παραδοχές και Μόρφωση Προσομοιώματος Επιλεγμένων Πλαισίων με το Sap2000.....</u>		<u>147</u>
5.1	Εισαγωγή.....	147
5.2	Επιλογή Κατασκευών για Διερεύνηση της Συμπεριφοράς τους σε Σεισμούς..	147
5.3	Μονάδες Μέτρησης.....	148
5.4	Προσομοιώματα Υλικών.....	148
5.4.1	Σκυρόδεμα.....	148
5.4.1.1	Μη-Περισφιγμένο Σκυρόδεμα.....	148
5.4.1.2	Περισφιγμένο Σκυρόδεμα.....	152
5.4.2	Χάλυβας Οπλισμού.....	155

5.5 Διατομές Δομικών Μελών	159
5.5.1 Πλάκα	159
5.5.2 Δοκοί	159
5.5.3 Υποστυλώματα	162
5.6 Γεωμετρία Φορέα	163
5.6.1 Αρχικός Σχεδιασμός Φορέα στο Χώρο	163
5.6.2 Εκκεντρότητες Δομικών Μελών	164
5.6.3 Άκαμπτα Άκρα Δομικών Μελών	164
5.6.4 Εισαγωγή Πακτώσεων.....	166
5.7 Κατακόρυφα Φορτία	167
5.7.1 Καθορισμός Μορφών Φόρτισης.....	167
5.7.2 Καθορισμός Μάζας Κατασκευών	169
5.8 Πρόσθετα στοιχεία	170
5.8.1 Ορισμός Διαφραγμάτων	170
5.8.2 Ενεργές Δυσκαμψίες Μελών.....	171
5.8.3 Πλαστικές Αρθρώσεις	173
<u>Κεφάλαιο 6: Ανελαστικές Μέθοδοι Αποτίμησης Κατασκευών και Εφαρμογή τους στο Sap2000</u>	179
6.1 Εισαγωγή	179
6.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση: Θεωρητικά Στοιχεία	179
6.2.1 Γενικά Στοιχεία Μεθόδου	179
6.2.2 Καμπύλη Ικανότητας.....	181
6.3 Εκτέλεση Ανάλυσης Pushover στο Sap2000	183
6.3.1 Ανελαστική Στατική Ανάλυση για Κατακόρυφα Φορτία	184
6.3.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση για Οριζόντιο Σεισμικό Φορτίο.....	184
6.4 Φάσμα Ικανότητας Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος	189
6.5 Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση: Θεωρητικά Στοιχεία	192
6.6 Εκτέλεση Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης στο Sap2000	192
6.6.1 Μέθοδος Ανάλυσης.....	192
6.6.2 Εισαγωγή Συνάρτησης Χρονοϊστορίας	193
6.6.3 Ορισμός Φορτιστικής Κατάστασης.....	194
6.7 Επιλογή Σεισμικών Καταγραφών	197

<u>Κεφάλαιο 7: Παρουσίαση και Σύγκριση Αποτελεσμάτων Αποτίμησης Επιλεγμένων Κατασκευών.....</u>	<u>205</u>
7.1 Εισαγωγή.....	205
7.2 Αδρανειακά και Δυναμικά Χαρακτηριστικά Κατασκευών.....	205
7.2.1 Μάζα Κατασκευών.....	205
7.2.2 Ιδιομορφική Ανάλυση Κατασκευών.....	207
7.3 Αποτελέσματα Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης (Pushover).....	211
7.3.1 Καμπύλες Ικανότητας Κατασκευών.....	211
7.3.1.1 Παρουσίαση Καμπυλών Ικανότητας Κατασκευών.....	211
7.3.1.2 Σύγκριση Καμπυλών Ικανότητας για ΚΠΜ-ΚΠΥ.....	213
7.3.2 Εποπτεία Συμπεριφοράς Κατασκευών.....	215
7.4 Ισοδύναμα Μονοβάθμια Συστήματα.....	219
7.5 Αποτελέσματα Ανελαστικών Δυναμικών Αναλύσεων (Χρονοϊστορίας).....	225
7.5.1 Αποτελέσματα πραγματικών σεισμικών διεγέρσεων.....	225
7.5.2 Μεγέθυνση σεισμικών καταγραφών.....	231
7.5.3 Αποτελέσματα μεγεθυμένων σεισμικών διεγέρσεων.....	232
<u>Κεφάλαιο 8: Συμπεράσματα.....</u>	<u>239</u>
8.1 Εισαγωγή.....	239
8.2 Ποσότητες Υλικών-Κόστος Κατασκευής.....	239
8.3 Αποτίμηση Συμπεριφοράς σε Σεισμούς.....	242
8.4 Επίλογος.....	243
<u>Βιβλιογραφικές Αναφορές.....</u>	<u>245</u>
<u>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: Αποτελέσματα Διαστασιολόγησης: Γεωμετρικά-Δυναμικά Χαρακτηριστικά Κατασκευών.....</u>	<u>247</u>
<u>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: Τομές Υποστυλωμάτων και Δοκών των Επιλεγμένων προς Αποτίμηση Κατασκευών.....</u>	<u>333</u>
<u>Παράρτημα Γ: Ενεργές Δυσκαμψίες Δομικών Μελών.....</u>	<u>397</u>

Κεφάλαιο 1:

Η Έννοια της Πλαστιμότητας και η Θεώρησή της στον Ευρωκώδικα 8

1.1 Εισαγωγή

Η ασφάλεια των κτιρίων και γενικότερα των κατασκευών ενδιαφέροντος του πολιτικού μηχανικού, συνιστά αναμφίβολα τον πιο κρίσιμο παράγοντα για την προστασία της ανθρώπινης ζωής και των υλικών αγαθών σε περίπτωση σεισμού. Η Ελλάδα σύμφωνα με στατιστικά στοιχεία κατέχει την πρώτη θέση σε σεισμικότητα (δείκτης που εξαρτάται από τη συχνότητα εμφάνισης και το μέγεθος σεισμών) μεταξύ των χωρών της Ευρώπης και την έκτη υψηλότερη παγκοσμίως, καθώς από τα μέχρι τώρα καταγεγραμμένα στοιχεία συμβαίνει ένας σεισμός μεγέθους 6 βαθμών της κλίμακας Richter κάθε χρόνο. Είναι απαραίτητη, συνεπώς, η ύπαρξη ενός εργαλείου για τη μελέτη και κατασκευή τεχνικών έργων και ιδιαίτερα κτιρίων που να τα καθιστά ικανά να παραλαμβάνουν με ασφάλεια τις καταπονήσεις που προκαλούν οι σεισμοί. Το εργαλείο αυτό δεν είναι άλλο από τους ισχύοντες κάθε φορά Αντισεισμικούς Κανονισμούς, με την πιο πρόσφατη εξέλιξη τους να είναι ο Ευρωκώδικας 8 (εν συντομία: ΕΚ8) που εφαρμόζεται ήδη στη χώρα μας από τον Ιούνιο του 2014.

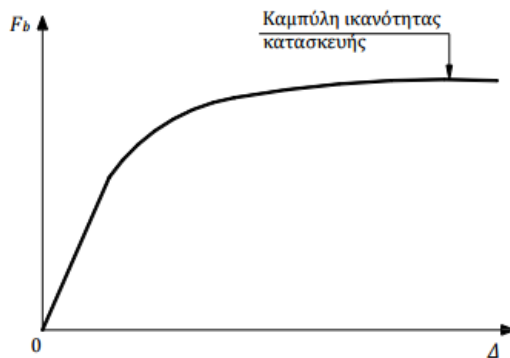
Βασική απαίτηση του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών, όπως εφαρμόζεται διεθνώς και περιγράφεται στους σύγχρονους Αντισεισμικούς Κανονισμούς (όπως ο ΕΚ8) είναι η παροχή επαρκούς πλαστιμότητας στις κατασκευές, ώστε αυτές να συμπεριφέρονται, για λόγους οικονομίας και λειτουργικότητας, ανελαστικά κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Για το λόγο αυτό εισάγεται (μεταξύ άλλων και) στον ΕΚ8 η έννοια του συντελεστή συμπεριφοράς q , ενώ δίνονται στο μελετητή κατευθυντήριες οδηγίες και πλήθος κανονιστικών διατάξεων που στόχο έχουν την εκπλήρωση της ανωτέρω απαίτησης.

Στο παρόν κεφάλαιο, αφού πρώτα παρουσιαστεί συνοπτικά η κεντρική φιλοσοφία των σύγχρονων Αντισεισμικών Κανονισμών, αναλύεται η σχέση μεταξύ πλαστιμότητας και συντελεστή συμπεριφοράς και παρατίθενται τα σχετικά με την επίτευξη πλαστιμότητας μέτρα που επιβάλλει ο ΕΚ8. Τέλος, διατυπώνεται, ως άμεση συνάρτηση των παραπάνω, το ερώτημα που επιχειρείται να απαντηθεί στην παρούσα διπλωματική εργασία.

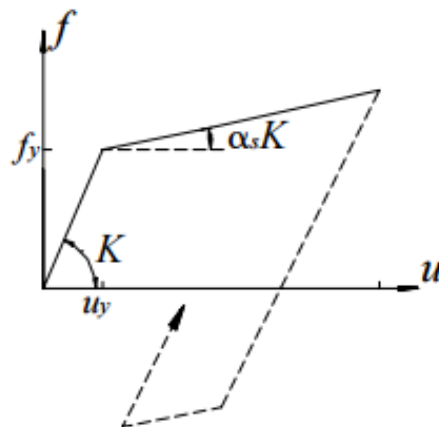
1.2 Φιλοσοφία των Σύγχρονων Αντισεισμικών Κανονισμών

Ο σεισμός είναι μία δυναμική δράση που απαιτεί από την κατασκευή, προκειμένου να αποφύγει τη γενική ή τοπική κατάρρευση, να ανταπεξέλθει σε κάποιες επιβαλλόμενες παραμορφώσεις, καθώς και σε μία ποσότητα ενέργειας ταλάντωσης που μεταφέρεται σε αυτήν από το έδαφος. Παρότι διαρκεί λίγα μόλις δευτερόλεπτα, τα σεισμικά φορτία αλλάζουν διαρκώς φορά και ο φορέας καταπονείται με συνεχείς φορτίσεις-αποφορτίσεις με εναλλασσόμενο πρόσημο.

Από την πλευρά τους, τα συνήθη τεχνικά έργα και ιδιαίτερα τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβα διαθέτουν την ικανότητα, ως ένα ανελαστικό σύστημα, να διατηρούν την αντοχή τους για μεγάλες οριζόντιες παραμορφώσεις, όπως αυτές που προκαλεί ο σεισμός, οι οποίες αντιστοιχούν σε μετακινήσεις μετά τη διαρροή τους. Η τυπική μορφή της καμπύλης ικανότητας κατασκευής, του διαγράμματος, δηλαδή οριζοντίου φορτίου (τέμνουσας βάσης) F_b -μετακίνησης στην κορυφή Δ , όπως αυτή προκύπτει από την εφαρμογή στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover), είναι ενδεικτική της εν λόγω συμπεριφοράς (Σχήμα 1.1). Επιπροσθέτως, παρά το γεγονός ότι η δυσκαμψία των φορέων στην πλαστική περιοχή μειώνεται σημαντικά (σχεδόν μηδενίζεται), κατά την αποφόρτιση του ο φορέας ανακτά τη δυσκαμψία του, δηλαδή η αποφόρτιση γίνεται παράλληλα με τον ελαστικό κλάδο. Μάλιστα, καθώς το σύστημα διέπεται από συνεχείς φορτίσεις-αποφορτίσεις, σχηματίζονται στα φέροντα στοιχεία του βρόχοι υστέρησης, προσδίδοντας κατ' αυτόν τον τρόπο στην κατασκευή έναν επιπλέον μηχανισμό απορρόφησης (απόσβεσης) ενέργειας. Στη διεθνή βιβλιογραφία έχουν προταθεί αρκετά μοντέλα που περιγράφουν την ανελαστική συμπεριφορά κατασκευών Ω.Σ. κατά τη διάρκεια κύκλων φόρτισης-αποφόρτισης, μερικά από τα οποία έχουν συμπεριλάβει και φαινόμενα μείωσης της αντοχής και δυσκαμψίας, ως απόρροια των σταδιακά αυξανόμενων βλαβών. Στη συνέχεια (Σχήμα 1.2) παρατίθεται ένας απλός, τυπικός κύκλος φόρτισης-αποφόρτισης-επαναφόρτισης για έναν ανελαστικό, μονοβάθμιο ταλαντωτή υπό σεισμική διέγερση.



Σχήμα 1.1: Τυπική μορφή καμπύλης ικανότητας κτιρίου



Σχήμα 1.2: Ελαστοπλαστική σχέση δύναμης-μετατόπισης μονοβάθμιου ταλαντωτή (κύκλος φόρτισης-αποφόρτισης-επαναφόρτισης)

Οι σύγχρονοι Αντισεισμικοί Κανονισμοί εκμεταλλεύονται αυτή την ικανότητα της κατασκευής να δύναται να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή χωρίς να χάνει την αντοχή και τη δυσκαμψία της, επιτρέποντας να αναπτυχθούν κατά το σεισμό σχεδιασμού σημαντικές μετελαστικές παραμορφώσεις μέσω ελεγχόμενων βλαβών. Σε κάθε περίπτωση, οι βλάβες αυτές πρέπει να είναι επισκευάσιμες και να μην τίθεται σε κίνδυνο η ακεραιότητα μέρους ή όλου του δομήματος. Η συμπεριφορά αυτή των κατασκευών είναι ιδιαίτερα σημαντική σε έναν ισχυρό σεισμό, διότι όσο περισσότερο μπορούν να παραμορφωθούν χωρίς να φθάσουν σε θραύση, τόσο μεγαλύτερο είναι το ποσοστό της ενέργειας που μπορεί να αποσβεσθεί κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης, οδηγώντας σε εκτόνωση των τυχόν δυσάρεστων επιπτώσεων του φαινομένου.

Εναλλακτικά προς αυτή τη φιλοσοφία, θα μπορούσε να απαιτηθεί από το φορέα να ανταπεξέλθει ελαστικά στις επιβαλλόμενες παραμορφώσεις αποκλειστικά χάρις στην αντοχή του, δηλαδή να έχει αντοχή τουλάχιστον ίση με τις οριζόντιες δυνάμεις που εισάγει ο σεισμός (του κανονισμού) στον ελαστικό φορέα με βάση τη μάζα και τη δυσκαμψία του. Παρ' ότι μία τέτοια λύση είναι τεχνικά εφικτή, έχει δύο σοβαρά μειονεκτήματα: αφενός θα είναι δυσμενής για τη λειτουργία του έργου στο σεισμό και την προστασία των ανθρώπων και των υλικών αγαθών, αφού όταν η απόκριση του φορέα είναι ελαστική, αναμένονται σημαντικά υψηλότερες επιταχύνσεις στα διάφορα επίπεδα του, και αφετέρου είναι εξαιρετικά αντιοικονομική αν αναλογιστεί κανείς την απαίτηση για μηδενικές ζημιές σε ένα σεισμό με μικρή πιθανότητα να συμβεί στη διάρκεια ζωής του έργου. Σημειώνεται, άλλωστε, ότι για τα συνήθη κτίρια ο σεισμός σχεδιασμού είναι ένα φαινόμενο που συμβαίνει με περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια, δηλαδή έχει πιθανότητα εμφάνισης μόλις 10% σε 50 χρόνια, ενώ είναι ακόμα πιο σπάνιος για κατασκευές με μεγάλη σπουδαιότητα.

Στο κείμενο του ο ΕΚ8 επιτρέπει να σχεδιασθεί ο φορέας για ελαστική απόκριση στο σεισμό σχεδιασμού και μάλιστα με διαίρεση των ελαστικών οριζοντίων δυνάμεων με συντελεστή συμπεριφοράς $q \leq 1.5$, ώστε να ληφθούν υπόψη υπεραντοχές. Ο σχεδιασμός όμως αυτός επιτρέπεται μόνο για τις περιπτώσεις «χαμηλής σεισμικότητας» που δεν υπάρχουν στην Ελλάδα. Για φορείς από σκυρόδεμα η σύσταση αυτή υιοθετείται πλήρως (βλέπε ενότητα 1.6), σε αντίθεση με φορείς από χάλυβα ή σύμμικτους (από σκυρόδεμα και χάλυβα), για τους οποίους επιτρέπεται ο σχεδιασμός χωρίς απαιτήσεις πλαστιμότητας με $q=1.5$ και διαστασιολόγηση σύμφωνα με τον αντίστοιχο Ευρωκώδικα (ΕΚ 2=6).

Με βάση την παραπάνω φιλοσοφία, παρατίθενται τα κριτήρια συμπεριφοράς των κατασκευών που υπάρχουν στους περισσότερους σύγχρονους Αντισεισμικούς Κανονισμούς:

- Σε ασθενείς σεισμούς ο φορέας πρέπει να μην υποστεί βλάβες, να έχει δηλαδή ελαστική απόκριση.
- Σε ισχυρούς σεισμούς ο φορέας επιτρέπεται να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή και να υποστεί περιορισμένες, αλλά επιδιορθώσιμες βλάβες.

- Δεν θα υπάρξει κίνδυνος κατάρρευσης, ακόμα και αν συμβεί σεισμός μεγαλύτερος του σεισμού σχεδιασμού. Πρέπει να εξασφαλιστεί ότι θα αποκλειστούν μορφές ψαθυρής αστοχίας ή ασταθών μηχανισμών (π.χ. σχηματισμός μαλακού ορόφου), μέσω ειδικών ελέγχων που αναλύονται στην ενότητα 1.6.

1.3 Μέτρηση της Πλαστιμότητας Κατασκευής

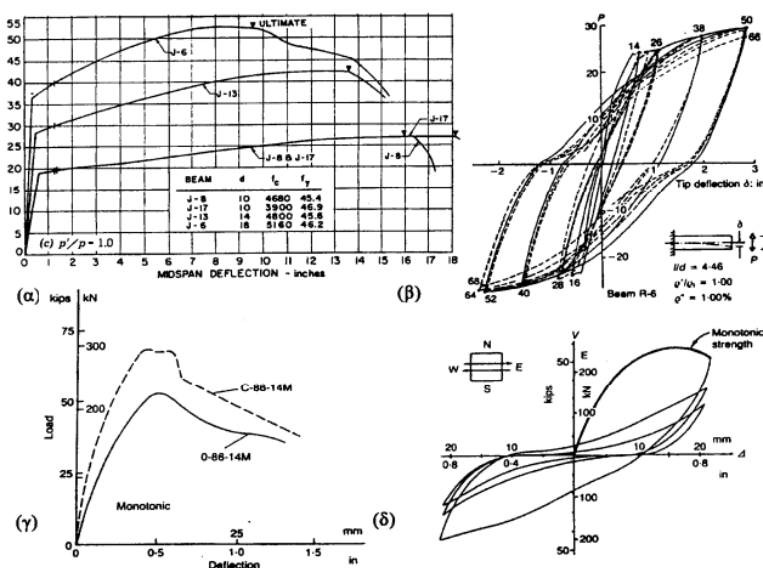
Σύμφωνα με τη φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού, που αναλύθηκε παραπάνω, οι κατασκευές επιτρέπεται να διαρρεύσουν κατά το σεισμό σχεδιασμού, αρκεί οι βλάβες που θα προκύψουν να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες. Το μέγεθος των βλαβών εξαρτάται όμως από το πόσο θα παραμορφωθεί η κατασκευή στη μετελαστική περιοχή, δηλαδή από το πόσο μεγαλύτερη θα είναι η μέγιστη (ανελαστική) μετακίνηση d_m συγκριτικά με τη μετακίνηση διαρροής d_y . Για το λόγο αυτό ορίζεται ποσοτικά το μέτρο έκφρασης της πλαστιμότητας, γνωστό ως «δείκτης πλαστιμότητας», από τη σχέση:

$$\mu = \frac{d_m}{d_y} \geq 1 \quad (1.1)$$

Όσο μεγαλύτερος της μονάδας είναι ο δείκτης πλαστιμότητας που θα αναπτυχθεί σε ένα σεισμό, τόσο μεγαλύτερες αναμένονται οι πλαστικές παραμορφώσεις και άρα οι εμφανιζόμενες βλάβες. Ορίζοντας, επομένως, ένα μέγιστο αποδεκτό δείκτη πλαστιμότητας για το σεισμό σχεδιασμού, είναι εφικτό να περιορίσουμε τις βλάβες σε αποδεκτά επίπεδα.

Η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας για την κατασκευή είναι συνάρτηση δύο κυρίως παραγόντων:

- Του υλικού της κατασκευής: Φορείς κατασκευασμένοι από πλάστιμα υλικά (π.χ. χάλυβα) επιτρέπεται να αναπτύξουν μεγαλύτερες τιμές πλαστιμότητας από ψαθυρά υλικά (π.χ. τοιχοποιία) (Σχήμα 1.3)



Σχήμα 1.3: Πλάστιμη συμπεριφορά για μονοτονική (α)- ανακυκλιζόμενη (β) ένταση, Ψαθυρή συμπεριφορά για μονοτονική (γ)- ανακυκλιζόμενη (δ) ένταση, (Φαρδής)

- Του στατικού συστήματος: Όσο μεγαλύτερος είναι ο βαθμός υπερστατικότητας μιας κατασκευής, τόσο ασφαλέστερη είναι, αφού κάποια τοπική αστοχία δεν είναι καθοριστική, λόγω της ανακατανομής έντασης που αναμένεται να συμβεί και λόγω της αντοχής από τα υπόλοιπα μέλη που δεν έχουν υποστεί σημαντικές βλάβες. Στην ακραία περίπτωση που το στατικό σύστημα είναι ισοστατικό, ακόμα και η αστοχία ενός μέλους μπορεί να οδηγήσει σε μηχανισμό κατάρρευσης. Σημαντικό ρόλο παίζουν ακόμα ο σχεδιασμός μελών και κόμβων του συστήματος και οι λεπτομέρειες όπλισης.

Οι μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές του δείκτη πλαστιμότητας εισάγονται στον ΕΚ8 εμμέσως, μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q , η σχέση του οποίου με το μ αναλύεται σε επόμενη ενότητα (1.5).

Σημειώνεται για λόγους πληρότητας ότι η πλαστιμότητα μπορεί να αναφέρεται σε όλη την κατασκευή, όπως εδώ (γενική πλαστιμότητα) ή σε τμήμα της (μέλος/διατομή – τοπική πλαστιμότητα), με το μέγεθος της να διαφέρει σε κάθε περίπτωση και εναλλακτικές μορφές μέτρησης του να είναι δυνατές (π.χ. ορισμός σε όρους καμπυλοτήτων: φ_u/φ_y ή σε όρους στροφών: θ_u/θ_y). Σε κάθε περίπτωση, τα δύο μεγέθη πλαστιμότητας συνδέονται. Συγκεκριμένα, για να εξασφαλιστεί η τιμή του δείκτη πλαστιμότητας μετακίνησης κτιρίου μ_δ απαιτείται τα επιμέρους δομικά στοιχεία να διαθέτουν ένα συγκεκριμένο τοπικό δείκτη πλαστιμότητας (συνήθως σε όρους στροφών ή καμπυλοτήτων) και διαμορφώνονται ανάλογα. Στα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα εκφράζεται, για παράδειγμα, από τον ΕΚ8 η απαίτηση στις κρίσιμες περιοχές των κύριων στοιχείων να εξασφαλίζεται τοπική πλαστιμότητα $\mu_\varphi = 2\mu_\delta - 1$ (1.2).

1.4 Συντελεστής Συμπεριφοράς q

1.4.1 Μέθοδος των δυνάμεων

Μέθοδος των δυνάμεων ονομάζεται η μέθοδος του αντισεισμικού σχεδιασμού σύμφωνα με την οποία η κατασκευή πρέπει να συμπεριφέρεται ελαστικά για οριζόντια (σεισμικά) φορτία μέχρι τη δύναμη διαρροής F_y . Δεν ενδιαφέρει η συμπεριφορά της κατασκευής μετά τη διαρροή, παρά μόνο η κατάλληλη επιλογή του φορτίου σχεδιασμού F_d και η ικανοποιητική πλαστιμότητα για τον περιορισμό των βλαβών. Το φορτίο F_d χρησιμοποιείται για τη διαστασιολόγηση της κατασκευής και είναι εκείνο μέχρι το οποίο τουλάχιστον ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται για ελαστική συμπεριφορά. Διευκρινίζεται, ωστόσο, ότι το φορτίο αυτό δεν πρέπει να συγχέεται με το πραγματικό φορτίο διαρροής F_y , το οποίο είναι σημαντικά υψηλότερο λόγω υπεραντοχής και δίνεται από τη σχέση:

$$F_y = \gamma_{Rd} F_d \quad (1.3)$$

όπου γ_{Rd} ο συντελεστής υπεραντοχής. Ο συντελεστής αυτός είναι της τάξης των 1.3÷1.5 και η ύπαρξη του οφείλεται σε διάφορες μη αληθείς παραδοχές κατά το σχεδιασμό, όπως π.χ. η θεώρηση των χαρακτηριστικών (και όχι των μέσων) αντοχών

των υλικών και η χρησιμοποίηση συντελεστών ασφαλείας στους διάφορους υπολογισμούς.

Από τη σχέση (1.3) είναι προφανές ότι η επιλογή του F_d επηρεάζει την επιτάχυνση διαρροής a_y ($F_y = m a_y$ (1.4)), η οποία με τη σειρά της επηρεάζει την πλαστιμότητα μ που θα αναπτυχθεί. Για να εξασφαλιστεί, συνεπώς, ότι η πλαστιμότητα μ θα είναι εντός των επιθυμητών ορίων πρέπει το F_d να είναι μεγαλύτερο ή ίσο από κάποια ελάχιστη τιμή που προκύπτει διαιρώντας τη μέγιστη δύναμη που θα αναπτυσσόταν στην κατασκευή για πλήρως ελαστική συμπεριφορά F_e με ένα συντελεστή q , το λεγόμενο «συντελεστή συμπεριφοράς», σύμφωνα με τη σχέση:

$$q = \frac{F_e}{F_d} \quad (1.5)$$

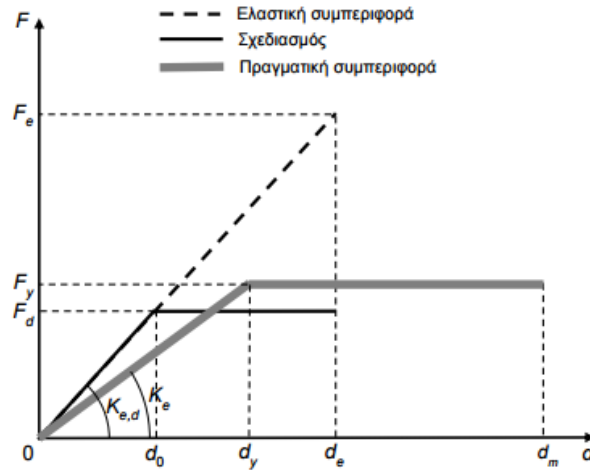
Ωστόσο, όπως αναφέρθηκε, το οριζόντιο φορτίο F_y στο οποίο διαρρέει η κατασκευή είναι μεγαλύτερο από το φορτίο σχεδιασμού F_d . Κατ' αντιστοιχία, λοιπόν, με τη σχέση (1.5) ορίζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς διαρροής q_y , ως:

$$q_y = \frac{F_e}{F_y} \quad (1.6)$$

Ο συντελεστής αυτός, όπως θα δειχθεί παρακάτω, είναι εξαιρετικά χρήσιμος για τη συσχέτιση συντελεστή συμπεριφοράς- δείκτη πλαστιμότητας. Προφανής είναι, από τις προηγούμενες σχέσεις, η ακόλουθη συσχέτιση των q , q_y :

$$q = q_y \gamma_{Rd} \quad (1.7)$$

Ακολουθεί το Σχήμα 1.4, όπου συγκρίνεται η συμπεριφορά ενός μονοβαθμίου συστήματος για τους δύο τρόπους σχεδιασμού, θεωρώντας πλήρως πλαστική συμπεριφορά μετά τη διαρροή, όπου διαφαίνεται για ακόμα μία φορά η σπουδαιότητα της εκμετάλλευσης της ανελαστικής συμπεριφοράς για λόγους οικονομίας. Στο ίδιο σχήμα έχει συμπεριληφθεί και η πραγματική συμπεριφορά, για την οποία παρατηρούμε τη μικρότερη πραγματική δυσκαμψία K_e (κατά περιπτώσεις φθάνει ακόμα και κάτω από το 10%-20% της αρχικής) καθώς και την υπεραντοχή του συστήματος. Σημειώνεται ότι η δυσκαμψία που έχει ληφθεί υπόψη για τον ελαστικό κλάδο κατά το σχεδιασμό $K_{e,d}$, έχει ορισθεί συμβατικά ίση με το 50% της γεωμετρικής/αρχικής, λόγω ρηγμάτωσης του σκυροδέματος.



Σχήμα 1.4: Συμπεριφορά κατασκευής σύμφωνα με το σχεδιασμό (ελαστικό και ανελαστικό) και πραγματική ανελαστική συμπεριφορά (Ψυχάρης, 2016)

1.4.2 Φάσμα σχεδιασμού στον ΕΚ8

Για το σχεδιασμό ο ΕΚ8 ακολουθεί τη μέθοδο των δυνάμεων. Συγκεκριμένα, για να αποφευχθεί η πλήρως ανελαστική ανάλυση με τις συνεπαγόμενες δυσκολίες της, λαμβάνεται υπόψη η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, με διενέργεια ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε ένα φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q :

$$S_d = \frac{S_e}{q} \quad (1.8)$$

Το φάσμα που προκύπτει («φάσμα σχεδιασμού»), ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (1.9\alpha)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \quad (1.9\beta)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta a_g \quad (1.9\gamma)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta a_g \quad (1.9\delta)$$

όπου:

T : η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

a_g : η επιτάχυνση του εδάφους για έδαφος κατηγορίας Α ($a_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$)

T_B : η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής ταχύτητας

T_C : η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής ταχύτητας

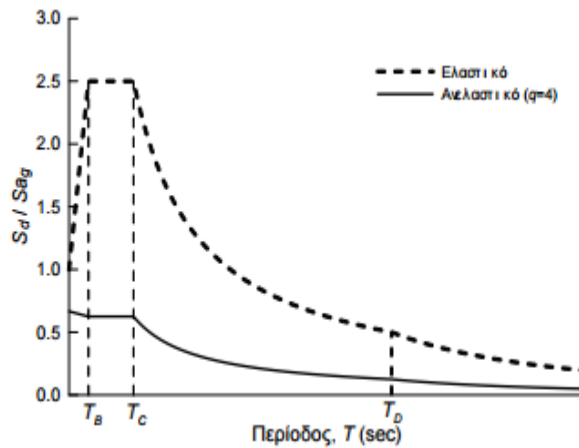
T_D : η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S : ο συντελεστής εδάφους

q : ο συντελεστής συμπεριφοράς

β : ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, με τιμή 0.2 από το Εθνικό Προσάρτημα

Οι μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς, που περιλαμβάνουν και την επιρροή της ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα, σε εξάρτηση από τις κατηγορίες πλαστιμότητας που ορίζει ο ΕΚ8 και στις οποίες θα γίνει αναφορά παρακάτω. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς μπορεί να διαφέρει σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας λαμβάνεται ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.



Σχήμα 1.5: Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού ΕΚ8 (για $q=4$) και αντίστοιχο ελαστικό φάσμα (Ψυχάρης, 2016)

1.5 Σχέση Δείκτη Πλαστιμότητας- Συντελεστή Συμπεριφοράς

1.5.1 Γενικά

Σύμφωνα με όσα προαναφέρθηκαν, η πλαστιμότητα μ των κατασκευών είναι ο πλέον κρίσιμος παράγοντας που καθορίζει τις βλάβες που θα συμβούν σε αυτές κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης, αφού μετά τη διαρροή οι δυνάμεις που αναλαμβάνουν οι φορείς παραμένουν πρακτικά σταθερές, σε αντίθεση με τις παραμορφώσεις που καθορίζουν και το επίπεδο ζημιών. Κατά τον αντισεισμικό, όμως, σχεδιασμό, αυτός που χρησιμοποιείται είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς, με τη βοήθεια του οποίου, όπως δείχθηκε, υπολογίζεται η σεισμική δράση σχεδιασμού F_d . Για να ορίσουμε, επομένως, το συντελεστή συμπεριφοράς q με βάση την επιτρεπόμενη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας μ , χρειάζεται να περιγραφεί η σχέση μεταξύ των δύο αυτών παραμέτρων. Στη διεθνή βιβλιογραφία τέτοιες σχέσεις ορίζονται συνήθως για το συντελεστή συμπεριφοράς διαρροής q_y (ή όπως συνηθίζεται εναλλακτικά να γράφεται R_y) και αναφέρονται ως σχέσεις R_y - μ - T , επειδή είναι συναρτήσεις και της ελαστικής περιόδου T της κατασκευής.

Ας θεωρήσουμε μία μονοβάθμια κατασκευή με ελαστική περίοδο T , όπου $T = 2\pi\sqrt{m/K_e}$. Για ελαστική συμπεριφορά ισχύει $F_e = m \cdot a_e$, όπου a_e είναι η ελαστική επιτάχυνση που συνδέεται με την ελαστική μετακίνηση d_e με τη σχέση:

$$a_e \cong \omega^2 \cdot d_e = K_e \cdot d_e / m \quad (1.10)$$

Λαμβάνοντας υπόψη ότι $F_y \cong K_e \cdot d_y$ (αμελώντας τη συμμετοχή της απόσβεσης), για το συντελεστή συμπεριφοράς q_y ισχύει:

$$q_y = F_e / F_y \cong d_e / d_y \quad (1.11)$$

Χρησιμοποιώντας αυτήν τη σχέση και τον ορισμό της πλαστιμότητας, $\mu = d_m / d_y$ προκύπτει:

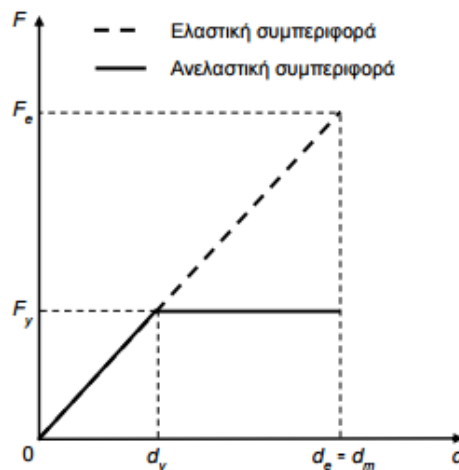
$$\mu / q_y \cong d_m / d_e \quad (1.12)$$

δηλαδή η σχέση πλαστιμότητας και συντελεστή συμπεριφοράς (διαρροής) είναι ανάλογη της σχέσης ανελαστικής και ελαστικής μετακίνησης.

Παρακάτω δίνονται τρεις συνήθεις σχέσεις μ - q_y και οι περιοχές περιόδων που αυτές εφαρμόζονται.

1.5.2 Παραδοχή ίσων μετακινήσεων

Για εύκαμπτες κατασκευές έχει παρατηρηθεί ότι παρ' ότι η μορφή των χρονοϊστοριών της ελαστικής και ανελαστικής μετακίνησης μπορεί να διαφέρει, η μέγιστη τιμή μετακίνησης είναι περίπου ίδια. Για κατασκευές επομένως με περίοδο μεγαλύτερη από περίπου τη χαρακτηριστική T_c (ώστε να θεωρούνται αρκούντως εύκαμπτες) μπορούμε να θεωρήσουμε ότι: $d_m = d_{el}$ (1.13). Από τη σχέση (1.12) προκύπτει σε αυτήν την περίπτωση: $q_y = \mu$ (1.14). Σχηματικά η συμπεριφορά των κατασκευών με την παραδοχή των ίσων μετακινήσεων αποτυπώνεται στο ακόλουθο σχήμα 1.6.

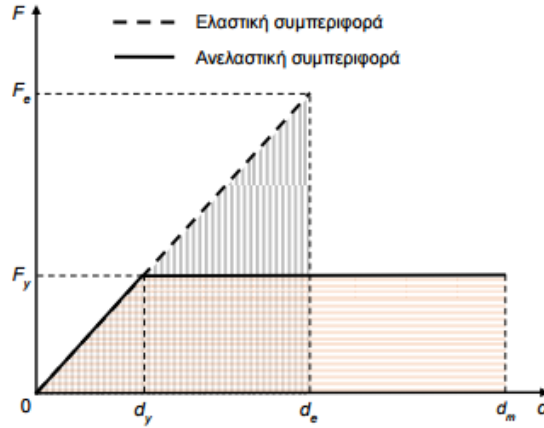


Σχήμα 1.6: Συμπεριφορά κατασκευής σύμφωνα με την παραδοχή ίσων μετακινήσεων

1.5.3 Παραδοχή ίσων ενεργειών

Η παραδοχή των ίσων μετακινήσεων δεν ισχύει στις δύσκαμπτες κατασκευές, στις οποίες η μέγιστη ανελαστική μετατόπιση d_m είναι μεγαλύτερη της αντίστοιχης ελαστικής d_e . Μία παραδοχή που συχνά γίνεται για κατασκευές μικρής περιόδου είναι ότι η ενέργεια που καταναλώνεται στο ανελαστικό σύστημα κατά τη διάρκεια του

κύκλου που συμβαίνει η μέγιστη μετακίνηση είναι ίση με την αντίστοιχη ενέργεια του ελαστικού συστήματος. Σύμφωνα με αυτήν την παραδοχή των ίσων ενεργειών τα εμβαδά κάτω από τις καμπύλες F-d (Σχήμα 1.7) είναι ίσα, οπότε εφαρμόζοντας αυτήν την ισότητα και απλές γεωμετρικές σχέσεις προκύπτει: $q_y = \sqrt{2\mu - 1}$ (1.15).



Σχήμα 1.7: Συμπεριφορά κατασκευής σύμφωνα με την παραδοχή ίσων ενεργειών

1.5.4 Σχέση Vidic et al. (1994)

Μία από τις σημαντικότερες σχέσεις R_y - μ - T που έχουν προταθεί στη διεθνή βιβλιογραφία είναι αυτή των Vidic, Fajfar & Fischinger (1994). Η σχέση αυτή υιοθετεί την παραδοχή ίσων μετακινήσεων για κατασκευές με περίοδο $T > T_0$, ενώ για κατασκευές με μικρότερη περίοδο θεωρεί ότι δεν ισχύει η παραδοχή των ίσων ενεργειών, αλλά ότι η τιμή q_y (R_y) μειώνεται γραμμικά με την περίοδο σε σύγκριση με την τιμή της πλαστιμότητας μ και τείνει στην τιμή $q_y = 1$ για $T = 0$. Οι σχετικές εξισώσεις έχουν ως εξής:

$$q_y = R_y = (\mu - 1) \frac{T}{T_0} + 1, \text{ για } T \leq T_0 \quad (1.16)$$

$$q_y = R_y = \mu, \text{ για } T > T_0 \quad (1.17)$$

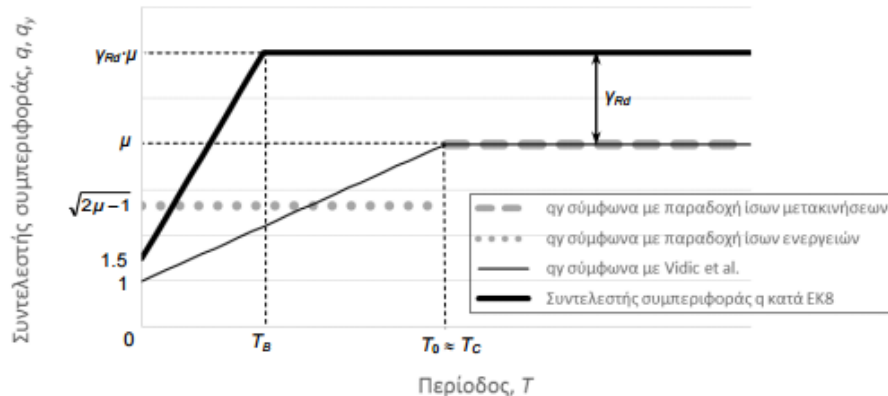
όπου: $T_0 = 0.65\mu^{0.3}T_c \leq T_c$ (1.18α) ή προσεγγιστικά $T_0 = T_c$ (1.18β)

1.5.5 Θεώρηση Ευρωκώδικα 8

Ο ΕΚ8, όπως φαίνεται και από τις σχετικές εξισώσεις του φάσματος σχεδιασμού, ορίζει σταθερή τιμή q για κατασκευές με περίοδο $T > T_B$, ενώ για μικρότερες περιόδους η τιμή του q μειώνεται γραμμικά έως την τιμή $q = 1.5$ για $T = 0$.

Στο Σχήμα 1.8 φαίνονται οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς διαρροής q_y συναρτήσει της πλαστιμότητας μ , ανάλογα με την περίοδο της κατασκευής για τις θεωρήσεις που παρουσιάστηκαν παραπάνω, καθώς και η θεώρηση του ΕΚ8 για το συντελεστή συμπεριφοράς q . Όπως φαίνεται και από το σχήμα, αν θυμηθούμε τη σχέση $q = q_y \gamma_{Rd}$ και θεωρήσουμε ότι ισχύει η σχέση των Vidic et al., ο συντελεστής υπεραντοχής γ_{Rd} που λαμβάνει ο κανονισμός δεν είναι σταθερός για όλες τις περιόδους, αλλά είναι γενικώς μεγαλύτερος για κατασκευές με περίοδο $T_B \leq T \leq T_c$, συγκριτικά με αυτές για τις οποίες ισχύει: $T > T_c$. Σημειώνεται ότι ο κανονισμός δίνει

την τελική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q , χωρίς να αναφέρει την αντίστοιχη τιμή υπεραντοχής γ_{Rd} με βάση την οποία υπολογίστηκε.



Σχήμα 1.8: Σχέση μεταξύ q, μ και T σύμφωνα με τις διάφορες παραδοχές και συντελεστής q σύμφωνα με τον ΕΚ8 (Ψυχάρης, 2016)

1.6 Αρχές του Ευρωκώδικα 8 για Επίτευξη της Απαιτούμενης Πλαστιμότητας

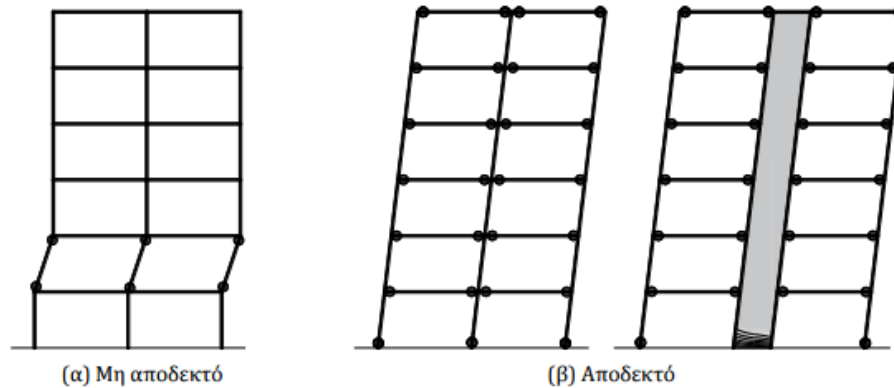
1.6.1 Βασικές αρχές σχεδιασμού

Στα πλαίσια του αντισεισμικού σχεδιασμού, οι κατασκευές μορφώνονται ώστε αφενός να διαθέτουν επαρκή αντοχή (ίση με $F_d = F_{el}/q$) και αφετέρου να μπορούν μετά τη διαρροή να φτάσουν χωρίς κάποια αστοχία, υπό συνθήκες ανακύκλισης και υπό σταθερή (ή σχεδόν σταθερή) οριζόντια δύναμη, μία μετακίνηση στην κορυφή ίση με $\delta_y \cdot \mu_\delta$, όπου μ_δ και q συνδέονται μεταξύ τους, όπως ήδη αναλύθηκε. Για να επιτευχθεί κάτι τέτοιο ο ΕΚ8 επιβάλλει κάποιες βασικές αρχές σχεδιασμού:

Προκειμένου να εξασφαλιστεί πλάσטיμη συμπεριφορά που να προσφέρει απόδοση ενέργειας, πρέπει να αποφεύγεται η ψαθυρή αστοχία ή ο πρόωρος σχηματισμός ασταθών μηχανισμών. Τέτοιες μορφές αστοχίας είναι: ο σχηματισμός πλαστικού μηχανισμού μαλακού ορόφου σε πολυώροφες κατασκευές, η διατμητική αστοχία φερόντων στοιχείων, η αστοχία κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων, η διαρροή των θεμελιώσεων ή οποιουδήποτε άλλου στοιχείου σχεδιάζεται να μένει ελαστικό.

Για το σκοπό αυτό, όπου απαιτείται από τα σχετικά μέρη του ΕΚ8, θα χρησιμοποιείται ο «ικανοτικός σχεδιασμός» για να οδηγήσει στην ιεράρχηση των αντοχών των διαφόρων φερόντων στοιχείων και των μορφών αστοχίας, που είναι απαραίτητη για την εξασφάλιση της επιθυμητής κατανομής των πλαστικών αρθρώσεων («ικανοτικός έλεγχος κόμβων») και την αποφυγή μορφών ψαθυρής αστοχίας («ικανοτικός σχεδιασμός έναντι τέμνουσας»). Θα επιλέγονται, επομένως, τα στοιχεία του δομικού συστήματος που προβλέπεται να αποδίδουν ενέργεια υπό μεγάλες παραμορφώσεις, ενώ όλα τα υπόλοιπα θα διαστασιολογούνται ώστε να έχουν επαρκή αντοχή. Στόχος είναι η δημιουργία μίας ισχυρής «σπονδυλικής στήλης» κατακόρυφων στοιχείων, ώστε οι ανελαστικές παραμορφώσεις (πλαστικές αρθρώσεις) να συγκεντρώνονται στα άκρα των δοκών και στη βάση των κατακόρυφων στοιχείων,

βάσει της λογικής «ισχυρό υποστύλωμα-ασθενής δοκός». Η ίδια διαδικασία (του ικανοτικού σχεδιασμού) θα πρέπει να εξασφαλίζει ότι το έδαφος και τα στοιχεία θεμελίωσης θα αναλαμβάνουν την ένταση που θα αναπτυχθεί από την απόκριση της ανωδομής, με βάση την πραγματική αντοχή.



Σχήμα 1.9: Μη αποδεκτή μορφή αστοχίας (α: σχηματισμός μαλακού ορόφου) και αποδεκτή κατανομή πλαστικών αρθρώσεων (β: μηχανισμός δοκών σε πλαισιωτό και διπλό σύστημα)

Τέλος, δεδομένου ότι η σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τη συμπεριφορά των κρίσιμων περιοχών/μελών του, επιβάλλεται η διαμόρφωση των λεπτομερειών του φορέα ως συνόλου και των περιοχών/μελών αυτών να είναι τέτοια, ώστε να διατηρείται η ικανότητα του να μεταφέρει τις αναγκαίες δυνάμεις ($E_d \leq R_d$) και να παρουσιάζει απόδοση ενέργειας υπό συνθήκες ανακύκλισης. Ενδεικτικά μέτρα που λαμβάνονται για την επίτευξη της επιθυμητής αυτής τοπικής πλαστιμότητας είναι η κατάλληλη αντοχή σκυροδέματος και χάλυβα, το ποσοστό τοποθετούμενου εφελκόμενου/θλιβόμενου οπλισμού και η περίσφιγξη των υποστυλωμάτων. Ιδιαίτερο βάρος, με τις αντίστοιχες κανονιστικές διατάξεις, δίνεται ακόμα στη μελέτη της διαμόρφωσης των λεπτομερειών σύνδεσης μεταξύ των φερόντων στοιχείων.

Οι ως άνω αρχές εξειδικεύονται από τον ΕΚ8 με πλήθος κανονιστικών διατάξεων και ελέγχων ανάλογα με το υλικό του φορέα και την κατηγορία πλαστιμότητας του.

1.6.2 Κατηγορίες πλαστιμότητας

Στη γενική περίπτωση ο ΕΚ8 προβλέπει τη μελέτη φορέων είτε χωρίς απαιτήσεις πλαστιμότητας (Κατηγορία πλαστιμότητας: Χαμηλή (ΚΠΧ)), είτε με απαιτήσεις πλαστιμότητας (Κατηγορίες πλαστιμότητας: Μέση και Υψηλή (ΚΠΜ και ΚΠΥ)). Όπως χαρακτηριστικά σχολιάζουν οι Φαρδής και συν. ([7]), από τον παραπάνω ορισμό της ΚΠΧ είναι σαφές ότι στον ΕΚ8 ο όρος πλαστιμότητα σημαίνει αυξημένη πλαστιμότητα, πέραν δηλαδή αυτής που εξασφαλίζεται με την εφαρμογή των μη σεισμικών κανονισμών.

Για τα κτίρια που μελετώνται για ΚΠΧ αγνοούνται οι ειδικές διατάξεις που περιλαμβάνει ο ΕΚ8 και η διαστασιολόγηση γίνεται μόνο από τις διατάξεις των υπολοίπων Ευρωκωδίκων (2÷6), αναλόγως του υλικού. Η εναλλακτική αυτή λύση προτείνεται εν γένει μόνο σε περιοχές χαμηλής σεισμικότητας, καθώς και σε κατασκευές με σεισμική μόνωση. Ωστόσο, σημειώνεται ότι στην Ελλάδα, σύμφωνα με

το Εθνικό Προσάρτημα, δεν επιτρέπεται η χρήση αυτής της κατηγορίας για φορείς από σκυρόδεμα, δομική ξυλεία και τοιχοποιία, παρά μόνο για φορείς από δομικό χάλυβα, για τους οποίους επιτρέπεται ο συντελεστής συμπεριφοράς να έχει τιμές $q \leq 1.5$.

Κτίρια από σκυρόδεμα που σχεδιάζονται με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας επιτρέπεται να μελετώνται είτε για ΚΠΜ είτε για ΚΠΥ, αναλόγως της ικανότητας υστερητικής απόδοσης ενέργειας που επιδιώκεται να διαθέτουν και με βάση τις αρχές που περιγράφηκαν. Η αυξημένη πλαστιμότητα που έχουν τα κτίρια που σχεδιάζονται για ΚΠΥ εξασφαλίζεται με αυστηρότερες ειδικές διατάξεις και ελέγχους του ΕΚ8, ενώ διαφέρει και η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται για κάθε κατηγορία (χονδρικά ισχύει $1.5 \leq q \leq 4$ για ΚΠΜ και $q > 4$ για ΚΠΥ). Κατασκευές ΚΠΥ συμπεριφέρονται θεωρητικώς καλύτερα για σεισμούς ισχύος μεγαλύτερης ή ίσης του σεισμού σχεδιασμού, ωστόσο έχουν το μειονέκτημα δυσκολότερης διαδικασίας μόρφωσης συγκριτικά με τις κατασκευές ΚΠΜ, οι οποίες συμπεριφέρονται αποδοτικά για σεισμούς ανάλογης ισχύος του σεισμού σχεδιασμού. Περαιτέρω (γεωγραφικοί) περιορισμοί στη χρήση των Κατηγοριών Πλαστιμότητας δίνονται στο ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα, όπου σημειώνεται ότι δεν επιτρέπεται η χρήση ΚΠΜ σε κτίρια σπουδαιότητας III ή IV που βρίσκονται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2 ή Z3 (με εξαίρεση φορείς από προκατασκευασμένα τοιχώματα ή κυψελωτούς).

1.7 Σκοπός Παρούσας Εργασίας

Η απόφαση για την κατηγορία πλαστιμότητας με την οποία θα διαστασιολογηθεί μία κατασκευή είναι σε κάποιο βαθμό ελεύθερη για τον μελετητή. Προφανώς η επιλογή της ΚΠΜ ή της ΚΠΥ είναι ιδιαιτέρως κρίσιμη, διότι επηρεάζει πλήθος στοιχείων της ανάλυσης, όπως τα φορτία σχεδιασμού, το φάσμα απόκρισης, τις διαστάσεις των διατομών, τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες και την όπλιση, που οδηγούν σε διαφοροποιήσεις αφενός μεν στη σεισμική συμπεριφορά, αφετέρου δε στο κατασκευαστικό κόστος. Η υιοθέτηση, για παράδειγμα, της ΚΠΥ συνδέεται με χαμηλότερο επίπεδο σεισμικών δράσεων μέσω του q , αλλά και με αυστηρότερες διατάξεις και απαιτητικότερες λεπτομέρειες, καθιστώντας έτσι την εκ των προτέρων πρόβλεψη για το τελικό κατασκευαστικό κόστος και τη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής εξαιρετικά δύσκολη για έναν μη έμπειρο μηχανικό.

Την απάντηση στο ερώτημα ποια είναι η οικονομικότερη επιλογή κατηγορίας πλαστιμότητας για μία νέα κατασκευή, καθώς και αν αξίζει αυτή η τυχούσα οικονομική ελάφρυνση σε όρους σεισμικής απόκρισης, επιχειρεί να δώσει η παρούσα εργασία. Φιλοδοξία του γράφοντος είναι η παρούσα εργασία να αποτελέσει ένα χρήσιμο εργαλείο στα χέρια συναδέρφων που είναι, ή θα έρθουν κάποια στιγμή στην καριέρα τους, αντιμέτωποι με αυτό ακριβώς το δίλημμα.

Κεφάλαιο 2:

Σύγκριση των Διατάξεων του Ευρωκώδικα 8 για το Σχεδιασμό Κτιρίων από Ω.Σ. σε ΚΠΜ και ΚΠΥ

2.1 Εισαγωγή

Η επιλογή μίας εκ των δύο επιτρεπόμενων στην Ελλάδα κατηγοριών πλαστιμότητας (Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση (ΚΠΜ) ή Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή (ΚΠΥ)) για τη μόρφωση ενός κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ιδιαίτερα σημαντική για λόγους που ήδη αναφέρθηκαν στο προηγούμενο Κεφάλαιο. Προτού επιχειρηθεί η διερεύνηση σε πιο πρακτικό επίπεδο των οφελών από την υιοθέτηση της μίας ή της άλλης κατηγορίας (με κατά βάση οικονομικά κριτήρια), κρίνεται σκόπιμο να προηγηθεί μία σύγκριση σε θεωρητική βάση των επιμέρους κανονιστικών διατάξεων που επιβάλλει ο Ευρωκώδικας 8. Στόχος είναι να γίνουν κατανοητές σε βάθος οι διαφοροποιήσεις των δύο κατηγοριών και τα πλεονεκτήματα/μειονεκτήματα που προσφέρει στο μελετητή η κάθε μία. Για το λόγο αυτό, στο παρόν Κεφάλαιο γίνεται μία προσπάθεια να συγκεντρωθούν από τις διάφορες επιμέρους ενότητες του Ευρωκώδικα 8-1 (κυρίως §4 και §5) και να αναλυθούν, με τρόπο όσο το δυνατό πιο εύχρηστο και κατανοητό για τον αναγνώστη, οι διαφοροποιήσεις που ο κανονισμός προβλέπει στις δύο βασικές «παραμέτρους» του αντισεισμικού σχεδιασμού που επηρεάζουν οι κατηγορίες πλαστιμότητας: α) στον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς q (που καθορίζει το επίπεδο σεισμικής δράσης σχεδιασμού) και β) στις διάφορες κατασκευαστικές διατάξεις και λεπτομέρειες διαμόρφωσης των δομικών μελών (που καθορίζουν την ικανότητα απόδοσης ενέργειας του φορέα).

2.2 Υπολογισμός Συντελεστή Συμπεριφοράς q

2.2.1 Κατάταξη κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα (§5.1.2 & §5.2.2.1)

Ένας από τους παράγοντες που καθορίζει την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q είναι, πέραν και ανεξαρτήτως της κατηγορίας πλαστιμότητας, η κατάταξη των φορέων από ω.σ. σε έξι (6) βασικούς τύπους στατικών συστημάτων. Στους ορισμούς που ακολουθούν, σημειώνεται ότι ο όρος «διατμητική αντοχή» μπορεί να αντικατασταθεί από τον όρο «τέμνουσα δύναμη στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού», να πραγματοποιείται δηλαδή εναλλακτικά η κατάταξη με βάση την κατανομή των σεισμικών φορτίων στα κατακόρυφα στοιχεία της βάσης. Η κατηγοριοποίηση έχει ως εξής:

- *Πλαισιωτό σύστημα*: στατικό σύστημα όπου τόσο τα κατακόρυφα όσο και τα οριζόντια φορτία αναλαμβάνονται κυρίως από χωρικά πλαίσια, των οποίων η διατμητική αντοχή στη βάση υπερβαίνει το 65% της συνολικής διατμητικής αντοχής του όλου συστήματος.
- *Σύστημα πλάσιμων τοιχωμάτων (συζευγμένων ή όχι)*: στατικό σύστημα όπου τόσο τα κατακόρυφα όσο και τα οριζόντια φορτία αναλαμβάνονται κυρίως από κατακόρυφα φέροντα τοιχώματα, με ή χωρίς σύζευξη, των οποίων η διατμητική

αντοχή στη βάση υπερβαίνει το 65% της συνολικής διατμητικής αντοχής του συστήματος.

- *Διπλό σύστημα:* στατικό σύστημα όπου τα μεν κατακόρυφα φορτία αναλαμβάνονται κυρίως από ένα χωρικό πλαίσιο, η δε αντοχή σε οριζόντια φορτία παρέχεται εν μέρει από το πλαίσιο σύστημα και εν μέρει από φέροντα τοιχώματα (συζευγμένα ή μη). Αν η διατμητική αντοχή του πλαισιωτού συστήματος (ή συστήματος τοιχωμάτων) στη βάση του κτιρίου είναι μεγαλύτερη του 50% και μικρότερη του 65% της συνολικής διατμητικής αντοχής του όλου συστήματος τότε το διπλό σύστημα χαρακτηρίζεται περαιτέρω ως *ισοδύναμο προς πλαισιωτό (ισοδύναμο προς σύστημα τοιχωμάτων αντίστοιχα)*.
- *Σύστημα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων:* Σύστημα τοιχωμάτων με τις πρόσθετες προϋποθέσεις: α) να περιλαμβάνει τουλάχιστον δύο τοιχώματα με οριζόντια διάσταση όχι μικρότερη από $4m$ ή $2h_w/3$ (όποιο είναι μικρότερο), τα οποία παραλαμβάνουν από κοινού τουλάχιστον το 20% του συνολικού φορτίου βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και β) να έχει θεμελιώδη ιδιοπερίοδο $T_1 \leq 0.5 \text{ sec}$, με την υπόθεση πάκτωσης στη βάση. Η ύπαρξη μόνο ενός τέτοιου τοιχώματος σε μία από τις δύο διευθύνσεις μπορεί να θεωρηθεί επαρκής υπό τον όρο ότι: η βασική τιμή συντελεστή συμπεριφοράς q_0 (βλ. παρακάτω) σε αυτή τη διεύθυνση προκύπτει από την κανονική τιμή διαιρεμένη με συντελεστή 1.5 και ότι υπάρχουν τουλάχιστον δύο τοιχώματα που ικανοποιούν τις α), β) στην ορθογώνια διεύθυνση. Επισημαίνεται ότι αν ένα στατικό σύστημα δεν μπορεί να χαρακτηριστεί ως σύστημα μεγάλων ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων τότε ανήκει στη δεύτερη κατηγορία και όλα τα τοιχώματα μελετώνται ως πλάστιμα.
- *Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς:* Σύστημα στο οποίο τουλάχιστον η μισή μάζα βρίσκεται συγκεντρωμένη στο ανώτερο 1/3 του ύψους του φορέα, ή στο οποίο η απόδοση ενέργειας λαμβάνει χώρα κυρίως στη βάση ενός μεμονωμένου κατακόρυφου στοιχείου. Δεν υπάγονται σε αυτήν την κατηγορία μονόροφα πλαίσια με δοκούς και κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις και ανηγμένη αξονική $v_d \leq 0.3$ σε όλα τα υποστυλώματα.
- *Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα:* Διπλό σύστημα ή σύστημα τοιχωμάτων που δεν διαθέτει μία ελάχιστη τιμή στρεπτικής δυσκαμψίας (δεν ικανοποιείται δηλαδή η σχέση r_x (ή $r_y) \geq I_s$), έστω και σε μία οριζόντια διεύθυνση. Χαρακτηριστικό παράδειγμα στρεπτικά εύκαμπτου συστήματος συνιστά ένα κτίριο αποτελούμενο από εύκαμπτα πλαίσια συνδυασμένα με τοιχώματα κοντά στο κέντρο της κάτοψης.

Με εξαίρεση τα κτίρια εκείνα που κατατάσσονται στην τελευταία κατηγορία (στρεπτικά εύκαμπτα), τα κτίρια από σκυρόδεμα επιτρέπεται να κατατάσσονται σε διαφορετικό τύπο στατικού συστήματος στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Ιδιαίτερα σημαντική είναι, μεταξύ άλλων, η διάκριση ανάμεσα στα πλαισιωτά (ή διπλά προς πλαισιωτά) συστήματα και τοιχωματικά (ή διπλά προς τοιχωματικά) διότι στην περίπτωση των δευτέρων εκλείπουν κάποιες διατάξεις του ΕΚ8 (όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλωμάτων για αποτροπή μαλακού ορόφου και η αντιμετώπιση των δυσμενών επιδράσεων τοιχοπληρώσεων).

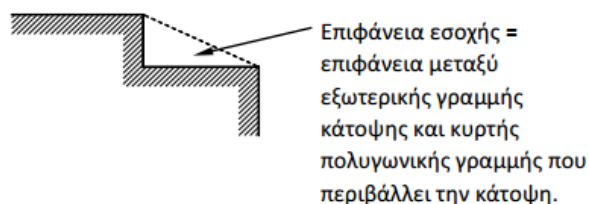
2.2.2 Κανονικότητα

Η κανονικότητα ενός κτιρίου παίζει πολύ σημαντικό ρόλο μεταξύ άλλων (στατικό προσομοίωμα, μέθοδος ανάλυσης) και στη διαμόρφωση της τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς. Αξίζει λοιπόν να αναφερθούν αναλυτικά τα κριτήρια του ΕΚ8 σχετικά με τις δύο κατηγορίες κανονικότητας: την *κανονικότητα σε κάτοψη* και την *κανονικότητα καθ' ύψος*.

2.2.2.1 Κανονικότητα σε κάτοψη (§4.2.3.2)

Η κανονικότητα σε κάτοψη επηρεάζει, όπως θα φανεί, έμμεσα το συντελεστή συμπεριφοράς (μέσω του λόγου α_u/α_l). Για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο κανονικό σε κάτοψη πρέπει να ικανοποιεί **όλους** τους παρακάτω όρους:

- Αναφορικά με την αντοχή σε οριζόντια φορτία και την κατανομή της μάζας, το κτίριο πρέπει να είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες.
- Κάθε πλάκα ορόφου θα οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή, ενώ σε περίπτωση που συναντώνται ανωμαλίες στην περίμετρο (εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο) πρέπει αυτές να μην έχουν επιρροή στη δυσκαμψία της πλάκας στο επίπεδο της και η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής να μην υπερβαίνει το 5% της επιφάνειας ορόφου (Σχήμα 2.1).



Σχήμα 2.1: Καθορισμός μέγιστης επιφάνειας εσοχής ορόφου

- Η δυσκαμψία της πλακών ορόφων μέσα στο επίπεδό τους πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη συγκριτικά με την οριζόντια δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στην κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων. Με άλλα λόγια πρέπει να εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Γι' αυτό το λόγο, κατόψεις μορφής L, Π, Η, Ι και Χ απαιτούν αυξημένη προσοχή.
- Ο λόγος $\lambda = L_{max}/L_{min}$ (λυγηρότητα κτιρίου σε κάτοψη) δεν πρέπει να υπερβαίνει το 4, όπου L_{max} , L_{min} η μέγιστη και ελάχιστη διάσταση κτιρίου μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις.
- Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση ανάλυσης x και y, η στατική εκκεντρότητα e_o και η ακτίνα δυστρεψίας r πρέπει να ικανοποιούν τις παρακάτω συνθήκες:

$$\alpha) e_{ox} \leq 0.3r_x \quad (e_{oy} \leq 0.3r_y) \quad (2.1)$$

$$\beta) r_x \geq l_s \quad (r_y \geq l_s) \quad (2.2)$$

όπου:

e_{ox} (e_{oy}): η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας που μετράται κατά τη διεύθυνση x (αντίστοιχα y), κάθετη στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης.

r_x (r_y): η τετραγωνική ρίζα του λόγου δυστρεψιάς προς τη μεταφορική δυσκαμψία στην άλλη διεύθυνση («ακτίνα δυστρεψιάς»). Σε μονώροφα κτίρια είναι εύκολος ο ορισμός των εννοιών «κέντρο δυσκαμψίας» και «ακτίνα δυστρεψιάς», αλλά σε ότι αφορά τα πολυώροφα ένας τέτοιος ορισμός είναι δυνατός μόνο κατά προσέγγιση. Γι' αυτό το λόγο ο ΕΚ8 παραπέμπει στο Εθνικό Προσάρτημα, το οποίο με τη σειρά του παραπέμπει στην §3.3.3 του ΕΑΚ2000, όπου υπάρχει αντίστοιχος ορισμός για το σημείο P_o κάθε ορόφου, που αντιστοιχεί στον *πλασματικό ελαστικό άξονα*.

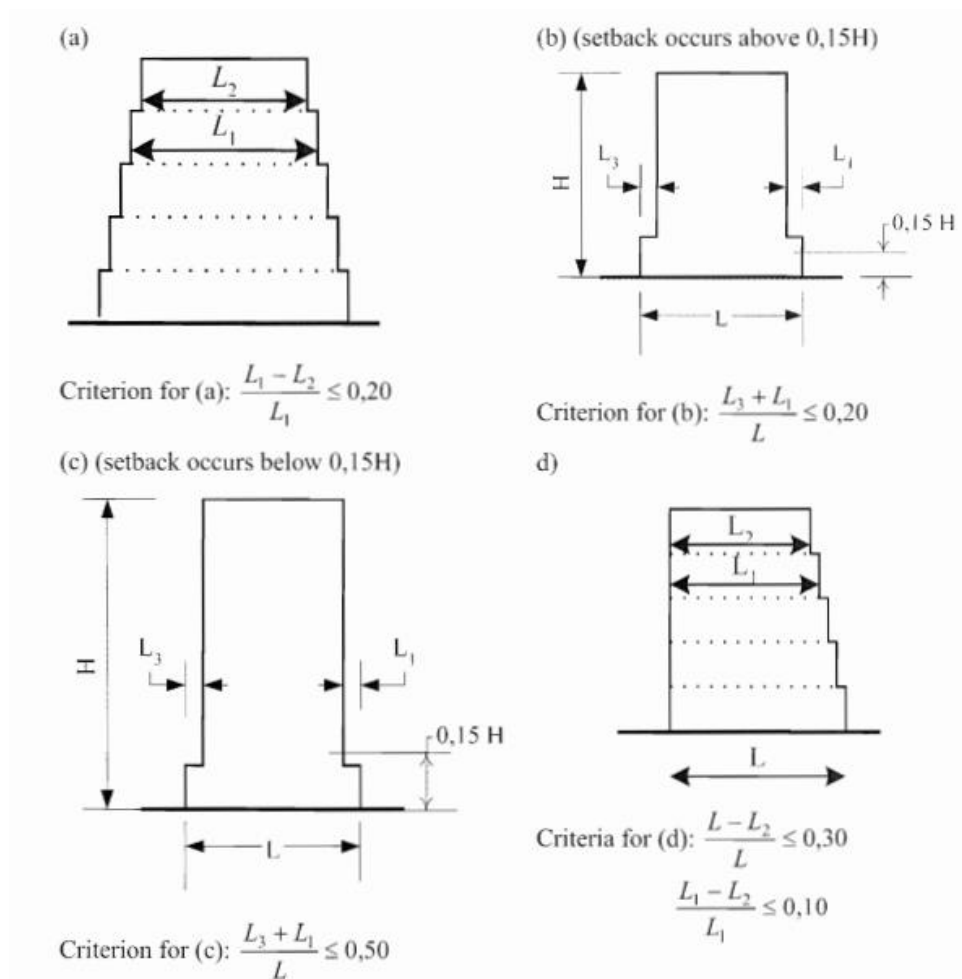
l_s : η τετραγωνική ρίζα του λόγου της πολικής ροπής αδρανείας της μάζας της πλάκας του ορόφου σε κάτοψη (ως προς το κέντρο μάζας της) προς τη μάζα της πλάκας («ακτίνα αδρανείας»).

2.2.2.2 Κανονικότητα καθ' ύψος (§4.2.3.3)

Η κανονικότητα καθ' ύψος έχει εν γένει σοβαρότερες επιπτώσεις από την κανονικότητα σε κάτοψη καθότι αφενός ένα κτίριο μη κανονικό καθ' ύψος δεν μπορεί να μελετηθεί με στατική ανάλυση με χρήση ισοδύναμων οριζόντιων φορτίων και αφετέρου ο συντελεστής συμπεριφοράς μειώνεται κατά 20%, δηλαδή το κτίριο επιβαρύνεται με 25% αύξηση των σεισμικών φορτίων. Για το λόγο αυτό, τα κριτήρια αυτού του είδους της κανονικότητας είναι ποιοτικά, ώστε να είναι δυνατό να ελεγχθούν εύκολα χωρίς υπολογισμούς. Συγκεκριμένα, για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο κανονικό καθ' ύψος πρέπει να ισχύουν **όλες** οι ακόλουθες προϋποθέσεις:

- Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων (πυρήνες, φέροντα τοιχώματα, πλαίσια) θα είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια ως την άνω επιφάνεια του κτιρίου, ή, εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, ως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτιρίου.
- Η μάζα των ορόφων και η μεταφορική δυσκαμψία των δομικών στοιχείων πρέπει να είναι σταθερές ή να μειώνονται βαθμιαία από τη βάση προς την κορυφή.
- Σε κτίρια με πλαισιωτό σύστημα, ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση δεν πρέπει να διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ συνεχόμενων ορόφων. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται επομένως στις περιπτώσεις κτιρίων με τοιχοπληρώσεις, αφού αυτές συμμετέχουν στην πραγματική αντοχή των ορόφων ενώ δεν λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της απαιτούμενης από την ανάλυση αντοχής. Κτίρια με pilotis δεν ικανοποιούν το κριτήριο αυτό, άρα δεν είναι κανονικά καθ' ύψος.
- 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 στη διεύθυνση της εσοχής ($\frac{L_1-L_2}{L_1} \leq 0.2$ Σχήμα 2.2(a)). Ο ίδιος κανόνας ισχύει και για μεμονωμένη εσοχή σε ύψος μεγαλύτερο του 15% του συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος (Σχήμα 2.2 (b)).

- Για μεμονωμένη εσοχή εντός ύψους μικρότερου από το 15% του συνολικού ύψους η εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη του 50% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη ($\frac{L_3+L_1}{L} \leq 0,5$ Σχήμα 2.2(c)). Στην περίπτωση αυτή, το κάτω μέρος του φορέα, που περιλαμβάνεται μέσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανωτέρων ορόφων πρέπει να μελετηθεί ώστε να αναλαμβάνει τουλάχιστον το 75% των οριζόντιων τεμνουσών δυνάμεων που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτίριο, χωρίς τη διεύρυνση του κάτω μέρους. Επιβάλλεται, συνεπώς, μία διπλή επίλυση του φορέα, με και χωρίς την διεύρυνση του κάτω μέρους.
- Για εσοχές που δε διατηρούν τη συμμετρία του φορέα, το άθροισμα των εσοχών όλων των ορόφων σε κάθε όψη δεν θα είναι μεγαλύτερο του 30% της διάστασης της κάτοψης στο ισόγειο πάνω από τη θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου και επιπλέον κάθε επιμέρους εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 10% τη προηγούμενης διάστασης κάτοψης ($\frac{L-L_2}{L} \leq 0,3$ και $\frac{L_1-L_2}{L_1} \leq 0,1$ Σχήμα 2.2 (d)).



Σχήμα 2.2: Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος κτιρίων με εσοχές (ΕΚ8 Σχ. 4.1)

2.2.3 Τιμές του Συντελεστή Συμπεριφοράς για Οριζόντιες Σεισμικές Δράσεις (§ 5.2.2.2)

Ο ΕΚ8 δίνει μία μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, η οποία υπολογίζεται για κάθε διεύθυνση σχεδιασμού χωριστά, ως εξής:

$$q = q_0 k_w \geq 1.5 \quad (2.3)$$

όπου:

q_0 : η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, που εξαρτάται από τον τύπο του στατικού συστήματος, την κατηγορία πλαστιμότητας και την κανονικότητα καθ' ύψος. Για κτίρια κανονικά καθ' ύψος η τιμή αυτή δίνεται από τον Πίνακα 2.1, ενώ για κτίρια μη κανονικά οι τιμές του Πίνακα 2.1 απομειώνονται κατά 20% ($q'_0 = 0.8q_0$).

k_w : συντελεστής που εκφράζει την επικρατούσα μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα και λαμβάνεται ως εξής:

- $k_w = 1$ (2.4), για πλαισιωτά ή ισοδύναμα προς πλαισιωτά διπλά συστήματα ή
- $0.5 \leq k_w = (1 + \alpha_0)/3 \leq 1$ (2.5), για συστήματα τοιχωμάτων, ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα και στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα. α_0 είναι η κυριαρχούσα τιμή του λόγου διαστάσεων ύψους προς μήκος της διατομής των τοιχωμάτων του στατικού συστήματος ($\alpha_0 = h_w/l_w$). Σε περίπτωση που οι λόγοι αυτοί των επιμέρους τοιχωμάτων δεν διαφέρουν σημαντικά, η κυριαρχούσα τιμή του λόγου α_0 υπολογίζεται από τα αντίστοιχα αθροίσματα για όλα τα τοιχώματα: $\alpha_0 = \Sigma h_{wi}/\Sigma l_{wi}$ (2.6).

Πίνακας 2.1: Βασική τιμή, q_0 , του συντελεστή συμπεριφοράς κανονικών καθ' ύψος κτιρίων από Ω.Σ. (Πίνακας 5.1 ΕΚ8)

ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτό σύστημα, διπλό σύστημα, σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων	$3,0 \alpha_u/\alpha_l$	$4,5 \alpha_u/\alpha_l$
Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3,0	$4,0 \alpha_u/\alpha_l$
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	2,0	3,0
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	1,5	2,0

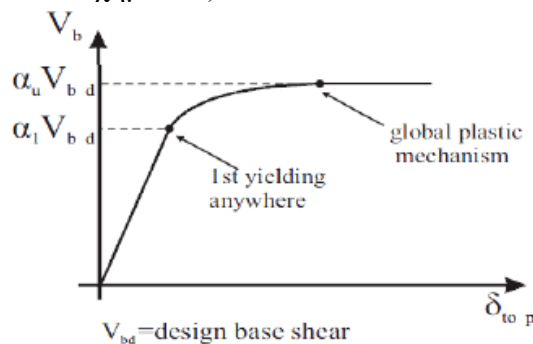
Από τον Πίνακα 2.1 παρατηρούμε ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς για την ΚΠΜ προκύπτει, όπως αναμενόταν, μικρότερος από αυτόν της ΚΠΥ με μία διαφορά της τάξης του 30% ($q_{0,M} = (2/3 \div 3/4) q_{0,Y}$) (βλέπε και Πίνακα 2.3)

Στον Πίνακα 2.1 οι τιμές α_u , α_l ορίζονται ως εξής:

- α_l : η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια σεισμικά φορτία για την δημιουργία της πρώτης (καμπτικής) πλαστικής άρθρωσης σε οποιοδήποτε στοιχείο του φορέα, ενώ οι άλλες δράσεις σχεδιασμού είναι σταθερές
- α_u : η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια σεισμικά φορτία για να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις σε τόσες θέσεις ώστε να

σηματιστεί πλήρως πλαστικός μηχανισμός, διατηρώντας τις υπόλοιπες δράσεις σχεδιασμού σταθερές.

Είναι προφανές από τους παραπάνω ορισμούς ότι ο λόγος a_u/a_1 είναι μία έμμεση έκφραση του βαθμού υπερστατικότητας της κατασκευής και ο υπολογισμός του θεωρητικά προκύπτει εύκολα από την καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετάθεσης κορυφή του φορέα («καμπύλη ικανότητας»), όπως αυτή προκύπτει μετά την εφαρμογή στατικής ανελαστικής ανάλυσης (βλέπε Σχήμα 2.3).



Σχήμα 2.3: Υπολογισμός λόγου a_u/a_1 από την καμπύλη ικανότητας

Ελλείψει, όμως, της καμπύλης αυτής και ακριβέστερων υπολογισμών, για κτίρια κανονικά σε κάτοψη μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ακόλουθες προσεγγίσεις του Πίνακα 2.2. Σημειώνεται ότι για κτίρια μη κανονικά σε κάτοψη η προσεγγιστική τιμή του λόγου προκύπτει ως η μέση τιμή των τιμών: 1 και της τιμής που αντιστοιχεί στα αντίστοιχα κανονικά.

Πίνακας 2.2: Προτεινόμενες τιμές λόγου a_u/a_1 στον ΕΚ8

Χαρακτηριστικά Στατικού Συστήματος Φορέα	a_u/a_1	
	Κτίρια κανονικά σε κάτοψη	Κτίρια μη κανονικά σε κάτοψη
<u>Πλαισιωτά ή ισοδύναμα προς πλαισιωτά διπλά συστήματα:</u>		
i) Μονώροφα	1.1	1.05
ii) Πολυώροφα δίστυλα πλαισιωτά κτίρια	1.2	1.1
iii) Πολυώροφα πολύστυλα πλαισιωτά ή ισοδύναμα προς αυτά διπλά συστήματα	1.3	1.15
<u>Συστήματα τοιχωμάτων ή ισοδύναμα προς αυτά διπλά συστήματα:</u>		
i) Σύστημα τοιχωμάτων με μόνο δύο ασύζευκτα τοιχώματα σε κάθε οριζόντια διεύθυνση	1	1
ii) Άλλα συστήματα ασύζευκτων τοιχωμάτων	1.1	1.05
iii) Ισοδύναμα προς συστήματα τοιχωμάτων, διπλά συστήματα ή συστήματα συζευγμένων τοιχωμάτων	1.2	1.1

Υψηλότερες τιμές από αυτές που δίνονται στον Πίνακα 2.2 μπορούν να χρησιμοποιηθούν εφόσον επιβεβαιώνονται από ανάλυση pushover. Σε κάθε περίπτωση,

ωστόσο, η μέγιστη τιμή που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στη μελέτη είναι 1.5, ακόμα και αν η ακριβής αυτή ανάλυση οδηγεί σε μεγαλύτερες τιμές.

Με βάση τα παραπάνω προκύπτουν οι τελικοί (μέγιστοι επιτρεπόμενοι) συντελεστές συμπεριφοράς q για τις διάφορες κατασκευές (έχει ληφθεί ως παραδοχή $k_w=1$ για όλες τις περιπτώσεις) και για τους τέσσερις συνδυασμούς κανονικότητας (σε κάτοψη και καθ' ύψος):

Πίνακας 2.3 (α & β): Τελικές τιμές (μέγιστου) συντελεστή συμπεριφοράς q κτιρίων από ω.σ.

Χαρακτηριστικά Στατικού Συστήματος Φορέα	Κτίριο κανονικό σε κάτοψη και καθ' ύψος		Κτίριο κανονικό σε κάτοψη, όχι καθ' ύψος	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Στρεπτικά Εύκαμπτο	2	3	1.6	2.4
Ανεστραμμένο εκκρεμές	1.5	2	1.2	1.6
Σύστημα τοιχωμάτων με μόνο δύο ασύζευκτα τοιχώματα σε κάθε οριζόντια διεύθυνση	3	4	2.4	3.2
Λοιπά συστήματα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3	4.4	2.4	3.52
Ισοδύναμα προς συστήματα τοιχωμάτων, διπλά συστήματα ή συστήματα συζευγμένων τοιχωμάτων	3.6	5.4	2.88	4.32
Μονώροφα πλαισιωτά (ή ισοδύναμα προς πλαισιωτά διπλά) συστήματα	3.3	4.95	2.64	3.96
Πολυώροφα δίτυλα πλαισιωτά κτίρια	3.6	5.4	2.88	4.32
Πολυώροφα πολύτυλα πλαισιωτά ή ισοδύναμα προς αυτά διπλά συστήματα	3.9	5.85	3.12	4.68

Χαρακτηριστικά Στατικού Συστήματος Φορέα	Κτίριο κανονικό καθ' ύψος, όχι σε κάτοψη		Κτίριο μη κανονικό σε κάτοψη και καθ' ύψος	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Στρεπτικά Εύκαμπτο	2	3	1.6	2.4
Ανεστραμμένο εκκρεμές	1.5	2	1.2	1.6
Σύστημα τοιχωμάτων με μόνο δύο ασύζευκτα τοιχώματα σε κάθε οριζόντια διεύθυνση	3	4	2.4	3.2
Λοιπά συστήματα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3	4.2	2.4	3.36
Ισοδύναμα προς συστήματα τοιχωμάτων, διπλά συστήματα ή συστήματα συζευγμένων τοιχωμάτων	3.3	4.95	2.64	3.96
Μονώροφα πλαισιωτά (ή ισοδύναμα προς πλαισιωτά διπλά) συστήματα	3.15	4.73	2.52	3.78
Πολυώροφα δίτυλα πλαισιωτά κτίρια	3.3	4.95	2.64	3.96
Πολυώροφα πολύτυλα πλαισιωτά ή ισοδύναμα προς αυτά διπλά συστήματα	3.45	5.18	2.76	4.14

Τέλος, για λόγους πληρότητας αναφέρεται ότι σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα και σε αντίθεση με το βασικό κείμενο του κανονισμού η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς δεν επιτρέπεται να αυξηθεί ακόμα και εάν στη μελέτη, προμήθεια και κατασκευή εφαρμόζεται ειδικό και πιστοποιημένο Σύστημα Ποιότητας επιπλέον των κανονικών.

2.3 Σύγκριση Κατασκευαστικών Διατάξεων Ευρωκώδικα 8

2.3.1 Γενικά Συμπεράσματα

Με μία πρώτη κιόλας ανάγνωση του κειμένου, είναι σαφής η τάση του Ευρωκώδικα 8 προς υιοθέτηση αυστηρότερων περιορισμών στις μεθόδους ανάλυσης, στους επιμέρους ελέγχους και στη διαμόρφωση των κατασκευαστικών λεπτομερειών για την ΚΠΥ. Η τάση αυτή είναι απολύτως λογική και αναμενόμενη, αφού όπως έχει εκτενώς αναλυθεί, η ΚΠΥ συνδέεται με μεγαλύτερες απαιτήσεις επίτευξης γενικής και τοπικής πλαστιμότητας.

Για διευκόλυνση των αναγνωστών και ως μία πρώτη προσέγγιση με τις επιμέρους διατάξεις, έχει επιχειρηθεί μία αρχική συγκέντρωση των διαφοροποιήσεων στις κανονιστικές διατάξεις των επιμέρους δομικών στοιχείων των ΚΠΜ-ΚΠΥ και μία ταξινόμηση τους ως προς το μέγεθος των αλλαγών που επιφέρουν στο σχεδιασμό. Η κατηγοριοποίηση αυτή σε καμία περίπτωση δε φιλοδοξεί να υποκαταστήσει το κείμενο του Κανονισμού, παρά μόνο να αποτελέσει ένα γρήγορο και εύχρηστο τρόπο να εντοπιστούν οι διαφορές των δύο εξεταζόμενων κατηγοριών πλαστιμότητας.

Μικρής έκτασης διαφοροποιήσεις: Πρόκειται για διατάξεις που ακολουθούν το ίδιο «πνεύμα», με ελαφρές διαφοροποιήσεις στις τιμές (π.χ. συντελεστών υπεραντοχής) ή/και μικρές προσθήκες, πάντα επί το αυστηρότερο για την ΚΠΥ. Τέτοιες διατάξεις είναι αυτές που αφορούν:

- Υλικά και γεωμετρικούς περιορισμούς
- Τον ικανοτικό σχεδιασμό τέμνουσας δοκών-υποστυλωμάτων
- Τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών σχεδιασμού πλάστιμων τοιχωμάτων (ιδιαίτερα τον υπολογισμό της αυξημένης τέμνουσας σχεδιασμού)
- Λεπτομέρειες για τοπική πλαστιμότητα δοκών (περιλαμβάνονται και κάποιες επιπλέον διατάξεις όπλισης για ΚΠΥ)
- Περιορισμούς στην ανηγμένη αξονική δύναμη υποστυλωμάτων
- Λεπτομέρειες για τοπική πλαστιμότητα υποστυλωμάτων (περιλαμβάνονται και κάποιες επιπλέον διατάξεις για τους κατώτατους ορόφους ΚΠΥ)
- Τον υπολογισμό αντοχής σε κάμψη και περιορισμούς στην ανηγμένη αξονική δύναμη των πλάστιμων τοιχωμάτων
- Λεπτομέρειες για τοπική πλαστιμότητα των πλάστιμων τοιχωμάτων (κυρίως αφορούν τα περισφιγμένα στοιχεία άκρων)
- Τις αγκυρώσεις ράβδων οπλισμού
- Τα στοιχεία θεμελίωσης (ανάλυση, έλεγχοι)

- Τις δυσμενείς επιρροές τοιχοπληρώσεων σε υποστυλώματα (κοντά υποστυλώματα, μονόπλευρες τοιχοπληρώσεις)

Μεγάλης έκτασης διαφοροποιήσεις: Πρόκειται για διατάξεις που απουσιάζουν εντελώς από τη μία εκ των δύο κατηγοριών πλαστιμότητας ή διαφοροποιούνται σε μεγάλο βαθμό ως προς τη «λογική» τους. Τέτοιες διατάξεις είναι αυτές που αφορούν:

- Τα «μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα», τα οποία επιτρέπονται μόνο σε φορείς ΚΠΜ
- Τους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων, για τους οποίους ορίζονται (αν όχι αποκλειστικά, σίγουρα σε πολύ αυστηρότερο επίπεδο) στην ΚΠΥ διατάξεις για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών τους, τον έλεγχο και την όπλιση τους
- Τον έλεγχο σε διάτμηση των δοκών ΚΠΥ, για τις οποίες προβλέπεται, υπό προϋποθέσεις, η τοποθέτηση δισδιαγώνιου οπλισμού
- Τον έλεγχο σε διάτμηση των πλάστιμων τοιχωμάτων, καθώς στην ΚΠΥ προβλέπεται ο έλεγχος τριών διαφορετικής φύσεως τεμνουσών (διαγώνια θλίψη, διαγώνιος εφελκυσμός και διατμητική ολίσθηση), καθώς και πρόσθετες διατάξεις για κοντά υποστυλώματα
- Την όπλιση κορμού πλάστιμων τοιχωμάτων και τη διαστασιολόγηση δοκών σύζευξης στην ΚΠΥ
- Τη σύνδεση (ύπαρξη κόμβων) στοιχείων θεμελίωσης με τα κατακόρυφα στοιχεία του φορέα
- Την επίδραση της μη-κανονικής κατανομής τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη και καθ' ύψος (διατάξεις υποχρεωτικές για ΚΠΥ, συμβουλευτικού μόνο χαρακτήρα για ΚΠΜ)
- Τα διαφράγματα από σκυρόδεμα για φορείς ΚΠΥ ειδικών χαρακτηριστικών

2.3.2 Αναλυτική Σύγκριση Κανονιστικών Διατάξεων

Στην παρούσα υποενότητα, παρουσιάζεται μία αναλυτική σύγκριση των επιμέρους διατάξεων για τις ΚΠΜ-ΚΠΥ, όπως αυτές ορίζονται στον Ευρωκώδικα 8 και ιδιαίτερα στα Κεφάλαια 4 και 5. Οι κανονιστικές διατάξεις έχουν ομαδοποιηθεί ως προς το αντικείμενό τους (π.χ. γεωμετρικοί περιορισμοί, αντοχή σε κάμψη δοκών/υποστυλωμάτων κ.ο.κ.), και για κάθε μία από αυτές τις ομάδες παρατίθενται σε ξεχωριστά χωρία τα κοινά για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας μέτρα και οι διαφοροποιήσεις τους. Στην αρκετά συχνή περίπτωση που ισχύουν και για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας οι ίδιοι τύποι με μικρές αλλαγές σε συντελεστές (π.χ. υπεραντοχής), οι τύποι παρατίθενται στο πεδίο «κοινές διατάξεις» με σύμβολο (#) στο διαφοροποιούμενο συντελεστή, οι τιμές του οποίου, πλέον, δίνονται στο πεδίο «διαφοροποιήσεις». Σημειώνεται ότι σε γενικές γραμμές, στην ακόλουθη παρουσίαση τηρείται η σειρά παράθεσης των διατάξεων του ΕΚ8.

2.3.2.1 Απαιτήσεις υλικών (§5.4.1.1 & §5.5.1.1)

Γενικά

Οι κατάλληλες ποιότητες χάλυβα και σκυροδέματος, σύμφωνα με τις προδιαγραφές του ΕΚ8, είναι απαραίτητες για την εξασφάλιση τοπικής πλαστιμότητας. Στην ΚΠΥ εφαρμόζονται ελαφρώς αυστηρότεροι περιορισμοί, σχετικά με την κατηγορία τόσο του χρησιμοποιούμενου σκυροδέματος, όσο και του χάλυβα.

Κοινές Διατάξεις

- Σε κύρια σεισμικά στοιχεία δεν θα χρησιμοποιείται σκυρόδεμα κατηγορίας χαμηλότερης από κάποια συγκεκριμένη C(#1).
- Σε κρίσιμες περιοχές των κύριων σεισμικών στοιχείων θα χρησιμοποιούνται αποκλειστικά ράβδοι με νευρώσεις, με εξαίρεση τους κλειστούς, μονοσκελείς συνδετήρες
- Σε κρίσιμες περιοχές των κύριων σεισμικών στοιχείων θα χρησιμοποιούνται χάλυβας οπλισμού κατηγορίας B/C(#2) του ΕΚ2-1-1, Πίνακας C.1.

Διαφοροποιήσεις

- #1: $\begin{cases} C 16/20, & \text{για ΚΠΜ} \\ C 20/25, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases}$
- #2: $\begin{cases} B \text{ ή } C, & \text{για ΚΠΜ} \\ C, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases}$
- Επιπλέον απαίτηση για τον χάλυβα οπλισμού στην ΚΠΥ είναι η ανώτερη χαρακτηριστική τιμή (κλάσμα 95%) της πραγματικής αντοχής διαρροής $f_{yk,0.95}$ να μην υπερβαίνει την ονομαστική τιμή κατά περισσότερο από 25%.
- Στην ΚΠΜ επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται συγκολλημένα πλέγματα, εφόσον ικανοποιούνται και οι λοιπές απαιτήσεις περί οπλισμών.

2.3.2.2 Γεωμετρικοί περιορισμοί (§5.4.1.2 & §5.5.1.2)

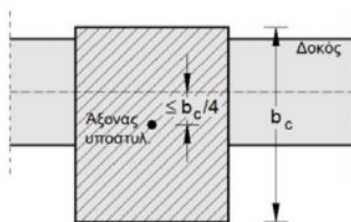
Γενικά

Για τη μείωση των αβεβαιοτήτων από γεωμετρικά σφάλματα, ο ΕΚ8 επιβάλλει κάποιους γεωμετρικούς περιορισμούς ανά είδος δομικού στοιχείου. Οι διατάξεις για τις δύο κατηγορίες είναι σε μεγάλο βαθμό ίδιες, με την προσθήκη κάποιων επιπλέον στην ΚΠΥ. Εξαίρεση αποτελούν τα Μεγάλα Ελαφρά Οπλισμένα Τοιχώματα, για τα οποία επιτρέπεται η ανάλυση μόνο με ΚΠΜ. Παρ' ότι σε αυτή την περίπτωση δε χρειάζεται προφανώς να γίνει κάποια σύγκριση, επιλέγεται να παρουσιαστούν και αυτές οι διατάξεις για λόγους πληρότητας.

2.3.2.2.1 Δοκοί

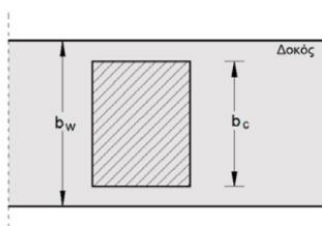
Κοινές Διατάξεις

- Η (οριζόντια) εκκεντρότητα του άξονα δοκών σε σχέση με αυτόν του υποστυλώματος στο οποίο συμβάλλει θα περιορίζεται σε $e \leq b_c/4$ (2.7) (b_c : η μεγαλύτερη διάσταση διατομής του υποστυλώματος κάθετα στον διαμήκη άξονα της δοκού), ώστε να επιτρέπει τη σωστή μεταφορά των ανακυκλικών ροπών από μία κύρια σεισμική δοκό σε ένα υποστύλωμα.



Σχήμα 2.4: Περιορισμός εκκεντρότητας δοκών κατά τον ΕΚ8

- Για την εκμετάλλευση της ευνοϊκής επίδρασης της θλίψης του σκυροδέματος υποστυλωμάτων στη συνάφεια των οριζόντιων ράβδων που διέρχονται μέσα από τον κόμβο, το πλάτος b_w μίας κύριας σεισμικής δοκού πρέπει να ικανοποιεί τη συνθήκη: $b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\}$ (2.8), όπου h_w το ύψος της δοκού.



Σχήμα 2.5: Περιορισμός πλάτους (κύριας) δοκού

Διαφοροποιήσεις

- Επιπλέον, στην ΚΠΥ ορίζεται ότι το πλάτος των κύριων σεισμικών δοκών δεν θα είναι μικρότερο από 200mm, ενώ ο λόγος πλάτους προς ύψος του κορμού τους θα ικανοποιεί την έκφραση (5.40b) του ΕΚ2-1-1, δηλαδή θα ισχύει: $h_w/b_w \leq 3.5$ (2.9) και $l_{ot}/b_w \leq 70/(h_w/b_w)^{1/3}$ (2.10), όπου l_{ot} : απόσταση μεταξύ στρεπτικών στηρίξεων.

2.3.2.2.2 Υποστυλώματα

Κοινές Διατάξεις

- Εκτός αν ισχύει $\theta \leq 0.1$ (θ : συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου, όπως ορίζεται στον ΕΚ8 §4.4.2.2 (2)) οι διαστάσεις διατομής των κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων δεν πρέπει να είναι μικρότερες από το 1/10 της μεγαλύτερης απόστασης μεταξύ του σημείου καμπής και των άκρων του υποστυλώματος, για κάμψη μέσα σε επίπεδο παράλληλο προς την εξεταζόμενη διάσταση υποστυλώματος.

Διαφοροποιήσεις

- Στην ΚΠΥ δεν επιτρέπεται διάσταση διατομής κύριου σεισμικού υποστυλώματος μικρότερη των 250mm.

2.3.2.2.3 Πλάστιμα τοιχώματα

Κοινές Διατάξεις

- Το πάχος του κορμού, b_{wo} (σε m), πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη έκφραση: $b_{wo} \geq \max\{0.15; h_s/20\}$ (2.11), όπου h_s : το καθαρό ύψος ορόφου (σε m).

- Πρόσθετες απαιτήσεις εφαρμόζονται σχετικά με το πάχος των περισιγμένων στοιχείων άκρων των (κύριων) τοιχωμάτων (βλέπε αργότερα σχετικό εδάφιο και τι ισχύει για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας).

Διαφοροποιήσεις

- Στην ΚΠΥ επισημαίνεται ότι τυχαία ανοίγματα που δεν έχουν κανονική διάταξη, ώστε να οδηγούν σε συζευγμένα τοιχώματα πρέπει να αποφεύγονται σε κύρια σεισμικά τοιχώματα, εκτός αν η επιρροή τους είναι είτε ασήμαντη είτε λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση, διαστασιολόγηση και διαμόρφωση λεπτομερειών.

2.3.2.2.4 Μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα

Κοινές Διατάξεις

- - (δεν προβλέπονται μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα σε ΚΠΥ)

Διαφοροποιήσεις

- Και για αυτόν τον τύπο τοιχωμάτων ισχύει η σχέση (2.11) που αναφέρθηκε παραπάνω (ΚΠΜ).

2.3.2.2.5 Ειδικό κανόνες για δοκούς που φέρουν ασυνεχή (φυτευτά) κατακόρυφα στοιχεία

Κοινές Διατάξεις

- Δεν επιτρέπεται να εδράζονται φέροντα τοιχώματα σε δοκούς ή πλάκες.
- Για κύριες σεισμικές δοκούς που φέρουν υποστυλώματα τα οποία διακόπτονται κάτω από τη δοκό δεν θα υπάρχει καμία εκκεντρότητα του άξονα του υποστυλώματος σε σχέση με αυτόν της δοκού, ενώ η δοκός θα έχει τουλάχιστον δύο άμεσες στηρίξεις (σε τοιχώματα ή υποστυλώματα).

Διαφοροποιήσεις

- -

2.3.2.3 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού (§4.4.2 & §5.2.3 & §5.4.2 & §5.5.2)

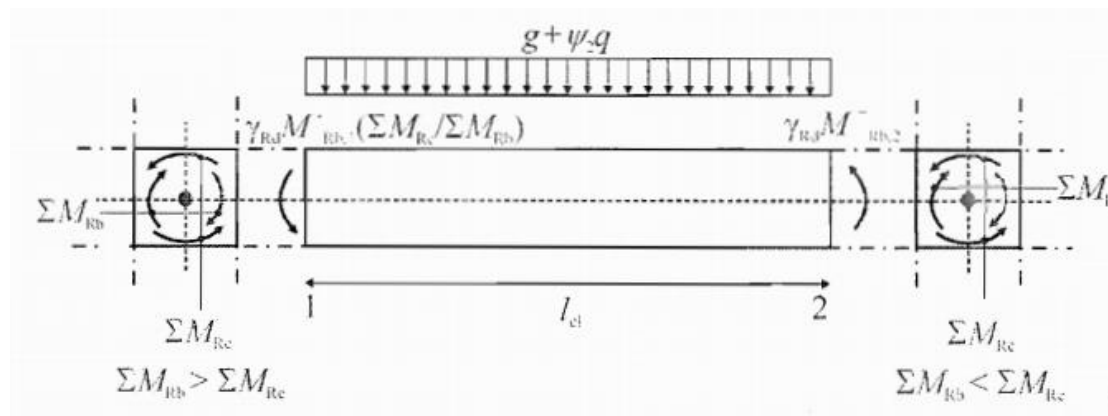
Γενικά

Σε ότι αφορά τον προσδιορισμό της αξονικής δύναμης και της ροπής κάμψης σχεδιασμού, ισχύουν γενικά οι ίδιες διατάξεις για δοκούς και υποστυλώματα. Διαφοροποιήσεις παρατηρούνται στον ικανοτικό σχεδιασμό τέμνουσας για τις δοκούς και τα υποστυλώματα (συντελεστής γ_{Rd}), καθώς και σε μεγαλύτερη κλίμακα στον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών στα πλάστιμα τοιχώματα. Τέλος, ιδιαίτερη εντύπωση προκαλεί η παντελής απουσία διατάξεων στην ΚΠΜ για τον υπολογισμό της τέμνουσας στους κόμβους δοκών υποστυλωμάτων, που φαίνεται να αναδεικνύεται σε ένα από τα πιο «ευαίσθητα σημεία» στο σχεδιασμό με ΚΠΥ. Και σε αυτή την ομάδα διατάξεων, γίνεται λόγος για τα μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα, τα οποία υπενθυμίζεται ότι επιτρέπονται μόνο στην ΚΠΜ. Αναλυτικά, η σύγκριση του τρόπου υπολογισμού των εντατικών μεγεθών σχεδιασμού για τα επιμέρους δομικά στοιχεία παρατίθεται παρακάτω:

2.3.2.3.1 Δοκοί

Κοινές Διατάξεις

- Οι τιμές σχεδιασμού των ροπών κάμψης και αξονικών δυνάμεων θα υπολογίζονται από την ανάλυση του φορέα για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, λαμβάνοντας υπόψη αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (ΕΚ8 §4.4.2.2) και πιθανές ανακατανομές ροπών κάμψης (σύμφωνα με τον ΕΚ2-1-1).
- Σε κύριες σεισμικές δοκούς ο καθορισμός των σεισμικών τεμνουσών σχεδιασμού θα γίνεται με τον κανόνα ικανοτικού σχεδιασμού, βάσει της ισορροπίας δοκού υπό: α) το εγκάρσιο φορτίο που δρα επί της δοκού στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και β) τις ροπές άκρων $M_{i,d}$ που αντιστοιχούν σε σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων για θετικές και αρνητικές διευθύνσεις σεισμικής φόρτισης (με $i=1,2$ συμβολίζονται οι ακραίες διατομές της δοκού). Οι πλαστικές αρθρώσεις θα θεωρείται ότι σχηματίζονται στα άκρα των δοκών ή (εάν σχηματίζονται εκεί πρώτα) στα κατακόρυφα στοιχεία που συνδέονται με τους κόμβους στους οποίους συνδέονται μονολιθικά τα άκρα της δοκού (βλέπε Σχήμα 2.6). Ο ικανοτικός αυτός σχεδιασμός υλοποιείται ως εξής:



Σχήμα 2.6: Ικανοτικός σχεδιασμός τεμνουσών δυνάμεων σε δοκούς (ΕΚ8- Σχήμα 5.1)

- i) Στην ακραία διατομή i πρέπει να υπολογίζονται οι δύο ακραίες τιμές της δράσας τέμνουσας δύναμης ($V_{ed,max,i}$ και $V_{ed,min,i}$) που αντιστοιχούν στις μέγιστες θετικές και στις μέγιστες αρνητικές ακραίες ροπές $M_{i,d}$ που μπορούν να αναπτυχθούν στα άκρα 1-2 της δοκού.
- ii) Οι ροπές άκρων $M_{i,d}$ υπολογίζονται από τον τύπο:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min\left(1, \frac{\Sigma M_{Rc}}{\Sigma M_{Rb}}\right) \quad (2.12)$$

όπου:

γ_{Rd} : συντελεστής που εκφράζει την πιθανή υπεραντοχή λόγω σκλήρυνσης υπό παραμόρφωση του χάλυβα και διαφέρει αναλόγως της κατηγορία πλαστιμότητας (#1)

$M_{Rb,i}$: υπολογιστική ροπή αντοχής στο άκρο i , στη φορά της σεισμικής ροπής κάμψης που αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη φορά σεισμικής δράσης

ΣM_{Rc} : άθροισμα υπολογιστικών ροπών αντοχής υποστυλωμάτων που συντρέχουν στον κόμβο για την εξεταζόμενη φορά σεισμικής δράσης και για αξονική δύναμη (ή δυνάμεις) σύμφωνα με τον αντίστοιχο σεισμικό συνδυασμό.

ΣM_{Rb} : άθροισμα υπολογιστικών ροπών αντοχής δοκών που συντρέχουν στον κόμβο (μονολιθική σύνδεση) για την εξεταζόμενη φορά σεισμικής δράσης. Τονίζεται ότι ο οπλισμός της πλάκας που είναι παράλληλος προς τις δοκούς και εντός του συνεργαζόμενου πλάτους b_{eff} (όπως αυτό ορίζεται στην παράγραφο §5.4.3.1.1 (3)) θεωρείται ότι συνεισφέρει στον υπολογισμό του ΣM_{Rb} , αν είναι αγκυρωμένος πέραν της παρειάς της δοκού στον κόμβο.

iii) Σημειώνεται ότι σε άκρο στο οποίο η δοκός εδράζεται έμμεσα σε άλλη δοκό, αντί να συμβάλλει σε κατακόρυφο μέλος, η τοπική ροπή του άκρου δοκού $M_{i,d}$ μπορεί να ληφθεί ίση με τη δρώσα ροπή στο ακραίο τμήμα της δοκού στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Διαφοροποιήσεις

- #1: $\gamma_{Rd} = \begin{cases} 1, & \text{για ΚΠΜ} \\ 1.2, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases}$

2.3.2.3.2 Υποστυλώματα

Κοινές Διατάξεις

➤ Οι τιμές σχεδιασμού των ροπών κάμψης και αξονικών δυνάμεων θα λαμβάνονται από τη μελέτη του φορέα για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, λαμβάνοντας υπόψη αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (ΕΚ8 §4.4.2.2), καθώς και τις απαιτήσεις ικανοτικού σχεδιασμού (βλέπε επόμενη παράγραφο).

➤ Σε κτίρια με πλαισιωτό ή ισοδύναμο προς πλαισιωτό, διπλό σύστημα, για την αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού μαλακού ορόφου, η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων πρέπει να γίνεται με βάση τον ικανοτικό σχεδιασμό κόμβων μεταξύ πρωτευόντων ή δευτερευουσών σεισμικών δοκών και πρωτευόντων υποστυλωμάτων, σύμφωνα με τη σχέση:

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1.3 \Sigma M_{Rb} \quad (2.13)$$

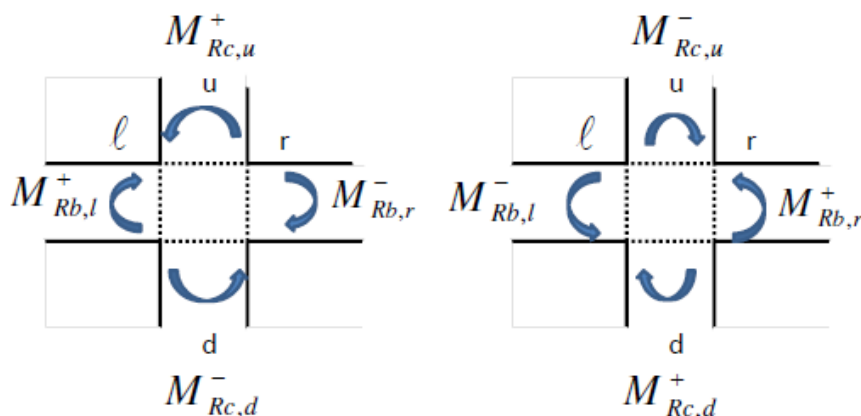
όπου:

ΣM_{Rc} : το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συμβάλλουν στον κόμβο. Πρέπει να χρησιμοποιείται η ελάχιστη τιμή της ροπής αντοχής υποστυλωμάτων μέσα στο εύρος των αξονικών δυνάμεων που αντιστοιχούν στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

ΣM_{Rb} : το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού ροπών αντοχής δοκών που συμβάλλουν στον κόμβο. Όταν χρησιμοποιούνται συνδέσεις μερικής αντοχής, οι ροπές των συνδέσεων αυτών είναι που λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό του ΣM_{Rb} . Σημειώνεται ότι και σε αυτή την περίπτωση ο οπλισμός της πλάκας που είναι παράλληλος προς τις δοκούς και εντός του συνεργαζόμενου πλάτους b_{eff} θεωρείται ότι συνεισφέρει στον υπολογισμό του ΣM_{Rb} , αν είναι αγκυρωμένος πέραν της παρειάς της δοκού στον κόμβο.

Σημειώνεται ότι η έκφραση (2.13) πρέπει να ικανοποιείται σε δύο ορθογώνια κατακόρυφα επίπεδα κάμψης, τα οποία σε κτίρια με πλαίσια διατεταγμένα σε δύο ορθογώνιες διευθύνσεις ταυτίζονται με τις διευθύνσεις αυτές. Πρέπει να ικανοποιείται και για τις δύο φορές (θετική και αρνητική) της δράσης των ροπών δοκών περί τον κόμβο με τις ροπές των υποστυλωμάτων να λαμβάνονται έτσι ώστε να εξισορροπούν

πάντα τις ροπές των δοκών (βλέπε Σχήμα 2.7). Εάν το στατικό σύστημα είναι πλαισιωτό ή ισοδύναμο προς πλαισιωτό σε μία μόνο από τις δύο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις του, τότε η έκφραση (2.13) πρέπει να ικανοποιείται μόνο σε κατακόρυφα επίπεδα σε αυτήν τη διεύθυνση.

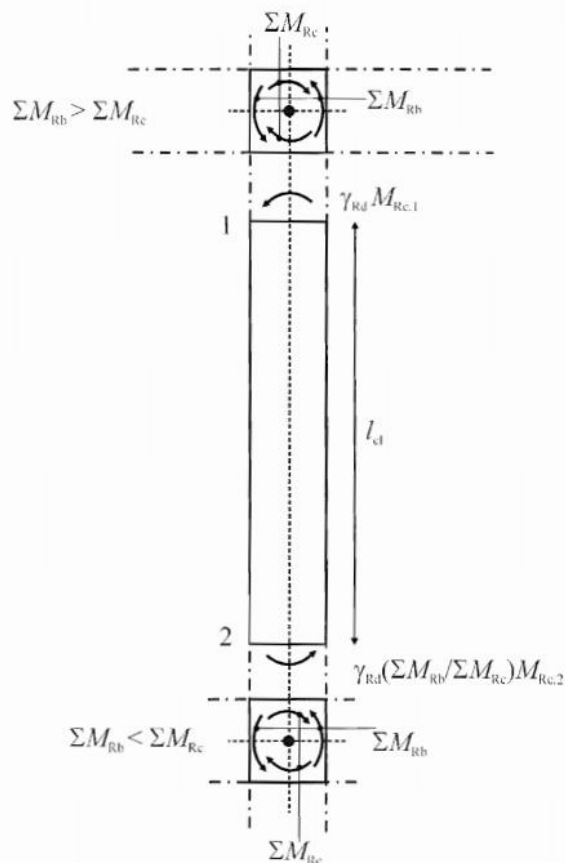


Σχήμα 2.7: Εξεταζόμενες ροπές ικανοτικού σχεδιασμού κόμβων (Βιντζηλαίου)

Εξαιρέσεις προς την απαίτηση ικανοποίησης του ικανοτικού σχεδιασμού αποτελούν:

- i) Το δώμα πολυώροφων κτιρίων
- ii) Επίπεδα πλαίσια με τουλάχιστον τέσσερα υποστυλώματα με ίδιες περίπου διατομές, στα οποία δεν απαιτείται να ισχύει η (2.13) σε όλα τα υποστυλώματα, παρά μόνο σε τρία από κάθε τέσσερα
- iii) Ο κατώτατος όροφος διώροφων κτιρίων εφόσον η τιμή της ανηγμένης αξονικής v_d δεν υπερβαίνει την τιμή 0.3 σε κάθε υποστύλωμα ($v_d \leq 0.3$)

➤ Σε κύρια σεισμικά υποστυλώματα οι τιμές σχεδιασμού των τεμνουσών δυνάμεων θα υπολογίζονται σύμφωνα με τον κανόνα ικανοτικού σχεδιασμού, με βάση την ισορροπία του υποστυλώματος υπό ροπές άκρων $M_{i,d}$ που αντιστοιχούν σε σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων για θετικές και αρνητικές διευθύνσεις σεισμικής φόρτισης (με $i=1,2$ συμβολίζονται οι ακραίες διατομές του υποστυλώματος). Οι πλαστικές αρθρώσεις θεωρείται ότι σχηματίζονται (συνηθέστερα) στα άκρα των δοκών που συνδέονται με τους κόμβους στα άκρα του υποστυλώματος ή (εάν σχηματίζονται εκεί πρώτα) στα άκρα των υποστυλωμάτων (βλέπε Σχήμα 2.8).



Σχήμα 2.8: Τέμνουσα δύναμη ικανοτικού σχεδιασμού σε υποστυλώματα (ΕΚ8- Σχήμα 5.2)

Οι ροπές άκρων $M_{i,d}$ δίνονται από τη σχέση:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min\left(1; \frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Rc}}\right) \quad (2.14)$$

όπου:

γ_{Rd} : συντελεστής που εκφράζει την πιθανή υπεραντοχή λόγω σκλήρυνσης υπό παραμόρφωση του χάλυβα και λόγω περίσφιγξης της θλιβόμενης ζώνης σκυροδέματος και διαφέρει ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας (#1)

$M_{Rc,i}$: υπολογιστική ροπή αντοχής στο άκρο i για την εξεταζόμενη φορά της σεισμικής δράσης και για την αξονική δύναμη (ή δυνάμεις) του υποστυλώματος στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

ΣM_{Rc} & ΣM_{Rb} : ορίζονται όπως στην περίπτωση των δοκών

Διαφοροποιήσεις

- #1: $\gamma_{Rd} = \begin{cases} 1.1, & \text{για ΚΠΜ} \\ 1.3, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases}$

2.3.2.3.3 Κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων

Κοινές Διατάξεις

- - (μόνο ΚΠΥ)

Διαφοροποιήσεις

➤ Η οριζόντια τέμνουσα που δρα στον πυρήνα ενός κόμβου μεταξύ κύριων σεισμικών δοκών και υποστυλωμάτων θα καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη τις δυσμενέστερες συνθήκες σεισμικής δράσης, δηλαδή συνθήκες ικανοτικού σχεδιασμού για τις δοκούς που συντρέχουν στον κόμβο και συμβατές τιμές των τεμνουσών δυνάμεων στα άλλα συνδεόμενα στοιχεία. Απλουστευμένες εκφράσεις για την οριζόντια αυτή τέμνουσα μπορούν να χρησιμοποιηθούν:

i) για εσωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2})f_{yd} - V_c \quad (2.15)$$

ii) για εξωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd}A_{s1}f_{yd} - V_c \quad (2.16)$$

όπου:

A_{s1} : η διατομή του άνω οπλισμού δοκού

A_{s2} : η διατομή του κάτω οπλισμού δοκού

V_c : η τέμνουσα δύναμη υποστυλώματος πάνω από τον κόμβο (σεισμική κατάσταση σχεδιασμού)

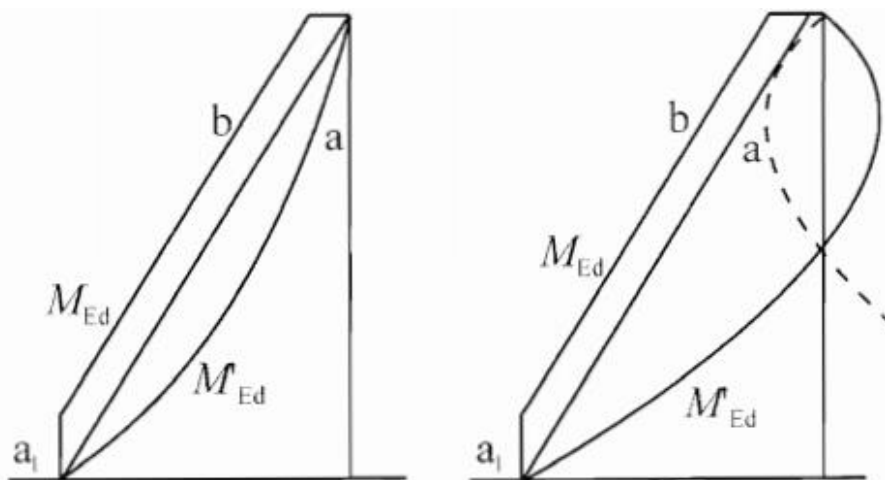
$\gamma_{Rd} \geq 1.2$: συντελεστής υπεραντοχής λόγω κράτυνσης του χάλυβα

2.3.2.3.4 Πλάστιμα ΤοιχώματαΚοινές Διατάξεις

➤ Επιτρέπεται ανακατανομή σεισμικών εντατικών μεγεθών μεταξύ κύριων σεισμικών τοιχωμάτων μέχρι και 30%, αν δεν μειώνεται η συνολική απαίτηση αντοχής. Οι τέμνουσες δυνάμεις πρέπει να ανακατανέμονται ανάλογα με τις ροπές κάμψης, με κριτήριο ο λόγος των ροπών κάμψης προς τις τέμνουσες δυνάμεις να μην επηρεάζεται σημαντικά σε κάθε επιμέρους τοίχωμα. Στα τοιχώματα με μεγάλες διακυμάνσεις αξονικών δυνάμεων (π.χ. συζευγμένα) οι ροπές και οι τέμνουσες ακολουθούν μία πορεία ανακατανομής από τα τοιχώματα υπό χαμηλή θλίψη (ή εφελκυσμό) προς εκείνα υπό υψηλή θλίψη. Στα συζευγμένα τοιχώματα, ακόμα, αν δεν επηρεάζεται η σεισμική αξονική δύναμη (η προκαλούμενη από τις τέμνουσες των δοκών σύζευξης) στη βάση κάθε επιμέρους τοιχώματος επιτρέπεται ανακατανομή έως και 20% των σεισμικών εντατικών μεγεθών μεταξύ δοκών σύζευξης διαφορετικών ορόφων.

➤ Αβεβαιότητες σχετικά με την κατανομή ροπών κατά το ύψος λιγυρών κύριων σεισμικών τοιχωμάτων (με λόγο ύψους προς μήκος $\alpha = h_w/l_w > 2$) θα λαμβάνονται υπόψη, ανεξαρτήτως της ακολουθούμενης μεθόδου ανάλυσης, με μία απλουστευμένη μέθοδο: Το διάγραμμα καμπτικών ροπών σχεδιασμού καθ' ύψος του τοιχώματος θα πρέπει να προκύπτει από την περιβάλλουσα ροπών κάμψης της ανάλυσης, με κατακόρυφη μετατόπιση («μετατόπιση της εφελκυστικής δύναμης») η οποία θα είναι συμβατή με την κλίση θλιπτήρων σκυροδέματος που λαμβάνεται στον έλεγχο ΟΚΑ σε διάτμηση, με μία πιθανή διάταξη θλιπτήρων κοντά στη βάση τύπου ριπιδίου και με τις πλάκες των ορόφων να δρουν ως ελκυστήρες. Σημειώνεται ότι είναι αποδεκτό να θεωρηθεί η περιβάλλουσα γραμμική, αν ο φορέας δεν παρουσιάζει σημαντικές ασυνέχειες δυσκαμψίας, μάζας ή αντοχής καθ' ύψος. Με άλλα λόγια, ακολουθώντας την παραπάνω μέθοδο επιδιώκεται ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης μόνο στη βάση

του τοιχώματος, μέσω της υπερδιαστασιολόγησης σε κάμψη πάνω από αυτήν (βλέπε Σχήμα 2.9).



Σχήμα 2.9: Περιβάλλουσα σχεδιασμού ροπών κάμψης σε λιγυρά τοιχώματα (αριστερά: σύστημα τοιχωμάτων, δεξιά: διπλό σύστημα) (ΕΚ8 Σχήμα 5.3)

όπου:

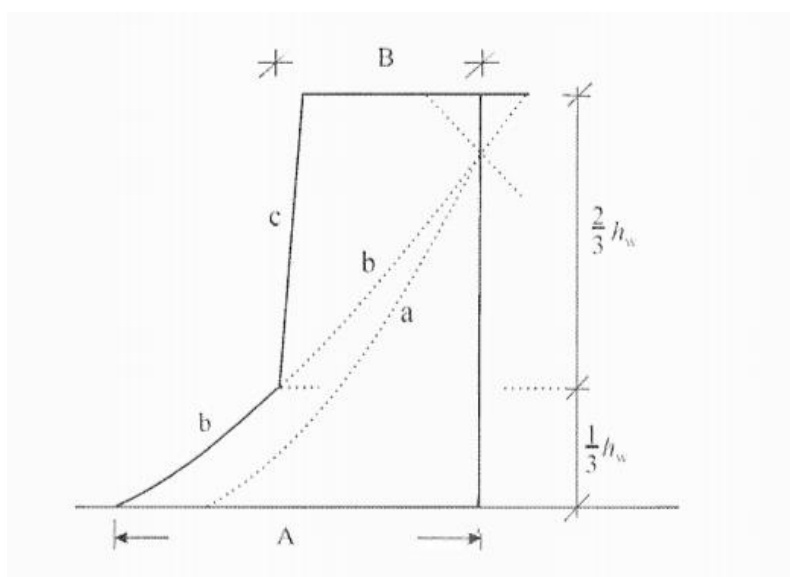
a: διάγραμμα ροπών από ανάλυση

b: (τελική) περιβάλλουσα σχεδιασμού

a₁: μετατόπιση εφελκυστικής δύναμης

➤ Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ενδεχόμενη αύξηση μετά τη διαρροή της τέμνουσας δύναμης στη βάση κύριου σεισμικού τοιχώματος, όπου και αναμένεται να σχηματιστεί η μοναδική πλαστική άρθρωση, σύμφωνα με τη σχέση $V_{Ed} = \varepsilon V'_{Ed}$ (2.17), όπου V'_{Ed} είναι η τέμνουσα δύναμη που προκύπτει από την ανάλυση και ο συντελεστής μεγέθυνσης ε εξαρτάται από την κατηγορία πλαστιμότητας (#1).

➤ Σε διπλά συστήματα με λιγυρά τοιχώματα ($\alpha = h_w/l_w > 2$) για να ληφθούν υπόψη οι αβεβαιότητες λόγω επίδρασης υψηλότερων ιδιομορφών η περιβάλλουσα σχεδιασμού τεμνουσών υπολογίζεται σύμφωνα με το επόμενο Σχήμα 2.10:



Σχήμα 2.10: Περιβάλλουσα τεμνουσών στα λιγυρά τοιχώματα διπλού συστήματος (ΕΚ8 Σχήμα 5.4)

όπου:

- a: περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων από την ανάλυση
- b: διάγραμμα τεμνουσών με αύξηση της τέμνουσας βάσης με το συντελεστή ε
- c: περιβάλλουσα σχεδιασμού, με τροποποίηση στο ανώτερο 2/3 του ύψους

A: $V_{\text{βάσης τοιχώματος}}$

B: $V_{\text{κορυφής τοιχώματος}} \geq V_{\text{βάσης τοιχώματος}}/2$

Διαφοροποιήσεις

- #1: $\varepsilon \begin{cases} = 1.5, & \text{για ΚΠΜ} \\ \geq 1.5, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases}$

Για ΚΠΥ ο συντελεστής ε υπολογίζεται χωριστά για λιγυρά (slender: $h_w/l_w > 2$) και κοντά (squat: $h_w/l_w \leq 2$) τοιχώματα και εξαρτάται από το πόσο η ροπή αντοχής στη βάση του τοιχώματος ξεπερνά την αντίστοιχη ροπή ανάλυσης. Οι τιμές του ε δίνονται από τις σχέσεις:

i) για λιγυρά τοιχώματα:

$$\varepsilon = q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{q \cdot M_{Ed}}\right)^2 + 0.1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \quad (2.18)$$

όπου:

q : ο χρησιμοποιούμενος συντελεστής συμπεριφοράς στη μελέτη

M_{Ed} : η καμπτική ροπή σχεδιασμού στη βάση του τοιχώματος

M_{Rd} : η καμπτική αντοχή σχεδιασμού στη βάση του τοιχώματος

γ_{Rd} ($= 1.2$): συντελεστής υπεραντοχής λόγω κράτυνσης χάλυβα

T_1 : η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του κτιρίου στη διεύθυνση των τεμνουσών δυνάμεων V_{Ed}

T_c : το άνω όριο περιοχής περιόδων σταθερής φασματικής επιτάχυνσης του φάσματος

$S_e(T)$: τετμημένη φάσματος ελαστικής απόκρισης

ii) για κοντά τοιχώματα:

$$\varepsilon = \gamma_{Rd} \left(\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right) \leq q \quad (2.19)$$

με σύμβολα όπως στην περίπτωση i).

- Ειδικά για κοντά τοιχώματα (squat: $h_w/l_w \leq 2$) και ΚΠΥ δεν υπάρχει ανάγκη να τροποποιηθούν οι καμπτικές ροπές από την ανάλυση, ούτε να μεγεθυνθεί η τέμνουσα λόγω δυναμικών επιδράσεων (Σχήμα 2.9).

2.3.2.3.5 Μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα

Κοινές Διατάξεις

- - (μόνο ΚΠΜ)

Διαφοροποιήσεις

- (ΚΠΜ) Για να εξασφαλίζεται ότι η καμπτική διαρροή προηγείται της αστοχίας σε διάτμηση η τέμνουσα V'_{Ed} από την ανάλυση θα αυξάνεται σε κάθε όροφο του τοιχώματος ως εξής:

$$V_{Ed} = \frac{q+1}{2} V'_{Ed} \quad (2.20)$$

➤ (ΚΠΜ) Στον έλεγχο ΟΚΑ κάμψης με αξονική θα λαμβάνονται υπόψη και πρόσθετες αξονικές δυνάμεις δυναμικής προέλευσης που αναπτύσσονται σε μεγάλα τοιχώματα λόγω αποκόλλησης από το έδαφος, ή λόγω ανοίγματος και κλεισίματος οριζόντιων ρωγμών. Ελλείψει ακριβέστερων υπολογισμών η δυναμική αυτή συνιστώσα λαμβάνεται : $\Delta N = \pm 0.5 N_G$ (2.21), όπου N_G : η αξονική στο τοίχωμα λόγω φορτίων βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και το πρόσημο μπορεί να ληφθεί θετικό ή αρνητικό, όποιο δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα. Σημειώνεται ότι αν $q \leq 2$, η επίδραση αυτή μπορεί να αγνοηθεί.

2.3.2.4 Έλεγχοι ΟΚΑ και διαμόρφωση λεπτομερειών (§5.2.3 & §5.4.3 & §5.5.3)

Γενικά

Οι διατάξεις που σχετίζονται με τους ελέγχους ΟΚΑ και τη διαμόρφωση των λεπτομερειών είναι ιδιαίτερα κρίσιμες τόσο για την αντοχή των επιμέρους δομικών μελών (και κατ' επέκταση του φορέα), όσο και για την εξασφάλιση της τοπικής πλαστιμότητας και την αντιμετώπιση ανεπιθύμητων προβλημάτων (όπως ο τοπικός λυγισμός θλιβομένων ράβδων, η αποφυγή ψαθυρής αστοχίας με ρηγμάτωση κ.α.). Σε ότι αφορά τις δοκούς και τα υποστυλώματα, για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας οι διατάξεις αυτές ακολουθούν την ίδια φιλοσοφία με αναμενόμενα αυστηρότερες τιμές για την ΚΠΥ, με μόνη ίσως εξαίρεση τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής που για δοκούς ΚΠΥ μπορεί υπό προϋποθέσεις να εξασφαλίζεται εντελώς διαφορετικά. Η ίδια εικόνα κυριαρχεί και στα πλάστιμα τοιχώματα, όπου για την αντοχή λόγω διάτμησης δίνονται αρκετά αυστηρότεροι έλεγχοι, ενώ περιλαμβάνονται και επιπλέον κανόνες για την όπλιση κορμού τοιχωμάτων ΚΠΥ και τη διαστασιολόγηση δοκών σύζευξης συζευγμένων τοιχωμάτων ΚΠΥ. Ιδιαίτερη αίσθηση και σε αυτή την κατηγορία διατάξεων προκαλούν οι πολύ αυστηρότερες διατάξεις για τους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων που καθιστούν το σχεδιασμό με ΚΠΥ αρκετά πιο δυσχερή. Τέλος, παρατίθενται οι αντίστοιχοι κανόνες για τα μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα, των οποίων η διαστασιολόγηση επιτρέπεται, όπως έχει προαναφερθεί, μόνο σε ΚΠΜ.

2.3.2.4.1 Δοκοί – Αντοχή σε κάμψη και διάτμηση

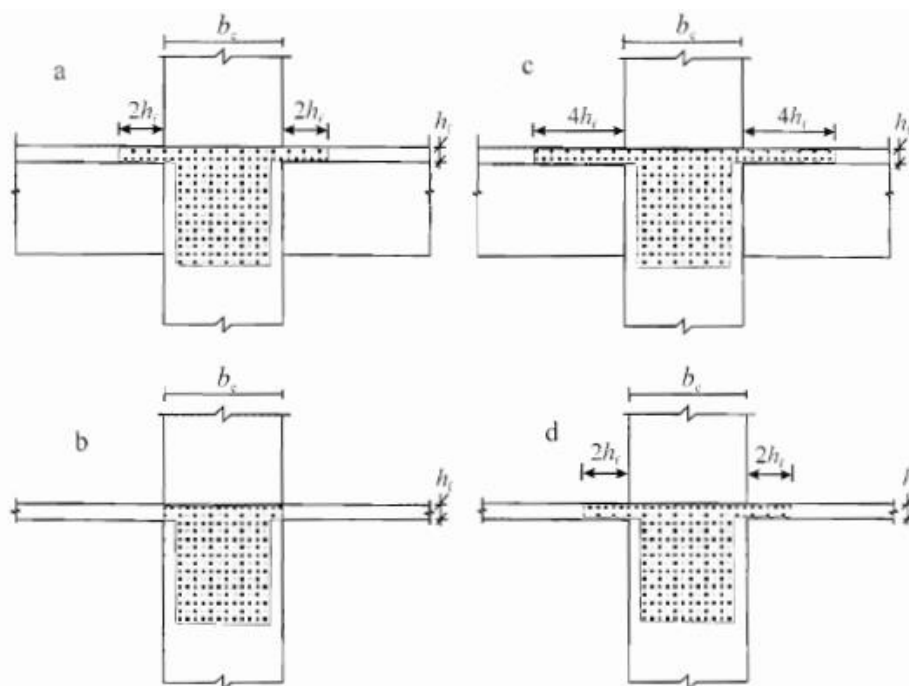
Κοινές Διατάξεις

➤ Οι αντοχές σε κάμψη και διάτμηση (με κάποιες προϋποθέσεις στην ΚΠΥ που αναλύονται στο αντίστοιχο χωρίο παρακάτω) πρέπει να υπολογίζονται σύμφωνα με τον ΕΚ2-1-1.

➤ Ο άνω οπλισμός των ακραίων διατομών κύριων σεισμικών δοκών με διατομή σχήματος T- ή L- (πλακοδοκοί) πρέπει να τοποθετείται κυρίως μέσα στο πλάτος του κορμού. Μόνο μέρος αυτού (σημείωση: δεν ορίζεται πόσο είναι αυτό) επιτρέπεται να τοποθετηθεί εκτός κορμού, αλλά πάντοτε μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος b_{eff} . Το πλάτος b_{eff} υπολογίζεται ως εξής:

i) για κύριες σεισμικές δοκούς που εδράζονται σε εξωτερικά υποστυλώματα, το b_{eff} λαμβάνεται ίσο με το πλάτος b_c του υποστυλώματος, εάν δεν υπάρχει εγκάρσια δοκός (Σχήμα 2.11b) ή ίσο με το b_c αυξημένο κατά $2h_f$ σε κάθε πλευρά της δοκού, αν υπάρχει εγκάρσια δοκός παρόμοιου ύψους (σχήμα 2.11a).

ii) για κύριες σεισμικές δοκούς που εδράζονται σε εσωτερικά υποστυλώματα, τα παραπάνω πλάτη αυξάνονται κατά $2h_f$ σε κάθε πλευρά της δοκού (Σχήματα 2.11 c & d).



Σχήμα 2.11: Συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος για (κύριες) δοκούς εδραζόμενες σε υποστυλώματα (ΕΚ8-Σχήμα 5.5)

Διαφοροποιήσεις

- Στις κρίσιμες περιοχές κύριων σεισμικών δοκών σε ΚΠΥ θα λαμβάνεται κλίση θ θλιπτήρα στο προσομοίωμα δικτυώματος $\theta = 45^\circ$.
- Οι υπολογισμοί και έλεγχοι αντοχής σε διάτμηση για ΚΠΥ δεν γίνονται πάντα με βάση τον ΕΚ2-1-1, αλλά υπό ορισμένες προϋποθέσεις:

Έτσι σχετικά με τη διάταξη του διατμητικού οπλισμού στις κρίσιμες περιοχές στο άκρο μίας κύριας σεισμική δοκού όπου η δοκός συνδέεται με υποστύλωμα, για ΚΠΥ, πρέπει να διακρίνονται οι ακόλουθες περιπτώσεις αναλόγως της (αλγεβρικής) τιμής που παίρνει ο λόγος $\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$ (2.22), όπου $V_{Ed,min}$ και $V_{Ed,max}$ η ελάχιστη και η μέγιστη αντίστοιχα, δρώσα τέμνουσα που προκύπτουν από την ανάλυση:

- i) αν $\zeta \geq -0.5$ η διατμητική αντοχή που παρέχεται από τον οπλισμό ακολουθεί τους κανόνες του ΕΚ2-1-1.
- ii) αν $\zeta < -0.5$, τότε αναμένεται σχεδόν πλήρης αντιστροφή των τεμνουσών δυνάμεων και διακρίνονται δύο υποπερίπτώσεις:

α) αν $|V_E|_{max} \leq (2 + \zeta)f_{ctd}b_wd$ (2.23), ισχύει ότι στο i)

β) αν $|V_E|_{max} > (2 + \zeta)f_{ctd}b_wd$ (2.24), τότε πρέπει να διατάσσεται λοξός οπλισμός σε δύο διευθύνσεις (δισδιαγώνιος), είτε σε γωνία $\pm 45^\circ$ ως προς τον άξονα της δοκού είτε κατά τις διευθύνσεις των διαγωνίων της δοκού σε όψη. Το $0.5|V_E|_{max}$ πρέπει να αναλαμβάνεται από συνδετήρες, ενώ το άλλο μισό από το λοξό οπλισμό. Σε αυτήν την περίπτωση (β) ο έλεγχος πρέπει να διεξάγεται με βάση τη συνθήκη:

$$0.5V_{Emax} \leq 2 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot \sin\alpha \quad (2.25)$$

όπου :

A_s : η διατομή του λοξού οπλισμού στη μία διεύθυνση, που διασχίζει το πιθανό επίπεδο ολίσθησης (δηλαδή την ακραία διατομή της δοκού)

α : η γωνία μεταξύ του λοξού οπλισμού και του άξονα της δοκού (κανονικά $\alpha = 45^\circ$ ή $\tan\alpha \approx (d - d')/l_b$)

2.3.2.4.2 Δοκοί – Διαμόρφωση λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα

Κοινές Διατάξεις

➤ Οι περιοχές κύριων σεισμικών δοκών σε ένα συγκεκριμένο μήκος l_{cr} (#1: εξάρτηση από την κατηγορία πλαστιμότητας) από ακραία διατομή που η δοκός συντρέχει σε κόμβο, καθώς επίσης και από τις δύο πλευρές οποιασδήποτε άλλης διατομής ενδέχεται να διαρρεύσει στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, θα θεωρούνται ως «κρίσιμες περιοχές».

➤ Σε κύριες σεισμικές δοκούς που φέρουν «φυτευτά» κατακόρυφα στοιχεία οι περιοχές μέχρι σε μήκος $2h_w$ σε κάθε πλευρά των εν λόγω στοιχείων πρέπει να θεωρούνται «κρίσιμες».

➤ Για να ικανοποιηθεί η τοπική απαίτηση πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές δοκών πρέπει η τιμή της πλαστιμότητας καμπυλοτήτων μ_ϕ (οριζόμενης ως ο λόγος της καμπυλότητας που αντιστοιχεί στη μετά τη μέγιστη τιμή πτώση της καμπτικής αντοχής στο 85% της οριακής τιμής της προς την καμπυλότητα διαρροής, υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπερβαίνουν οι ε_{cu} και $\varepsilon_{su,k}$) να είναι μεγαλύτερη ή έστω ίση της ακόλουθης τιμής:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2q_0 - 1, & \text{εάν } T_1 \geq T_c \\ 1 + \frac{2(q_0-1)T_c}{T_1}, & \text{εάν } T_1 < T_c \end{cases} \quad (2.26)$$

όπου:

q_0 : η τιμή βασικού συντελεστή συμπεριφοράς στο κατακόρυφο επίπεδο που λαμβάνει χώρα η κάμψη

T_1 : η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στο κατακόρυφο επίπεδο που λαμβάνει χώρα η κάμψη.

Η επίτευξη αυτής της τιμής πλαστιμότητας θεωρούμε ότι ικανοποιείται αν ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες και στα δύο πέλατα της δοκού:

i) Στη θλιβόμενη ζώνη τοποθετείται οπλισμός περισσότερος από το 50% του οπλισμού που προβλέπεται στην εφελκόμενη επιπλέον του θλιβόμενου που ενδεχομένως απαιτείται από τον έλεγχο ΟΚΑ στο σεισμό σχεδιασμού.

ii) Το ποσοστό οπλισμού της εφελκόμενης ζώνης ρ δεν υπερβαίνει την ακόλουθη μέγιστη τιμή:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d} f_{yd}} \quad (2.27)$$

Σημειώνεται ότι τα ποσοστά εφελκόμενης ζώνης ρ (περιλαμβανομένων και οπλισμών πλακών παράλληλα στη δοκό και εντός b_{eff}) και θλιβόμενης ζώνης ρ' είναι ανηγμένα σε bd , όπου b το πλάτος θλιβόμενου πέλατος.

- Σε ολόκληρο το μήκος της δοκού το ποσοστό οπλισμού της εφελκόμενης ζώνης, ρ , δεν θα είναι μικρότερο από την ακόλουθη ελάχιστη τιμή ρ_{min} :

$$\rho_{min} = 0.5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (2.28)$$

- Εντός των κρίσιμων περιοχών των κύριων σεισμικών δοκών, θα προβλέπονται συνδετήρες που ικανοποιούν τις ακόλουθες συνθήκες:

- i) η διάμετρος d_{bw} των συνδετήρων δεν θα είναι μικρότερη των 6mm.
 ii) η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων, s (mm), δεν θα υπερβαίνει την τιμή:

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; \#2; \#3 \right\} \quad (2.29)$$

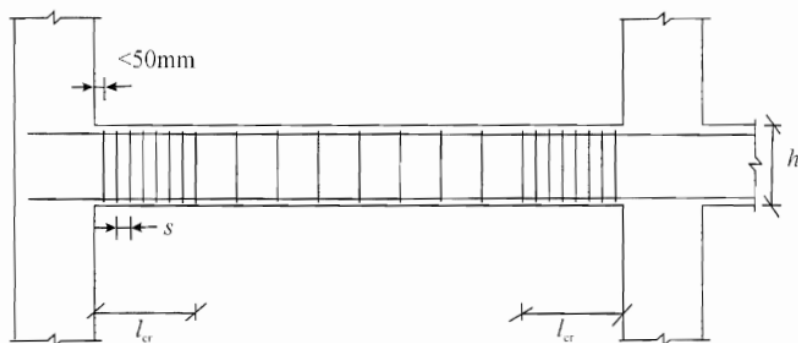
όπου:

h_w : το ύψος της δοκού (σε mm)

#2: ακέραιος αριθμός που εξαρτάται από κατηγορία πλαστιμότητας (mm)

#3: αριθμός συναρτήσει των ελαχίστων διαμέτρων των διαμήκων ράβδων d_{bl} (σε mm) και εξαρτάται από την κατηγορία πλαστιμότητας

iii) ο πρώτος συνδετήρας θα τοποθετείται σε απόσταση όχι μεγαλύτερη από 50mm από την ακραία διατομή της δοκού (Σχήμα 2.12)



Σχήμα 2.12: Εγκάρσιος οπλισμός σε κρίσιμες περιοχές δοκών (ΕΚ8 Σχήμα 5.6)

Διαφοροποιήσεις

- #1: $l_{cr} = \begin{cases} h_w, & \text{για ΚΠΜ} \\ 1.5h_w, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases} \quad (2.30)$

- #2: $= \begin{cases} 225, & \text{για ΚΠΜ} \\ 175, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases} \quad (2.31)$

- #3: $= \begin{cases} 8d_{bl}, & \text{για ΚΠΜ} \\ 6d_{bl}, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases} \quad (2.32)$

- Στην ΚΠΥ εφαρμόζονται κάποιοι επιπλέον περιορισμοί για τις ράβδους κατά μήκος των δοκών. Συγκεκριμένα θα διατάσσονται τουλάχιστον δύο ράβδοι υψηλής συνάφειας με $d_b = 14mm$ στην άνω και κάτω πλευρά της δοκού, που θα καλύπτουν ολόκληρο το μήκος της, ενώ επιπλέον ορίζεται ότι το ένα τέταρτο του μέγιστου άνω οπλισμού στις στηρίξεις θα εκτείνεται σε ολόκληρο το μήκος της δοκού.

Σύνοψη

Παρακάτω συνοψίζονται οι βασικές διατάξεις του ΕΚ8 (καθώς και του ΕΑΚ/ΕΚΟΣ για λόγους σύγκρισης) που αφορούν τη γεωμετρία και όπλιση των κύριων

δοκών και τους ειδικούς κανόνες διαστασιολόγησης τους, όπως έχουν πινακοποιηθεί και παρουσιασθεί από τον Μ. Φαρδή (βιβλιογραφική αναφορά: [7]), παρέχοντας ένα χρήσιμο εργαλείο άμεσης και εποπτικής σύγκρισης των επιμέρους κατηγοριών πλαστιμότητας.

Πίνακας 2.4: Κανόνες διαστασιολόγησης κύριων δοκών κατά ΕΚ8 (για δευτερεύουσες ισχύουν οι κανόνες ΕΚ2) και δοκών με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας κατά ΕΑΚ/ΕΚΟΣ (Φαρδής)

	ΕΑΚ – ΕΚΟΣ	ΕΚ8 ΚΠ Υ	ΕΚ8 ΚΠ Μ	ΕΚ8 ΚΠ Χ
μήκος κρίσιμ. περιοχής	2h _w	1.5h _w	h _w	
Διαμήκειες ράβδοι (L):				
ρ _{min}	0.5f _{ctm} /f _{yd}	0.5f _{ctm} /f _{yk}		0.13%, 0.26f _{ctm} /f _{yk}
ρ _{max} , κρίσιμες περιοχές	0.65(f _{cd} /f _{yd})ρ'/ρ+0.0015<7/f _{yd}	ρ'+0.0018f _{cd} /(μ _φ ε _{sy,d} f _{yd}) ⁽¹⁾		4%
A _{s,min} , άνω & κάτω	2Φ12 (226mm ²)	2Φ14 (308mm ²)	-	-
A _{s,min} , άνω-άνοιγμα	0.25A _{s,άνω-στηρίξεις}	0.25A _{s,άνω-στηρίξεις}	-	-
A _{s,min} , κρίσιμ. περ. κάτω	0.5A _{s,άνω}	0.5A _{s,άνω} ⁽²⁾		-
A _{s,min} , στηρίξεις κάτω	-	0.25A _{s,κάτω-άνοιγμα}		-
d _{bl} /h _c - ράβδοι που διαπερνούν εσωτ. κόμβο ⁽³⁾	-	$\leq \frac{6.25(1+0.8\nu_d)}{(1+0.75\frac{\rho'}{\rho_{max}})} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	$\leq \frac{7.5(1+0.8\nu_d)}{(1+0.5\frac{\rho'}{\rho_{max}})} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	-
d _{bl} /h _c - αγκύρωση ράβδων σε εξωτ. κόμβο ⁽³⁾	-	$\leq 6.25(1+0.8\nu_d) \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	$\leq 7.5(1+0.8\nu_d) \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	-
Εγκάρσιες ράβδοι (w):				
Εκτός κρίσιμων περιοχών				
αποστάσεις s _w	Αν V _{Ed} <V _{Rd2} /5: s _w ≤0.8d, 0.3m αν V _{Rd2} /5<V _{Ed} <2V _{Rd2} /3: s _w ≤0.6d, 0.3m αν 2V _{Rd2} /3<V _{Ed} : s _w ≤0.3d, 0.2m	0.75d		
ποσοστό ρ _w ≥	0.0011 (S500, C25-C35)	0.08√f _{ck} (MPa)/f _{yk} (MPa)		
Κρίσιμη περιοχή:				
διάμετρος d _{bw} ≥	8mm	6mm		-
αποστάσεις s _w ≤	10d _{bl} , $\frac{h_w}{3}$, 20d _{bw} , 200mm	6d _{bl} , $\frac{h_w}{4}$, 24d _{bw} , 175mm	8d _{bl} , $\frac{h_w}{4}$, 24d _{bw} , 225mm	-
Διαστασιολόγηση έναντι τέμνουσας:				
V _{Ed} , για σεισμό:	$1.2 \frac{\sum M_{Rb}}{l_c} \pm V_{o,g+\psi/2q}$	$1.2 \frac{\sum M_{Rb}}{l_c} \pm V_{o,g+\psi/2q}$ ⁽⁴⁾	$\frac{\sum M_{Rb}}{l_c} \pm V_{o,g+\psi/2q}$ ⁽⁴⁾	Από την ανάλυση
V _{Rd} εκτός κρίσιμων περιοχών	V _{Rd} =0.9b _w dρ _w f _{yd} +V _{cd} (θ=45°) V _{cd} =V _{Rd1} ⁽⁵⁾	Ως σε ΕΚ2: V _{Rd} =0.9b _w dρ _w f _{yd} cotθ, με 22°≤θ≤45°	V _{cd} =0	V _{cd} =0
V _{Rd} σε κρίσιμ. περιοχές:	V _{Rd} =0.9b _w dρ _w f _{yd} +V _{cd} (θ=45°) V _{cd} =0.3V _{Rd1} ⁽⁵⁾	V _{Rd} =0.9b _w dρ _w f _{yd} (θ=45°) V _{cd} =0	Ως σε ΕΚ2: V _{Rd} =0.9b _w dρ _w f _{yd} cotθ με 22°≤θ≤45°	V _{cd} =0
Αν ζ _s =V _{Ed} /V _{Ed,max} <0.5: σε κρίσιμ. περιοχές λοξές ράβδοι υπό γωνία ±α ως προς άξονα δοκού, με διατομή A _s /κατεύθυνση	(i) αν ⁽⁶⁾ 2.25>V _{Ed,max} /(2+ζ _s)f _{ctd} b _w d>1.125 A _s =0.5V _{Ed,max} /f _{yd} sinα & συνδετήρες για 0.5V _{Ed,max} . (ii) αν V _{Ed,max} /(2+ζ _s)f _{ctd} b _w d>2.25 A _s =V _{Ed,max} /f _{yd} sinα	Αν ⁽⁶⁾ V _{Ed,max} /(2+ζ _s)f _{ctd} b _w d>1: A _s =0.5V _{Ed,max} /f _{yd} sinα, συνδετήρες για 0.5V _{Ed,max}	-	-

Υπόμνημα:

- (1) μ_φ= δείκτης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων που αντιστοιχεί σε q₀.
- (2) ΕΚ8: επιπρόσθετα θλιβόμενου οπλισμού στη στήριξη για την ΟΚΑ σε κάμψη.
- (3) d_{bl}=διάμετρος ράβδου, h_c=ύψος διατομής υποστυλώματος, ν_d=ανηγμένο αξονικό φορτίο.
- (4) ΕΚ8: Σε άκρο όπου σε κόμβο είναι ΣM_{Rb} > ΣM_{Rc}, η M_{Rb} αντικαθίσταται από M_{Rb} · (ΣM_{Rc}/ΣM_{Rb}).
- (5) ΕΚΟΣ: V_{Rd1} = τ_{Rd} max(1, 1.6 - d(m)) min(2, 1.2 + 40ρ_L) b_wd, τ_{Rd} = 0.25f_{ctd} = 0.25 f_{ctk,0.05}/γ_c
- (6) V_{Ed,max}, V_{Ed,min}: αλγεβρικά μέγιστη και ελάχιστη τιμή τέμνουσας V_{Ed}, όπως προκύπτει από ± V_{Ed,max}: η απόλυτος μεγαλύτερη των V_{Ed,max}, V_{Ed,min}, θεωρούμενη θετική.
Το πρόσημο της V_{Ed,min} καθορίζεται ανάλογα με το αν είναι ομόσημη ή όχι με τη V_{Ed,max}.

2.3.2.4.3 Υποστυλώματα – Αντοχή σε κάμψη και διάτμηση

Κοινές Διατάξεις

- Η καμπτική και η διατμητική αντοχή θα υπολογίζονται σύμφωνα με τον ΕΚ2-1-1, με τιμές αξονικής δύναμης από την ανάλυση στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.
- Η διαξονική κάμψη μπορεί να ληφθεί υπόψη απλοποιητικά, εκτελώντας τον έλεγχο για κάθε διεύθυνση με την μονοαξονική ροπή αντοχής μειωμένη κατά 30%.
- Σε κύρια σεισμικά υποστυλώματα πρέπει η τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης σχεδιασμού να μην υπερβαίνει μία συγκεκριμένη τιμή (#1), διαφορετική για κάθε κατηγορία πλαστιμότητας.

Διαφοροποιήσεις

- $$v_d \leq \begin{cases} 0.65, & \text{για ΚΠΜ} \\ 0.55, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases} \quad (2.33)$$

2.3.2.4.4 Υποστυλώματα – Διαμόρφωση λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα

Κοινές Διατάξεις

- Το συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού ρ_l θα περιορίζεται από τη σχέση: $0.01 \leq \rho_l \leq 0.04$ (2.34). Σε συμμετρικές διατομές θα προβλέπεται συμμετρικός οπλισμός ($\rho = \rho'$).
- Θα προβλέπεται τουλάχιστον μία ενδιάμεση ράβδος σε κάθε πλευρά του υποστυλώματος, ώστε να εξασφαλίζεται η ακεραιότητα των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων.
- Οι περιοχές σε μήκος l_{cr} από κάθε ακραία διατομή κύριου σεισμικού υποστυλώματος θα θεωρούνται «κρίσιμες». Το μήκος αυτό μπορεί να υπολογίζεται από μία έκφραση της μορφής:

$$l_{cr} = \max \left\{ \#1; \frac{l_{cl}}{6}; \#2 \right\} \quad (2.35)$$

όπου:

#1: όρος που εξαρτάται από τη μεγαλύτερη διάσταση του υποστυλώματος (σε m) και διαφοροποιείται για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας

l_{cl} : το καθαρό μήκος του υποστυλώματος σε m

#2: αριθμός που διαφοροποιείται για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας

Σημειώνεται ότι εάν $l_{cl}/h_c < 3$, ολόκληρο το ύψος του κύριου σεισμικού υποστυλώματος θα θεωρείται ως κρίσιμη περιοχή και θα οπλίζεται αναλόγως.

- Στην κρίσιμη περιοχή στη βάση των κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων πρέπει να διατίθεται μία ελάχιστη τιμή της πλαστιμότητας καμπυλοτήτων, μ_ϕ , όπως στην έκφραση (2.26) (με μία επιτρεπόμενη μικρή διαφοροποίηση για την ΚΠΥ- βλέπε αντίστοιχο χωρίο).

- Εάν για την επίτευξη της καθορισμένης τιμής της μ_ϕ απαιτείται ανηγμένη θλιπτική παραμόρφωση σκυροδέματος μεγαλύτερη από $\varepsilon_{cu2} = 0.0035$ σε οποιοδήποτε σημείο της διατομής, η απώλεια αντοχής λόγω αποφλοιώσης σκυροδέματος θα αντιμετωπίζεται μέσω επαρκούς περίσφιγξης του πυρήνα σκυροδέματος. Πρέπει να ισχύει :

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\varphi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad (2.36)$$

όπου:

ω_{wd} : το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων περίσφιγξης μέσα στις κρίσιμες περιοχές ($\omega_{wd} = \frac{\text{όγκος των συνδετήρων περίσφιγξης}}{\text{όγκος του σκυροδέματος του πυρήνα}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$)

ν_d : η ανηγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού ($\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$)

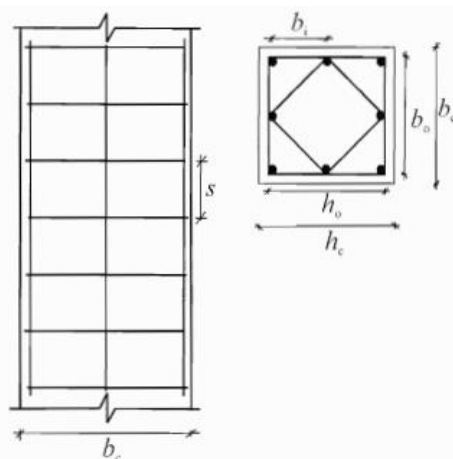
$\varepsilon_{sy,d}$: η τιμή σχεδιασμού της ανηγμένης εφελκυστικής παραμόρφωσης του χάλυβα στη διαρροή

h_c : το ύψος της συνολικής διατομής (παράλληλα με την οριζόντια διεύθυνση στην οποία εφαρμόζεται η τιμή της μ_{φ})

h_0 : το ύψος του περισφιγμένου πυρήνα (ως τον άξονα των συνδετήρων)

b_c : πλάτος συνολικής διατομής

b_0 : πλάτος περισφιγμένου πυρήνα (ως τον άξονα των συνδετήρων)



Σχήμα 2.13: Περίσφιξη πυρήνα σκυροδέματος (ΕΚ8 Σχήμα 5.7)

α: συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης, ίσος με $a = a_n a_s$ (2.37), με:

α) για ορθογωνικές διατομές:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_0 h_0 \quad (2.38a)$$

$$\alpha_s = (1 - \frac{s}{2b_0})(1 - \frac{s}{2h_0}) \quad (2.39a)$$

όπου:

n: συνολικό πλήθος διαμήκων ράβδων που συγκρατούνται από κλειστούς συνδετήρες ή μονοσκελείς συνδετήρες

b_i : η απόσταση μεταξύ διαδοχικών ράβδων που συγκρατούνται με συνδετήρες

β) για κυκλικές διατομές με κυκλικούς συνδετήρες και διάμετρο περισφιγμένου πυρήνα D_0 (έως τον άξονα των συνδετήρων):

$$\alpha_n = 1 \quad (2.38\beta)$$

$$\alpha_s = (1 - \frac{s}{2D_0})^2 \quad (2.39\beta)$$

γ) για κυκλικές διατομές με σπειροειδείς συνδετήρες:

$$\alpha_n = 1 \quad (2.38\gamma)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2D_0}\right) \quad (2.39\gamma)$$

➤ Θα προβλέπεται μία ελάχιστη τιμή του ω_{wd} (#3), στην κρίσιμη περιοχή στη βάση των κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων, που διαφέρει στις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας.

➤ Εντός των κρίσιμων περιοχών κύριων σεισμικών υποστυλωμάτων θα προβλέπονται κλειστοί ή μονοσκελείς συνδετήρες διαμέτρου τουλάχιστον 6mm, σε ισαπόσταση, ώστε να εξασφαλίζεται μία ελάχιστη πλαστιμότητα και η αποφυγή τοπικού λυγισμού των διαμήκων ράβδων και σε τέτοια διάταξη ώστε η διατομή να τίθεται υπό συνθήκες τριαξονικής φόρτισης. Η ισαπόσταση αυτή των συνδετήρων (σε mm) περιορίζεται από μία σχέση της μορφής:

$$s = \min\{\#4; \#5; \#6\} \quad (2.40)$$

όπου:

#4: εξαρτάται από ελάχιστη διάσταση πυρήνα σκυροδέματος b_0 (σε mm) και ΚΠ

#5: ακέραιος αριθμός που εξαρτάται από ΚΠ (σε mm)

#6: εξαρτάται από ελάχιστη διάμετρο διαμήκων ράβδων d_{bl} (σε mm) και ΚΠ

Ακόμα ορίζεται από τον ΕΚ8 η μέγιστη επιτρεπόμενη απόσταση μεταξύ διαδοχικών διαμήκων ράβδων συγκρατούμενων με συνδετήρες (#7), αναλόγως της κατηγορίας πλαστιμότητας.

Διαφοροποιήσεις

➤ #1: = $\begin{cases} h_c, & \text{για ΚΠΜ} \\ 1.5h_c, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases} \quad (2.41)$

➤ #2: = $\begin{cases} 0.45, & \text{για ΚΠΜ} \\ 0.6, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases} \quad (2.42)$

➤ Στην ΚΠΥ, όταν ένα υποστύλωμα προστατεύεται έναντι δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης με την διαδικασία ικανοτικού σχεδιασμού, η τιμή του q_0 που λαμβάνεται υπόψη για τον υπολογισμό του μ_φ (έκφραση (2.26)) μπορεί να αντικατασταθεί από τα 2/3 της τιμής του q_0 που έχει ληφθεί στη διεύθυνση που είναι παράλληλη προς το ύψος της διατομής h_c του υποστυλώματος.

➤ #3: στην κρίσιμη περιοχή στη βάση υποστυλωμάτων $\omega_{wd} \geq \begin{cases} 0.08, & \text{για ΚΠΜ} \\ 0.12, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases}$
(2.43). Ακόμα, για ΚΠΥ θα προβλέπεται $\omega_{wd} \geq 0.08$ για όλες τις κρίσιμες περιοχές πάνω από τη βάση.

➤ #4 = $\begin{cases} b_0/2, & \text{για ΚΠΜ} \\ b_0/3, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases} \quad (2.44)$

➤ #5 = $\begin{cases} 175, & \text{για ΚΠΜ} \\ 125, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases} \quad (2.45)$

➤ #6 = $\begin{cases} 8d_{bl}, & \text{για ΚΠΜ} \\ 6d_{bl}, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases} \quad (2.46)$

➤ #7 = $\begin{cases} 200 \text{ mm}, & \text{για ΚΠΜ} \\ 150 \text{ mm}, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases} \quad (2.47)$

- Στην ΚΠΜ παρέχεται η δυνατότητα, αν η τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού είναι μικρότερη από 0.2 και αν η τιμή του χρησιμοποιούμενου στη μελέτη q δεν υπερβαίνει το 2, να υπολογιστεί ο εγκάρσιος οπλισμός εντός της κρίσιμης περιοχής στη βάση με τις (απλούστερες) διατάξεις του ΕΚ2-1-1.
- Στην ΚΠΥ δίνεται ένας επιπλέον περιορισμός σχετικά με την ελάχιστη διάμετρο των συνδετήρων και συγκεκριμένα: $d_{bw} \geq 0.4d_{bl,max}\sqrt{f_{ydL}/f_{ydw}}$ (2.48)
- Στην ΚΠΥ στους κατώτατους δύο ορόφους προβλέπονται συνδετήρες όπως έχουν υπολογισθεί για τις κρίσιμες περιοχές και για ένα επιπλέον μήκος ίσο με $0.5l_{cr}$.
- Στην ΚΠΥ ορίζεται ότι η διατομή διαμήκους οπλισμού που προβλέπεται στη βάση υποστυλώματος κατώτατου ορόφου δεν πρέπει να είναι μικρότερη εκείνης που προβλέπεται στην κεφαλή του υποστυλώματος στον ίδιο όροφο.

Σύνοψη

Στην επόμενη σελίδα συνοψίζονται οι βασικές διατάξεις του ΕΚ8 (καθώς και του ΕΑΚ/ΕΚΟΣ για λόγους σύγκρισης) που αφορούν τη γεωμετρία και όπλιση των κύριων υποστυλωμάτων και τους ειδικούς κανόνες διαστασιολόγησης τους, όπως έχουν πινακοποιηθεί και παρουσιασθεί από τον Μ. Φαρδή (βιβλιογραφική αναφορά: [7]):

Πίνακας 2.5: Κανόνες διαστασιολόγησης κύριων υποστλωμάτων κατά ΕΚ8 (για δευτερεύοντα ισχύουν οι κανόνες ΕΚ2) και υποστλωμάτων με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας κατά ΕΑΚ/ΕΚΟΣ (Φαρδής)

	ΕΑΚ – ΕΚΟΣ	ΕΚ8 ΚΠ Υ	ΕΚ8 ΚΠ Μ	ΕΚ8 ΚΠ Χ
διάσταση διατομής, $h_c, b_c \geq$	0.25m	0.25m; 0.1 h_v ⁽¹⁾ αν $\theta = P\delta/V/h > 0.1$	-	-
μήκος κρίσιμης περιοχής \geq	$h_c, b_c, 0.6m, l_c/5$ ⁽¹⁾	1.5 $h_c, 1.5b_c, 0.6m, l_c/5$ ⁽¹⁾	$h_c, b_c, 0.45m, l_c/6$ ⁽¹⁾	-
Διαμήκεις ράβδοι (L):				
ελάχιστο ποσοστό ρ_{min}	1% (0.8%, αν $\geq 75\%$ τέμνουσας βάσης αναλαμβάνουν τοιχώματα)	1%	0.1 $N_d/A_c f_{yd}$	0.2%
μέγιστο ποσοστό ρ_{max}	4%	4%		4%
διάμετρος $d_{bl} \geq$	14mm	8mm		
ράβδοι ανά πλευρά \geq	2	3		2
απόσταση μεταξύ ράβδων με εγκάρσια συγκράτηση \leq	200mm	150mm	200mm	-
απόσταση από ράβδο που συγκρατείται εγκάρσια \leq		150mm		
Εγκάρσιες ράβδοι (w):				
<i>Εκτός κρίσιμων περιοχών:</i>				
διάμετρος $d_{bw} \geq$	6mm, $d_{bl}/4$	6mm, $d_{bl}/4$		
απόσταση $s_w \leq$	12 $d_{bl}, h_c, b_c, 300mm$	min(20 $d_{bl}, h_c, b_c, 400mm$)		
απόσταση s_w σε ματίσεις \leq	6 d_{bl}	0.6min(20 $d_{bl}, h_c, b_c, 400mm$)		
<i>Κρίσιμη περιοχή⁽²⁾</i>				
διάμετρος $d_{bw} \geq$ ⁽³⁾	8mm, $(f_{yd}/f_{ywd})^{1/2} d_{bl}/3$	6mm, $0.4(f_{yd}/f_{ywd})^{1/2} d_{bl}$	6mm, $d_{bl}/4$	
αποστάσεις $s_w \leq$ ^{(3),(4)}	8 $d_{bl}, 0.5\min(h_c, b_c), 100mm$	6 $d_{bl}, b_o/3, 125mm$	8 $d_{bl}, b_o/2, 175mm$	-
$\omega_{wd} \geq$ ^{(5),(6)}	0.10	0.08	-	
$\alpha\omega_{wd} \geq$ ^{(4),(5),(6),(7),(8)}	0.85 $v_d(0.15+0.35A_d/A_o)-0.035$	30 $\mu\phi v_d \epsilon_{sy,d} b_o/b_c-0.035$	-	
<i>Κρίσιμη περιοχή βάσης κτιρίου</i>				
$\omega_{wd} \geq$ ^{(5),(6)}	0.10	0.12	0.08	-
$\alpha\omega_{wd} \geq$ ^{(4),(5),(6),(7),(9)}	0.85 $v_d(0.15+0.35A_d/A_o)-0.035$	30 $\mu\phi v_d \epsilon_{sy,d} b_o/b_c-0.035$	-	
Διαστασιολόγηση έναντι μεγεθών ορθής έντασης:				
Ικανοτικός σχεδιασμός υποστ. σε κάμψη ^{(10),(11)}	1.4 $\sum M_{Rb} \leq \sum M_{Rc}$ - Εγκάρσια διεύθυνση: ροπή από ανάλυση ⁽¹⁰⁾	1.3 $\sum M_{Rb} \leq \sum M_{Rc}$ - Εγκάρσια διεύθυνση υποστ. πλάτους: ροπή = 0 ⁽¹¹⁾	-	
Ελεγχος για M_x-M_y-N :	Διαξονικός	Διαξονικός, ή μονοαξονικός χωριστά για ($M_x/0.7, N$), ($M_y/0.7, N$)		
ανηγμ αξονική $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$	≤ 0.65	≤ 0.55	≤ 0.65	-
Διαστασιολόγηση έναντι τέμνουσας:				
V_{Ed} , για σεισμό:	1.4 $\frac{\sum M_{Rc}}{l_c}$	1.3 $\frac{\sum M_{Rc}}{l_c}$ ⁽¹²⁾	1.1 $\frac{\sum M_{Rc}}{l_c}$ ⁽¹²⁾	Από ανάλυση
V_{Rd} για σεισμό, εκτός κρίσιμων περιοχών	$V_{Rd} = 0.9b_w d \rho_w f_{ywd} + V_{cd}$ ($\theta = 45^\circ$) $V_{cd} = V_{Rd1}$ ⁽¹³⁾	Ως σε ΕΚ2: $V_{Rd} = 0.9b_w d \rho_w f_{ywd} \cot \theta$ με $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ, V_{cd} = 0$		
V_{Rd} για σεισμό, στις κρίσιμες περιοχές:	$V_{Rd} = 0.9b_w d \rho_w f_{ywd} + V_{cd}$ ($\theta = 45^\circ$) - αν $v_d \leq 0.1: V_{cd} = 0.3V_{Rd1}$ ⁽¹³⁾ - αν $v_d > 0.1: V_{cd} = 0.9V_{Rd1}$ ⁽¹³⁾	Ως σε ΕΚ2: $V_{Rd} = 0.9b_w d \rho_w f_{ywd} \cot \theta$ με $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ, V_{cd} = 0$		

Υπόμνημα:

- (1) h_v = η μεγαλύτερη απόσταση άκρου από το σημείο καμψής. l_c = καθαρό ύψος υποστλώματος.
- (2) ΕΚ8 - ΚΠΜ: Ο εγκάρσιος οπλισμός σε κρίσιμες περιοχές μπορεί να υπολογίζεται με τους κανόνες της ΚΠΧ, όταν $v_d \leq 0.2$ και $q \leq 2$.
- (3) ΕΚ8 - ΚΠΥ: Στους δύο κατώτατους ορόφους οι απαιτήσεις για τα d_{bw} και s_w εφαρμόζονται σε 1.5 φορά το μήκος κρίσιμης περιοχής.
- (4) Ο δείκτης c είναι για την πλήρη διατομή. Ο δείκτης o για περισφιγμένο πυρήνα μέχρι περιγράμμα συνδετήρα. b_o = ελάχιστη διάσταση πυρήνα.
- (5) ω_{wd} = ογκομετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού επί f_{yd}/f_{cd} .
- (6) ΕΚΟΣ: Το ογκομετρικό μηχανικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού ω_{wd} δεν απαιτείται, αν τοιχώματα αναλαμβάνουν $\geq 75\%$ της σεισμικής τέμνουσας βάσης και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

(7) α (αποδοτικότητα περίσφιγξης) = $a_s a_n$. $a_s = (1 - s/2b_o)(1 - s/2h_o)$ για συνδετήρες, $a_s = (1 - s/2b_o)$ για σπείρα. $a_n = 1$ για κυκλικούς συνδετήρες, $a_n = 1 - \{b_o/[(n_h - 1)h_o] + h_o/[(n_b - 1)b_o]\}/3$ για ορθογωνικούς με n_b σκέλη παράλληλα στο b_o και n_h σκέλη παράλληλα στο h_o .

(8) ΕΚ8: $\varepsilon_{sy,d} = f_{yd}/E_s$. μ_φ = δείκτης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων που αντιστοιχεί σε τιμή συντελεστή συμπεριφοράς ίση με τα 2/3 της βασικής τιμής q_o , αν ικανοποιείται ο ικανοτικός σχεδιασμός του υποστυλώματος σε κάμψη (βλ. πιο κάτω), ή στην πλήρη βασική τιμή q_o αν ο ικανοτικός σχεδιασμός δεν ικανοποιείται επειδή επιπίπτει στις εξαιρέσεις κατά υποσημείωση (11).

(9) ΕΚ8: μ_φ = δείκτης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων που αντιστοιχεί στη βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q_o .

(10) ΕΑΚ: Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλωμάτων σε κάμψη δεν απαιτείται: (α) στον ανώτατο όροφο, (β) σε κανονικά διώροφα κτίρια, ή (γ) αν ο φορέας διαθέτει τοιχώματα που αναλαμβάνουν $\geq 60\%$ της σεισμικής τέμνουσας βάσης στην υπόψη οριζόντια διεύθυνση.

(11) ΕΚ8: Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλωμάτων σε κάμψη δεν απαιτείται: (α) στον ανώτατο όροφο, (β) στο ισόγειο διωρόφων κτιρίων αν όλα τα υποστυλώματα έχουν ανηγμένη αξονική $v_d \leq 0.3$, (γ) αν τοιχώματα αναλαμβάνουν $\geq 50\%$ σεισμικής τέμνουσας βάσης στην υπόψη οριζόντια διεύθυνση, ή (δ) σε ένα σε κάθε 4 παρομοίων διαστάσεων υποστυλώματα επιπέδων πλαισίων.

(12) ΕΚ8: Σε άκρο όπου στον κόμβο είναι $\sum M_{Rb} < \sum M_{Rc}$ η M_{Rc} αντικαθίσταται από $M_{Rc} \cdot (\sum M_{Rb}/\sum M_{Rc})$.

(13) ΕΚΟΣ: $V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \max(1, 1.6 - d(m)) \min(2, 1.2 + 40\rho_L) + 0.15N_{Ed}/A_c] b_w d$, $\tau_{Rd} = 0.25f_{ctd} = 0.25 f_{ctk,0.05}/\gamma_c$

2.3.2.4.5 Κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων

Κοινές Διατάξεις

➤ Ο οριζόντιος οπλισμός περίσφιγξης στους κόμβους των κυρίων σεισμικών δοκών με υποστυλώματα δεν θα είναι λιγότερος από αυτόν που ορίζεται στις σχετικές διατάξεις για τις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων (βλέπε σχέσεις (2.36)÷(2.40)), με την ακόλουθη εξαίρεση:

Εάν και στις τέσσερις πλευρές του κόμβου συμβάλλουν δοκοί με πλάτος τουλάχιστον ίσο με τα 75% της διάστασης διατομής υποστυλώματος παράλληλα προς το πλάτος αυτό, τότε η ισαπόσταση των οριζόντιων οπλισμών περίσφιγξης του κόμβου μπορεί να αυξηθεί στο διπλάσιο της απόστασης που ορίζει η σχέση (2.40), αλλά θα είναι πάντα μικρότερη από 150 mm ($s' = \max\{2s; 150mm\}$ (2.49)).

➤ Πρέπει να διατάσσεται τουλάχιστον μία ενδιάμεση κατακόρυφη ράβδος (ανάμεσα στις γωνιακές ράβδους υποστυλώματος) σε κάθε πλευρά κόμβου κύριας σεισμικής δοκού ή υποστυλώματος.

Διαφοροποιήσεις

➤ ΚΠΥ- Αντοχή σε διαγώνια θλίψη: Ορίζεται η απαίτηση η διαγώνια θλίψη που προκαλείται στον κόμβο από το διαγώνιο μηχανισμό θλιπτήρων να μην υπερβαίνει την θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος παρουσία των εγκάρσιων θλιπτικών παραμορφώσεων. Η απαίτηση αυτή ικανοποιείται αν επαληθεύονται οι ακόλουθες εκφράσεις:

i) σε εσωτερικούς κόμβους:

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} b_j h_{jc} \quad (2.50)$$

όπου:

$\eta = 0.6(1 - f_{ck}/250)$ (f_{ck} σε Μρα)

h_{jc} : η απόσταση μεταξύ ακραίων στρώσεων οπλισμού υποστυλώματος

b_j : το ενεργό πλάτος κόμβου, οριζόμενο ως:

$$a) \text{ αν } b_c > b_w: b_j = \min\{b_c; (b_w + 0.5h_c)\} \quad (2.51a)$$

$$\beta) \text{ αν } b_c < b_w: b_j = \min\{b_w; (b_c + 0.5h_c)\} \quad (2.51\beta)$$

v_d : η ανηγμένη αξονική δύναμη του υπερκείμενου υποστυλώματος

ii) σε εξωτερικούς κόμβους:

$$V_{jhd} < 0.8(\eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} b_j h_{jc}) \quad (2.52)$$

Υπενθυμίζεται ότι V_{jhd} δίνεται από τις εκφράσεις (2.15)-(2.16).

➤ ΚΠΥ-Αντοχή σε διαγώνιο εφελκυσμό: Προβλέπεται η τοποθέτηση οριζόντιων κλειστών συνδετήρων με $d_{bw} \geq 6mm$ εντός του κόμβου. Οι συνδετήρες αυτοί μπορούν να υπολογιστούν με δύο εναλλακτικούς τρόπους:

i) Εξασφάλιση επαρκούς (οριζόντιας και κατακόρυφης) περίσφιγξης για τον περιορισμό της μέγιστης διαγώνιας εφελκυστικής τάσης του σκυροδέματος σε f_{ctd} :

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}}\right)^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{ctd}} - f_{ctd} \quad (2.53)$$

όπου:

A_{sh} : η συνολική διατομή των οριζόντιων συνδετήρων

h_{jw} : η απόσταση μεταξύ άνω και κάτω οπλισμού δοκού

τα υπόλοιπα σύμβολα όπως ορίστηκαν παραπάνω.

ii) Εξασφάλιση της ακεραιότητας κόμβου μετά από διαγώνια ρηγμάτωση με την διάταξη οριζόντιων κλειστών συνδετήρων συνολικής διατομής:

α) σε εσωτερικούς κόμβους:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0.8v_d) \quad (2.54a)$$

β) σε εξωτερικούς κόμβους:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0.8v_d) \quad (2.54\beta)$$

όπου:

$$\gamma_{Rd} = 1.2$$

v_d : ανηγμένη αξονική δύναμη που αναφέρεται στο υπερκείμενο (2.54a) ή στο υποκείμενο (2.54β) υποστύλωμα.

Σε κάθε περίπτωση οι οριζόντιοι κλειστοί συνδετήρες που υπολογίζονται με έναν από τους δύο τρόπους πρέπει να κατανέμονται ομοιόμορφα στο ύψος h_{jw} μεταξύ του άνω και κάτω οπλισμού της δοκού. Σε εξωτερικούς κόμβους θα πρέπει να περικλείουν τα άκρα των ράβδων οπλισμού της δοκού, τα οποία έχουν καμφθεί προς τον κόμβο.

➤ Σε ΚΠΥ, προβλέπεται επαρκής κατακόρυφος οπλισμός του υποστυλώματος που διέρχεται από τον κόμβο, έτσι ώστε να ισχύει:

$$A_{sv,i} \geq (2/3) A_{sh} \left(\frac{h_{jc}}{h_{jw}} \right) \quad (2.55)$$

όπου $A_{sv,i}$ η συνολική διατομή των ράβδων που διατάσσονται ανάμεσα στις γωνιακές ράβδους στις αντίστοιχες παρειές των υποστυλωμάτων και συμπεριλαμβάνει τις ράβδους που συνεισφέρουν στο διαμήκη οπλισμό των υποστυλωμάτων.

2.3.2.4.6 Πλάστιμα τοιχώματα – Αντοχή σε κάμψη και διάτμηση

Κοινές Διατάξεις

➤ Σε κύρια σεισμικά τοιχώματα η τιμή ανηγμένου αξονικού φορτίου δεν πρέπει να ξεπερνάει μία συγκεκριμένη τιμή, εξαρτώμενη από την κατηγορία πλαστιμότητας (#1) .

Διαφοροποιήσεις

➤ #1: $v_d \leq \begin{cases} 0.4, & \text{για ΚΠΜ} \\ 0.35, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases} \quad (2.56)$

➤ Για την ΚΠΜ η αντοχή σε κάμψη και διάτμηση θα υπολογίζεται κατά βάση σύμφωνα με το ΕΚ2-1-1, χρησιμοποιώντας τιμές της αξονικής δύναμης, όπως προκύπτουν από τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Για την ΚΠΥ, όμως, η αντοχή σε κάμψη θα υπολογίζεται όπως στα υποστυλώματα, υπό τη δυσμενέστερη αξονική δύναμη για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, ενώ η αντοχή σε διάτμηση περιλαμβάνει πολλές παραπάνω διατάξεις που αναλύονται παρακάτω. Η διαφορά αυτή στη θεώρηση της αξονικής δύναμης με την οποία θα γίνει η διαστασιολόγηση σε κάμψη έχει σαν συνέπεια για τη μεν ΚΠΜ να επιτρέπεται η χρήση προσεγγιστικών μεθόδων υπολογισμού των ταυτόχρονων μέγιστων μεγεθών ροπής κάμψης- αξονικής, για τη δε ΚΠΥ να χρειάζεται η διαστασιολόγηση να γίνεται για το δυσμενέστερο συνδυασμό ακραίων τιμών των δύο εντατικών μεγεθών.

➤ Στην ΚΠΜ ορίζονται οι εξής δύο επιπλέον διατάξεις για τον υπολογισμό της ροπής αντοχής:

i) ο κατακόρυφος οπλισμός κορμού θα λαμβάνεται υπόψη και στον υπολογισμό της καμπτικής αντοχής τοιχώματος.

ii) Αναφορικά με τις σύνθετες διατομές τοιχωμάτων, αποτελούμενες από συνδεδεμένα ή διασταυρούμενα ορθογώνια (διατομές μορφής L-, T-, Π-, I- και παρόμοιες) πρέπει να λαμβάνονται ως ενιαίες μονάδες αποτελούμενες από κορμό ή κορμούς παράλληλους ή σχεδόν παράλληλους προς τη διεύθυνση της δράσης σεισμικής τέμνουσας και πέλμα/ πέλματα κάθετα ή σχεδόν κάθετα προς αυτήν. Για τον υπολογισμό, σε αυτές τις περιπτώσεις, της καμπτικής αντοχής λαμβάνεται ως συνεργαζόμενο πλάτος έξω από την παρειά του κορμού το μικρότερο από: α) το πραγματικό πλάτος πέλματος, β) το 50% της απόστασης από έναν παρόμοιο κορμό του τοιχώματος, γ) το 25% του συνολικού ύψους του τοιχώματος πάνω από την εξεταζόμενη στάθμη.

➤ Στην ΚΠΥ περιλαμβάνονται οι εξής πρόσθετες διατάξεις για την αντοχή πλάστιμου τοιχώματος σε διάτμηση:

i) έλεγχος σε διάτμηση λόγω διαγώνιας θλίψης του κορμού: Η $V_{Rd,max}$ υπολογίζεται σύμφωνα με τον ΕΚ2-1-1 με τις εξής τροποποιήσεις: α) Εκτός της κρίσιμης περιοχής λαμβάνονται το μήκος του μοχλοβραχίονα των εσωτερικών δυνάμεων ίσο με $z = 0.8l_w$ και η γωνία του θλιπτήρα ως προς την κατακόρυφο $\theta = 45^\circ$. β) Εντός της κρίσιμης περιοχής η $V_{Rd,max}$ λαμβάνεται ίση με το 40% της τιμής εκτός (της κρίσιμης περιοχής).

ii) έλεγχος (κορμού) σε διάτμηση λόγω διαγώνιου εφελκυσμού: Για τον έλεγχο σε ΟΚΑ ορόφου σε διάτμηση (υπολογισμός οπλισμού κορμού) λαμβάνεται η μέγιστη τιμή του λόγου διάτμησης $a_s = M_{Ed}/(V_{Ed}l_w)$ στον όροφο και διακρίνονται οι εξής περιπτώσεις:

α) Εάν $a_s \geq 2$: ισχύουν οι διατάξεις του ΕΚ2-1-1 (§6.2.3(1)-(7)) με τις τιμές z και $\tan\theta$ που ορίστηκαν στο i.

β) Εάν $a_s < 2$ ισχύουν οι ακόλουθες διατάξεις:

- Οι οριζόντιες ράβδοι κορμού θα ικανοποιούν τη σχέση (βλέπε ΕΚ2-1-1(§6.2.3(8)):

$$V_{Ed} \leq V_{Rdc} + 0.75\rho_h f_{yd,h} b_{wo} a_s l_w \quad (2.57)$$

όπου:

$\rho_h = A_h/(b_{wo}s_h)$: το ποσοστό οπλισμού οριζόντιων ράβδων κορμού

$f_{yd,h}$: τάση διαρροής (σχεδιασμού) του οριζόντιου οπλισμού κορμού

V_{Rdc} : διατμητική αντοχή για μέλη χωρίς διατμητικό οπλισμό

Σημειώνεται ότι $V_{Rdc} = 0$, αν η αξονική δύναμη είναι εφελκυστική.

- Σε ολόκληρο το ύψος τοιχώματος πρέπει να διατάσσονται κατακόρυφες ράβδοι κορμού που αγκυρώνονται και ενώνονται σύμφωνα με τον ΕΚ2-1-1, ώστε να ισχύει:

$$\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{wo} z + \min N_{Ed} \quad (2.58)$$

όπου:

$\rho_v = A_v/(b_{wo}s_v)$: το ποσοστό οπλισμού κατακόρυφων ράβδων κορμού

$f_{yd,v}$: τάση διαρροής (σχεδιασμού) του κατακόρυφου οπλισμού κορμού

Σε ότι αφορά τις τοποθετούμενες οριζόντιες ράβδους κορμού ο κανονισμός ορίζει:

α) ότι πρέπει να είναι πλήρως αγκυρωμένες στα άκρα της διατομής του τοιχώματος (π.χ. μέσω γάντζων 90° ή 135°) και β) ότι οι οριζόντιες ράβδοι κορμού σε μορφή επιμηκών κλειστών ή πλήρως αγκυρωμένων συνδετήρων επιτρέπεται επίσης να θεωρηθεί ότι συνεισφέρουν πλήρως στην περίσφιγξη των στοιχείων άκρων του τοιχώματος.

iii) έλεγχος σε αστοχία λόγω διατμητικής ολίσθησης: Σε πιθανές διεπιφάνειες ολίσθησης (π.χ. αρμοί κατασκευής) που βρίσκονται εντός κρίσιμων περιοχών πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} \quad (2.59)$$

όπου $V_{Rd,s}$ η τιμή σχεδιασμού διατμητικής αντοχής σε ολίσθηση που υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (2.60)$$

με:

$$V_{dd} = \min\{1.3 \cdot \Sigma A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}; 0.25 \cdot f_{yd} \cdot \Sigma A_{sj}\} \quad (2.61)$$

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos\varphi \quad (2.62)$$

$$V_{fd} = \min\{\mu_f[(\Sigma A_{sj} f_{yd} + N_{Ed}) \cdot \xi + M_{Ed}/z]; 0.5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo}\} \quad (2.63)$$

όπου:

V_{ad} : αντοχή δράσης βλήτρου των κατακόρυφων ράβδων

V_{id} : συμβολή λοξών ράβδων (σε γωνία φ προς το επίπεδο πιθανής ολίσθησης)

V_{fd} : η αντίσταση τριβής

μ_f : ο συντελεστής τριβής σκυροδέματος προς σκυρόδεμα υπό ανακυκλιζόμενες δράσεις, που μπορεί να υποτεθεί σαν ίσος με 0.6 για λείες διεπιφάνειες και 0.7 για τραχείες (όπως αυτές ορίζονται στον ΕΚ2-1-1 §6.2.5(2))

z : μήκος μοχλοβραχίονα εσωτερικών δυνάμεων

ξ : ανηγμένο ύψος ουδέτερης γραμμής

ΣA_{sj} : το άθροισμα των διατομών των κατακόρυφων ράβδων του κορμού και των πρόσθετων ράβδων που διατάσσονται σε στοιχεία άκρων, ειδικά για αντίσταση σε ολίσθηση.

ΣA_{si} : το άθροισμα των διατομών όλων των κεκλιμένων ράβδων και στις δύο διευθύνσεις. Για το σκοπό αυτό συνιστώνται ράβδοι μεγάλης διαμέτρου.

$$\eta = 0.6(1 - f_{ck}(MPa)/250) \quad (2.64)$$

N_{Ed} : θετική σε θλίψη.

➤ Για κοντά τοιχώματα και ΚΠΥ πρέπει ικανοποιούνται τα ακόλουθα:

i) Στη βάση του τοιχώματος: $V_{id} > V_{Ed}/2$ (2.65)

ii) Σε υψηλότερα επίπεδα: $V_{id} > V_{Ed}/4$ (2.66)

➤ Οι λοξές ράβδοι (βλέπε V_{id} για ΚΠΥ) πρέπει να αγκυρώνονται πλήρως και στις δύο πλευρές των πιθανών διεπιφανειών ολίσθησης και να διασχίζουν όλες τις διατομές τοιχωμάτων εντός απόστασης $\min\{0.5l_w; 0.5h_w\}$ πάνω από την κρίσιμη διατομή βάσης. Συνέπεια της τοποθέτησης των λοξών αυτών ράβδων είναι η αύξηση της καμπτικής αντοχής στη βάση τοιχώματος, η οποία πρέπει να λαμβάνεται υπόψη όταν η V_{Ed} υπολογίζεται σύμφωνα με τον κανόνα ικανοτικού σχεδιασμού (σχέση (2.17)) με δύο εναλλακτικές μεθόδους:

i) Αύξηση της καμπτικής αντοχής ΔM_{Rd} για τον υπολογισμό της V_{Ed} , ως εξής:

$$\Delta M_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin\varphi \cdot l_i \quad (2.67)$$

όπου l_i : η απόσταση μεταξύ των αξόνων δύο ομάδων κεκλιμένων ράβδων τοποθετημένων υπό γωνία $\pm \varphi$ προς το επίπεδο πιθανής ολίσθησης, μετρούμενη στη διατομή βάσης

ii) Υπολογισμός της V_{Ed} αγνοώντας την επίδραση λοξών ράβδων, οπότε στην έκφραση της V_{id} (2.62) χρησιμοποιείται η καθαρή συμβολή των κεκλιμένων ράβδων (δηλαδή η πραγματική συμβολή μειωμένη κατά την αύξηση της δρώσας τέμνουσας), η οποία εκτιμάται σύμφωνα με τη σχέση:

$$V_{id} = \Sigma A_{si} \cdot f_{yd} \cdot [\cos\varphi - 0.5 \cdot l_i \cdot \sin\varphi / (\alpha_s \cdot l_w)] \quad (2.68)$$

2.3.2.4.7 Πλάστιμα τοιχώματα – Διαμόρφωση λεπτομερειών τοπικής πλαστιμότητας
Κοινές Διατάξεις

➤ Το ύψος της κρίσιμης περιοχής h_{cr} πάνω από τη βάση τοιχώματος υπολογίζεται ως εξής:

$$h_{cr} = \max\{l_w; h_w/6\} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_s, \text{ για } n \leq 6 \text{ ορόφους} \\ 2hs, \text{ για } n \geq 7 \text{ ορόφους} \end{cases} \quad (2.69)$$

όπου h_s : το καθαρό ύψος ορόφου και όπου ως βάση ορίζεται η στάθμη της θεμελίωσης ή της οροφής υπόγειων ορόφων με άκαμπτα διαφράγματα και περιμετρικά τοιχώματα.

➤ Στις κρίσιμες περιοχές των τοιχωμάτων πρέπει να εξασφαλίζεται τοπική πλαστιμότητα καμπυλότητας μ_ϕ σύμφωνα με τη σχέση (2.26), αλλά με βασική τιμή συντελεστή συμπεριφοράς πολλαπλασιασμένη επί τη μέγιστη τιμή του M_{Ed}/M_{Rd} στη βάση του τοιχώματος ($q_0' = q_0 \cdot M_{Ed}/M_{Rd}$). Η τιμή αυτή επιτυγχάνεται με τη χρήση οπλισμού περίσφιγξης μέσα σε ακραίες περιοχές της διατομής («στοιχεία άκρων»), η έκταση των οποίων προσδιορίζεται, αναλόγως της μορφής της διατομής, ως εξής:

i) Σε τοιχώματα με ορθογωνική διατομή, το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό του αναγκαίου οπλισμού περίσφιγξης ω_{wd} στα στοιχεία άκρων ($\omega_{wd} = \rho_v f_{yd,v}/f_{cd}$) πρέπει να ικανοποιεί την έκφραση:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30\mu_\phi (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0.035 \quad (2.70)$$

ii) Σε τοιχώματα με εξογκώματα άκρων ή πέλματα ή με σύνθετη διατομή αποτελούμενη από πολλά ορθογώνια (μορφή T-, L-, I-, U-), το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης στα στοιχεία άκρων καθορίζεται ως εξής:

α) Η αξονική δύναμη N_{Ed} και η συνολική διατομή του κατακόρυφου οπλισμού στον κορμό, A_{sv} , θα ανάγονται στο $h_c b_c f_{cd}$ με το πλάτος εξογκώματος ή πέλματος σε θλίψη να λαμβάνεται ως πλάτος διατομής b_c ($v_d = N_{Ed}/h_c b_c f_{cd}$ και $\omega_v = (A_{sv}/h_c b_c) f_{yd}/f_{cd}$). Το ύψος ουδέτερης γραμμής x_u στην οριακή καμπυλότητα μετά την αποφλοιώση του σκυροδέματος έξω από τον περισφιγμένο πυρήνα των στοιχείων άκρων μπορεί να υπολογιστεί ως:

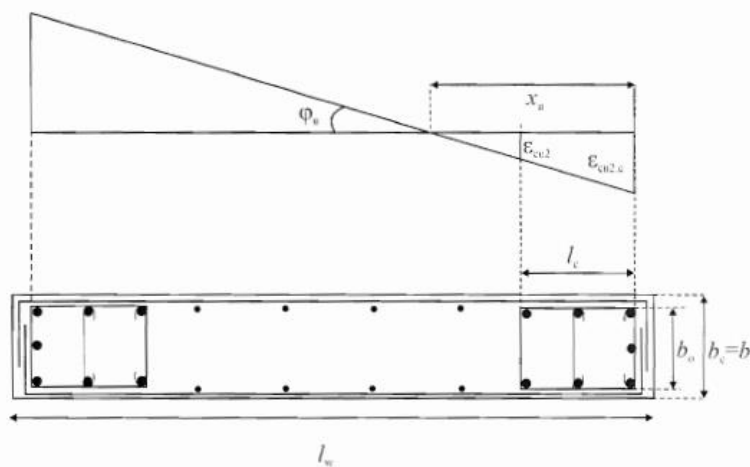
$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o} \quad (2.71)$$

όπου b_o είναι το πλάτος του περισφιγμένου πυρήνα στο εξογκώμα/πέλμα. Εάν, ωστόσο, η τιμή της x_u από τη σχέση (2.71) δεν υπερβαίνει το ύψος εξογκώματος/πέλματος μετά την αποφλοιώση του σκυροδέματος κάλυψης, τότε το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης στο εξογκώμα/πέλμα καθορίζεται όπως στο i) (δηλαδή από την έκφραση (2.70)) με τα v_d , ω_v , b_c , b_o να αναφέρονται στο πλάτος εξογκώματος/πέλματος.

β) Εάν η τιμή του x_u υπερβαίνει το ύψος εξογκώματος ή πέλματος μετά την αποφλοιώση σκυροδέματος, μπορεί να ακολουθηθεί η γενική μέθοδος που βασίζεται : 1) στον ορισμό της πλαστιμότητας καμπυλότητας $\mu_\phi = \phi_u/\phi_y$, 2) στον υπολογισμό του $\phi_u = \varepsilon_{cu2}/x_u$ και του $\phi_y = \varepsilon_{sy}/(d - x_y)$, 3) στην ισορροπία των εσωτερικών

δυνάμεων της διατομής για την εκτίμηση των θέσεων του ουδέτερου άξονα x_u , x_y και 4) στις τιμές αντοχής $f_{ck,c}$ και οριακής ανηγμένης παραμόρφωσης σκυροδέματος $\varepsilon_{cu2,c}$, συναρτήσει της δρώσας οριζόντιας τάσης περισφιγξης σύμφωνα με τον ΕΚ2-1-1 §3.1.9. Ανάλογα υπολογίζεται και ο αναγκαίος οπλισμός και τα μήκη περισφιγξης του τοιχώματος.

➤ Η περισφιγξη, όπως υπολογίζεται με βάση τις παραπάνω παραγράφους, πρέπει να επεκτείνεται κατακόρυφα πάνω από το ύψος h_{cr} της κρίσιμης περιοχής και οριζόντια σε μήκος l_c , μετρούμενο από την ακραία θλιβόμενη ίνα του τοιχώματος μέχρι το σημείο όπου το μη περισφιγμένο σκυρόδεμα μπορεί να αποφλοιωθεί λόγω υψηλών θλιπτικών τάσεων. Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, η θλιπτική βράχυνση στην οποία αναμένεται αποφλοίωση του σκυροδέματος λαμβάνεται ίση με $\varepsilon_{cu2} = 0.0035$. Το περισφιγμένο στοιχείο άκρου μπορεί να περιοριστεί σε απόσταση $x_u(1 - \varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu2c})$ από τον άξονα του συνδετήρα κοντά στην ακραία θλιβόμενη ίνα, με το ύψος της περισφιγμένης ζώνης θλίψης x_u στην οριακή καμπυλότητα να υπολογίζεται από την ισορροπία (βλέπε (2.71) για σταθερό πλάτος b_o περισφιγμένης θλιβόμενης ζώνης) και την οριακή ανηγμένη παραμόρφωση ε_{cu2c} του περισφιγμένου σκυροδέματος να υπολογίζεται (βάσει του ΕΚ2-1-1 §3.1.9) ως $\varepsilon_{cu2c} = 0.0035 + 0.1\alpha\omega_{wd}$ (βλέπε Σχήμα 2.14). Για το μήκος l_c του περισφιγμένου στοιχείου άκρου πρέπει να ισχύει: $l_c \geq \min\{0.15l_w; 1.5b_w\}$.



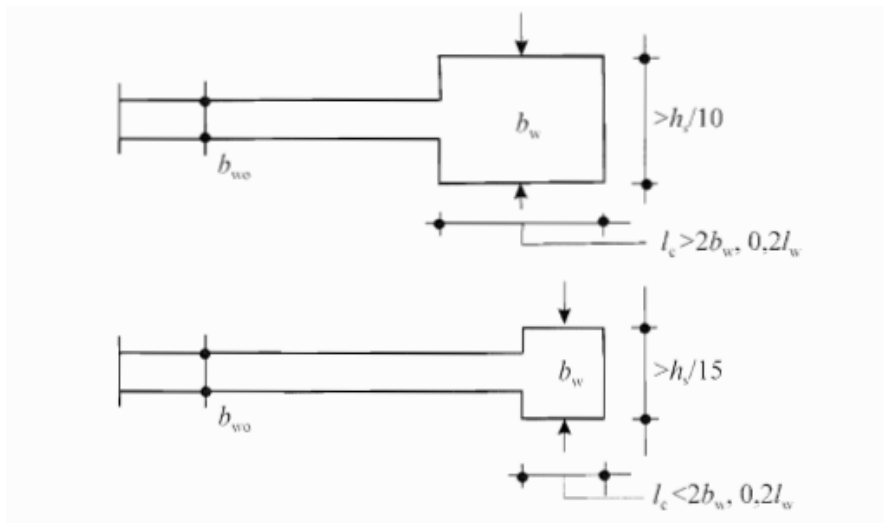
Σχήμα 2.14: Περισφιγμένο στοιχείο άκρου στο ελεύθερο άκρο τοιχώματος (πάνω: ανηγμένες παραμορφώσεις σε οριακή καμπυλότητα- κάτω: διατομή τοιχώματος) (ΕΚ8 Σχήμα 5.8)

➤ Το ποσοστό διαμήκους οπλισμού στα στοιχεία άκρων δεν πρέπει να είναι μικρότερο του 0.005.

➤ Μέσα σε στοιχεία άκρων πρέπει να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις περί ω_{wd} , d_{bw} , s_w που ισχύουν για τις κρίσιμες περιοχές υποστυλωμάτων (προφανώς διαφέρουν αναλόγως κατηγορίας πλαστιμότητας). Πρέπει να χρησιμοποιούνται επικαλυπτόμενοι συνδετήρες, ώστε κάθε δεύτερη διαμήκης ράβδος να υποστηρίζεται από κλειστό ή μονοσκελή συνδετήρα.

➤ Για το πάχος των περισφιγμένων τμημάτων της διατομής τοιχωμάτων ισχύει $b_w \geq 200mm$. Εάν επιπλέον για το μήκος περισφιγμένου τμήματος ισχύει: $l_c \leq$

$\max\{2b_w; 0.2l_w\}$, τότε πρέπει $b_w \geq h_s/15$ (h_s : ύψος ορόφου), ενώ αν $l_c > \max\{2b_w; 0.2l_w\}$ τότε πρέπει $b_w \geq h_s/10$ (Σχήμα 2.15)

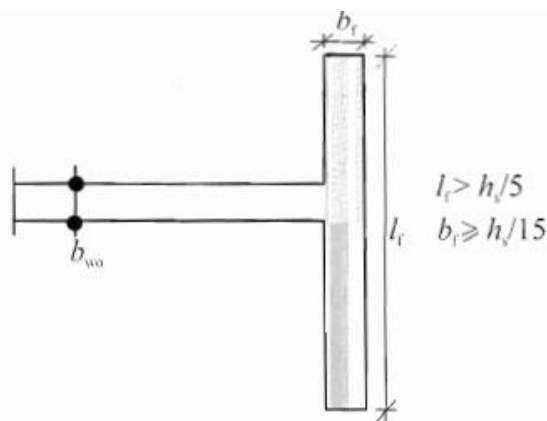


Σχήμα 2.15: Ελάχιστο πάχος περισφιγμένων στοιχείων άκρων

- Στο ύψος του τοιχώματος πάνω από την κρίσιμη περιοχή εφαρμόζονται μόνο οι σχετικές διατάξεις του ΕΚ2-1-1 σε ότι αφορά τον κατακόρυφο, οριζόντιο και εγκάρσιο οπλισμό. Εντούτοις, σε τμήματα της διατομής όπου υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού ισχύει $\varepsilon_c > 0.002$, πρέπει να διατάσσεται ελάχιστο ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού 0.005.

Διαφοροποιήσεις

- Για ΚΠΜ δεν απαιτείται περισφιγμένο στοιχείο άκρου σε πέλματα τοίχων με πάχος $b_f \geq h_s/15$ και πλάτος $l_f \geq h_s/5$ (h_s : καθαρό ύψος ορόφου) (βλέπε Σχήμα 2.16), εκτός εάν επιβάλλεται (η ύπαρξη περισφιγμένων στοιχείων άκρων) στα άκρα τέτοιων πελμάτων λόγω της εκτός επιπέδου κάμψης του τοιχώματος.



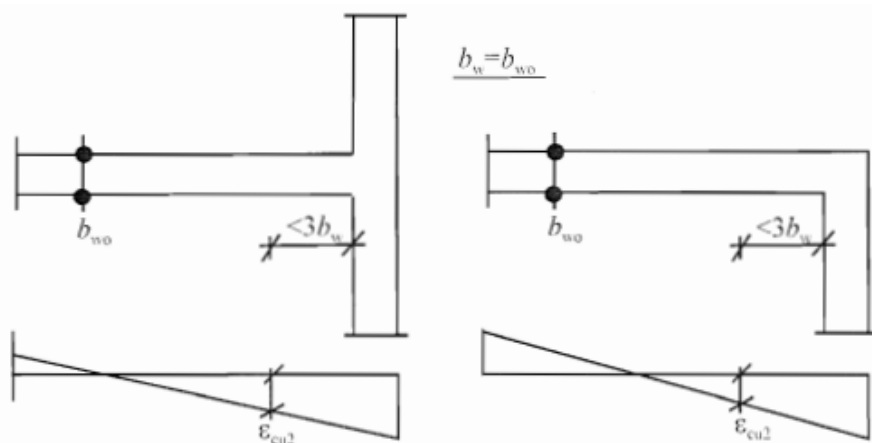
Σχήμα 2.16: Περισφιγμένο στοιχείο άκρου που δεν είναι απαραίτητο σε άκρο τοιχώματος με μεγάλο εγκάρσιο πέλαμα (ΕΚ8: Σχήμα 5.9)

- Σε ΚΠΜ υπάρχει η δυνατότητα ο εγκάρσιος οπλισμός των στοιχείων άκρων να καθοριστεί σύμφωνα με τον ΕΚ2-1-1, αρκεί να τηρείται μία μόνο από τις ακόλουθες συνθήκες:

i) Για την τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης σχεδιασμού να ισχύει: $\nu_d \leq 0.15$

ii) $\nu_d \leq 0.2$ και να ληφθεί $q' = 0.85q$.

➤ Στην ΚΠΥ ορίζεται ότι αν το τοίχωμα συνδέεται με πέγμα πάχους $b_f \geq h_s/15$ και πλάτους $l_f \geq h_s/5$ και το περισφιγμένο στοιχείο άκρου πρέπει να εκτείνεται πέρα από το πέγμα και μέσα στον κορμό για ένα πρόσθετο μήκος μέχρι $3b_{wo}$, τότε το πάχος του στοιχείου άκρου στον κορμό πρέπει να συμβαδίζει με την έκφραση (2.11).



Σχήμα 2.17: Ελάχιστο πάχος περισφιγμένων στοιχείων άκρων σε τοιχώματα ΚΠΥ με μεγάλα πέγματα

➤ Στην ΚΠΥ πρέπει να προβλέπονται πάνω από την κρίσιμη περιοχή στοιχεία άκρων για έναν ακόμα όροφο, με τουλάχιστον το 50% του οπλισμού περισφιγξης της κρίσιμης περιοχής.

➤ Στην ΚΠΥ ισχύουν επιπροσθέτως οι ακόλουθοι περιορισμοί για τον τοποθετούμενο οπλισμό:

i) Θα τοποθετείται ελάχιστη ποσότητα οπλισμού κορμού: $\rho_{h,min} = \rho_{v,min} = 0.002$, για την αποφυγή πρόωρης διατμητικής ρηγμάτωσης.

ii) Ο οπλισμός κορμού θα διατάσσεται σε μορφή δύο εσχάρων (μία σε κάθε παρεία) με ίδια χαρακτηριστικά πρόσφυσης και οι οποίες θα συνδέονται με μονοσκελείς συνδετήρες σε αποστάσεις περίπου 500mm.

iii) Η διάμετρος του οπλισμού κορμού πρέπει να περιορίζεται ως εξής: $8mm \leq d \leq 0.125b_{wo}$, ενώ η ισαπόσταση του οπλισμού πρέπει να λαμβάνεται ως $s \leq \min\{250mm; 25d\}$.

iv) Για την αντιμετώπιση των δυσμενών επιδράσεων της ρηγμάτωσης στους αρμούς διάστρωσης και των σχετιζόμενων αβεβαιοτήτων, πρέπει στους αρμούς αυτούς να διατάσσεται ένας ελάχιστος πλήρως αγκυρωμένος κατακόρυφος οπλισμός. Το ελάχιστο ποσοστό οπλισμού ρ_{min} , που είναι απαραίτητος για την αποκατάσταση της αντοχής του μη-ρηγματωμένου σκυροδέματος έναντι διάτμησης είναι:

$$\rho_{min} \geq \max \left\{ (1.3f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_w}) / (f_{yd} (1 + 1.5\sqrt{f_{cd}/f_{yd}})); 0.0025 \right\} \quad (2.72)$$

όπου A_w : η συνολική οριζόντια επιφάνεια διατομής τοιχώματος και N_{Ed} : θετική σε θλίψη.

• Ειδικές διατάξεις για δοκούς σύζευξης συζευγμένων τοιχωμάτων δίνονται μόνο για ΚΠΥ. Συγκεκριμένα καθορίζονται από τον κανονισμό οι εξής απαιτήσεις:

i) Απορρίπτεται ως αναποτελεσματική και δε λαμβάνεται υπόψη η σύζευξη τοιχωμάτων μέσω πλακών.

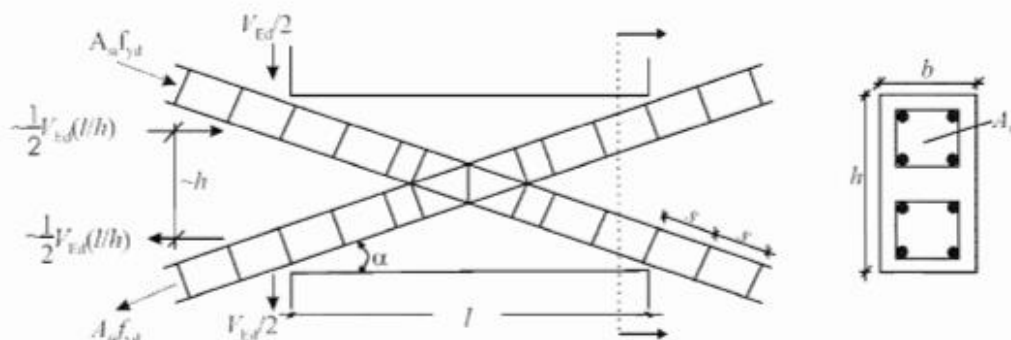
ii) Μπορεί να εφαρμόζονται για τις δοκούς σύζευξης οι αντίστοιχες διατάξεις δοκών (βλέπε παραπάνω υποενότητα), αρκεί να ισχύει μία από τις ακόλουθες συνθήκες:

α) Υπάρχει μικρή πιθανότητα ρηγμάτωσης και στις δύο διαγώνιες διευθύνσεις:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} b_w d \quad (2.73)$$

β) Εξασφαλίζεται ότι επικρατεί καμπτική μορφή αστοχίας: $l/h \geq 3$ (2.74)

Εάν δεν ικανοποιείται καμία από τις δύο συνθήκες η αντοχή στις σεισμικές δράσεις πρέπει να παρέχεται από οπλισμό διατεταγμένο κατά μήκος και των δύο διαγωνίων της δοκού, ώστε να ικανοποιούνται τα ακόλουθα (βλέπε και Σχήμα 2.18):



Σχήμα 2.18: Δοκοί σύζευξης με διαγώνιο οπλισμό

α) Να επαληθεύεται η σχέση: $V_{Ed} \leq 2A_{si}f_{yd}\sin\alpha$ (2.75)

όπου:

V_{Ed} : τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού στο στοιχείο σύζευξης ($V_{Ed} = 2M_{Ed}/l$)

A_{si} : η συνολική διατομή ράβδων οπλισμού σε κάθε διαγώνια διεύθυνση

α : γωνία μεταξύ των διαγωνίων ράβδων και του άξονα της δοκού

β) Ο διαγώνιος οπλισμός να διατάσσεται σε στοιχεία μορφής κλωβού υποστυλώματος με πλευρά τουλάχιστον ίση με $0.5b_w$ και μήκος αγκύρωσης κατά 50% μεγαλύτερο από αυτό που απαιτεί ο ΕΚ2-1-1. Στα στοιχεία του κλωβού αυτού πρέπει ακόμα να προβλέπονται συνδετήρες, για την αποτροπή του λυγισμού των διαμήκων ράβδων.

γ) Και στις δύο κατακόρυφες παρειές της δοκού πρέπει να διατάσσεται διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός που να ικανοποιεί τις ελάχιστες απαιτήσεις του ΕΚ2-1-1 για υψίκορμες δοκούς. Ο διαμήκης οπλισμός δεν πρέπει να αγκυρώνεται στα συζευγμένα τοιχώματα και πρέπει να εισέρχεται μόνο κατά 150 mm σε αυτά.

Σύνοψη

Στην επόμενη σελίδα συνοψίζονται οι βασικές διατάξεις του ΕΚ8 (καθώς και του ΕΑΚ/ΕΚΟΣ για λόγους σύγκρισης) που αφορούν τη γεωμετρία και όπλιση των πλαστιμων τοιχωμάτων και τους ειδικούς κανόνες διαστασιολόγησής τους, όπως έχουν πινακοποιηθεί και παρουσιασθεί από τον Μ. Φαρδή (βιβλιογραφική αναφορά: [7]):

Πίνακας 2.6: Κανόνες διαστασιολόγησης κύριων πλάσμιων τοιχωμάτων κατά ΕΚ8 (για δευτερεύοντα ισχύουν οι κανόνες ΕΚ2) και τοιχωμάτων με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας κατά ΕΑΚ/ΕΚΟΣ (Φαρδής)

	ΕΑΚ – ΕΚΟΣ	ΕΚ8 ΚΠ Υ	ΕΚ8 ΚΠ Μ	ΕΚ8 ΚΠ Χ
Πάχος κορμού, $b_{wo} \geq$	150mm, $h_{οροφου}/20$	150mm, $h_{οροφου}/20$		
Υψος κρίσιμης περιοχής ⁽¹⁾	$\geq \max(l_w, H_w/6, h_{οροφου})$	$\geq \max(l_w, H_w/6)$ $\leq \min(2l_w, h_{οροφου})$ για ≤ 6 -όροφο $\leq \min(2l_w, 2h_{οροφου})$ για > 6 -όροφο		-
Ενισχυμένες περιοχές άκρων				
<i>(i) Κρίσιμη περιοχή:</i>				
μήκος l_e από άκρο διατομής \geq	$0.15l_w, 1.5b_w$, μήκος όπου $\epsilon_c > 0.2\%$	$0.15l_w, 1.5b_w$, μήκος όπου $\epsilon_c > 0.35\%$		μόνο όπου $\rho_v > 2\%$
πάχος στο μήκος $l_e \geq$	250mm	$\max(200\text{mm}, h_{st}/15)$ αν $l_e \leq \max(2b_w, l_w/5)$ $\max(200\text{mm}, h_{st}/10)$ αν $l_e > \max(2b_w, l_w/5)$		-
Διαμήκεις ράβδοι (L):				
ρ_{\min} στο $A_c = l_e b_w$	1%	0.5%		0.2%
ρ_{\max} στο $A_c = l_e b_w$	4%		4%	
διάμετρος $d_{bL} \geq$	14mm		-	
ράβδοι ανά πλευρά \geq	2		2	
απόσταση ράβδων που συγκρατούνται εγκάρσια \leq	200mm		-	
Εγκάρσιες ράβδοι (w): ⁽²⁾				
διάμετρος $d_{bw} \geq$	$8\text{mm}, (f_{yd}/f_{ywd})^{1/2} d_{bL}/3$	$6\text{mm}, 0.4(f_{yd}/f_{ywd})^{1/2} d_{bL}$	6mm	Στο τμήμα της διατομής όπου $\rho_v \geq 2\%$: Όπως στο λοιπό ύψος τοιχώματος (ii κατωτέρω)
απόσταση $s_w \leq$ ⁽³⁾	$8d_{bL}, 0.5\min(h_c, b_c), 100\text{mm}$	$6d_{bL}, b_w/3, 125\text{mm}$	$8d_{bL}, b_w/2, 175\text{mm}$	
$\omega_{wd} \geq$ ⁽³⁾	0.10	0.12	0.08	
$\alpha\omega_{wd} \geq$ ^{(3),(4)}	$0.85v_d(0.15+0.35A_c/A_o)-0.035$, με $v_d=[N_{Ed}/2+M_{Ed}(l_w-l_c)]/(1.5l_e b_w f_{cd})$	$30\mu\phi(v_d+\omega_{wd})\epsilon_{sy,d} \frac{b_w}{b_o} -0.035$ ⁽⁴⁾		
<i>(ii) Λοιπό ύψος τοιχώματος</i>				
Διαμήκεις ράβδοι (L):	Συνιστάται εφαρμογή των κανόνων της κρίσιμης περιοχής			
Εγκάρσιες ράβδοι (w):				
διάμετρος $d_{bw} \geq$	6mm, $d_{bL}/4$			
αποστάσεις $s_w \leq$ ⁽³⁾	$12d_{bL}, \min(h_c, b_c), 300\text{mm}$			
Κορμός				
<i>(i) Κρίσιμη περιοχή:</i>				
Κατακόρυφες ράβδοι (v):				
ελάχιστο ποσοστό $\rho_{v,\min}$	0.25%	0.2%		0.2%
μέγιστο ποσοστό $\rho_{v,\max}$	-		4%	

διάμετρος $d_{bv} \geq$	10mm	8mm	-
διάμετρος $d_{bv} \leq$	$b_{wo}/10$	$b_{wo}/8$	-
αποστάσεις $s_v \leq$	200mm	$25d_{bv}, 250mm$	$3b_{wo}, 400mm$
Οριζόντιες ράβδοι (h):			
ελάχιστο ποσοστό $\rho_{h,min}$	0.25%	0.2%	$\max(0.1\%, 0.25\rho_v)$
διάμετρος $d_{bh} \geq$	8mm	8mm	-
διάμετρος $d_{bh} \leq$	$b_{wo}/10$	$b_{wo}/8$	-
απόσταση $s_h \leq$	200mm	$25d_{bh}, 250mm$	400mm
(ii) Εκτός κρίσιμης περιοχής			
Κατακόρυφες ράβδοι (v):			
ελάχιστο ποσοστό $\rho_{v,min}$	0.15%	Όπως στην κρίσιμη περιοχή	
διάμετρος $d_{bv} \geq$	10mm		
διάμετρος $d_{bv} \leq$	$b_{wo}/10$		
αποστάσεις $s_v \leq$	300mm		
Οριζόντιες ράβδοι (h):			
ελάχιστο ποσοστό $\rho_{h,min}$	0.15%	Όπως στην κρίσιμη περιοχή	
διάμετρος $d_{bh} \geq$	8mm		
διάμετρος $d_{bh} \leq$	$b_{wo}/10$		
απόσταση $s_h \leq$	300mm		
Διαστασιολόγηση έναντι μεγεθών ορθής έντασης:			
Ροπές σχεδιασμού: ⁽⁶⁾	ροπή M_{Ed} από ανάλυση επί $1.4M_{Rd}/M_{Edo} \leq q$, αλλά $\geq M_{Rd}/3$	Αν $H_w/l_w \geq 2$: γραμμική περιβάλλουσα των ροπών M_{Ed} της ανάλυσης	
Ανηγμ. αξονική $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$	-	≤ 0.35	≤ 0.40
Διαστασιολόγηση έναντι τέμνουσας:			
Πολλαπλασιαστικός συντελεστής ϵ σε V_{Ed} από ανάλυση για σεισμό: ⁽⁶⁾	$\epsilon = 1.4M_{Rd}/M_{Ed} \leq q$ ⁽⁶⁾	(i) αν $H_w/l_w \leq 2$, $\epsilon = 1.2M_{Rd}/M_{Ed} \leq q$ (ii) αν $H_w/l_w > 2$, ϵ ⁽⁷⁾ = $\sqrt{\left(1.2 \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0.1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_I)}\right)^2} \leq q$	$\epsilon = 1.5$
Τέμνουσα σχεδιασμού τοιχωμάτων δυαδικών συστημάτων με $H_w/l_w > 2$, σε ύψος z από $H_w/3$ έως H_w : ⁽⁶⁾	Ως άνω	$V_{Ed}(z) = \left(\frac{0.75z}{H_w} - \frac{1}{4}\right) \epsilon V_{Ed}(0) + \left(1.5 - \frac{1.5z}{H_w}\right) \epsilon V_{Ed}\left(\frac{H_w}{3}\right)$	
V_{Rd} εκτός κρίσιμων περιοχών	$V_{Rd} = 0.8b_w o l_w \rho_h f_{ytd} + V_{cd}$ ($\theta=45^\circ$) $V_{cd} = V_{Rd1}$ ⁽⁹⁾	Ως σε ΕΚ2: $V_{Rd} = 0.8b_w o l_w \rho_h f_{ytd} \cot \theta$ με $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ $V_{cd}=0$	
V_{Rd} κρίσ. περιοχών - Οριζ. Και κατ. σπλισμός κορμού, ρ_h, ρ_v	$V_{Rd} = 0.8b_w o l_w \rho_h f_{ytd} + V_{cd}$ ($\theta=45^\circ$) - αν $v_d \leq 0.1$: $V_{cd} = 0.25V_{Rd1}$ ⁽⁹⁾ - αν $v_d > 0.1$: $V_{cd} = 0.7V_{Rd1}$ ⁽⁹⁾	$V_{Rd} = 0.8b_w o l_w \rho_h f_{ytd}$ ($\theta=45^\circ$)	Ως σε ΕΚ2: $V_{Rd} = 0.8b_w o l_w \rho_h f_{ytd} \cot \theta$ με $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ $V_{cd}=0$
(ii) αν $\alpha_s < 2$: ρ_h από V_{Rd} ⁽¹⁰⁾	V_{Rd} ως άνω	$V_{Rd} = V_{Rd,c} + 0.75b_w o \alpha_s l_w \rho_h f_{ytd}$	V_{Rd} ως σε ΕΚ2:
ρ_v από: ⁽¹¹⁾	- αν $2 > \alpha_s > 1.3$: $\rho_v f_{ytd} \geq \rho_h f_{ytd} - N_{Ed}/(0.8b_w o l_w)$ - αν $\alpha_s \leq 1.3$: $\rho_v f_{ytd} = \rho_h f_{ytd}$	$\rho_v f_{ytd} \geq \rho_h f_{ytd} - N_{Ed}/(0.8b_w o l_w)$	$V_{Rd} = 0.8b_w o l_w \rho_h f_{ytd} \cot \theta$ με $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$, $V_{cd}=0$ $\rho_v = \rho_{v,min}$
$V_{Rd,max}$ εκτός κρίσ. περιοχής $V_{Rd,max}$ σε κρίσιμη περιοχή	$V_{Rd,2} = 0.4(0.7 \cdot f_{ck}(MPa)/200)b_w o l_w f_{cd}$ Ως άνω	Ως σε ΕΚ2: $V_{Rd,max} = 0.24(1 - f_{ck}(MPa)/250)b_w o l_w f_{cd} \sin 2\theta$ $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ 40% της τιμής κατά ΕΚ2	Ως σε ΕΚ2
Αντοχή σε διαμητική ολίσθηση (A_{si} συνολική διατομή ράβδων με γωνία $\pm \phi$ προς οριζόντιο) ⁽¹²⁾	Αγνοείται	$V_{Rd,s} = A_{si} f_{ytd} \cos \phi + A_{s,v} \min(0.25f_{ytd}, 1.3\sqrt{f_{cd}}) + 0.3(1 - f_{ck}(MPa)/250)b_w o x f_{cd}$	-
ποσοστό κατακ. σπλισμού σε αρμό διακοπής εργασίας ^{(11), (13)}	$\geq 0.25\%$, $\frac{2.8 f_{ctd} - \frac{0.7 N_{Ed}}{A_c}}{f_{ytd}}$	$\geq 0.25\%$, $\frac{1.3 f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_c}}{f_{ytd} + 1.5\sqrt{f_{cd} f_{ytd}}}$	-

Υπόμνημα:

(1) l_w = μεγάλη πλευρά διατομής ορθογωνικού τοιχώματος ή τμήματος τοιχώματος, H_w = ολικό ύψος τοιχώματος, $h_{ορόφου}$ = ύψος ορόφου.

(2) ΕΚ8 - ΚΠΜ: Ο εγκάρσιος οπλισμός ενισχυμένων περιοχών άκρων στην κρίσιμη περιοχή μπορεί να υπολογίζεται με κανόνες της ΚΠΧ αν (α) $v_d \leq 0.15$ ή (β) $v_d \leq 0.2$ και μειωθεί η τιμή του q κατά 15%.

(3) Οι υποσημειώσεις (4), (5), (7) του Πίνακα 2.5 ισχύουν και για τον περισφιγμένο πυρήνα των ενισχυμένων περιοχών άκρων.

(4) μ_ϕ = δείκτης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων που αντιστοιχεί στο γινόμενο της βασικής τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς q_0 επί το λόγο M_{Ed}/M_{Rd} στη βάση του τοιχώματος (βλ. υποσημείωση (5)), $\varepsilon_{sy,d} = f_{yd}/E_s$, ω_{vd} = μηχανικό ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού κορμού.

(5) M_{Ed} = ροπή στη βάση του τοιχώματος από την ανάλυση για το σεισμό σχεδιασμού, M_{Rd} = τιμή σχεδιασμού καμπτικής αντοχής στη βάση του τοιχώματος για την αξονική δύναμη N_{Ed} από την ανάλυση για το συνδυασμό του σεισμού σχεδιασμού.

(6) ΕΑΚ: Τελική τέμνουσα σχεδιασμού $eV_{Ed} \geq V_{Edo}/3$.

(7) ΕΚ8: $S_e(T_1)$ = τιμή ελαστικού φάσματος στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, $S_e(T_c)$ = τιμή ελαστικού φάσματος στην αρχή του φθιτού κλάδου (σε περίοδο T_c).

(8) ΕΚ8: Για δυαδικό σύστημα. z = απόσταση από βάση τοιχώματος

(9) ΕΚΟΣ: $V_{Rd1} = [\tau_{Rdmax}(1, 1.6 - d(m)) \min(2, 1.2 + 40\rho_L) + 0.15N_{Ed}/A_c] b_w d$, $\tau_{Rd} = 0.25f_{ctd} = 0.25f_{ctk,0.05}/\gamma_c$

(10) ΕΚ8: με b_w , d σε m, f_{ck} σε MPa, ρ_L = ποσοστό διαμήκους οπλισμού εφελκόμενου πέλματος, V_{Rdc} και N_{Ed} σε kN, είναι:

$$V_{Rd,c} = \left\{ \max \left[\frac{180}{\gamma_c} (100\rho_L)^{1/3}, 35 \sqrt{1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}}} f_{ck}^{1/6} \right] \left(1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \right) f_{ck}^{1/3} + 0.15 \frac{N_{Ed}}{A_c} \right\} b_w d$$

(11) N_{Ed} = αξονική δύναμη (ελάχιστη τιμή) από ανάλυση για σεισμικό συνδυασμό δράσεων (θλίψη >0).

(12) ΕΚ8: A_{sv} = συνολική διατομή κατακόρυφου οπλισμού κορμού και τυχόν πρόσθετων κατακόρυφων ράβδων που τοποθετούνται στις ενισχυμένες περιοχές άκρων για αντίσταση σε διατμητική ολίσθηση, x = ύψος θλιβόμενης ζώνης διατομής τοιχώματος που ελέγχεται.

(13) $f_{ctd} = f_{ctk,0.05}/\gamma_c$: τιμή σχεδιασμού (κάτω χαρακτηριστική τιμή) εφελκυστικής αντοχής σκυροδέματος.

2.3.2.4.8 Μεγάλα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα

Κοινές Διατάξεις

- - (μόνο ΚΠΜ)

Διαφοροποιήσεις

- Αντοχή σε κάμψη (ΚΠΜ):

Η ΟΚΑ σε κάμψη με αξονική δύναμη θα ελέγχεται υποθέτοντας οριζόντια ρηγμάτωση, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ2-1-1, μεταξύ των οποίων και η υπόθεση επιπεδότητας των διατομών. Πρέπει ακόμα να περιορίζονται οι ορθές τάσεις στο σκυρόδεμα, ώστε να αποτρέπεται η εκτός επιπέδου αστάθεια του τοιχώματος. Η τελευταία απαίτηση θεωρείται ότι ικανοποιείται βάσει των κανόνων του ΕΚ2-1-1 για τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως και οι οποίοι αν είναι απαραίτητο συμπληρώνονται και με άλλους κανόνες για τις ορθές τάσεις.

Σημειώνεται ότι όταν οι δυναμική αξονική δύναμη λαμβάνεται υπόψη στον έλεγχο ΟΚΑ σε κάμψη με αξονική, η οριακή ανηγμένη παραμόρφωση μη-περισφιγμένου σκυροδέματος μπορεί να αυξηθεί σε $\varepsilon_{cu2} = 0.005$, ενώ και για περισφιγμένο μπορεί να πάρει υψηλότερες τιμές (ΕΚ2-1-1 §3.1.9), αρκεί να συνυπολογιστεί στον έλεγχο η επίδραση της αποφλοιώσης του μη-περισφιγμένου σκυροδέματος της επικάλυψης.

- Αντοχή σε διάτμηση (ΚΠΜ):

Όπου $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ δεν απαιτείται πρόβλεψη ελάχιστου διατμητικού οπλισμού $\rho_{w,min}$ στον κορμό ($\rho_{w,min} = 0.0025$ εντός κρίσιμων περιοχών και $\rho_{w,min} = 0.0015$ εκτός κρίσιμων περιοχών, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα), λόγω του περιθωρίου ασφαλείας που παρέχεται από τη μεγέθυνση των τεμνουσών δυνάμεων σχεδιασμού και επειδή η απόκριση (συμπεριλαμβανομένης πιθανής κεκλιμένης ρηγμάτωσης) οφείλεται σε επιβαλλόμενη παραμόρφωση.

Όπου $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, ο διατμητικός οπλισμός κορμού υπολογίζεται σύμφωνα με τον ΕΚ2-1-1, με προσομοίωμα δικτυώματος, με θλιπτήρες μεταβλητής κλίσης ή με προσομοίωμα θλιπτήρων-ελκυστήρων, όποιο είναι καταλληλότερο για την ειδική γεωμετρία του τοίχου. Στην περίπτωση που χρησιμοποιείται το δεύτερο, το πλάτος του θλιπτήρα πρέπει να λαμβάνει υπόψη την παρουσία ανοιγμάτων και να μην υπερβαίνει το μικρότερο από $0.25l_w$ ή $4b_{wo}$.

Τέλος, ορίζεται ότι η ΟΚΑ σε διάτμηση ολίσθησης σε οριζόντιους αρμούς κατασκευής πρέπει να ελέγχεται σύμφωνα με τον ΕΚ2-1-1 §6.2.5, όπου όμως το μήκος αγκύρωσης των ράβδων αγκύρωσης που διαπερνούν τη διεπιφάνεια του αρμού λαμβάνεται πλέον αυξημένο κατά 50%.

➤ Διαμόρφωση λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα (ΚΠΜ):

Οι κατακόρυφες ράβδοι που απαιτούνται από τον έλεγχο ΟΚΑ σε κάμψη με αξονική δύναμη ή για την ικανοποίηση οποιονδήποτε ελαχίστων απαιτήσεων οπλισμού πρέπει να περικλείονται από κλειστό ή μονοσκελή συνδετήρα με διάμετρο $d_w > \max\{6mm; d_{bl}\}$. Οι κλειστοί ή μονοσκελείς συνδετήρες πρέπει να διατάσσονται σε κατακόρυφη απόσταση $s \leq \min\{100mm; 8d_{bl}\}$. Αναφορικά με τις κατακόρυφες ράβδους αυτές πρέπει να συγκεντρώνονται στα στοιχεία άκρων στα άκρα της διατομής. Τα στοιχεία αυτά πρέπει να εκτείνονται στα άκρα της διατομής στη διεύθυνση του μήκους l_w του τοιχώματος σε μήκος μεγαλύτερο από b_w και $3b_w\sigma_{cm}/f_{cd}$, όπου σ_{cm} η μέση τιμή της τάσης σκυροδέματος στη θλιβόμενη ζώνη στην ΟΚΑ κάμψης με αξονική. Η διάμετρος των κατακόρυφων ράβδων d_{bl} δεν πρέπει να είναι μικρότερη από 12mm στον χαμηλότερο όροφο του κτιρίου ή σε οποιονδήποτε όροφο όπου το μήκος τοιχώματος μειώνεται σε σχέση με αυτό του υποκείμενου περισσότερο από το 1/3 του ύψους ορόφου. Σε όλους τους άλλους ορόφους ισχύει $d_{bl} \geq 10mm$. Στο κείμενο του ΕΚ8 τονίζεται ακόμα ότι προκειμένου να αποφευχθεί αλλαγή στον τρόπο συμπεριφοράς από «κυρίαρχη» κάμψη σε «κυρίαρχη» τη διάτμηση ο κατακόρυφος οπλισμός δεν πρέπει να ξεπερνάει χωρίς λόγο αυτόν που απαιτείται από τον έλεγχο ΟΚΑ σε κάμψη με αξονική και ακεραιότητας του σκυροδέματος.

Επιπροσθέτως, πρέπει να προβλέπεται οπλισμός σύνδεσης (σύμφωνος με τον ΕΚ2-1-1§9.10) υπό μορφή συνεχών ράβδων, οριζοντίων ή κατακόρυφων: α) κατά μήκος όλων των διασταυρούμενων τοιχωμάτων ή συνδέσεων με πέλματα, β) σε όλα τα επίπεδα ορόφων και γ) στην περίμετρο ανοιγμάτων του τοιχώματος.

2.3.2.5 Αγκυρώσεις και ενώσεις ράβδων (§5.6)

Γενικά

Η ομάδα των διατάξεων αυτών περιλαμβάνει κανόνες συμπληρωματικούς προς αυτούς του ΕΚ2 και μπορεί να αποτελέσει κρίσιμο παράγοντα σε μία μελέτη, λόγω της αυστηρότερης προσέγγισης που παρατηρείται στα ζητήματα αγκύρωσης και ένωσης ράβδων. Μικρές μόνο διαφοροποιήσεις, σε ότι αφορά τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας, παρατηρούνται στις αγκυρώσεις διαμήκων ράβδων δοκών που διέρχονται από κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων, ενώ οι υπόλοιπες διατάξεις είναι κατά βάση ίδιες.

2.3.2.5.1 Αγκυρώσεις

Κοινές Διατάξεις

- Οι συνδετήρες που χρησιμοποιούνται ως εγκάρσιος οπλισμός σε δοκούς, υποστυλώματα ή τοιχώματα θα διαμορφώνονται κλειστοί με γάντζους 135° και μήκος $10d_{bw}$.
- Στα υποστυλώματα κατά τον υπολογισμό μήκους αγκύρωσης ή υπερκάλυψης ράβδων, που συνεισφέρουν στην καμπτική αντοχή στοιχείων σε κρίσιμες περιοχές θα λαμβάνεται ο λόγος απαιτούμενης προς πραγματική επιφάνεια οπλισμού $A_{s,req}/A_{s,prov} = 1$. Εάν ακόμα υπό το σεισμό σχεδιασμού η αξονική δύναμη υποστυλώματος είναι εφελκυστική πρέπει το μήκος αγκύρωσης να λαμβάνεται αυξημένο κατά 50% σε σχέση με το υπολογισθέν με βάση τον ΕΚ2-1-1.
- Στις δοκούς το τμήμα του διαμήκους οπλισμού που κάμπτεται για αγκύρωση μέσα σε κόμβους πρέπει πάντοτε να διατάσσεται στο εσωτερικό των αντίστοιχων συνδετήρων υποστυλώματος. Για τις διαμήκεις ράβδους που διέρχονται από τον κόμβο δοκού-υποστυλώματος (όχι όμως και για τις διαγώνιες) η διάμετρος τους θα περιορίζεται για λόγους αποφυγής αστοχίας συνάφειας, ως εξής:

i) για εσωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7.5}{\gamma_{Rd}} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot \frac{1+0.8v_d}{1+0.75k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (2.76\alpha)$$

ii) για εξωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7.5}{\gamma_{Rd}} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot (1 + 0.8v_d) \quad (2.76\beta)$$

όπου:

h_c : πλάτος υποστυλώματος παράλληλα προς τις ράβδους

$v_d = N_{Ed}/f_{cd}A_c$: ελάχιστη ανηγμένη αξονική δύναμη υποστυλώματος για σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

f_{ctm} : μέση τιμή εφελκυστικής αντοχής σκυροδέματος

k_D : συντελεστής που εκφράζει την κατηγορία πλαστιμότητας(#1)

ρ' : ποσοστό οπλισμού θλιβόμενων ράβδων που διέρχονται από τον κόμβο

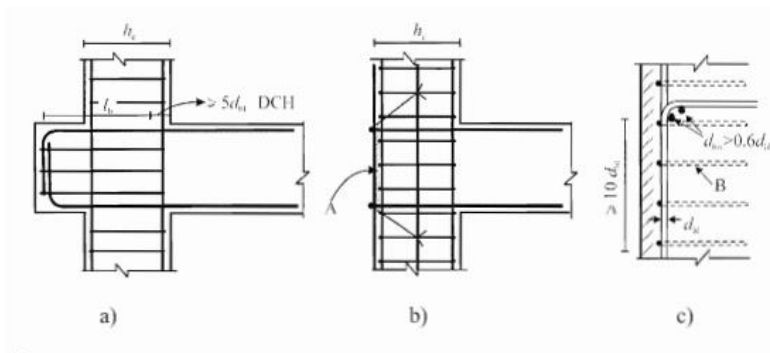
ρ_{max} : μέγιστο επιτρεπόμενο ποσοστό εφελκυσμένου οπλισμού (όπως ορίζεται για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας- βλέπε σχέση(2.27))

γ_{Rd} : συντελεστής αβεβαιότητας προσομοιώματος για την τιμή σχεδιασμού των αντοχών, διαφορετικός για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας (#2)

Σε περίπτωση που δεν μπορεί να ικανοποιηθεί η παραπάνω απαίτηση (2.76β) σε εξωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων λόγω μικρού πλάτους h_c , προτείνονται τα παρακάτω πρόσθετα κατασκευαστικά μέτρα για την εξασφάλιση της αγκύρωσης του διαμήκους οπλισμού δοκών:

- i) Η δοκός ή πλάκα μπορεί να εκταθεί οριζόντια σε μορφή προβόλου προς τα έξω (Σχήμα 2.19a)
- ii) Μπορούν να χρησιμοποιηθούν ράβδοι με κεφαλή ή πλάκα αγκύρωσης με συγκόλληση στα άκρα της ράβδου (Σχήμα 2.19b)

iii) Μπορούν να καμφθούν οι ράβδοι προς το εσωτερικό του κόμβου με ελάχιστο μήκος $10d_{bl}$ και παράλληλα να διαταχθεί εγκάρσιος οπλισμός κοντά στο εσωτερικό της καμπύλης κάμψης των ράβδων (Σχήμα 2.19c)



Σχήμα 2.19: Πρόσθετα μέτρα για αγκύρωση σε εξωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων (A: πλάκα αγκύρωσης, B: συνδετήρες που περικλείουν ράβδους υποστυλώματος) (ΕΚ8 Σχήμα 5.13)

Αναφορικά με τις άνω ή κάτω ράβδους που διέρχονται από εσωτερικούς κόμβους ορίζεται ότι πρέπει να τερματίζονται σε μέλη που συνδέονται στον κόμβο σε απόσταση όχι μικρότερη από μήκος της κρίσιμης περιοχής του μέλους l_{cr} , από την παρειά του κόμβου.

Διαφοροποιήσεις

➤ Σε φορείς ΚΠΥ, για να ληφθεί υπόψη η διείδυση διαρροής λόγω κυκλικών μετελαστικών παραμορφώσεων, το μήκος αγκύρωσης δοκού ή υποστυλώματος που αγκυρώνεται μέσα σε κόμβο δοκού- υποστυλώματος θα μετράται από ένα σημείο επί της ράβδου σε απόσταση $5d_{bl}$ μέσα από την παρειά του κόμβου (βλέπε Σχήμα 2.19α).

➤ #1: $k_D = \begin{cases} 2/3, & \text{για ΚΠΜ} \\ 1, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases} \quad (2.77)$

➤ #2: $\gamma_{Rd} = \begin{cases} 1, & \text{για ΚΠΜ} \\ 1.2, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases} \quad (2.78)$

2.3.2.5.2 Ενώσεις ράβδων

Κοινές Διατάξεις

➤ Δεν επιτρέπονται συγκολλημένες ενώσεις με υπερκάλυψη εντός των κρίσιμων περιοχών των δομικών στοιχείων, ενώ οι ενώσεις με μηχανικούς συνδέσμους σε υποστυλώματα και τοιχώματα επιτρέπονται μόνο αν οι σύνδεσμοι αυτοί καλύπτονται από κατάλληλες δοκιμές υπό συνθήκες συμβατές με την επιλεχθείσα κατηγορία πλαστιμότητας.

➤ Ο εγκάρσιος οπλισμός που τοποθετείται εντός του μήκους υπερκάλυψης υπολογίζεται σύμφωνα με τον ΕΚ2-1-1, λαμβάνοντας υπόψη και τις ακόλουθες απαιτήσεις:

i) Εάν δύο ράβδοι που ενώνονται με υπερκάλυψη διατάσσονται σε επίπεδο παράλληλο προς τον εγκάρσιο οπλισμό, τότε στον υπολογισμό του εγκάρσιου οπλισμού χρησιμοποιείται το άθροισμα των ράβδων αυτών.

ii) Εάν οι ράβδοι που ενώνονται με υπερκάλυψη διατάσσονται σε επίπεδο κάθετο προς τον εγκάρσιο οπλισμό, τότε στον υπολογισμό της διατομής του εγκάρσιου οπλισμού θα χρησιμοποιείται η διατομή της μεγαλύτερης διαμέτρους ράβδου, A_{SL} .

iii) Για την ισαπόσταση s του εγκάρσιου οπλισμού στη ζώνη υπερκάλυψης θα ισχύει: $s \leq \min\{h/4; 100\}$, σε mm (2.79), όπου h : ελάχιστη διάσταση διατομής.

➤ Η απαιτούμενη διατομή του εγκάρσιου οπλισμού A_{st} μέσα στη ζώνη υπερκάλυψης διαμήκους οπλισμού υποστυλωμάτων (ή στοιχείων άκρων τοιχωμάτων) που ενώνονται στην ίδια περιοχή δίνεται από την έκφραση:

$$A_{st} = s(d_{bl}/50)(f_{yld}/f_{ywd}) \quad (2.80)$$

όπου:

A_{st} : η διατομή ενός σκέλους του εγκάρσιου οπλισμού

d_{bl} : η διάμετρος της ράβδου που ενώνεται

f_{yld} : η τιμή σχεδιασμού της τάσης διαρροής του διαμήκους οπλισμού

f_{ywd} : η τιμή σχεδιασμού της τάσης διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού

Διαφοροποιήσεις

➤ -

2.3.2.6 Δευτερεύοντα σεισμικά μέλη (§4.2.2 & §5.7)

Γενικά

Ο ΕΚ8 παρέχει τη δυνατότητα ορισμένα δομικά στοιχεία (ή μέλη) (π.χ. δοκοί ή/και υποστυλώματα) να χαρακτηριστούν ως «δευτερεύοντα» σεισμικά μέλη, τα οποία δεν αποτελούν μέρος του συστήματος που αναλαμβάνει τη σεισμική δράση. Για τα μέλη αυτά ισχύουν διαφορετικές διατάξεις, οι οποίες παρουσιάζονται συνοπτικά παρακάτω για λόγους πληρότητας. Σημειώνεται ότι για τις διατάξεις αυτές δεν υφίσταται εξάρτηση από την κατηγορία πλαστιμότητας.

Κοινές Διατάξεις

➤ Για τον χαρακτηρισμό κάποιων στοιχείων ως δευτερεύοντα πρέπει να ισχύουν οι ακόλουθοι περιορισμοί:

i) Η συνολική συνεισφορά όλων των δευτερευόντων μελών στην οριζόντια δυσκαμψία του φορέα δεν επιτρέπεται να ξεπερνά το 15% της αντίστοιχης συνεισφοράς των κύριων σεισμικών μελών.

ii) Ο χαρακτηρισμός ορισμένων δομικών στοιχείων ως δευτερεύοντα δεν επιτρέπεται να μεταβάλλει την ταξινόμηση του φορέα από μη-κανονικό σε κανονικό (το αντίθετο επιτρέπεται).

Τα δευτερεύοντα μέλη δεν πρέπει να συγχέονται με τα μη-φέροντα στοιχεία τα οποία δεν παραλαμβάνουν ούτε σεισμικά ούτε κατακόρυφα φορτία (π.χ. τοιχοπληρώσεις).

➤ Η αντοχή και η δυσκαμψία των δευτερευόντων σεισμικών στοιχείων στις σεισμικές δράσεις θα αγνοείται (π.χ. με ελευθερίες στροφών στα άκρα) και δεν θα εφαρμόζονται οι κανόνες και απαιτήσεις που ισχύουν στον ΕΚ8 για τα κτίρια. Τα δευτερεύοντα μέλη και οι συνδέσεις τους, ωστόσο, θα σχεδιάζονται ώστε να διατηρούν την ικανότητα ανάληψης των φορτίων βαρύτητας, όταν υποβάλλονται σε μετακινήσεις-παραμορφώσεις που αντιστοιχούν στη δυσμενέστερη σεισμική δράση σχεδιασμού. Οι μέγιστες αυτές παραμορφώσεις λόγω της σεισμικής κατάστασης σχεδιασμού θα λαμβάνουν υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξεως P-δ και θα υπολογίζονται από ανάλυση

του φορέα στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, στην οποία θα αγνοείται η συμβολή των δευτερευόντων στοιχείων στην οριζόντια δυσκαμψία και τα κύρια στοιχεία θα προσομοιώνονται με τη ρηγματωμένη καμπτική και διατμητική δυσκαμψία τους. Έτσι ένα δευτερεύον σεισμικό στοιχείο θα θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ικανοποιητικά αν οι καμπτικές ροπές και διατμητικές δυνάμεις του που υπολογίζονται με βάση τις ανωτέρω παραμορφώσεις και τη ρηγματωμένη καμπτική και διατμητική δυσκαμψία του, δεν υπερβαίνουν την καμπτική και διατμητική αντοχή σχεδιασμού, όπως αυτές έχουν υπολογιστεί από τον ΕΚ2-1-1.

Παρατηρούμε ότι η διαστασιολόγηση των δευτερευόντων στοιχείων γίνεται πρακτικά για ελαστική συμπεριφορά στη μέγιστη μετακίνηση, κάτι που, παρά την απουσία ειδικών ελέγχων, σε αρκετές περιπτώσεις καθιστά αδύνατη την εν λόγω διαδικασία.

Διαφοροποιήσεις

➤ -

2.3.2.7 Στοιχεία θεμελίωσης (§4.4.2 & §5.8)

Γενικά

Η ομάδα των διατάξεων της παρούσας υποενότητας αναφέρεται στη μελέτη στοιχείων θεμελίωσης από σκυρόδεμα (όπως πέδιλα, συνδετήριες δοκοί, δοκοί θεμελίωσης, τοιχώματα θεμελίωσης, πλάκες θεμελίωσης, πάσσαλοι, πασσαλόδεσμοι), καθώς επίσης και στις συνδέσεις μεταξύ αυτών των στοιχείων ή μεταξύ αυτών και των κατακόρυφων φερόντων. Οι κανόνες αυτοί δρουν συμπληρωματικά προς το 5^ο μέρος του ΕΚ8. Παρατηρούνται μικρές μόνο διαφορές ανάμεσα στις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας, στην ίδια λογική που έχει επισημανθεί και αναλυθεί σε προηγούμενες ενότητες (π.χ. μικροδιαφορές στον ικανοτικό έλεγχο τεμνουσών δοκών, διαφοροποιήσεις στους ελέγχους των περιοχών σύνδεσης (κόμβων) δοκών/τοιχωμάτων θεμελίωσης με κατακόρυφα στοιχεία).

Κοινές Διατάξεις

➤ Τα (σεισμικά) εντατικά μεγέθη για τα στοιχεία θεμελίωσης φορέων με απαιτήσεις απόδοσης ενέργειας θα υπολογίζονται με τη μέθοδο του ικανοτικού σχεδιασμού, λαμβάνοντας υπόψη την ανάπτυξη πιθανής υπεραντοχής, αλλά δεν θα πρέπει να υπερβαίνουν τα αντίστοιχα μεγέθη-μετακινήσεις που αντιστοιχούν στην απόκριση του φορέα υπό τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού με τη θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς ($q = 1$).

Συγκεκριμένα για θεμελιώσεις μεμονωμένων κατακόρυφων στοιχείων (υποστύλωματα ή τοιχώματα) οι τιμές σχεδιασμού εντατικών μεγεθών στη θεμελίωση E_{Fd} υπολογίζονται από την έκφραση:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot E_{F,E} \quad (2.81)$$

όπου:

γ_{Rd} : συντελεστής υπεραντοχής που εξαρτάται από το συντελεστή συμπεριφοράς q και άρα έμμεσα από την επιλεγθείσα κατηγορία πλαστιμότητας (#1)

$E_{F,G}$: εντατικά μεγέθη οφειλόμενα στις μη σεισμικές δράσεις που περιλαμβάνονται στο συνδυασμό δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού (ΕΚ0§6.4.3.4)

$E_{F,E}$: εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού

$\Omega = R_{di}/E_{di} \leq q$, σε εκείνη την περιοχή απόδοσης ενέργειας ή σε εκείνο το στοιχείο του φορέα που έχει τη μέγιστη επίδραση στο υπό εξέταση εντατικό μέγεθος E_F (R_{di} : αντοχή σχεδιασμού της σχετικής περιοχής απόδοσης ενέργειας/ σχετικού στοιχείου i , E_{di} η τιμή σχεδιασμού του εντατικού μεγέθους στη σχετική περιοχή απόδοσης ενέργειας ή στο σχετικό στοιχείο i στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού). Για τις διάφορες κατηγορίες κατακόρυφων στοιχείων θεμελίωσης ισχύει:

i) για θεμελιώσεις φερόντων τοιχωμάτων ή υποστυλωμάτων πλαισίων, Ω είναι η ελάχιστη τιμή του λόγου M_{Rd}/M_{Ed} στις δύο κύριες ορθογώνιες διευθύνσεις στην κατώτατη διατομή του στοιχείου στο οποίο μπορεί να δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση υπό τη σεισμική δράση σχεδιασμού.

ii) για θεμελιώσεις υποστυλωμάτων πλαισίων με κεντρικούς δικτυωτούς συνδέσμους Ω είναι η ελάχιστη τιμή του λόγου $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$ σε όλες τις πλάστιμες διαγώνιους του δικτυωτού συνδέσμου.

iii) για θεμελιώσεις υποστυλωμάτων πλαισίων με έκκεντρους δικτυωτούς συνδέσμους Ω είναι η ελάχιστη από τις ακόλουθες δύο τιμές: την ελάχιστη τιμή του λόγου $V_{pl,Rd}/V_{Ed}$ όλων των βραχέων δοκών σύζευξης και την ελάχιστη τιμή του λόγου $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$ όλων των μακριών ή ενδιάμεσου μήκους δοκών σύζευξης του πλαισίου.

iv) για κοινές θεμελιώσεις περισσοτέρων από ένα κατακόρυφων στοιχείων (π.χ. δοκοί θεμελίωσης, γενικές κοιτοστρώσεις κλπ) για να ικανοποιηθεί η σχέση (2.81) χρησιμοποιείται τιμή Ω που προέρχεται από το κατακόρυφο στοιχείο με τη μεγαλύτερη οριζόντια τέμνουσα δύναμη στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού ή εναλλακτικά λαμβάνεται $\Omega = 1$ σε συνδυασμό με τιμή $\gamma_{Rd} = 1.4$.

➤ Εάν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για τη μελέτη στοιχείων θεμελίωσης σε πλάστιμους φορείς υπολογίζονται με βάση θεωρήσεις ικανοτικού σχεδιασμού (όπως παραπάνω) δεν αναμένεται απόδοση ενέργειας από τα στοιχεία αυτά κατά τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Εάν ωστόσο δεν ακολουθούνται οι θεωρήσεις ικανοτικού σχεδιασμού, τότε η μελέτη των στοιχείων αυτών πρέπει να ακολουθεί τους αντίστοιχους κανόνες για τα στοιχεία ανωδομής και για την επιλεγθείσα κατηγορία πλαστιμότητας (όπως αυτοί διαφοροποιούνται). Για συνδετήριες δοκούς και δοκούς θεμελίωσης οι διατμητικές δυνάμεις σχεδιασμού πρέπει να υπολογίζονται βάσει των εκτιμήσεων ικανοτικού σχεδιασμού (βλέπε αντίστοιχες διατάξεις κυρίων δοκών αναλόγως κατηγορίας πλαστιμότητας).

➤ Σε πλάστιμους φορείς σε υπόγεια μορφής κιβωτίων που αποτελούνται από: α) πλάκα σκυροδέματος που δρα ως άκαμπτο διάφραγμα στη στάθμη οροφής του υπογείου, β) πλάκα θεμελίωσης ή εσχάρα συνδετήριων δοκών/ δοκών θεμελίωσης στη στάθμη θεμελίωσης και γ) περιφερειακά ή/και εσωτερικά τοιχώματα θεμελίωσης διαστασιοποιημένα με βάση τον ικανοτικό σχεδιασμό, τα υποστυλώματα και οι δοκοί (περιλαμβανομένων και αυτών της οροφής του υπογείου) αναμένεται να παραμείνουν ελαστικά υπό το σεισμό σχεδιασμού και είναι δυνατό να διαστασιολογούνται σύμφωνα

με τον ΕΚ2. Τα τοιχώματα πρέπει να ελέγχονται για την ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων στη στάθμη οροφής υπογείου και για τον λόγο αυτό σε τοιχώματα όπου η διατομή παραμένει ίδια και πάνω από την οροφή του υπογείου, η κρίσιμη περιοχή θα λαμβάνεται ως εκτεινόμενη κάτω από το επίπεδο πλάκας ορόφου υπογείου μέχρι ένα βάθος h_{cr} . Επιπροσθέτως, ολόκληρο το ελεύθερο ύψος τέτοιων τοιχωμάτων εντός του υπογείου πρέπει να διαστασιολογείται σε διάτμηση, θεωρώντας ότι το τοίχωμα αναπτύσσει την καμπτική υπεραντοχή του (με γ_{Rd} εξαρτώμενο από την κατηγορία πλαστιμότητας #2) στη στάθμη οροφής υπογείου και μηδενική ροπή στο επίπεδο θεμελίωσης.

➤ Ειδικές διατάξεις δίνονται στον ΕΚ8 για τις συνδετήριες δοκούς και δοκούς θεμελίωσης:

i) Δεν επιτρέπεται η διαμόρφωση κοντών υποστρωμάτων μεταξύ της άνω επιφάνειας πεδύλου ή πασσαλόδεσμου και του πυθμένα των συνδετήριων δοκών ή πλακών θεμελίωσης, γι' αυτό και ο πυθμένας των εν λόγω δοκών/πλακών θα βρίσκεται κάτω από την άνω επιφάνεια του πεδύλου ή πασσαλόδεσμου.

ii) Οι αξονικές δυνάμεις σε συνδετήριες δοκούς ή συνδετήριες ζώνες πλακών θεμελίωσης που υπολογίζονται σύμφωνα με τον ΕΚ8-5(§5.4.1.2(6), (7)) πρέπει να λαμβάνονται στον έλεγχο ότι δρουν μαζί με τα εντατικά μεγέθη της σεισμικής κατάστασης σχεδιασμού (με ή χωρίς ικανοτικό σχεδιασμό), συνυπολογίζοντας και φαινόμενα δευτέρας τάξεως.

iii) Προβλέπονται οι ακόλουθες ελάχιστες απαιτήσεις για συνδετήριες δοκούς και πεδילוδοκούς:

$$\alpha) \text{ ελάχιστο πλάτος: } b_{w,min} = 0.25m \quad (2.82)$$

β) ελάχιστο ύψος:

$$h_{w,min} = \begin{cases} 0.4m, \text{ για } n \leq 3 \text{ ορόφους πάνω από το υπόγειο} \\ 0.5m, \text{ για } n \geq 4 \text{ ορόφους πάνω από το υπόγειο} \end{cases} \quad (2.83)$$

γ) ελάχιστο ποσοστό διαμήκους οπλισμού (σε όλο το μήκος για άνω και κάτω παρειά): $\rho_{min} = 0.4\%$ (2.84)

➤ Για τις πλάκες θεμελίωσης που συνδέουν οριζόντια μεμονωμένα πέδιλα ή πασσαλόδεσμους προβλέπεται ελάχιστο πάχος $t_{min} = 0.2m$ (2.85) και ελάχιστο ποσοστό οπλισμού (στην άνω και κάτω παρειά) $\rho_{min} = 0.2\%$ (2.86).

➤ Στην κοινή περιοχή (κόμβο) δοκού θεμελίωσης/ τοιχώματος θεμελίωσης με ένα κατακόρυφο στοιχείο θα εφαρμόζονται οι αντίστοιχοι κανόνες (διαφορετικοί για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας) για περιοχές κόμβων δοκών-υποστρωμάτων (βλέπε και αντίστοιχα χωρία στις «διαφοροποιήσεις»). Στην περιοχή σύνδεσης προβλέπεται ακόμα οι κάμψεις ή γάντζοι στο κάτω μέρος διαμήκων ράβδων κατακόρυφων στοιχείων να έχουν τέτοια διάταξη ώστε να προκαλούν θλίψη στο εσωτερικό της περιοχής σύνδεσης.

➤ Στο κείμενο του ΕΚ8 δίνονται ακόμα οι (κοινές για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας) διατάξεις για επί τόπου σκυροδετούμενους πασσάλους και πασσαλόδεσμους:

i) Οι λεπτομέρειες της κεφαλής πασσάλου μέσα σε μήκος από το κάτω μέρος του πασσαλόδεσμου $l = 2d$ (d : η διάσταση διατομής πασσάλου), καθώς και σε μήκος $2d$ σε κάθε πλευρά διεπιφάνειας μεταξύ εδαφικών στρώσεων με ουσιαστικές διαφορές

διατμητικής δυσκαμψίας (λόγος μέτρων διάτμησης μεγαλύτερος του 6) θα διαμορφώνονται ως περιοχές πιθανών πλαστικών αρθρώσεων και θα προβλέπεται εγκάρσιος οπλισμός και οπλισμός περίσφιγξης σύμφωνα με τους κανόνες για κρίσιμες περιοχές υποστλωμάτων της αντίστοιχης κατηγορίας πλαστιμότητας (πιθανή διαφοροποίηση) ή τουλάχιστον για ΚΠΜ.

ii) Εάν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για το σχεδιασμό πασσάλων πλαστικών φορέων δεν υπολογίζονται με τη βοήθεια ικανοτικού σχεδιασμού, τότε οι πάσσαλοι θα σχεδιάζονται και θα διαμορφώνονται με λεπτομέρειες για πιθανή δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στην κεφαλή. Για το σκοπό αυτό αυξάνεται το μήκος για το οποίο απαιτείται αυξημένος εγκάρσιος οπλισμός και οπλισμός περίσφιγξης κατά 50% και στον έλεγχο ΟΚΑ του πασσάλου σε διάτμηση θα χρησιμοποιείται τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού τουλάχιστον ίση με την προκύπτουσα από τη σχέση (2.81).

iii) Οι πάσσαλοι που απαιτούνται για την ανάληψη εφελκυστικών δυνάμεων ή που έχουν υποτεθεί πακτωμένοι στην κεφαλή, πρέπει να αγκυρώνονται στον πασσαλόδεσμο, ώστε να επιτρέπουν την ανάπτυξη της αντοχής σχεδιασμού του εδάφους σε εφελκυστική δύναμη, ή της εφελκυστικής αντοχής σχεδιασμού του οπλισμού του πασσάλου, όποιο είναι χαμηλότερο. Σε περίπτωση που μέρος τέτοιων πασσάλων που ενσωματώνονται στον πασσαλόδεσμο σκυροδετείται πριν από αυτόν, πρέπει να προβλέπεται δράση βλήτρου στη διεπιφάνεια σύνδεσης.

Διαφοροποιήσεις

➤ #1 από τη σχέση (2.84): $\gamma_{Rd} = \begin{cases} 1, & \text{για } q \leq 3 \\ 1.2, & \text{για } q > 3 \end{cases}$ (2.87)

➤ #2 θεώρηση καμπτικής υπεραντοχής: $\gamma_{Rd} = \begin{cases} 1.1, & \text{για ΚΠΜ} \\ 1.2, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases}$ (2.88).

➤ Σε ότι αφορά τις περιοχές σύνδεσης (κόμβους) πεδιλοδοκών/ τοιχωμάτων θεμελίωσης με ένα κατακόρυφο στοιχείο σε φορέα ΚΠΥ προβλέπονται δύο περιπτώσεις: Αν η δοκός ή το τοίχωμα θεμελίωσης ελέγχεται με εντατικά μεγέθη σύμφωνα με τον ικανοτικό σχεδιασμό (2.81) η οριζόντια τέμνουσα V_{jhd} στην περιοχή του κόμβου υπολογίζεται με βάση αποτελέσματα ανάλυσης με χρήση της σχέσης (2.81), μετά από τον κατάλληλο προσδιορισμό του Ω , ειδάλλως η οριζόντια τέμνουσα V_{jhd} υπολογίζεται από τις σχέσεις (2.15)-(2.16) για κόμβους δοκών-υποστλωμάτων ΚΠΥ.

➤ Σε φορείς ΚΠΜ η σύνδεση των πεδιλοδοκών/ τοιχωμάτων θεμελίωσης με κατακόρυφα στοιχεία θα ακολουθεί τους αντίστοιχους κανόνες για τους κόμβους δοκών- υποστλωμάτων ΚΠΜ.

2.3.2.8 Ειδικοί κανόνες για πλαίσια με τοιχοπληρώσεις (§4.3.6 & §5.9)

Γενικά

Σε τοιχοπληρωμένα πλαίσια η τοιχοπλήρωση είναι συχνά καθοριστική της σεισμικής συμπεριφοράς, ακόμα και σε περιπτώσεις αστοχίας του φορέα. Για το λόγο αυτό ο κανονισμός δεν επιτρέπει τη μείωση των σεισμικών φορτίων που αναλαμβάνει ο φορέας, λόγω της ευεργετικής παρουσίας των τοιχοπληρώσεων, αναφέρει τις δυσμενείς (τοπικές) επιδράσεις των τοιχοπληρώσεων και απαιτεί μέτρα για την αντιμετώπισή τους. Από τις προτεινόμενες διατάξεις, αυτές που αναφέρονται στις συνέπειες της μη-κανονικότητας σε κάτοψη και καθ' ύψος των τοιχοπληρώσεων για κάθε υλικό είναι

υποχρεωτικές μόνο στην ΚΠΥ (και παρέχουν κριτήρια για ορθή πρακτική στις υπόλοιπες κατηγορίες), ενώ οι διατάξεις κατά των δυσμενών τοπικών επιδράσεων τοιχοπληρώσεων σε υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος εφαρμόζονται τόσο στην ΚΠΜ, όσο και στην ΚΠΥ, με μικρές διαφοροποιήσεις σε επιμέρους συντελεστές. Διευκρινίζεται ότι τα τοιχοπληρωμένα φαντώματα, για τα οποία γίνεται λόγος στις επόμενες παραγράφους, πρέπει να κατασκευάζονται μετά την σκλήρυνση των πλαισίων από σκυρόδεμα (ή αντίστοιχα τη συναρμολόγηση χαλύβδινων πλαισίων) και να βρίσκονται σε επαφή με αυτά (χωρίς ειδικούς αρμούς διαχωρισμού), αλλά χωρίς να είναι συνδεδεμένα (μέσω π.χ. συνδέσμων, οριζόντιων ή κατακόρυφων διαζωμάτων). Σε αντίθετη περίπτωση, δεν πρόκειται για μη-φέροντα στοιχεία, αλλά για περισφιγμένη φέρουσα τοιχοποιία.

Κοινές Διατάξεις

- Ο ΕΚ8, για τον περιορισμό βλαβών των τοιχοπληρώσεων σε πλαισιωτές κατασκευές όλων των κατηγοριών πλαστιμότητας, επιβάλλει τη λήψη μέτρων για την αποφυγή ψαθυρής αστοχίας και πρόωρης αποσύνθεσης των τοιχοπληρώσεων (ιδιαίτερα σε περιπτώσεις φαντωμάτων τοιχοποιίας με ανοίγματα ή αποτελούμενα από εύθραυστα υλικά), καθώς επίσης και για την αποφυγή της εκτός επιπέδου κατάρρευσης των λιγυρών φαντωμάτων τοιχοποιίας (ιδιαίτερα σε αυτά που έχουν λόγο μήκους/ύψους προς πάχος μεγαλύτερο του 15). Τέτοια μέτρα περιλαμβάνουν ενδεικτικά τη χρήση ελαφρών πλεγμάτων καλά αγκυρωμένων στη μία όψη του τοίχου, κατακόρυφων και οριζόντιων διαζωμάτων από σκυρόδεμα (σενάζ) στο πλήρες πάχος του τοίχου του φαντώματος. Σε περιπτώσεις φαντωμάτων τοιχοπλήρωσης με μεγάλα ανοίγματα ή οπές, πρέπει η περίμετρος τους να ενισχύεται με περιμετρικό διάζωμα από σκυρόδεμα.
- Λόγω της ιδιαίτερης ευπάθειας των τοιχοπληρώσεων ισογείων (μέγιστη διατμητική καταπόνηση στο σεισμό), στο σημείο αυτό αναμένεται πρόκληση σεισμογενούς μη-κανονικότητας και πρέπει να λαμβάνονται κατάλληλα μέτρα. Ελλείψει ακριβέστερων μεθόδων θεωρείται ολόκληρο το ύψος των υποστυλωμάτων του ισογείου ως κρίσιμη περιοχή, με την αντίστοιχη περισφιγξη.
- *Μονόπλευροι τοίχοι πλήρωσης:* Όταν ένα υποστύλωμα συνορεύει με τοιχοπλήρωση στη μία μόνο του πλευρά, η οποία εκτείνεται στο συνολικό ύψος του υποστυλώματος (π.χ. γωνιακό υποστύλωμα) υπάρχει κίνδυνος διατμητικής αστοχίας στα άκρα του λόγω της δύναμης που αναπτύσσεται από τη θλιβόμενη διαγώνιο της τοιχοπλήρωσης και έτσι το συνολικό μήκος του υποστυλώματος λαμβάνεται ως κρίσιμη περιοχή και οπλίζεται αναλόγως. Πρέπει το μήκος l_c του υποστυλώματος, στο οποίο ενεργεί η διαγώνια δύναμη δικτυώματος της τοιχοπλήρωσης, να ελέγχεται για τη μικρότερη από τις δύο ακόλουθες τέμνουσες:

- i) την οριζόντια συνιστώσα της δύναμης διαγώνιου θλιπτήρα του φαντώματος, θεωρούμενη ίση με την οριζόντια διατμητική αντοχή του φαντώματος τοιχοπλήρωσης:

$$V_{Ed,1} = f_{vk} L_{av} t_w \quad (2.89)$$

όπου:

f_{vk} : διατμητική αντοχή οριζόντιων αρμών τοιχοπλήρωσης

L_{av} : μήκος ανοίγματος

t_w : πάχος τοιχοπλήρωσης

ii) την ικανοτική τέμνουσα που προκύπτει θεωρώντας ότι αναπτύσσεται στα δύο άκρα του μήκους επαφής l_c η καμπτική ικανότητα υπεραντοχής $\gamma_{Rd}M_{Rci}$ (γ_{Rd} εξαρτώμενο από την κατηγορία πλαστιμότητας #1):

$$V_{Ed,2} = 2 \gamma_{Rd} M_{Rci} / l_c \quad (2.90)$$

Το μήκος l_c λαμβάνεται ίσο με την κατακόρυφη προβολή του πλάτους της ισοδύναμης διαγωνίου: $l_c = w_{\delta\alpha\gamma} / \cos\theta$, όπου το πλάτος της ισοδύναμης διαγωνίου λαμβάνεται ίσο με ένα ποσοστό (συνήθως 15%) του μήκους της διαγωνίου του φατνώματος: $w_{\delta\alpha\gamma} = 0.15 L_{av} / \cos\theta$ και θ : κλίση διαγωνίου του φατνώματος προς την οριζόντιο.

➤ Κοντά υποστυλώματα: Εάν το ύψος των τοιχοπληρώσεων καλύπτει ένα μόνο μέρος του ύψους των παρακείμενων υποστυλωμάτων, τα υποστυλώματα αυτά λειτουργούν ως κοντά και πρέπει να ληφθούν τα ακόλουθα μέτρα:

i) ολόκληρο το ύψος των υποστυλωμάτων θεωρείται ως κρίσιμη περιοχή και οπλίζεται αναλόγως.

ii) απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός σε διάτμηση, με ικανοτική τέμνουσα που υπολογίζεται με α) καθαρό ύψος υποστυλώματος το ελεύθερο πάνω από την τοιχοπλήρωση l_{cl} και β) ροπή $M_{id} = \gamma_{Rd} M_{Rci}$ στη διατομή του υποστυλώματος στην άνω επιφάνεια τοιχοπλήρωσης (γ_{Rd} εξαρτώμενο από την κατηγορία πλαστιμότητας #1)

iii) Ο εγκάρσιος οπλισμός που προκύπτει από το ii) τοποθετείται σε ολόκληρο το ελεύθερο ύψος του υποστυλώματος και επιπλέον εκτείνεται σε μήκος h_c (διάσταση διατομής υποστυλώματος στο επίπεδο τοιχοπλήρωσης) εντός του τμήματος που βρίσκεται σε επαφή με την τοιχοπλήρωση.

iv) Εάν το ελεύθερο ύψος υποστυλώματος είναι μικρότερο από $1.5h_c$, η τέμνουσα δύναμη πρέπει να παραληφθεί από διαγώνιο οπλισμό.

Διαφοροποιήσεις

➤ #1: $\gamma_{Rd} = \begin{cases} 1.1, & \text{για ΚΠΜ} \\ 1.3, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases} \quad (2.91)$

➤ Διατάξεις για μη-κανονική σε κάτοψη κατανομή τοιχοπληρώσεων σε πλαισιωτά ή ισοδύναμα προς πλαισιωτά διπλά συστήματα (υποχρεωτικές μόνο για ΚΠΥ, συμβουλευτικές για ΚΠΜ,ΚΠΧ, ιδιαίτερα για φατνώματα ευαίσθητα σε εκτός επιπέδου αστοχία):

i) Πρέπει να αποφεύγονται έντονα μη-κανονικές, ασύμμετρες ή ανομοιόμορφες διατάξεις τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη (λαμβάνοντας υπόψη την έκταση των ανοιγμάτων και οπών στα φατνώματα τοιχοπληρώσεων).

ii) Αν παρατηρούνται μεγάλες αποκλίσεις από την κανονικότητα σε κάτοψη λόγω ασύμμετρης διάταξης των τοιχοπληρώσεων (π.χ. ύπαρξη τοιχοπληρώσεων κυρίως κατά μήκος δύο διαδοχικών όψεων του κτιρίου), πρέπει να χρησιμοποιούνται χωρικά προσομοιώματα για την ανάλυση του φορέα. Στα προσομοιώματα πρέπει να περιλαμβάνονται και οι τοιχοπληρώσεις (με εξαίρεση αυτές με περισσότερα του ενός σημαντικά ανοίγματα ή οπές) και να διενεργείται ανάλυση ευαισθησίας του μοντέλου ως προς τη θέση και τις ιδιότητες τοιχοπληρώσεων (π.χ. αγνοώντας το ένα από τα τρία ή τέσσερα φατνώματα τοιχοπλήρωσης σε ένα επίπεδο πλαίσιο, ειδικά στις πιο εύκαμπτες πλευρές), δίνοντας ιδιαίτερη προσοχή στον έλεγχο φερόντων στοιχείων στις

εύκαμπτες πλευρές κάτοψης, για την αντιμετώπιση τυχόν δυσμενών στρεπτικών επιδράσεων.

iii) Αν οι τοιχοπληρώσεις δεν είναι κανονικώς κατανεμημένες, αλλά δεν οδηγούν και σε μεγάλη απόκλιση από την κανονικότητα σε κάτοψη, επιβάλλεται από τον κανονισμό ο διπλασιασμός των αποτελέσματα της τυχηματικής εκκεντρότητας.

➤ Διατάξεις για μη-κανονική καθ' ύψος κατανομή τοιχοπληρώσεων σε πλαισιωτά ή ισοδύναμα προς πλαισιωτά διπλά συστήματα (υποχρεωτικές μόνο για ΚΠΥ, συμβουλευτικές για ΚΠΜ,ΚΠΧ, ιδιαίτερα για φατνώματα ευαίσθητα σε εκτός επιπέδου αστοχία):

Εάν υπάρχουν σημαντικές μη-κανονικότητες καθ' ύψος (π.χ. δραστική μείωση των τοιχοπληρώσεων σε έναν ή περισσότερους ορόφους) τα υπολογιζόμενα σεισμικά εντατικά μεγέθη στα κατακόρυφα στοιχεία των αντίστοιχων ορόφων πρέπει να λαμβάνονται αυξημένα κατά ένα συντελεστή μεγέθυνσης η :

$$\eta = (1 + \Delta V_{Rw} / \Sigma V_{Ed}) \leq q \quad (2.92)$$

όπου:

ΔV_{Rw} : η συνολική μείωση της διατμητικής αντοχής των τοιχοπληρώσεων στον όροφο, ως προς τον υπερκείμενο που περιέχει περισσότερες τοιχοπληρώσεις, όπως αυτή υπολογίζεται (π.χ. από την οριζόντια επιφάνεια τοιχοπληρώσεων επί τη διατμητική αντοχή (τάση) οριζοντίων αρμών)

ΣV_{Ed} : το άθροισμα των σεισμικών τεμνουσών σε όλα τα κατακόρυφα κύρια σεισμικά στοιχεία του συγκεκριμένου ορόφου, δηλαδή η σεισμική τέμνουσα ορόφου

Επισημαίνεται ότι αν προκύψει $\eta < 1.1$ δεν απαιτείται η παραπάνω μεγέθυνση.

2.3.2.9 Διαφράγματα από σκυρόδεμα (§4.4.2.5 & §5.10)

Γενικά

Η ομάδα των διατάξεων της παρούσας υποενότητας αναφέρεται στα διαφράγματα από σκυρόδεμα, δίνοντας σχετικούς ορισμούς και προτάσεις για τον υπολογισμό των εντατικών τους μεγεθών. Για φορείς ΚΠΥ με ειδικά χαρακτηριστικά επιβάλλονται πρόσθετοι έλεγχοι.

Κοινές Διατάξεις

➤ Μπορούν να θεωρηθούν ότι δρουν ως διάφραγμα: α) συμπαγής πλάκα Ω.Σ. με πάχος μεγαλύτερο από 70mm και οπλισμό σε μία εκ των δύο οριζόντιων διευθύνσεων τουλάχιστον ίσο με τον ελάχιστο που προβλέπει ο ΕΚ2 και β) επί τόπου διαστρωνόμενη πλάκα Ω.Σ. πάνω σε προκατασκευασμένο σύστημα δαπέδων/ορόφων εάν ικανοποιεί τις απαιτήσεις του α), παρέχει εξ ολοκλήρου την απαιτούμενη δυσκαμψία και αντοχή διαφράγματος και σκυροδετείται πάνω σε καθαρό, τραχύ υπόστρωμα ή συνδέεται με αυτό μέσω διατμητικών συνδέσμων.

➤ Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών των διαφραγμάτων μπορεί να γίνει με τη θεώρηση του ως υψίκορμης δοκού ή επίπεδου δικτυώματος ή ως συστήματα θλιπτήρων-ελκυστήρων, στηριζόμενα επί ελαστικών στηρίξεων

➤ Στους ελέγχους αντοχής τα λαμβανόμενα από την ανάλυση, σεισμικά εντατικά μεγέθη στο διάφραγμα πρέπει να πολλαπλασιάζονται με ένα συντελεστή $\gamma_{Rd}=1.3$, για

ψαθυρή (διάτμηση) ή 1.1 για πλάστιμη μορφή αστοχίας. Οι αντοχές σχεδιασμού υπολογίζονται σύμφωνα με τον ΕΚ2.

Διαφοροποιήσεις

➤ Πρέπει να ελέγχονται σε ΟΚΑ τα διαφράγματα Ω.Σ. σε φορείς ΚΠΥ με τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

- i) μη-κανονική γεωμετρία ή διασπασμένα σε κάτοψη σχήματα, διαφράγματα με εσοχές ή εισέχουσες γωνίες στην περίμετρο
- ii) μη-κανονικές μεγάλες οπές στο διάφραγμα
- iii) μη-κανονική κατανομή μαζών ή/και δυσκαμψιών (π.χ. όροφοι με εσοχή)
- iv) υπόγεια με τοιχώματα σε μέρος μόνο της περιμέτρου ή της επιφάνειας του ισογείου.

➤ Σε περίπτωση ύπαρξης συστημάτων πυρήνα ή τοιχωμάτων ΚΠΥ, πρέπει να ελέγχεται η μεταφορά των οριζοντίων δυνάμεων από τα διαφράγματα στους πυρήνες ή τα τοιχώματα με τις ακόλουθες διατάξεις:

- i) Για περιορισμό της ρηγμάτωσης η διατμητική τάση σχεδιασμού στη διεπιφάνεια μεταξύ διαφράγματος και πυρήνα ή τοιχώματος θα περιορίζεται σε $1.5f_{ctd}$
- ii) Πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκής αντοχή κατά της αστοχίας διατμητικής ολίσθησης, υποθέτοντας κλίση θλιπτήρα 45° , με την πρόβλεψη πρόσθετων ράβδων που να συνεισφέρουν στη διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας διαφραγμάτων και πυρήνων/τοιχωμάτων.

Κεφάλαιο 3: **Σχεδιασμός και Διαστασιολόγηση των Κατασκευών**

3.1 Εισαγωγή

Από τα προηγούμενα κεφάλαια έχει γίνει σαφές, και για τους λόγους που ήδη έχουν αναλυθεί, ότι η πρόβλεψη, εκ των προτέρων, του κατασκευαστικού κόστους για σχεδιασμό ενός κτιρίου με μία εκ των δύο επιτρεπόμενων στην Ελλάδα από τον ΕΚ8 κατηγοριών πλαστιμότητας (ΚΠΜ ή ΚΠΥ) είναι τουλάχιστον παρακινδυνευμένη. Για το λόγο αυτό, στην παρούσα εργασία εξετάζεται ένα ευρύ πεδίο πρότυπων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, οι οποίες διαστασιολογούνται και με τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας, με στόχο να εξαχθούν κάποια πρώτα συμπεράσματα, αρχικά σε όρους οικονομικούς (κόστος, ποσότητες υλικών) και στη συνέχεια σε όρους σεισμικής συμπεριφοράς. Για τη διαστασιολόγηση των κατασκευών χρησιμοποιείται το εμπορικό λογισμικό Fespa 15 (v.7.0.0.16) της LH Λογισμικής. Πρόκειται για ένα στατικό πρόγραμμα για τη σχεδίαση, ανάλυση, διαστασιολόγηση, απεικόνιση και έλεγχο δομημάτων τριών διαστάσεων που χρησιμοποιεί γραμμικά και επιφανειακά στοιχεία διαφορετικών υλικών και οποιουδήποτε σχήματος.

Στο παρόν κεφάλαιο, αφού πρώτα παρουσιαστούν οι κατασκευές που διαστασιολογούνται για τη στοχευόμενη σύγκριση κόστους-υλικών, αναλύονται τα χαρακτηριστικά του προσομοιώματος που εισάγεται στο Fespa καθώς και οι παράμετροι του αντισεισμικού σχεδιασμού που λαμβάνονται υπόψη στην εν λόγω διαδικασία (διαστασιολόγησης).

3.2 Επιλογή Κατασκευών προς Διερεύνηση

Οι κατασκευές που επιλέγονται ώστε να αποτελέσουν αντικείμενο διερεύνησης της παρούσας εργασίας είναι απλά, πρότυπα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα (που αποτελεί και το συνηθέστερο σύγχρονο δομικό υλικό), ώστε να είναι άμεσα εμφανής και αναγνωρίσιμη η (τυχούσα) επιρροή των επιμέρους «παραμέτρων» τους στις διαφορές κόστους-υλικών. Θεωρείται σκόπιμο να εξετασθούν δομήματα που να καλύπτουν ένα μεγάλο φάσμα των πραγματικών κατασκευών με διαφορετικά χαρακτηριστικά (π.χ. ως προς τη δυσκαμψία, την υπερστατικότητα, το στατικό σύστημα τους). Έτσι ως «παράμετροι» διερεύνησης τίθενται:

- ο αριθμός των ορόφων n_{op} (με τιμές :3,6 και 9) σταθερού ύψους 3.5m,
- το πλήθος των ανοιγμάτων $n_{ανοιγ}$ (τιμές: 3 και 5),
- το μήκος των ανοιγμάτων $l_{ανοιγ}$ (τιμές: 6m και 8m) και
- το είδος του στατικού συστήματος (πλαισιωτό ή σύστημα τοιχωμάτων)

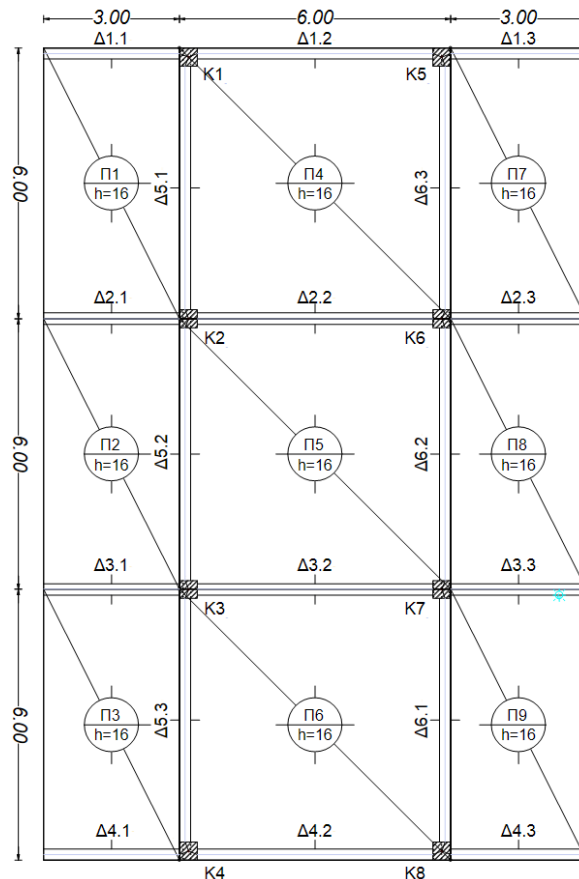
Συνδυάζοντας τις παραπάνω «παραμέτρους» μεταξύ τους, εξετάζονται συνολικά 36 κατασκευές (18 συνδυασμοί * 2 κατηγορίες πλαστιμότητας), που παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα. Κάθε συνδυασμός προς διερεύνηση φέρει έναν αύξοντα αριθμό και μία κωδική ονομασία, που προκύπτει ως εξής: « n_{op} _ $n_{ανοιγ}$ _στατικό σύστημα_ $l_{ανοιγ}$ _(ΚΠ) M/Y)», για ευκολότερη εποπτεία των επιμέρους δομημάτων.

Πίνακας 3.1: Κατασκευές προς διερεύνηση με τα χαρακτηριστικά τους

<i>α/α</i>		<i>Κωδικός</i>	<i>Αριθμός Ορόφων</i>	<i>Πλήθος Ανοιγμάτων</i>	<i>Στατικό Σύστημα</i>	<i>Μήκος Ανοίγματος(m)</i>	<i>Κ.Π.</i>
1	α	3_3_πλ_6_M	3	3	πλαισιωτό	6	M
	β	3_3_πλ_6_Y	3	3	πλαισιωτό	6	Y
2	α	3_3_πλ_8_M	3	3	πλαισιωτό	8	M
	β	3_3_πλ_8_Y	3	3	πλαισιωτό	8	Y
3	α	3_3_τχ_6_M	3	3	τοιχωμάτων	6	M
	β	3_3_τχ_6_Y	3	3	τοιχωμάτων	6	Y
4	α	3_5_πλ_6_M	3	5	πλαισιωτό	6	M
	β	3_5_πλ_6_Y	3	5	πλαισιωτό	6	Y
5	α	3_5_πλ_8_M	3	5	πλαισιωτό	8	M
	β	3_5_πλ_8_Y	3	5	πλαισιωτό	8	Y
6	α	3_5_τχ_6_M	3	5	τοιχωμάτων	6	M
	β	3_5_τχ_6_Y	3	5	τοιχωμάτων	6	Y
7	α	6_3_πλ_6_M	6	3	πλαισιωτό	6	M
	β	6_3_πλ_6_Y	6	3	πλαισιωτό	6	Y
8	α	6_3_πλ_8_M	6	3	πλαισιωτό	8	M
	β	6_3_πλ_8_Y	6	3	πλαισιωτό	8	Y
9	α	6_3_τχ_6_M	6	3	τοιχωμάτων	6	M
	β	6_3_τχ_6_Y	6	3	τοιχωμάτων	6	Y
10	α	6_5_πλ_6_M	6	5	πλαισιωτό	6	M
	β	6_5_πλ_6_Y	6	5	πλαισιωτό	6	Y
11	α	6_5_πλ_8_M	6	5	πλαισιωτό	8	M
	β	6_5_πλ_8_Y	6	5	πλαισιωτό	8	Y
12	α	6_5_τχ_6_M	6	5	τοιχωμάτων	6	M
	β	6_5_τχ_6_Y	6	5	τοιχωμάτων	6	Y
13	α	9_3_πλ_6_M	9	3	πλαισιωτό	6	M
	β	9_3_πλ_6_Y	9	3	πλαισιωτό	6	Y
14	α	9_3_πλ_8_M	9	3	πλαισιωτό	8	M
	β	9_3_πλ_8_Y	9	3	πλαισιωτό	8	Y
15	α	9_3_τχ_6_M	9	3	τοιχωμάτων	6	M
	β	9_3_τχ_6_Y	9	3	τοιχωμάτων	6	Y
16	α	9_5_πλ_6_M	9	5	πλαισιωτό	6	M
	β	9_5_πλ_6_Y	9	5	πλαισιωτό	6	Y

17	α	9_5_πλ_8_M	9	5	πλαισιωτό	8	M
	β	9_5_πλ_8_Y	9	5	πλαισιωτό	8	Y
18	α	9_5_τχ_6_M	9	5	τοιχωμάτων	6	M
	β	9_5_τχ_6_Y	9	5	τοιχωμάτων	6	Y

Καθώς το Fespa είναι ένα εμπορικό λογισμικό που χρησιμοποιείται για πραγματικά κτίρια, παρέχει τη δυνατότητα διαστασιολόγησης μόνο χωρικών (τριδιάστατων) κατασκευών. Έτσι, η πρότυπη κατασκευή θεωρείται ως ένα μέρος μιας ευρύτερης (κατασκευής) με επίπεδα πλαίσια (με τα χαρακτηριστικά του Πίνακα 3.1) που ισαπέχουν κατά 6m και ενώνονται με δοκούς. Η τυπική κάτοψη ορόφου που χρησιμοποιείται για τα εξεταζόμενα δομήματα περιλαμβάνει δύο επίπεδα πλαίσια από την εν λόγω χωρική κατασκευή και αποτυπώνεται στο Σχήμα 3.1, για την περίπτωση με $a/a:1$ (τα δύο επίπεδα πλαίσια στη διεύθυνση ενδιαφέροντος είναι αυτά που ενώνονται με τις δοκούς Δ5 και Δ6-διεύθυνση z κατά Fespa). Οι διαστάσεις των διατομών των δομικών μελών που φαίνονται στην παρατιθέμενη κάτοψη είναι ενδεικτικές, καθώς διαφέρουν ανά περίπτωση και έχουν τελικά επιλεγεί αποκλειστικά με κριτήριο την ελαχιστοποίηση του κόστους του φέροντος οργανισμού, ώστε να προκύψει η οικονομικότερη κατασκευή ανά περίπτωση και κατηγορία πλαστιμότητας, όπως αναλύεται σε σχετικό χωρίο του επόμενου κεφαλαίου (οι τελικές, επιλεγόμενες διαστάσεις παρατίθενται στο Παράρτημα Α).



Σχήμα 3.1: Κάτοψη τυπικού ορόφου πλαισιωτής κατασκευής ($a/a:1$)

3.3 Προσομοίωση Κατασκευών στο Λογισμικό Διαστασιολόγησης

3.3.1 Υλικά

3.3.1.1 Σκυρόδεμα

Στο σύνολο των κατασκευών που εξετάζονται λαμβάνεται σκυρόδεμα ποιότητας C30/37. Η υψηλή αυτή κατηγορία σκυροδέματος υπαγορεύεται μετά από δοκιμές για την πιο άνετη επαλήθευση των επιμέρους ελέγχων (συνήθως του ελέγχου κόμβων για ΚΠΥ). Για το χρησιμοποιούμενο σκυρόδεμα ισχύουν:

- Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ (EK2, Πίνακας 3.1)
- (Μέσο) Μέτρο Ελαστικότητας: $E_{cm} = 33 \text{ GPa}$ (EK2, Πίνακας 3.1)
- Συντελεστής ασφαλείας για ελέγχους Ο.Κ.Α.: $\gamma_c = 1.5$ (EK2, Πίνακας 2.1N)
- Συντελεστής μακροχρόνιων επιδράσεων στην θλιπτική αντοχή: $\alpha_{cc} = 0.85$.

3.3.1.2 Χάλυβας οπλισμού

Για το διαμήκη και εγκάρσιο οπλισμό των δομικών μελών χρησιμοποιείται ενιαία κατηγορία χάλυβα B500C, για την οποία ισχύουν:

- Χαρακτηριστική αντοχή (διαρροής): $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- Μέτρο Ελαστικότητας: $E_s = 200 \text{ GPa}$
- Συντελεστής ασφαλείας για ελέγχους Ο.Κ.Α.: $\gamma_s = 1.15$ (EK2, Πίνακας 2.1N)
- Συντελεστής ασφαλείας για ελέγχους Ο.Κ.Λ.: $\gamma_s = 1.0$

3.3.2 Διατομές Δομικών Μελών

3.3.2.1 Πλάκες

Οι πλάκες σε όλες τις κατασκευές είναι συμπαγείς, σταθερού πάχους $h_f=16\text{cm}$, ώστε να μεταβιβάζουν το ίδιο επιφανειακό φορτίο ορόφων στα φέροντα στοιχεία των επιμέρους δομημάτων. Παρ' ότι δεν είναι απαραίτητο για την παραπάνω λειτουργία, στους εξεταζόμενους φορείς έχει επιλεγεί να αποδοθεί οπλισμός και στις πλάκες, ώστε να προκύψει ένα ρεαλιστικότερο νόμμερο συνολικού οπλισμού και άρα και κόστους κατασκευής. Σε κάθε όροφο των κατασκευών υπάρχουν 9 ή 15 πλάκες (αναλόγως του αριθμού ανοιγμάτων), εκ των οποίων αυτές που βρίσκονται «εκτός των πλαισίων» (π.χ. Πλάκες:1,2,3,7,8,9 στο Σχήμα 3.1) είναι τριέριστες και οι υπόλοιπες τετράεριστες. Σημειώνεται ότι η επίλυση πλακών στο Fespa γίνεται με τη μέθοδο Pieper Martens, ενώ έχουν ληφθεί υπόψη και δυσμενείς φορτίσεις.

3.3.2.2 Δοκοί

Οι διαστάσεις των δοκών σε κάθε επιμέρους κατασκευή προκύπτουν από δοκιμές ώστε, σε συνδυασμό με τα κατακόρυφα στοιχεία που επιλέγονται, να ελαχιστοποιείται το κόστος. Οι διαστάσεις που δοκιμάζονται μέχρι να βρεθεί η καταλληλότερη είναι διαδοχικά (σε cm): 25/50 (έχει ληφθεί ως η ελάχιστη κατασκευαστικά αποδεκτή), 30/60, 30/80, 35/70 (σε περίπτωση που το απαιτεί ο έλεγχος εκκεντρότητας, όπως θα αναλυθεί παρακάτω). Οι δοκοί θεωρούνται μονολιθικά συνδεδεμένες με τις πλάκες, δηλαδή λαμβάνονται ως πλακοδοκοί μορφής Γ- (στις ακραίες δοκοσειρές π.χ. Δ1,Δ4 Σχήματος 3.1) ή T- (στις δοκοσειρές που έχουν πλάκα εκατέρωθεν του κορμού τους

π.χ. Δ2,Δ3,Δ5,Δ6 Σχήματος 3.1). Το συνεργαζόμενο πλάτος κάθε πλακοδοκού b_{eff} , εντός του οποίου κυριαρχούν ομοιόμορφες συνθήκες έντασης, υπολογίζεται αυτόματα από το Fespa μέσω της κατάλληλης εντολής («Προσαρμογή Δοκών-Πλακών»), σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ2 §5.3.2.1 (και σε εξάρτηση από τις διαστάσεις κορμού δοκού, πάχους πλάκας, είδους φόρτισης, ανοίγματος και είδους στήριξης δοκών), ενώ αυτόματα υπολογίζονται και τα αδρανειακά τους χαρακτηριστικά.

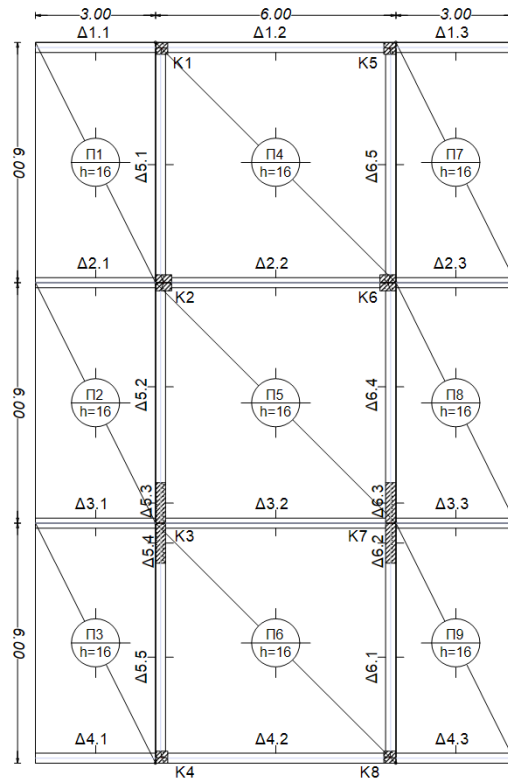
3.3.2.3 Κατακόρυφα φέροντα στοιχεία

3.3.2.3.1 Υποστυλώματα

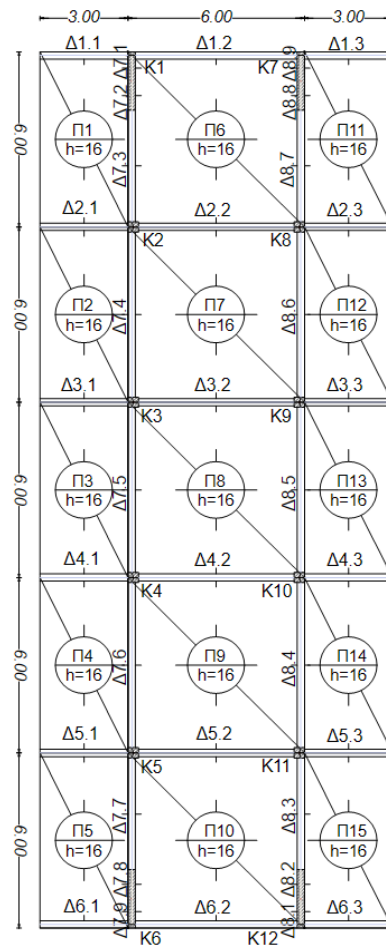
Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων, κατ' αντιστοιχία με τις δοκούς, προκύπτουν δοκιμαστικά θεωρώντας τετραγωνική διατομή και αυξάνοντας κάθε φορά κατά 0.05m τις διαστάσεις τους (35/35, 40/40, 45/45 κ.ο.κ.). Υποστυλώματα σε συμμετρικές θέσεις στο φορέα λαμβάνονται με ίσες διαστάσεις, ενώ τα αδρανειακά στοιχεία τους υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα. Τονίζεται ότι η στήριξη των υποστυλωμάτων στο έδαφος προσομοιώνεται με πλήρη πάκτωση, χάριν ομοιομορφίας των αποτελεσμάτων και για τον περιορισμό των διαφοροποιούμενων παραμέτρων διαστασιολόγησης.

3.3.2.3.2 Πλάστιμα Τοιχώματα

Για να καταχωρηθεί από το πρόγραμμα ένα μέλος ως πλάστιμο τοίχωμα πρέπει να έχει λόγο πλευρών $l_w/b_w \geq 4$. Το πλάστιμο τοίχωμα, όπως έχει εκτενώς αναλυθεί στο Κεφάλαιο 2, παρουσιάζει αρκετά διαφορετική συμπεριφορά σε σχέση με το υποστυλώμα, γι' αυτό και ακολουθεί διαφορετικές διατάξεις. Τοιχώματα τοποθετούνται μόνο στις περιπτώσεις όπου για τη διεύθυνση του πλαισίου που ενδιαφέρει (διεύθυνση z) απαιτείται το στατικό σύστημα να είναι σύστημα (ασύζευκτων) τοιχωμάτων (βλέπε Πίνακα 3.1). Συγκεκριμένα, στις περιπτώσεις των κατασκευών με 3 ανοίγματα (α/α: 3, 9, 15), ως τοίχωμα λαμβάνεται ένα από τα δύο κεντρικά κατακόρυφα φέροντα στοιχεία σε κάθε πλαίσιο στη διεύθυνση ενδιαφέροντος (z) (Κ3,Κ7 στην ενδεικτική κάτοψη τυπικού ορόφου στο Σχήμα 3.2), ενώ στις περιπτώσεις κατασκευών με 5 ανοίγματα, ως τοιχώματα λαμβάνονται τα δύο ακραία κατακόρυφα φέροντα στοιχεία σε κάθε πλαίσιο στη διεύθυνση ενδιαφέροντος (z) (Κ1, Κ6, Κ7, Κ12 στην ενδεικτική κάτοψη τυπικού ορόφου στο Σχήμα 3.3). Επαρκή θεωρούνται τα τοιχώματα που ικανοποιούν τον παραπάνω περιορισμό του λόγου πλευρών και τα οποία συμβάλλουν στην διαμόρφωση της τιμής του λόγου $\eta_v = \Sigma(\text{διατμητικής αντοχής τοιχωμάτων}) / \Sigma(\text{διατμητικής αντοχής συστήματος}) > 0.65$, ώστε να επιτευχθεί ο επιθυμητός χαρακτηρισμός του στατικού συστήματος (βλέπε θεωρητικά στοιχεία στην ενότητα 2.2.1). Σημειώνεται ότι, σε αντίθεση με την ακολουθούμενη διαδικασία στα πλαισιωτά στατικά συστήματα, τα τοιχώματα θεωρούνται σταθερά ως προς τις διαστάσεις τους και οι αλλαγές στις δοκούς και τα υποστυλώματα είναι αυτές που επιχειρούνται για την εύρεση του ελαχίστου κόστους ανά περίπτωση.



Σχήμα 3.2: Ενδεικτική κάτοψη τυπικού ορόφου περιπτώσεων α/α:3,9,15



Σχήμα 3.3: Ενδεικτική κάτοψη τυπικού ορόφου περιπτώσεων α/α:6,12,18

3.3.3 Πρόσθετα Στοιχεία Προσομοίωσης

3.3.3.1 Διαφραγματική λειτουργία πλακών

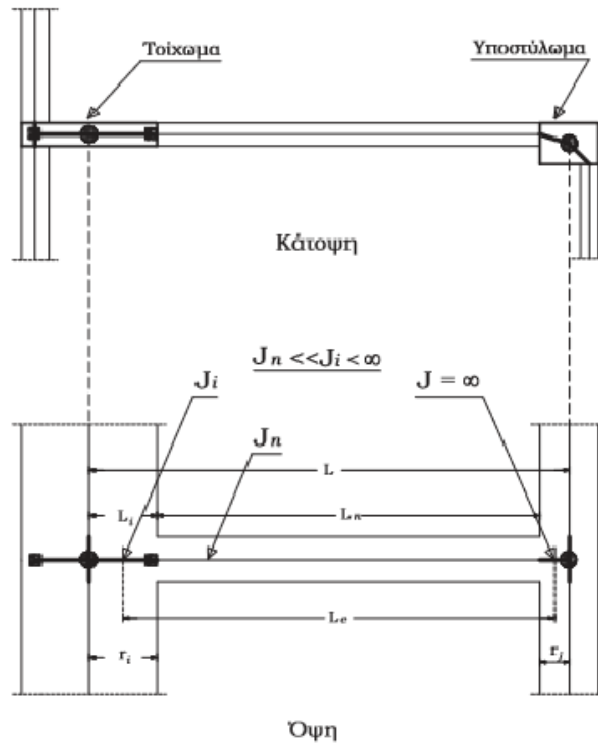
Ιδιαίτερα σημαντική για τη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής στα οριζόντια, σεισμικά φορτία είναι η εξασφάλιση της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών (λειτουργία ως δίσκοι) κάθε ορόφου. Ενεργώντας ως οριζόντια διαφράγματα, οι δίσκοι των δαπέδων συλλέγουν και μεταφέρουν τις αδρανειακές δυνάμεις στα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία και εξασφαλίζουν ότι αυτά συνεργάζονται αποτελεσματικά στην ανάληψη της οριζόντιας σεισμικής δράσης. Σημειώνεται ότι, όταν τα διαφράγματα μπορούν να ληφθούν ως άκαμπτα μέσα στο επίπεδο τους, οι μάζες και οι ροπές αδρανείας κάθε δαπέδου μπορούν να συγκεντρωθούν στο κέντρο βάρους τους (ΕΚ8 §4.3.1(4)). Για να γίνει αυτή η θεώρηση (άκαμπτου διαφράγματος), αρκεί οι οριζόντιες μετακινήσεις, κατά την προσομοίωση με την πραγματική εντός του επιπέδου ακαμψία του, να μην υπερβαίνουν πουθενά αυτές που προκύπτουν από την υπόθεση άκαμπτου διαφράγματος κατά περισσότερο από 10% των αντίστοιχων απόλυτων οριζόντιων μετακινήσεων, κατά τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Για κανονικά κτίρια η θεώρηση άκαμπτων διαφραγμάτων κρίνεται εύλογη.

Στο Fespa, η διαφραγματική λειτουργία των πλακών εξασφαλίζεται από τις ροπές αδρανείας των πλακοδοκών. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιείται ένας «συντελεστής διαφραγματικής λειτουργίας δοκών» (με προεπιλεγμένη από το πρόγραμμα τιμή ίση με 10000) με τον οποίο πολλαπλασιάζονται οι ροπές αδρανείας των πλακοδοκών, για να προσομοιωθεί το απαραμόρφωτο τους: $I_{Δ.Δ.} = 10000 \cdot I$, όπου I η ροπή αδρανείας της πλακοδοκού, για διατομή που συμπεριλαμβάνει και το συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} .

3.3.3.2 Άκαμπτες απολήξεις – Δεσμικές δοκοί

Στα σημεία σύνδεσης των γραμμικών στοιχείων δοκών-υποστυλωμάτων, δηλαδή στους κόμβους, υπάρχει μία αλληλεπικάλυψη των οριζόντιων με τα κατακόρυφα στοιχεία, με αποτέλεσμα σημαντικά αυξημένη δυσκαμψία των στοιχείων αυτών στα άκρα τους (εντός του κόμβου) και συνακόλουθη μείωση του πραγματικού ελαστικού τους μήκους. Το Fespa προσομοιώνει τη μείωση αυτή με τη βοήθεια των «άκαμπτων απολήξεων». Οι άκαμπτες απολήξεις υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα βάσει των γεωμετρικών δεδομένων του φορέα (ακριβής θέση δοκών, περίγραμμα υποστυλωμάτων) και ο χρήστης μπορεί εύκολα να εντοπίσει τις προβολές των τμημάτων αυτών στους καθολικούς άξονες και να υπολογίσει το ελαστικό μήκος του εκάστοτε στοιχείου. Τα τμήματα των απολήξεων είναι δυνατό να θεωρηθούν είτε πλήρως ελαστικά («συντελεστής άκαμπτου τμήματος» $z_i=0$) είτε πλήρως άκαμπτα ($z_i=1$) είτε ενδιάμεσης ακαμψίας ($0 < z_i < 1$). Ως προεπιλογή, η οποία και διατηρείται στην παρούσα εργασία, άκαμπτες απολήξεις λαμβάνονται μόνο στα άκρα των δοκών και όχι των υποστυλωμάτων και μάλιστα οι απολήξεις αυτές θεωρούνται πλήρως άκαμπτες ($z_i=1$). Στην περίπτωση αυτή το ελαστικό μήκος της δοκού υπολογίζεται ως: $L_e = L - (r_1 + r_2)$ (3.1) (βλέπε και το σχετικό επεξηγηματικό Σχήμα 3.4 από το εγχειρίδιο του Fespa [19]). Το μήκος αυτό αφορά αποκλειστικά τη στατική επίλυση, ενώ ο έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση πραγματοποιείται μεταξύ των θέσεων των στηρίξεων και σε κάθε περίπτωση εντός του σχεδιαστικού μήκους L_n . Όπως

επισημαίνεται και στο εγχειρίδιο χρήσης του προγράμματος, η θεώρηση των άκαμπτων απολήξεων οδηγεί γενικά σε πιο δύσκαμπτες κατασκευές, με αποτέλεσμα μεγαλύτερες φασματικές επιταχύνσεις και αυξημένη απαίτηση πλαστιμότητας καμπυλοτήτων.



Σχήμα 3.4: Άκαμπτες απολήξεις και δεσμικές δοκοί στο Fespa (LH Λογισμική, 2013)

Στα τοιχώματα αντί για άκαμπτες απολήξεις επιβάλλεται η χρήση δεσμικών δοκών (βλέπε και Σχήμα 3.4). Οι δεσμικές δοκοί είναι δοκοί πολύ μεγάλης καμπτικής και στρεπτικής ροπής αδρανείας, δε διαστασιολογούνται, δε συνεισφέρουν σε φορτία και μάζα και χρησιμοποιούνται από το πρόγραμμα μόνο για την προσομοίωση της σύνδεσης τοιχωμάτων ανωδομής με τις επιμέρους δοκούς. Οι δεσμικές δοκοί που χρησιμοποιούνται στις εξεταζόμενες περιπτώσεις τοιχωμάτων φαίνονται στα Σχήματα 3.3 (Δ5.3/Δ5.4, Δ6.2/Δ6.3) και 3.4 (Δ7.1/Δ7.2, Δ7.8/Δ7.9, Δ8.1/Δ8.2, Δ8.8/Δ8.9) και λαμβάνονται από το πρόγραμμα με διαστάσεις 25/300.

3.3.3.3 Γεωμετρικοί περιορισμοί δοκών

Όπως έχει ήδη περιγραφεί στην ενότητα 2.3.2.2.1 του Κεφαλαίου 2 «η (οριζόντια) εκκεντρότητα του άξονα δοκών σε σχέση με αυτόν του υποστυλώματος στο οποίο συμβάλλει πρέπει να είναι περιορισμένη σε $e \leq b_c/4$ », δηλαδή εύκολα προκύπτει ότι στις εξωτερικές δοκοσειρές (Δοκοί Δ1, Δ4), καθώς και σε αυτές που εκτείνονται κατά τη διεύθυνση του πλαισίου που μας ενδιαφέρει (Δοκοί Δ5, Δ6), πρέπει να ισχύει $b_{δοκού} \geq b_{υποστ}/2$ (3.2). Η ευθύνη για την τήρηση αυτού του περιορισμού βαρύνει τον μελετητή, καθώς το πρόγραμμα, παρά τις εκτεταμένες αναφορές στην ύπαρξη της διάταξης αυτής στα διάφορα εγχειρίδια χρήσης του, δεν παράγει κάποια ειδοποίηση σε περίπτωση σφάλματος, οπότε απαιτείται αυξημένη προσοχή.

3.3.3.4 Κατακόρυφα φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία που καταπονούν την κατασκευή διαχωρίζονται γενικά σε μόνιμα, που περιλαμβάνουν τα ίδια βάρη των δομικών μελών, την επικάλυψη των πλακών και την επίδραση των τοιχοπληρώσεων και κινητά που περιλαμβάνουν τα ωφέλιμα φορτία των πλακών. Τα φορτία αυτά εξειδικεύονται περαιτέρω στους εξεταζόμενους φορείς ως εξής:

- *ίδιο βάρος δομικών μελών* (πλακών, δοκών, υποστυλωμάτων/τοιχωμάτων): υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό με βάση τις διαστάσεις των διατομών και των μελών, λαμβάνοντας ειδικό βάρος (οπλισμένου) σκυροδέματος $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$
- *πρόσθετο μόνιμο φορτίο επικαλύψεων πλάκας*: $g_{\pi\rho} = 1 \text{ kN/m}^2$
- *ωφέλιμο φορτίο πλακών*: $q_{\pi\lambda} = 2 \text{ kN/m}^2$, όπως προκύπτει από τους πίνακες 6.1, 6.2 του ΕΚ1 (σε συνδυασμό με το Εθνικό Προσάρτημα) για δάπεδα σε χώρους διαμονής (κατηγορία Α) και χώρους γραφείων (κατηγορία Β)
- *επίδραση τοιχοπληρώσεων*: έχει προσομοιωθεί ως μόνιμο, γραμμικά κατανεμημένο φορτίο $g_{\tau} = 5 \text{ kN/m}$ κατά μήκος των δοκών που αναπτύσσονται κατά την (κάθετη προς τα «επίπεδα πλαίσια») διεύθυνση x (π.χ. στο Σχήμα 3.1 ασκείται στις δοκούς Δ1, Δ2, Δ3, Δ4)

3.4 Παραδοχές Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Ανάλυσης

3.4.1 Προσδιορισμός Σεισμικής Δράσης Σχεδιασμού

3.4.1.1 Κατηγορία εδάφους

Επιλέγεται κατηγορία εδάφους Β, ως μία μέση, συνηθισμένη επιλογή καθώς το έδαφος δεν ανήκει στις προς εξέταση παραμέτρους. Οι παράμετροι που συνοδεύουν την επιλεγθείσα αυτή κατηγορία και που παίζουν σημαντικό ρόλο στην αποτίμηση της επιρροής των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση φαίνονται στον ακόλουθο Πίνακα 3.2, που αποτελεί τμήμα του αντίστοιχου πίνακα του ΕΚ8 (Πίνακας 3.1). Ακόμα, στον Πίνακα 3.3, παρουσιάζονται οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων T_B , T_C και T_D , καθώς και του συντελεστή εδάφους S , που εξαρτώνται άμεσα από την επιλογή της κατηγορίας εδάφους και καθορίζουν τις τιμές του φάσματος σχεδιασμού (από ΕΚ8 Πίνακα 3.2 για φάσμα τύπου 1, όπως επιβάλλει το Εθνικό Προσάρτημα).

Πίνακας 3.2: Περιγραφή και παράμετροι κατηγορίας εδάφους Β

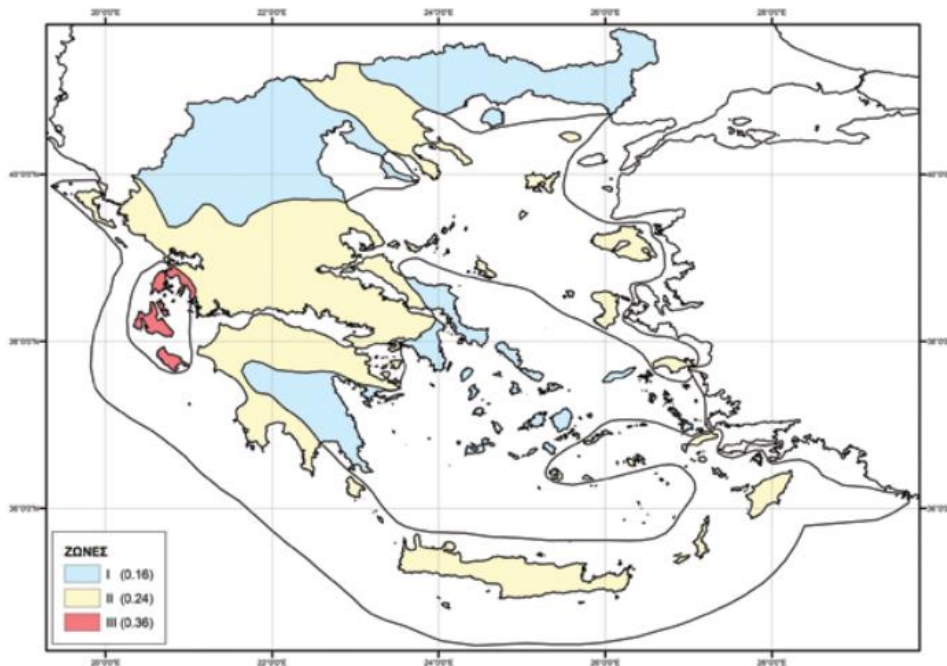
Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρόσσες/30 cm)	c_u (kPa)
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360-800	>50	>250

Πίνακας 3.3: Παράμετροι φάσματος σχεδιασμού για κατηγορία εδάφους B

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
B	1.2	0.15	0.5	2.0

3.4.1.2 Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας – Σπουδαιότητα κατασκευής

Σύμφωνα με τον ΕΚ8, οι εθνικές περιοχές υποδιαιρούνται σε σεισμικές ζώνες, ανάλογα με τη σεισμική επικινδυνότητα, θεωρώντας ότι εντός κάθε ζώνης η επικινδυνότητα παραμένει σταθερή. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, οριοθετούνται τρεις τέτοιες ζώνες (Z1,Z2,Z3) που χαρακτηρίζονται από μία μοναδική παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς α_{gR} σε έδαφος κατηγορίας A (Πίνακας 3.4). Για τους σκοπούς της παρούσας εργασίας λαμβάνεται η «ενδιάμεση» περίπτωση, δηλαδή ζώνη Z2 με $\alpha_{gR} = 0.24g$.



Σχήμα 3.5: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας

Πίνακας 3.4: Τιμές α_{gR} ανά ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	α_{gR}
Z1	0.16g
Z2	0.24g
Z3	0.36g

Η τιμή α_{gR} αντιστοιχεί σε τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς T_{NCR} (=475 έτη) της σεισμικής δράσης για την απαίτηση μη κατάρρευσης (ή αντίστοιχα, σε τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης σε 50 χρόνια, $P_{NCR}=10\%$). Γι' αυτή την τιμή αναφοράς της T_{NCR} ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I = 1$. Για διαφορετικές περιόδους επαναφοράς (δηλαδή για κατασκευές με διαφοροποίηση της αξιοπιστίας), η

εδafική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος τύπου A δίνεται από τη σχέση: $\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$ (3.3), όπου ο συντελεστής σπουδαιότητας εξαρτάται από την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου (Πίνακας 3.5). Στην παρούσα εργασία θεωρείται συνηθισμένη κατηγορία σπουδαιότητας ($\gamma_I = 1$).

Πίνακας 3.5: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια (EK8, Πίνακας 4.3)

Κατηγορία σπουδαιότητας	γ_I	Περιγραφή
I	0.80	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια (π.χ. γεωργικά)
II	1.00	Συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν σε άλλες κατηγορίες
III	1.20	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης (π.χ. σχολικά κτίρια, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.)
IV	1.40	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών (π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας κλπ.)

3.4.1.3 Υπολογισμός συντελεστή συμπεριφοράς

Στο προηγούμενο Κεφάλαιο (ενότητα 2.2), έχει γίνει εκτενής αναφορά στη διαδικασία υπολογισμού του μέγιστου επιτρεπόμενου συντελεστή συμπεριφοράς της κατασκευής. Έτσι, στην παρούσα υποενότητα, για κάθε μία από τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, θα παρουσιαστούν με νούμερα οι αντίστοιχες θεωρήσεις που οδηγούν στον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς, σε κάθε διεύθυνση ανάλυσης. Επισημαίνεται η προσπάθεια οι πλαισιωτές κατασκευές να μην ανήκουν στην κατηγορία των στρεπτικά εύκαμπτων, γιατί, πέραν των άλλων, η ειδική αυτή κατηγορία συνδέεται με χαμηλότερες τιμές q και η διαχείριση της όπλισης γίνεται προβληματική. Η απαίτηση αυτή αποτέλεσε σε λίγες περιπτώσεις και την κρίσιμη για την τελική επιλογή διαστάσεων των μελών.

Για τις κατασκευές με πλαισιωτό στατικό σύστημα (α/α_1 : 1, 2, 4, 5, 7, 8, 10, 11, 13, 14, 16, 17) ισχύουν τα εξής: α) είναι κανονικές σε κάτοψη και καθ' ύψος (ικανοποιούνται τα σχετικά κριτήρια), β) το στατικό σύστημα στη διεύθυνση ενδιαφέροντος του «επίπεδου» πλαισίου (διεύθυνση z κατά Fespa) είναι πλαισιωτό πολλών ανοιγμάτων, ενώ στην ορθογωνική της (διεύθυνση x κατά Fespa) πλαισιωτό ενός ανοίγματος, οπότε:

- για τη διεύθυνση z : $\alpha_u/\alpha_1 = 1.3$, $k_w = 1$, $q_0 = \begin{cases} 3 \cdot \alpha_u/\alpha_1, & \text{για ΚΠΜ} \\ 4.5 \cdot \alpha_u/\alpha_1, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases}$, οπότε προκύπτει $q = \begin{cases} 3.9, & \text{για ΚΠΜ} \\ 5.85, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases}$ (βλέπε και Πίνακα 2.3)
- για τη διεύθυνση x : $\alpha_u/\alpha_1 = 1.2$, $k_w = 1$, $q_0 = \begin{cases} 3 \cdot \alpha_u/\alpha_1, & \text{για ΚΠΜ} \\ 4.5 \cdot \alpha_u/\alpha_1, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases}$, οπότε προκύπτει $q = \begin{cases} 3.6, & \text{για ΚΠΜ} \\ 5.4, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases}$ (βλέπε και Πίνακα 2.3).

Για τις κατασκευές με τα τοιχώματα (α/α_1 : 3, 6, 9, 12, 15, 18) ισχύουν: α) είναι κανονικές σε κάτοψη και καθ' ύψος, β) το στατικό σύστημα στη διεύθυνση ενδιαφέροντος (διεύθυνση z κατά Fespa) είναι ασύζευκτων τοιχωμάτων, ενώ στην ορθογωνική της (διεύθυνση x κατά Fespa) πλαισιωτό ενός ανοίγματος και γ) σε κάθε περίπτωση προκύπτει $k_w = (1 + \alpha_0)/3 > 1 \rightarrow k_w = 1$, οπότε:

- για τη διεύθυνση z: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.1$, $k_w = 1$, $q_0 = \begin{cases} 3, \text{για ΚΠΜ} \\ 4 \cdot \alpha_u/\alpha_1, \text{για ΚΠΥ} \end{cases}$, οπότε προκύπτει $q = \begin{cases} 3, \text{για ΚΠΜ} \\ 4.4, \text{για ΚΠΥ} \end{cases}$ (βλέπε και Πίνακα 2.3)
- για τη διεύθυνση x: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.2$, $k_w = 1$, $q_0 = \begin{cases} 3 \cdot \alpha_u/\alpha_1, \text{για ΚΠΜ} \\ 4.5 \cdot \alpha_u/\alpha_1, \text{για ΚΠΥ} \end{cases}$, οπότε προκύπτει $q = \begin{cases} 3.6, \text{για ΚΠΜ} \\ 5.4, \text{για ΚΠΥ} \end{cases}$ (βλέπε και Πίνακα 2.3).

Διευκρινίζεται ότι στο σχεδιασμό των εξεταζόμενων κατασκευών λαμβάνεται η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, η οποία υπολογίζεται όπως παραπάνω.

3.4.1.4 Φάσμα σχεδιασμού

Με βάση τις παραπάνω παραδοχές, μπορεί πλέον να οριστεί το φάσμα σχεδιασμού, η φιλοσοφία πίσω από την κατασκευή του οποίου αναλύθηκε στο σχετικό χωρίο του 1^{ου} Κεφαλαίου. Οι σχέσεις που περιγράφουν τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης σχεδιασμού είναι οι εξής:

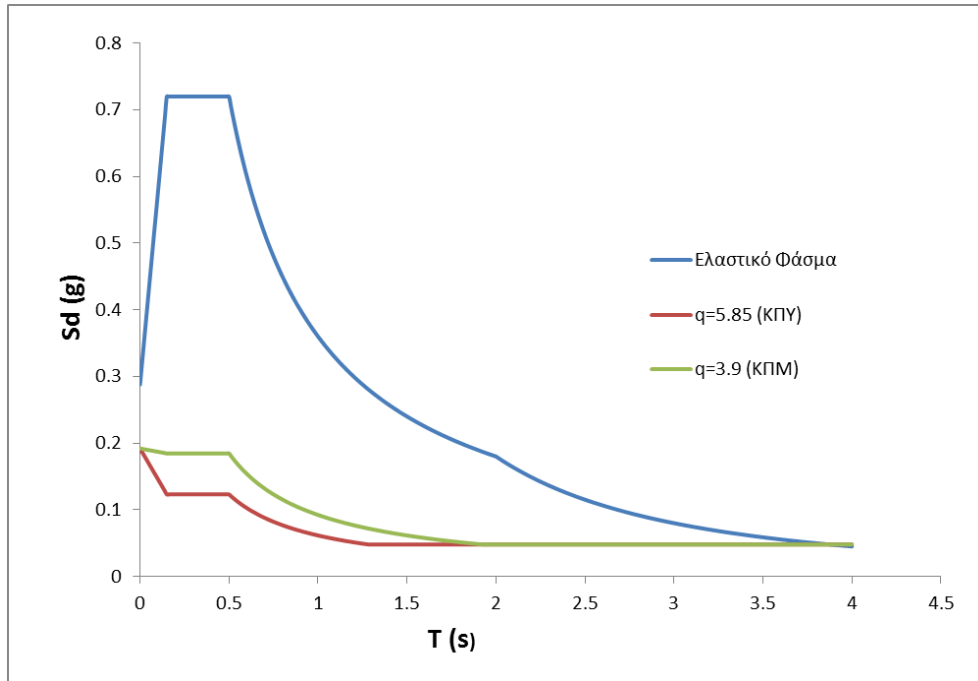
$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.4\alpha)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \quad (3.4\beta)$$

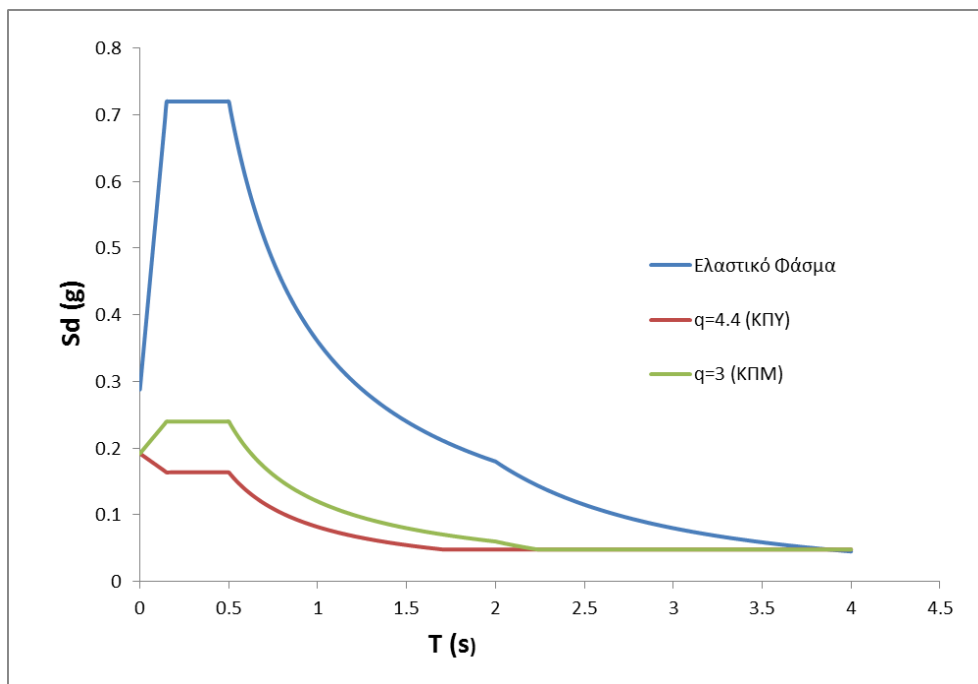
$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq 0.2 a_g \quad (3.4\gamma)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq 0.2 a_g \quad (3.4\delta),$$

οπότε, αντικαθιστώντας τα μεγέθη με τις τιμές τους, προκύπτουν τα φάσματα για κάθε θεωρούμενο συντελεστή συμπεριφοράς. Παρακάτω, επιλέγεται να παρουσιαστούν τα φάσματα σχεδιασμού για κάθε έναν από τους δύο τύπους κατασκευών (πλαισιωτές, σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων) στη διεύθυνση του «επίπεδου» πλαισίου ενδιαφέροντος (διεύθυνση z), όπου και φαίνεται η μείωση του σεισμικού φορτίου σχεδιασμού σε σχέση με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, τάση που αναμενόμενα ενισχύεται με την επιλογή υψηλότερης κατηγορίας πλαστιμότητας.



Σχήμα 3.6: Φάσματα σχεδιασμού πλαισιωτών κατασκευών (διεύθυνση z.)



Σχήμα 3.7: Φάσματα σχεδιασμού κατασκευών με στατικό σύστημα τοιχωμάτων (διεύθυνση z.)

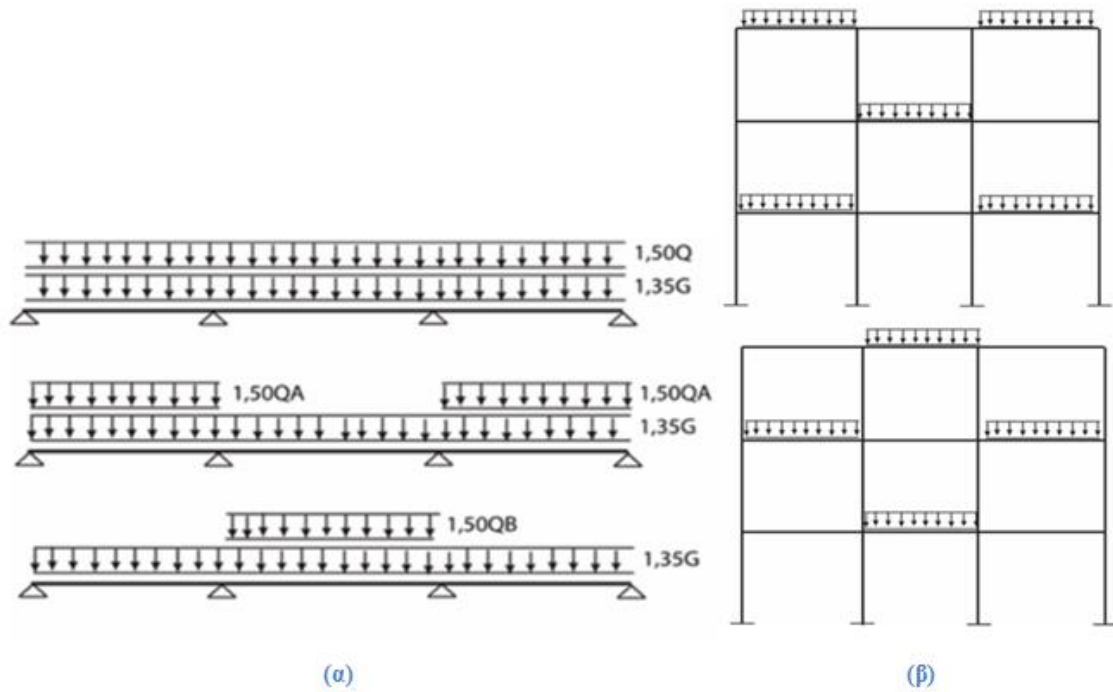
3.4.2 Συνδυασμοί Φορτίσεων Κατασκευής

3.4.2.1 Στατικές φορτίσεις

Το χωρικό προσομοίωμα των κατασκευών υποβάλλεται στις εξής στατικές φορτίσεις, για τις οποίες γίνονται και αντίστοιχες επιλύσεις:

- Μόνιμα φορτία G , με τιμές που έχουν προσδιοριστεί στην ενότητα 3.3.3.4,
- Κινητά φορτία Q , με τιμές που έχουν προσδιοριστεί στην ενότητα 3.3.3.4,

- Δυσμενείς μεταβλητές δράσεις QA, QB: Οι φορτίσεις αυτές παράγονται από την εναλλάξ φόρτιση ανοιγμάτων και ορόφων (βλέπε Σχήμα 3.8) με το μεταβλητό φορτίο σχεδιασμού, βάσει της ΕΚ2-1-1 §5.1.3(1)Α(α), ώστε να προκύψει η κρίσιμη εντατική κατάσταση για το άνοιγμα της δοκού.



Σχήμα 3.8: Δυσμενείς μεταβλητές δράσεις σε: (α) συνεχείς δοκούς και (β) σε πλαίσια (β_άνω QA, β_κάτω QB) (LH Λογισμική[17])

- Οιονεί μόνιμα φορτία: $G+\psi_2Q$

3.4.2.2 Συνδυασμοί σεισμικής δράσης με άλλες δράσεις

Η τιμή σχεδιασμού E_d των αποτελεσμάτων δράσεων στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, καθορίζεται σύμφωνα με τον ΕΚ0 §6.4.3.4, ως εξής:

$$E_d = \Sigma G_{k,j} + "A_{Ed}" + "\Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.5)$$

όπου:

"+": δηλώνει «προς συνδυασμό με...»

Σ': δηλώνει «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του...»

G_k : η χαρακτηριστική τιμή μόνιμης δράσης

Q_k : η χαρακτηριστική τιμή μεμονωμένης μεταβλητής δράσης

A_{Ed} : τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης

ψ_2 : συντελεστής για οιονεί μόνιμη τιμή μεταβλητής δράσης και δίνεται από τον Πίνακα 3.6 (Πίνακας A1.1. του ΕΚ0), μαζί με τις υπόλοιπες τιμές των συντελεστών συνδυασμού ψ :

Πίνακας 3.6: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών ψ για κτίρια (EK0, Πίνακας A1.1)

Δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Συνήθη κτίρια κατοικιών (κατηγορία A)	0.7	0.5	0.3
Χώροι γραφείων (κατηγορία B)	0.7	0.5	0.3
Χώροι συνάθροισης (κατηγορία C)	0.7	0.7	0.6
Χώροι καταστημάτων (κατηγορία D)	0.7	0.7	0.6
Χώροι αποθήκευσης (κατηγορία E)	1.0	0.9	0.8
Χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $W \leq 30\text{kN}$ (κατηγορία F)	0.7	0.7	0.6
Χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} \leq W \leq 160\text{kN}$ (κατηγορία G)	0.7	0.5	0.3
Στέγες (κατηγορία H)	0	0	0
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H > 1000\text{m}$	0.7	0.5	0.2
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$	0.5	0.2	0
Φορτία ανέμου	0.6	0.2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαγιάς)	0.6	0.5	0

3.4.2.3 Αδρανειακά αποτελέσματα σεισμικής δράσης

Τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης σχεδιασμού αποτιμώνται λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία μαζών που συνδέονται με τα φορτία βαρύτητας που ανήκουν στον ακόλουθο συνδυασμό δράσεων:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.6)$$

όπου $\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$ (3.7) είναι συντελεστής συνδυασμού που λαμβάνει υπόψη την πιθανότητα τα φορτία $Q_{k,i}$ να μην είναι παρόντα σε ολόκληρο τον φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμού, καθώς επίσης και τη μειωμένη συμμετοχή των μαζών στην κίνηση του φορέα λόγω μη-στερεάς σύνδεσής τους. Οι τιμές που αποδίδονται στον φ εξαρτώνται από τον τύπο της μεταβλητής δράσης και τον όροφο εφαρμογής της και δίνονται στον επόμενο Πίνακα 3.7:

Πίνακας 3.7: Τιμές του φ για τον υπολογισμό του $\psi_{E,i}$ (EK8, Πίνακας 4.2)

Τύπος μεταβλητής δράσης	Όροφος	φ
Κατηγορίες A-C*	Δώμα	1.0
	Όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις	0.8
	Όροφοι με μη-συσχετισμένες χρήσεις	0.5
Κατηγορίες D-F* και αρχεία		1.0

*: Κατηγορίες όπως ορίζονται στο EN1991-1-1:2002

Στην παρούσα εργασία, έχουν υποθεθεί όροφοι με μη-συσχετισμένες χρήσεις (π.χ. χρήση ορόφων πολυκατοικίας με διαμερίσματα), οπότε λαμβάνεται $\varphi=0.5$ για όλους τους ορόφους, πλην του τελευταίου, για τον οποίο ισχύει $\varphi=1$. Επισημαίνεται ότι ο συντελεστής φ συμπεριλαμβάνεται μόνο στη μείωση των μαζών των ορόφων και όχι των φορτίων, για τα οποία ισχύουν οι μειωτικοί συντελεστές του εκάστοτε συνδυασμού φορτίσεων. Οι συντελεστές $\psi_{2,i}$ υπολογίζονται αυτόματα από το λογισμικό με τον ορισμό της χρήσης των ορόφων, αλλά οι τιμές φ πρέπει να εισαχθούν χειροκίνητα για κάθε κατασκευή και για κάθε όροφο, οπότε απαιτείται αυξημένη προσοχή.

Σε ότι αφορά την προσομοίωση της μάζας από το πρόγραμμα, ως σημεία συγκέντρωσης της θεωρούνται γενικά οι κόμβοι του προσομοιώματος, ενώ παραλείπονται οι μάζες που αντιστοιχούν στη θεμελίωση και απαλείφονται οι αντίστοιχοι βαθμοί ελευθερίας του συστήματος (κόμβοι πακτωμένοι).

3.4.2.4 Μέθοδος ανάλυσης κατασκευών

Στη μελέτη οι φορείς αναλύονται με τη μέθοδο της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης (EK8 §4.3.3.3), σύμφωνα με το γραμμικά ελαστικό μοντέλο της κατασκευής και το φάσμα σχεδιασμού που περιγράφηκε παραπάνω. Λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Θεωρούμε ότι η απαίτηση αυτή ικανοποιείται εάν ισχύει οποιοδήποτε από τα ακόλουθα (έλεγχος και στις δύο διευθύνσεις ανάλυσης):

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

Οι απαιτήσεις αυτές στην περίπτωση των εξεταζόμενων φορέων ικανοποιούνται, λόγω της παρουσίας, όπως θα δειχθεί στα αποτελέσματα, μόνο μεταφορικών ιδιομορφών (λόγω συμμετρίας) και δε χρειάζεται περαιτέρω αναζήτηση ελάχιστου αριθμού ιδιομορφών, σύμφωνα με τις διατάξεις του EK8 §4.3.3.3(5).

Για κάθε μία από τις «συμμετέχουσες» ιδιομορφές (με ιδιοπερίοδο T_i), υπολογίζεται η απόκριση της $Sd(T_i)$ από το φάσμα σχεδιασμού και έπειτα χρησιμοποιείται ως βάση για τον υπολογισμό των ιδιομορφικών μετατοπίσεων και των ιδιομορφικών εντατικών μεγεθών. Τα μέγιστα των εντατικών μεγεθών ή μετατοπίσεων, στη συνέχεια, υπολογίζονται από τις επιμέρους ιδιομορφικές τους συνιστώσες με τη βοήθεια του κανόνα «Πλήρους Τετραγωνικού Συνδυασμού (CQC)» ή απλούστερα αν πρόκειται για αμοιβαία ανεξάρτητες ιδιομορφικές αποκρίσεις (ισχύει δηλαδή $T_j \leq T_i$ και $T_j \leq 0.9T_i$ ανά δύο ιδιομορφές) με τη μέθοδο της «τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος τετραγώνων» SRSS.

Η χωρική επαλληλία των μέγιστων των εντατικών μεγεθών ή μετακινήσεων του φορέα γίνεται συνδυάζοντας τα αποτελέσματα των δράσεων στις δύο (ή γενικότερα τρεις) κύριες διευθύνσεις με έναν από τους παρακάτω τρόπους:

- Από την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS) των τιμών του μεγέθους λόγω κάθε οριζόντιας συνιστώσας:

$$E_{Ed} = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2} \quad (3.8)$$

- Χρησιμοποιώντας το δυσμενέστερο από τους δύο συνδυασμούς:

$$E_{Ed} = E_{Edx} + 0.3E_{Edy} \quad (3.9a)$$

ή

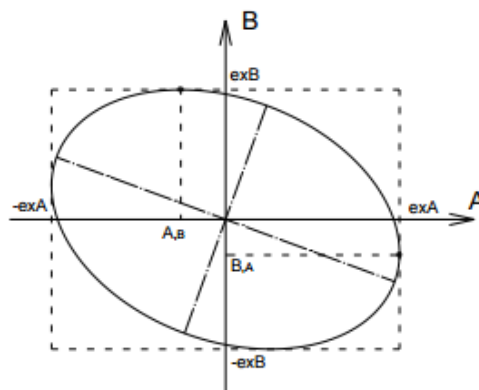
$$E_{Ed} = 0.3E_{Edx} + E_{Edy} \quad (3.9b)$$

όπου:

" + ": σημαίνει «να συνδυαστεί με»

E_{Edx} (E_{Edy}): τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της σεισμικής δράσης κατά τη διεύθυνση του οριζόντιου άξονα x (y) (ή z κατά Fespa) που επιλέχθηκε για το φορέα.

Καθώς η σχέση (3.8) είναι γενικά συντηρητική εκτίμηση των πιθανών τιμών άλλων εντατικών μεγεθών ή μετακινήσεων που αναπτύσσονται συγχρόνως με τη μέγιστη τιμή που λαμβάνεται από το (3.8), το Fespa υπολογίζει τις ταυτόχρονες (με τις μέγιστες) τιμές των υπόλοιπων μεγεθών με την «έλλειψη του Gurta», σύμφωνα με την οποία το πεδίο τιμών δύο μεγεθών είναι μία έλλειψη και τριών μεγεθών ένα ελλειψοειδές. Στο Σχήμα 3.9 δίνεται σχηματικά η φιλοσοφία υπολογισμού των ταυτόχρονων τιμών δύο μεγεθών A και B. Όταν το μέγεθος A παίρνει τη μέγιστη (σε απόλυτο αριθμό) τιμή του, exA , το μέγεθος B έχει τιμή $B_{,A}$, ενώ όταν το μέγεθος B παίρνει τη μέγιστη (σε απόλυτο αριθμό) τιμή του, exB , το μέγεθος A έχει τιμή $A_{,B}$. Είναι προφανές ότι οι τιμές και το πρόσημο των $A_{,B}$ και $B_{,A}$ εξαρτώνται από την κλίση της έλλειψης. Για περισσότερες λεπτομέρειες στη μέθοδο αυτή αξίζει να ανατρέξει κανείς στο Εγχειρίδιο Αναφοράς του προγράμματος ή σε σχετική ελληνική και ξένη βιβλιογραφία.



Σχήμα 3.9: Υπολογισμός ταυτόχρονων τιμών των μεγεθών A και B

3.4.2.5 Τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογιζόμενο κέντρο μάζας σε κάθε

όροφο λαμβάνεται μετατοπισμένο από την ονομαστική του θέση σε κάθε διεύθυνση, κατά την ακόλουθη τυχηματική εκκεντρότητα:

$$e_{ai} = \pm 0.05 \cdot L_i \quad (3.10)$$

όπου:

e_{ai} : η τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου i από την ονομαστική θέση του, εφαρμοζόμενη στην ίδια διεύθυνση σε όλους τους ορόφους

L_i : η διάσταση του ορόφου, κάθετη προς τη διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

Η παραπάνω μεθοδολογία βρίσκει εφαρμογή στη μέθοδο ανάλυσης του Fespa: «Δυναμική με μετατόπιση μαζών», κατά την οποία προκύπτουν τέσσερις ανεξάρτητοι φορείς (μετάθεση κέντρου μάζας κατά $+x$, $-x$, $+z$, $-z$) που επιλύονται με τη μέθοδο ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης που περιγράφηκε παραπάνω.

3.4.2.6 Συνδυασμοί φορτίσεων για διαστασιολόγηση σε ΟΚΑ

Για τους ελέγχους σε ΟΚΑ (ΕΚ8 και ΕΚ2) δημιουργούνται συνδυασμοί δράσεων δύο «τύπων»:

- Θεμελιώδεις συνδυασμοί δράσεων της §6.4.3.2 του ΕΚ0:

$$\Sigma \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.11)$$

όπου:

"+": δηλώνει «προς συνδυασμό με...»

Σ : δηλώνει «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του...»

G_k : η χαρακτηριστική τιμή μόνιμης δράσης

Q_k : η χαρακτηριστική τιμή μεμονωμένης μεταβλητής δράσης

γ_G : συντελεστής μόνιμων φορτίων

γ_Q : συντελεστής κινητών φορτίων

ψ_0 : συντελεστής συνδυασμού των συνοδευτικών μεταβλητών δράσεων

- Σεισμικοί Συνδυασμοί, όπως αναλύθηκαν στην υποενότητα 3.4.2.2 (συνολικά 8: 4 ανεξάρτητοι φορείς*2 διευθύνσεις):

$$\Sigma G_{k,j} + A_{Ed} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.12)$$

3.4.2.7 Συνδυασμοί φορτίσεων για διαστασιολόγηση σε ΟΚΛ

Για τους ελέγχους σε ΟΚΛ δημιουργούνται συνδυασμοί δράσεων δύο «τύπων»:

- Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί (για έλεγχο περιορισμού των τάσεων χάλυβα και σκυροδέματος) (ΕΚ2 §6.5.3(2)α):

$$\Sigma G_{k,j} + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.13)$$

- Συνδυασμοί οιονεί μόνιμων δράσεων (για έλεγχο ρηγμάτωσης και βέλους) (ΕΚ2 §6.5.3(2)γ):

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.14)$$

3.5 Πρόσθετα Στοιχεία Ανάλυσης

3.5.1 Προσμέτρηση Οπλισμού Πλακών στο Οπλισμό Δοκών

Σύμφωνα με τον ΕΚ8 §5.4.3.1.1(3), παρέχεται η δυνατότητα ο εφελκόμενος οπλισμός πλακών που διατάσσεται σε πλάτος πέλματος b_{eff} (βλέπε αναλυτικά την ενότητα 2.3.2.4.1 και το Σχήμα 2.10) να προσμετράται τόσο κατά τη διαστασιολόγηση, όσο και κατά την αποτίμηση, αργότερα, της φέρουσας ικανότητας της δοκού. Συγκεκριμένα, κατά τη διαστασιολόγηση στο Fespa ορίζεται ότι εάν ο στατικά απαιτούμενος εφελκόμενος οπλισμός είναι $As1_{ca}$ και ο συνεργαζόμενος εφελκόμενος οπλισμός της πλάκας είναι As_{sl} , τότε εντός του συνδετήρα της δοκού αρκεί να τοποθετηθεί οπλισμός συνολικής διατομής $As1_{rqd} > As1_{ca} - \lambda \cdot As_{sl}$, όπου λ ένας συντελεστής που εκφράζεται ως ποσοστό (25% από προεπιλογή) του $As1_{ca}$ και δηλώνει το μέγιστο συνεργαζόμενο οπλισμό πλάκας που θα αφαιρεθεί από τον $As1_{ca}$, για να προκύψει ο τελικά απαιτούμενος $As1_{rqd}$. Σε κάθε περίπτωση πάντως, εντός του συνδετήρα της δοκού τοποθετείται ελάχιστος εφελκόμενος οπλισμός $\rho_{l,min}$, σύμφωνα με τις διατάξεις των ΕΚ2 και ΕΚ8. Σε ότι αφορά τους ελέγχους πλαστιμότητας, επισημαίνεται ότι, σε αντίθεση με τα προηγούμενα, ολόκληρος ο οπλισμός As_{sl} της πλάκας εντός του συνεργαζόμενου πλάτους b_{eff} λαμβάνεται υπόψη, όταν είναι εφελκόμενος, με τους εξής τρόπους: α) προσαυξάνει τη ροπή αντοχής M_{Rb} που υπεισέρχεται στον ικανοτικό σχεδιασμό υποστυλωμάτων σε κάμψη (ΕΚ8 §4.4.2.3) και στη διαμόρφωση ικανοτικής τέμνουσας δοκού (ΕΚ8 §5.4.2.2 για ΚΠΜ και §5.5.2.1 για ΚΠΥ) και β) προστίθεται στον εφελκόμενος οπλισμό της δοκού, με αποτέλεσμα ο έλεγχος του μέγιστου οπλισμού ρ_{max} να καταλήγει σε αυξημένη απαίτηση θλιβόμενου οπλισμού (ΕΚ8 §5.4.3.1.2(4)).

3.5.2 Προσομοίωση Δυσκαμψίας Φερόντων Στοιχείων

Σε κτίρια από σκυρόδεμα η δυσκαμψία των φερόντων στοιχείων πρέπει να αποτιμάται λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες της ρηγμάτωσης. Τέτοια δυσκαμψία πρέπει να αντιστοιχεί στην έναρξη διαρροής του οπλισμού. Ελλείψει ακριβέστερων αναλύσεων, το λογισμικό λαμβάνει στο στάδιο της διαστασιολόγησης (ΕΚ8 §4.3.1(7)) καμπτικές και διατμητικές δυσκαμψίες ίσες με το 1/2 και στρεπτική δυσκαμψία ίση με το 1/10 των αντίστοιχων δυσκαμψιών της αρηγμάτωτης, γεωμετρικής διατομής.

Ακόμα, σημειώνεται ότι τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία προσομοιώνονται ως πακτωμένα στο έδαφος, κάτι που σαφώς επηρεάζει καθοριστικά τη δυσκαμψία τους.

3.5.3 Αποτελέσματα Δευτέρας Τάξεως

Σύμφωνα με τον ΕΚ8 §4.4.2.2(2), αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (P-δ) δε χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.1 \quad (3.15)$$

όπου:

θ : ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου

P_{tot} : το συνολικό φορτίο βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

d_r : η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου

V_{tot} : η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

h : το ύψος του ορόφου

Εάν $0.1 < \theta \leq 0.2$, τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με το συντελεστή $1/(1 - \theta)$.

Εάν $0.2 < \theta \leq 0.3$ τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως πρέπει να υπολογιστούν με ακριβή ανάλυση, ενώ το $\theta = 0.3$ αποτελεί και το άνω όριο επιτρεπόμενης τιμής.

Στις εξεταζόμενες κατασκευές, επιδιώκεται να ισχύει $\theta \leq 0.2$, ώστε να υπολογιστούν σωστά τα (όποια) φαινόμενα P-δ και μάλιστα αυτή η απαίτηση, σε κάποιες περιπτώσεις, είναι και καθοριστική για την τελική επιλογή των διαστάσεων των δομικών στοιχείων. Συγκεκριμένα, σε κάποια εξαώροφα ΚΠΥ και εννιαώροφα ΚΠΜ (για εννιαώροφα ΚΠΥ, όπως θα φανεί, προκύπτουν ούτως ή άλλως μεγάλες διαστάσεις), ο παραπάνω περιορισμός οδηγεί σε ελαφρώς αυξημένες διαστάσεις φερόντων στοιχείων.

3.5.4 Περιορισμός βλαβών

Για να περιοριστούν οι βλάβες του οργανισμού πλήρωσης πρέπει η μέση γωνιακή παραμόρφωση ορόφων d_r/h , πολλαπλασιασμένη με ένα συντελεστή μείωσης ν , για κάθε σεισμική διεύθυνση, να ελέγχεται με τα όρια του ΕΚ8 §4.4.3.2(1) (α), (β), ή (γ), αναλόγως του τύπου των μη φερόντων στοιχείων. Το ελεγχόμενο μέγεθος υπολογίζεται ως:

$$d_r/h \cdot \nu \quad (3.16)$$

όπου:

d_r : η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου, οριζόμενη όπως στη σχέση (3.15),

h : το ύψος του ορόφου,

ν : συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μειωμένη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών και εξαρτάται

από την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου: $\nu = \begin{cases} 0.5, \text{ για I και II} \\ 0.4, \text{ για III και IV} \end{cases}$

Στις εξεταζόμενες κατασκευές, όλες οι τιμές που προκύπτουν είναι μικρότερες από: α) 0.0075 που είναι το όριο για κτίρια με πλαστικά μη-φέροντα στοιχεία και β) 0.01 που είναι το όριο για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία, αγκυρωμένα με τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα ή κτίρια που δεν έχουν μη-φέροντα στοιχεία.

Κεφάλαιο 4: **Παρουσίαση και Σύγκριση Αποτελεσμάτων** **Διαστασιολόγησης Κατασκευών**

4.1 Εισαγωγή

Στο παρόν Κεφάλαιο, παρουσιάζονται και συγκρίνονται μεταξύ τους τα αποτελέσματα της διαδικασίας διαστασιολόγησης των εξεταζόμενων κατασκευών από το λογισμικό Fespa, για τις παραμέτρους σχεδιασμού που αναλύθηκαν στο Κεφάλαιο 3. Το κριτήριο επιλογής των τελικών διαστάσεων των δομικών μελών της κάθε κατασκευής είναι καθαρά οικονομικό και σχετίζεται με την ελαχιστοποίηση του κόστους του φέροντος οργανισμού, με βάση τις ποσότητες σκυροδέματος και οπλισμού («προμέτρηση») που υπολογίζει αυτόματα το λογισμικό διαστασιολόγησης. Για κάθε μία από τις 36 συνολικά κατασκευές παρατίθενται τα βασικά γεωμετρικά και δυναμικά χαρακτηριστικά καθώς και το κόστος τους, στα οποία κατέληξε η παραπάνω διαδικασία. Στη συνέχεια, επιχειρείται μία πρώτη διερεύνηση των σημαντικότερων κανονιστικών διατάξεων που οδηγούν σε διαφοροποιημένες διαστάσεις των φερόντων στοιχείων για ΚΠΜ και ΚΠΥ και αναζητούνται ποιοτικές και ποσοτικές σχέσεις σύγκρισης αναφορικά με το κόστος, τα χρησιμοποιούμενα υλικά και τις λεπτομέρειες όπλισης μεταξύ των δύο επιτρεπόμενων κατηγοριών πλαστιμότητας, για τις διάφορες εξεταζόμενες παραμέτρους.

4.2 Κριτήριο Τελικής Επιλογής Κατασκευών

Στόχος της διαστασιολόγησης των εξεταζόμενων κτιρίων (βλέπε Πίνακα 3.1), είναι να διαπιστωθεί σε πρώτη φάση κατά πόσο η υιοθέτηση της μίας εκ των δύο κατηγοριών πλαστιμότητας είναι ευνοϊκότερη σε όρους κόστους κατασκευής έναντι της άλλης, για το σχεδιασμό ενός νέου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με δεδομένες (και προφανώς ίσες για τις δύο κατηγορίες) γεωμετρικές (π.χ. αριθμός ανοιγμάτων, μήκος ανοιγμάτων, ύψος ορόφων, αριθμός ορόφων) και στατικές (π.χ. στατικό σύστημα, στηρίξεις) παραμέτρους. Για να είναι αξιόπιστη η παραπάνω σύγκριση, επιδιώκεται σε κάθε κατηγορία πλαστιμότητας να επιλεγούν οι διαστάσεις εκείνες των δομικών μελών της κατασκευής που να αποδίδουν το ελάχιστο δυνατό κόστος.

Το λογισμικό διαστασιολόγησης υπολογίζει αυτόματα, για κάθε κτίριο που μελετάται, τις συνολικές ποσότητες χάλυβα οπλισμού (σε όρους κιλών (kg)), σκυροδέματος (σε όρους όγκου (m³)) και τη συνολική επιφάνεια ξυλοτύπου (σε όρους επιφανείας (m²)) που απαιτούνται για την υλοποίηση της κατασκευής (παρουσιάζονται στο «Γεύχος» στην καρτέλα «Συνολική Προμέτρηση Κτιρίου»). Αντιστοιχίζοντας τις ποσότητες αυτές με ένα συγκεκριμένο χρηματικό ποσό (ανά μονάδα), προκύπτει μία πρώτη ένδειξη του κόστους του φέροντος οργανισμού του δομήματος, δηλαδή: $\text{κόστος_φέροντος_οργανισμού} = \text{κόστος_σκυροδέματος} * \text{όγκος_σκυροδέματος} + \text{κόστος_χάλυβα} * \text{κιλά_χάλυβα} + \text{κόστος_ξυλοτύπου} * \text{επιφάνεια_ξυλοτύπου}$.

Η θεώρηση μόνο αυτού του κόστους ως μέσου σύγκρισης είναι αρκετά απλοποιητική, δεδομένου ότι στο τελικό κόστος της κατασκευής υπεισέρχεται πλήθος άλλων παραγόντων (αμοιβές εργασίας, κόστος αδειών, κόστος διαπέδων, μονώσεων κλπ), αλλά σε πρώτη φάση και για τα δεδομένα της παρούσας εργασίας θεωρείται επαρκής και αντιπροσωπευτική για την εκάστοτε κατασκευή. Οι τιμές κόστους των επιμέρους υλικών επιδιώκεται να ανταποκρίνονται στην σύγχρονη κατασκευαστική πραγματικότητα της Ελλάδας και έτσι μετά από μία σύντομη «έρευνα αγοράς» επιλέχθηκαν οι εξής τιμές:

- **κόστος σκυροδέματος (κ.σ.):** περιλαμβάνει προμήθεια και μεταφορά επί του έργου για ποιότητα C30/37 (χωρίς Φ.Π.Α.): $\kappa. \sigma. = 70 \text{ €/m}^3$
- **κόστος χάλυβα οπλισμού (κ.χ.ο.):** περιλαμβάνει προμήθεια και διαμόρφωση χάλυβα οπλισμού B500C (χωρίς Φ.Π.Α.): $\kappa. \chi. = 0.65 \text{ €/kg}$
- **κόστος ξυλοτύπου (κ.ξ.):** $\kappa. \xi. = 45 \text{ €/m}^3 \text{ σκυροδέματος}$

Σημειώνεται ότι, όπως φαίνεται και παραπάνω, επιλέγεται το κόστος ξυλοτύπου να εκφραστεί συναρτήσει του όγκου σκυροδέματος και όχι της επιφάνειας ξυλοτύπου, ακολουθώντας τις συνήθειες και πρακτικές της αγοράς. Έτσι, πλέον, η συνάρτηση του κόστους για κάθε κατασκευή εκφράζεται από τη σχέση:

$$\text{κόστος} = (\kappa. \sigma. + \kappa. \xi.) \cdot m^3_{\text{σκυροδέματος}} + \kappa. \chi. \cdot kg_{\text{χάλυβα_οπλισμού}} \quad (4.1)$$

Για κάθε μία από τις εξεταζόμενες περιπτώσεις διερευνώνται όλοι οι πιθανοί συνδυασμοί διαστάσεων δοκών και υποστυλωμάτων/τοιχωμάτων, φροντίζοντας πάντα τα δύο «επίπεδα» πλαίσια στη διεύθυνση ενδιαφέροντος (διεύθυνση z κατά Fespa) να έχουν ίδιων διαστάσεων φέροντα στοιχεία, και τελικά επιλέγονται εκείνοι (οι συνδυασμοί) που απαιτούν το μικρότερο κόστος. Υπενθυμίζεται ότι για τις δοκούς θεωρούνται ελάχιστες κατασκευάσιμες διαστάσεις 25/50, ενώ τα υποστυλώματα λαμβάνονται τετραγωνικά με διαστάσεις αυξανόμενες δοκιμαστικά ανά 0.05m. Όσον αφορά τα τοιχώματα, όπου αυτά υπεισέρχονται στο σχεδιασμό, λόγω δυσχερειών στη μεταβολή τους, λαμβάνονται σταθερά, με επαρκώς μεγάλες διαστάσεις 25/200 (βλέπε και 3.3.2.3.2), ενώ κατά περιπτώσεις (λόγω ανάγκης αύξησης του πάχους των περισφιγμένων άκρων τους) το πλάτος τους χρειάζεται να αυξηθεί σε 30cm.

Πέραν του κυριάρχου κριτηρίου, που είναι αυτό του κόστους φέροντος οργανισμού, στη διαδικασία επιλογής των τελικών διαστάσεων των φερόντων στοιχείων των κατασκευών, μικρότερο ή μεγαλύτερο ρόλο, παίζει και πλήθος άλλων απαιτήσεων που έχουν κατά κύριο λόγο αναλυθεί στο προηγούμενο κεφάλαιο (όπως οι απαιτήσεις για περιορισμό του θ , για στρεπτικά δύσκαμπτα πλαίσια, για περιορισμό της εκκεντρότητας δοκών-υποστυλωμάτων). Όσοι συνδυασμοί δεν πληρούν τις ανωτέρω απαιτήσεις κρίνονται ως ανεπαρκείς και απορρίπτονται. Σε κάθε περίπτωση, μεταξύ των «αποδεκτών» συνδυασμών τελικό κριτήριο επιλογής αποτελεί η ελαχιστοποίηση του κόστους του φέροντος οργανισμού. Σημειώνεται ότι εφεξής, όπου αναφέρεται το «κόστος» θα εννοείται το «κόστος φέροντος οργανισμού» (ή σύντομότερα «κόστος φ.ο.»), εκτός αν ρητά αναφέρεται διαφορετικά (π.χ. «συνολικό/κατασκευαστικό κόστος»).

4.3 Παρουσίαση Αποτελεσμάτων Διαστασιολόγησης

Στην παρούσα ενότητα, παρουσιάζονται, ως αποτελέσματα της ανωτέρω περιγραφείσας διαδικασίας διαστασιολόγησης για κάθε μία από τις περιπτώσεις προς διερεύνηση του Πίνακα 3.1, τα μεγέθη εκείνα που θα μας επιτρέψουν να κάνουμε μία πρώτη, οικονομικοτεχνική σύγκριση μεταξύ των δύο κατηγοριών πλαστιμότητας, δηλαδή: οι συνολικές ποσότητες σκυροδέματος, χάλυβα και ξυλοτύπου, καθώς και το αντίστοιχο κόστος φέροντος οργανισμού, υπολογισμένο σύμφωνα με τη σχέση (4.1). Λόγω μεγάλου όγκου δεδομένων, επιλέγεται τα βασικά γεωμετρικά και δυναμικά χαρακτηριστικά της κάθε εξεταζόμενης, διαστασιολογημένης πλέον, κατασκευής να παρουσιαστούν σε ξεχωριστό Παράρτημα («Παράρτημα Α») στο τέλος της παρούσας εργασίας. Εκεί παρατίθενται αναλυτικά: α) οι τελικές, επιλεγθείσες διαστάσεις των δομικών μελών τους (μέσω της κάτοψης ενός τυπικού ορόφου), β) οι ιδιομορφές της κατασκευής στις δύο κύριες διευθύνσεις x και z, καθώς και τα ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας που τους αντιστοιχούν, γ) το βάρος της κατασκευής και οι μάζες των ορόφων και δ) οι συντεταγμένες του πόλου στροφής με βάση τις οποίες υπολογίζεται ο ελαστικός πλασματικός άξονας της κατασκευής.

➤ **Κατασκευή: 3_3_πλ_6_M (α/α:1α)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	931.5
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	11289.05
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	136.9
Κόστος φ.ο. (€)	23081.38

➤ **Κατασκευή: 3_3_πλ_6_Y (α/α:1β)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	962.4
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	12936
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	144.2
Κόστος φ.ο. (€)	24991.4

➤ **Κατασκευή: 3_3_πλ_8_M (α/α:2α)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	1179.6
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	16807.15
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	176.25
Κόστος φ.ο. (€)	31193.4

➤ **Κατασκευή: 3_3_πλ_8_Y (α/α:2β)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	1195.2
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	19210.25
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	180.05
Κόστος φ.ο. (€)	33192.41

➤ **Κατασκευή: 3_3_τχ_6_M (α/α:3α)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	971.4
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	11975.75
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	140.65
Κόστος φ.ο. (€)	23958.988

➤ **Κατασκευή: 3_3_τχ_6_Y (α/α:3β)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	990.6
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	12232.6
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	144.4
Κόστος φ.ο. (€)	24557.19

➤ **Κατασκευή: 3_5_πλ_6_M (α/α:4α)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	1516.8
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	19742.45
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	224.15
Κόστος φ.ο. (€)	38609.843

➤ **Κατασκευή: 3_5_πλ_6_Y (α/α:4β)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	1566.9
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	21628.4
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	236.2
Κόστος φ.ο. (€)	41221.46

➤ **Κατασκευή: 3_5_πλ_8_M (α/α:5α)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	1933.2
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	28702.15
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	290.45
Κόστος φ.ο. (€)	52058.148

➤ **Κατασκευή: 3_5_πλ_8_Y (α/α:5β)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	2020.8
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	30599.85
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	312.4
Κόστος φ.ο. (€)	55815.903

➤ **Κατασκευή: 3_5_τχ_6_M (α/α:6α)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	1612.2
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	20205.55
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	234.1
Κόστος φ.ο. (€)	40055.108

➤ **Κατασκευή: 3_5_τχ_6_Y (α/α:6β)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	1657.5
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	22162.8
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	244.5
Κόστος φ.ο. (€)	42523.32

➤ **Κατασκευή: 6_3_πλ_6_M (α/α:7α)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	1893.6
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	23882.25
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	281
Κόστος φ.ο. (€)	47838.463

➤ **Κατασκευή: 6_3_πλ_6_Y (α/α:7β)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	1947.6
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	26301.15
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	294.35
Κόστος φ.ο. (€)	50945.998

➤ **Κατασκευή: 6_3_πλ_8_M (α/α:8α)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	2390.4
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	35275.8
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	360.1
Κόστος φ.ο. (€)	64340.77

➤ **Κατασκευή: 6_3_πλ_8_Y (α/α:8β)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	2514.6
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	37229.7
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	392.5
Κόστος φ.ο. (€)	69336.805

➤ **Κατασκευή: 6_3_τχ_6_M (α/α:9α)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	1992.3
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	25211.5
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	294.3
Κόστος φ.ο. (€)	50231.975

➤ **Κατασκευή: 6_3_τχ_6_Y (α/α:9β)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	2069.1
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	27126.5
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	314.15
Κόστος φ.ο. (€)	53759.475

➤ **Κατασκευή: 6_5_πλ_6_M (α/α:10α)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	3088.2
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	40155.45
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	462.05
Κόστος φ.ο. (€)	79236.793

➤ **Κατασκευή: 6_5_πλ_6_Y (α/α:10β)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	3265.2
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	44769.1
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	502.4
Κόστος φ.ο. (€)	86875.915

➤ **Κατασκευή: 6_5_πλ_8_M (α/α:11α)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	3927.6
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	57736.25
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	595.8
Κόστος φ.ο. (€)	106045.56

➤ **Κατασκευή: 6_5_πλ_8_Y (α/α:11β)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	4108.8
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	62415.75
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	643
Κόστος φ.ο. (€)	114515.24

➤ **Κατασκευή: 6_5_τχ_6_M (α/α:12α)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	3316.2
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	40953.65
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	495.4
Κόστος φ.ο. (€)	83590.873

➤ **Κατασκευή: 6_5_τχ_6_Y (α/α:12β)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	3392.4
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	43525.15
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	515.4
Κόστος φ.ο. (€)	87562.348

➤ **Κατασκευή: 9_3_πλ_6_M (α/α:13α)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	3007.8
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	37703.2
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	464.05
Κόστος φ.ο. (€)	77872.83

➤ **Κατασκευή: 9_3_πλ_6_Y (α/α:13β)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	3123.9
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	42515.1
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	489.6
Κόστος φ.ο. (€)	83938.815

➤ **Κατασκευή: 9_3_πλ_8_M (α/α:14α)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	3771.9
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	53709.35
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	588.8
Κόστος φ.ο. (€)	102623.08

➤ **Κατασκευή: 9_3_πλ_8_Y (α/α:14β)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	4001.4
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	61202.15
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	648.35
Κόστος φ.ο. (€)	114341.65

➤ **Κατασκευή: 9_3_τχ_6_M (α/α:15α)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	3092.4
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	39352.55
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	468.25
Κόστος φ.ο. (€)	79427.908

➤ **Κατασκευή: 9_3_τχ_6_Y (α/α:15β)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	3266.55
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	44512.05
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	508.25
Κόστος φ.ο. (€)	87381.583

➤ **Κατασκευή: 9_5_πλ_6_M (α/α:16α)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	4953.6
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	63086.5
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	766.8
Κόστος φ.ο. (€)	129188.23

➤ **Κατασκευή: 9_5_πλ_6_Y (α/α:16β)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	5061.6
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	71375.7
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	800.3
Κόστος φ.ο. (€)	138428.71

➤ **Κατασκευή: 9_5_πλ_8_M (α/α:17α)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	6184.8
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	90180.25
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	971.2
Κόστος φ.ο. (€)	170305.16

➤ **Κατασκευή: 9_5_πλ_8_Y (α/α:17β)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	6539.4
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	101032.4
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	1082.6
Κόστος φ.ο. (€)	190170.06

➤ **Κατασκευή: 9_5_τχ_6_M (α/α:18α)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	5214.6
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	64206.35
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	791.45
Κόστος φ.ο. (€)	132750.88

➤ **Κατασκευή: 9_5_τχ_6_Y (α/α:18β)**

<u>Προμέτρηση</u>	
Επιφάνεια ξυλοτύπου (m ²)	5451.3
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	72232.4
Όγκος Σκυροδέματος (m ³)	848.5
Κόστος φ.ο. (€)	144528.56

4.4 Κρίσιμες Κανονιστικές Διατάξεις

4.4.1 Γενικά

Όπως παρατηρεί κανείς εύκολα από τα αποτελέσματα που παρατίθενται στο Παράρτημα Α, τα κτίρια που έχουν σχεδιαστεί για ΚΠΥ συνδέονται με σαφώς μεγαλύτερες διαστάσεις δομικών μελών σε κάθε εξεταζόμενη περίπτωση. Φαίνεται, επομένως, ότι η απαίτηση του ΕΚ8 για ικανοποίηση αυστηρότερων κανονιστικών διατάξεων και λεπτομερειών όπλισης υπερισχύει του όποιου οφέλους από τη μεγαλύτερη μείωση των φορτίων σχεδιασμού, μέσω του αυξημένου συντελεστή συμπεριφοράς q . Ήδη από το Κεφάλαιο 2 έχει αναδειχθεί η συμβολή των διατάξεων που αφορούν: α) τους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων (συνάφεια, διαγώνια θλίψη) και β) τους ελέγχους διάτμησης πλάστιμων τοιχωμάτων στη δυσχερέστερη διαστασιολόγηση δομημάτων ΚΠΥ, τάση που φαίνεται να επιβεβαιώνεται και στην πράξη από το λογισμικό διαστασιολόγησης. Στις επόμενες υποενότητες παρατίθενται, ξεχωριστά για τις πλαισιωτές και τις τοιχωματικές κατασκευές, οι συχνότερα εμφανιζόμενες περιπτώσεις αστοχίας κατά τη «μετάβαση» από την ΚΠΜ στην ΚΠΥ, όπως προκύπτει από τα αντίστοιχα μηνύματα ειδοποίησης του Fespa. Στις διατάξεις

αυτές οφείλεται κατά κύριο λόγο η επιλογή μεγαλύτερων διαστάσεων μελών στην ΚΠΥ.

4.4.2 Κατασκευές με Πλαισιωτό Στατικό Σύστημα

Παρακάτω, παρουσιάζονται οι συχνότερα εμφανιζόμενοι έλεγχοι αστοχίας για κατασκευές ΚΠΥ με πλαισιωτό στατικό σύστημα κατά z (δηλαδή για τις περιπτώσεις με a/a : 1,2,4,5,7,8,10,11,13,14,16,17). Για κάθε έναν από αυτούς παρατίθενται οι αντίστοιχες διατάξεις του ΕΚ8, οι γενικότεροι τρόποι αντιμετώπισης τους (και η δυνατότητα ή μη δυνατότητα εφαρμογής τους στις περιπτώσεις μας), καθώς και οι ενέργειες που μπορούν να γίνουν για απαλλαγή από αυτούς. Διευκρινίζεται ότι η σειρά παράθεσης είναι τυχαία και δεν καθορίζεται με βάση τη συχνότητα εμφάνισης ή τη σπουδαιότητα του ελέγχου.

➤ *Αστοχία συνάφειας ράβδων δοκού σε εσωτερικό κόμβο δοκών-υποστυλωμάτων:*

α) Διατάξεις ΕΚ8

Σύμφωνα με τον ΕΚ8 §5.6.2.2, η διάμετρος των διαμήκων ράβδων οπλισμού που διέρχονται από τον (εδώ: εσωτερικό) κόμβο δοκών-υποστυλωμάτων πρέπει να περιορίζεται για λόγους αποφυγής αστοχίας συνάφειας, ως εξής:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7.5}{\gamma_{Rd}} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot \frac{1+0.8v_d}{1+0.75k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (4.2)$$

όπου:

h_c : πλάτος υποστυλώματος παράλληλα προς τις ράβδους

$v_d = N_{Ed} / f_{cd} A_c$: ελάχιστη ανηγμένη αξονική δύναμη υποστυλώματος για σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

f_{yd} : τιμή σχεδιασμού τάσης διαρροής χάλυβα

f_{ctm} : μέση τιμή εφελκυστικής αντοχής σκυροδέματος

k_D : συντελεστής που εκφράζει την κατηγορία πλαστιμότητας ($k_D = \begin{cases} 2/3, & \text{για ΚΠΜ} \\ 1, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases}$)

ρ' : ποσοστό οπλισμού θλιβόμενων ράβδων που διέρχονται από τον κόμβο

ρ_{max} : μέγιστο επιτρεπόμενο ποσοστό εφελκυόμενου οπλισμού

γ_{Rd} : συντελεστής αβεβαιότητας προσομοιώματος για την τιμή σχεδιασμού των αντοχών, διαφορετικός για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας ($\gamma_{Rd} = \begin{cases} 1, & \text{για ΚΠΜ} \\ 1.2, & \text{για ΚΠΥ} \end{cases}$)

β) Τρόποι αντιμετώπισης (και εφαρμογή στους εξεταζόμενους φορείς)

i) Προσθήκη και μικρότερων διαμέτρων d_{bl} στις διαθέσιμες (αδύνατο: για την ικανοποίηση του ελέγχου αυτού απαιτούνταν μέγιστες διαμέτροι $d_{bl,max} \approx 13 \div 13.5mm$, ενώ για ΚΠΥ ισχύει $d_{bl,min} = 14mm$)

ii) Αύξηση διάστασης στήριξης h_c παράλληλα στη δοκό (δυνατό: πρόκειται για τη λύση που επιλέγεται και οδηγεί σε αύξηση των διαστάσεων των υποστυλωμάτων)

iii) Αύξηση ποιότητας σκυροδέματος (μη επιθυμητό: έχει ήδη επιλεχθεί υψηλή κατηγορία ποιότητας σκυροδέματος (C30/37))

iv) Εφαρμογή Κατηγορίας Πλαστιμότητας: Μέση (μη επιθυμητό)

γ) Τρόποι απαλλαγής από τον έλεγχο

i) Χαρακτηρισμός των δοκών εκατέρωθεν του κόμβου ως δευτερεύουσες (μη επιθυμητό)

δ) Παρατηρήσεις

Ο έλεγχος εξαρτάται από:

i) την τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης v_d και μάλιστα όσο μικρότερο είναι το v_d , τόσο μεγαλύτερο πρέπει να είναι το πλάτος του υποστυλώματος. Συμπεραίνουμε, συνεπώς, ότι ο έλεγχος είναι κρισιμότερος στους υψηλότερους ορόφους (όπου τα υποστυλώματα καταπονούνται με μικρότερες αξονικές δυνάμεις).

ii) το μέγιστο επιτρεπόμενο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού ρ_{max} και μάλιστα όσο μικρότερο είναι, τόσο μεγαλύτερο πρέπει να είναι το πλάτος του υποστυλώματος. Αξίζει να σημειωθεί και η σχέση του συντελεστή συμπεριφοράς q με το ρ_{max} (μεγαλύτερο $q \rightarrow$ μεγαλύτερο $\mu_\varphi \rightarrow$ μικρότερο ρ_{max} (βλ. (2.27) Κεφάλαιο 2) που οδηγεί στη διαπίστωση: μεγαλύτερο $q \rightarrow$ μεγαλύτερο h_c).

➤ **Αστοχία θλιπτήρα σκυροδέματος κόμβου δοκού-υποστυλώματος:**

α) Διατάξεις ΕΚ8

Σύμφωνα με τον ΕΚ8 §5.5.3.3, στις κατασκευές που είναι σχεδιασμένες για ΚΠΥ, η διαγώνια θλίψη που προκαλείται σε έναν κόμβο δοκού-υποστυλώματος από το διαγώνιο μηχανισμό θλιπτήρων δεν πρέπει να υπερβαίνει τη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος παρουσία των εγκάρσιων εφελκυστικών παραμορφώσεων. Η απαίτηση αυτή εκφράζεται ποσοτικά ως εξής:

i) σε εσωτερικούς κόμβους:

$$V_{jhd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \cdot b_j \cdot h_{jc} \quad (4.3)$$

όπου:

$\eta = 0.6(1 - f_{ck}/250)$ (f_{ck} σε Μρα)

h_{jc} : η απόσταση μεταξύ ακραίων στρώσεων οπλισμού υποστυλώματος

b_j : το ενεργό πλάτος κόμβου και ορίζεται ως:

$$\alpha) \text{ αν } b_c > b_w: b_j = \min\{b_c; (b_w + 0.5h_c)\} \quad (4.4\alpha)$$

$$\beta) \text{ αν } b_c < b_w: b_j = \min\{b_w; (b_c + 0.5h_c)\} \quad (4.4\beta)$$

v_d : η ανηγμένη αξονική δύναμη του υπερκείμενου υποστυλώματος

ii) σε εξωτερικούς κόμβους:

$$V_{jhd} < 0.8 \cdot (\eta \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \cdot b_j \cdot h_{jc}) \quad (4.5)$$

Η τέμνουσα διαστασιολόγησης V_{jhd} (δηλαδή η οριζόντια τέμνουσα που δρα στον πυρήνα σκυροδέματος των κόμβων) υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη τις δυσμενέστερες συνθήκες σεισμικής δράσης, σύμφωνα με τις σχέσεις:

i) για εσωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_c \quad (4.6)$$

ii) για εξωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c \quad (4.7)$$

όπου:

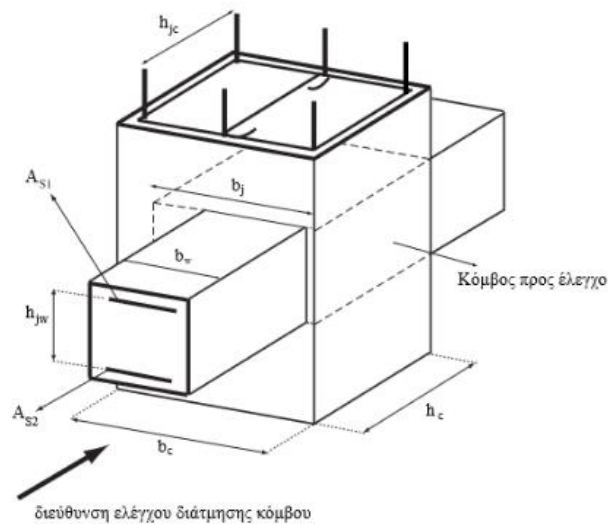
A_{s1} : η διατομή του άνω οπλισμού δοκού

A_{s2} : η διατομή του κάτω οπλισμού δοκού

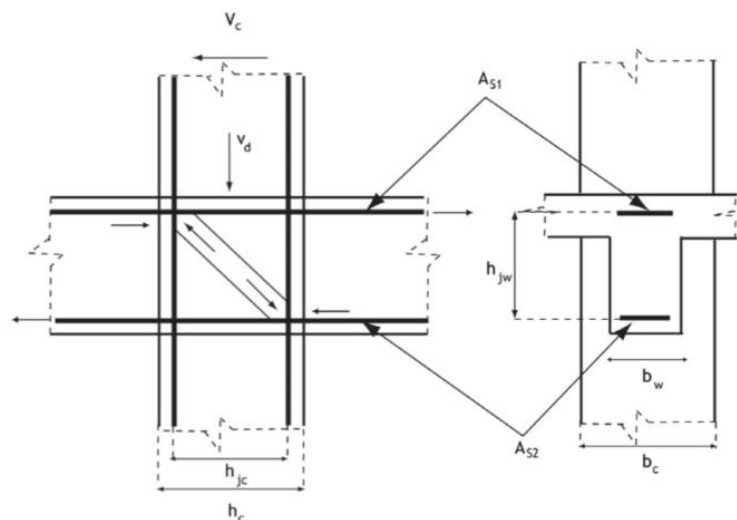
V_c : η τέμνουσα δύναμη υποστυλώματος πάνω από τον κόμβο (σεισμική κατάσταση σχεδιασμού)

$\gamma_{Rd} \geq 1.2$: συντελεστής υπεραντοχής λόγω κράτνσης του χάλυβα

Βοηθητικά για την κατανόηση των ανωτέρω σχέσεων είναι τα σχήματα που ακολουθούν και έχουν ληφθεί από τον «Οδηγό μελέτης με Ευρωκώδικες» της LH Λογισμικής [18] (Σχήματα 4.1, 4.2). Στο Σχήμα 4.1 παρουσιάζεται ένας τυπικός κόμβος δοκού-υποστυλώματος με τους αντίστοιχους οπλισμούς, ενώ στο Σχήμα 4.2 φαίνεται ο τρόπος που διατέμενεται ο κόμβος αυτός για οριζόντιο φορτίο (ροπές δοκών εκατέρωθεν του κόμβου ομόφορες), με τους συμβολισμούς που χρησιμοποιήθηκαν στις παραπάνω εκφράσεις.



Σχήμα 4.1: Τυπικός κόμβος δοκού-υποστυλώματος (LH Λογισμική, 2010)



Σχήμα 4.2: Κόμβος δοκού-υποστυλώματος σε διάτμηση (LH Λογισμική, 2010)

β) Τρόποι αντιμετώπισης (και εφαρμογή στους εξεταζόμενους φορείς)

- i) Αύξηση διαστάσεων υποστυλώματος (δυνατό: πρόκειται για τη λύση που επιλέγεται και οδηγεί σε αύξηση των διαστάσεων των υποστυλωμάτων)
- ii) Αύξηση ποιότητας σκυροδέματος (μη επιθυμητό: έχει ήδη επιλεχθεί υψηλή κατηγορία ποιότητας σκυροδέματος (C30/37))

γ) Τρόποι απαλλαγής από τον έλεγχο

- i) Μετατροπή του υποστυλώματος σε πλάστιμο τοίχωμα (δεν είναι επιθυμητό για την εξεταζόμενη περίπτωση)
- ii) Χαρακτηρισμός των δοκών και των υποστυλωμάτων που συντρέχουν στον κόμβο ως δευτερεύοντα σεισμικά μέλη (μη επιθυμητό)
- iii) Εφαρμογή Κατηγορίας Πλαστιμότητας: Μέση (μη επιθυμητό)

➤ **Υπέρβαση ορίου απαίτησης δισδιαγώνιου οπλισμού**

α) Διατάξεις ΕΚ8

Διευκρινίζεται πως το συγκεκριμένο μήνυμα δεν αποτελεί σφάλμα-αστοχία, παρά μόνο ίσως μία ειδοποίηση, σε περίπτωση που ο μελετητής για κατασκευαστικούς ή άλλους λόγους δεν επιθυμεί την τοποθέτηση δισδιαγώνιου οπλισμού (στην παρούσα εργασία δεν θεωρείται ως πρόβλημα). Καθώς, όμως, συνιστά μία σημαντική διαφοροποίηση στην αντιμετώπιση της ΟΚΑ σε διάτμηση, ανάμεσα στις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας, κρίνεται σκόπιμο να ενταχθεί στον παρόντα κατάλογο.

Σύμφωνα λοιπόν με τον ΕΚ8 §5.5.3.1.2, σε κύρια δοκό κτιρίου, σχεδιασμένου σε ΚΠΥ, διατάσσεται λοξός οπλισμός σε δύο διευθύνσεις (δισδιαγώνιος) που να αναλαμβάνει το 50% της δρώσας τέμνουσας $|V_E|_{max}$ (περισσότερες λεπτομέρειες για τον τρόπο υπολογισμού του υπάρχουν στην υποενότητα 2.3.2.4.1), αν συντρέχουν και οι δύο παρακάτω λόγοι:

- i) $\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max} < 0.5$ (4.8), όπου $V_{Ed,min}$, $V_{Ed,max}$ είναι η ελάχιστη και μέγιστη (αλγεβρικά) δρώσα τέμνουσα δύναμη
- ii) $|V_E|_{max} > (2 + \zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ (4.9), όπου f_{ctd} η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος

β) Τρόποι αντιμετώπισης

- i) Αύξηση ποιότητας σκυροδέματος
- ii) Αύξηση του πλάτους (\rightarrow αύξηση αντοχής) και ενδεχομένως μείωση του ύψους (\rightarrow μείωση δυσκαμψίας) της δοκού. Σημειώνεται ότι η αύξηση του ύψους πιθανόν να αυξήσει τις ικανοτικές ροπές/τέμνουσες περισσότερο από όσο θα αυξηθεί το όριο του δισδιαγώνιου, με αποτέλεσμα να επιδεινωθεί το πρόβλημα.

γ) Τρόποι απαλλαγής από τον έλεγχο

- i) Χαρακτηρισμός δοκού ως δευτερεύουσας
- ii) Εφαρμογή Κατηγορίας Πλαστιμότητας: Μέση

4.4.3 Κατασκευές με Στατικό Σύστημα Τοιχωμάτων

Παρακάτω, παρουσιάζονται οι συχνότερα εμφανιζόμενοι έλεγχοι αστοχίας για κατασκευές ΚΠΥ με στατικό σύστημα τοιχωμάτων κατά z (δηλαδή για τις περιπτώσεις με α/α: 3,6,9,12,15,18), όπου και ακολουθείται η ίδια πορεία με τα πλαισιωτά. Οι έλεγχοι που έχουν ήδη αναλυθεί απλώς αναφέρονται.

➤ *Αστοχία συνάφειας ράβδων δοκού σε εξωτερικό κόμβο δοκών-υποστρωμάτων:*

α) Διατάξεις ΕΚ8

Σύμφωνα με τον ΕΚ8 §5.6.2.2, για την αποφυγή αστοχίας συνάφειας πρέπει η διάμετρος των διαμήκων ράβδων οπλισμού που διέρχονται από τον (εδώ: εξωτερικό) κόμβο δοκών-υποστρωμάτων να περιορίζεται, για λόγους αποφυγής αστοχίας συνάφειας, ως εξής:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7.5}{\gamma_{Rd}} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot (1 + 0.8 \cdot v_d) \quad (4.10)$$

όπου τα σύμβολα έχουν ως στην (4.2)

β) Τρόποι αντιμετώπισης (και εφαρμογή στους εξεταζόμενους φορείς)

i-iv) Ίδια με την περίπτωση εσωτερικών κόμβων

v) Μπορούν να ληφθούν τα ακόλουθα πρόσθετα μέτρα για την εξασφάλιση της αγκύρωσης:

- Η δοκός ή πλάκα μπορεί να εκταθεί οριζόντια σε μορφή προβόλου προς τα έξω (βλ. Σχήμα 2.19a)
- Μπορούν να χρησιμοποιηθούν ράβδοι με κεφαλή ή πλάκα αγκύρωσης με συγκόλληση στα άκρα της ράβδου (βλ. Σχήμα 2.19b)
- Μπορούν να καμφθούν οι ράβδοι προς το εσωτερικό του κόμβου, με ελάχιστο μήκος $10d_{bl}$ και παράλληλα να διαταχθεί εγκάρσιος οπλισμός κοντά στο εσωτερικό της καμπύλης κάμψης των ράβδων (βλ. Σχήμα 2.19c)

γ) Τρόποι απαλλαγής από τον έλεγχο

i) Χαρακτηρισμός των δοκών εκατέρωθεν του κόμβου ως δευτερεύουσες

δ) Παρατηρήσεις

Όπως στους εσωτερικούς κόμβους.

➤ *Αστοχία λόγω διάτμησης πλάστιμων τοιχωμάτων:*

α) Διατάξεις ΕΚ8

Σύμφωνα με τον ΕΚ8 §5.5.3.4.2(1)(β), στις κρίσιμες περιοχές πλάστιμων τοιχωμάτων ΚΠΥ η διατμητική αντοχή που αντιστοιχεί στην αστοχία λοξού θλιπτήρα κορμού λαμβάνεται απομειωμένη κατά 40% σε σχέση με τις μη κρίσιμες περιοχές, στις οποίες η τιμή $V_{Rd,max}$ ακολουθεί τη σχέση (6.9) του ΕΚ2-1-1, με ορισμένες εξειδικεύσεις στις τιμές z και $\tan\theta$, που αναφέρονται παρακάτω. Συνεπώς, η τέμνουσα σχεδιασμού πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = 0.4 \cdot \frac{b_w \cdot z \cdot 0.6 \cdot [1 - f_{ck}/250] \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (4.11)$$

όπου:

$z = 0.8l_w$, το μήκος του μοχλοβραχίονα των εσωτερικών δυνάμεων
 $\tan\theta = 1$, η κλίση του θλιπτήρα προς την κατακόρυφο.

β) Τρόποι αντιμετώπισης (και εφαρμογή στους εξεταζόμενους φορείς)

i) Αύξηση της διατομής του τοιχώματος (κυρίως του πλάτους b_w) (δυνατό, αλλά επιλέγεται τελικά η λύση iii, που ελαχιστοποιεί το κόστος)

ii) Αύξηση αντοχής σκυροδέματος (μη επιθυμητό: έχει ήδη επιλεγθεί υψηλή κατηγορία ποιότητας σκυροδέματος (C30/37))

iii) Εφαρμογή του αναλυτικού υπολογισμού της αντοχής, λόγω λοξής θλίψης κορμού (EK8-3 §A3.3.1(2)-(A.15)) (δυνατό: με τη θεώρηση αυτή εξαλείφεται το πρόβλημα):

$$V_{Rmax} = \frac{0.85(1 - 0.06 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \cdot (1 + 1.8 \min(0.15; \frac{N}{A_c f_c})) \cdot (1 + 0.25 \max(1.75; 100\rho_{tot}))(1 - 0.2 \min(2; \frac{L_v}{h})\sqrt{f_c} b_w z) \quad (4.12)$$

όπου $\gamma_{el} = 1.15$ για κύρια (πρωτεύοντα) σεισμικά στοιχεία, f_c σε ΜΡα, b_w, z σε m και V_{Rmax} σε MN.

Σύμφωνα με το Εγχειρίδιο Χρήσης του Fespa, η σχέση αυτή (4.12) θεωρείται ακριβέστερη, καθώς έχει προκύψει από στατιστική επεξεργασία πειραματικών αποτελεσμάτων, σε αντιπαράβολή με την απλοποιημένη μεθοδολογία του EK8-1 (σχέση (4.11)), που αποτελεί την περιβάλλουσα των αποτελεσμάτων αυτών και ως εκ τούτου είναι πιο συντηρητική. Όπως φαίνεται και από τη μαθηματική έκφραση της σχέσης (4.12), στον καθορισμό της V_{Rmax} λαμβάνονται υπόψη τόσο η δυσμενής επίδραση της απαιτούμενης πλαστιμότητας της κατασκευής σε όρους μετακινήσεων μ_{Δ}^{pl} , όσο και η αξονική δύναμη N , ο λόγος διάτμησης $\frac{L_v}{h}$, και ο τοποθετούμενος οπλισμός ρ_{tot} .

iv) Μετατροπή του τοιχώματος σε υποστύλωμα (μη επιθυμητό)

v) Εφαρμογή Κατηγορίας Πλαστιμότητας: Μέση, ώστε να μην απαιτηθεί απομείωση της διατμητικής αντοχής (μη επιθυμητό)

➤ **Αστοχία συνάφειας ράβδων δοκού σε εσωτερικό κόμβο δοκών-υποστυλωμάτων**

➤ **Αστοχία θλιπτήρα σκυροδέματος κόμβου δοκού-υποστυλώματος**

➤ **Υπέρβαση ορίου απαίτησης δισδιαγώνιου οπλισμού (ειδοποίηση, όχι σφάλμα)**

4.5 Σύγκριση Κόστους

4.5.1 Γενικό Συμπέρασμα

Στην ενότητα αυτή επιχειρείται μία σύγκριση του κόστους φ.ο. για τη δόμηση των εξεταζόμενων κατασκευών με τις δύο διαθέσιμες κατηγορίες πλαστιμότητας. Στον Πίνακα 4.1 έχουν συγκεντρωθεί τα αποτελέσματα κόστους της διαστασιολόγησης, ενώ έχει δημιουργηθεί μία επιπλέον στήλη, όπου υπολογίζεται η σχετική διαφορά κόστους

(%) μεταξύ ΚΠΜ-ΚΠΥ. Το μέγεθος αυτός λαμβάνεται ως το πλεόν αντιπροσωπευτικό κάθε περίπτωσης (α/α:1÷18) για τη διενέργεια των συγκρίσεων που θα ακολουθήσουν.

Πίνακας 4.1: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα κόστους και σύγκριση ανά περίπτωση

α/α	Αριθμός ορόφων	Αριθμός ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα (z)	Μήκος ανοίγματος (m)	Κόστος ΚΠΜ (€)	Κόστος ΚΠΥ (€)	Σχετική διαφορά κόστους (%)
1	3	3	πλαισιωτό	6	23081	24991	8.28%
2	3	3	πλαισιωτό	8	31193	33192	6.41%
3	3	3	τοιχωμάτων	6	23959	24557	2.50%
4	3	5	πλαισιωτό	6	38610	41221	6.76%
5	3	5	πλαισιωτό	8	52058	55816	7.22%
6	3	5	τοιχωμάτων	6	40055	42523	6.16%
7	6	3	πλαισιωτό	6	47838	50946	6.50%
8	6	3	πλαισιωτό	8	64341	69337	7.76%
9	6	3	τοιχωμάτων	6	50232	53759	7.02%
10	6	5	πλαισιωτό	6	79237	86876	9.64%
11	6	5	πλαισιωτό	8	106046	114515	7.99%
12	6	5	τοιχωμάτων	6	83591	87562	4.75%
13	9	3	πλαισιωτό	6	77873	83939	7.79%
14	9	3	πλαισιωτό	8	102623	114342	11.42%
15	9	3	τοιχωμάτων	6	79428	87382	10.01%
16	9	5	πλαισιωτό	6	129188	138429	7.15%
17	9	5	πλαισιωτό	8	170305	190170	11.66%
18	9	5	τοιχωμάτων	6	132751	144529	8.87%

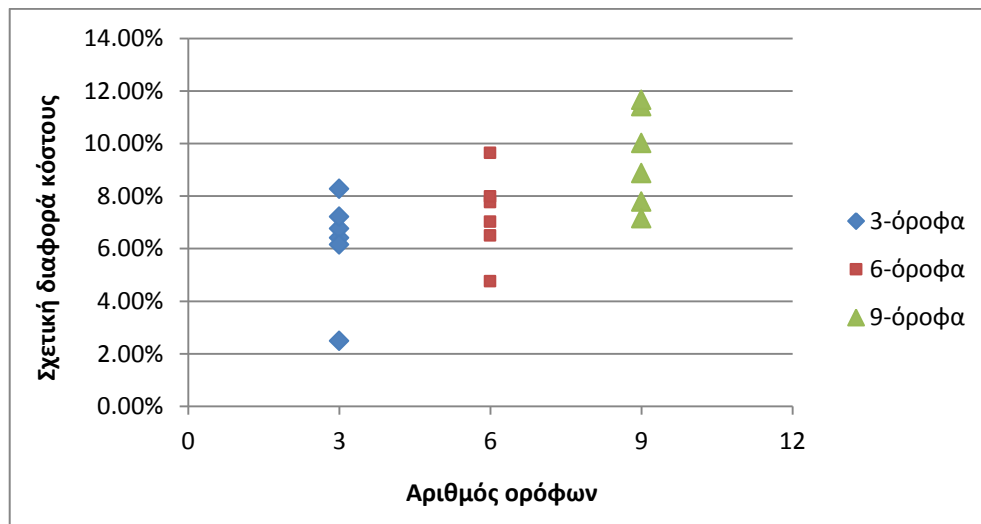
Όπως είναι εύκολα αντιληπτό από τον παραπάνω πίνακα, η διαστασιολόγηση μίας κατασκευής σε ΚΠΥ συνοδεύεται από ένα αυξημένο κόστος, καθώς σε όλες τις περιπτώσεις παρατηρείται μία σχετική αύξηση (κόστους) από 2.5% έως 11.66% με μέσο όρο 7.65%. Σε μία δεύτερη ανάγνωση των αποτελεσμάτων, αξίζει να διερευνηθεί αν η τάση αυτή συνδέεται, και σε ποιο βαθμό, με κάθε μία από τις εξεταζόμενες παραμέτρους (αριθμός ορόφων, αριθμός/μήκος ανοιγμάτων, στατικό σύστημα). Για το σκοπό αυτό τα ανωτέρω αποτελέσματα ομαδοποιούνται με βάση διαφορετική κάθε φορά παράμετρο σχεδιασμού, η οποία και λαμβάνεται απλοποιητικά ως η μοναδική μεταβλητή που επηρεάζει το κόστος. Έτσι, στη συνέχεια, για κάθε μία από τις παραμέτρους: αριθμός ορόφων, αριθμός ανοιγμάτων και μήκος ανοιγμάτων, εξετάζεται η επιρροή τους στις απόλυτες και σχετικές διαφορές κόστους όλων των κατασκευών και των πλαισιωτών και «τοιχωματικών» χωριστά (άρα, η εξέταση της παραμέτρου του στατικού συστήματος εξετάζεται ως μέρος των υπολοίπων παραμέτρων, για ορθότερα συμπεράσματα).

Αξίζει, ωστόσο, να σημειωθεί πως το, ως άνω, υπολογισθέν κόστος φέροντος οργανισμού συνιστά ένα μέρος μόνο του συνολικού κόστους της κατασκευής. Σύμφωνα με τους *Sextos et al. (2015)* [9], το κόστος φέροντος οργανισμού αποτελεί περίπου το 1/3 του συνολικού, με τα υπόλοιπα 2/3 να επιμερίζονται μάλλον ισόποσα σε κόστος μη-φερόντων στοιχείων (π.χ. γυψοσανίδες, πόρτες κ.α.) και κόστος «προσθέτων» (π.χ. φόροι, συμβάσεις, απρόβλεπτα κ.λ.π.), τα οποία προκύπτουν περίπου ίδια για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας. Είναι, λοιπόν, προφανές, με βάση τα παραπάνω, ότι οι σχετικές διαφορές κόστους του πίνακα 4.1 αμβλύνονται σε κάποιο βαθμό κατά τη θεώρηση του συνολικού κατασκευαστικού κόστους.

4.5.2 Επιρροή Αριθμού Ορόφων

4.5.2.1 Σύνολο κατασκευών

Στο ακόλουθο διάγραμμα, που συντάσσεται με βάση τον Πίνακα 4.1, έχει τοποθετηθεί στον κατακόρυφο άξονα (τεταγμένη) η σχετική διαφορά κόστους για κάθε περίπτωση, ενώ στον οριζόντιο άξονα (τετμημένη) ο αριθμός των ορόφων:

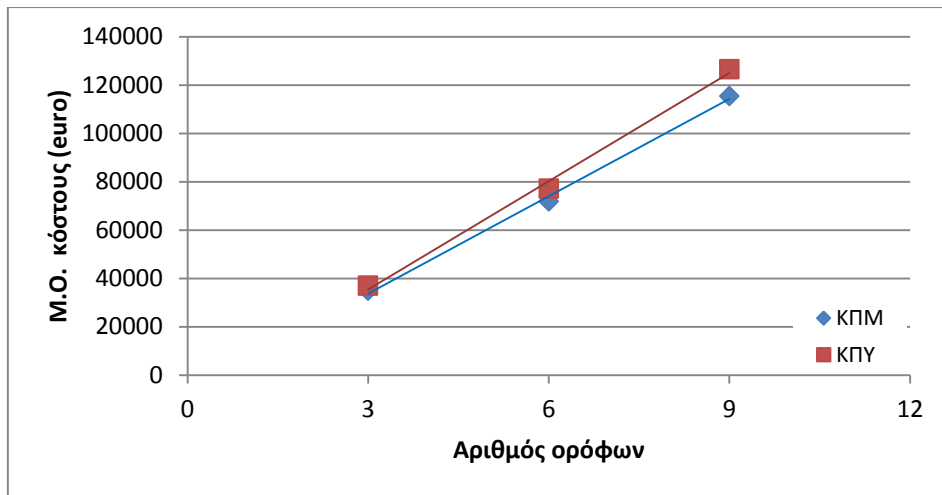


Σχήμα 4.3: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς κόστους- αριθμού ορόφων (όλες οι κατασκευές)

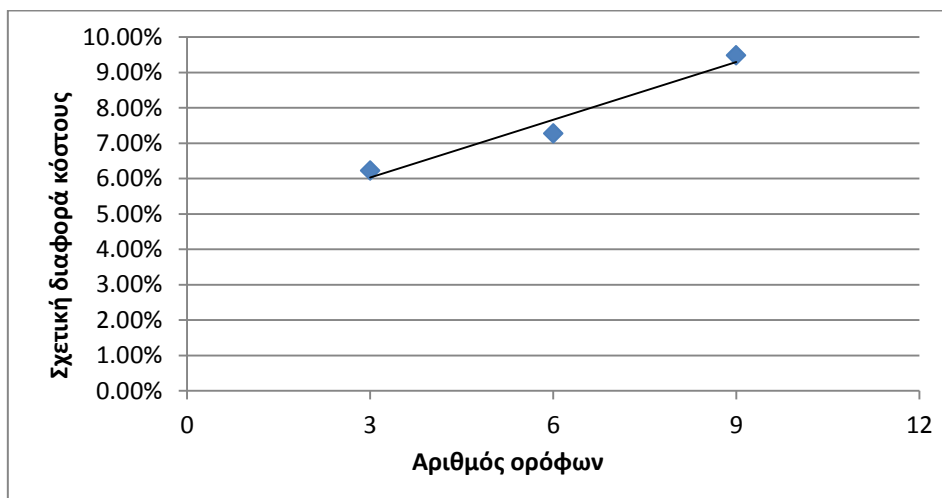
Για ευκολότερη σύγκριση του κόστους συναρτήσει του αριθμού ορόφων, έχουν υπολογιστεί οι μέσοι όροι κόστους για όλα τα τριώροφα, εξαώροφα, εννιαώροφα κτίρια και για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας, καθώς και ο μέσος όρος των σχετικών διαφορών τους (Πίνακας 4.2). Με βάση αυτήν την επεξεργασία, προκύπτουν τα διαγράμματα, όπου φαίνεται η απόλυτη και η σχετική διαφορά κόστους συναρτήσει του αριθμού των ορόφων (Σχήματα 4.4-4.5 αντίστοιχα).

Πίνακας 4.2: Σχέση αριθμού ορόφων- κόστους (για όλες τις κατασκευές)

Αριθμός ορόφων	Μ.Ο. Κόστους ΚΠΜ (€)	Μ.Ο. Κόστους ΚΠΥ (€)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς κόστους (%)
3	34826	37050	6.22%
6	71881	77166	7.28%
7	115361	126465	9.49%



Σχήμα 4.4: Διάγραμμα κόστους ΚΠΜ/ΚΠΥ-αριθμού ορόφων (όλες οι κατασκευές)



Σχήμα 4.5: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς κόστους-αριθμού ορόφων (όλες οι κατασκευές)

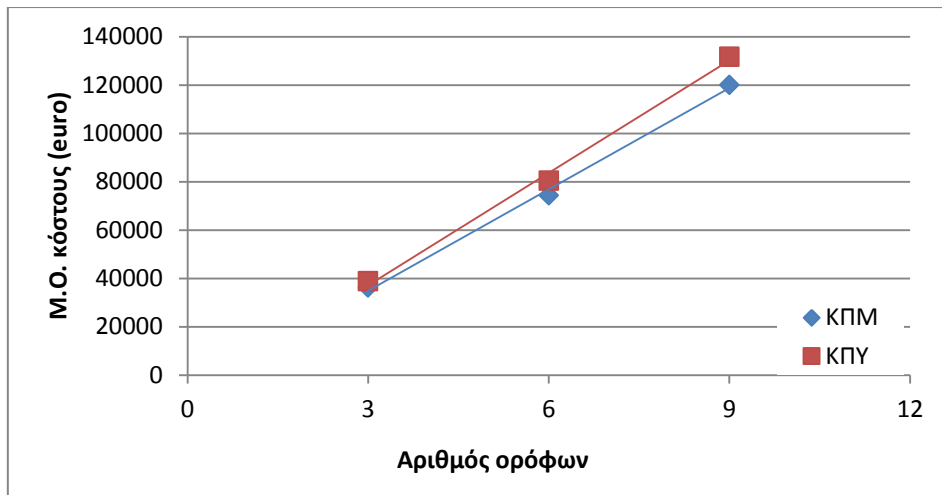
Παρατηρούμε και από τα τρία διαγράμματα (σχήματα 4.3,4.4,4.5) ότι φαίνεται να υπάρχει μία σχέση μεταξύ της διαφοράς κόστους και του αριθμού των ορόφων της κατασκευής και μάλιστα όσο αυξάνονται οι όροφοι μεγαλώνει και η διαφορά αυτή, πάντα με ακριβότερη την κατασκευή ΚΠΥ.

4.5.2.2 Πλαισιωτές κατασκευές

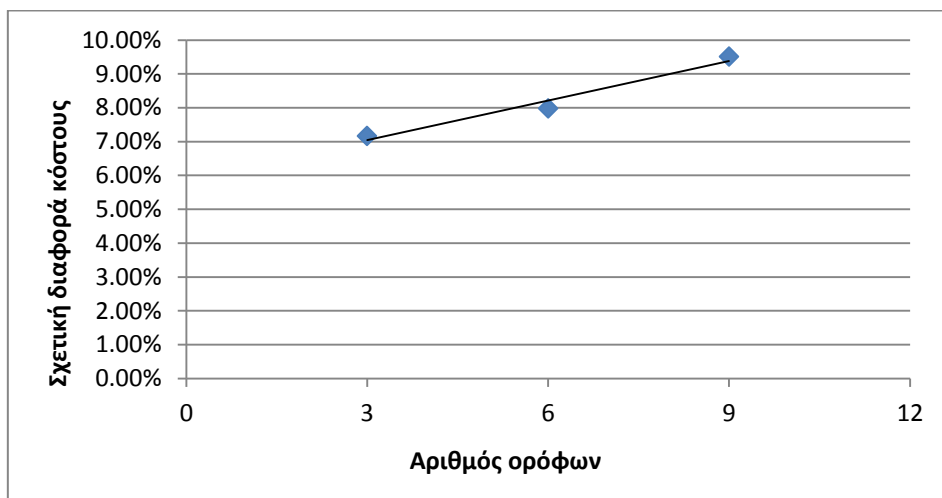
Για να διερευνηθεί η επιρροή των ορόφων μόνο στις κατασκευές με πλαισιωτό στατικό σύστημα στη διεύθυνση ενδιαφέροντος, ακολουθείται η ίδια διαδικασία με προηγουμένως και προκύπτουν:

Πίνακας 4.3: Σχέση αριθμού ορόφων- κόστους (για τις πλαισιωτές κατασκευές)

Αριθμός ορόφων	Μ.Ο. Κόστους ΚΠΜ (€)	Μ.Ο. Κόστους ΚΠΥ (€)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς κόστους (%)
3	36236	38805	7.17%
6	74365	80418	7.97%
7	119997	131720	9.51%



Σχήμα 4.6: Διάγραμμα κόστους ΚΠΜ/ΚΠΥ-αριθμού ορόφων (πλαισιωτές κατασκευές)



Σχήμα 4.7: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς κόστους-αριθμού ορόφων (πλαισιωτές κατασκευές)

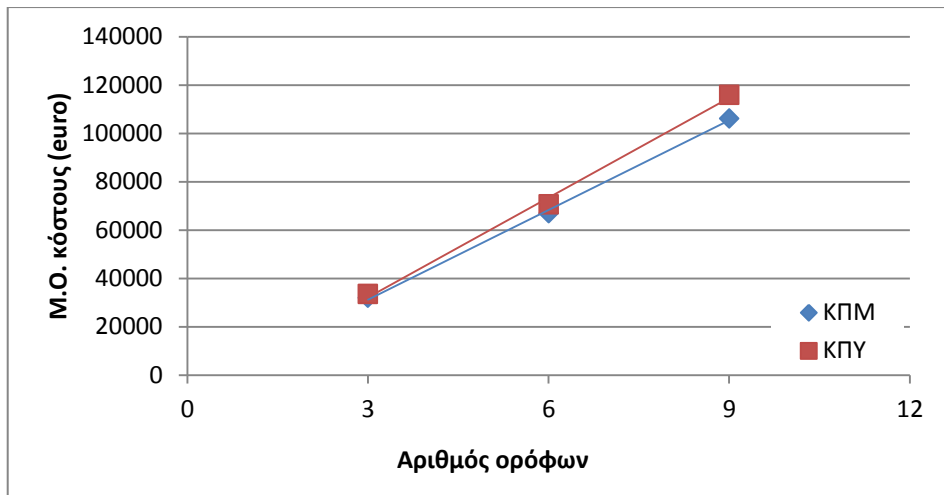
Παρατηρούμε ότι και στην ειδικότερη αυτή περίπτωση ισχύουν σε γενικές γραμμές τα συμπεράσματα που εξάγονται για το σύνολο των κατασκευών, με μικρότερη, ωστόσο, διαφορά μεταξύ τριώροφων και εξώροφων κατασκευών.

4.5.2.3 Κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων

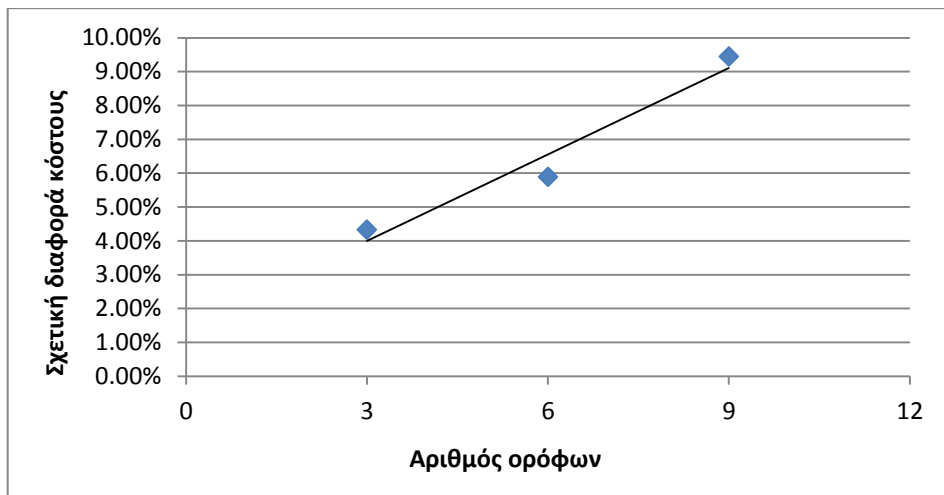
Για να διερευνηθεί η επιρροή των ορόφων μόνο στις κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων στη διεύθυνση ενδιαφέροντος, ακολουθείται η ίδια διαδικασία με προηγουμένως και προκύπτουν:

Πίνακας 4.4: Σχέση αριθμού ορόφων- κόστους (για τις κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων)

Αριθμός ορόφων	Μ.Ο. Κόστος ΚΠΜ (€)	Μ.Ο. Κόστος ΚΠΥ (€)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς κόστους (%)
3	32007	33540	4.33%
6	66911	70661	5.89%
7	106089	115955	9.44%



Σχήμα 4.8: Διάγραμμα κόστους ΚΠΜ/ΚΠΥ-αριθμού ορόφων (κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων)



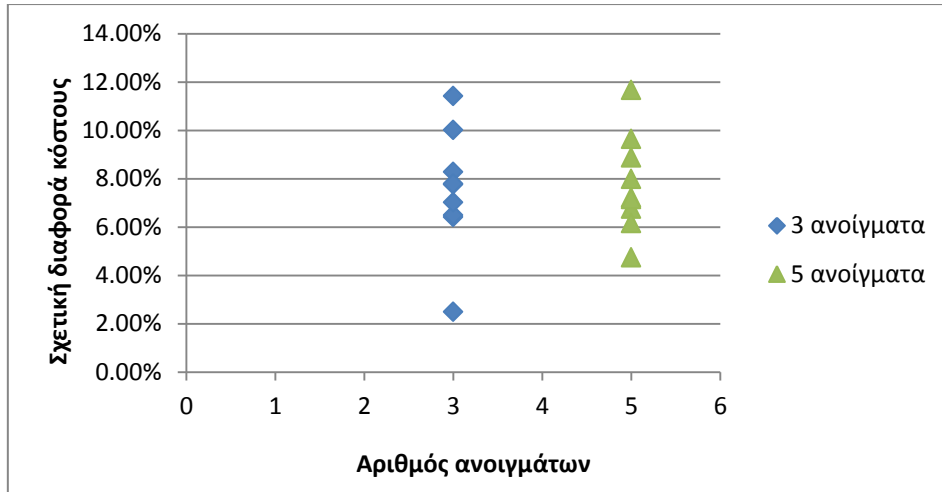
Σχήμα 4.9: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς κόστους-αριθμού ορόφων (κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων)

Παρατηρούμε ότι και στην ειδικότερη αυτή περίπτωση ισχύουν σε γενικές γραμμές τα συμπεράσματα που εξάχθηκαν για το σύνολο των κατασκευών, με μικρότερες ωστόσο σχετικές διαφορές στα τριώροφα και εξαώροφα κτίρια. Οι μικρότερες αυτές τιμές οφείλονται στο ότι τα τοιχώματα, που παίζουν σημαντικό ρόλο στις συνολικά προμετρούμενες ποσότητες στα τριώροφα και εξαώροφα, έχουν ληφθεί με σταθερές διαστάσεις (δεν αναζητείται η βέλτιστη διατομή τους) και επαρκώς μεγάλα, όπως έχει προαναφερθεί στην περιγραφή της διαδικασίας διαστασιολόγησης.

4.5.3 Επιρροή Αριθμού Ανοιγμάτων

4.5.3.1 Σύνολο κατασκευών

Στο ακόλουθο διάγραμμα, που συντάχθηκε με βάση τον Πίνακα 4.1, έχει τοποθετηθεί στον κατακόρυφο άξονα (τεταγμένη) η σχετική διαφορά κόστους για κάθε περίπτωση, ενώ στον οριζόντιο άξονα (τετμημένη) ο αριθμός των ανοιγμάτων:

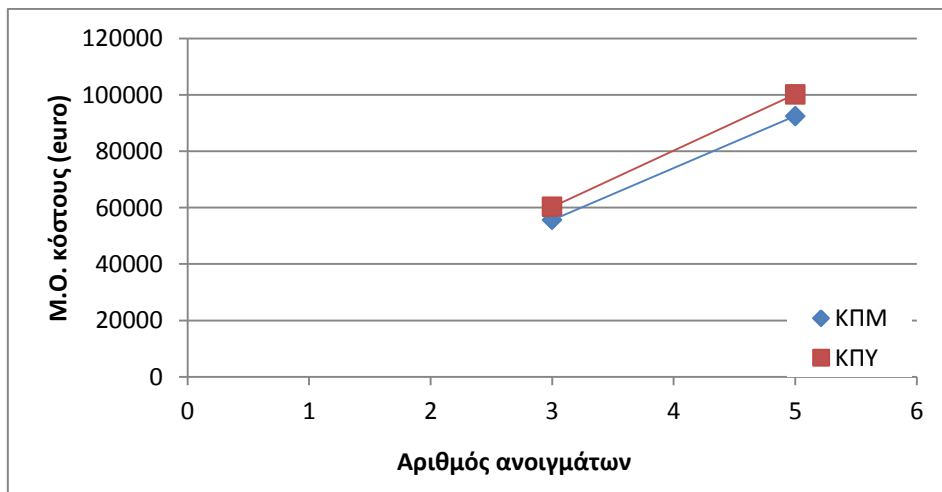


Σχήμα 4.10: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς κόστους-αριθμού ανοιγμάτων (όλες οι κατασκευές)

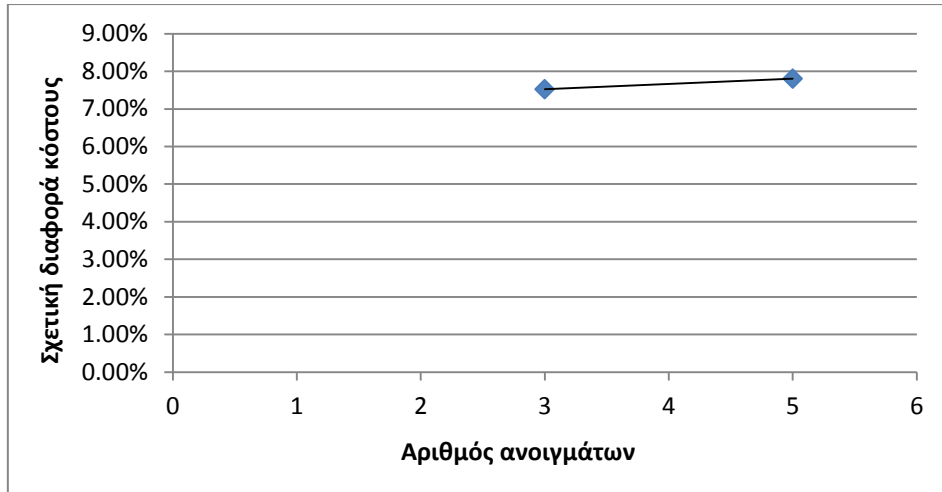
Για ευκολότερη σύγκριση του κόστους συναρτήσει του αριθμού ανοιγμάτων έχουν υπολογιστεί οι μέσοι όροι κόστους ξεχωριστά για τα κτίρια με 3 και 5 ανοίγματα και για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας, καθώς και ο μέσος όρος των σχετικών διαφορών τους (Πίνακας 4.5). Με βάση αυτή την επεξεργασία, προκύπτουν τα διαγράμματα, όπου φαίνεται η απόλυτη και η σχετική διαφορά κόστους συναρτήσει του αριθμού των ανοιγμάτων (Σχήματα 4.11-4.12 αντίστοιχα).

Πίνακας 4.5: Σχέση αριθμού ανοιγμάτων- κόστους (για όλες τις κατασκευές)

Αριθμός ανοιγμάτων	Μ.Ο. Κόστος ΚΠΜ (€)	Μ.Ο. Κόστος ΚΠΥ (€)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς κόστους (%)
3	55619	60272	7.52%
5	92427	100182	7.80%



Σχήμα 4.11: Διάγραμμα κόστους ΚΠΜ/ΚΠΥ-αριθμού ανοιγμάτων (όλες οι κατασκευές)



Σχήμα 4.12: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς κόστους-αριθμού ανοιγμάτων (όλες οι κατασκευές)

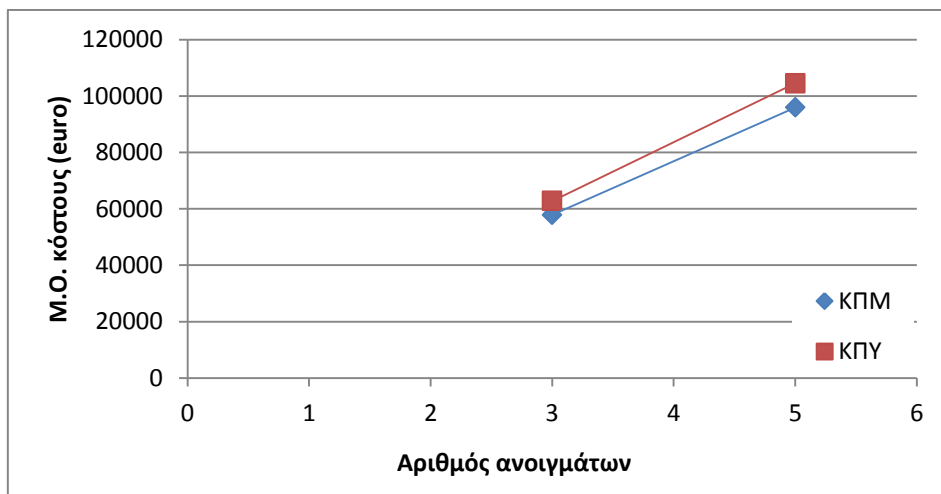
Παρατηρούμε ότι ενώ ισχύει και πάλι η διαπίστωση ότι ο σχεδιασμός με ΚΠΥ συνδέεται με υψηλότερα κόστη, δεν φαίνεται να υπάρχει κάποια συσχέτιση μεταξύ της αύξησης αυτής και του αριθμού των ανοιγμάτων (η διαφορά που προκύπτει είναι αρκούντως μικρή, ώστε να θεωρηθεί π.χ. ότι εμπίπτει σε όρια σφάλματος).

4.5.3.2 Πλαισιωτές κατασκευές

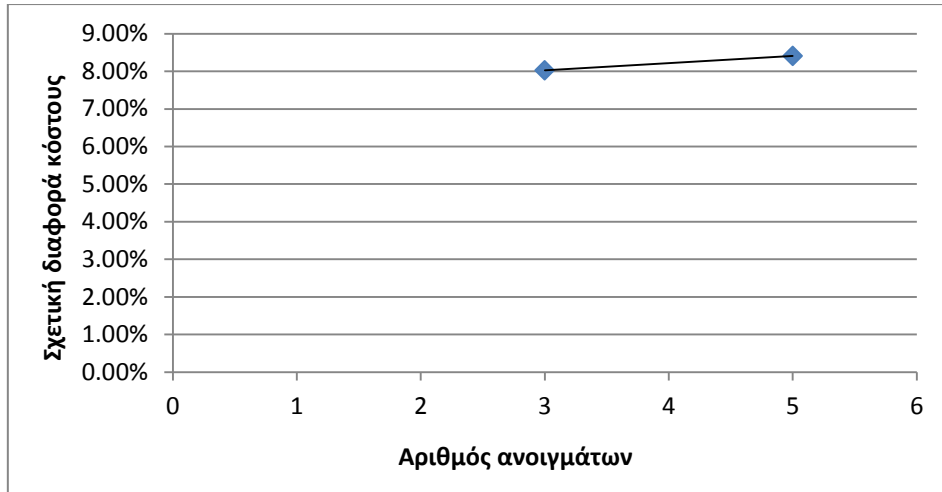
Για να διερευνηθεί η επιρροή του αριθμού των ανοιγμάτων μόνο στις κατασκευές με πλαισιωτό στατικό σύστημα στη διεύθυνση ενδιαφέροντος, ακολουθείται η ίδια διαδικασία με προηγουμένως και προκύπτουν:

Πίνακας 4.6: Σχέση αριθμού ανοιγμάτων-κόστους (για τις πλαισιωτές κατασκευές)

Αριθμός ανοιγμάτων	Μ.Ο. Κόστους ΚΠΜ (€)	Μ.Ο. Κόστους ΚΠΥ (€)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς κόστους (%)
3	57825	62791	8.03%
5	95907	104505	8.40%



Σχήμα 4.13: Διάγραμμα κόστους ΚΠΜ/ΚΠΥ-αριθμού ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)



Σχήμα 4.14: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς κόστους-αριθμού ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)

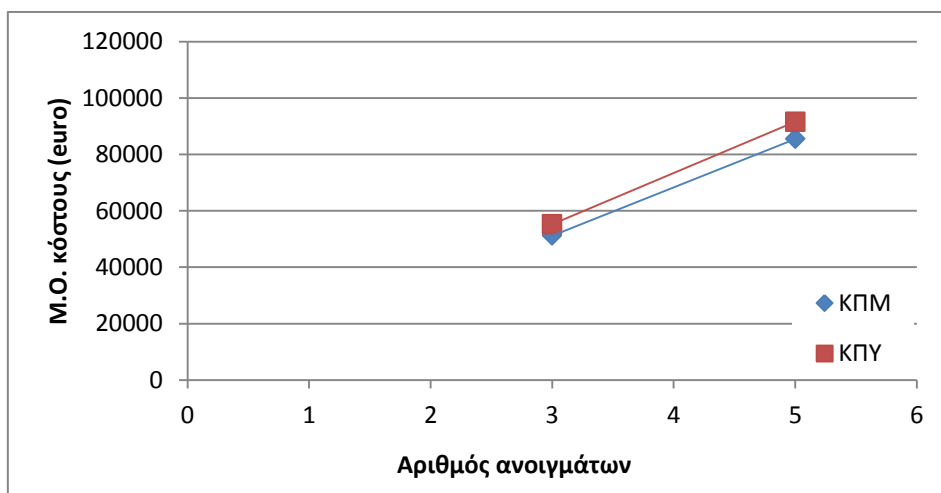
Παρατηρούμε ότι και στην ειδικότερη αυτή περίπτωση ισχύουν σε γενικές γραμμές τα συμπεράσματα που εξάγονται για το σύνολο των κατασκευών, με λίγο αυξημένες τιμές σχετικών διαφορών (αλλά και πάλι πρακτικά σταθερές για τις δύο τιμές αριθμού ανοιγμάτων).

4.5.3.3 Κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων

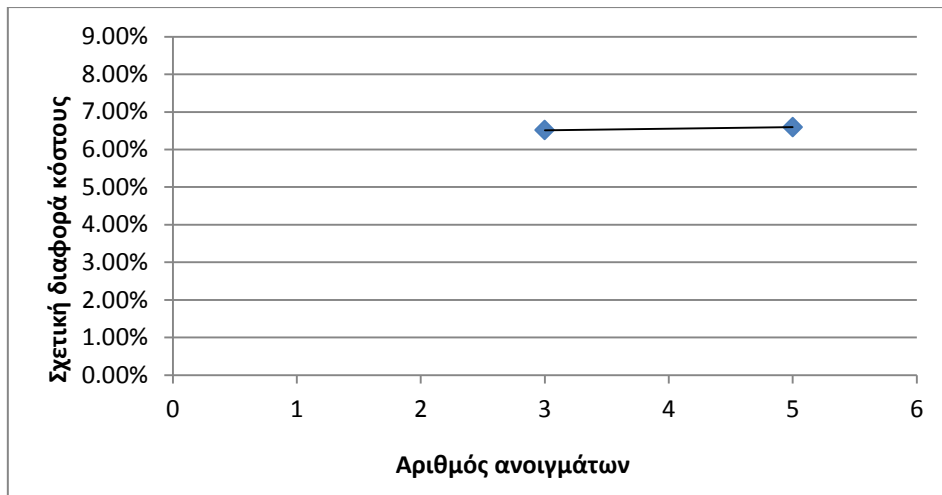
Για να διερευνηθεί η επιρροή του αριθμού των ανοιγμάτων μόνο στις κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων στη διεύθυνση ενδιαφέροντος, ακολουθείται η ίδια διαδικασία με προηγούμενες και προκύπτουν:

Πίνακας 4.7: Σχέση αριθμού ανοιγμάτων-κόστους (για τις κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων)

Αριθμός ανοιγμάτων	Μ.Ο. Κόστος ΚΠΜ (€)	Μ.Ο. Κόστος ΚΠΥ (€)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς κόστους (%)
3	51206	55233	6.51%
5	85466	91538	6.60%



Σχήμα 4.15: Διάγραμμα κόστους ΚΠΜ/ΚΠΥ-αριθμού ανοιγμάτων (κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων)

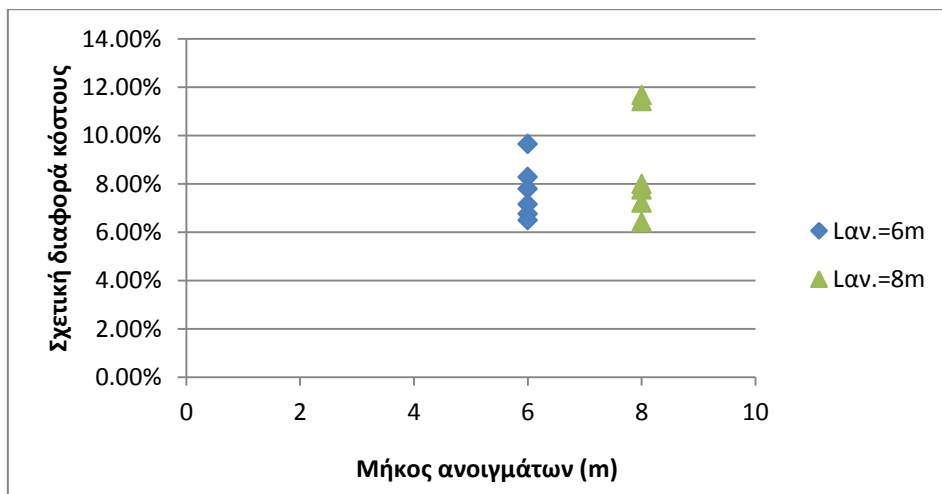


Σχήμα 4.16: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς κόστους-αριθμού ανοιγμάτων (κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων)

Παρατηρούμε ότι και στην ειδικότερη αυτή περίπτωση ισχύουν σε γενικές γραμμές τα συμπεράσματα που εξάγονται για το σύνολο των κατασκευών, με λίγο μειωμένες τιμές σχετικών διαφορών για λόγους που αναφέρθηκαν παραπάνω (αλλά και πάλι πρακτικά σταθερές για τις δύο τιμές αριθμού ανοιγμάτων).

4.5.4 Επιρροή Μήκους Ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)

Στο ακόλουθο διάγραμμα, που συντάσσεται με βάση τον Πίνακα 4.1, έχει τοποθετηθεί στον κατακόρυφο άξονα (τεταγμένη) η σχετική διαφορά κόστους για κάθε περίπτωση, ενώ στον οριζόντιο άξονα (τετημημένη) το μήκος των ανοιγμάτων (σε μέτρα). Υπενθυμίζεται ότι διαφορετικά μήκη ανοιγμάτων έχουν ληφθεί υπόψη μόνο στις πλαισιωτές κατασκευές, για τις οποίες και μόνο γίνεται λόγος στην παρούσα υποενότητα.



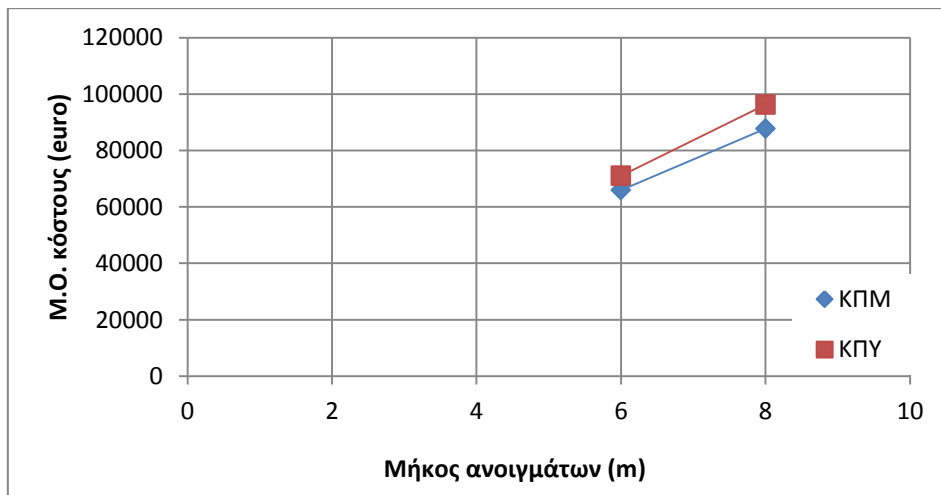
Σχήμα 4.17: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς κόστους-μήκους ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)

Για ευκολότερη σύγκριση του κόστους συναρτήσει του μήκους ανοιγμάτων έχουν υπολογιστεί οι μέσοι όροι κόστους ξεχωριστά για τα κτίρια με μήκος ανοίγματος 6m και 8m και για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας, καθώς και ο μέσος όρος των σχετικών διαφορών τους (Πίνακας 4.8). Με βάση αυτή την επεξεργασία, προκύπτουν

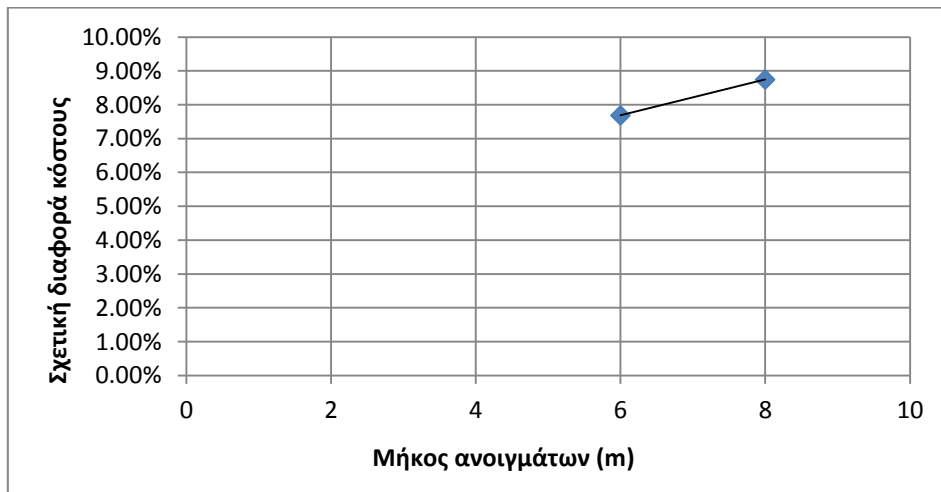
τα διαγράμματα, όπου φαίνεται η απόλυτη και η σχετική διαφορά κόστους συναρτήσει του μήκους ανοιγματος (Σχήματα 4.18-4.19 αντίστοιχα).

Πίνακας 4.8: Σχέση μήκους ανοιγμάτων (m)-κόστους (πλαισιωτές κατασκευές)

Μήκος ανοιγμάτων (m)	Μ.Ο. Κόστους ΚΠΜ (€)	Μ.Ο. Κόστους ΚΠΥ (€)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς κόστους (%)
6	65971	71067	7.69%
8	87761	96229	8.74%



Σχήμα 4.18: Διάγραμμα κόστους ΚΠΜ/ΚΠΥ-μήκους ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)



Σχήμα 4.19: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς κόστους-μήκους ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)

Παρατηρούμε ότι η θεώρηση μεγαλύτερου μήκους ανοιγμάτων συνοδεύεται από μία αύξηση της σχετικής διαφοράς κόστους των δύο κατηγοριών πλαστιμότητας. Η αύξηση αυτή ωστόσο είναι της τάξης μόλις του 1% και ενδεχομένως χρειάζεται περαιτέρω διερεύνηση (δοκιμές και με άλλα μήκη ανοιγμάτων), ώστε να προκύψουν πιο ασφαλή συμπεράσματα.

4.6 Σύγκριση Ποσοτήτων Υλικών

4.6.1 Γενικά Συμπεράσματα

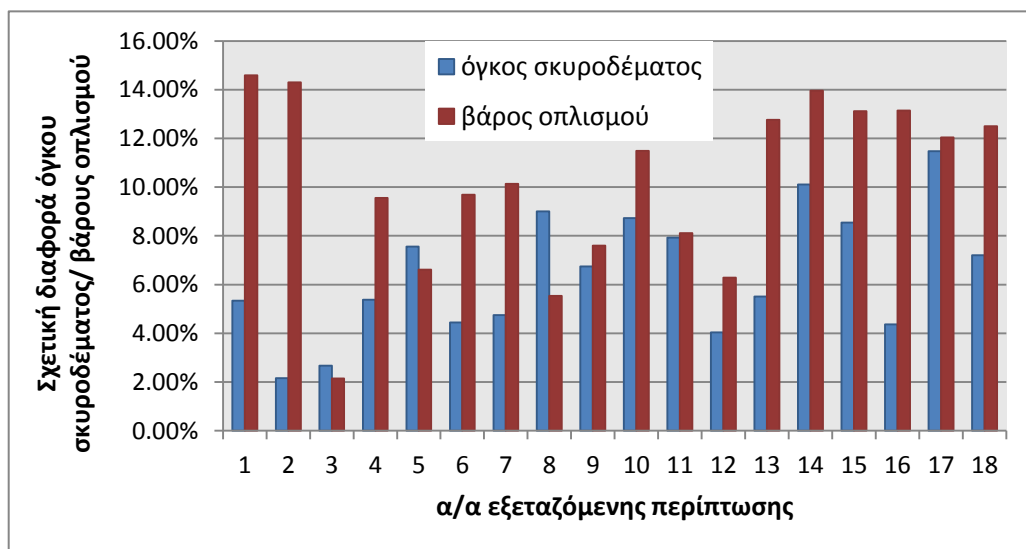
Πέρα από την οικονομική σύγκριση των κατασκευών, αξίζει να διερευνηθούν και οι διαφορές στις προμετρούμενες ποσότητες υλικών για τις ΚΠΜ και ΚΠΥ. Στην ενότητα αυτή επιχειρείται μία σύγκριση του όγκου σκυροδέματος και του βάρους χάλυβα οπλισμού που θα χρησιμοποιούνταν τελικά για την κατασκευή των εξεταζόμενων κτιρίων με τις δύο διαθέσιμες κατηγορίες πλαστιμότητας. Όπως είναι αναμενόμενο ήδη από την αναφορά ότι για ΚΠΥ έχουν προκύψει μεγαλύτερες διαστάσεις φερόντων στοιχείων και αποτυπώνεται στους Πίνακες 4.9,4.10 (όπου έχουν συγκεντρωθεί και συγκριθεί τα σχετικά στοιχεία της προμέτρησης), ο χρησιμοποιούμενος όγκος σκυροδέματος και το συνολικό βάρος των οπλισμών (εγκάρσιων και διαμήκων) για ΚΠΥ λαμβάνουν υψηλότερες τιμές. Οι σχετικές διαφορές ποσοτήτων των δύο υλικών έχουν αποτυπωθεί γραφικά στο Σχήμα 4.20, για καλύτερη εποπτεία και ευκολότερη μεταξύ τους σύγκριση.

Πίνακας 4.9: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα προμετρούμενου όγκου σκυροδέματος και σύγκριση ανά περίπτωση

α/α	Αριθμός ορόφων	Αριθμός ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα (z)	Μήκος ανοίγματος (m)	Όγκος σκυρ. ΚΠΜ (m ³)	Όγκος σκυρ. ΚΠΥ (m ³)	Σχετική διαφορά όγκου σκυρ. (%)
1	3	3	πλαισιωτό	6	136.90	144.20	5.33%
2	3	3	πλαισιωτό	8	176.25	180.05	2.16%
3	3	3	τοιχωμάτων	6	140.65	144.40	2.67%
4	3	5	πλαισιωτό	6	224.15	236.20	5.38%
5	3	5	πλαισιωτό	8	290.45	312.40	7.56%
6	3	5	τοιχωμάτων	6	234.10	244.50	4.44%
7	6	3	πλαισιωτό	6	281.00	294.35	4.75%
8	6	3	πλαισιωτό	8	360.10	392.50	9.00%
9	6	3	τοιχωμάτων	6	294.30	314.15	6.74%
10	6	5	πλαισιωτό	6	462.05	502.40	8.73%
11	6	5	πλαισιωτό	8	595.80	643.00	7.92%
12	6	5	τοιχωμάτων	6	495.40	515.40	4.04%
13	9	3	πλαισιωτό	6	464.05	489.60	5.51%
14	9	3	πλαισιωτό	8	588.80	648.35	10.11%
15	9	3	τοιχωμάτων	6	468.25	508.25	8.54%
16	9	5	πλαισιωτό	6	766.80	800.30	4.37%
17	9	5	πλαισιωτό	8	971.20	1082.60	11.47%
18	9	5	τοιχωμάτων	6	791.45	848.50	7.21%
						M.O.	6.44%

Πίνακας 4.10: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα προμετρούμενου βάρους οπλισμού και σύγκριση ανά περίπτωση

α/α	Αριθμός ορόφων	Αριθμός ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα (z)	Μήκος ανοίγματος (m)	Βάρος οπλισμού ΚΠΜ (kg)	Βάρος οπλισμού ΚΠΥ (kg)	Σχετική διαφορά βάρους οπλισμού (%)
1	3	3	πλαισιωτό	6	11289.05	12936.00	14.59%
2	3	3	πλαισιωτό	8	16807.15	19210.25	14.30%
3	3	3	τοιχωμάτων	6	11975.75	12232.60	2.14%
4	3	5	πλαισιωτό	6	19742.45	21628.40	9.55%
5	3	5	πλαισιωτό	8	28702.15	30599.85	6.61%
6	3	5	τοιχωμάτων	6	20205.55	22162.80	9.69%
7	6	3	πλαισιωτό	6	23882.25	26301.15	10.13%
8	6	3	πλαισιωτό	8	35275.80	37229.70	5.54%
9	6	3	τοιχωμάτων	6	25211.50	27126.50	7.60%
10	6	5	πλαισιωτό	6	40155.45	44769.10	11.49%
11	6	5	πλαισιωτό	8	57736.25	62415.75	8.10%
12	6	5	τοιχωμάτων	6	40953.65	43525.15	6.28%
13	9	3	πλαισιωτό	6	37703.20	42515.10	12.76%
14	9	3	πλαισιωτό	8	53709.35	61202.15	13.95%
15	9	3	τοιχωμάτων	6	39352.55	44512.05	13.11%
16	9	5	πλαισιωτό	6	63086.50	71375.70	13.14%
17	9	5	πλαισιωτό	8	90180.25	101032.4	12.03%
18	9	5	τοιχωμάτων	6	64206.35	72232.40	12.50%
						<u>M.O.</u>	<u>10.20%</u>



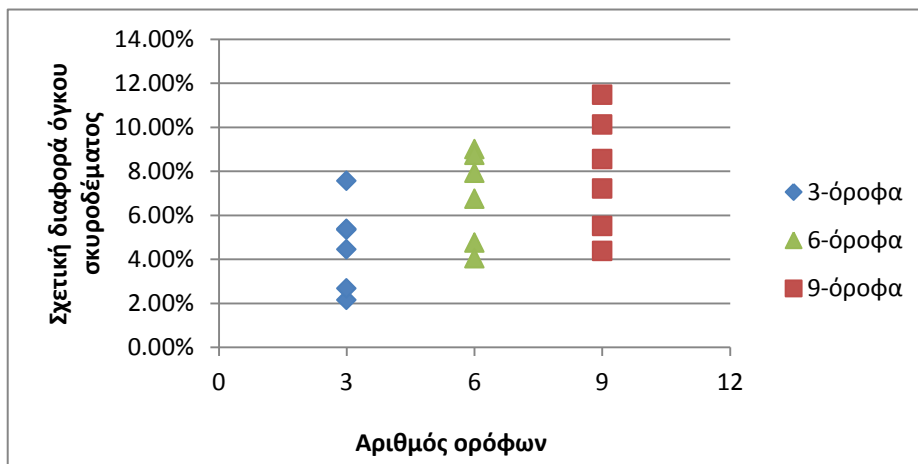
Σχήμα 4.20: Σχετικές διαφορές ποσοτήτων υλικών για κάθε εξεταζόμενη περίπτωση

Η σχετική διαφορά όγκου σκυροδέματος κυμαίνεται από 2.16% έως 11.47%, με μέση τιμή 6.44%, ενώ η σχετική διαφορά βάρους οπλισμών κυμαίνεται από 2.14% έως 14.59% με μέση τιμή 10.2%. Και στις περιπτώσεις αυτές ακολουθείται η μεθοδολογία που χρησιμοποιήθηκε για τη σύγκριση του κόστους, ώστε να γίνει κατανοητός ο τρόπος και ο βαθμός στον οποίο επηρεάζουν οι διάφορες παράμετροι (αριθμός ορόφων, αριθμός/μήκος ανοιγμάτων, στατικό σύστημα) τις αυξητικές αυτές τάσεις. Επιπλέον, υπολογίζονται και οι αναλογίες σιδηρού οπλισμού/σκυρόδεμα (σε kg/m^3), που αποτελούν και ένα συχνά εξεταζόμενο μέγεθος στην πράξη, κατά τη μελέτη μίας οικοδομής. Ακολουθούν, ξεχωριστά για το σκυρόδεμα και τον οπλισμό, οι σχετικοί πίνακες και διαγράμματα ανά παράμετρο σχεδιασμού και τύπο εξεταζόμενης κατασκευής, καθώς και οι παραγόμενοι σε κάθε περίπτωση λόγοι kg οπλισμού/ m^3 σκυροδέματος. Στο τέλος της παρούσας ενότητας, γίνεται μία κριτική στα παραγόμενα αποτελέσματα.

4.6.2 Σύγκριση Συνολικού Όγκου Σκυροδέματος

4.6.2.1 Επιρροή αριθμού ορόφων

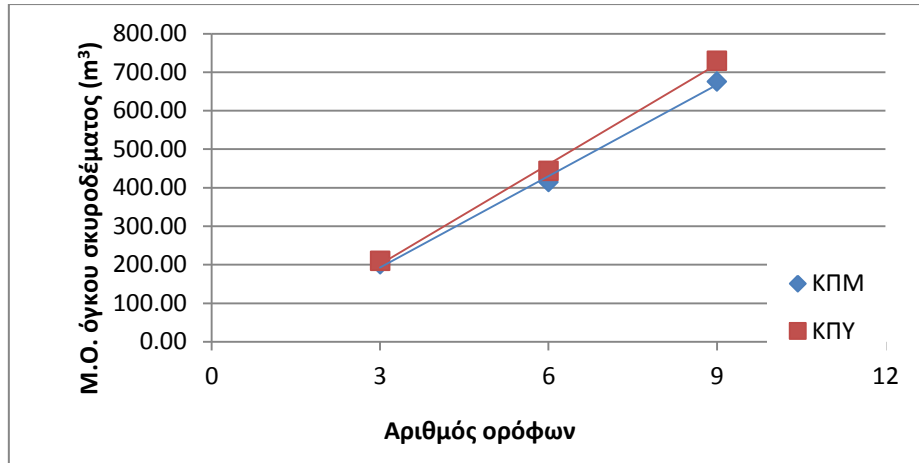
4.6.2.1.1 Σύνολο κατασκευών



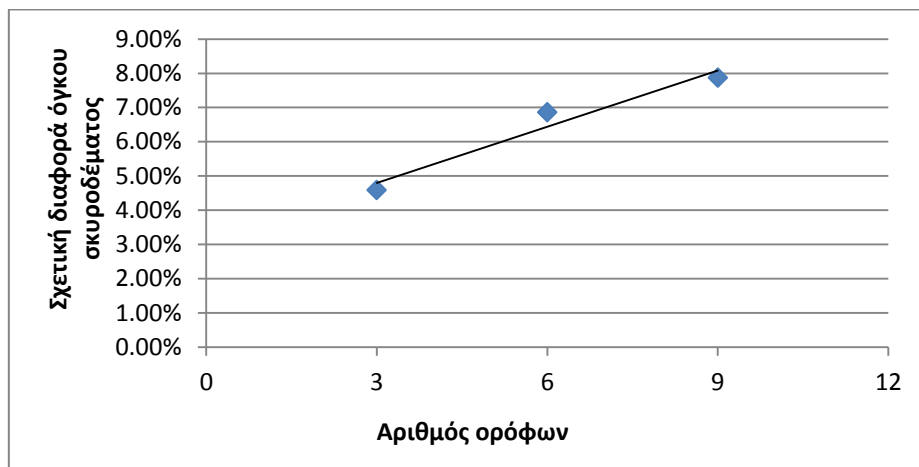
Σχήμα 4.21: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς όγκου σκυροδέματος-αριθμού ορόφων (όλες οι κατασκευές)

Πίνακας 4.11: Σχέση αριθμού ορόφων-(συνολικού) όγκου σκυροδέματος (για όλες τις κατασκευές)

Αριθμός ορόφων	Μ.Ο. όγκου σκυροδέματος ΚΠΜ (m^3)	Μ.Ο. όγκου σκυροδέματος ΚΠΥ (m^3)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς όγκου σκυροδέματος (%)
3	200.42	210.29	4.59%
6	414.78	443.63	6.86%
7	675.09	729.60	7.87%



Σχήμα 4.22: Διάγραμμα συνολικού όγκου σκυροδέματος ΚΠΜ/ΚΠΥ-αριθμού ορόφων (όλες οι κατασκευές)

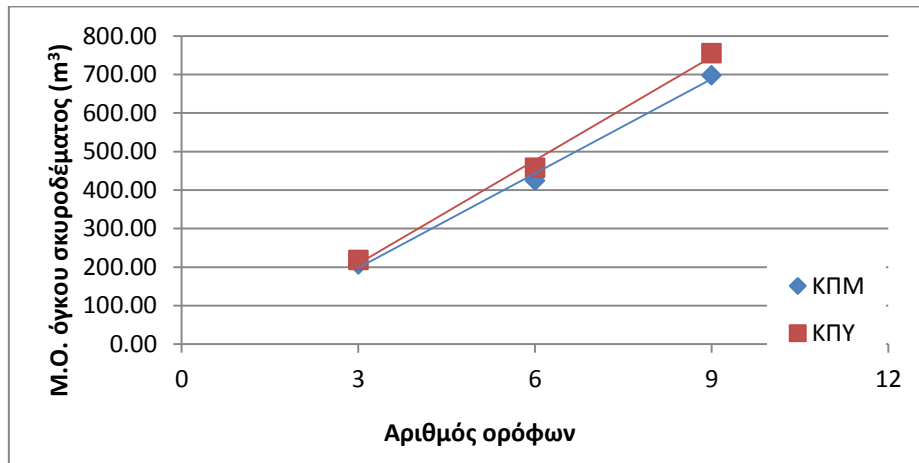


Σχήμα 4.23: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς όγκου σκυροδέματος-αριθμού ορόφων (όλες οι κατασκευές)

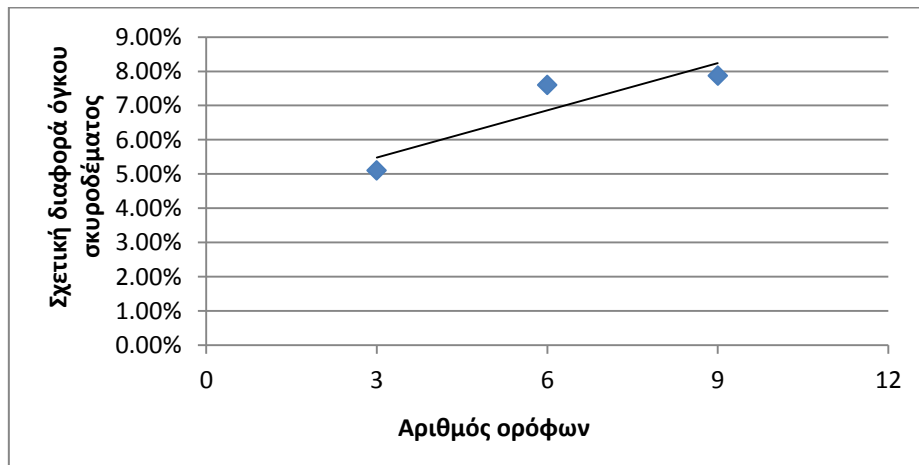
4.6.2.1.2 Πλαισιωτές κατασκευές

Πίνακας 4.12: Σχέση αριθμού ορόφων-(συνολικού) όγκου σκυροδέματος (για τις πλαισιωτές κατασκευές)

Αριθμός ορόφων	Μ.Ο. όγκου σκυροδέματος ΚΠΜ (m ³)	Μ.Ο. όγκου σκυροδέματος ΚΠΥ (m ³)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς όγκου σκυροδέματος (%)
3	206.94	218.21	5.11%
6	424.74	458.06	7.60%
7	697.71	755.21	7.86%



Σχήμα 4.24: Διάγραμμα συνολικού όγκου σκυροδέματος ΚΠΜ/ΚΠΥ-αριθμού ορόφων (πλαισιωτές κατασκευές)

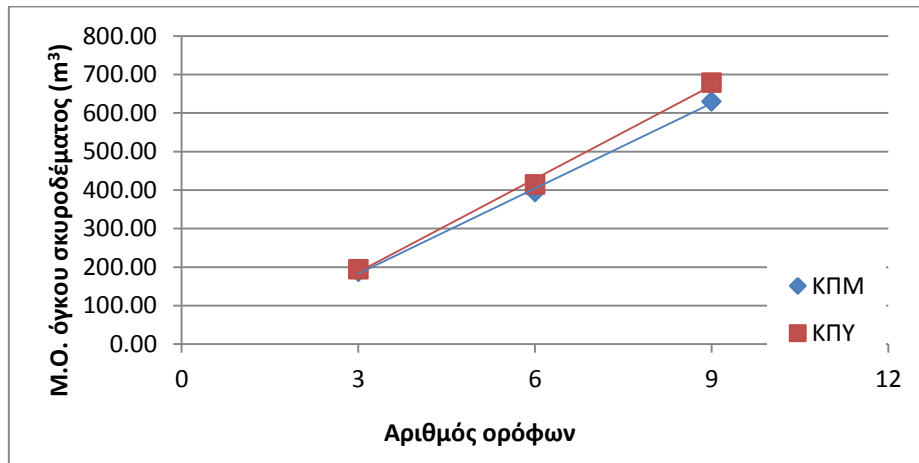


Σχήμα 4.25: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς όγκου σκυροδέματος-αριθμού ορόφων (πλαισιωτές κατασκευές)

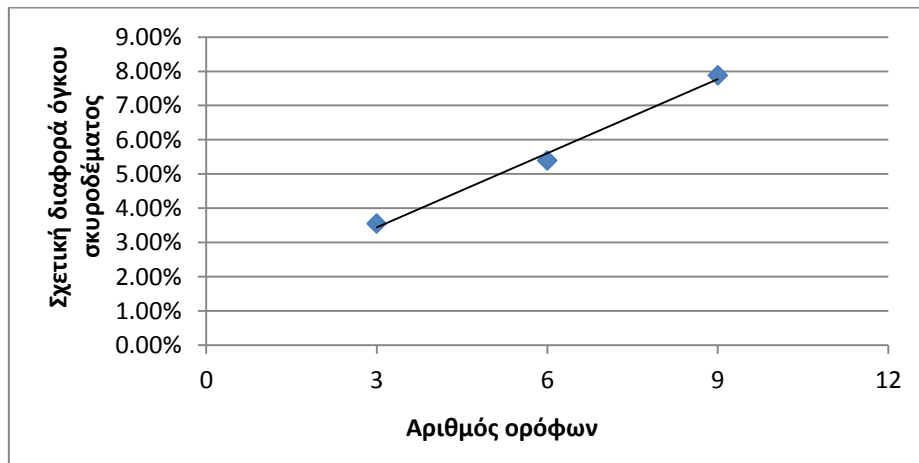
4.6.2.1.3 Κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων

Πίνακας 4.13: Σχέση αριθμού ορόφων-(συνολικού) όγκου σκυροδέματος (για τις κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων)

Αριθμός ορόφων	Μ.Ο. όγκου σκυροδέματος ΚΠΜ (m ³)	Μ.Ο. όγκου σκυροδέματος ΚΠΥ (m ³)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς όγκου σκυροδέματος (%)
3	187.38	194.45	3.55%
6	394.85	414.78	5.39%
7	629.85	678.38	7.88%



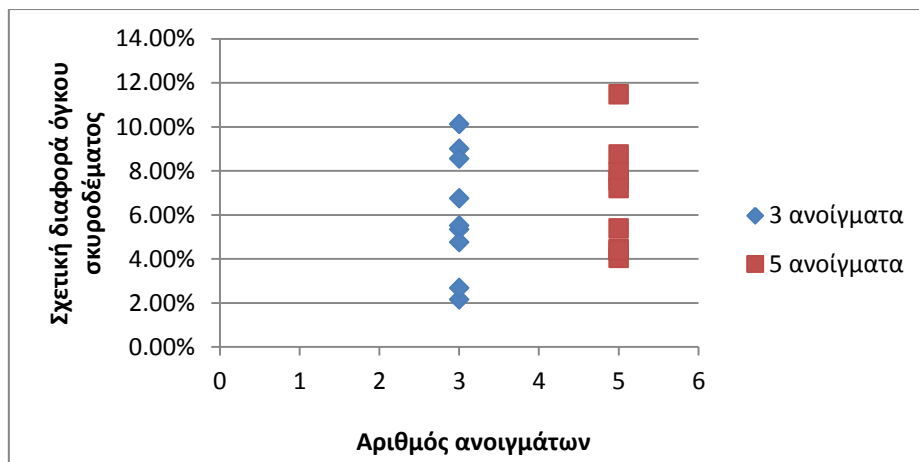
Σχήμα 4.26: Διάγραμμα συνολικού όγκου σκυροδέματος ΚΠΜ/ΚΠΥ-αριθμού ορόφων (κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων)



Σχήμα 4.27: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς όγκου σκυροδέματος-αριθμού ορόφων (κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων)

4.6.2.2 Επιρροή αριθμού ανοιγμάτων

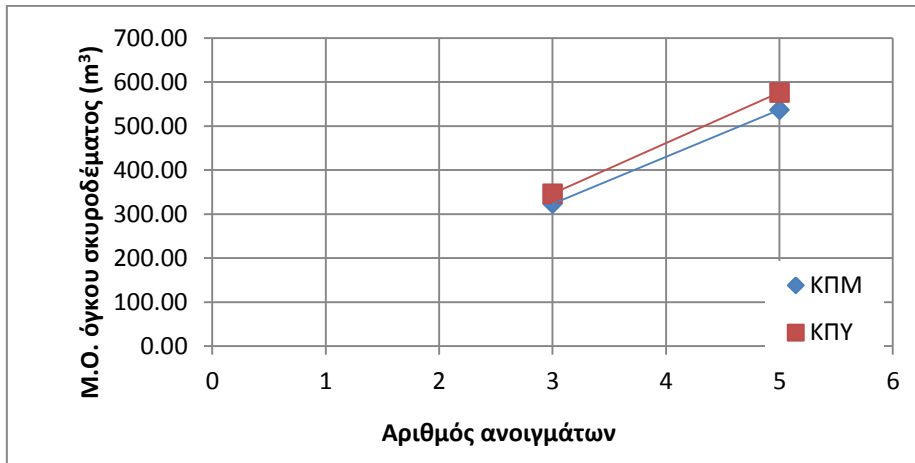
4.6.2.2.1 Σύνολο κατασκευών



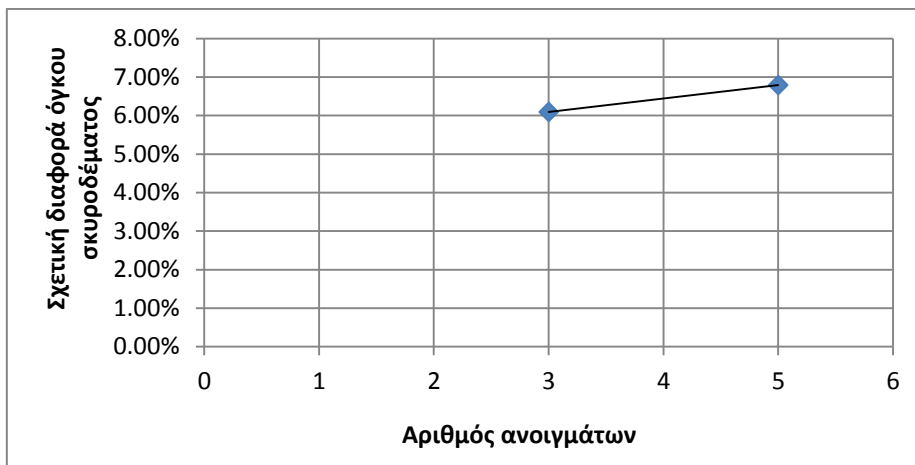
Σχήμα 4.28: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς όγκου σκυροδέματος-αριθμού ανοιγμάτων (όλες οι κατασκευές)

Πίνακας 4.14: Σχέση αριθμού ανοιγμάτων-(συνολικού) όγκου σκυροδέματος (για όλες τις κατασκευές)

Αριθμός ανοιγμάτων	Μ.Ο. όγκου σκυροδέματος ΚΠΜ (m ³)	Μ.Ο. όγκου σκυροδέματος ΚΠΥ (m ³)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς όγκου σκυροδέματος (%)
3	323.37	346.21	6.09%
5	536.82	576.14	6.79%



Σχήμα 4.29: Διάγραμμα συνολικού όγκου σκυροδέματος ΚΠΜ/ΚΠΥ-αριθμού ανοιγμάτων (όλες οι κατασκευές)

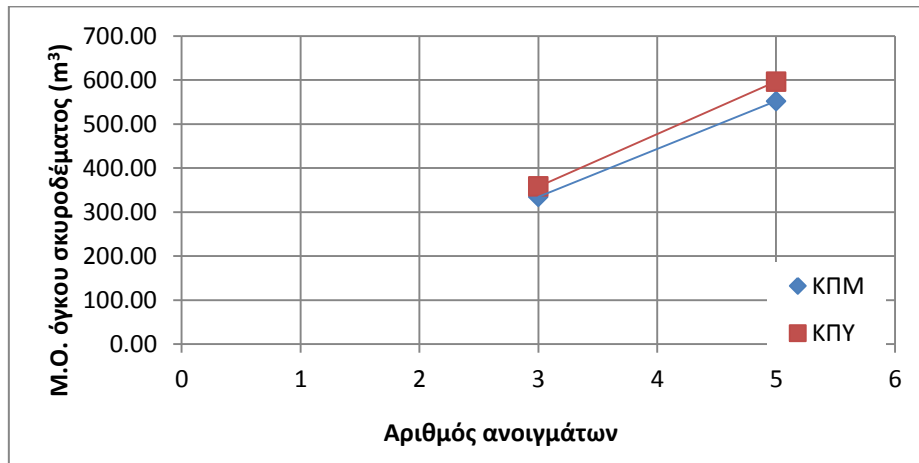


Σχήμα 4.30: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς όγκου σκυροδέματος-αριθμού ανοιγμάτων (όλες οι κατασκευές)

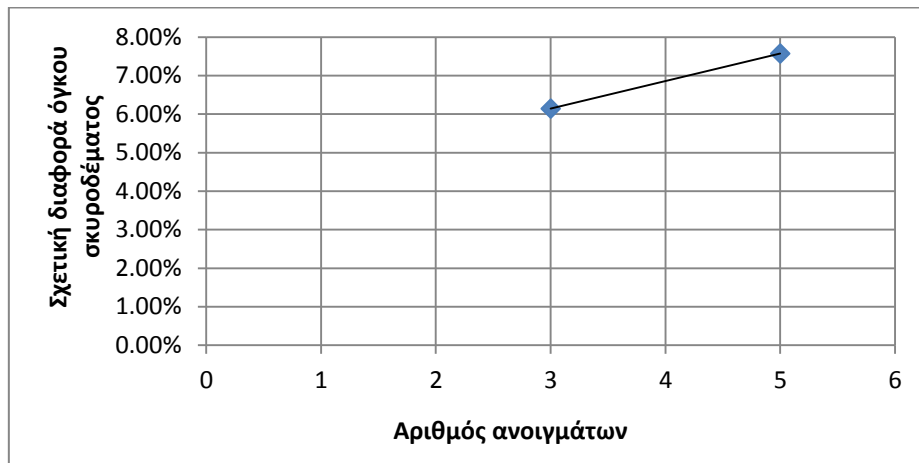
4.6.2.2.2 Πλαισιωτές κατασκευές

Πίνακας 4.15: Σχέση αριθμού ανοιγμάτων-(συνολικού) όγκου σκυροδέματος (για τις πλαισιωτές κατασκευές)

Αριθμός ανοιγμάτων	Μ.Ο. όγκου σκυροδέματος ΚΠΜ (m ³)	Μ.Ο. όγκου σκυροδέματος ΚΠΥ (m ³)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς όγκου σκυροδέματος (%)
3	334.52	358.18	6.14%
5	551.74	596.15	7.57%



Σχήμα 4.31: Διάγραμμα συνολικού όγκου σκυροδέματος ΚΠΜ/ΚΠΥ-αριθμού ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)

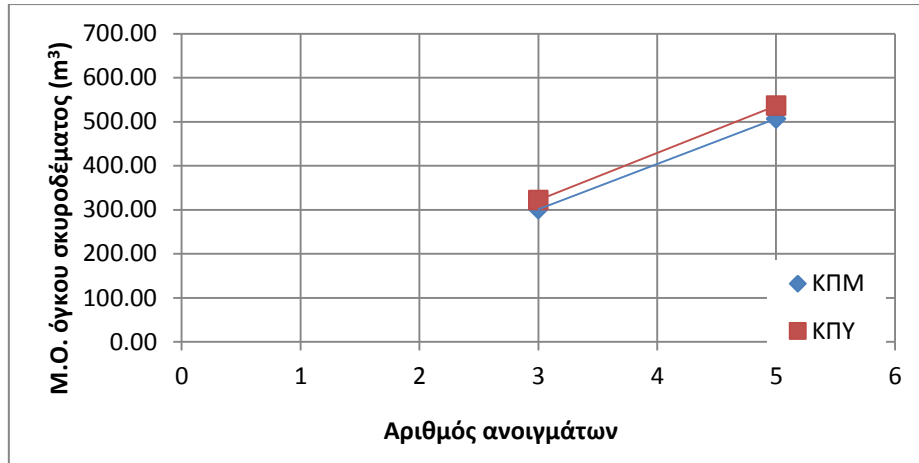


Σχήμα 4.32: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς όγκου σκυροδέματος-αριθμού ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)

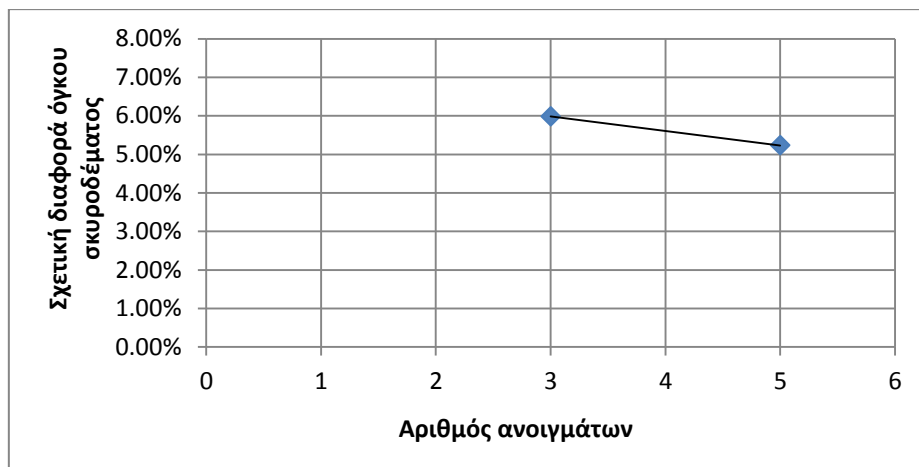
4.6.2.2.3 Κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων

Πίνακας 4.16: Σχέση αριθμού ανοιγμάτων-(συνολικού) όγκου σκυροδέματος (για τις κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων)

Αριθμός ανοιγμάτων	Μ.Ο. όγκου σκυροδέματος ΚΠΜ (m³)	Μ.Ο. όγκου σκυροδέματος ΚΠΥ (m³)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς όγκου σκυροδέματος (%)
3	301.07	322.27	5.98%
5	506.98	536.13	5.23%

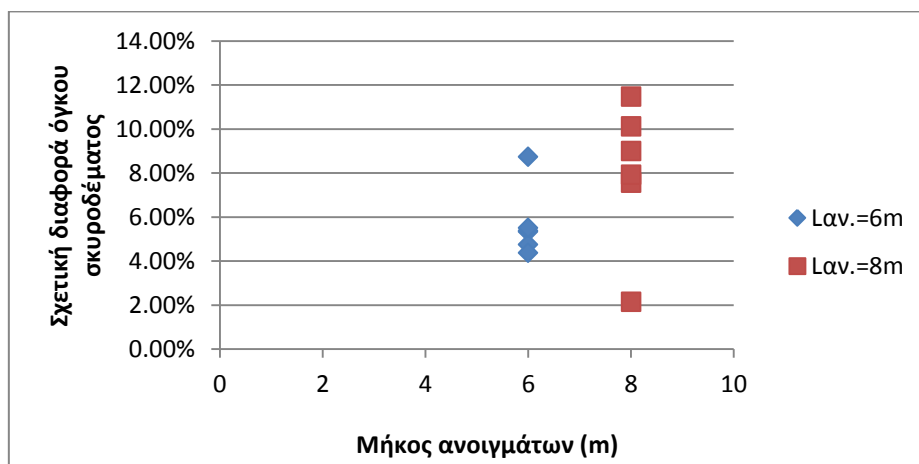


Σχήμα 4.33: Διάγραμμα συνολικού όγκου σκυροδέματος ΚΠΜ/ΚΠΥ-αριθμού ανοιγμάτων (κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων)



Σχήμα 4.34: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς όγκου σκυροδέματος-αριθμού ανοιγμάτων (κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων)

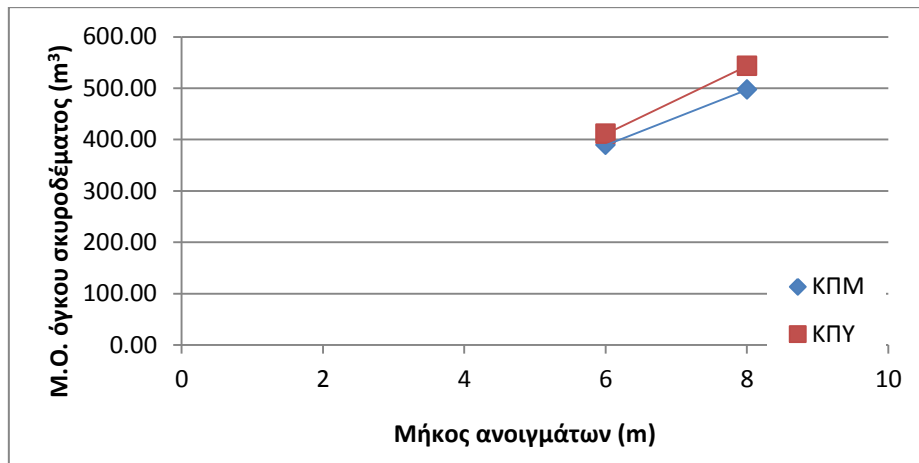
4.6.2.3 Επιρροή μήκους ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)



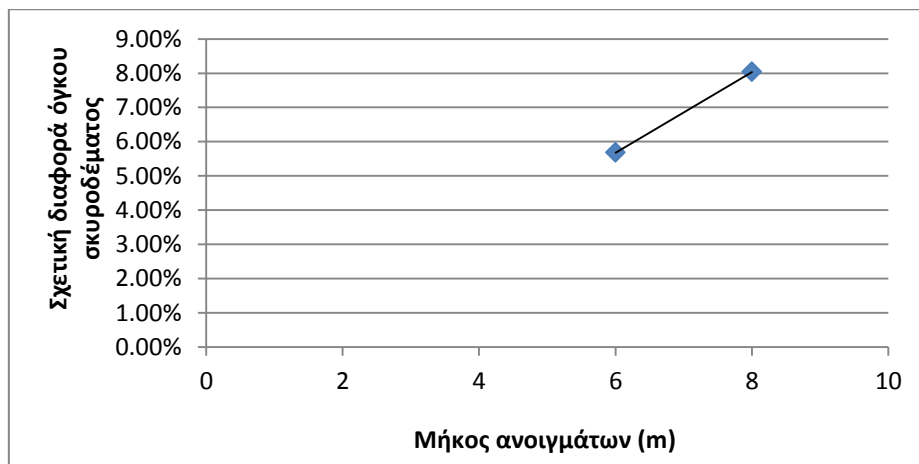
Σχήμα 4.35: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς όγκου σκυροδέματος-μήκους ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)

Πίνακας 4.17: Σχέση μήκους ανοιγμάτων-(συνολικού) όγκου σκυροδέματος (για τις πλαισιωτές κατασκευές)

Αριθμός ανοιγμάτων (m)	Μ.Ο. όγκου σκυροδέματος ΚΠΜ (m ³)	Μ.Ο. όγκου σκυροδέματος ΚΠΥ (m ³)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς όγκου σκυροδέματος (%)
6	389.16	411.18	5.68%
8	497.10	543.15	8.04%



Σχήμα 4.36: Διάγραμμα συνολικού όγκου σκυροδέματος ΚΠΜ/ΚΠΥ-μήκους ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)

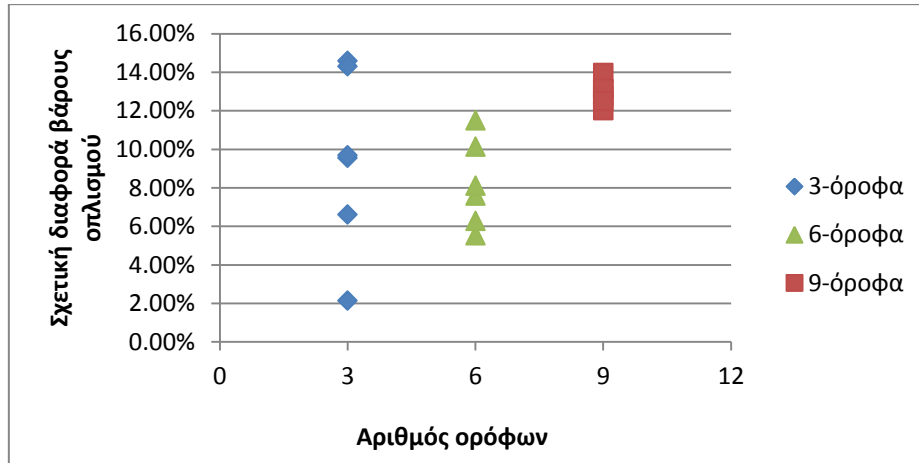


Σχήμα 4.37: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς όγκου σκυροδέματος-μήκους ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)

4.6.3 Σύγκριση Συνολικού Βάρους Οπλισμού

4.6.3.1 Επιρροή αριθμού ορόφων

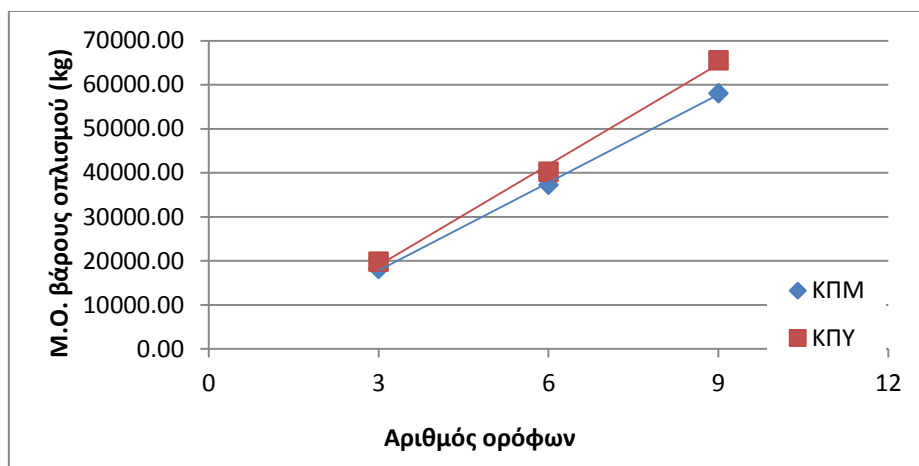
4.6.3.1.1 Σύνολο κατασκευών



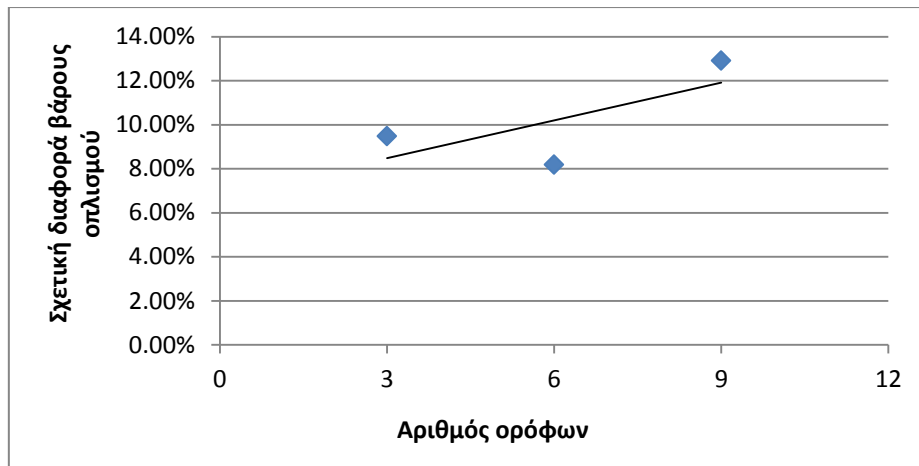
Σχήμα 4.38: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς βάρους οπλισμού-αριθμού ορόφων (όλες οι κατασκευές)

Πίνακας 4.18: Σχέση αριθμού ορόφων-(συνολικού) βάρους οπλισμού (για όλες τις κατασκευές)

Αριθμός ορόφων	Μ.Ο. βάρους οπλισμού ΚΠΜ (kg)	Μ.Ο. βάρους οπλισμού ΚΠΥ (kg)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς βάρους οπλισμού (%)
3	18120.35	19794.98	9.48%
6	37202.48	40227.89	8.19%
7	58039.70	65478.30	12.92%



Σχήμα 4.39: Διάγραμμα συνολικού βάρους οπλισμού ΚΠΜ/ΚΠΥ-αριθμού ορόφων (όλες οι κατασκευές)

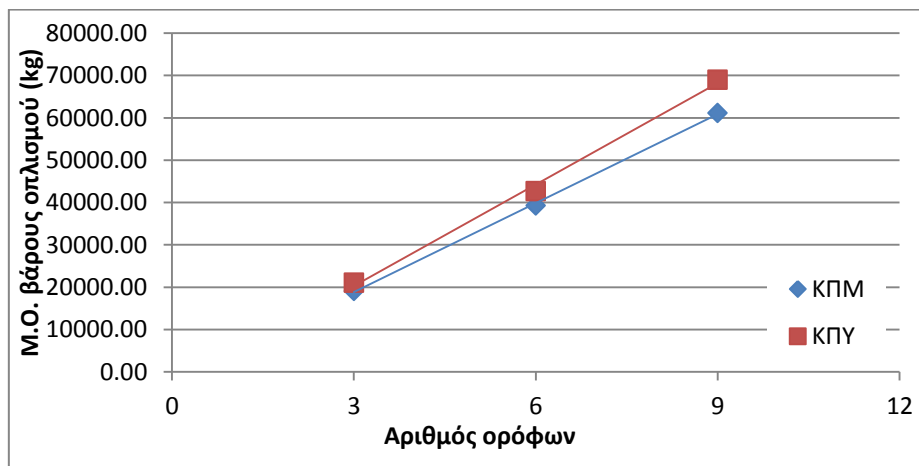


Σχήμα 4.40: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς βάρους οπλισμού-αριθμού ορόφων (όλες οι κατασκευές)

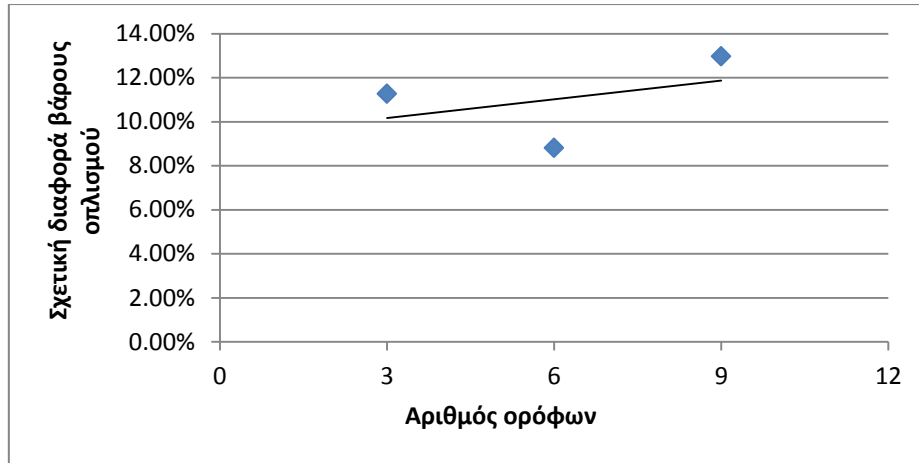
4.6.3.1.2 Πλαισιωτές κατασκευές

Πίνακας 4.19: Σχέση αριθμού ορόφων-(συνολικού) βάρους οπλισμού (για τις πλαισιωτές κατασκευές)

Αριθμός ορόφων	Μ.Ο. βάρους οπλισμού ΚΠΜ (kg)	Μ.Ο. βάρους οπλισμού ΚΠΥ (kg)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς βάρους οπλισμού (%)
3	19135.20	21093.63	11.26%
6	39262.44	42678.93	8.82%
7	61169.83	69031.34	12.97%



Σχήμα 4.41: Διάγραμμα συνολικού βάρους οπλισμού ΚΠΜ/ΚΠΥ-αριθμού ορόφων (πλαισιωτές κατασκευές)

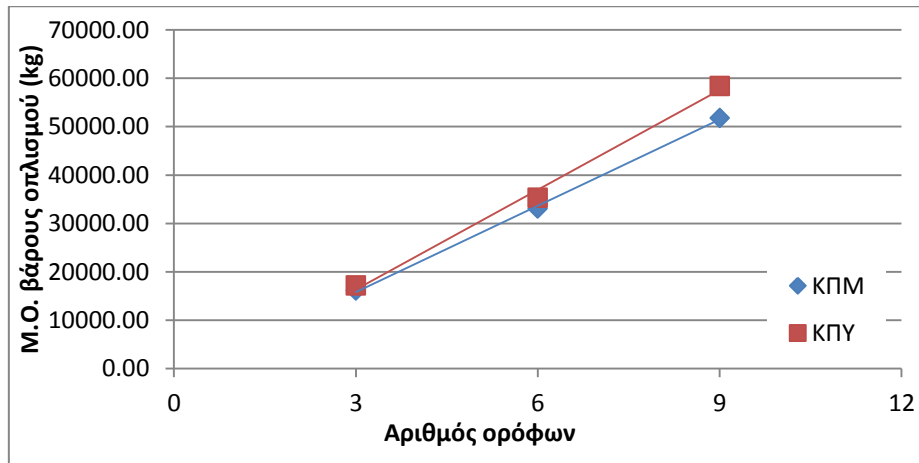


Σχήμα 4.42: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς βάρους οπλισμού-αριθμού ορόφων (πλαισιωτές κατασκευές)

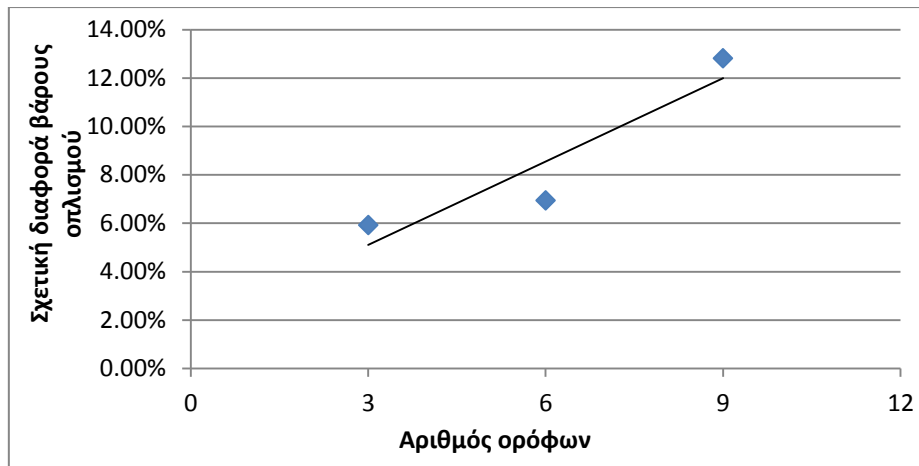
4.6.3.1.3 Κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων

Πίνακας 4.20: Σχέση αριθμού ορόφων-(συνολικού) βάρους οπλισμού (για τις κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων)

Αριθμός ορόφων	Μ.Ο. βάρους οπλισμού ΚΠΜ (kg)	Μ.Ο. βάρους οπλισμού ΚΠΥ (kg)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς βάρους οπλισμού (%)
3	16090.65	17197.70	5.92%
6	33082.58	35325.83	6.94%
7	51779.45	58372.23	12.81%



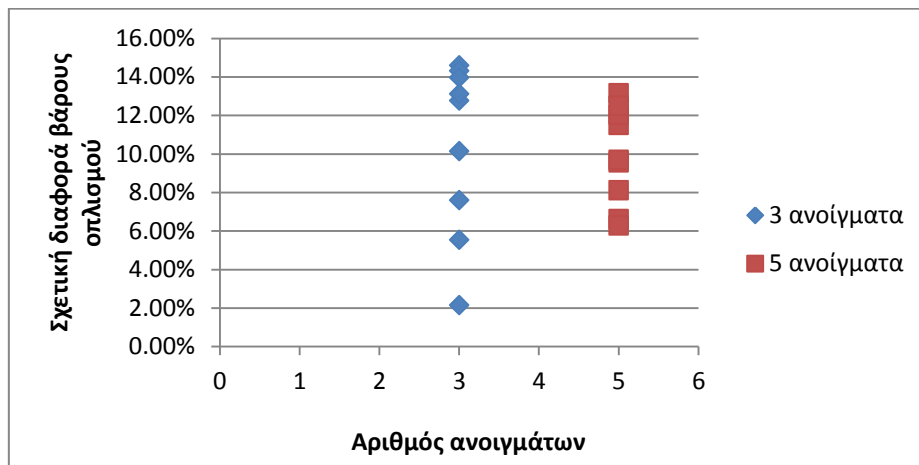
Σχήμα 4.43: Διάγραμμα συνολικού βάρους οπλισμού ΚΠΜ/ΚΠΥ-αριθμού ορόφων (κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων)



Σχήμα 4.44: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς βάρους οπλισμού-αριθμού ορόφων (κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων)

4.6.3.2 Επιρροή αριθμού ανοιγμάτων

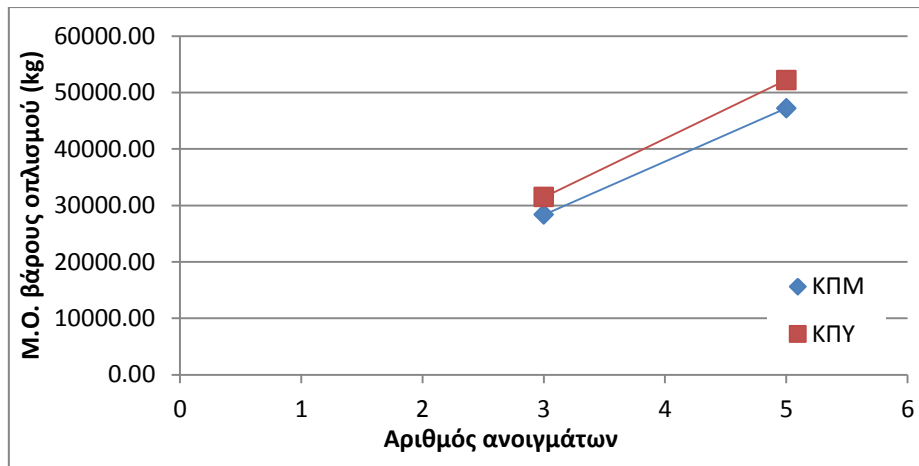
4.6.3.2.1 Σύνολο κατασκευών



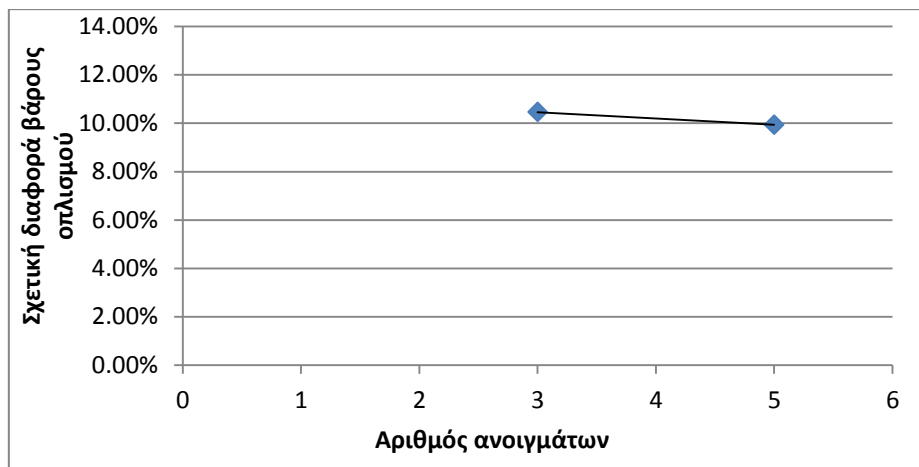
Σχήμα 4.45: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς βάρους οπλισμού-αριθμού ανοιγμάτων (όλες οι κατασκευές)

Πίνακας 4.21: Σχέση αριθμού ανοιγμάτων-(συνολικού) βάρους οπλισμού (για όλες τις κατασκευές)

Αριθμός ανοιγμάτων	Μ.Ο. βάρους οπλισμού ΚΠΜ (kg)	Μ.Ο. βάρους οπλισμού ΚΠΥ (kg)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς βάρους οπλισμού (%)
3	28356.29	31473.94	10.46%
5	47218.73	52193.51	9.93%



Σχήμα 4.46: Διάγραμμα συνολικού βάρους οπλισμού ΚΠΜ/ΚΠΥ-αριθμού ανοιγμάτων (όλες οι κατασκευές)

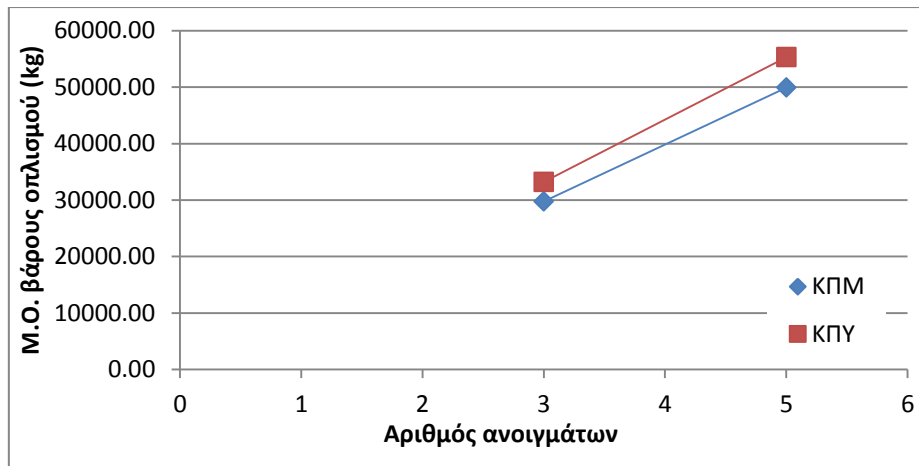


Σχήμα 4.47: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς βάρους οπλισμού-αριθμού ανοιγμάτων (όλες οι κατασκευές)

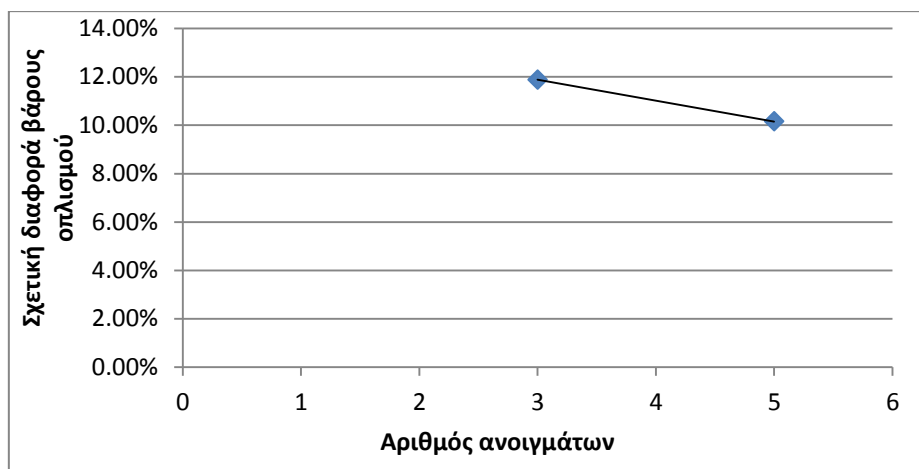
4.6.3.2.2 Πλαισιωτές κατασκευές

Πίνακας 4.22: Σχέση αριθμού ανοιγμάτων-(συνολικού) βάρους οπλισμού (για τις πλαισιωτές κατασκευές)

Αριθμός ανοιγμάτων	Μ.Ο. βάρους οπλισμού ΚΠΜ (kg)	Μ.Ο. βάρους οπλισμού ΚΠΥ (kg)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς βάρους οπλισμού (%)
3	29777.80	33232.39	11.88%
5	49933.84	55303.53	10.16%



Σχήμα 4.48: Διάγραμμα συνολικού βάρους σπλισμού ΚΠΜ/ΚΠΥ-αριθμού ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)

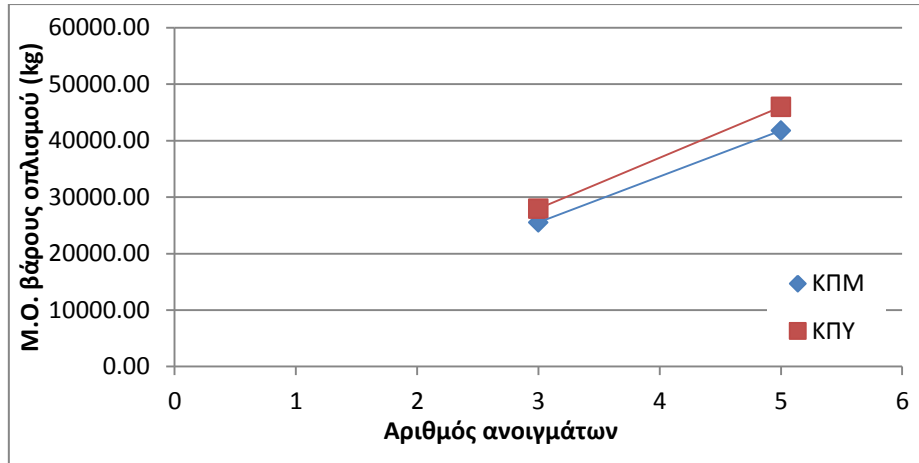


Σχήμα 4.49: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς βάρους σπλισμού-αριθμού ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)

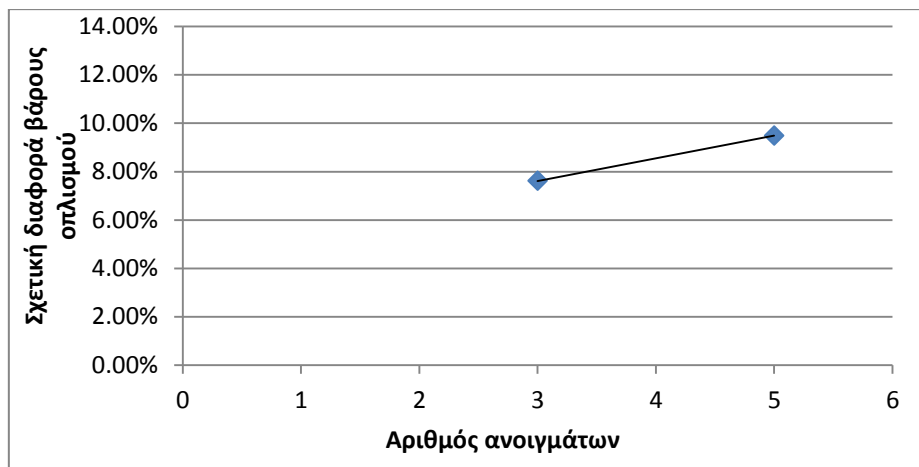
4.6.3.2.3 Κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων

Πίνακας 4.23: Σχέση αριθμού ανοιγμάτων-(συνολικού) βάρους σπλισμού (για τις κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων)

Αριθμός ανοιγμάτων	Μ.Ο. βάρους σπλισμού ΚΠΜ (kg)	Μ.Ο. βάρους σπλισμού ΚΠΥ (kg)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς βάρους σπλισμού (%)
3	25513.27	27957.05	7.62%
5	41788.52	45973.45	9.49%

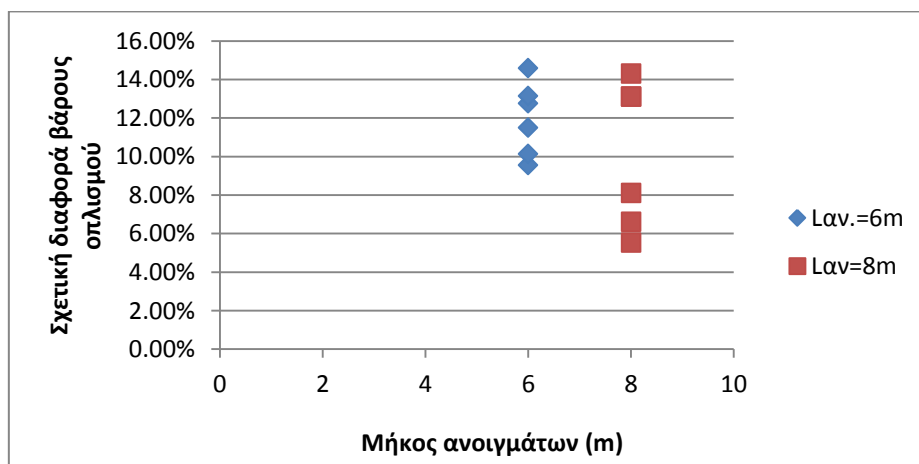


Σχήμα 4.50: Διάγραμμα συνολικού βάρους οπλισμού ΚΠΜ/ΚΠΥ-αριθμού ανοιγμάτων (κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων)



Σχήμα 4.51: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς βάρους οπλισμού-αριθμού ανοιγμάτων (κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων)

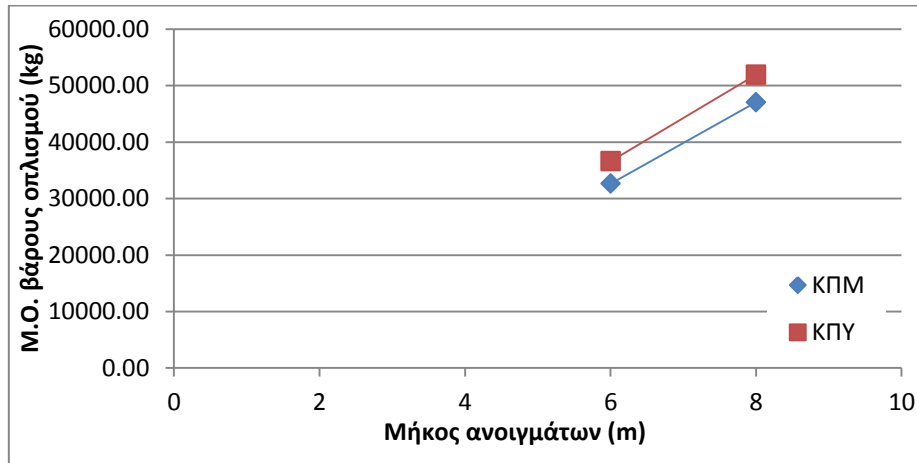
4.6.3.3 Επιρροή μήκους ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)



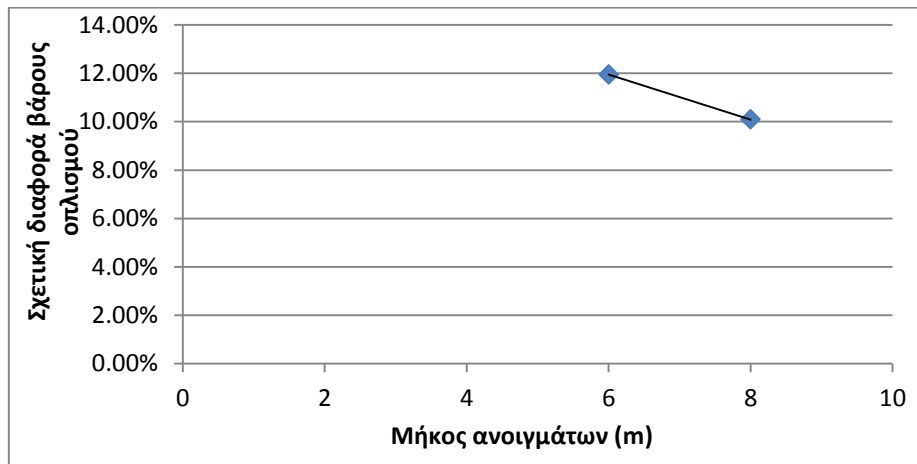
Σχήμα 4.52: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς βάρους οπλισμού-μήκους ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)

Πίνακας 4.24: Σχέση μήκους ανοιγμάτων-(συνολικού) βάρους οπλισμού (για τις πλαισιωτές κατασκευές)

Μήκος ανοιγμάτων (m)	Μ.Ο. βάρους οπλισμού ΚΠΜ (kg)	Μ.Ο. βάρους οπλισμού ΚΠΥ (kg)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς βάρους οπλισμού (%)
6	32643.15	36587.58	11.94%
8	47068.49	51948.35	10.09%



Σχήμα 4.53: Διάγραμμα συνολικού βάρους οπλισμού ΚΠΜ/ΚΠΥ-μήκους ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)



Σχήμα 4.54: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς βάρους οπλισμού-μήκους ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)

4.6.4 Σύγκριση Αναλογιών Σιδηρού Οπλισμού-Σκυροδέματος

4.6.4.1 Γενικά

Στην υποενότητα αυτή, εξετάζεται ο λόγος του βάρους οπλισμού προς τον όγκο του σκυροδέματος (σε μονάδες: kg/m^3), όπως προκύπτει από το λογισμικό διαστασιολόγησης σε κάθε επιλεγμένη περίπτωση (βλέπε Πίνακα 4.25), και πώς αυτός μεταβάλλεται συναρτήσει της κατηγορίας πλαστιμότητας και των λοιπών εξεταζόμενων παραμέτρων. Ο λόγος αυτός χρησιμοποιείται κατά κόρον στην αγορά και αποτελεί μία ένδειξη της ποιότητας της διενεργηθείσας μελέτης. Υπενθυμίζεται, άλλωστε, ότι κατά το σχεδιασμό έχει υποθεθεί λόγος βάρους οπλισμού/όγκο σκυροδέματος $\approx 100 \text{ kg/m}^3$,

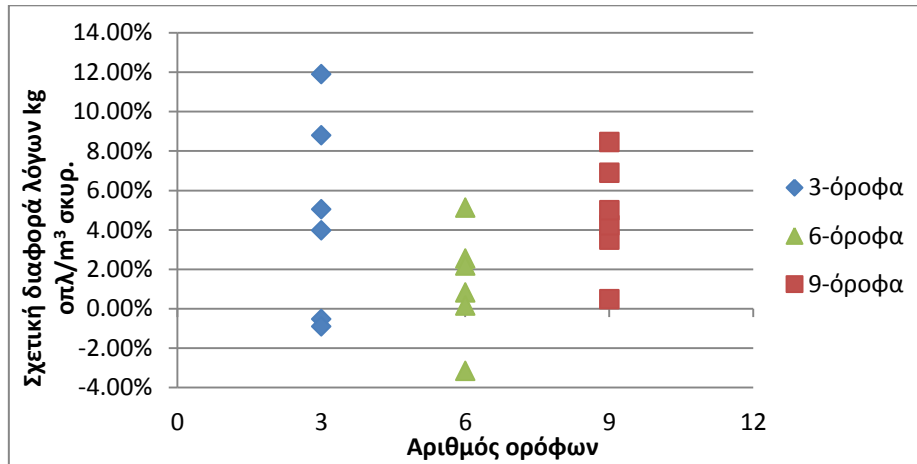
όπως προκύπτει από τη διαφορά των ειδικών βαρών οπλισμένου (25kN/m^3) και άοπλου σκυροδέματος (24kN/m^3). Ακολουθείται παρόμοια διαδικασία με παραπάνω για την εξέταση της επίδρασης των διαφορών παραμέτρων στη διαμόρφωση του λόγου αυτού.

Πίνακας 4.25: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα αναλογίας οπλισμού/σκυροδέματος και σύγκριση ανά περίπτωση

<i>a/a</i>	<i>Αριθμός ορόφων</i>	<i>Αριθμός ανοιγμάτων</i>	<i>Στατικό σύστημα (z)</i>	<i>Μήκος ανοίγματος (m)</i>	<i>Αναλογία οπλ./σκυρ. ΚΠΜ (kg/m³)</i>	<i>Αναλογία οπλ./σκυρ. ΚΠΥ (kg/m³)</i>	<i>Σχετική διαφορά αναλογίας (%)</i>
1	3	3	πλαισιωτό	6	82.45	89.70	8.79%
2	3	3	πλαισιωτό	8	95.35	106.70	11.90%
3	3	3	τοιχωμάτων	6	85.15	84.70	-0.52%
4	3	5	πλαισιωτό	6	88.05	91.55	3.98%
5	3	5	πλαισιωτό	8	98.85	97.95	-0.91%
6	3	5	τοιχωμάτων	6	86.30	90.65	5.04%
7	6	3	πλαισιωτό	6	85.00	89.35	5.12%
8	6	3	πλαισιωτό	8	97.95	94.85	-3.16%
9	6	3	τοιχωμάτων	6	85.65	86.35	0.82%
10	6	5	πλαισιωτό	6	86.90	89.10	2.53%
11	6	5	πλαισιωτό	8	96.90	97.05	0.15%
12	6	5	τοιχωμάτων	6	82.65	84.45	2.18%
13	9	3	πλαισιωτό	6	81.25	86.85	6.89%
14	9	3	πλαισιωτό	8	91.20	94.40	3.51%
15	9	3	τοιχωμάτων	6	84.05	87.60	4.22%
16	9	5	πλαισιωτό	6	82.25	89.20	8.45%
17	9	5	πλαισιωτό	8	92.85	93.30	0.48%
18	9	5	τοιχωμάτων	6	81.10	85.15	4.99%
						<u>M.O.</u>	3.58%

4.6.4.2 Επιρροή αριθμού ορόφων

4.6.4.2.1 Σύνολο κατασκευών



Σχήμα 4.55: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς λόγω σπλισμού/σκυρόδεμα-αριθμού ορόφων (όλες οι κατασκευές)

Πίνακας 4.26: Σχέση αριθμού ορόφων-λόγου βάρους σπλισμού/όγκο σκυροδέματος (για όλες τις κατασκευές)

Αριθμός ορόφων	Μ.Ο. λόγων οπλ./σκυρ. ΚΠΜ (kg/m^3)	Μ.Ο. λόγων οπλ./σκυρ. ΚΠΥ (kg/m^3)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς λόγω οπλ./σκυρ. (%)
3	89.36	93.54	4.71%
6	89.18	90.19	1.27%
9	85.45	89.42	4.76%

4.6.4.2.2 Πλαισιωτές κατασκευές

Πίνακας 4.27: Σχέση αριθμού ορόφων-λόγου βάρους σπλισμού/όγκο σκυροδέματος (για τις πλαισιωτές κατασκευές)

Αριθμός ορόφων	Μ.Ο. λόγων οπλ./σκυρ. ΚΠΜ (kg/m^3)	Μ.Ο. λόγων οπλ./σκυρ. ΚΠΥ (kg/m^3)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς λόγω οπλ./σκυρ. (%)
3	91.18	96.48	5.94%
6	91.69	92.59	1.16%
9	86.89	90.94	4.83%

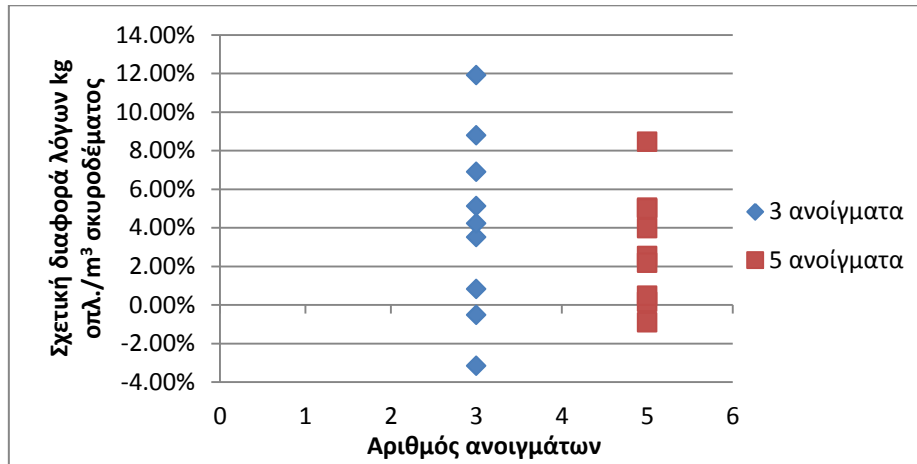
4.6.4.2.3 Κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχομάτων

Πίνακας 4.28: Σχέση αριθμού ορόφων-λόγου βάρους σπλισμού/όγκο σκυροδέματος (για τις κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχομάτων)

Αριθμός ορόφων	Μ.Ο. λόγων οπλ./σκυρ. ΚΠΜ (kg/m^3)	Μ.Ο. λόγων οπλ./σκυρ. ΚΠΥ (kg/m^3)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς λόγω οπλ./σκυρ. (%)
3	85.72	87.67	2.26%
6	84.15	85.40	1.50%
9	82.58	86.38	4.61%

4.6.4.3 Επιρροή αριθμού ανοιγμάτων

4.6.4.3.1 Σύνολο κατασκευών



Σχήμα 4.56: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς λόγων οπλισμού/σκυρόδεμα-αριθμού ανοιγμάτων (όλες οι κατασκευές)

Πίνακας 4.29: Σχέση αριθμού ανοιγμάτων-λόγου βάρους οπλισμού/όγκο σκυροδέματος (για όλες τις κατασκευές)

Αριθμός ανοιγμάτων	Μ.Ο. λόγων οπλ./σκυρ. ΚΠΜ (kg/m^3)	Μ.Ο. λόγων οπλ./σκυρ. ΚΠΥ (kg/m^3)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς λόγων οπλ./σκυρ. (%)
3	87.56	91.17	4.17%
5	88.43	90.93	2.99%

4.6.4.3.2 Πλαισιωτές κατασκευές

Πίνακας 4.30: Σχέση αριθμού ανοιγμάτων-λόγου βάρους οπλισμού/όγκο σκυροδέματος (για τις πλαισιωτές κατασκευές)

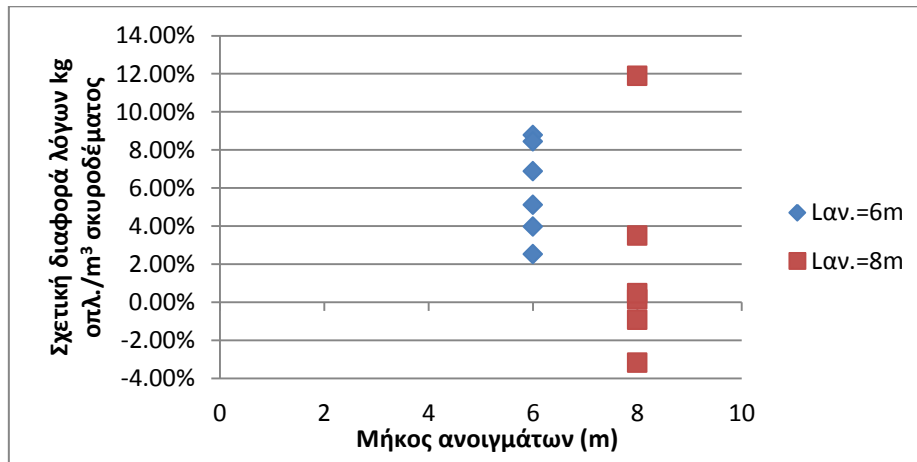
Αριθμός ανοιγμάτων	Μ.Ο. λόγων οπλ./σκυρ. ΚΠΜ (kg/m^3)	Μ.Ο. λόγων οπλ./σκυρ. ΚΠΥ (kg/m^3)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς λόγων οπλ./σκυρ. (%)
3	88.87	93.64	5.51%
5	90.97	93.03	2.45%

4.6.4.3.3 Κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων

Πίνακας 4.31: Σχέση αριθμού ανοιγμάτων-λόγου βάρους οπλισμού/όγκο σκυροδέματος (για τις κατασκευές με στατικό σύστημα τοιχωμάτων)

Αριθμός ανοιγμάτων	Μ.Ο. λόγων οπλ./σκυρ. ΚΠΜ (kg/m^3)	Μ.Ο. λόγων οπλ./σκυρ. ΚΠΥ (kg/m^3)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς λόγων οπλ./σκυρ. (%)
3	84.95	86.22	1.51%
5	83.35	86.75	4.07%

4.6.4.4 Επιρροή μήκους ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)



Σχήμα 4.57: Διάγραμμα σχετικής διαφοράς λόγων οπλισμού/σκυροδέμα-μήκους ανοιγμάτων (πλαισιωτές κατασκευές)

Πίνακας 4.32: Σχέση μήκους ανοιγμάτων-λόγου βάρους οπλισμού/όγκο σκυροδέματος (για τις πλαισιωτές κατασκευές)

Μήκος ανοιγμάτων (m)	Μ.Ο. λόγων οπλ./σκυρ. ΚΠΜ (kg/m ³)	Μ.Ο. λόγων οπλ./σκυρ. ΚΠΥ (kg/m ³)	Μ.Ο. Σχετικής διαφοράς λόγων οπλ./σκυρ. (%)
6	84.32	89.29	5.96%
8	95.52	97.38	2.00%

4.6.5 Κριτική των Αποτελεσμάτων

Αναφορικά με την επιρροή του αριθμού των ορόφων, αρχικά παρατηρείται μία τάση για υψηλότερες τιμές σχετικών διαφορών (διαφορές μεταξύ ΚΠΜ-ΚΠΥ, εκφρασμένες σε ποσοστό %) τόσο του βάρους των οπλισμών, όσο και του όγκου του σκυροδέματος στα εννιαώροφα κτίρια, κάτι που αποτυπώνεται άλλωστε και στις υψηλότερες σχετικές διαφορές κόστους σε αυτά. Οι τιμές, βέβαια, των σχετικών διαφορών των ποσοτήτων στο σύνολο των κατασκευών δείχνουν να έχουν μεγαλύτερη διασπορά μεταξύ τους, κάτι που ενδεχομένως εγείρει κάποια ερωτηματικά σχετικά με την καταλληλότητα χρήσης του μέσου όρου των τιμών ως αντιπροσωπευτικού δείκτη σύγκρισης. Στις πλαισιωτές κατασκευές παρατηρείται μία αντίθετη τάση μεταξύ των τριώροφων και εξαώροφων κατασκευών (αύξηση της σχετικής διαφοράς όγκου σκυροδέματος/ μείωση σχετικής διαφοράς βάρους οπλισμού κατά τη «μετάβαση» από τα τριώροφα στα εξαώροφα κτίρια), που ενδεχομένως οφείλεται στο χρησιμοποιούμενο κρίσιμο κριτήριο διαστασιολόγησης: την ελαχιστοποίηση του κόστους κατασκευής. Αντίθετα, στα «τοιχωματικά», όπου διαφοροποιείται εν μέρει η εν λόγω διαδικασία (σταθερές διαστάσεις τοιχωμάτων), παρατηρείται μία αύξηση της σχετικής διαφοράς ποσοτήτων και των δύο δομικών υλικών (για «μετάβαση» από τα τριώροφα στα εξαώροφα).

Σε ότι αφορά την επιρροή τόσο του αριθμού, όσο και του μήκους των ανοιγμάτων, οι σχετικές διαφορές ποσοτήτων παρουσιάζουν πάλι δύο από τα χαρακτηριστικά που αναφέρθηκαν παραπάνω: τη σχετικά μεγάλη διασπορά τιμών και τις αντίθετες τάσεις

(όταν αυξάνεται η σχετική διαφορά της ποσότητας του ενός υλικού για αλλαγή τιμής αριθμού/μήκους ανοιγμάτων, μειώνεται η αντίστοιχη σχετική διαφορά του άλλου), οι οποίες, όμως, τώρα εμφανίζονται, όχι μόνο για τις πλαισιωτές κατασκευές, αλλά και για τις τοιχωματικές (άρα προφανώς και για το σύνολο). Και σε αυτές τις περιπτώσεις, όπου βέβαια οι παρατηρούμενες αποκλίσεις σχετικών διαφορών ποσοτήτων για τις διάφορες τιμές παραμέτρων περιορίζονται γενικά μέχρι το 2%, κυρίαρχο αίτιο της ανωτέρω περιγραφείσας τάσης των διαγραμμάτων λογίζεται το αποκλειστικά οικονομικό κριτήριο επιλογής των τελικών διαστάσεων των διερευνώμενων κατασκευών.

Τέλος, εξετάζοντας τη διαφοροποίηση των αναλογιών οπλισμού/σκυροδέματος (λόγος kg οπλισμού/ m³ σκυροδέματος) συναρτήσει των διαφόρων παραμέτρων, αξίζει κανείς αρχικά να παρατηρήσει τη γενικότερη τάση προς αύξηση των αναλογιών αυτών για ΚΠΥ (σημειώνεται βέβαια και η ύπαρξη τριών περιπτώσεων όπου αυτές μειώνονται). Οι σχετικές, όμως, διαφορές των αναλογιών αυτών, ως άμεσα εξαρτώμενες από τις αντίστοιχες διαφορές όγκου σκυροδέματος και βάρους οπλισμού, παρουσιάζουν αρκετά μεγάλη διασπορά για τις διάφορες τιμές παραμέτρων και δε δείχνουν να ακολουθούν κάποιο ιδιαίτερο μοτίβο, πέραν ίσως της μείωσης της σχετικής διαφοράς των αναλογιών για: α) πλαισιωτές κατασκευές και β) αύξηση του αριθμού/μήκους ανοιγμάτων και της αύξησης της σχετικής διαφοράς των αναλογιών για: α) «τοιχωματικές» κατασκευές και β) αύξηση του αριθμού ανοιγμάτων.

Συνοψίζοντας, ελάχιστα γενικά συμπεράσματα μπορούν να εξαχθούν σχετικά με τις απαιτούμενες ποσότητες σκυροδέματος και οπλισμού στις δύο διαθέσιμες κατηγορίες πλαστιμότητας, με δεδομένη ωστόσο την τάση για αύξηση των ποσοτήτων αυτών σε ΚΠΥ. Ο κύριος λόγος πίσω από αυτή την αβεβαιότητα εξαγωγής ασφαλών συμπερασμάτων, όπως ήδη αναφέρθηκε, κρίνεται ότι είναι η διαδικασία που ακολουθήθηκε για τη διαστασιολόγηση των εξεταζόμενων κατασκευών. Συγκεκριμένα, αποκλειστικό κριτήριο για την επιλογή των τελικών διαστάσεων και όπλισης των φερόντων στοιχείων των κτιρίων αποτέλεσε η ελαχιστοποίηση του κόστους φ.ο.. Για το σκοπό αυτό σε κάποιες περιπτώσεις, για τις οποίες παρατηρήθηκαν μικρές διαφορές κόστους ανάμεσα στις διαθέσιμες επιλογές διαστασιολόγησης των μελών (κυρίως σε κτίρια λιγότερων ορόφων), επιλέχθηκαν «μεγάλα» μέλη (δοκοί-υποστυλώματα) με «λίγο» οπλισμό, ενώ σε άλλες αντίστοιχες περιπτώσεις «μικρά» μέλη με «πολύ» οπλισμό, κάτι που δεν ήταν εκ των προτέρων γνωστό. Ενδεχομένως, μία εκ νέου διαστασιολόγηση με ζητούμενο (κριτήριο επιλογής) πλέον την ελαχιστοποίηση του οπλισμού ή του χρησιμοποιούμενου όγκου σκυροδέματος να οδηγούσε σε ασφαλέστερα και μετρήσιμα συμπεράσματα για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας.

4.7 Λοιπές Παρατηρήσεις Κόστους και Όπλισης

4.7.1 Ακριβότερος Όροφος Κατασκευής

Στο πλαίσιο της καλύτερης κατανόησης των αποτελεσμάτων της διαστασιολόγησης, αναζητείται ο ακριβότερος όροφος κάθε εξεταζόμενης κατασκευής για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας. Ως ακριβότερος ορίζεται ο όροφος εκείνος, ο

οποίος με βάση τις προμετρούμενες ποσότητες από το λογισμικό Fespa και τη βοήθεια της σχέσης (4.1), δίνει το μεγαλύτερο κόστος φ.ο.. Τα αποτελέσματα της αναζήτησης αυτής φαίνονται στον πίνακα 4.33 που ακολουθεί, ενώ αξίζει να επισημανθεί ότι λόγω της ίδιας κάτοψης σε όλους τους όρους (ίδια προμετρούμενη ποσότητα όγκου σκυροδέματος-επιφάνειας ξυλοτύπου), ο ακριβότερος όροφος είναι ουσιαστικά αυτός που απαιτεί τον περισσότερο οπλισμό ή εναλλακτικά συνδέεται με τη μεγαλύτερη τιμή λόγου $\text{kg οπλισμού}/\text{m}^3$ σκυροδέματος.

Πίνακας 4.33: Ακριβότερος όροφος ανά εξεταζόμενη περίπτωση

α/α	Αριθμός ορόφων	Αριθμός ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα (z)	Μήκος ανοίγματος (m)	Ακριβότερος όροφος ΚΠΜ	Ακριβότερος όροφος ΚΠΥ
1	3	3	πλαισιωτό	6	1 ^{ος}	1 ^{ος}
2	3	3	πλαισιωτό	8	1 ^{ος}	1 ^{ος}
3	3	3	τοιχωμάτων	6	1 ^{ος}	2 ^{ος}
4	3	5	πλαισιωτό	6	1 ^{ος}	3 ^{ος}
5	3	5	πλαισιωτό	8	1 ^{ος}	2 ^{ος}
6	3	5	τοιχωμάτων	6	1 ^{ος}	2 ^{ος}
7	6	3	πλαισιωτό	6	2 ^{ος}	2 ^{ος}
8	6	3	πλαισιωτό	8	2 ^{ος}	2 ^{ος}
9	6	3	τοιχωμάτων	6	2 ^{ος}	2 ^{ος}
10	6	5	πλαισιωτό	6	2 ^{ος}	3 ^{ος}
11	6	5	πλαισιωτό	8	2 ^{ος}	2 ^{ος}
12	6	5	τοιχωμάτων	6	2 ^{ος}	2 ^{ος}
13	9	3	πλαισιωτό	6	2 ^{ος}	2 ^{ος}
14	9	3	πλαισιωτό	8	2 ^{ος}	2 ^{ος}
15	9	3	τοιχωμάτων	6	2 ^{ος}	2 ^{ος}
16	9	5	πλαισιωτό	6	2 ^{ος}	2 ^{ος}
17	9	5	πλαισιωτό	8	2 ^{ος}	2 ^{ος}
18	9	5	τοιχωμάτων	6	2 ^{ος}	2 ^{ος}

Με βάση τα παραπάνω στοιχεία είναι φανερό, όσο και αναμενόμενο, λόγω των μεγαλύτερων εντατικών μεγεθών κοντά στη βάση, πως ως ακριβότεροι όροφοι (μεγαλύτερη όπλιση) εμφανίζονται οι χαμηλότεροι. Εντοπίζεται μία τάση στα τριώροφα ΚΠΜ, ακριβότερος να είναι ο πρώτος όροφος, ενώ για τα υπόλοιπα κτίρια (εξαώροφα, εννιαώροφα ΚΠΜ και όλα τα ΚΠΥ) ο αμέσως υψηλότερος (με κάποιες μεμονωμένες εξαιρέσεις, για τις οποίες πάντως οι διαφορές κόστους με τον 2^ο όροφο είναι πολύ μικρές).

4.7.2 Σύγκριση Κόστους Δοκών-Υποστυλωμάτων

Ήδη από την ενότητα 4.5 έχει διαφανεί ότι τα κτίρια ΚΠΥ συνδέονται με μεγαλύτερο κόστος κατασκευής συγκριτικά με τα κτίρια ΚΠΜ, λόγω διαφοροποιήσεων

στις διαστάσεις και την όπλιση των φερόντων στοιχείων. Στο σημείο αυτό, ωστόσο, τίθεται το ερώτημα ποιο είδος στοιχείων εκ των δύο (δοκών-υποστυλωμάτων) ευθύνεται περισσότερο για την αύξηση αυτή του κόστους και σε ποίο βαθμό. Για το λόγο αυτό, έχουν αξιοποιηθεί τα παραγόμενα στοιχεία προμέτρησης του Fespa ανά όροφο κατασκευής και είδος δομικού μέλους, τα οποία έχουν συλλεχθεί και αναλυθεί ώστε να προκύψει ο ακόλουθος Πίνακας 4.34. Στον πίνακα αυτό παρουσιάζονται οι σχετικές διαφορές κόστους δοκών και υποστυλωμάτων (συμπεριλαμβανομένων, όπου υπάρχουν, των τοιχωμάτων) χωριστά για κάθε εξεταζόμενη κατασκευή, καθώς και το ποσοστό που η κάθε επιμέρους αυτή διαφοροποίηση συμβάλλει στη συνολική διαφορά κόστους (έχει υπολογιστεί δηλαδή ο λόγος π.χ. για τα υποστυλώματα: «διαφορά κόστους υποστυλωμάτων ΚΠΜ-ΚΠΥ (σε €)»/ «συνολική διαφορά κόστους φ.ο. κατασκευής ΚΠΜ-ΚΠΥ (σε €)»). Σημειώνεται ότι αρνητική σχετική διαφορά ερμηνεύεται ως μείωση του κόστους για σχεδιασμό ΚΠΥ.

Πίνακας 4.34: Σχετικές διαφορές κόστους ανά είδος στοιχείου και επιρροή του στο συνολικό κόστος κατασκευής, για κάθε εξεταζόμενη περίπτωση

a/a	Αριθμός ορόφων	Αριθμός ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα (z)	Μήκος ανοίγματος (m)	Σχετική διαφορά κόστους δοκών (%)	Σχετική διαφορά κόστους υποστ. (%)	Συμβολή κόστους δοκών στη συνολική διαφορά κόστους (%)	Συμβολή κόστους υποστ. στη συνολική διαφορά κόστους (%)
1	3	3	πλαισιωτό	6	-1.53%	64.48%	-3.30%	103.30%
2	3	3	πλαισιωτό	8	-0.50%	49.38%	-1.94%	101.94%
3	3	3	τοιχωμάτων	6	-5.76%	24.70%	-38.31%	138.31%
4	3	5	πλαισιωτό	6	2.24%	46.13%	6.16%	93.84%
5	3	5	πλαισιωτό	8	16.19%	36.80%	38.55%	61.45%
6	3	5	τοιχωμάτων	6	-3.29%	37.01%	-10.05%	110.05%
7	6	3	πλαισιωτό	6	0.81%	42.18%	2.46%	97.54%
8	6	3	πλαισιωτό	8	12.83%	39.58%	32.70%	67.30%
9	6	3	τοιχωμάτων	6	4.67%	32.81%	13.56%	86.44%
10	6	5	πλαισιωτό	6	20.05%	40.50%	42.59%	57.41%
11	6	5	πλαισιωτό	8	13.79%	38.45%	34.81%	65.19%
12	6	5	τοιχωμάτων	6	-2.17%	28.28%	-8.97%	108.97%
13	9	3	πλαισιωτό	6	7.14%	37.78%	20.99%	79.01%
14	9	3	πλαισιωτό	8	14.95%	55.47%	29.88%	70.12%
15	9	3	τοιχωμάτων	6	10.98%	39.18%	25.16%	74.84%
16	9	5	πλαισιωτό	6	-0.93%	46.32%	-3.17%	103.17%
17	9	5	πλαισιωτό	8	16.08%	57.84%	30.04%	69.96%
18	9	5	τοιχωμάτων	6	11.96%	33.42%	29.75%	70.26%
				M.O.	6.53%	41.68%	13.38%	86.62%

Από τον παραπάνω πίνακα, είναι σαφές ότι καθοριστική στην διαφοροποίηση του συνολικού κόστους είναι η συμβολή των υποστυλωμάτων, διαπίστωση που συνδέεται άμεσα με τις παρατηρήσεις σχετικά με τους κρίσιμες κανονιστικές διατάξεις που διατυπώθηκαν στην ενότητα 4.4 και οδηγούν σε μεγαλύτερες διαστάσεις υποστυλωμάτων στην ΚΠΥ. Ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι περιπτώσεις όπου η συμβολή των δοκών στη συνολική διαφορά κόστους είναι αρνητική, δηλαδή απαιτείται μειωμένο κόστος για ΚΠΥ. Πρόκειται για περιπτώσεις κατασκευών όπου οι διαστάσεις των δοκών για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας λήφθηκαν ακριβώς ίδιες (άρα ο προμετρούμενος όγκος σκυροδέματος είναι ίδιος), όπερ σημαίνει ότι απαιτείται η τοποθέτηση λιγότερου οπλισμού στις δοκούς ΚΠΥ, διαπίστωση αξιοσημείωτη που θα εξεταστεί αναλυτικότερα στην επόμενη υποενότητα. Υπενθυμίζεται ότι έχουν ληφθεί ελάχιστες κατασκευάσιμες διαστάσεις δοκών 25/50, οι οποίες αυξάνονταν κατά κύριο λόγο για να ικανοποιήσουν τον περιορισμό της εκκεντρότητας που επιβάλλει ο ΕΚ8. Συνεπώς, ακόμα και στις περιπτώσεις που υπάρχει θετική συμβολή της διαφοράς κόστους δοκών στη διαμόρφωση της συνολικής διαφοράς, αυτή οφείλεται σε μεγάλο βαθμό στην αύξηση των διαστάσεων των υποστυλωμάτων.

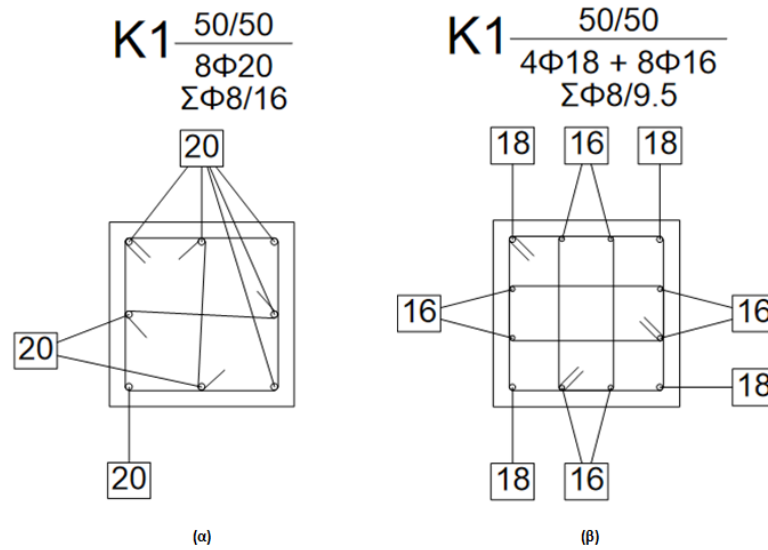
Εντύπωση ενδεχομένως μπορεί να προκαλεί η απόκλιση των μεγεθών των σχετικών διαφορών κόστους δοκών, υποστυλωμάτων (μέσες τιμές 6.53%, 41,68% αντίστοιχα) από τη σχετική διαφορά του συνολικού κόστους (μέση τιμή 7.65%). Η τάση αυτή, ωστόσο, εκτιμάται ότι οφείλεται στο γεγονός ότι στην προμέτρηση και συνεπώς και στην εκτίμηση του συνολικού κόστους φ.ο. έχει ληφθεί υπόψη και η συμβολή των πλακών, οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των οποίων παραμένουν σταθερά για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας, άρα έχουν μηδενική επιρροή στη διαμόρφωση της σχετικής διαφοράς του κόστους φ.ο., παρ' ότι περιλαμβάνονται σε αυτό.

Σημειώνεται ακόμα, για λόγους πληρότητας, μία διαπίστωση που έγινε κατά την κατασκευή του ανωτέρω πίνακα και δεν αποτυπώνεται σε αυτόν: Οι σχετικές διαφορές κόστους, πρωτίστως των δοκών και δευτερευόντως των υποστυλωμάτων, φαίνεται να λαμβάνουν μεγαλύτερες τιμές στους ανώτερους (και λιγότερο «επιβαρυσμένους» από άποψη όπλισης) ορόφους των κατασκευών.

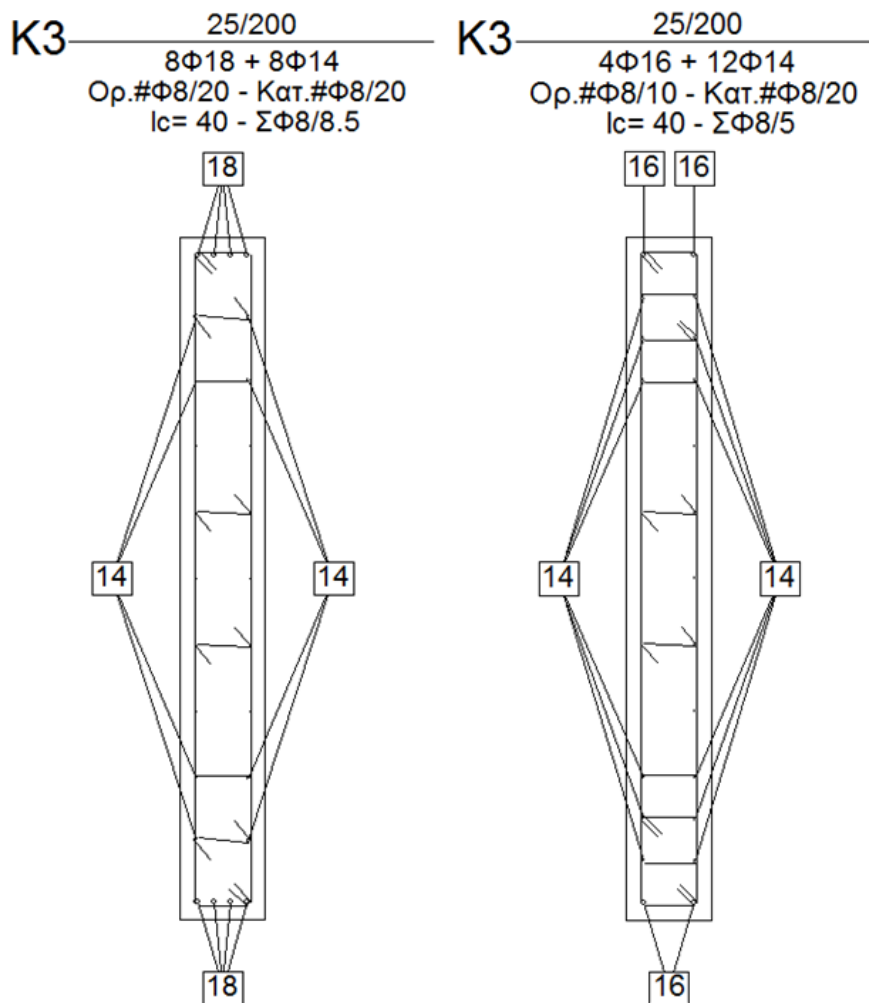
4.7.3 Διαμήκης-Εγκάρσιος Οπλισμός Δοκών-Υποστυλωμάτων

Στην προηγούμενη υποενότητα έγινε μία πολύ ενδιαφέρουσα παρατήρηση: σε δοκούς με ίδιες διαστάσεις σημειώθηκε μείωση του οπλισμού για ΚΠΥ, κάτι που αποτέλεσε την αφορμή για την αναζήτηση της αιτίας που κρύβεται πίσω από την τάση αυτή. Η απάντηση φαίνεται να δίνεται από μία ποιοτική παρατήρηση που προκύπτει αντιπαραβάλλοντας τους οπλισμούς των αντίστοιχων δομικών μελών για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας (π.χ. Κ1 για ΚΠΜ με Κ1 για ΚΠΥ): ο απαιτούμενος διαμήκης οπλισμός παραμένει περίπου σταθερός ή μειώνεται λίγο για ΚΠΥ, ενώ αυξάνεται κατά πολύ ο απαιτούμενος εγκάρσιος οπλισμός (ιδίως στα υποστυλώματα). Η παραπάνω διαπίστωση, λογική αν αναλογιστεί κανείς τις αυστηρότερες διατάξεις περίσφιγξης για ΚΠΥ και τους ικανοτικούς ελέγχους, φαίνεται ενδεικτικά στα επόμενα σχήματα 4.58, 4.59, 4.60, 4.61, όπου παρουσιάζεται η οπλισμένη διατομή δύο υποστυλωμάτων (ένα με ίδιες διαστάσεις για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας και ένα

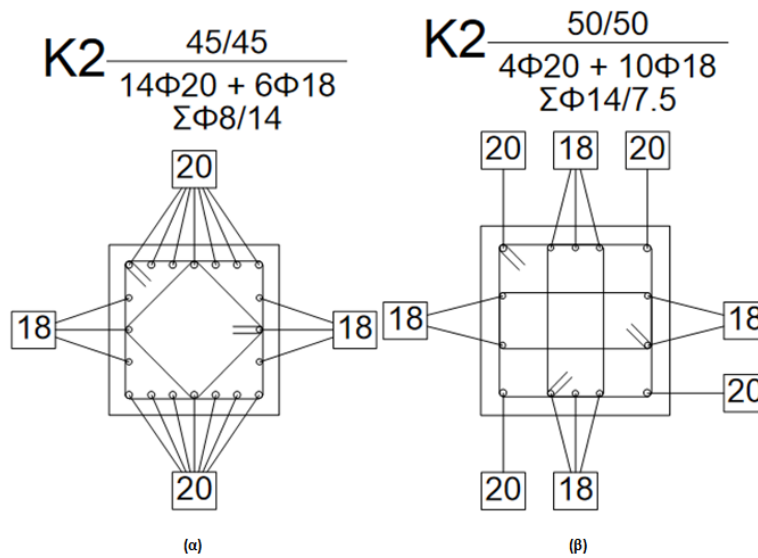
με αυξημένες για ΚΠΥ), ενός τοιχώματος και μίας δοκού για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας.



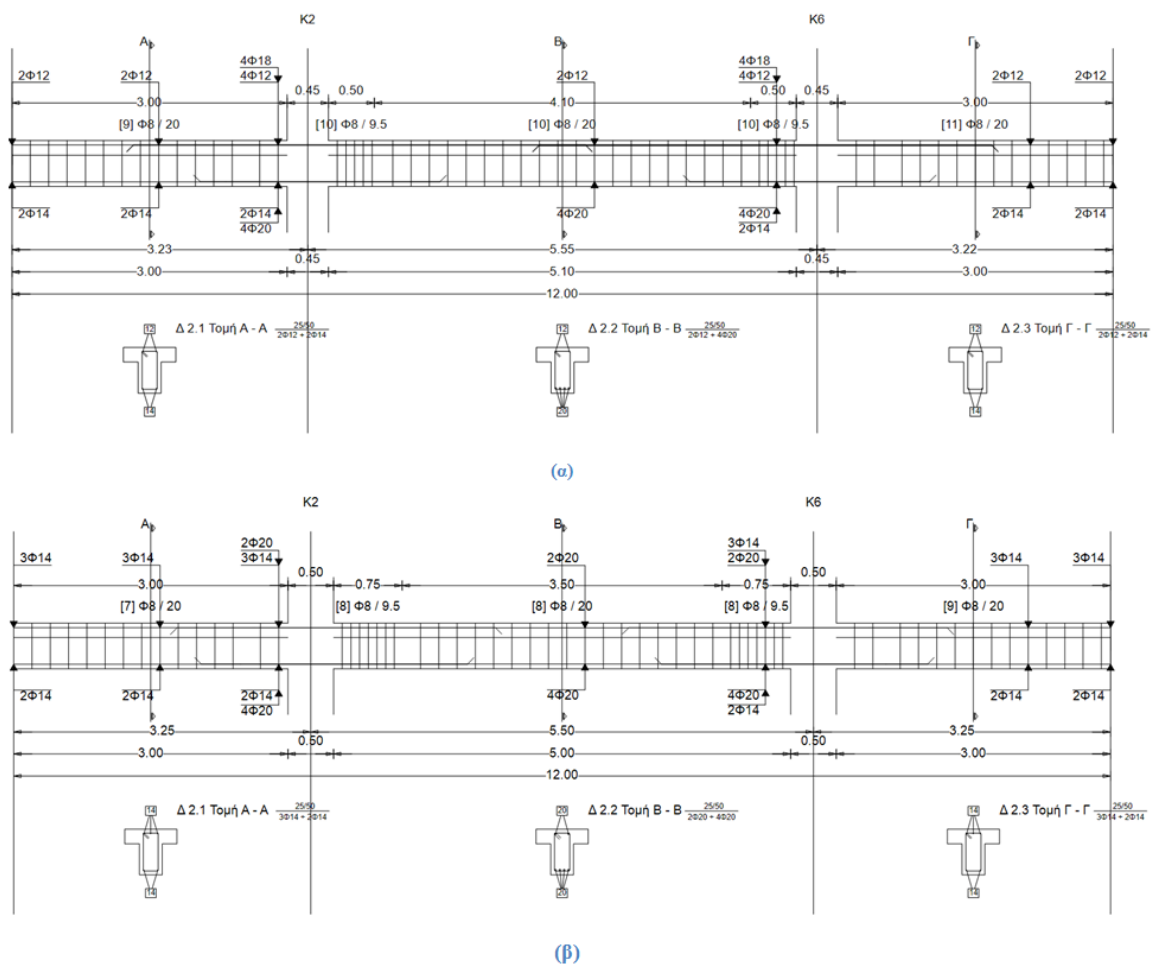
Σχήμα 4.58: Οπλισμένες διατομές υποστύλωματος Κ1 1^{ου} ορόφου της περίπτωσης α/α:13 για ΚΠΜ (α) και ΚΠΥ (β)



Σχήμα 4.59: Οπλισμένες διατομές τοιχώματος Κ3 1^{ου} ορόφου της περίπτωσης α/α:3 για ΚΠΜ (αριστερά) και ΚΠΥ (δεξιά)



Σχήμα 4.60: Οπλισμένες διατομές υποστυλώματος K2 1^{ου} ορόφου της περίπτωσης α/α:2 για ΚΠΜ (α) και ΚΠΥ (β)



Σχήμα 4.61: Τομή δοκού Δ2 (1^{ου} ορόφου) της περίπτωσης α/α:2 για ΚΠΜ (α) και ΚΠΥ (β)

Για να κατανοηθεί καλύτερα η τάση αυτή και το μέγεθος της, εξετάζεται ενδεικτικά η περίπτωση με α/α:2 για την οποία σύμφωνα και με τον Πίνακα 4.34

παρατηρείται μείωση του οπλισμού των δοκών για ΚΠΥ. Για τις δύο διαστασιολογημένες κατασκευές της περίπτωσης αυτής μορφώνεται ένας πίνακας, όπου καταγράφονται και συγκρίνονται ανά όροφο και συνολικά, ο διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός (σε kg) για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας, χωριστά για δοκούς και υποστυλώματα:

Πίνακας 4.35: Διαμήκεις- εγκάρσιοι οπλισμοί δοκών κατασκευών α/α:2

Όροφος	Διαμήκης οπλισμός (kg)		Εγκάρσιος οπλισμός (kg)		Συνολικός οπλισμός (kg)	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ	ΚΠΜ	ΚΠΥ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
1	1590.68	1433.36	287.48	310.36	1878.16	1743.72
2	1280.84	1239.74	287.48	314.72	1568.32	1554.46
3	881.50	990.60	287.48	314.72	1168.98	1305.32
Συνολικά	3753.02	3663.7	862.44	939.8	4615.46	4603.5
Σχετική διαφορά (%)	-2.38%		8.97%		-0.26%	

Πίνακας 4.36: Διαμήκεις- εγκάρσιοι οπλισμοί υποστυλωμάτων κατασκευών α/α:2

Όροφος	Διαμήκης οπλισμός (kg)		Εγκάρσιος οπλισμός (kg)		Συνολικός οπλισμός (kg)	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ	ΚΠΜ	ΚΠΥ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
1	1110.44	821.16	217.72	1328.2	1328.16	2149.36
2	922.12	821.16	217.72	1129.84	1139.84	1951
3	746.8	739.88	217.72	987.24	964.52	1727.12
Συνολικά	2779.36	2382.2	653.16	3445.28	3432.52	5827.48
Σχετική διαφορά (%)	-14.29%		427.48%		69.77%	

Παρατηρούμε, επομένως, ότι στην εξεταζόμενη περίπτωση ο διαμήκης οπλισμός μειώνεται και ο εγκάρσιος οπλισμός αυξάνεται για ΚΠΥ, τόσο στην περίπτωση των δοκών όσο και στην περίπτωση των υποστυλωμάτων, με το φαινόμενο πιο έντονο στα δεύτερα.

Στις δοκούς η (απόλυτη) μείωση του βάρους λόγω των διαμήκων οπλισμών είναι πιο έντονη σε σχέση με την (απόλυτη) αύξηση των εγκάρσιων, κάτι που δικαιολογεί το αρνητικό πρόσημο που παρατηρήθηκε στον πίνακα 4.34 (σημειώνεται ότι η σχετική διαφορά του βάρους οπλισμού δοκών διαφέρει λίγο από τη σχετική διαφορά του κόστους, γιατί υπάρχει μία ελάχιστη διαφοροποίηση του προμετρούμενου όγκου σκυροδέματος, όπως υπολογίζεται από το λογισμικό διαστασιολόγησης). Παρατηρούμε ότι η αναλογία διαμήκων/εγκάρσιων οπλισμών δοκού μεταβάλλεται ελάχιστα από 81.3%-18.7% σε ΚΠΜ, σε 79.5%-20.5% σε ΚΠΥ.

Στα υποστυλώματα οι τιμές μεταβάλλονται πιο έντονα με το διαμήκη οπλισμό να σημειώνει μία πτώση της τάξης του 15% και τον εγκάρσιο να παρουσιάζει αύξηση περίπου 430%, κάτι που αποτυπώνεται και στην απαίτηση για αρκετά μεγαλύτερο συνολικό οπλισμό (περίπου 70%). Η αναλογία διαμήκων/εγκάρσιων οπλισμών αλλάζει

σημαντικά από 81%-19% σε ΚΠΜ σε 41%-59% σε ΚΠΥ, επιβεβαιώνοντας τη μεγάλη σημασία της επαρκούς περίσφιξης στα υποστυλώματα ΚΠΥ. Για το σύνολο του κτιρίου (δοκοί και υποστυλώματα) η αναλογία διαμήκων/εγκάρσιων οπλισμών μεταβάλλεται από 81.2%-18.8% (ΚΠΜ) σε 58%-42% (ΚΠΥ).

Η τάση αυτή (μείωση ποσοστού διαμήκους-αύξηση ποσοστού εγκάρσιου οπλισμού) έχει επιβεβαιωθεί μάλιστα από πλήθος εργασιών, όπως των *Karros(1998)* [10] και *Carvahlo et al.(1996)* [11], με την τελευταία, μάλιστα, να καταλήγει στη διαπίστωση ότι για πλαισιωτές κατασκευές ο λόγος διαμήκους προς εγκάρσιο οπλισμό μεταβάλλεται από 75%-25% για ΚΠΜ σε 60%-40% για ΚΠΥ, ενώ για κατασκευές με τοιχώματα δε μεταβάλλεται σημαντικά.

Κεφάλαιο 5:

Παραδοχές και Μόρφωση Προσομοιώματος Επιλεγμένων Πλαισίων με το Sap2000

5.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο, περιγράφεται η διαδικασία μόρφωσης του υπολογιστικού προσομοιώματος των πλαισίων που επιλέγονται προς αποτίμηση της συμπεριφοράς τους (με στατική και δυναμική ανελαστική ανάλυση) στο λογισμικό Sap2000 v15.2.1., καθώς και οι παραδοχές που λαμβάνονται υπόψη στην εν λόγω διαδικασία.

Το Sap2000 (Computers & Structures Inc.) είναι ένα διεθνώς ευρύτατα διαδεδομένο λογισμικό προσομοίωσης και διαστασιολόγησης, βασικό χαρακτηριστικό του οποίου είναι η εκτενής και λεπτομερής δυνατότητα παρέμβασης στον καθορισμό των παραμέτρων της προσομοίωσης. Τα δεδομένα που χρειάζεται να εισαχθούν ώστε να πραγματοποιηθεί η ανάλυση του φορέα και τα οποία αναλύονται στις ακόλουθες ενότητες (5.3-5.8) μπορούν να ομαδοποιηθούν ως εξής:

- *Προσομοιώματα υλικών* (μέτρο ελαστικότητας E, ειδικό βάρος, λόγος Poisson, συντελεστής θερμικής διαστολής κ.λ.π.)
- *Διατομές δομικών μελών* (σχήμα, διαστάσεις, υλικά)
- *Γεωμετρία φορέα* (διαστάσεις στοιχείων, συντεταγμένες κόμβων, εκκεντρότητες δομικών μελών, είδος στηρίξεων, διακριτοποίηση στοιχείων)
- *Φορτία* (είδος και τιμές φορτίων, συνδυασμοί φορτιστικών καταστάσεων, ορισμός μάζας)
- *Πρόσθετα στοιχεία* (ορισμός διαφραγμάτων, πλαστικές αρθρώσεις)

Κατά τον προσδιορισμό των παραπάνω στοιχείων επισημαίνεται η προσπάθεια η γεωμετρική-χωρική μόρφωση των φορέων, καθώς και η περιγραφή της φορτιστικής τους κατάστασης (και άρα και της μάζας τους) να είναι συμβατές με τις παραδοχές που λήφθηκαν κατά τη διαστασιολόγηση του φορέα (βλέπε Κεφάλαιο 3). Η μόνη διαφοροποίηση συνίσταται στη θεώρηση των πραγματικών (μέσων) ιδιοτήτων των υλικών, τον καθορισμό της μη γραμμικής, πλέον, συμπεριφοράς τους, καθώς και των ενεργών δυσκαμψιών των μελών, σε μία προσπάθεια για πιο ρεαλιστική απόδοση της συμπεριφοράς των πλαισίων.

5.2 Επιλογή Κατασκευών για Διερεύνηση της Συμπεριφοράς τους σε Σεισμούς

Από τις συνολικά δεκαοκτώ (18) πρότυπες κατασκευές που διαστασιολογήθηκαν για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας (ΚΠΜ και ΚΠΥ) και χρησιμοποιήθηκαν για τη σύγκριση κόστους-υλικών στο προηγούμενο κεφάλαιο, επιλέγονται για αποτίμηση της σεισμικής τους συμπεριφοράς δύο (2) και συγκεκριμένα τα πλαίσια με $a/\alpha:1$ & 13 (σύνολο τέσσερις (4) φορείς). Τα παραπάνω πλαίσια διαλέγονται γιατί όπως δείχθηκε από τις εξεταζόμενες παραμέτρους μόνο το σύνολο των ορόφων είχε σημαντική επίδραση στη σχετική διαφορά κόστους των δύο κατηγοριών πλαστιμότητας και

μάλιστα αυξανόταν με την αύξηση του αριθμού τους. Έτσι, επιλέγονται ένα τριώροφο πλαίσιο (α/α:1) και ένα εννιαώροφο (α/α:13), ενώ οι άλλες παράμετροι παραμένουν σταθερές (άνοιγμα: 6m, αριθμός ανοιγμάτων:3, στατικό σύστημα: πλαισιωτό). Τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης (διαστάσεις και όπλιση δομικών μελών) για τους τέσσερις αυτούς φορείς, στα οποία βασίζεται σε μεγάλο βαθμό το υπολογιστικό προσομοίωμα τους στο Sap2000, παρατίθενται σε ξεχωριστό Παράρτημα (Παράρτημα Β) στο τέλος της εργασίας.

5.3 Μονάδες Μέτρησης

Βασικό βήμα πριν την εισαγωγή δεδομένων και τον καθορισμό της γεωμετρίας του φορέα είναι η επιλογή των μονάδων μέτρησης (*units*) που θα χρησιμοποιηθούν. Στα παραδείγματα αυτά, και με κριτήριο τη μέγιστη συμβατότητα με τους ισχύοντες κανονισμούς και τη συνήθη πρακτική, έχουν επιλεγεί ως μονάδα δύναμης τα kN, ως μονάδα μήκους τα m, και ως μονάδα θερμοκρασίας οι °C. Από τη συσχέτιση αυτών των βασικών μονάδων και λαμβάνοντας υπόψη ότι μονάδα μέτρησης του χρόνου είναι το sec, προκύπτουν εμμέσως και οι μονάδες των υπολοίπων μεγεθών που μας ενδιαφέρουν. Ενδεικτικά, η τάση και το μέτρο ελαστικότητας δίνονται σε kN/m², το ειδικό βάρος σε kN/m³ και η μάζα σε tn.

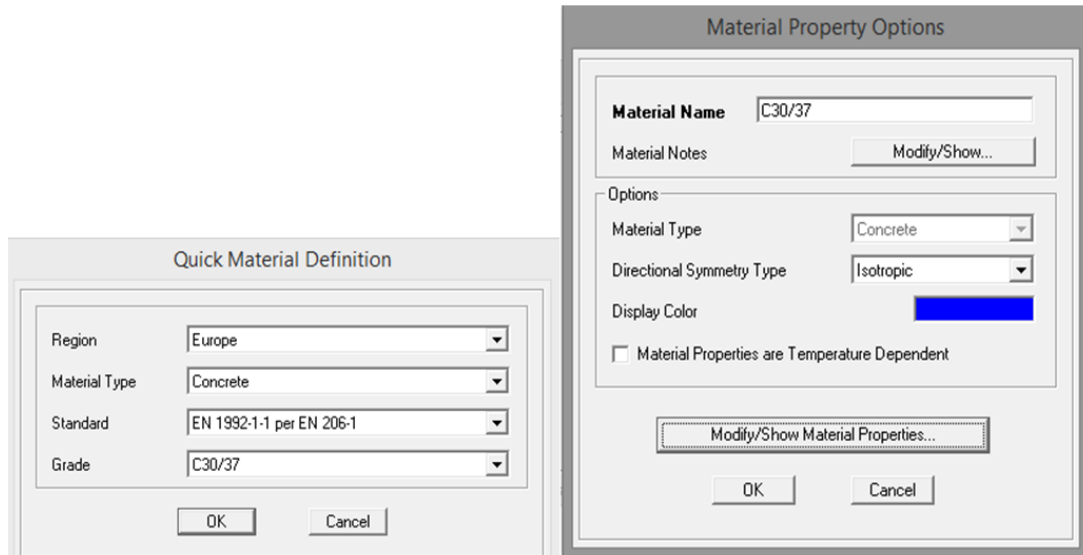
5.4 Προσομοιώματα Υλικών

Για την εκτέλεση ανελαστικής ανάλυσης πρέπει να περιγραφεί ικανοποιητικά η ανελαστική συμπεριφορά σε προκαθορισμένα σημεία του φορέα, όπου αναμένεται η εκδήλωση ελεγχόμενων ζημιών μέσω μετελαστικών παραμορφώσεων, τις λεγόμενες πλαστικές αρθρώσεις. Για να επιτευχθεί αυτό σε κάθε κρίσιμη διατομή πρέπει να προσδιοριστούν επαρκώς τα διαγράμματα ροπής-στροφής (M-θ) ή ροπής-καμπυλότητας (M-1/r) (αναμένεται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων μέσω καμπτικής ροπής, αφού έχει προηγηθεί ικανοτικός σχεδιασμός). Στην παρούσα εργασία, όπως θα δειχθεί παρακάτω, επιλέγεται, με μικρές παρεμβάσεις, ο αυτόματος υπολογισμός των διαγραμμάτων αυτών από το Sap2000, οπότε απαιτείται μία λεπτομερέστατη περιγραφή των ιδιοτήτων των υλικών και διατομών του φέροντος οργανισμού που σχετίζονται με την ανελαστική συμπεριφορά του σκυροδέματος και του χάλυβα οπλισμού.

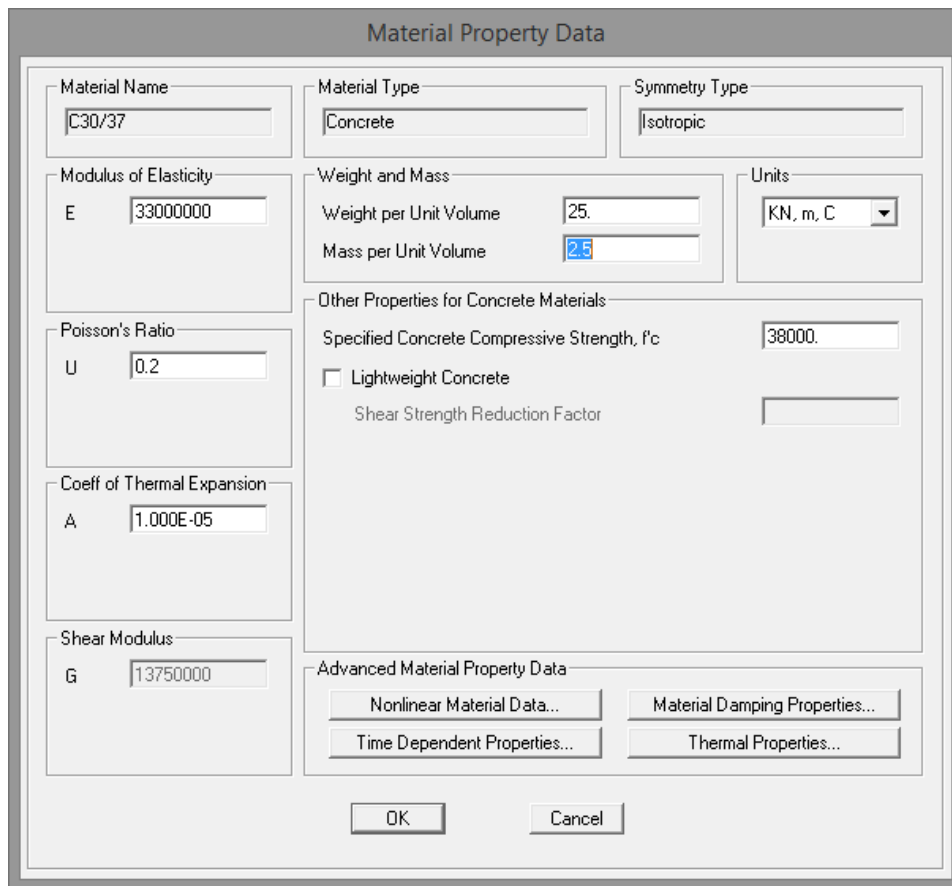
5.4.1 Σκυρόδεμα

5.4.1.1 Μη-Περισφιγμένο Σκυρόδεμα

Για τον ορισμό του σκυροδέματος των φορέων επιλέγεται αρχικά η ποιότητα C30/37 και το ευρωπαϊκό πρότυπο με το οποίο συμμορφώνεται: EN1992-1-1 per EN206-1 (Σχήμα 5.1), ενώ στη συνέχεια, μέσω της εντολής **Modify/Show Material** και με ενεργή την επιλογή **Show Advanced Properties** ορίζεται η ισοτροπική συμπεριφορά του (Σχήμα 5.2). Μέσω του **Modify/ Show Material Properties** ορίζονται και οι υπόλοιπες ιδιότητες του C30/37 (Σχήμα 5.3).



Σχήμα 5.1-5.2: Αρχικός ορισμός σκυροδέματος C30/37



Σχήμα 5.3: Φυσικά - Μηχανικά χαρακτηριστικά σκυροδέματος στο λογισμικό

Συγκεκριμένα, για το λόγο Poisson λαμβάνεται η τιμή που προτείνεται από τον ΕΚ2 (§ 3.1.3(4)) για μη ρηγματωμένο σκυροδέμα $\nu=0.2$, ενώ οι τιμές του μέτρου ελαστικότητας E και της θλιπτικής αντοχής f_c λαμβάνονται από τον πίνακα 3.1 του ΕΚ2 και σύμφωνα με τις σχέσεις $E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0.3} = 33GPa$ (5.1) και $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38Mpa$ (5.2). Στο σημείο αυτό, υπενθυμίζεται η αναγκαιότητα θεώρησης των μέσων τιμών των υλικών στις μη γραμμικές μεθόδους, όπως αναφέρεται στον ΕΚ8-1

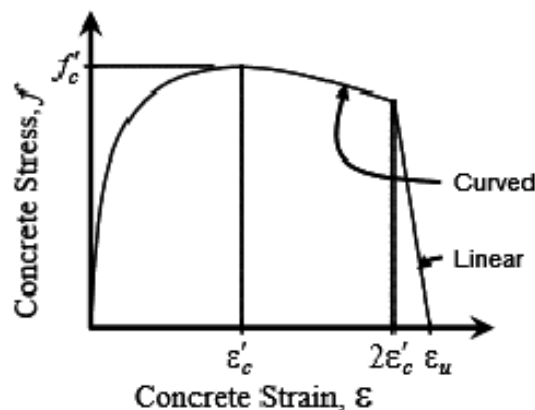
(§4.3.3.4.1.(4)). Σε ότι αφορά το ειδικό βάρος (*Weight per unit volume*), δίνεται η τιμή που αντιστοιχεί στο οπλισμένο σκυρόδεμα 25kN/m^3 και η οποία θα χρησιμοποιηθεί στους υπολογισμούς του ίδιου βάρους, ενώ η μάζα ανά όγκο (*Mass per unit volume*) θεωρείται ίση με 2.5 tn/m^3 (κάνοντας την εύλογη παραδοχή ότι η επιτάχυνση της βαρύτητας είναι $g=10\text{m/s}^2$). Τέλος, και για λόγους πληρότητας, παρ' ότι δε διαδραματίζει κανένα ρόλο στην παρούσα εργασία, αναφέρεται ότι ο συντελεστής θερμικής διαστολής λαμβάνεται ίσος με $\alpha_T=10^{-5}$ (ΕΚ2 § 3.1.3(5)).

Στη συνέχεια, ορίζονται οι παράμετροι που αφορούν τη μη γραμμική συμπεριφορά του υλικού μέσω της καρτέλας **Nonlinear Material Data**. Συγκεκριμένα, επιλέγεται η καμπύλη τάσης-παραμόρφωσης του σκυροδέματος να περιγράφεται από την παραμετρική σχέση του Mander, καθώς μέσω αυτής μπορεί να περιγραφεί καλύτερα η επιρροή της περίσφιξης στη συμπεριφορά του. Η σχέση αυτή, η οποία βασίζεται στη δημοσιευθείσα εργασία των Mander-Priestley-Park (1984): «Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete», υπολογίζει τη θλιπτική αντοχή και την οριακή παραμόρφωση του σκυροδέματος συναρτήσει της περίσφιξης που παρέχουν οι εγκάρσιοι οπλισμοί και διακρίνεται σε τρεις τύπους:

- Mander-Unconfined Concrete (μη-περίσφιγμένο)
- Mander- Confined Concrete: Rectangular Section (περίσφιγμένο: ορθογωνική διατομή)
- Mander- Confined Concrete: Circular Section (περίσφιγμένο: κυκλική διατομή)

Είναι προφανές ότι στην παρούσα εργασία αντικείμενο ενδιαφέροντος αποτελούν οι πρώτες δύο κατηγορίες. Το μη περίσφιγμένο σκυρόδεμα είναι αυτό που επιλέγεται σε αυτή τη φάση από την καρτέλα του υλικού, ενώ όπως θα δειχθεί παρακάτω η επιρροή της περίσφιξης για τα υποστυλώματα θα εισαχθεί μέσω της σχεδίασης της διατομής τους στο **Section Designer**.

Το θλιβόμενο τμήμα της καμπύλης τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων του σκυροδέματος στο μοντέλο Mander-Unconfined φαίνεται στο Σχήμα 5.4 και συνίσταται από ένα καμπύλο και ένα γραμμικό τμήμα που περιγράφονται από τις ακόλουθες εξισώσεις:



Σχήμα 5.4: Καμπύλη σ - ϵ Mander Unconfined

- για $\varepsilon \leq 2\varepsilon'_c$ (καμπύλο τμήμα):

$$f = \frac{f'_c x r}{r-1+xr} \quad (5.3), \quad \text{όπου: } x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \quad (5.4) \quad \text{και } r = \frac{E}{E - \left(\frac{f}{f'_c}\right)} \quad (5.5)$$

- για $2\varepsilon'_c \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u$ (γραμμικό τμήμα):

$$f = \left(\frac{2f'_c r}{r-1+2r}\right) \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - 2\varepsilon'_c}\right) \quad (5.6), \quad \text{όπου } r \text{ όπως προηγουμένως.}$$

Οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται στις εξισώσεις είναι οι εξής:

f : ανηγμένη παραμόρφωση σκυροδέματος σε τυχαίο σημείο

f' : θλιπτική τάση σκυροδέματος σε τυχαίο σημείο

E : μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος

f'_c : θλιπτική αντοχή σκυροδέματος

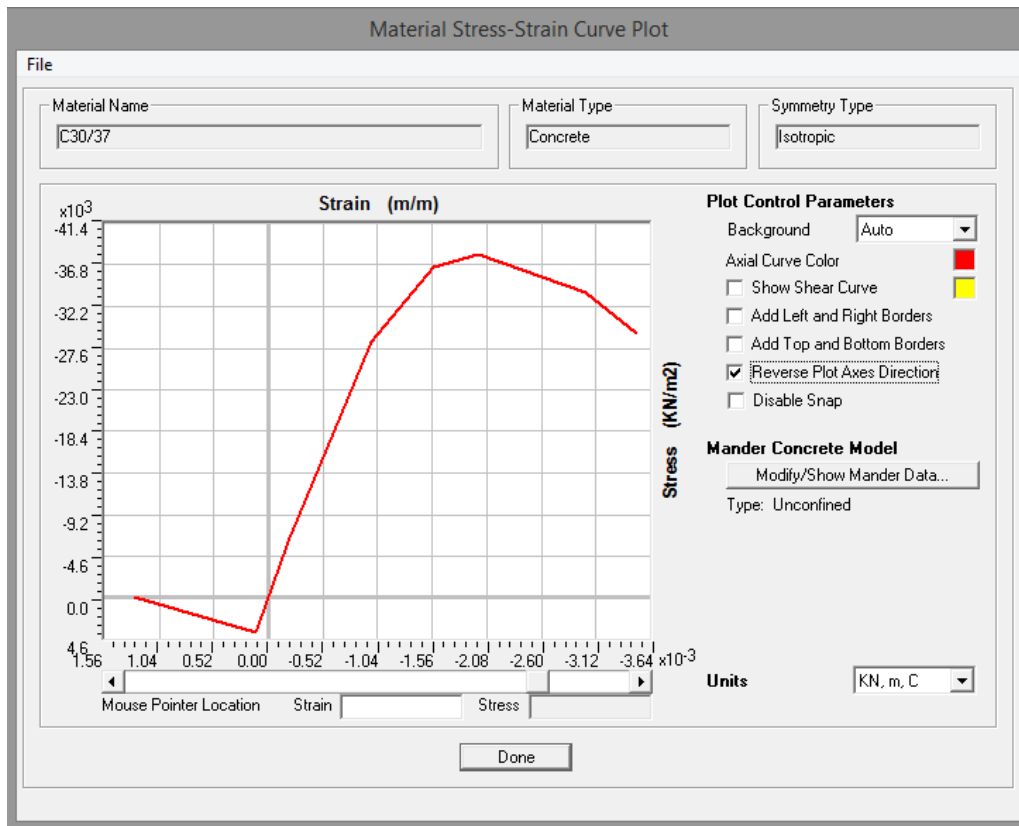
ε'_c : ανηγμένη παραμόρφωση σκυροδέματος στην τάση f'_c

ε_u : μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση σκυροδέματος

Ως εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος στο μοντέλο Mander-Unconfined λαμβάνεται η τιμή $7.5\sqrt{f'_c}$ σε psi.

Τέλος, εισάγονται οι χαρακτηριστικές τιμές ανηγμένων παραμορφώσεων: ανηγμένη παραμόρφωση στην θλιπτική αντοχή (*Strain at Unconfined Compressive Strength*) $\varepsilon_c = \varepsilon_{c2} = 0.002$ και μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση (*Ultimate Unconfined Strain Capacity*) $\varepsilon_u = 0.0035$ (λαμβάνονται οι τιμές σχεδιασμού από ΕΚ2 Πίνακα 3.1). Οι παραπάνω επιλογές παραμέτρων φαίνονται στο ακόλουθο Σχήμα 5.5, ενώ στο Σχήμα 5.6 φαίνεται η καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων, όπως εξάγεται από το Sap2000 μέσω της εντολής **Show Stress-Strain Plot**.

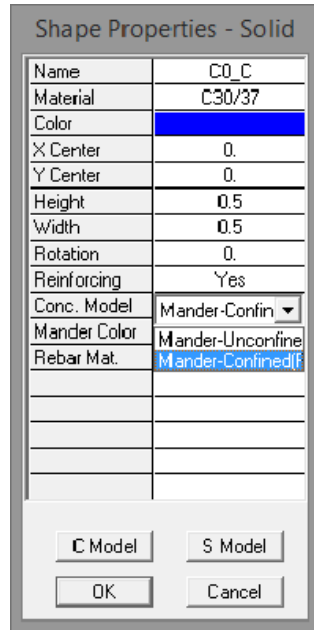
Σχήμα 5.5: Μη γραμμικές παράμετροι σκυροδέματος



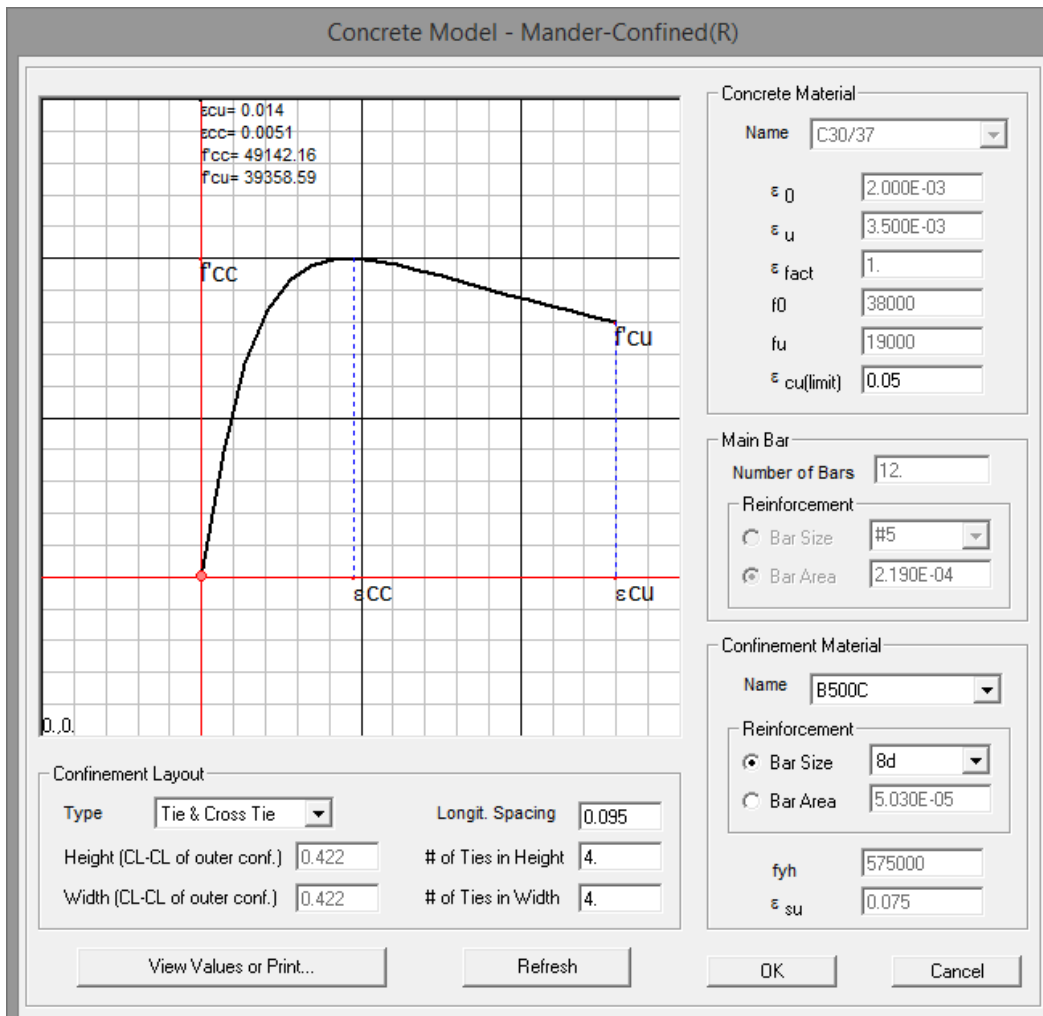
Σχήμα 5.6: Καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων μη-περισφιγμένου σκυροδέματος στο Sap2000

5.4.1.2 Περισφιγμένο Σκυρόδεμα

Όπως προαναφέρθηκε, η επιρροή της περίσφιγξης λαμβάνεται υπόψη μέσω της εφαρμογής του νόμου Mander-Confined κατά το σχεδιασμό των διατομών στο Section Designer. Ειδικότερα, αφού ολοκληρωθεί η σχεδίαση της διατομής του υποστρώματος μαζί με τους διαμήκεις οπλισμούς του στο ειδικό παράθυρο του Section Designer (βλ. §5.5 που ακολουθεί), με δεξί κλικ στη διατομή επιλέγεται **Concrete Model: Mander-Confined** (Σχήμα 5.7) και στο παράθυρο που ανοίγει ορίζεται διαδοχικά το υλικό του εγκάρσιου οπλισμού-συνδετήρων (*Confinement Material: Name*→B500C), η διάμετρος τους (*Reinforcement Bar Size*→π.χ. 8d), ο αριθμός τμήσεων ανά διεύθυνση (*# of Ties in Height/Width*) καθώς και η διαμήκης απόσταση τους (*Longit. Spacing*: π.χ. αν τοποθετήσω Φ8/9.5 τότε συμπληρώνω 0.095(m)). Στο Σχήμα 5.8 φαίνονται οι παραπάνω επιλογές καθώς και η τροποποιημένη καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος που προκύπτει με το νέο νόμο. Ήδη, από το παράδειγμα του σχήματος (αφορά μία από τις εξωτερικές κολώνες του 1^{ου} ορόφου του κτιρίου με α/α:1 και ΚΠΥ), φαίνεται η σημαντική επιρροή της περίσφιγξης τόσο στην αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, όσο και στην αύξηση της ανηγμένης παραμόρφωσης διαρροής και της μέγιστης ανηγμένης παραμόρφωσης (αστοχίας).

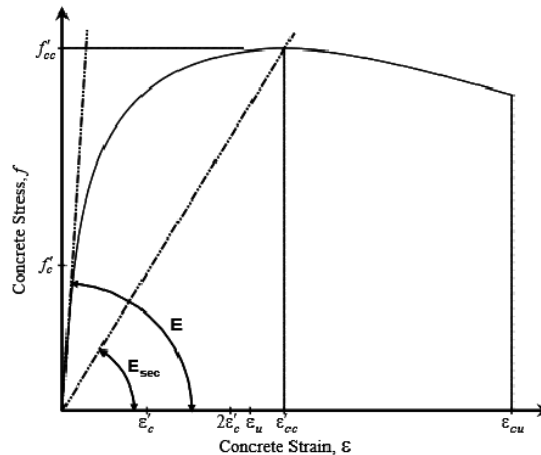


Σχήμα 5.7: Επιλογή μοντέλου σκυροδέματος: Mander-Confined



Σχήμα 5.8: Παράμετροι νόμου Mander-Confined

Στη συνέχεια, κατ' αντιστοιχία του νόμου Mander-Unconfined, παρατίθεται το μαθηματικό υπόβαθρο του νόμου Mander-Confined: Για το θλιβόμενο τμήμα, η θλιπτική αντοχή και η μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση εξαρτώνται από τον εγκάρσιο οπλισμό περίσφιγξης. Η καμπύλη τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων του σκυροδέματος στο μοντέλο αυτό φαίνεται στο Σχήμα 5.9 και περιγράφεται από τις εξισώσεις:



Σχήμα 5.9: Καμπύλη σ-ε Mander-Confined

$$f = \frac{f'_{cc} x^r}{r-1+x^r} \quad (5.7)$$

όπου: $\varepsilon'_{cc} = \left[5 \left(\frac{f'_{cc}}{f_c} - 1 \right) + 1 \right] \varepsilon'_c$ (5.8), $x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon'_{cc}}$ (5.9), $E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon'_{cc}}$ (5.10), $r = \frac{E}{E - E_{sec}}$ (5.11)

Οι παράμετροι που συναντώνται στις ανωτέρω εξισώσεις είναι οι εξής:

ε : ανηγμένη παραμόρφωση σκυροδέματος σε τυχαίο σημείο

f : τάση σκυροδέματος σε τυχαίο σημείο

E : μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος (εφαπτομενικό)

E_{sec} : μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος (τέμνον: βλ Σχήμα 5.9)

f'_c : θλιπτική αντοχή μη- περισφιγμένου σκυροδέματος

f'_{cc} : θλιπτική αντοχή περισφιγμένου σκυροδέματος

ε'_c : ανηγμένη παραμόρφωση σκυροδέματος στην τάση f'_c

ε_u : μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση μη-περισφιγμένου σκυροδέματος

ε'_{cc} : ανηγμένη παραμόρφωση σκυροδέματος στην τάση f'_{cc}

ε_{cu} : μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση περισφιγμένου σκυροδέματος

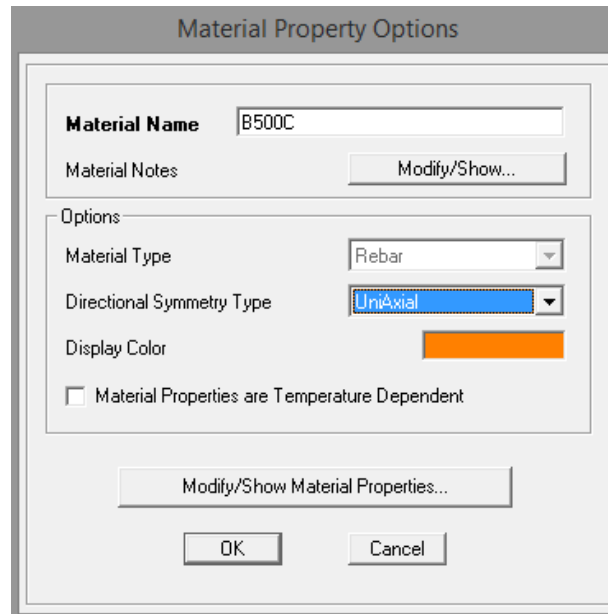
Σύμφωνα με τον Mander και όπως αναλυτικά περιγράφεται στη βιβλιογραφική αναφορά [21], η f'_{cc} προσδιορίζεται χρησιμοποιώντας ένα διάγραμμα με πολυαξονικό κριτήριο αστοχίας και τις δύο πλευρικές τάσεις περίσφιγξης, ενώ η ε_{cu} μέσω μίας επαναληπτικής διαδικασίας που περιλαμβάνει την εξίσωση ενεργειών κάτω από τις καμπύλες σ-ε του περισφιγμένου σκυροδέματος και του χάλυβα του εγκάρσιου οπλισμού.

Ως εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος στο μοντέλο Mander-Confined λαμβάνεται πάλι η τιμή $7.5\sqrt{f'_c}$ σε psi.

Σημειώνεται ότι οι τιμές που δίνει ο νόμος αυτός προκύπτουν ελαφρώς μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες που υπολογίζει το λογισμικό διαστασιολόγησης Fespa, στο οποίο η επιρροή της περισφιγξης λαμβάνεται σύμφωνα με τον EC8-3 §A.3.2.2.(8)(β).

5.4.2 Χάλυβας Οπλισμού

Για την προσομοίωση του χάλυβα οπλισμού τίθεται ένα καινούριο υλικό μέσω της εντολής **Define**→**Materials**→**Add New Material**, με επιλεγμένο το **Show Advanced Properties** και *Material Type: Rebar*, για το οποίο θεωρείται μονοαξονικός νόμος που καθορίζει τη συμπεριφορά του (*Directional Symmetry Type: Uniaxial*) (Σχήμα 5.10). Στη συνέχεια, από την εντολή **Modify/Show Material Properties** ορίζονται οι τιμές των ελαστικών και ανελαστικών χαρακτηριστικών του χάλυβα, δουλεύοντας και σε αυτήν την περίπτωση με μέσες τιμές (Σχήματα 5.13-5.15).



Σχήμα 5.10: Αρχικός ορισμός χάλυβα οπλισμού B500C

Συγκεκριμένα, αναφορικά με τα φυσικά χαρακτηριστικά, τίθενται μέτρο ελαστικότητας $E=200$ GPa (KTX 2008 §3.3.(α)), συντελεστής γραμμικής διαστολής $\alpha=12*10^{-6}$ (KTX 2008 §3.3.(ε)) και ειδικό βάρος (*Weight per Unit Volume*) 78.5 kN/m³ (έγινε και πάλι η θεώρηση $g=10$ m/s²).

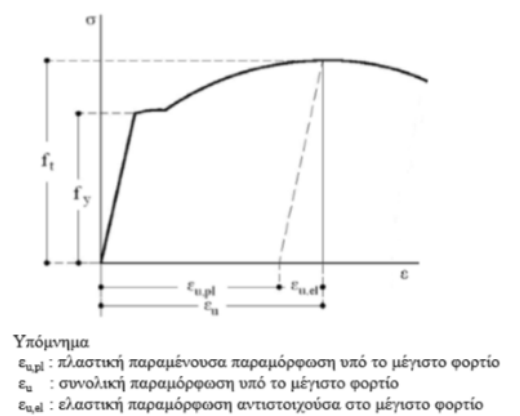
Όσον αφορά τα μηχανικά χαρακτηριστικά, τα υποχρεωτικά όρια τους δίνονται από τον πίνακα 3.3 του Νέου Κανονισμού Τεχνολογίας Χαλύβων (KTX 2008) και παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.12:

Πίνακας 3.3 Όρια μηχανικών ιδιοτήτων χαλύβων σε εφελκυσμό κατά ΕΛΟΤ 1421-2 και ΕΛΟΤ 1421-3 (Χαρακτηριστικές τιμές, X_k)

Ιδιότητα	Τεχνική κατηγορία ποιότητας	
	B500A	B500C
Όριο διαρροής, f_y (MPa)	≥ 500	≥ 500
Λόγος της πραγματικής προς την ονομαστική τιμή του ορίου διαρροής, $f_{y,act}/f_{y,nom}$	-	$\leq 1,25$
Λόγος της εφελκυστικής αντοχής προς το όριο διαρροής, f_t/f_y	$\geq 1,05$ ($\geq 1,03$ για $d < 6\text{mm}$)	$\geq 1,15$ $\leq 1,35$
Συνολική ανηγμένη παραμόρφωση (επιμήκυνση) στο μέγιστο φορτίο ϵ_u (%)	$\geq 2,5$ (≥ 2 για $d < 6\text{mm}$)	$\geq 7,5$

Σχήμα 5.11: Πίνακας 3.3 του ΚΤΧ 2008

Μία τυπική μορφή διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων ενός χάλυβα με διακριτό όριο διαρροής, όπως ο B500C δίνεται επίσης από τον ΚΤΧ 2008 (Σχήμα 5.12):



Σχήμα 5.12: Τυπικό διάγραμμα τάσεων- παραμορφώσεων για χάλυβα με διακριτό όριο διαρροής (ΚΤΧ 2008)

Από το σχήμα 5.12, επιλέγεται η τιμή του ορίου θραύσης του χάλυβα να είναι ίση με $f_{tk} = 1.15 \cdot f_{yk} = 1.15 \cdot 500 = 575 \text{ MPa}$ και η οριακή ανηγμένη παραμόρφωση $\epsilon_{uk} = 0.075$, δηλαδή και στις δύο περιπτώσεις οι ελάχιστες επιτρεπόμενες τιμές. Αναφορικά με την ανηγμένη παραμόρφωση στην αρχή της κράτυνσης (*strain at onset of strain hardening*), ορίζεται συμβατικά $\epsilon_{sh} = 0.02$, καθώς δεν υπάρχει κάποια κανονιστική διάταξη σχετικά με την τιμή αυτή.

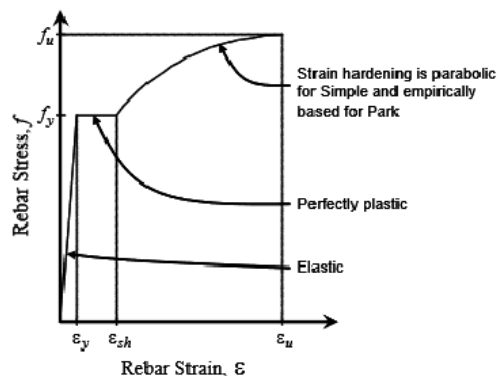
Όμως, όπως έχει προαναφερθεί, για την αποτίμηση της συμπεριφοράς των φορέων με μη γραμμική ανάλυση απαιτείται ο προσδιορισμός των μέσων τιμών αντοχής των υλικών. Σύμφωνα με τον ΕΚ8-2 (Παράρτημα Ε §Ε2.2.(1)), αν δεν υπάρχουν πληροφορίες για το χρησιμοποιούμενο χάλυβα μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ακόλουθες σχέσεις:

$$\frac{f_{ym}}{f_{yk}} = 1.15 \quad (5.12), \quad \frac{f_{tm}}{f_{tk}} = 1.2 \quad (5.13), \quad \epsilon_{su} = \epsilon_{uk} \quad (5.14),$$

οπότε προκύπτουν οι τιμές $f_{ym} = 575\text{Mpa}$ (συμφωνεί και με την απαίτηση του πίνακα 3.3 του KTX 2008 για $f_{yact}/f_{ynom} \leq 1.25$), $f_{tm} = 690\text{Mpa}$ και $\varepsilon_{su} = 0.075$.

Σχήμα 5.13: Φυσικά - Μηχανικά χαρακτηριστικά χάλυβα σπλισμού στο Sap2000

Το Sap2000 δίνει στο χρήστη τη δυνατότητα να επιλέξει, για να εκφράσει την καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων, μεταξύ των νόμων Park και Simple. Οι δύο νόμοι είναι πανομοιότυποι, με μόνη διαφορά ότι στην κρατυνόμενη περιοχή ο Simple χρησιμοποιεί μία παραβολική σχέση, ενώ ο Park μία εμπειρική. Στην παρούσα εργασία επιλέγεται η καμπύλη Park, η οποία ανταποκρινόμενη και στο πρότυπο για χάλυβες θερμής έλασης συνίσταται από τρεις περιοχές: μία ελαστική, μία πλήρως πλαστική και μία κρατυνόμενη, με διαφορετικές εξισώσεις να περιγράφουν την κάθε μία (Σχήμα 5.14):



Σχήμα 5.14: Καμπύλη σ - ε χάλυβα σπλισμού κατά Park/Simple

- για $\varepsilon \leq \varepsilon_y$ (ελαστική περιοχή):

$$f = E\varepsilon \quad (5.15)$$

- για $\varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_{sh}$ (πλήρως πλαστική περιοχή):

$$f = f_y \quad (5.16)$$

- για $\varepsilon_{sh} < \varepsilon \leq \varepsilon_u$ (κρατυνόμενη περιοχή):

$$f = f_y \left(\frac{m(\varepsilon - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)} \right) \quad (5.17)$$

όπου: $r = \varepsilon_u - \varepsilon_{sh}$ (5.18)

και $m = \frac{(f_u/f_y) * (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2}$ (5.19)

Τα σύμβολα που χρησιμοποιούνται στις παραπάνω εξισώσεις είναι τα εξής:

ε : ανηγμένη παραμόρφωση χάλυβα σε τυχαίο σημείο

f : τάση χάλυβα σε τυχαίο σημείο

E : μέτρο ελαστικότητας χάλυβα

f_y : τάση διαρροής χάλυβα

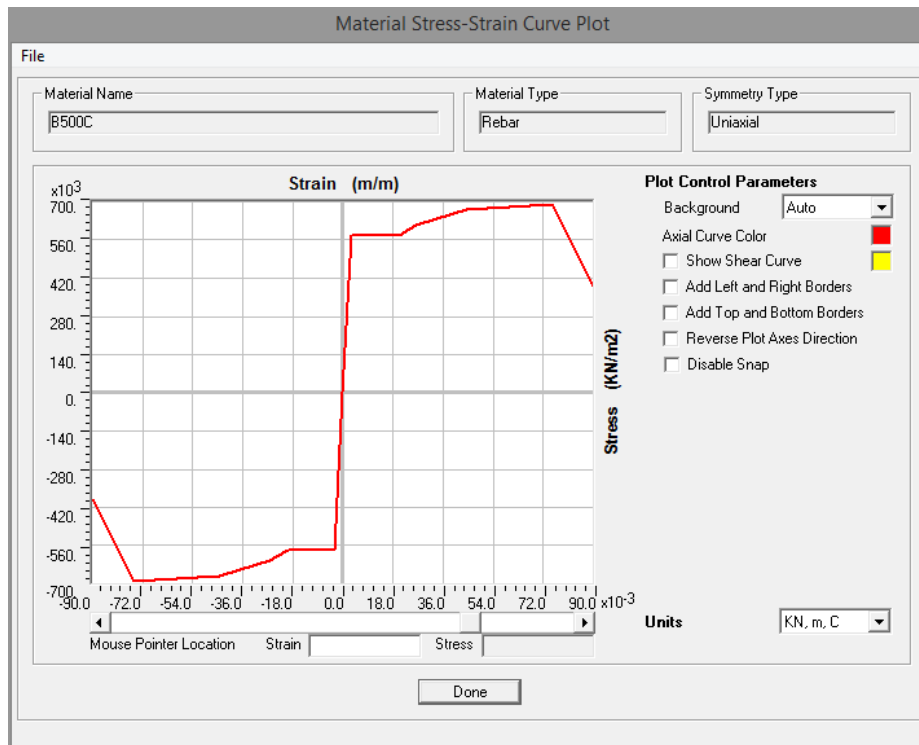
f_u : τάση θραύσης χάλυβα

ε_{sh} : ανηγμένη παραμόρφωση χάλυβα στην αρχή της κράτυνσης

ε_u : οριακή ανηγμένη παραμόρφωση χάλυβα.

Τα παραπάνω δεδομένα εισάγονται μέσω της εντολής **Nonlinear Material Data** (Σχήμα 5.15) και πλέον μπορεί να εξαχθεί από το Sap2000 η καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων που θα χρησιμοποιηθεί στη συνέχεια (Σχήμα 5.16):

Σχήμα 5.15: Μη γραμμικές παράμετροι χάλυβα σπλισμού



Σχήμα 5.16: Καμπύλη τάσεων – παραμορφώσεων χάλυβα οπλισμού από Sap2000

5.5 Διατομές Δομικών Μελών

Στην ενότητα αυτή ορίζεται η αναλυτική περιγραφή του σχήματος, των διαστάσεων, των υλικών και του οπλισμού σε κάθε «κρίσιμη» διατομή, ώστε να προσομοιωθεί επαρκώς η ανελαστική συμπεριφορά των φορέων. Διευκρινίζεται ότι έχει επιλεγεί οι πλαστικές αρθρώσεις να σχηματίζονται στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων, οπότε και είναι προφανές ότι αυτές οι διατομές είναι που εισάγονται τελικά στο προσομοίωμα των φορέων στο λογισμικό.

5.5.1 Πλάκα

Η πλάκα κάθε ορόφου δεν εισάγεται άμεσα με τη βοήθεια επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων (σαν *Area Section*), αλλά έμμεσα με:

1. τη θεώρηση διαφραγματικής λειτουργίας σε κάθε όροφο, μία παραδοχή εύλογη λόγω του συμπαγούς, «κανονικού» σχήματος κάτοψης.
2. τη θεώρηση ολόσωμης κατασκευής και μονολιθικής σύνδεσης πλάκας-δοκών, μέσω της εισαγωγής των τελευταίων ως πλακοδοκούς.
3. την ανάθεση των φορτίων που ασκεί κάθε πλάκα στις αντίστοιχες δοκούς που τη στηρίζουν.

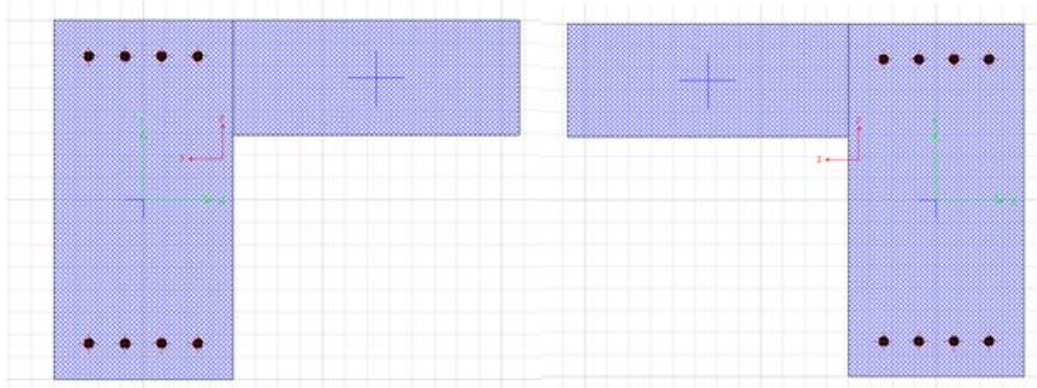
Τα παραπάνω στοιχεία αναλύονται διεξοδικά σε υποενότητες που ακολουθούν.

5.5.2 Δοκοί

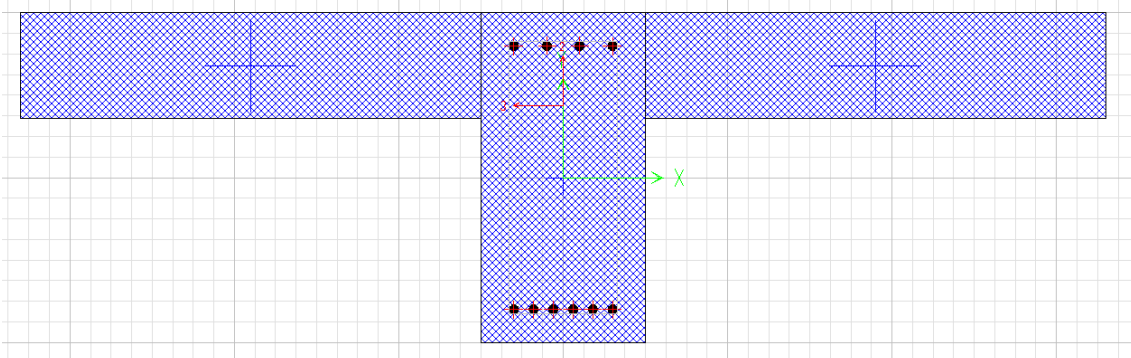
Ο ορισμός της διατομής των (πλακο)δοκών πραγματοποιείται χειροκίνητα μέσω του Section Designer (**Define**→**Section Properties**→**Frame Sections**→**Add New Property**→**Other**→**Section Designer**) για καλύτερη εποπτεία του γεωμετρικού σχεδιασμού της, για την ακριβή σχεδίαση του διαμήκους οπλισμού (σε κάποιες δοκούς

του φορέα α/α:13 ΚΠΜ απαιτείται μάλιστα και διπλή στρώση οπλισμού (βλ. Παράρτημα Β)), καθώς και για την εξαγωγή αυτόματα από το Sap2000 του διαγράμματος ροπής-καμπυλότητας της εκάστοτε διατομής.

Οι διατομές γενικά είναι δύο μορφών («Τ» και «Γ»), ενώ το συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας υπολογίζεται χωριστά για κάθε μία, ανάλογα με τη θέση της στο φορέα, τις συνθήκες στήριξης κ.λ.π., σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ2 (§5.3.2.1) και λαμβάνεται από το λογισμικό διαστασιολόγησης Fespa. Συνολικά, και λόγω της συμμετρίας των φορέων ως προς κάθε έναν από τους δύο άξονες, κατασκευάζονται 9 διατομές για κάθε όροφο, που διαφέρουν μεταξύ τους είτε στον διαμήκη οπλισμό είτε στα αδρανειακά χαρακτηριστικά είτε και στα δύο. Για ευκολότερη εποπτεία των εισαγόμενων διατομών, σε κάθε δοκό ανατίθεται μία κωδική ονομασία που προκύπτει ως εξής: από το αρχικό B(Beam)+τον αριθμό ορόφου+ την κατεύθυνση της+ τον αύξοντα αριθμό της (π.χ. B1_X1). Ενδεικτικά, δίνονται 3 τυχαίες διατομές, μία για κάθε μορφή που συναντάται, όπως σχεδιάστηκαν μέσω του Section Designer (Σχήματα 5.17-5.18).




Σχήμα 5.17: Δοκοί B2_Y1 & B2_Y5 (φορέας α/α:1 ΚΠΥ)

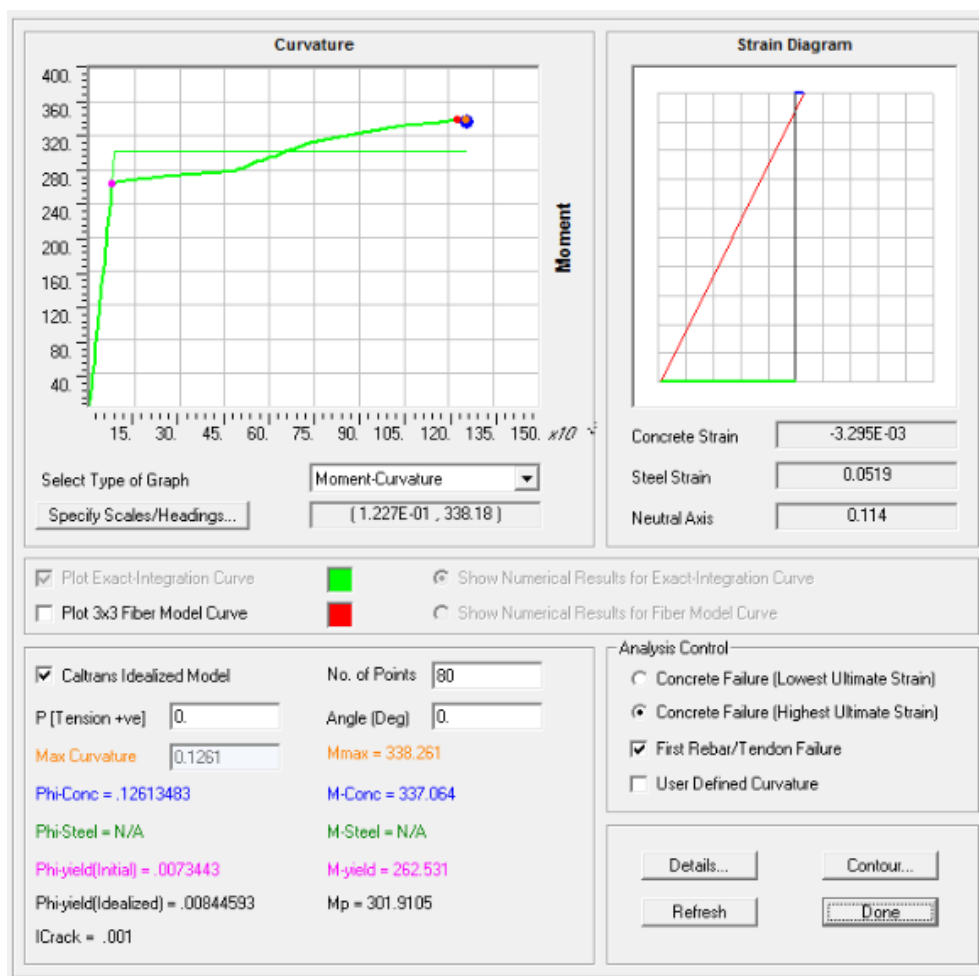


Σχήμα 5.18: Δοκός B2_X3 (φορέας α/α:1 ΚΠΥ)

Συνίσταται ο έλεγχος κάθε φορά των ιδιοτήτων της σύνθετης διατομής που εισάγουμε, μέσω της σύγκρισης των υπολογιζόμενων με την εντολή **Section Properties** αδρανειακών χαρακτηριστικών και των αντίστοιχων υπολογισμένων στο χέρι, ώστε να ελαχιστοποιηθεί ο κίνδυνος λάθους.

Μετά τον πλήρη ορισμό της διατομής, είναι πλέον δυνατός ο αυτόματος υπολογισμός από το Sap2000 του διαγράμματος ροπής- καμπυλότητας (από το

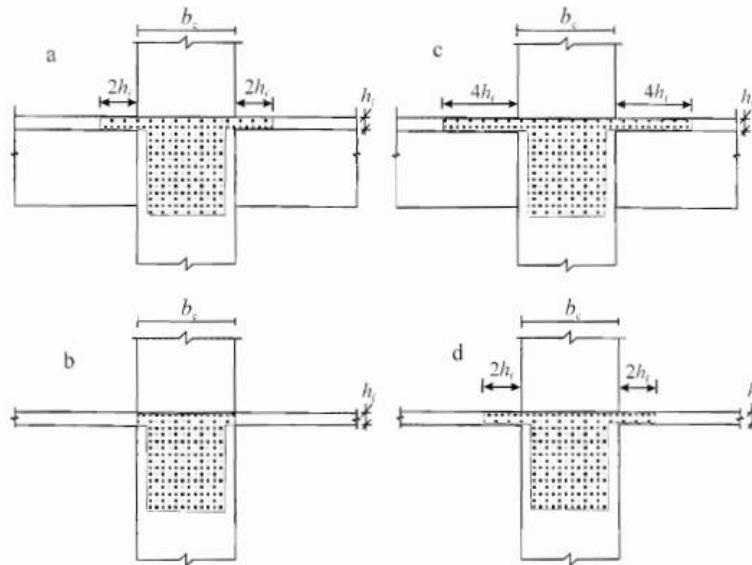
εικονίδιο : *Show Moment- Curvature Curve*), που χρησιμοποιείται για τον καθορισμό της συμπεριφοράς της πλαστικής άρθρωσης. Ο υπολογισμός αυτός βασίζεται στην ακριβή ολοκλήρωση της ισορροπίας σε αριθμό σημείων που εισάγεται από το χρήστη (*No of Points*) και συνυπολογίζει τόσο τα χαρακτηριστικά της διατομής, όσο και τη μη γραμμική συμπεριφορά των υλικών. Για την εξαγωγή της ροπής διαρροής και της αντίστοιχης καμπυλότητας προτιμάται η αυτόματη διγραμμικοποίηση της καμπύλης μέσω της εντολής *Caltrans Idealized Model*, οπότε οι τιμές που μας ενδιαφέρουν είναι οι M_p και $\Phi_{i\text{-yield}}$ (*Idealized*). Καθώς έχουμε ασύμμετρη διατομή και στη γενική περίπτωση ασύμμετρο άνω και κάτω οπλισμό, ο υπολογισμός των ροπών διαρροής και των αντίστοιχων καμπυλοτήτων για τις δύο φορές ροπής θα διαφέρει. Η εμφάνιση των δύο τιμών που μας ενδιαφέρουν γίνεται αλλάζοντας το πεδίο *Angle (Deg)* από 0^0 για εφελκυσμό του κάτω οπλισμού σε 180^0 για εφελκυσμό του άνω.



Σχήμα 5.19: Καμπύλη Ροπής – Καμπυλότητας για διατομή δοκού

Ένα πρόβλημα, ωστόσο, με το εν λόγω μοντέλο είναι ότι δε λαμβάνεται υπόψη η κανονιστική απαίτηση ο εφελκυσόμενος άνω οπλισμός στήριξης των πλακών παράλληλα στη δοκό και εντός ενός συνεργαζόμενου πλάτους πέλματος b_{eff} (όπως αυτό ορίζεται από τον ΕΚ8-1 §5.4.3.1.1.(3), βλ. και Σχήμα 5.20) να προσμετράται σε αυτόν της δοκού για τον υπολογισμό της αντοχής της και άρα και για τη δημιουργία των διαγραμμάτων ροπών-καμπυλοτήτων (ΕΚ2 §9.2.1.2(2)). Καθώς στο Section Designer δεν έχει σχεδιαστεί ο οπλισμός πλάκας, είναι προφανές ότι η υπολογιζόμενη ροπή διαρροής για

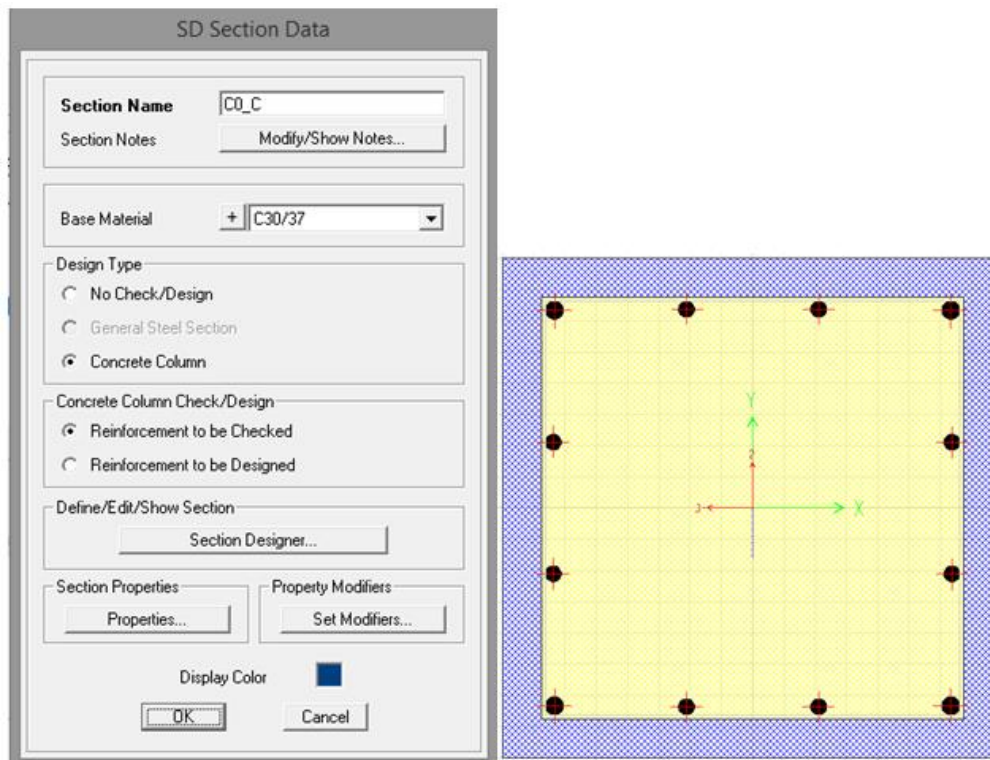
θετική φορά ροπής (εφελκυσμός στην κάτω ίνα) έχει υπολογιστεί σωστά, ενώ έχει υποεκτιμηθεί η ροπή διαρροής για την αρνητική φορά ροπής. Το λάθος αυτό, όπως θα δειχθεί στην ενότητα 5.7, διορθώνεται με τη χειροκίνητη αλλαγή της «αρνητικής» ροπής διαρροής στις ιδιότητες της πλαστικής άρθρωσης. Υπενθυμίζεται ότι η παραπάνω παραδοχή προσμέτρησης των (εφελκυσμένων) σιδέρων της πλάκας στον οπλισμό της δοκού έχει ήδη ληφθεί στο λογισμικό Fespa, τόσο στη φάση διαστασιολόγησης, όσο και στους ελέγχους εξασφάλισης καθολικής και τοπικής πλαστιμότητας.



Σχήμα 5.20: Συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος b_{eff} για κύριες δοκούς που εδράζονται σε υποστυλώματα (EK8 §5.4.3.1.1.(3) Σχήμα 5.5)

5.5.3 Υποστυλώματα

Ο ορισμός της διατομής των υποστυλωμάτων γίνεται και αυτός μέσω του Section Designer (**Define**→ **Section Properties**→ **Frame Sections**→ **Add New Property**→ **Other**→ **Section Designer**) για έναν επιπρόσθετο λόγο: τη θεώρηση της περίσφιγξης στη συμπεριφορά του σκυροδέματος. Στο παράθυρο που ανοίγει (Σχήμα 5.21), επιλέγεται υλικό (*Base Material*) σκυρόδεμα C30/37, ορίζεται ο τύπος της διατομής (*Concrete Column*) και επιλέγεται να γίνει χρήση όλων των δεδομένων που εισάγονται στον υπολογισμό των ιδιοτήτων της διατομής (*Reinforcement to be Checked*). Στο γραφικό περιβάλλον που ανοίγει ορίζεται πλήρως η διατομή μέσω του τετραγωνικού σχήματος, των διαμήκων (διάμετροι, επικάλυψη) καθώς και των εγκάρσιων οπλισμών (περίσφιγξης), ακολουθώντας τη διαδικασία που αναπτύχθηκε στην υποενότητα 5.3.1.2. Σημειώνεται ότι για κάθε όροφο χρειάζεται στη γενική περίπτωση, λόγω συμμετρίας, η περιγραφή δύο διατομών υποστυλωμάτων που συμβολίζονται (π.χ. για τον όροφο:1) ως εξής: C1_C για τα γωνιακά υποστυλώματα (K1, K4, K5, K8 στην τυπική κάτοψη ορόφου) και C1_I για τα ενδιάμεσα (K2, K3, K6, K7 στην τυπική κάτοψη ορόφου).



Σχήματα 5.21-5.22: Αρχικός ορισμός διατομής υποστρώματος – Ενδεικτική διατομή υποστρώματος στο Section Designer

Τα διαγράμματα ροπής-καμπυλότητας διατομής προκύπτουν με τον ίδιο τρόπο, όπως στην περίπτωση των δοκών, συνυπολογίζοντας τα ακριβή δεδομένα της διατομής και το νόμο συμπεριφοράς του σκυροδέματος Mander-Confined. Η μόνη διαφορά είναι ότι, πλέον, πρέπει να δοθεί και μία αντιπροσωπευτική τιμή αξονικής δύναμης (P [Tension + ve]), αρνητική για θλίψη. Επιλέγεται η τιμή αυτή να είναι η αξονική που προκύπτει για καταπόνηση του φορέα υπό τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού $G+0.3Q$.

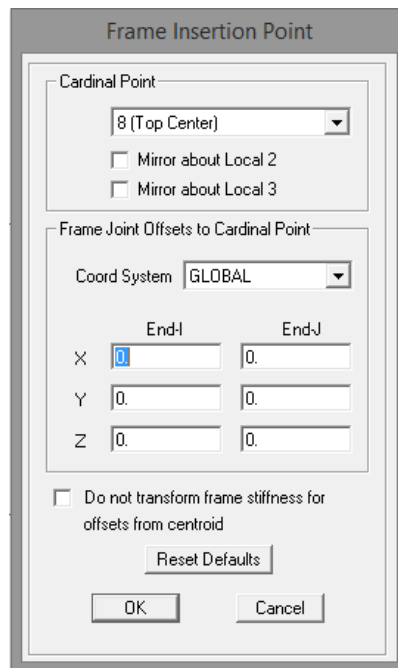
5.6 Γεωμετρία Φορέα

5.6.1 Αρχικός Σχεδιασμός Φορέα στο Χώρο

Από την αρχή επιλέγεται η εισαγωγή της γεωμετρίας του φορέα με τη χρήση κανάβου βοηθητικών γραμμών (*Template: Grid Only*), ο οποίος τροποποιείται μέσω της εντολής **Edit Grid Data** → **Modify/Show System**, ώστε να εισαχθούν οι κόμβοι στις θέσεις ακριβώς που επιθυμούμε. Μετά την οριστικοποίηση αυτή του κανάβου, εισάγονται οι διατομές στα αντίστοιχα γραμμικά στοιχεία (*Frames*), μέσω της εντολής **Draw** → **Draw Frame/Cable/Tendon**. Η διαδικασία αυτή απαιτεί αυξημένη προσοχή, ώστε να μη γίνει λάθος εισαγωγή των διατομών αναφορικά με τους τοπικούς τους άξονες, ιδιαιτέρως αν ληφθούν υπόψη και τα διαφορετικά συστήματα συντεταγμένων που χρησιμοποιούν τα δύο λογισμικά (το Fespa x-z, το Sap2000 x-y, με τα z/y μάλιστα να έχουν αντίθετη φορά). Για το λόγο αυτό συνίσταται ο διαρκής έλεγχος από το χρήστη των ιδιοτήτων που αναθέτει, μέσω των εντολών **Display** → **Show Underformed Shape** και **View** → **Set Display Options**.

5.6.2 Εκκεντρότητες Δομικών Μελών

Οι διαστάσεις των δομικών μελών, σύμφωνα με τα παραπάνω, έχουν δοθεί αξονικά από κόμβο σε κόμβο του προσομοιώματος. Όμως, όπως φαίνεται και από την κάτοψη ενός τυπικού ορόφου κάποιες δοκοί (π.χ. Δ1) δε συνδέονται κεντρικά με τα υποστυλώματα, αλλά τοποθετούνται συνευθειακά με μία παρειά του. Η έκκεντρη αυτή τοποθέτηση μπορεί να επιτευχθεί στο Sap2000 μέσω της επιλογής του μέλους που θέλουμε να τοποθετηθεί έκκεντρα και της εντολής **Assign**→**Frame**→**Insertion Point**. Στην καρτέλα που ανοίγει (Σχήμα 5.23) αλλάζουμε το σημείο αναφοράς διατομής (*Cardinal Point*) ως προς το οποίο αναφέρεται το γραμμικό στοιχείο, και μετακινούμε αρχή (*End-I*) και τέλος (*End-J*) κατά την ίδια απόσταση και στη διεύθυνση που είναι επιθυμητό (X ή Y), στο σύστημα καθολικών συντεταγμένων (*Global*). Δίνεται, ακόμα, η επιλογή να μην τροποποιείται το μητρώο δυσκαμψίας λόγω της εκκεντρότητας (*Do not transform frame stiffness for offsets from centroid*), δεν επιλέγεται όμως, διότι κάτι τέτοιο θα ακύρωνε την προσπάθεια για ρεαλιστικότερη προσομοίωση της κατασκευής. Σε κάθε περίπτωση, τονίζεται η ανάγκη ελέγχου της εκκεντρότητας, μέσω της σχηματικής απεικόνισης στον τρισδιάστατο χώρο (επιλογή *Extrude View* στο παράθυρο **View**→**Set Display Options**). Πέραν του αισθητικού αποτελέσματος, η επιλογή αυτή συμβάλλει στην καλύτερη εποπτεία του τρόπου που οι διατομές τοποθετούνται στο φορέα και στην αποφυγή τυχόν λαθών.



Σχήμα 5.23: Εισαγωγή εκκεντρότητας δομικών μελών μέσω τροποποίησης του *Insertion Point*

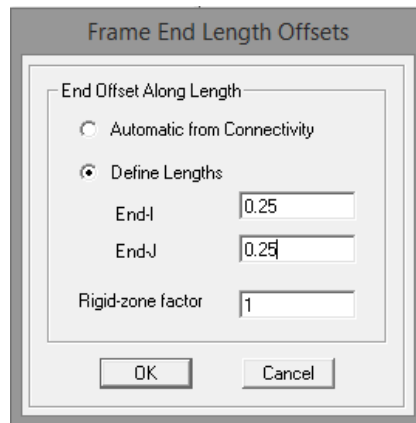
5.6.3 Άκαμπτα Άκρα Δομικών Μελών

Καθώς οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία, προκύπτει ότι ένα τμήμα των άκρων τους βρίσκεται εντός του κόμβου σύνδεσης δοκών-υποστυλωμάτων και συνεπώς εμφανίζει σημαντικά αυξημένη δυσκαμψία συγκριτικά με το υπόλοιπο (ελεύθερο) μήκος του στοιχείου. Κατά τον ΕΚ8 §4.3.1(2) «το προσομοίωμα πρέπει να αποδίδει τη συνεισφορά των περιοχών κόμβων στην παραμορφωσιμότητα του κτιρίου, π.χ. ακραίες περιοχές σε δοκούς ή υποστυλώματα

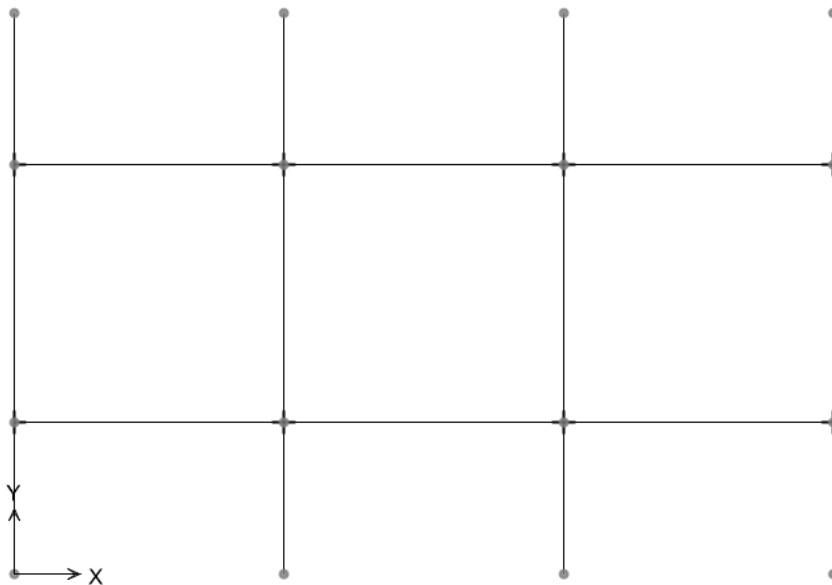
πλαισιωτών φορέων». Η απαίτηση αυτή ικανοποιείται γενικώς θέτοντας (μερικώς ή πλήρως) άκαμπτα στοιχεία στα άκρα δοκών/υποστυλωμάτων στις θέσεις σύνδεσης.

Στην παρούσα εργασία, τίθενται άκαμπτα στοιχεία μόνο στα άκρα δοκών, μέσω της επιλογής του αντίστοιχου μέλους και της εντολής **Assign→Frame→End (Length) Objects** (Σχήμα 5.24): Το μήκος των στοιχείων αυτών εισάγεται χειροκίνητα (πεδία *Define Lengths*) για την αρχή (*End-I*), το τέλος (*End-J*) ή και τα δύο, αναλόγως της θέσης της δοκού, ενώ ορίζεται συντελεστής ακαμψίας (*Rigid-Zone factor*) ίσος με 1 (πλήρως άκαμπτα). Οι παραπάνω παραδοχές συμβαδίζουν πλήρως με αυτές που έγιναν στο λογισμικό διαστασιολόγησης (ορολογία Fespa για τα άκαμπτα στοιχεία: «άκαμπτες απολήξεις»).

Σημειώνεται ότι το Sap2000 παρέχει τη δυνατότητα αυτόματου καθορισμού των άκαμπτων στοιχείων μέσω της συνδεσμολογίας που εισάγεται στο προσομοίωμα (*Automatic from Connectivity*), αλλά η επιλογή αυτή απορρίπτεται, διότι δε θα λάμβανε υπόψη τυχόν εκκεντρότητες, όπως αυτές ορίζονται μέσω των *Insertion Points*.



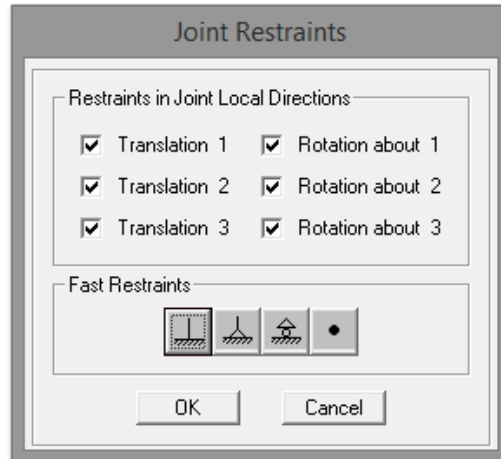
Σχήμα 5.24: Εισαγωγή άκαμπτων στοιχείων



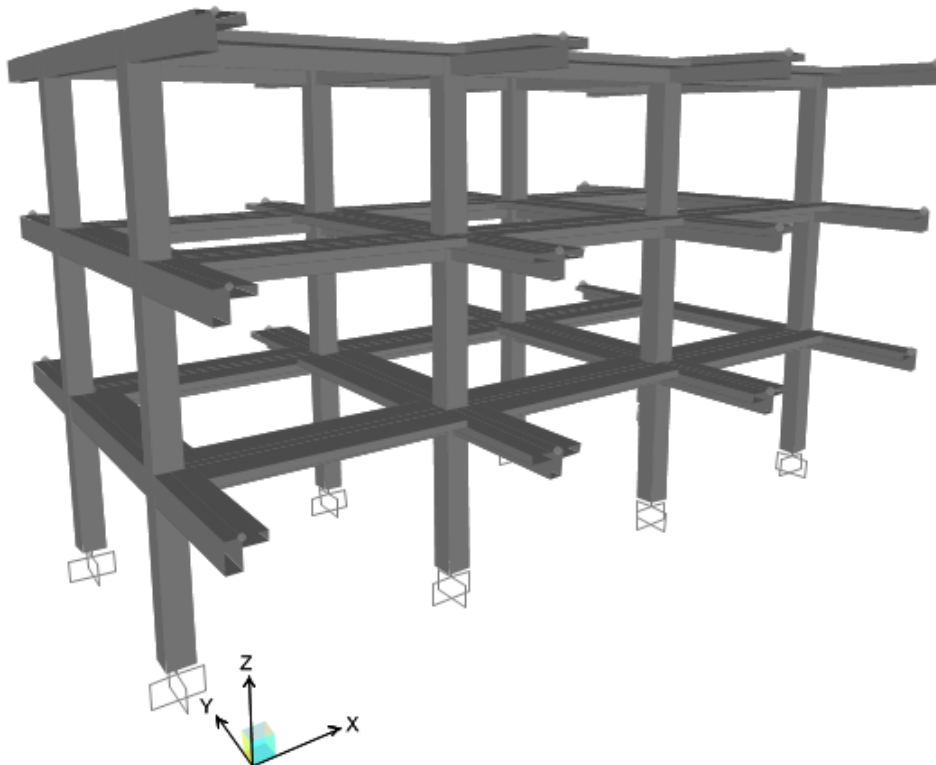
Σχήμα 5.25: Ενδεικτική εικόνα άκαμπτων στοιχείων σε έναν όροφο

5.6.4 Εισαγωγή Πακτώσεων

Το είδος στήριξης του φορέα επηρεάζει αρκετά τη δυσκαμψία, τις ιδιοπεριόδους και τη γενικότερη συμπεριφορά του φορέα. Για λόγους συμβατότητας με τις παραδοχές κατά τη διαστασιολόγηση, επιλέγεται η προσομοίωση των στηρίξεων των φορέων μέσω πακτώσεων. Αυτό γίνεται επιλέγοντας του κόμβους στη βάση των υποστυλωμάτων στο επίπεδο $z=0$ και της εντολής Assign→Joints→Restraints, με την οποία δεσμεύονται όλοι οι (6) βαθμοί ελευθερίας τους.



Σχήμα 5.26: Ορισμός πακτώσεων



Σχήμα 5.27: Ενδεικτική τρισδιάστατη απεικόνιση γεωμετρικού προσομοιώματος φορέα (εδώ: φορέας α/α: I ΚΠΥ)

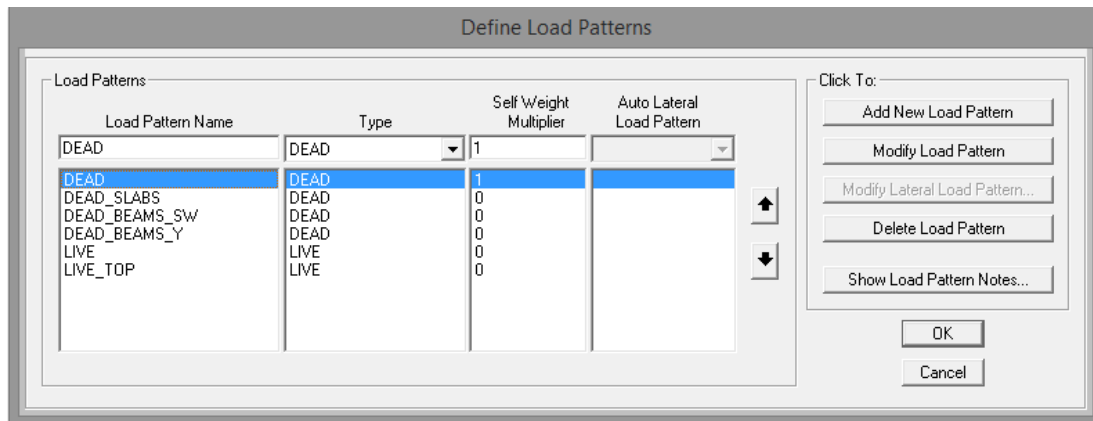
5.7 Κατακόρυφα Φορτία

5.7.1 Καθορισμός Μορφών Φόρτισης

Ιδιαίτερα κρίσιμος είναι ο σωστός διαχωρισμός των κατακόρυφων φορτίων στις διάφορες κατηγορίες, καθώς συμμετέχουν τόσο στην φόρτιση του φορέα όσο και στον υπολογισμό της μάζας του. Μία σωστή κατηγοριοποίησή τους διευκολύνει τη δημιουργία συνδυασμών τους, καθώς και την εποπτεία ανάθεσής τους στα επιμέρους γραμμικά στοιχεία.

Για τις περιπτώσεις ανάλυσης της παρούσας εργασίας, δύο είναι οι κατηγορίες που ενδιαφέρουν: τα *μόνιμα* (Dead) που αφορούν ίδια βάρη σκυροδέματος (πλάκες, δοκοί, υποστυλώματα), τοιχοπληρώσεις (όπου αυτές θεωρήθηκαν), βάρος επικαλύψεων και τα *μεταβλητά* φορτία (Live) που αφορούν τα κινητά φορτία πλακών. Αυτά αναλύονται με τη σειρά τους σε άλλες υποκατηγορίες και εισάγονται ως μορφές φόρτισης (*Load Patterns*) στο Sap2000 με την εντολή **Define**→**Load Patterns** (Σχήμα 5.28).

Στο σημείο αυτό, τονίζεται για ακόμα μία φορά η ανάγκη ταύτισης των φορτίων-μάζας με αυτά που λήφθηκαν υπόψη κατά τη διαστασιολόγηση και επιχειρείται μία σύντομη αναφορά στον τρόπο που υπολογίζει τα φορτία το Fespa, ώστε να γίνει κατανοητή στον αναγνώστη η συγκεκριμένη κατηγοριοποίηση που λαμβάνει χώρα. Συγκεκριμένα, το λογισμικό διαστασιολόγησης, σε ότι αφορά τα φορτία των πλακών (μόνιμα και κινητά), χωρίζει τις πλάκες σε επιφάνειες επιρροής (κανόνας 30°-45°-60°) και μεταφέρει τα φορτία στις αντίστοιχες, κάθε φορά, δοκούς ως ομοιόμορφα κατανεμημένα. Σε αυτά τα μόνιμα φαίνεται πως εμπεριέχεται κάποιο τμήμα του ίδιου βάρους της (πλακο)δοκού, γιατί κατά τον υπολογισμό του ίδιου βάρους της τελευταίας χρησιμοποιείται μία μικρότερη επιφάνεια από την πραγματική. Η επιφάνεια αυτή, η οποία φαίνεται στον Πίνακα 402.1 του Fespa, στη στήλη «Επιφάνεια Ίδιου Βάρους», ισούται με το μέρος του κορμού μόνο της πλακοδοκού εξαιρουμένης της πλάκας (για παράδειγμα για μία δοκό 30/60 και πλάκα πάχους 16 cm, η επιφάνεια ίδιου βάρους προκύπτει ως : $0.3 \cdot (0.6 - 0.16) = 0.132 \text{m}^2$). Κατά συνέπεια, και για να μην υπολογιστεί δύο φορές κάποιο τμήμα του ίδιου βάρους της πλακοδοκού, επιλέγεται η εξής λύση: να μηδενιστεί μέσω της εντολής **Assign**→**Frame**→**Property Modifiers** η μάζα και το βάρος (*mass:0* και *weight:0*) κάθε μέλους που αναπαριστά δοκό (άρα κατά τον αυτόματο υπολογισμό από το Sap2000 του ίδιου βάρους των στοιχείων δοκού να προκύψει μηδενικό φορτίο) και να εισαχθεί το ίδιο βάρος της κάθε μίας χειροκίνητα, ως ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο, με την ίδια ακριβώς τιμή που υπολογίσθηκε κατά τη φάση διαστασιολόγησης. Οι δε τιμές των φορτίων πλακών λαμβάνονται απευθείας από το Fespa. Πράγματι, όπως θα φανεί σε επόμενο κεφάλαιο, με τον τρόπο αυτό τα αποτελέσματα της μάζας προκύπτουν πρακτικά ίδια.



Σχήμα 5.28: Καθορισμός μορφών φόρτισης (Load Patterns)

Παρακάτω, περιγράφεται ποια φορτία περιλαμβάνει η κάθε μία από τις μορφές φόρτισης που ορίζονται (ισχύουν προφανώς οι τιμές που θεωρήθηκαν στη διαστασιολόγηση):

1. *Dead*: Περιλαμβάνει το ίδιο βάρος της κατασκευής, όπως υπολογίζεται αυτόματα από το Sap2000 για τα στοιχεία που έχουν εισαχθεί, γι' αυτό και έχει *Self-Weight Multiplier* ίσο με 1. Λόγω των τροποποιημένων ιδιοτήτων των δοκών' περιγράφει μόνο το ίδιο βάρος των υποστυλωμάτων.
2. *Dead_Slabs*: Περιλαμβάνει το ίδιο βάρος των πλακών, μέρος του ίδιου βάρους των πλακοδοκών (αν θεωρηθούν ως ανεξάρτητα στοιχεία, όπως στο Sap 2000) και το μόνιμο φορτίο επικάλυψης της πλάκας. Ανατίθεται ως ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο στα επιμέρους γραμμικά στοιχεία δοκών, με τιμές που λαμβάνονται από το Fespa (Πίνακας 802- Στήλη G_y πλακών ή εναλλακτικά από το Τεύχος). Είναι ίδιο για κάθε όροφο και δε συνοδεύεται από ίδια βάρη υπολογισμένα από το Sap2000 (*Self-Weight Multiplier*=0).
3. *Dead_Beams_SW*: Περιλαμβάνει το εναπομείναν τμήμα του ίδιου βάρους της πλακοδοκού και εισάγεται ως ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο, που υπολογίζεται όπως στη φάση διαστασιολόγησης και αναλύθηκε παραπάνω. Η τιμή ειδικού βάρους σκυροδέματος προφανώς λαμβάνεται πάλι 25kN/m^3 .
4. *Dead_Beams_Y*: Περιλαμβάνει τα μόνιμα φορτία που ασκούνται στις δοκούς (με διεύθυνση κατά Y) για να προσομοιάσουν τις τοιχοπληρώσεις και αναλύθηκαν στη κεφάλαιο της διαστασιολόγησης.
5. *Live*: Περιλαμβάνει τα κινητά φορτία πλακών για όλους τους ορόφους, πλην του τελευταίου. Ο διαχωρισμός μεταξύ των ορόφων γίνεται, διότι παρ' ότι έχουν ίδιους συντελεστές για τους διάφορους φορτιστικούς συνδυασμούς, για τον ορισμό των μαζών και μόνο λαμβάνουν διαφορετική τιμή του μειωτικού συντελεστή φ. Οι τιμές λαμβάνονται από το Fespa (Πίνακας 803 – Στήλη Q_y πλακών) και είναι ίδιες για όλους τους ορόφους. Τα φορτία ασκούνται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα στις επιμέρους δοκούς.
6. *Live_Top*: Περιλαμβάνει τα κινητά φορτία πλακών για τον τελευταίο όροφο.

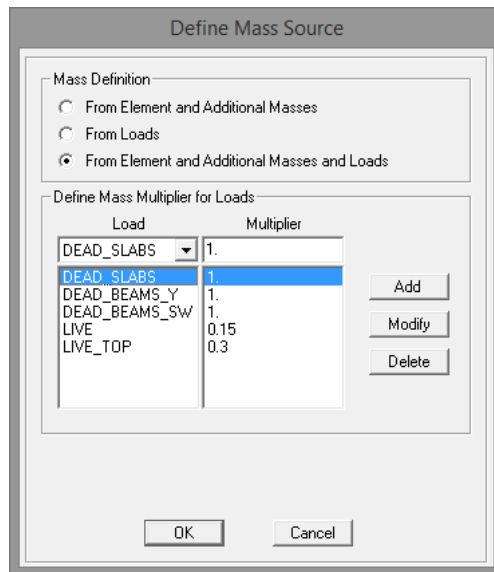
Η ανάθεση των φορτίων στα γραμμικά στοιχεία (δοκών) πραγματοποιείται με τη χρήση της εντολής **Assign**→**Frame Loads**→**Distributed**, όπου επιλέγεται η μορφή

φόρτισης (*Load Pattern Name*), η κατεύθυνση της (*Gravity*: κατεύθυνση βαρύτητας) και η τιμή της (*Uniform Load* καθώς πρόκειται για ομοιόμορφα κατανεμημένα). Κατά την ανάθεση παραμένει ενεργή η επιλογή *Replace Existing Loads*, ώστε να διαγράφονται αυτόματα τυχόν φορτία της ίδιας μορφής που έχουν ήδη δοθεί. Συνίσταται να γίνεται έλεγχος των φορτίων που εισάγονται μέσω της εντολής **Display**→**Show Load Assigns**→**Frame/ Cable/ Tendon**.

Σχήμα 5.29: Ανάθεση φορτίων στις δοκούς

5.7.2 Καθορισμός Μάζας Κατασκευών

Οι μάζες των κατασκευών για τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό φόρτισης, όπως έχει αναλυθεί στο κεφάλαιο 3, δίνονται από το συνδυασμό $G + \psi_{E,i}Q$, όπου $\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_2 = 0.3 \cdot \varphi$ και $\varphi=1$ για δώμα και $\varphi=0.5$ για τους υπόλοιπους ορόφους. Η εντολή που το επιτυγχάνει αυτό στο Sap2000 είναι η: **Define**→**Mass Source**, απ' όπου επιλέγεται ο ορισμός της μάζας από τις μάζες των στοιχείων (με μη-μηδενικές ιδιότητες), τις πρόσθετες επιβαλλόμενες μάζες (στην παρούσα εργασία:0) και από τα επιβαλλόμενα φορτία (*Mass Definition: From Element and Additional Masses and Loads*). Τα φορτία που συμπεριλαμβάνονται είναι όλα τα μόνιμα και κινητά με τους αντίστοιχους συντελεστές τους (*Multiplier*), εκτός των *Dead* που έχουν συμπεριληφθεί στα *Mass from Elements*.

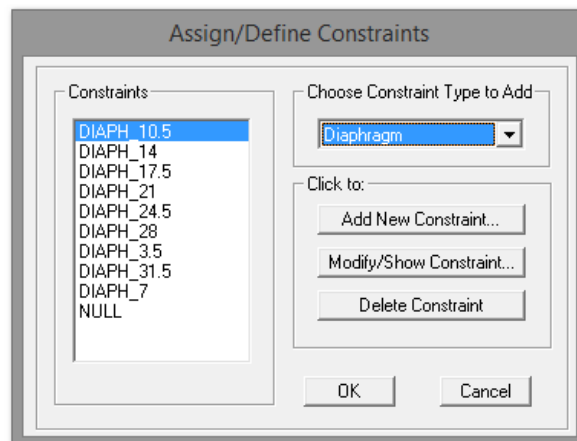


Σχήμα 5.30: Ορισμός μάζας στο Sap2000

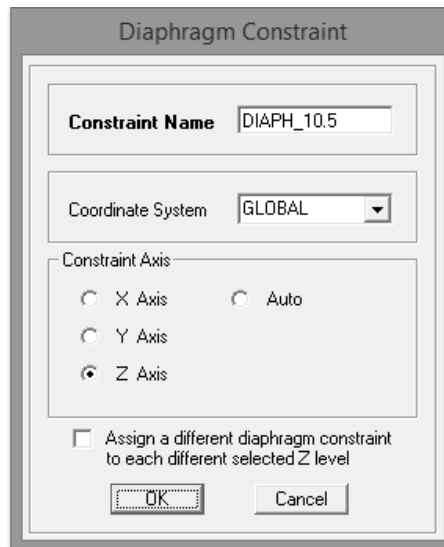
5.8 Πρόσθετα στοιχεία

5.8.1 Ορισμός Διαφραγμάτων

Η πλάκα ως δομικό στοιχείο, λόγω της σημαντικής εντός του επιπέδου της δυστένειας, λειτουργεί ως ένας πρακτικά απαραμόρφωτος δίσκος-διάφραγμα, αποτρέποντας τις οριζόντιες σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των κόμβων των κατακόρυφων στοιχείων και συμβάλλοντας στην ομοιόμορφη κατανομή των σεισμικών φορτίων. Καθώς όμως δεν εισάγεται άμεσα στο προσομοίωμα, η συνεισφορά της αυτή λαμβάνεται υπόψη με τον ορισμό διαφραγματικής λειτουργίας ανά όροφο, μέσω της ακόλουθης διαδικασίας: επιλογή όλων των κόμβων του εκάστοτε ορόφου και εκτέλεση της εντολής **Assign**→**Joints**→**Constraints**, όπου επιλέγεται διάφραγμα (*Constraint Type: Diaphragm*), στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων (*GLOBAL*), γύρω από τον άξονα z. Για λόγους πληρότητας σημειώνεται ότι εναλλακτικά σε μία πολυώροφη κατασκευή, όπως αυτές που εξετάζονται στην παρούσα μελέτη, θα μπορούσαν να επιλεγούν όλοι οι κόμβοι και να αποδοθούν αυτόματα τα επιμέρους διαφράγματα μέσω της εντολής: *Assign a different diaphragm constraint to each different selected Z level.*



Σχήμα 5.31: Ορισμός διαφραγμάτων σε εννιαώροφο φορέα



Σχήμα 5.32: Ιδιότητες διαφράγματος

5.8.2 Ενεργές Δυσκαμψίες Μελών

Η παραλαβή των εφελκυστικών δυνάμεων στα δομικά μέλη γίνεται από τις ράβδους οπλισμού, λόγω της χαμηλής εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος και της συνεπαγόμενης ρηγμάτωσης του (Διατομή Σταδίου II). Η είσοδος της κατασκευής στην ανελαστική περιοχή οδηγεί σε περαιτέρω ρηγμάτωση του σκυροδέματος, με αποτέλεσμα την απομείωση της πραγματικής διατομής και την συνακόλουθη μείωση της ροπής αδρανείας σε κάμψη και στρέψη. Το φαινόμενο αυτό αντιμετωπίζεται με τη θεώρηση μίας νέας – «ενεργού» δυσκαμψίας.

Σύμφωνα με τον ΕΚ8-3 (§Α3.2.4 (5)) «εάν η αποτίμηση της κατασκευής γίνεται σε όρους παραμορφώσεων, οι απαιτήσεις παραμόρφωσης πρέπει να λαμβάνονται από την ανάλυση ενός προσομοιώματος του φορέα, στο οποίο η δυσκαμψία κάθε στοιχείου λαμβάνεται ίση με τη μέση τιμή του μεγέθους $M_y L_v / 3\theta_y$ στα δύο άκρα του. Σε αυτόν τον υπολογισμό το άνοιγμα διάτμησης L_v στην ακραία διατομή μπορεί να ληφθεί ίσο με το μισό του μήκους του στοιχείου». Για τον υπολογισμό των γωνιών στροφής χορδής διαρροής στο άκρο του μέλους, χρησιμοποιείται η σχέση του ΕΚ8-3 §Α3.2.4, για δοκούς και υποστυλώματα:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \varphi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (5.20)$$

Όπου:

ο πρώτος όρος εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων

ο δεύτερος όρος εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις

ο τρίτος όρος εκφράζει την ολίσθηση στην αγκύρωση ράβδων

φ_y : η καμπυλότητα στη διαρροή

L_v : το μήκος διάτμησης (απόσταση σημείου μηδενισμού ροπών από το άκρο του μέλους)

α_v : =1 αν η διατμητική διαρροή προηγείται της καμπτικής, αλλιώς =0 (όπως εδώ)

z : ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων

d_b : η (μέση) διάμετρος του εφελκυστικού οπλισμού

f_y, f_c : οι αντοχές χάλυβα και σκυροδέματος, όπως έχουν εισαχθεί, σε Mpa

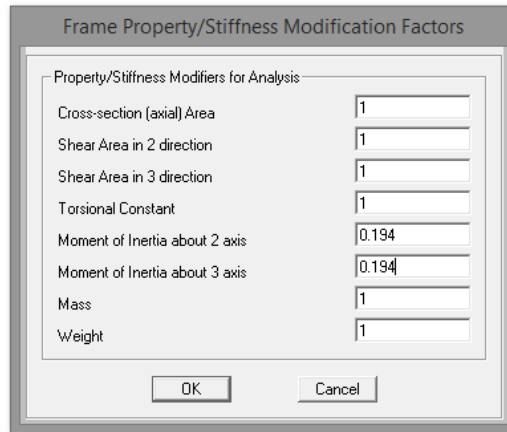
Για τις δοκούς, που έχουν στη γενική περίπτωση ασύμμετρο σχήμα και ασύμμετρη όπλιση, χρειάζεται ο υπολογισμός των ενεργών δυσκαμψιών EI_{eff} χωριστά για κάθε φορά της ροπής και εξάγεται ο μέσος όρος τους για το κάθε άκρο μέλους.

Για τον υπολογισμό στο χέρι των ενεργών δυσκαμψιών θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν οι τιμές των M_y και φ_y που υπολογίζονται αυτόματα από το Sap2000, όπως περιγράφηκε στις υποενότητες 5.5.2. για τις δοκούς και 5.5.3. για τα υποστυλώματα. Στην παρούσα εργασία, ωστόσο, επιλέγεται οι τιμές αυτές να ληφθούν απευθείας από το Τεύχος του λογισμικού διαστασιολόγησης και συγκεκριμένα από την καρτέλα *Διαγράμματα Αντοχής Δοκών/Υποστυλωμάτων (Pushover)*, η οποία έχει εμφανιστεί μετά την εκτέλεση της εντολής *επίλυσης Διαγράμματα P-K, Επίλυση Pushover* και αφού πρώτα έχουν δοθεί στις αντίστοιχες καρτέλες παραμέτρων οι πραγματικές (μέσες) τιμές αντοχής και παραμόρφωσης των υλικών. Οι λόγοι που οδηγούν σε αυτή την απόφαση είναι αφενός το πρόβλημα με την συνεκτίμηση του οπλισμού πλάκας στις πλακοδοκούς (βλέπε υποενότητα 5.5.2) και αφετέρου η μεγαλύτερη ακρίβεια στους υπολογισμούς, διότι το Fespa χρησιμοποιεί τις ίδιες σχέσεις, αλλά ως μήκος διάτμησης L_v λαμβάνει το πραγματικό και όχι τα προσεγγιστικό, προτεινόμενο ($L_v \approx L/2$). Σημειώνεται ακόμα ότι, σε ότι αφορά τα υποστυλώματα, η τιμή που χρησιμοποιείται είναι αυτή που αντιστοιχεί στο φορτιστικό συνδυασμό των οιονεί μονίμων φορτίων $G+0.3Q$.

Μετά από επίλυση στο χέρι αρκετών περιπτώσεων και σύγκριση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα στο Fespa, δε διαπιστώθηκαν σημαντικές διαφορές. Σε κάθε περίπτωση, οι τιμές απομείωσης των ενεργών δυσκαμψιών κυμαίνονται, χονδρικά, μεταξύ των τιμών $EI_{eff}/EI_{gr} = 10\% - 20\%$. Παρατηρούμε ότι οι τιμές αυτές είναι σημαντικά μειωμένες σε σχέση με το θεωρούμενο 50% του σχεδιασμού και είναι καθοριστικές για την αποτίμηση της πραγματικής συμπεριφοράς των φορέων.

Η εισαγωγή των ενεργών δυσκαμψιών στο προσομοίωμα γίνεται χειροκίνητα ως ένας μειωτικός συντελεστής ροπών αδρανείας $I_{eff}/I_{gr} = EI_{eff}/EI_{gr}$ (όπου το σύμβολο gr αναφέρεται στην αρχική αρηγμάτωση διατομή), μέσω της επιλογής του μέλους και της ενεργοποίησης της εντολής **Assign**→**Frame**→**Property Modifiers**, στα πεδία *Moment of Inertia about 2/3 axis*, όπως στο παράδειγμα του Σχήματος 5.33. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στην περίπτωση των δοκών, όπου πρέπει στα πεδία *Mass* και *Weight* να υπάρχουν πάλι μηδενικές τιμές, ειδάλλως θα αγνοηθεί όποια προηγούμενη θεώρηση έγινε.

Οι τιμές ενεργών δυσκαμψιών που εισήχθησαν τελικά στα προσομοιώματα των εξεταζόμενων κατασκευών παρουσιάζονται στο Παράρτημα Γ στο τέλος της παρούσας εργασίας.

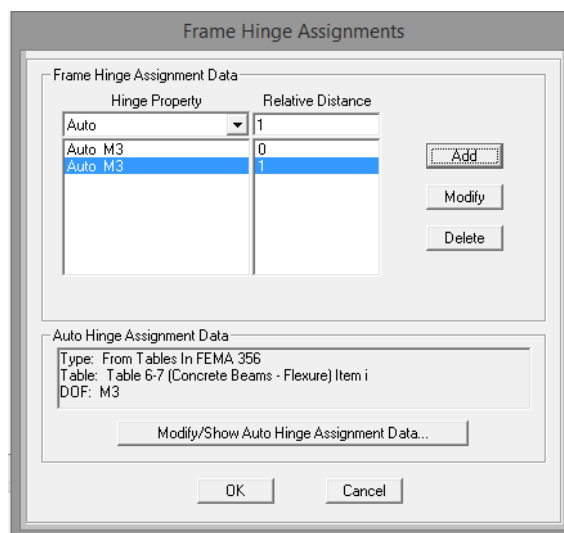


Σχήμα 5.33: Εισαγωγή ενεργού δυσκαμψίας σε γραμμικό στοιχείο υποστυλώματος

5.8.3 Πλαστικές Αρθρώσεις

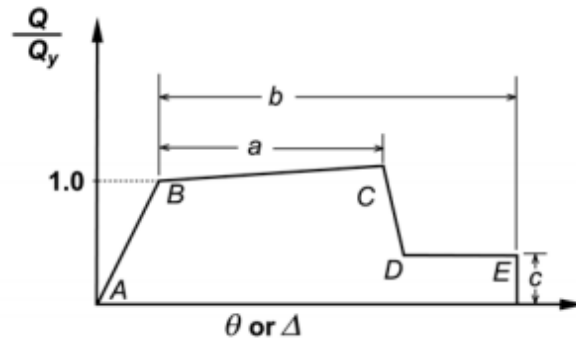
Για τη σωστή προσομοίωση των φορέων πρέπει να είναι δυνατό να περιγραφεί ικανοποιητικά η ανελαστική συμπεριφορά σε προκαθορισμένα σημεία του, τις πλαστικές αρθρώσεις. Όπως έχει προαναφερθεί πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων στην παρούσα εργασία θεωρούνται τα άκρα δοκών και υποστυλωμάτων σε όλους τους ορόφους, διότι εκεί παρουσιάζονται οι μεγαλύτερες ροπές κάμψης κατά το σεισμό. Με τον ορισμό της στο μοντέλο, μία πλαστική άρθρωση ενεργοποιείται μόνο όταν η δράση ροπή κάμψης της ανάλυσης ξεπεράσει τη ροπή διαρροής της, ειδάλλως το στοιχείο συμπεριφέρεται ελαστικά σύμφωνα με την αρχική του δυσκαμψία. Προφανώς, δεν ορίζονται πλαστικές αρθρώσεις στα ισοστατικά μέλη των δοκών που είναι πρόβολοι, αφού δε συμμετέχουν στην ανάληψη σεισμικών δράσεων (έχουν άλλωστε διαστασιολογηθεί από το Fespa ως μέλη Χωρίς Απαιτήσεις Πλαστιμότητας αποκλειστικά με τις διατάξεις του ΕΚ2).

Ο ορισμός των πλαστικών αρθρώσεων γίνεται με την επιλογή του μέλους στο οποίο θα ανατεθεί και την εκτέλεση της εντολής **Assign**→**Frame**→**Hinges**, όπου ενεργοποιείται η εντολή *Auto*, ενώ μέσω του πεδίου *Relative Length* ανατίθεται πλαστική άρθρωση στην αρχή (0) ή/και στο τέλος (1) του στοιχείου.



Σχήμα 5.34: Ανάθεση πλαστικής άρθρωσης στα άκρα δοκού

Ο υπολογισμός των ιδιοτήτων τους γίνεται αυτόματα από το Sap2000, ενώ οι παράμετροι που χρειάζεται να ορισθούν κατά την εισαγωγή του διαφέρουν ελαφρώς, ανάλογα αν πρόκειται για δοκό (Σχήμα 5.36) ή υποστυλώμα (Σχήμα 5.37). Και στις δύο περιπτώσεις ακολουθούνται οι κανονιστικές συστάσεις της FEMA-356 [16], οπότε η τυπική συμπεριφορά της πλαστικής άρθρωσης είναι όπως αυτή του σχήματος 5.35.



Σχήμα 5.35: Τυπικά συμπεριφορά πλαστικής άρθρωσης σύμφωνα με το FEMA-356

Σχήμα 5.36: Παράμετροι πλαστικής άρθρωσης-Δοκός

Για τις δοκούς, για τη σωστή περιγραφή των ιδιοτήτων της σχηματιζόμενης πλαστικής άρθρωσης, χρειάζεται να: επιλεγεί ως χαρακτηριστικός της ο πίνακας 6.7 FEMA-356 για δοκούς από σκυρόδεμα σε κάμψη (*Table 6-7 (Concrete Beams-Flexure)*), να θεωρηθεί ότι ο σχηματισμός της εν λόγω άρθρωσης οφείλεται αποκλειστικά σε υπέρβαση της ροπής κάμψης γύρω από τον τοπικό άξονα 3 της διατομής (*Degree of Freedom: M3*) και η τιμή της τέμνουσας που θα χρησιμοποιηθεί στα πρότυπα της FEMA 356 να προκύψει από τον φορτιστικό συνδυασμό $G+0.3Q$.

Ακόμα, πρέπει να θεωρηθεί επαρκής ο τοποθετημένος οπλισμός διάτμησης, σύμφωνα με όσα αναφέρονται και στο υπόμνημα του πίνακα 6-7 (*Transverse Reinforcement is Conforming*), ο λόγος των οπλισμών να ληφθεί από το σχεδιασμό (*Reinforcement Ratio: from Current Design*) και τέλος, για να αποφευχθούν πιθανές αστάθειες κατά την ανάλυση, να επιλεγεί *Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity: Is Extrapolated After Point E* (παράμετρος που σχετίζεται με τη συμπεριφορά της διατομής μετά το σημείο E).

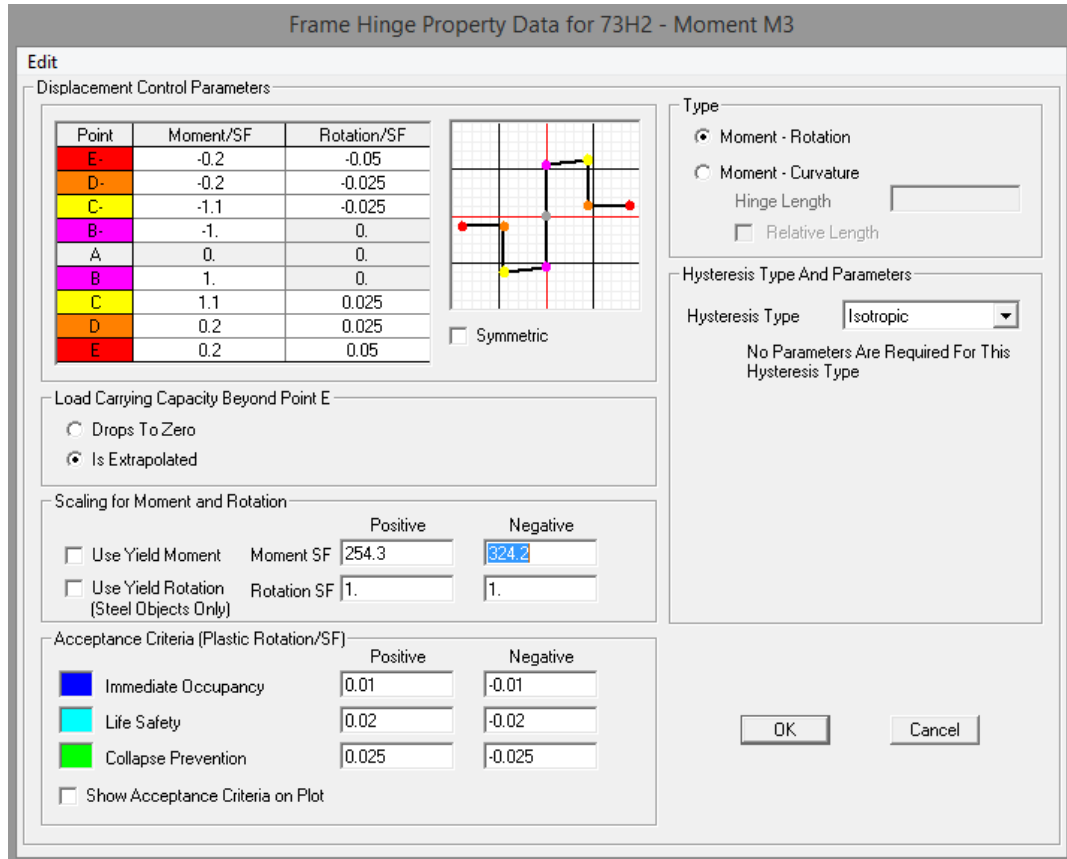
Σχήμα 5.37: Παράμετροι πλαστικής άρθρωσης – Υποστώλιωμα

Οι πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα ορίζονται με παρόμοιο τρόπο (Σχήμα 5.37), με τη διαφορά ότι αυτά αναφέρονται σε άλλον πίνακα του προτύπου Fema-356 (*Table 6-8 (Concrete Columns- Flexure)*) και ο σχηματισμός των πλαστικών αρθρώσεων οφείλεται σε αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης και διαξονικής κάμψης (*Degree of Freedom: P-M2-M3*).

Η επισκόπηση των πλαστικών αρθρώσεων που έχουν δημιουργηθεί πραγματοποιείται μέσω της εντολής **Define**→**Section Properties**→**Hinge Properties**, έχοντας ενεργοποιημένο το **Show Generated Props**. Παρατηρούμε ότι οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν δημιουργηθεί έχουν την ονομασία π.χ. 4H1, όπου το πρώτο γράμμα προέρχεται από τον αριθμό (*Label*) του στοιχείου, το δεύτερο από το αγγλικό Hinge και το τρίτο από το αν πρόκειται για την αρχή (1) ή το τέλος (2) του στοιχείου, όπως αυτό έχει τοποθετηθεί στο χώρο.

Για τροποποίηση από το χρήστη κάποιων από τα χαρακτηριστικά τους χρειάζεται πρώτα να επιλεγεί το πεδίο **Convert Auto to User Prop** και στη συνέχεια η εντολή **Modify/Show Property**. Έτσι στις δοκούς μπορούμε να μεταβάλλουμε τις τιμές ροπών διαρροής-στροφών είτε μέσω του *Scaling for Moment and Rotation*, οπότε αλλάζουν οι τιμές ροπής διαρροής *Moment Sf* ή/και οι συντελεστές στροφών σε άλλες επιθυμητές τιμές, είτε απευθείας από τον πίνακα, προσέχοντας να οριστεί μονάδα στα πεδία του

Scaling for Moment And Rotation. Στην παρούσα εργασία, και για να ληφθεί υπόψη ο εφελκόμενος συνεργαζόμενος οπλισμός της πλάκας, διορθώνεται χειροκίνητα, με τον πρώτο από τους παραπάνω τρόπους, η αρνητική τιμή ροπής διαρροής. Η νέα τιμή που εισάγεται λαμβάνεται από το Fespa, αν εκτελεστούν οι κατάλληλες αναλύσεις με τις ίδιες προφανώς παραδοχές (βλ. και προηγούμενες ενότητες). Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά παραμένουν ως έχουν, ώστε να ληφθούν ενιαίες, κατά το δυνατόν, παραδοχές κατά την ανάλυση δοκών και υποστυλωμάτων.

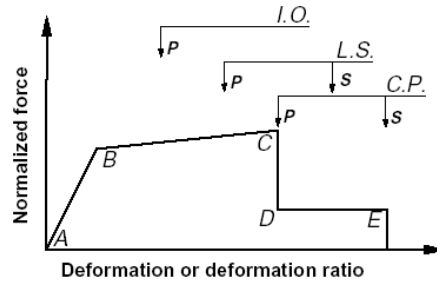


Σχήμα 5.38: Διόρθωση αρνητικής ροπής διαρροής (πλακο)δοκών

Με παρόμοιο τρόπο μπορούν να τροποποιηθούν, αν είναι επιθυμητό, κάποια χαρακτηριστικά των πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα. Απαιτείται, ωστόσο, αυξημένη προσοχή, διότι για να ορισθεί πλήρως η συμπεριφορά της πλαστικής άρθρωσης, πρέπει η καμπύλη της να περιγραφεί για ένα πλήθος γωνιών και αξονικών δυνάμεων αναλόγως της γεωμετρίας και της όπλισής της (συμμετρική ή μη). Οι τιμές, μάλιστα, των ροπών διαρροής προέρχονται από την υπολογισθείσα από το Sap2000 επιφάνεια αλληλεπίδρασης, που έχει δημιουργηθεί για διάφορες γωνίες φόρτισης της διαξονικής κάμψης. Είναι, λοιπόν, σαφές ότι λόγω αυτού του λεπτομερούς τρόπου έκφρασης της συμπεριφοράς της πλαστικής άρθρωσης στα υποστυλώματα, ελλοχεύει ο κίνδυνος λάθους, αν δεν ορισθούν πλήρως και σωστά όλα τα παραπάνω χαρακτηριστικά.

Αξίζει να παρατηρηθεί ότι στα διαγράμματα ροπών-στροφών, η στροφή μέχρι τη διαρροή εμφανίζεται μηδενική, διότι η πλαστική άρθρωση ενεργοποιείται μόνο μετά από αυτή. Στα διαγράμματα, επομένως, υπολογίζεται μόνο η πλαστική στροφή με τιμές

που προέρχονται από τους πίνακες της FEMA-356 (Σχήματα 5.40-5.41). Στα πεδία *Acceptance Criteria*, τέλος, βλέπουμε τις προεπιλεγμένες τιμές που προτείνεται στο FEMA 356 για τις στάθμες επιτελεστικότητας.



Σχήμα 5.39: Στάθμες επιτελεστικότητας κατά FEMA-356

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians	Residual Strength Ratio	IO	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	Component Type						
				Primary		Secondary				
LS	CP	LS	CP							
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Σχήμα 5.40: Πίνακας 6-7 κατά FEMA-356 (Δοκοί)

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴					Acceptance Criteria ⁴				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	IO		Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
	a		b	c	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS	CP	LS	CP	LS	CP	LS	CP			
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1, 3}										
All cases ⁵	—	—	—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1, 3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1, 3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

Σχήμα 5.41: Πίνακας 6-8 κατά FEMA-356 (Υποστυλώματα)

Κεφάλαιο 6: Ανελαστικές Μέθοδοι Αποτίμησης Κατασκευών και Εφαρμογή τους στο Sap2000

6.1 Εισαγωγή

Έπειτα από τη διαστασιολόγηση των κατασκευών και τη σύγκριση τους με οικονομικά-τεχνικά κριτήρια, επιδιώκεται η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των εξεταζόμενων κτιρίων για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας και η συγκριτική αξιολόγηση τους. Για τον υπολογισμό της αντοχής μίας υφιστάμενης κατασκευής σε σεισμό και τον προσδιορισμό με (μικρότερη ή μεγαλύτερη) ακρίβεια της ανελαστικής της συμπεριφοράς στις διάφορες σεισμικές διεγέρσεις, δύο είναι γενικώς οι μέθοδοι μη γραμμικής ανάλυσης που υιοθετούν οι σύγχρονοι κανονισμοί: α) η «*ανελαστική στατική ανάλυση*» («Non-linear Static Analysis») ή «*στατική υπερωθητική ανάλυση*», συχνότερα γνωστή με την ονομασία «*ανάλυση Pushover*», που χαρακτηρίζεται γενικώς από σχετικά μικρό υπολογιστικό κόστος και αρκετά καλή στάθμη αξιοπιστίας για κτίρια συγκεκριμένων χαρακτηριστικών και β) η «*ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας*» («Non-linear dynamic Analysis»), που μπορεί να εφαρμοστεί στο σύνολο των κατασκευών, αλλά απαιτεί περισσότερο χρόνο και τα αποτελέσματα της είναι ευαίσθητα στη επιλογή της σεισμικής διέγερσης βάσης.

Στο παρόν κεφάλαιο, παρουσιάζονται κατά κύριο λόγο το βασικό θεωρητικό υπόβαθρο των δύο ανωτέρω μεθόδων ανάλυσης, καθώς και ο τρόπος διενέργειας τους στο λογισμικό Sap2000, για τις κατασκευές που αναλύθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Ακόμα, αναλύεται ο τρόπος μετατροπής της καμπύλης ικανότητας σε φάσμα ικανότητας ADRS ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος, ενώ, επιπλέον, παρατίθενται και οι σεισμοί που τελικά επιλέγονται για τις αναλύσεις χρονοϊστορίας.

6.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση: Θεωρητικά Στοιχεία

6.2.1 Γενικά Στοιχεία Μεθόδου

Κατά τον ΕΚ8 (§4.3.3.4.2), μη γραμμική στατική ανάλυση (ανάλυση Pushover) είναι η ανάλυση η οποία εκτελείται υπό τη δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων και εφαρμόζεται για την αποτίμηση της συμπεριφοράς νέων και υπαρχόντων κτιρίων, με τους ακόλουθους στόχους:

- την τεκμηρίωση της ύπαρξης επαρκούς υπεραντοχής, όπως αυτή εκφράζεται μέσω του λόγου α_u/α_1 ή την αναθεώρηση των τιμών αυτών.
- την εκτίμηση των αναμενόμενων πλαστικών αρθρώσεων (σειρά και σημεία εμφάνισης τους) και της κατανομής των βλαβών.
- την αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς υπαρχόντων ή ανασχεδιαζόμενων κτιρίων για τους σκοπούς του ΕΚ8-3
- να αποτελέσει μία εναλλακτική λύση αντί του σχεδιασμού που βασίζεται σε γραμμική-ελαστική ανάλυση με χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς q . Στην

περίπτωση αυτή, η μετακίνηση στόχος που υποδεικνύεται στην §4.3.3.4.2.6(1)P του ΕΚ8-1 πρέπει να χρησιμοποιείται ως βάση της μελέτης.

Βασικό αποτέλεσμα της ανάλυσης Pushover είναι η καμπύλη ικανότητας (αντίστασης) της κατασκευής, όπου αποτυπώνεται η μεταβολή της τέμνουσας βάσης με τη μετακίνηση ενός κόμβου («κόμβος ελέγχου»), η θέση του οποίου λαμβάνεται συνήθως στο κέντρο μάζας του δώματος του κτιρίου. Με βάση την παραγόμενη καμπύλη ικανότητας, η ανάλυση Pushover στοχεύει για τα μεν νέα κτίρια στον ακριβή προσδιορισμό του λόγου a_u/a_1 , που χρησιμεύει στον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς q , για τα δε υφιστάμενα στον προσδιορισμό των σταθμών επιτελεστικότητας, ώστε να ελεγχθεί αν για δεδομένη διέγερση η στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής αντιστοιχεί σε σημείο (επιτελεστικότητας) πριν ή μετά την αντίστοιχη στάθμη και άρα αν και σε ποιο βαθμό αναμένονται βλάβες μεγαλύτερες από τις ανεκτές. Περισσότερα για την καμπύλη ικανότητας ακολουθούν στην επόμενη υποενότητα, όπου παρατίθενται και χρήσιμα στοιχεία για τη διαδικασία επίλυσης που ακολουθεί η ανάλυση Pushover.

Για την προσομοίωση της σεισμικής φόρτισης, όπως φαίνεται και από τον ορισμό της ανάλυσης Pushover που δόθηκε, χρησιμοποιούνται οριζόντιες δράσεις στατικού τύπου. Τα οριζόντια αυτά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με δύο τουλάχιστον καθ' ύψος κατανομές, ώστε να λαμβάνεται κατά το δυνατό υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Σύμφωνα με τον ΕΚ8, αρκεί να εφαρμοστούν:

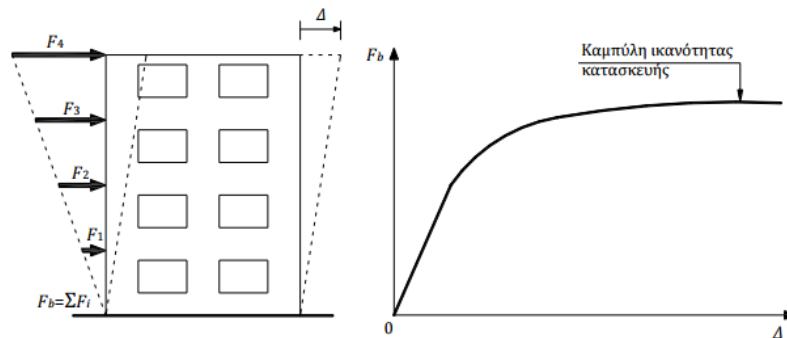
- μια «ομοιόμορφη» κατανομή, βασισμένη σε οριζόντια φορτία που είναι ανάλογα προς τη μάζα, ανεξαρτήτως της στάθμης (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης).
- μία «ιδιομορφική» κατανομή, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση.

Η αναγνώριση της μεθόδου στη διαδικασία του σχεδιασμού, ως κύρια ή συμπληρωματική μέθοδος είναι δεδομένη, καθώς περιλαμβάνεται σε πολλούς σύγχρονους κανονισμούς. Σε σχέση, μάλιστα, με τη δυναμική ανελαστική ανάλυση αξιολογείται ως απλούστερη και με λιγότερες απαιτήσεις στην προσομοίωση και στην επίλυση, αλλά θεωρείται ότι παράγει αξιόπιστα αποτελέσματα μόνο σε φορείς με χαμηλή συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών. Σημειώνεται ότι σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα (ΕΚ8 §4.3.3.1(4)), οι ανελαστικές μέθοδοι αποτίμησης (στατική και δυναμική) δύνανται να χρησιμοποιηθούν για κατασκευές του ελληνικού χώρου, μόνο σε συνδυασμό με τη «γραμμική μέθοδο φασματικής απόκρισης με βάση το φάσμα σχεδιασμού», για διερεύνηση και εμβάθυνση στα αποτελέσματα της τελευταίας. Όπως χαρακτηριστικά επισημαίνεται, δεν επιτρέπεται να ληφθούν υπόψη τυχόν ευνοϊκότερα αποτελέσματα, σε σχέση με τη γραμμική φασματική ανάλυση, με εξαίρεση: α) κτίρια με σεισμική μόνωση, β) έλεγχο ή διόρθωση του συντελεστή a_u/a_1 και γ) την

αποτίμηση της συμπεριφοράς υπαρχόντων ή ενισχυόμενων κτιρίων σύμφωνα με τον ΕΚ8-3.

6.2.2 Καμπύλη ικανότητας

Όπως προαναφέρθηκε, προϊόν της ανάλυσης Pushover είναι η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής και επί της οποίας καθορίζονται οι διάφορες στάθμες επιτελεσματικότητας. Η κατασκευή της καμπύλης αυτής (βλέπε και σχήμα 6.1) πραγματοποιείται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης Δ_f ενός σημείου αναφοράς (σε κτίρια συνήθως χρησιμοποιείται η μετακίνηση Δ του κέντρου μάζας του δώματος· διευκρινίζεται ότι δώμα ορόφου σε εσοχή δε πρέπει να λογίζεται ως δώμα του κτιρίου) για διάφορες τιμές του συνολικού οριζόντιου φορτίου F_b (δηλαδή της τέμνουσας βάσης) και για δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους. Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, η ομοιόμορφη κατανομή, η κατανομή σύμφωνα με την πρώτη (θεμελιώδη) ιδιομορφή, ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκες κατανομές που βασίζονται στις μετακινήσεις των ορόφων λαμβάνοντας υπόψη και τη συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία Pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει σε κάθε βήμα. Η ανάλυση διενεργείται μέχρι να σημειωθεί αστοχία του φορέα: αστοχία σε κάμψη κρίσιμης διατομής (λόγω ικανοτικού σχεδιασμού) ή μετατροπής του φορέα σε μηχανισμό, τοπικά ή συνολικά.



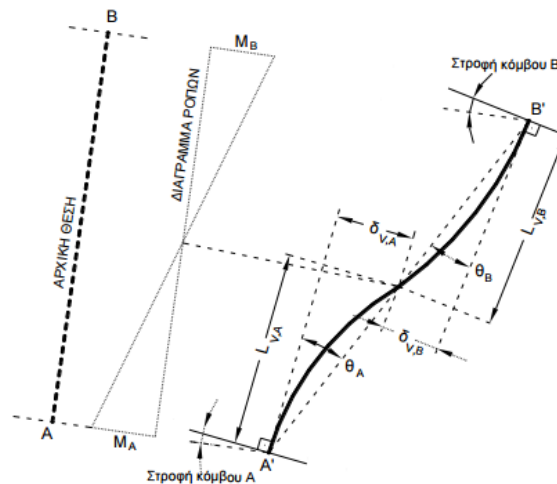
Σχήμα 6.1: Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας πολυώροφου κτιρίου

Για να είναι δυνατή η εξαγωγή της καμπύλης ικανότητας πρέπει να ακολουθηθεί μία λογική πορεία που ξεκινά από την περιγραφή της τοπικής ανελαστικής συμπεριφοράς και αντοχής των κρίσιμων διατομών του κτιρίου (συνήθως άκρα δομικών μελών) και καταλήγει στη συνολική απόκριση του. Για την περιγραφή των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά χρησιμοποιούνται διαγράμματα που συσχετίζουν εντατικά μεγέθη (“F”: δυνάμεις ή ροπές), με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις (“δ”: παραμορφώσεις, μετατοπίσεις, καμπυλότητες ή στροφές).

Σε πρώτο επίπεδο, λοιπόν, πρέπει για τις ακραίες διατομές των φερόντων στοιχείων και για διάφορες τιμές αξονικών δυνάμεων να περιγραφούν τα διαγράμματα ροπών M - καμπυλοτήτων $1/r$ (εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η

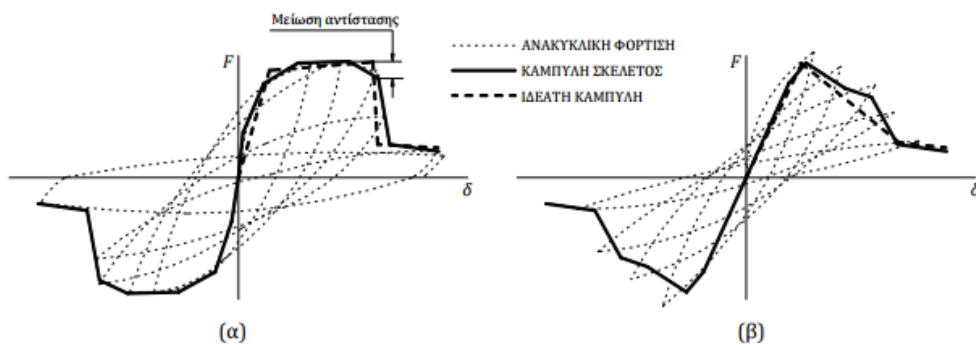
κάμψη) ή τα διαγράμματα διατμητικής δύναμης V - διατμητικής παραμόρφωσης γ (εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση).

Γνωρίζοντας τον τρόπο απόκρισης των κρίσιμων περιοχών των δομικών μελών, μπορούν πλέον να οριστούν οι νόμοι συμπεριφοράς των μελών αυτών, μέσω των διαγραμμάτων ροπής ($F=M$)-γωνίας στροφής χορδής ($\delta=\theta$) για καμπτόμενα μέλη, τα οποία και μας ενδιαφέρουν (αφού σύμφωνα με τη διαδικασία της διαστασιολόγησης έχει προηγηθεί ικανοτικός σχεδιασμός που εξασφαλίζει την πλάστιμη συμπεριφορά των στοιχείων). Η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρο υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών (βλέπε σχήμα 6.2). Με άλλα λόγια, ορίζεται ως η γωνία στροφής της χορδής που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου με μήκος ίσο με το διατμητικό μήκος L_V , δηλαδή, $\theta = \delta_V / L_V$ (6.1), όπου $L_V = M/V$ (6.2) (M : ροπή στο άκρο υπό διαρροή, V = τέμνουσα) και δ_V είναι η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου.



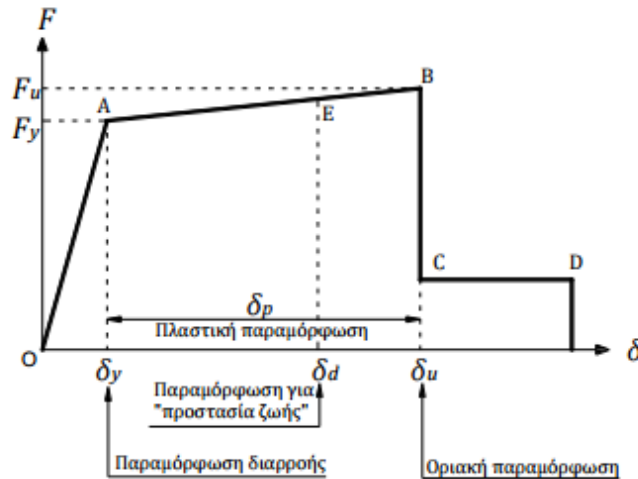
Σχήμα 6.2: Ορισμός γωνίας στροφής χορδής θ

Η μορφή του διαγράμματος F - δ ενός φέροντος στοιχείου πρέπει να είναι τέτοια ώστε να προσεγγίζει κατά το δυνατόν την περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης κατά την επιβολή ανακυκλιζόμενης φόρτισης στο μέλος. Στο Σχήμα 6.3 φαίνεται η ανελαστική συμπεριφορά και η αντίστοιχη καμπύλη-σκελετός σε (α) καμπτική και (β) διατμητική καταπόνηση, με εμφανή στη δεύτερη περίπτωση την έλλειψη πλαστιμότητας και την απότομη πτώση της αντοχής (ψαθυρή συμπεριφορά).



Σχήμα 6.3: Ενδεικτικές καμπύλες F - δ δομικών στοιχείων με: (α) καμπτική και (β) διατμητική συμπεριφορά

Το διάγραμμα δομικού στοιχείου F- δ λαμβάνεται συνήθως με την τυπική μορφή του σχήματος 6.4, με τις τιμές των σημείων να διαφέρουν αναλόγως του κανονισμού και της συμπεριφοράς-είδους του στοιχείου (υπενθυμίζεται ότι στην παρούσα εργασία έχουν ακολουθηθεί οι συστάσεις του FEMA-356-βλέπε Σχήμα 5.36), αλλά με τους επιμέρους κλάδους να έχουν τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:



Σχήμα 6.4: Ιδεατή καμπύλη F- δ δομικών στοιχείων

- *Κλάδος OC*: Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής A.
- *Κλάδος AB*: Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο B με οριακή παραμόρφωση αστοχίας δ_u), όπου έχει δηλαδή συμβεί ουσιαστική μείωση της ικανότητας παραλαβής φορτίων. Σημειώνεται ότι είναι δυνατόν η κλίση του κλάδου AB να λαμβάνεται οριζόντια, οπότε η αντίσταση διαρροής F_y λαμβάνεται ίση με την οριακή αντίσταση F_u , για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας. Καθοριστική της ικανότητας πλαστικής παραμόρφωσης της διατομής είναι η παραμόρφωση $\delta_p = \delta_u - \delta_y$, η οποία ορίζεται από το μετελαστικό τμήμα της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία.
- *Κλάδος CD*: Αντιπροσωπεύει την απομένουσα ικανότητα του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας δ_u , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά (περίπου στο 20%), αλλά δε μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D, θεωρούμε ότι το στοιχείο χάνει ακόμα και την ικανότητα του αυτή.

6.3 Εκτέλεση Ανάλυσης Pushover στο Sap2000

Αφού έχει προηγηθεί η πλήρης περιγραφή της ανελαστικής συμπεριφοράς των κατασκευών στο Sap2000 (Κεφάλαιο 5), για την εκτέλεση της ανάλυσης Pushover χρειάζεται, πλέον, σύμφωνα με όσα προαναφέρθηκαν, να οριστούν δύο τύποι στατικής ανελαστικής ανάλυσης: α) για την επιβολή των κατακόρυφων φορτίων και β) για την επιβολή του οριζόντιου σεισμικού φορτίου.

6.3.1 Ανελαστική Στατική Ανάλυση για Κατακόρυφα Φορτία

Η οριζόντια σεισμική δράση εφαρμόζεται σε έναν φορέα στον οποίο ήδη ενεργούν κάποια κατακόρυφα φορτία, όπως αυτά έχουν εισαχθεί μέσω των μορφών φόρτισης (Load Patterns). Για να συνυπολογιστούν στην απόκριση της κατασκευής, επομένως, καθίσταται αναγκαίο να εισαχθεί μία πρώτη φορτιστική κατάσταση (Loadcase) που θα αφορά τα κατακόρυφα αυτά φορτία (συνδυασμός G+0.3Q) και το πέρας της οποίας θα αποτελέσει την αρχή της ανελαστικής ανάλυσης των οριζοντίων φορτίων.

Η παραπάνω απαίτηση ικανοποιείται μέσω της εντολής σχηματισμού μίας νέας φορτιστικής κατάστασης (**Define**→**Load Cases**→**Add New Load Case**) με τις εξής παραμέτρους (Σχήμα 6.5): τύπος φόρτισης: στατική, μη-γραμμική (*Load Case Type: Static & Analysis Type: Nonlinear*), αφόρτιστος αρχικά φορέας (*Zero Initial Conditions-Start from Unstressed State*), πλήρης εφαρμογή φορτίων (*Load Application: Full Load*) και αποθήκευση των αποτελεσμάτων μόνο στο τελικό στάδιο (*Results Saved: Final State Only*).

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	DEAD_BEAMS_1	1.
Load Pattern	DEAD_BEAMS_2	1.
Load Pattern	DEAD_SLABS_1	1.
Load Pattern	LIVE	0.3
Load Pattern	LIVE_TOP	0.3

Σχήμα 6.5: Ορισμός μη γραμμικής στατικής ανάλυσης κατακόρυφων φορτίων

6.3.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση για Οριζόντιο Σεισμικό Φορτίο

Για να οριστεί εισάγουμε από μία νέα φορτιστική κατάσταση για κάθε μορφή επιβαλλόμενης φόρτισης, μέσω της εντολής **Define**→**Load Cases**→**Add New Load Case**. Υπενθυμίζεται ότι πρέπει να εφαρμοστούν τουλάχιστον δύο καθ' ύψος κατανομές των μονοτονικά αυξανόμενων οριζοντίων φορτίων: μία ομοιόμορφη και μία ιδιομορφική. Ως αρχικές συνθήκες λαμβάνονται οι τελικές της προηγούμενης

φορτιστικής κατάστασης (*Continue from State at End of Nonlinear Case: G+0.3Q_NL*), ενώ αυξημένη προσοχή πρέπει να δοθεί στον καθορισμό των υπολοίπων παραμέτρων, οι οποίες αναλύονται παρακάτω.

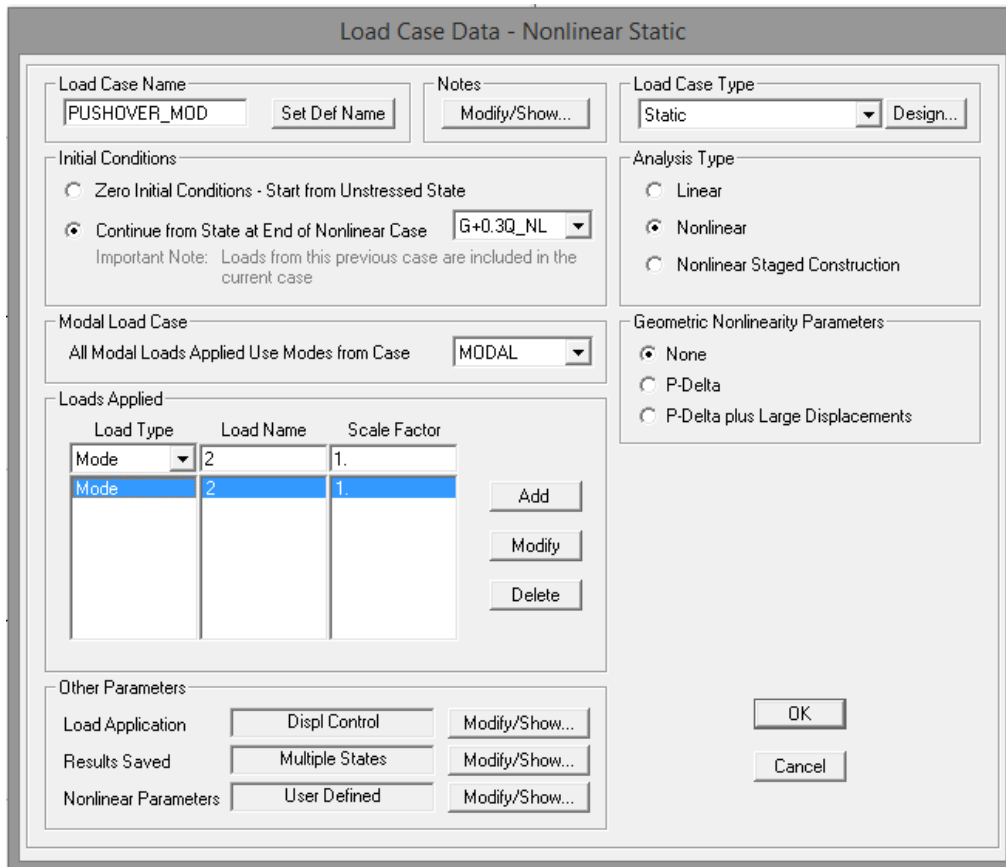
Η φορτιστική αυτή κατάσταση περιγράφεται ως στατική, μη-γραμμική (*Load Case Type: Static & Analysis Type: Nonlinear*), ενώ στα πλαίσια της παρούσας εργασίας αγνοούνται οι επιρροές φαινομένων δευτέρας τάξης P-δ.

Στο πεδίο *Load Type* εισάγεται η μορφή κατανομής της φόρτισης. Συγκεκριμένα προκειμένου για την ομοιόμορφη κατανομή (Σχήμα 6.6) επιλέγεται τύπος *Accel*, με όνομα (*Load Name*) *UX* τη διεύθυνση που θα εφαρμοστεί η σταθερή επιτάχυνση απόκρισης και συντελεστή μεγέθυνσης (*Scale Factor*):1. Για την ιδιομορφική κατανομή (Σχήμα 6.7) επιλέγονται αντίστοιχα τύπος *Mode*, όνομα 2 τον αριθμό της ιδιομορφής το σχήμα της οποίας είναι επιθυμητό να ακολουθήσει η κατανομή της φόρτισης (εδώ η θεμελιώδης κατά *X*) και συντελεστή μεγέθυνσης (*Scale Factor*):1.

The screenshot shows the 'Load Case Data - Nonlinear Static' dialog box. The 'Load Case Name' is 'PUSHOVER_X'. Under 'Initial Conditions', 'Continue from State at End of Nonlinear Case' is selected with 'G+0.3Q_NL'. 'Modal Load Case' is set to 'MODAL'. The 'Loads Applied' table contains two rows, both with 'Accel' as the Load Type, 'UX' as the Load Name, and a Scale Factor of 1. The 'Analysis Type' is 'Nonlinear'. Under 'Geometric Nonlinearity Parameters', 'None' is selected. The 'Other Parameters' section has 'Displ Control', 'Multiple States', and 'User Defined' selected. Buttons for 'Add', 'Modify', 'Delete', 'OK', and 'Cancel' are present.

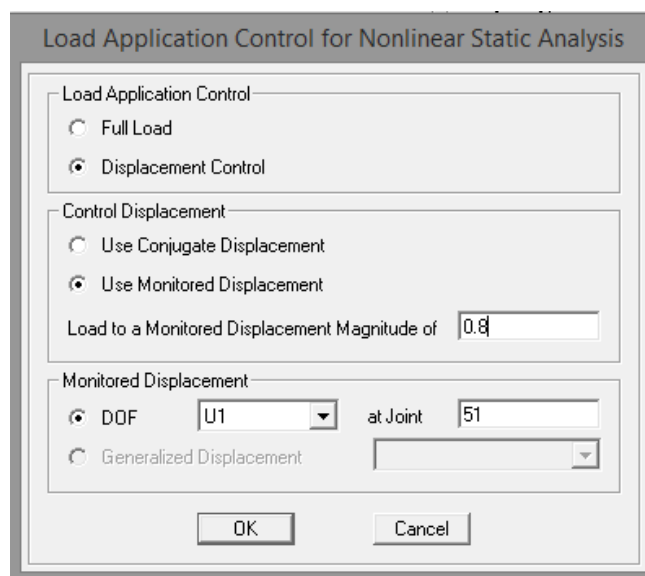
Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	1.
Accel	UX	1.

Σχήμα 6.6: Ορισμός μη γραμμικής στατικής ανάλυσης οριζοντίων φορτίων για ομοιόμορφη κατανομή



Σχήμα 6.7: Ορισμός μη γραμμικής στατικής ανάλυσης οριζοντίων φορτίων για ιδιομορφική κατανομή

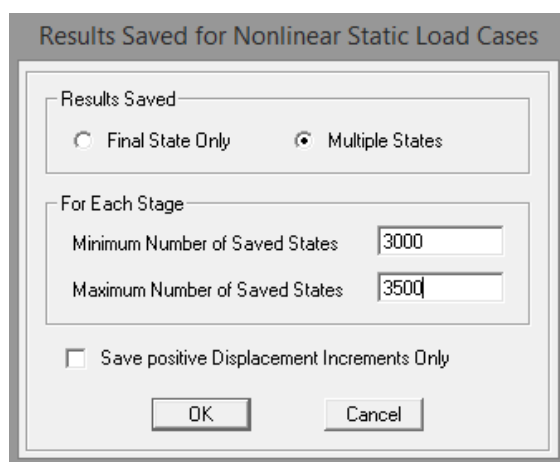
Ο τρόπος εφαρμογής της φόρτισης (πεδίο *Load Application*) είναι η σταδιακή μονοτονική αύξηση των οριζοντίων φορτίων με παράλληλο έλεγχο των μετακινήσεων (*Displacement Control*), μέχρι να επιτευχθεί η μετακίνηση-στόχος (*Load to a Monitored Displacement Magnitude of*). Η μετακίνηση-στόχος πρέπει να είναι τέτοια ώστε να προκύψει αντιπροσωπευτική εικόνα της ανελαστικής συμπεριφοράς του φορέα, χωρίς όμως τυχόν υπερβολές που μπορεί να δυσκολέψουν την προσπάθεια σύγκλισης. Κανονιστικές διατάξεις για τον υπολογισμό της δίνονται στον ΕΚ8 (§4.3.3.4.2.6 και πληροφοριακό Παράρτημα Β), προκειμένου για σχεδιασμό. Ο κόμβος ελέγχου πρέπει να βρίσκεται στο κέντρο μάζας του ανωτέρου ορόφου της κατασκευής, το οποίο λόγω συμμετρίας στην κάτοψη είναι εύκολο να προσδιοριστεί ως το σημείο τομής των δύο αξόνων συμμετρίας. Για το λόγο αυτό εισάγεται μέσω της εντολής **Draw**→**Draw Special Joint** ένας επιπλέον κόμβος ο οποίος συνδέεται διαφραγματικά με τους υπολοίπους στη στάθμη του δώματος και η μετακίνηση του οποίου κατά τη διεύθυνση φόρτισης (*DOF: U1*) παρακολουθείται στα διάφορα βήματα εκτέλεσης της ανάλυσης (*Monitored Displacement*). Σημειώνεται πως το λογισμικό παρέχει και την επιλογή *Use Conjugate Displacement* που δύναται να χρησιμοποιηθεί αν παρουσιαστούν προβλήματα σύγκλισης.



Σχήμα 6.8: Ορισμός παραμέτρων ελέγχου μετακινήσεων

Στο πεδίο *Results Saved* επιλέγεται η αποθήκευση των αποτελεσμάτων σε πολλαπλά, συγκεκριμένα βήματα (*Multiple States*), ο αριθμός των οποίων καθορίζεται από τον χρήστη (Σχήμα 6.9). Ο ελάχιστος αριθμός των βημάτων (*Minimum Number of Saved States*) καθορίζει το μέγεθος του βήματος της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου ως το πηλίκο της μετακίνησης-στόχου δια τον αριθμό που εισάγεται και άρα καθορίζει και τα διάφορα σημεία της καμπύλης ικανότητας. Σε κάθε περίπτωση, η επιλογή του βέλτιστου αριθμού βημάτων αποθήκευσης διαφέρει ανάλογα με το φορέα και απαιτεί κάποια διερεύνηση, δεδομένου ότι μικρός αριθμός βημάτων ενδέχεται να μην περιγράφει ικανοποιητικά την καμπύλη ικανότητας, ενώ πολύ μεγάλος να δυσκολεύει την εποπτεία τους.

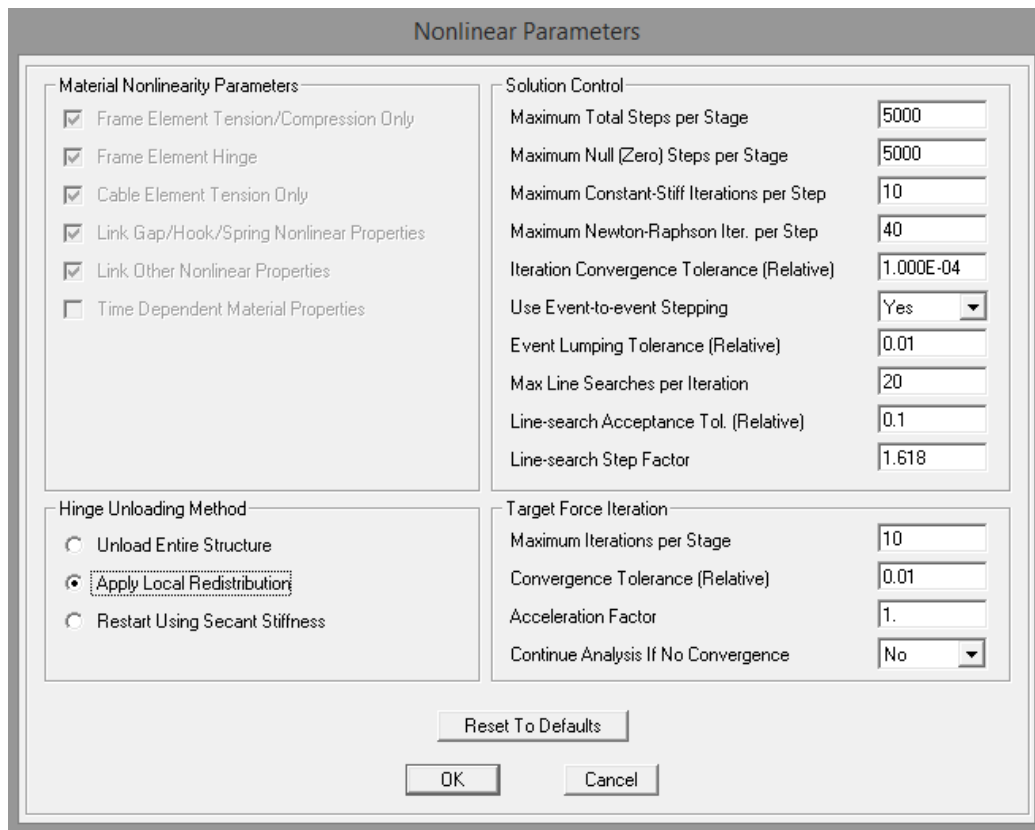
Αν κατά τη διάρκεια εκτέλεσης της ανάλυσης προκύψει κάποιο σημαντικό γεγονός εκτός των ελαχίστων βημάτων που έχουν δοθεί (π.χ. ξαφνική απώλεια δυσκαμψίας), το λογισμικό συγκρατεί αυτά τα βήματα και τα αποθηκεύει έως ότου συμπληρωθεί ο μέγιστος αριθμός βημάτων (*Maximum Number of Saved Steps*). Προκύπτει, επομένως, η αναγκαιότητα θεώρησης μεγάλου αριθμού στο συγκεκριμένο πεδίο.



Σχήμα 6.9: Ορισμός ελάχιστου και μέγιστου αριθμού βημάτων αποθήκευσης

Η επιλογή *Save Positive Increments Only* αναγκάζει το πρόγραμμα να αποθηκεύει μόνο τις θετικές μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου. Αν δεν είναι επιλεγμένο, σε περιπτώσεις μεγάλης μη γραμμικότητας, αποθηκεύονται και οι αρνητικές μετακινήσεις, λόγω ανακατανομής έντασης μετά την αστοχία κάποιου μέλους, με αποτέλεσμα μία περίεργη εικόνα της καμπύλης ικανότητας. Η επίδειξη τους, ωστόσο, μπορεί να παρέχει χρήσιμες πληροφορίες πάνω στη συμπεριφορά της κατασκευής και ενδείκνυται σε περιπτώσεις δυσκολίας στη σύγκλιση.

Στο πεδίο *Nonlinear Parameters* ορίζονται διάφορες παράμετροι που αφορούν τον αλγόριθμο επίλυσης και την ευστάθεια της διαδικασίας. Οι κυριότερες από αυτές είναι τα *Maximum Total / Null(Zero) Steps per Stage*, όπου ορίζεται ο μέγιστος συνολικός (*Total*) αριθμός βημάτων, που περιλαμβάνει τόσο τα βήματα αποθήκευσης, όσο και τα ενδιάμεσα (δηλαδή βήματα μικρότερης μετακίνησης για επίτευξη σύγκλισης) και μηδενικά (*Null*) στα οποία δεν επιτυγχάνεται σύγκλιση ή προσπαθεί να αποφορτιστεί μία πλαστική άρθρωση. Συνίσταται να ορίζεται αριθμός μηδενικών βημάτων μεγαλύτερος ή ίσος από τα συνολικά ώστε να σταματά ο αλγόριθμος λόγω αδυναμίας σύγκλισης.



Σχήμα 6.10 : Ορισμός παραμέτρων σύγκλισης

Αναφορικά με την επιλεγόμενη μέθοδο αποφόρτισης των πλαστικών αρθρώσεων (*Hinge Unloading Method*), επιλέγεται η μέθοδος της εφαρμογής τοπικής ανακατανομής (*Apply Local Redistribution*). Η έννοια της αποφόρτισης αναφέρεται σε γεγονότα κατά τα οποία σημειώνεται απότομη πτώση της αντοχής στο διάγραμμα ροπής-στροφής για κάποια διατομή-πλαστική άρθρωση (π.χ. μετάβαση από το σημείο C

στο D ή από το σημείο E στην πλήρη αστοχία (βλέπε Σχήμα 5.36)). Σε ένα τέτοιο περιστατικό το πρόγραμμα πρέπει να απομακρύνει το φορτίο (ροπή) το οποίο αναλάμβανε η συγκεκριμένη άρθρωση και να το ανακατανείμει στην υπόλοιπη κατασκευή, μία διαδικασία που ενδεχομένως θα προκαλέσει αστάθειες, λόγω της έλλειψης μονοσήμαντης μαθηματικής λύσης στην περίπτωση της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (δεν ισχύει κάτι τέτοιο στις ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις). Με την επιλογή Apply Local Redistribution, το Sap2000, εφαρμόζοντας τοπικές εσωτερικές, αυτοεξισορροπούμενες δυνάμεις, αποφορτίζει προσωρινά το «προβληματικό» στοιχείο, μεταφέροντας το αφαιρούμενο φορτίο στα γειτονικά του. Με τον τρόπο αυτό, στόχος του προγράμματος είναι να προσεγγιστεί η πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής σε ότι αφορά τη «σταθεροποίηση» ενός ραγδαίως αποφορτιζόμενου στοιχείου. Τέλος, σημειώνεται ότι η μέθοδος αυτή αποφόρτισης είναι η μοναδική επιτρεπόμενη στις ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, ενώ γενικότερα προβλέπονται άλλες δύο (Unload Entire Structure, Restart Using Secant Stiffness), περισσότερες λεπτομέρειες για τις οποίες αξίζει να αναζητηθούν στο εγχειρίδιο χρήσης του προγράμματος [20].

6.4 Φάσμα Ικανότητας Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος

Για να μπορέσει να πραγματοποιηθεί η αποτίμηση της ανελαστικής συμπεριφοράς των επιλεγμένων κατασκευών μετά τον υπολογισμό των στοχευόμενων μετακινήσεων τους για τις θεωρούμενες σεισμικές διεγέρσεις (ενότητες 6.5-6.7), αλλά και για λόγους που θα φανούν σε επόμενο κεφάλαιο, καθίσταται αναγκαία η μετατροπή της καμπύλης ικανότητας σε φάσμα ικανότητας σε μορφή ADRS ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα εξαρτάται από την κατανομή των φορτίων καθ' ύψος που λαμβάνονται υπόψη κατά τον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας. Στην παρούσα εργασία, όπως έχει προαναφερθεί, στην ανάλυση Pushover υιοθετούνται δύο τέτοιες κατανομές: μία ομοιόμορφη και μία ιδιομορφική (σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση x) για σεισμική διέγερση κατά τη διεύθυνση ενδιαφέροντος των επίπεδων πλαισίων: x. Συνεπώς, μπορούμε να θεωρήσουμε ότι τα φορτία στους επιμέρους ορόφους κατανέμονται σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_i = F_b \frac{m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i} \quad (6.3)$$

όπου:

F_b : η τέμνουσα βάσης ($F_b = \sum F_i$)

φ_i : συντελεστές που δηλώνουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους. Για θεωρούμενη ιδιομορφική κατανομή φορτίων, λαμβάνουν τις αντίστοιχες τιμές της θεμελιώδους ιδιομορφής («σχήμα» ιδιομορφής) κατά τη διεύθυνση της σεισμικής δράσης (εδώ:x), ενώ για θεωρούμενη ομοιόμορφη κατανομή λαμβάνουν παντού τιμές $\varphi_i = 1$. Ως είθισται, οι τιμές των φ_i κανονικοποιούνται ώστε η τιμή στην κορυφή να είναι ίση με μονάδα ($\varphi_{top} = 1$).

Για κατανομή των φορτίων σύμφωνα με την (6.3) και $\varphi_{top} = 1$, η αντιστοιχία μεταξύ του πολυβάθμιου συστήματος και του ισοδύναμου μονοβάθμιου για όλα τα

μεγέθη (μετακινήσεις, δυνάμεις, ενέργεια κλπ.) πραγματοποιείται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$Q = \Gamma \cdot Q^* \quad (6.4)$$

όπου:

Q : μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα (π.χ. τέμνουσα βάσης F_b , μετακίνηση κορυφής (κόμβου ελέγχου) Δ)

Q^* : αντίστοιχο μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (π.χ. δύναμη F^* , μετακίνηση d^*)

Γ : συντελεστής συμμετοχής που για επίπεδη κίνηση της κατασκευής, δίνεται από τη σχέση:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2} \quad (6.5)$$

Ο αριθμητής της ανωτέρω σχέσης ισούται με τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου, δηλαδή: $m^* = \sum m_i \varphi_i$ (6.6).

Επισημαίνεται ότι αν δυνάμεις και μετατοπίσεις ακολουθούν την ίδια διαδικασία μετασχηματισμού (σχέση (6.4)), το πολυβάθμιο και το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα θα έχουν την ίδια δυσκαμψία, χωρίς ωστόσο κάτι τέτοιο να συνεπάγεται και ίσες ιδιοπεριόδους (θεμελιώδης πολυβάθμιου – ιδιοπερίοδος μονοβάθμιου).

Εν τέλει, η μετατροπή της καμπύλης ικανότητας σε φάσμα ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου πραγματοποιείται, με τη βοήθεια της σχέσης (6.4), σύμφωνα με τις ακόλουθες σχέσεις:

$$S_a = \frac{F_b}{\alpha \cdot m_{ολ}} \quad (6.7)$$

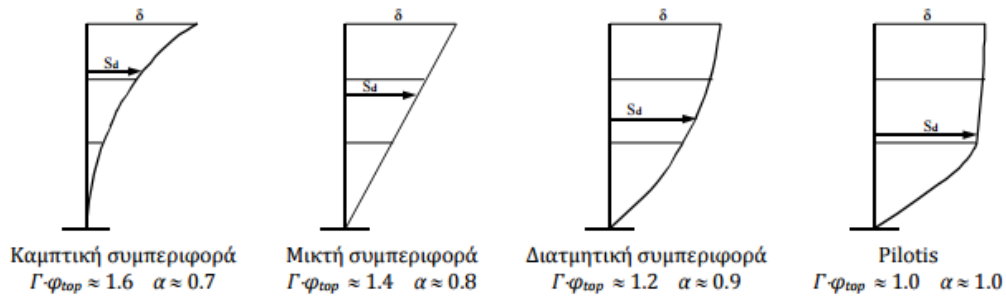
$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma}, \text{ για } \varphi_{top} = 1 \quad (6.8\alpha)$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma \cdot \varphi_{top}}, \text{ για } \varphi_{top} \neq 1 \quad (6.8\beta)$$

όπου: F_b είναι η τέμνουσα βάσης του πολυβάθμιου, $m_{ολ}$ η συνολική μάζα του πολυβάθμιου, Δ η μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου (συγκεκριμένα του κόμβου ελέγχου) και α συντελεστής που δηλώνει το ποσοστό της συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη μορφή παραμόρφωσης και δίνεται από τη σχέση:

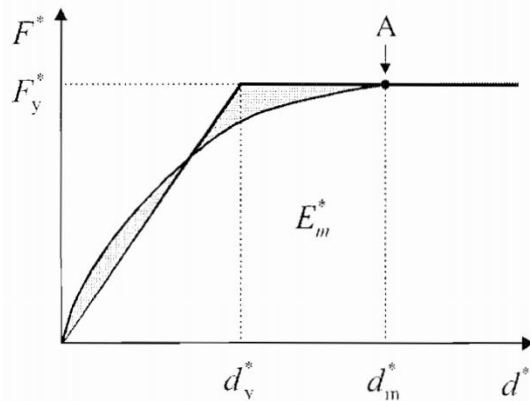
$$\alpha = \frac{[\sum m_i \varphi_i]^2}{m_{ολ} \cdot \sum m_i \varphi_i^2} = \frac{\Gamma \cdot \sum m_i \varphi_i}{m_{ολ}} = \Gamma \cdot \frac{m^*}{m_{ολ}} \quad (6.9)$$

Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικές τιμές των συντελεστών α για διάφορους τρόπους συμπεριφοράς κτιρίων:



Σχήμα 6.11: Τιμές συντελεστή α για χαρακτηριστικούς τύπους συμπεριφοράς (Ψυχάρης, 2015)

Για να είναι δυνατό να εξαχθούν κάποια χρήσιμα στοιχεία για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (κυρίως η ιδιοπερίοδος ταλάντωσης και το σημείο διαρροής), χρειάζεται η καμπύλη του φάσματος ικανότητας να **διγραμμικοποιηθεί**. Το ιδεατό διγραμμικό φάσμα ικανότητας παράγεται από την απλοποιημένη διαδικασία που περιγράφεται στο Παράρτημα Β του ΕΚ8. Στο κείμενο αυτό προτείνεται για την καμπύλη ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (δύναμη $F^* = S_a \cdot m^*$ – μετατόπιση $d^* = S_d$) μετελαστικός κλάδος χωρίς κράτυνση (άρα με τη δύναμη διαρροής F_y^* να λαμβάνεται ίση με τη δύναμη που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση d_m^*) και κλίση του ελαστικού κλάδου τέτοια ώστε τα αποκοπτόμενα εμβαδά πάνω και κάτω από την αρχική καμπύλη να είναι ίσα (βλ. Σχήμα 6.12), που είναι και η μοναδική παραδοχή που απαιτείται.



Σχήμα 6.12: Διγραμμικοποίηση καμπύλης αντίστασης ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος κατά ΕΚ8-1

Από την ισότητα των εμβαδών προκύπτει ως μοναδικός άγνωστος η μετακίνηση διαρροής της εξιδανικευμένης καμπύλης:

$$d_y^* = 2 \cdot \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (6.10)$$

όπου E_m^* το εμβαδό κάτω από την αρχική καμπύλη έως τη μέγιστη θεωρούμενη μετατόπιση d_m^* και εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης.

Προφανώς, αν αντί για F^* τεθεί S_a , μπορεί με τον ίδιο τρόπο να βρεθεί απευθείας η διαγραμμικοποιημένη καμπύλη του φάσματος ικανότητας (υπενθυμίζεται η εύκολη μετατροπή $F^* = S_a \cdot m^*$).

Μετά τη διγραμμικοποίηση υπολογίζεται εύκολα η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ως:

$$T^* = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{S_{ay}}{S_{a_y}}} \quad (6.11)$$

6.5 Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση: Θεωρητικά Στοιχεία

Η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας σχετίζεται με την καταγραφή της μη-γραμμικής ανελαστικής απόκρισης του φορέα, όταν σε αυτόν επιβληθεί ως φόρτιση το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού, η πραγματική δηλαδή σεισμική κίνηση κατά της διάρκειας ενός σεισμικού συμβάντος. Στο προσομοίωμα του φορέα πρέπει να περιγράφονται ικανοποιητικά οι ανελαστικοί νόμοι φορτίου-παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία, ενώ η απόκριση του φορέα προκύπτει μέσω μίας επαναληπτικής διαδικασίας με χρήση χρονικών βημάτων. Τα επιταχυνσιογραφήματα σεισμικών δονήσεων που χρησιμοποιούνται προκύπτουν είτε από πραγματικές καταγραφές είτε είναι τεχνητά με κατάλληλα χαρακτηριστικά που επιβάλλει ο κανονισμός.

Καθώς το μοντέλο προσομοίωσης και η διαδικασία ανάλυσης της μεθόδου προσεγγίζουν σε μεγάλο βαθμό την πραγματική, ανελαστική απόκριση του φορέα στη διάρκεια ενός σεισμικού φαινομένου, οι υπολογιζόμενες δυνάμεις και μετακινήσεις φαίνεται να αποτελούν με τη σειρά τους λογικές προσεγγίσεις των αναμενόμενων. Αν αναλογιστεί κανείς και τη δυναμική φύση των εφαρμοζόμενων φορτίων, σε αντίθεση με τα στατικού τύπου φορτία της ανάλυσης Pushover, είναι εμφανές ότι προκύπτει μία ορθότερη περιγραφή της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής, η οποία μάλιστα μπορεί να εφαρμοστεί σε οποιονδήποτε φορέα ανεξαιρέτως.

Ωστόσο, παρά την εκτεταμένη ερευνητική δραστηριότητα των τελευταίων χρόνων, η μέθοδος αυτή φαίνεται να συνδέεται με κάποια μειονεκτήματα που εμποδίζουν την περαιτέρω εξάπλωση της (π.χ. τη χρησιμοποίηση της στο σχεδιασμό): α) εμφανίζει μεγάλη ευαισθησία στην επιλογή των σεισμών που επιβάλλονται, καθιστώντας απαραίτητη την διενέργεια πολλών επιλύσεων με σεισμικές διεγέρσεις διαφορετικών χαρακτηριστικών, β) η αντιμετώπιση των δυναμικών ανελαστικών προβλημάτων αποτελεί μία ιδιαίτερη δύσκολη και επίπονη υπολογιστικά διαδικασία, τόσο σε επίπεδο λογισμικού επίλυσης, όσο και σε επίπεδο γνώσης και εξοικείωσης με το αντικείμενο των μελετητών, γ) εξάγεται μεγάλος όγκος αποτελεσμάτων που είναι δύσκολο να τεθεί προς περαιτέρω σύγκριση και επεξεργασία. Για τους παραπάνω λόγους, η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρησιμοποιείται κυρίως ως ένα σημείο αναφοράς και βοήθημα για την αξιολόγηση της ακρίβειας άλλων μεθόδων. Από τον ΕΚ8 (Εθνικό Προσάρτημα §4.3.3.1(4)) προβλέπεται, όπως συμβαίνει και με την ανάλυση Pushover, ως μία συμπληρωματική διαδικασία σχεδιασμού, υπό συγκεκριμένες προϋποθέσεις.

6.6 Εκτέλεση Ανελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης στο Sap2000

6.6.1 Μέθοδος Ανάλυσης

Η δυναμική (γραμμική και μη γραμμική) ανάλυση ενός φορέα με χρονοϊστορία επιταχύνσεων δύναται να πραγματοποιηθεί στο Sap2000 με δύο τρόπους:

- Με επαλληλία ιδιομορφών («mode superposition method»), με την οποία αξιοποιείται η δυνατότητα απεικόνισης της χρονοϊστορίας των τιμών σε αρμονικές διαφορετικών περιόδων. Υπολογίζεται η απόκριση του φορέα σε κάθε ιδιοπερίοδο και στο τέλος επαλληλίζονται οι επιμέρους αποκρίσεις για τον υπολογισμό της συνολικής. Η μέθοδος αυτή είναι γνωστή στο Sap2000 ως **Modal time-history analysis**.
- Με απευθείας αριθμητική ολοκλήρωση στο πεδίο του χρόνου (direct integration method), με την οποία υπολογίζεται η απόκριση του φορέα σε κάθε χρονικό βήμα με ολοκλήρωση των (διαφορικών) εξισώσεων κίνησης. Η μέθοδος αυτή είναι γνωστή στο Sap2000 ως **Direct integration time-history analysis**.

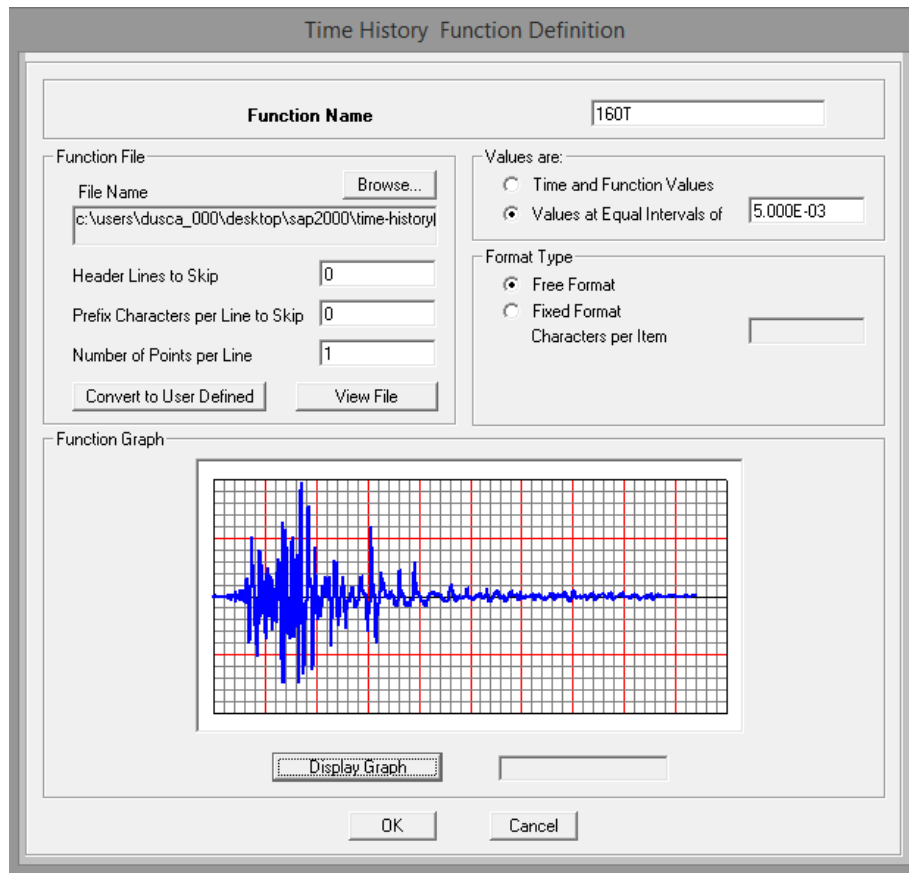
Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιείται αποκλειστικά η 2^η μέθοδος, η οποία είναι και η μόνη που συμβαδίζει με τον τρόπο που εκφράστηκε η μη-γραμμικότητα στα προσομοιώματα μας (θεώρηση πλαστικών αρθρώσεων (Hinges) στα άκρα των γραμμικών φερόντων στοιχείων).

Για την εκτέλεση της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης με την επιλεχθείσα μέθοδο στο λογισμικό Sap2000, απαιτούνται δύο «βήματα»: α) η δημιουργία της χρονοϊστορίας (εδώ: επιταχύνσεων) και β) ο καθορισμός του τύπου φόρτισης που αυτή συνεπάγεται στους εξεταζόμενους φορείς. Ακολουθεί η περιγραφή των βημάτων αυτών.

6.6.2 Εισαγωγή Συνάρτησης Χρονοϊστορίας

Με τον όρο χρονοϊστορία νοείται ένα σύνολο δεδομένων που δίνουν για κάθε χρονική στιγμή μία συγκεκριμένη τιμή σε κάποιο μέγεθος (π.χ. επιτάχυνση, ταχύτητα, μετακίνηση εδάφους). Είθισται για την ανελαστική σεισμική αποτίμηση μίας κατασκευής να χρησιμοποιούνται κατά κύριο λόγο επιταχυνσιογραφήματα, τα οποία λαμβάνονται από σχετικές βάσεις δεδομένων. Οι χρονοϊστορίες που εξετάστηκαν στην παρούσα εργασία και το σκεπτικό πίσω από την επιλογή τους παρουσιάζονται σε επόμενη ενότητα.

Η εισαγωγή της συνάρτησης χρονοϊστορίας πραγματοποιείται μέσω της εντολής **Define→Functions→Time History**, όπου επιλέγεται η προσθήκη της χρονοϊστορίας από το αρχείο που είναι αποθηκευμένη (*Choose Function Type to Add: From File*), οπότε και εμφανίζεται το παράθυρο ορισμού της (Σχήμα 6.13). Εκεί δηλώνεται το επιθυμητό όνομα αναφοράς της χρονοϊστορίας (*Function Name*), το αρχείο της χρονοϊστορίας από τη θέση του στον υπολογιστή (*Function File: Browse...*) και λοιπές παράμετροι που σχετίζονται με τη μορφή του εισαγόμενου αρχείου στο οποίο είναι αποθηκευμένη η χρονοϊστορία (π.χ. γραμμές αρχείου που δεν πρέπει να ληφθούν υπόψη αν περιέχουν κάποιο σχόλιο: *Header Lines to Skip*, χαρακτήρες-προθέματα που πρέπει να αγνοηθούν: *Prefix Characters per Line to Skip* κλπ). Στην παρούσα εργασία επιλέγεται το αρχείο χρονοϊστορίας να περιέχει μόνο τις επιταχύνσεις του εδάφους a_g (σε g), οπότε επιπλέον πρέπει να οριστεί και το χρονικό βήμα (σε s) των τιμών: *Values are: Values at Equal Intervals of*. Σε κάθε περίπτωση η εποπτεία της σωστής εισαγωγής της επιθυμητής χρονοϊστορίας εξασφαλίζεται μέσω της γραφικής απεικόνισης του επιταχυνσιογραφήματος (*Display Graph*).



Σχήμα 6.13: Ορισμός συνάρτησης χρονοϊστορίας στο Sap2000

6.6.3 Ορισμός Φορτιστικής Κατάστασης

Μέχρι στιγμής έχει οριστεί η χρονοϊστορία ως η μεταβολή στο χρόνο ενός μεγέθους, χωρίς περαιτέρω λεπτομέρειες επί αυτού. Η φύση του μεγέθους αυτού (επιτάχυνση), μαζί με τις υπόλοιπες παραμέτρους της δυναμικής καταπόνησης του φορέα καθορίζεται με τον ορισμό της φορτιστικής κατάστασης (Load case) της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης από την εντολή: **Define**→**Load cases**→**Add new Load case**. Επισημαίνεται και σε αυτή την περίπτωση η ανάγκη να έχει οριστεί προηγουμένως μία ανελαστική φορτιστική κατάσταση που να αφορά τα κατακόρυφα φορτία που καταπονούν τον φορέα (Σχήμα 6.5: G+0.3Q_NL) και η οποία θα αποτελέσει την αφετηρία της ανάλυσης.

Για την νέα αυτή φορτιστική κατάσταση επιλέγονται τα χαρακτηριστικά της ως: μη-γραμμική (*Analysis Type: Nonlinear*) ανάλυση χρονοϊστορίας (*Load Case Type: Time History*) με τη μέθοδο απευθείας αριθμητικής ολοκλήρωσης (*Time History Type: Direct Integration*), λαμβάνοντας ως αρχικές συνθήκες τις τελικές συνθήκες μετά την εφαρμογή των φορτίων βαρύτητας (*Continue from State at End of Nonlinear Case: G+0.3Q_NL*). Φαινόμενα δευτέρας τάξεως δεν λαμβάνονται υπόψη (*Geometric Nonlinearity Parameters: None*). Αναφορικά με τα φορτία που εφαρμόζονται στο είδος αυτός ανάλυσης ορίζεται ότι η επιβαλλόμενη φόρτιση (*Load Type*) είναι τύπου Accel (επιτάχυνση) κατά διεύθυνση x (*Load Name: U1*), ακολουθώντας την εισαχθείσα συνάρτηση χρονοϊστορίας, τα μεγέθη της οποίας πρέπει να πολλαπλασιαστούν με (*Scale Factor*) $g=9.81\text{m/s}^2$, ώστε να εκφραστούν στις επιθυμητές μονάδες μέτρησης.

Στο πεδίο *Time Step Data* καθορίζεται η πυκνότητα των αποτελεσμάτων που θα προκύψουν μέσω της επιλογής του χρονικού βήματος. Για την ακριβή απόδοση της συμπεριφοράς του φορέα κατά τη μέθοδο της απευθείας ολοκλήρωσης στο χρόνο, απαιτείται ο ορισμός ενός επαρκώς μικρού βήματος ανάλυσης. Στην παρούσα εργασία ορίζονται αριθμός βημάτων (*Number of Output Time Steps*), όσα και τα βήματα της ιστορίας διέγερσης και χρονικό βήμα (*Output Time Step Size*) ίσο με το βήμα αυτής. Σε κάθε περίπτωση, στο εγχειρίδιο χρήσης του προγράμματος προτείνεται η διενέργεια επαναληπτικών αναλύσεων με μειωμένο χρονικό βήμα, μέχρι το σημείο όπου τα αποτελέσματα της ανάλυσης δεν εξαρτώνται πλέον από αυτό.

The screenshot shows the 'Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History' dialog box. It contains the following fields and options:

- Load Case Name:** Time_History_160T
- Initial Conditions:** Continue from State at End of Nonlinear Case (G+0.3Q_NL)
- Modal Load Case:** Use Modes from Case (MODAL)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	160T	9.81
Accel	U1	160T	9.81
- Time Step Data:** Number of Output Time Steps: 7520, Output Time Step Size: 5.000E-03
- Other Parameters:** Damping: Proportional Damping, Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor, Nonlinear Parameters: Default

Σχήμα 6.14: Ορισμός φορτιστικής κατάστασης δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης στο Sap2000

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον έχει ο τρόπος ορισμού της απόσβεσης της κατασκευής (*Damping*), όπου χρησιμοποιείται απόσβεση τύπου Rayleigh. Το μητρώο απόσβεσης $[C]$ λαμβάνεται ως γραμμικός συνδυασμός των μητρώων μάζας $[M]$ και δυσκαμψίας $[K]$ ως εξής:

$$[C] = \alpha_0 \cdot [M] + \alpha_1 \cdot [K] \quad (6.12)$$

Η απόσβεση που συνδέεται με τη δυσκαμψία (*stiffness proportional damping*) είναι γραμμικά ανάλογη των συχνοτήτων και σχετίζεται με τις παραμορφώσεις εντός της κατασκευής. Σε κάθε χρονικό βήμα χρησιμοποιείται η τρέχουσα, εφαπτομενική δυσκαμψία, έτσι ώστε ένα στοιχείο που έχει διαρρεύσει να έχει μικρότερη απόσβεση συγκριτικά με ένα άλλο που συμπεριφέρεται ελαστικά. Η απόσβεση που συνδέεται με

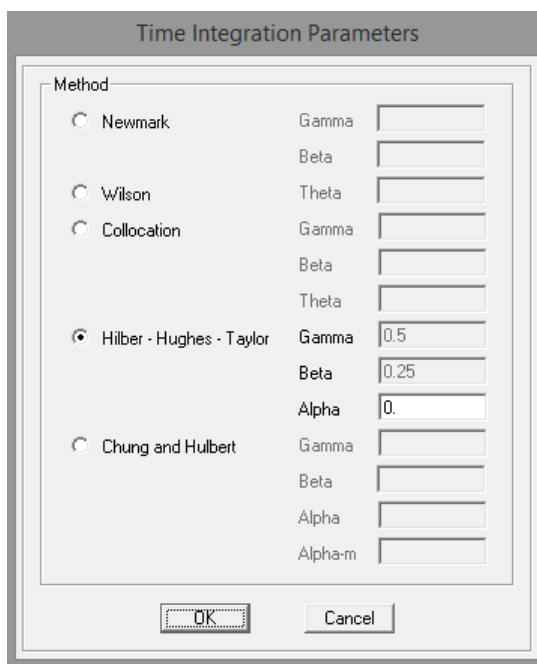
τη μάζα (mass proportional damping) είναι ανάλογη προς την περίοδο και σχετίζεται με την κίνηση της κατασκευής, ως αυτή να κινείται διαμέσου ενός ιξώδους υγρού. Προκύπτει, επομένως, πως η απόσβεση είναι συχνοτικά (περιοδικά) εξαρτώμενη με αποτέλεσμα να μην μπορεί να διατηρηθεί σταθερή για όλο το φάσμα συχνοτήτων ενδιαφέροντος.

Το πρόγραμμα δίνει τη δυνατότητα, η οποία και εν τέλει επιλέγεται στην παρούσα εργασία, οι συντελεστές α_0 (Mass Proportional Coefficient) και α_1 (Stiffness Proportional Coefficient) να υπολογιστούν απευθείας από αυτό, αφού ορισθούν δύο ιδιοπερίοδοι από το χρήστη (εδώ: οι δύο ιδιοπερίοδοι με τα μεγαλύτερα ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά τη διεύθυνση ενδιαφέροντος x) και οι αντίστοιχοι προς αυτές λόγοι ιξώδους απόσβεσης (Σχήμα 6.15).

Damping Coefficients			
	Mass Proportional Coefficient	Stiffness Proportional Coefficient	
<input type="radio"/> Direct Specification			
<input checked="" type="radio"/> Specify Damping by Period	0.3767	4.854E-03	
<input type="radio"/> Specify Damping by Frequency			
	Period	Frequency	Damping
First	1.266		0.05
Second	0.4018		0.05

Σχήμα 6.15: Ορισμός παραμέτρων απόσβεσης τύπου Rayleigh

Στο πεδίο Time Integration περιγράφεται η διαδικασία αριθμητικής ολοκλήρωσης που θα ακολουθηθεί κατά την επίλυση. Προεπιλεγμένη από το πρόγραμμα είναι η μέθοδος Hilber-Hughes-Taylor. Όπως χαρακτηριστικά αναφέρεται στο εγχειρίδιο χρήσης του προγράμματος, αυτή η μέθοδος είναι και η προτεινόμενη, όταν παρουσιάζονται προβλήματα σύγκλισης. Σε τέτοιες περιπτώσεις συνιστάται, ως μία πρώτη προσέγγιση η επίλυση με τιμή συντελεστή $\text{Alpha} = -1/3$ και στη συνέχεια η περαιτέρω μείωση της (απόλυτης) τιμής του Alpha, για την επίτευξη ακριβέστερων αποτελεσμάτων. Σημειώνεται πως η παράμετρος Alpha λαμβάνει τιμές από 0 έως $-1/3$, με την τιμή 0 να αντιστοιχεί στη μέθοδο Newmark με παραμέτρους $\gamma = 0.5$ και $\beta = 0.25$ (μέθοδος μέσης επιτάχυνσης ή κανόνας τραπέζιου). Για $\text{Alpha} = 0$ επιτυγχάνεται η μεγαλύτερη δυνατή ακρίβεια αποτελεσμάτων της ανάλυσης, ενώ όσο μεγαλύτερες γίνονται οι αρνητικές τιμές του Alpha τόσο περισσότερο δημιουργείται τεχνητή απόσβεση των υψίσυχνων συστατικών της απόκρισης.



Σχήμα 6.16: Παράμετροι διαδικασίας αριθμητικής ολοκλήρωσης

Τέλος το Sap2000, μέσω της καρτέλα *Nonlinear Parameters*, δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να τροποποιήσει μία σειρά ανελαστικών παραμέτρων της ανάλυσης. Από το εγχειρίδιο χρήσης του προγράμματος προτείνεται η υιοθέτηση των προκαθορισμένων τιμών, καθώς μία ενδεχόμενη απόπειρα αλλαγής τους απαιτεί πολύ μεγάλη προσοχή και σχετική εμπειρία.

6.7 Επιλογή Σεισμικών Καταγραφών

Τα αποτελέσματα της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης, όπως προαναφέρθηκε, είναι ιδιαίτερα ευαίσθητα στην επιλογή του επιταχυνσιογραφήματος που επιβάλλεται ως διέγερση βάσης. Για το λόγο αυτό στην προσπάθεια μας να εξαχθούν έγκυρα αποτελέσματα, που να παρέχουν μία σαφή εικόνα της συμπεριφοράς των εξεταζόμενων κατασκευών σε σεισμό, επιδιώκεται να εξετασθούν σεισμοί με διαφορετικά μεταξύ τους χαρακτηριστικά. Έτσι, για κάθε μία από τις δύο κατηγορίες των κατασκευών προς διερεύνηση (τριώροφες με $\alpha/\alpha:1$ ΚΠΜ & ΚΠΥ και εννιαώροφες με $\alpha/\alpha:13$ ΚΠΜ & ΚΠΥ) εισάγονται δύο παλμικοί και δύο μη-παλμικοί σεισμοί.

Σημειώνεται ότι παλμικές ονομάζονται οι κινήσεις, όταν στη χρονοϊστορία της εδαφικής τους ταχύτητας φθάνουν ένας ή περισσότεροι παλμοί νωρίς και χαρακτηρίζονται από μεγάλο πλάτος. Το φαινόμενο αυτό οφείλεται κατά κύριο λόγο στην κατευθυντικότητα λόγω της διάρρηξης ενός ρήγματος εντός μίας περιοχής κοντινού πεδίου και επηρεάζει δυσμενώς τις κατασκευές δημιουργώντας μεγαλύτερες ανελαστικές μετακινήσεις.

Οι μη-παλμικοί σεισμοί που επιλέγονται είναι κοινοί για όλες τις κατασκευές, ενώ οι παλμικοί επιλέγονται ανά κατηγορία κτιρίων, με κριτήριο η περίοδος του δεσπόζοντος παλμού καταγραφής να είναι περίπου διπλάσια της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής, οπότε και φαίνεται η επίδραση τους να είναι πιο ισχυρή.

Επισημαίνεται ότι σε κάθε μία από τις δύο εξεταζόμενες περιπτώσεις οι κατασκευές ΚΠΜ και ΚΠΥ καταπονούνται από τον ίδιο σεισμό, ώστε να είναι δυνατή η εξαγωγή συγκριτικών συμπερασμάτων.

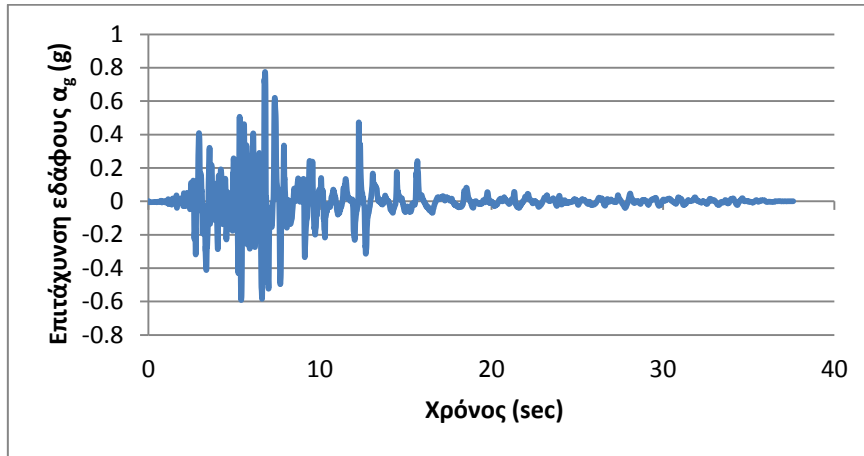
Όλες οι σεισμικές καταγραφές έχουν ληφθεί από τη βάση δεδομένων του PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) και για κάθε μία παρουσιάζονται κάποια βασικά στοιχεία, το επιταχυνσιογράφημα, το ελαστικό φάσμα ψευδο-επιταχύνσεων για $\zeta=5\%$ καθώς και το ελαστικό φάσμα ψευδο-ταχυτήτων για $\zeta=5\%$.

Μη-Παλμικές Καταγραφές

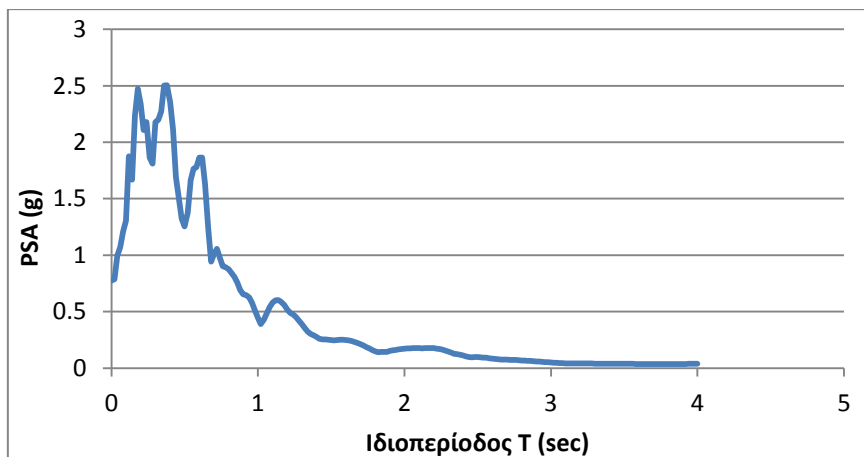
❖ Καταγραφή PEER #160T

Όνομα και ημερομηνία καταγραφής: Imperial Valley 10/15/79

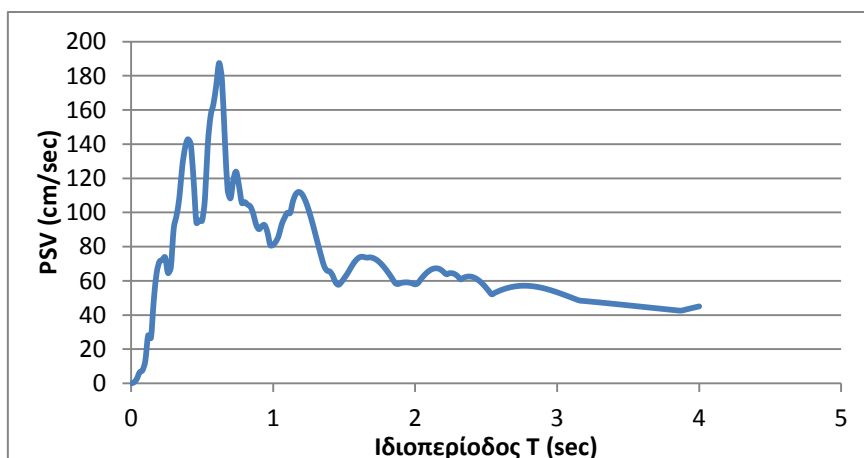
Καταγραφικός σταθμός: Bonds Corner



Σχήμα 6.17: Επιταχυνσιογράφημα καταγραφής 160T



Σχήμα 6.18: Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων ($\zeta=5\%$) καταγραφής 160T

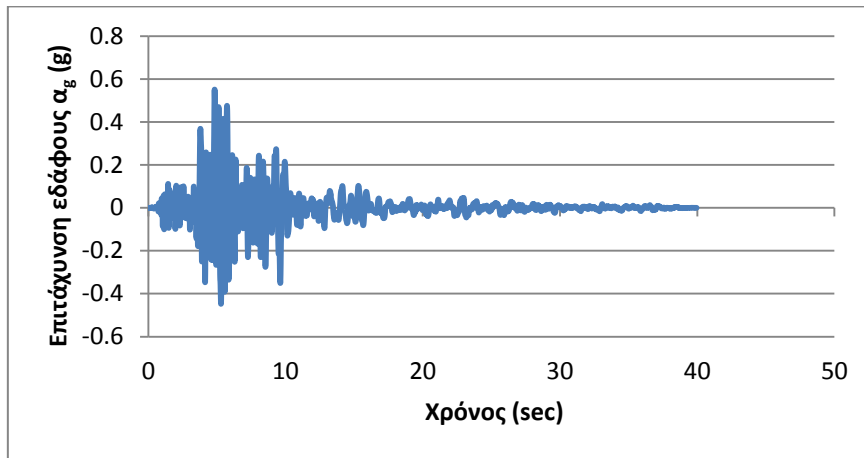


Σχήμα 6.19: Ελαστικό φάσμα ταχυτήτων ($\zeta=5\%$) καταγραφής 160T

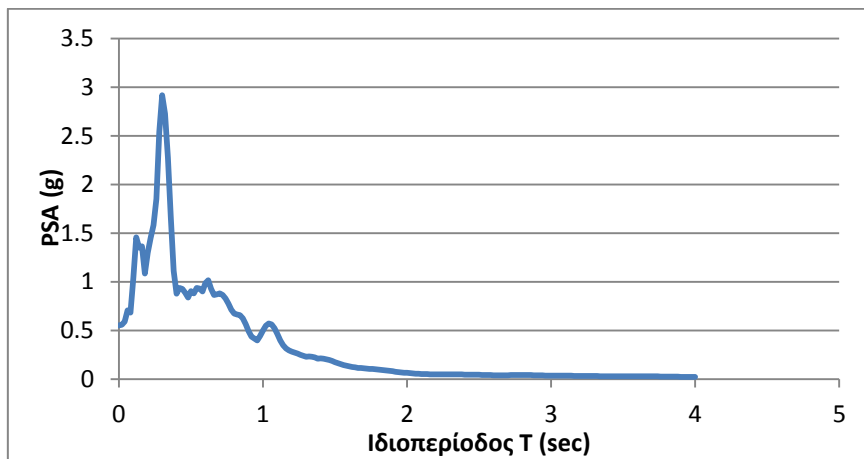
❖ Καταγραφή PEER #368T

Όνομα και ημερομηνία καταγραφής: Coalinga 05/02/83

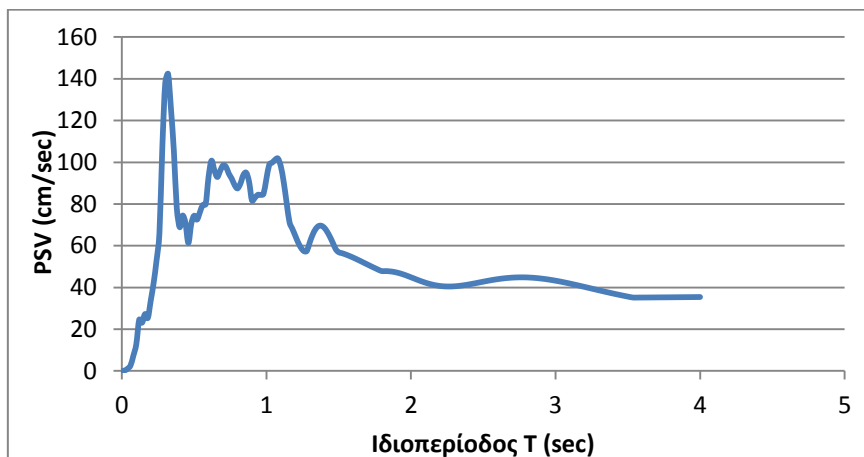
Καταγραφικός σταθμός: Pleasant Valley P.P. – Yard



Σχήμα 6.20: Επιταχυνσιογράφημα καταγραφής 368T



Σχήμα 6.21: Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων ($\zeta=5\%$) καταγραφής 368T



Σχήμα 6.22: Ελαστικό φάσμα ταχυτήτων ($\zeta=5\%$) καταγραφής 368T

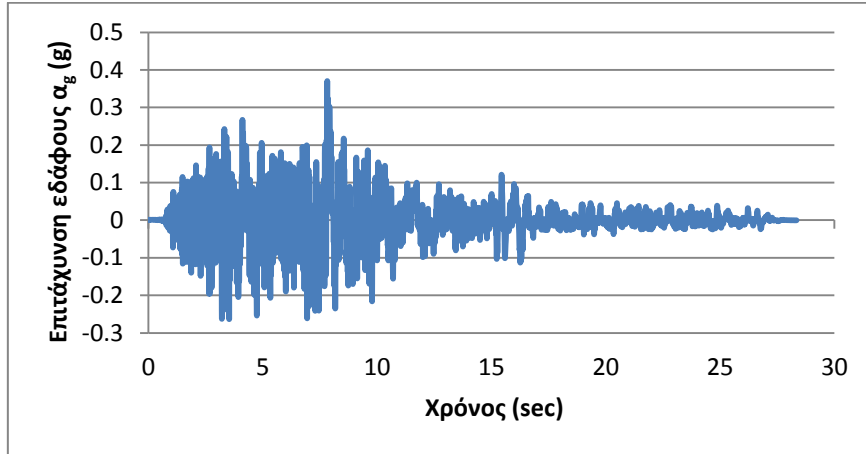
Παλμικές Καταγραφές

❖ Καταγραφή PEER #159L

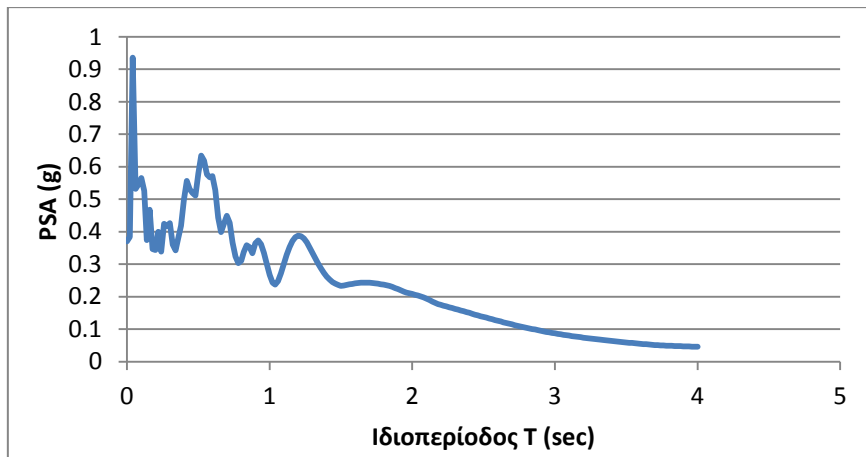
Όνομα και ημερομηνία καταγραφής: Imperial Valley 10/15/79

Καταγραφικός σταθμός: Agrarias

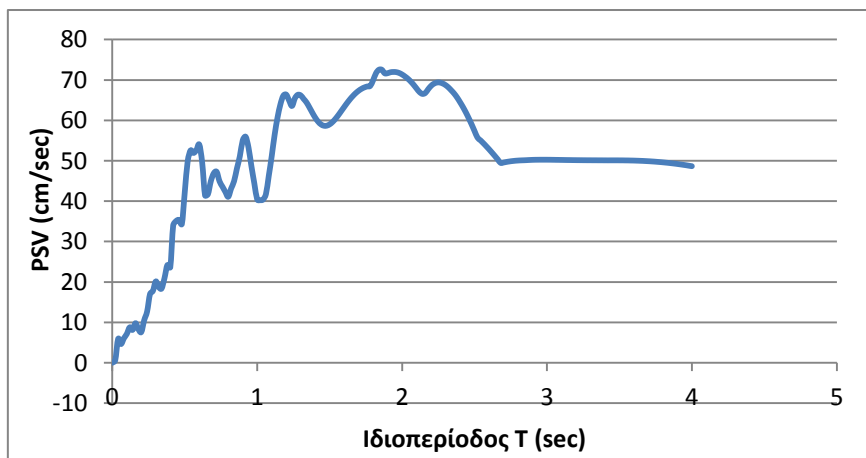
Περίοδος δεσπόζοντος παλμού T_p : 2.04 sec



Σχήμα 6.23: Επιταχυνσιογράφημα καταγραφής 159L



Σχήμα 6.24: Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων ($\zeta=5\%$) καταγραφής 159L



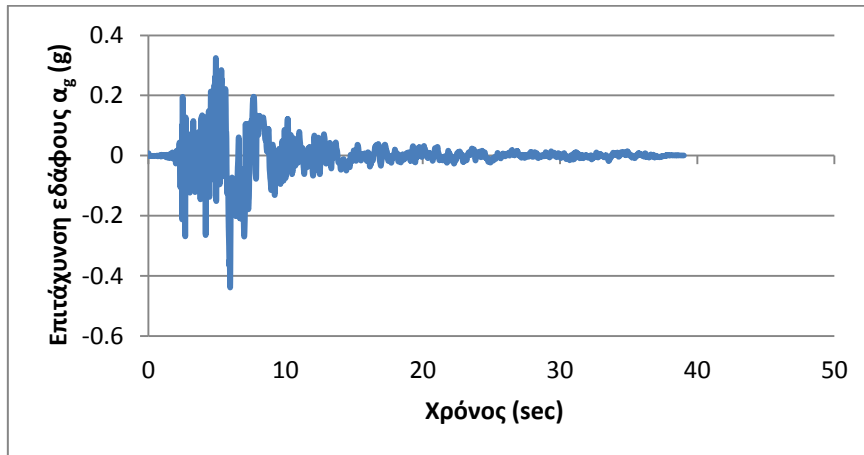
Σχήμα 6.25: Ελαστικό φάσμα ταχυτήτων ($\zeta=5\%$) καταγραφής 159L

❖ Καταγραφή PEER #181T

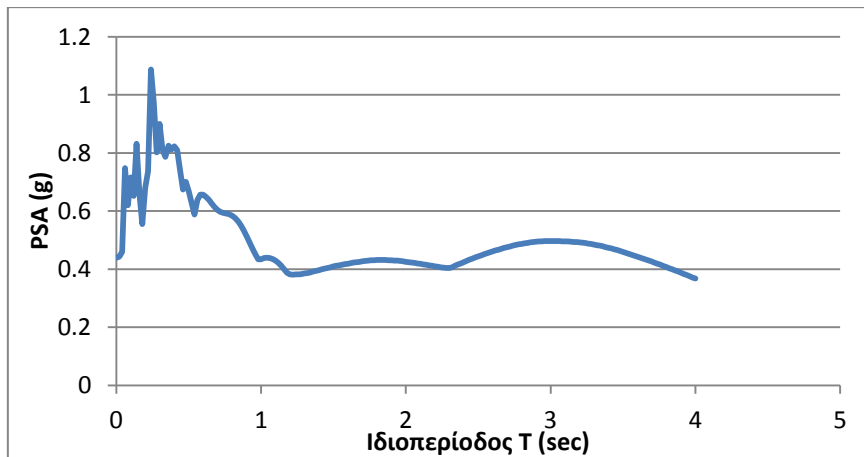
Όνομα και ημερομηνία καταγραφής: Imperial Valley 10/15/79

Καταγραφικός σταθμός: El Centro Array #6

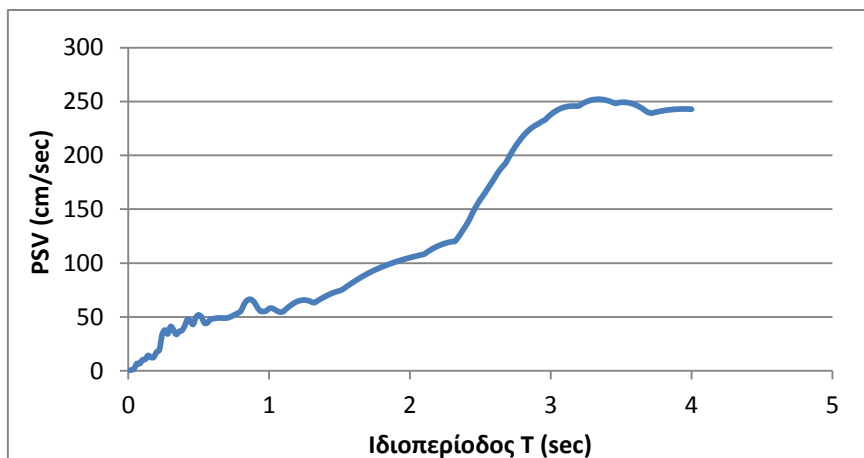
Περίοδος δεσπόζοντος παλμού T_p : 3.96 sec



Σχήμα 6.26: Επιταχυνσιογράφημα καταγραφής 181T



Σχήμα 6.27: Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων ($\zeta=5\%$) καταγραφής 181T

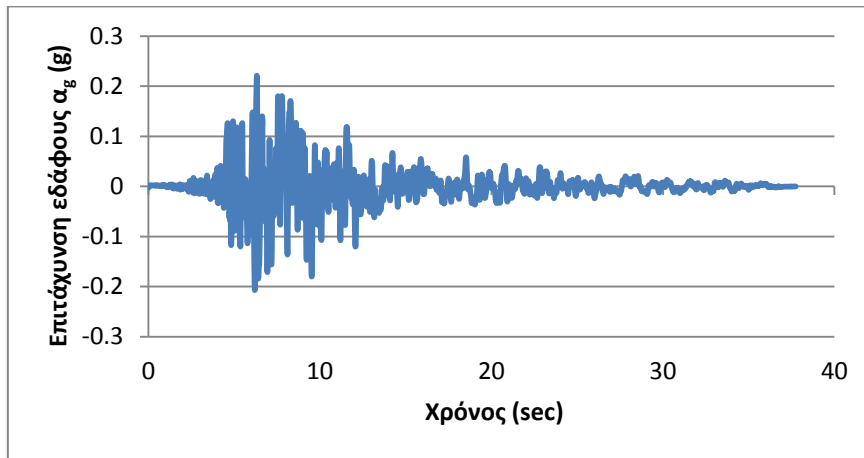


Σχήμα 6.28: Ελαστικό φάσμα ταχυτήτων ($\zeta=5\%$) καταγραφής 181T

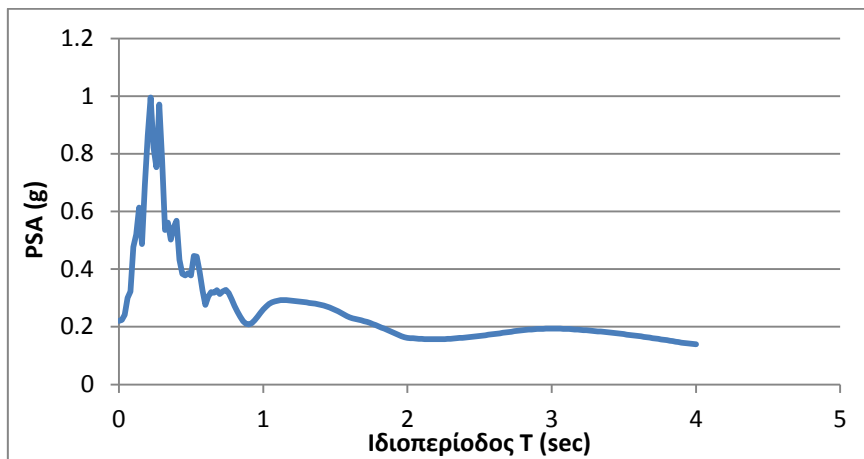
❖ Καταγραφή PEER #185T

Όνομα και ημερομηνία καταγραφής: Imperial Valley 10/15/79

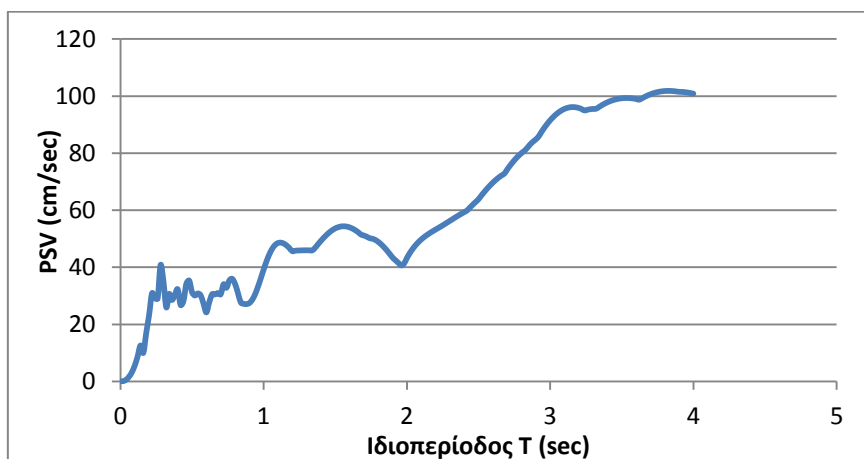
Καταγραφικός σταθμός: Holtville Post Office



Σχήμα 6.29: Επιταχυνσιογράφημα καταγραφής 185T



Σχήμα 6.30: Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων ($\zeta=5\%$) καταγραφής 185T



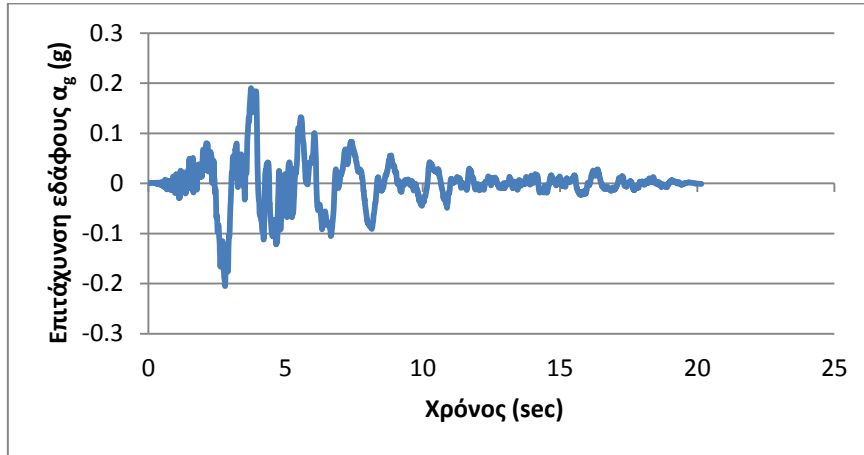
Σχήμα 6.31: Ελαστικό φάσμα ταχυτήτων ($\zeta=5\%$) καταγραφής 185T

❖ Καταγραφή PEER #527T

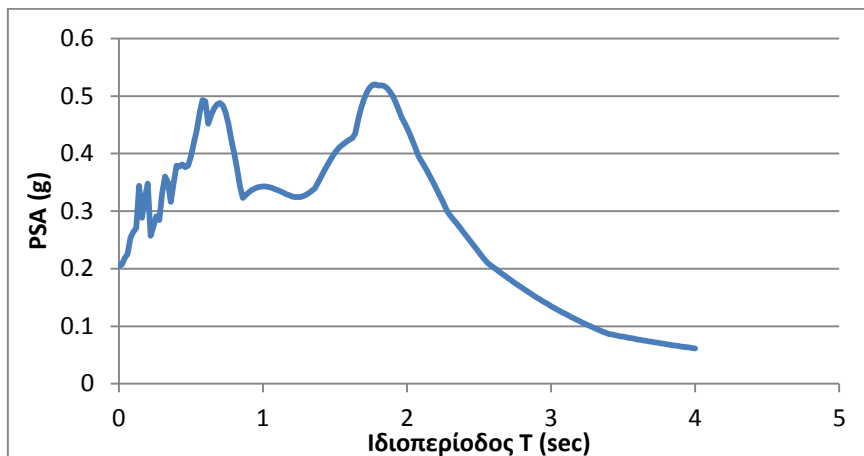
Όνομα και ημερομηνία καταγραφής: Palm Springs 07/08/86

Καταγραφικός σταθμός: Morongo Valley

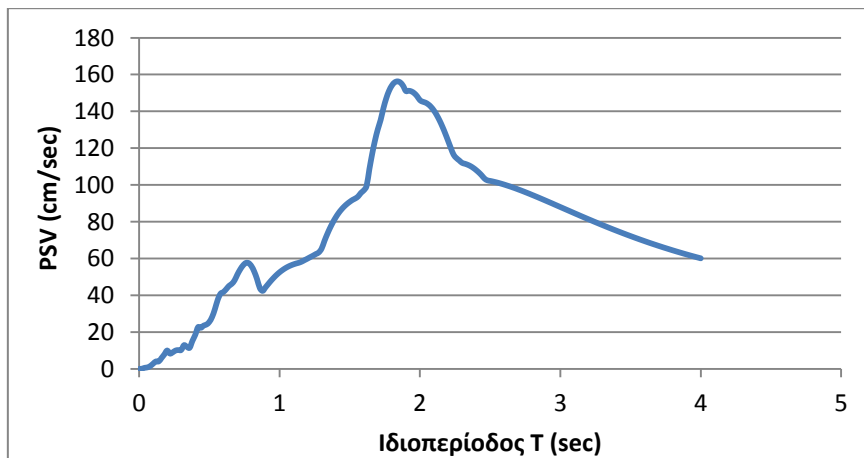
Περίοδος δεσπόζοντος παλμού T_p : 1.88 sec



Σχήμα 6.32: Επιταχυνσιογράφημα καταγραφής 527T



Σχήμα 6.33: Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων ($\zeta=5\%$) καταγραφής 527T



Σχήμα 6.34: Ελαστικό φάσμα ταχυτήτων ($\zeta=5\%$) καταγραφής 527T

Κεφάλαιο 7:

Παρουσίαση και Σύγκριση Αποτελεσμάτων Αποτίμησης Επιλεγμένων Κατασκευών

7.1 Εισαγωγή

Όπως έχει γίνει σαφές ήδη από τα προηγούμενα κεφάλαια, στόχος της παρούσας μελέτης είναι η κατά το δυνατόν πληρέστερη σύγκριση των δύο διαθέσιμων στην Ελλάδα κατηγοριών πλαστιμότητας του ΕΚ8. Για το σκοπό αυτό, και αφού έχει προηγηθεί το οικονομικοτεχνικό σκέλος της εν λόγω σύγκρισης (Κεφάλαιο 4), επιδιώκεται στο παρόν Κεφάλαιο η αντιπαραβολή της συμπεριφοράς των επιλεγμένων πλαισίων για ΚΠΜ-ΚΠΥ, όπως αποτιμάται στο πρόγραμμα Sap2000, εκτελώντας ανελαστικές στατικές και δυναμικές αναλύσεις (βλέπε αναλυτικά πώς ορίζονται στο Κεφάλαιο 6). Υπενθυμίζεται πως στο κομμάτι αυτό της εργασίας έχουν επιλεγεί προς περαιτέρω σύγκριση (της συμπεριφοράς τους) μόνο οι κατασκευές (του Πίνακα 3.1) με $a/a:1$ (1α&1β) και $a/a:13$ (13α&13β), δηλαδή δύο τριώροφα (ΚΠΜ και ΚΠΥ) και δύο εννιαώροφα (ΚΠΜ και ΚΠΥ) κτίρια με ίδιες κατά τα άλλα παραμέτρους, οδηγούμενοι από το γεγονός ότι μόνο ο αριθμός των ορόφων δείχνει να διαδραματίζει κάποιο σημαντικό ρόλο στην τελική σχετική διαφορά κόστους μεταξύ των δύο κατηγοριών. Τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης, από το πρόγραμμα Fespa, των εν λόγω κτιρίων παρατίθενται τμηματικά στο Παράρτημα Α (βασικά γεωμετρικά και δυναμικά χαρακτηριστικά) και στο Παράρτημα Β (όπλιση δοκών-υποστυλωμάτων), ενώ η προσομοίωση τους στο πρόγραμμα Sap2000 παρουσιάζεται αναλυτικά στα προηγούμενα κεφάλαια.

Το παρόν κεφάλαιο, σύμφωνα και με τα παραπάνω, αποσκοπεί αφενός στην παρουσίαση, ξεχωριστά για κάθε περίπτωση, των αποτελεσμάτων της ανάλυσης Pushover και των δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστοριών και αφετέρου και κυριότερο στη σύγκριση των εν λόγω αποτελεσμάτων για τα κτίρια ΚΠΜ-ΚΠΥ των δύο εξεταζόμενων περιπτώσεων μεταξύ τους. Επιδιώκεται η εξαγωγή ποιοτικών και ενδεχομένως ποσοτικών συμπερασμάτων, αναφορικά με την πραγματική συμπεριφορά των κατασκευών στα σεισμικά γεγονότα, πάντα έχοντας κατά νου και τις παραδοχές που ελήφθησαν υπόψη στο σχεδιασμό. Σημειώνεται πως για το σκοπό αυτό διενεργούνται κάποιες επιπλέον αναλύσεις χρονοϊστορίας, για τις οποίες οι σεισμικές καταγραφές τροποποιούνται, ώστε το μέγεθος τους να είναι παραπλήσιο αυτού που έχει υποτεθεί κατά το σχεδιασμό.

7.2 Αδρανειακά και Δυναμικά Χαρακτηριστικά Κατασκευών

7.2.1 Μάζα Κατασκευών

Η μάζα των ορόφων της εκάστοτε κατασκευής υπολογίζεται χειροκίνητα από το άθροισμα των μαζών που έχουν κατανεμηθεί από το Sap2000 στους κόμβους (*Joint Masses*) που ανήκουν στο ίδιο κάθε φορά επίπεδο, όπως αυτές δίνονται από το

πρόγραμμα με την εκτέλεση της εντολής (μετά την ολοκλήρωση της ανάλυσης):
Display→**Show Tables**→**ANALYSIS RESULTS**→**Joint Output**→**Joint Masses**.

Πίνακας 7.1: Μάζες ορόφων τριώροφου κτιρίου ΚΠΜ (α/α:1α)

<i>Επίπεδο</i>	<i>Υψόμετρο (m)</i>	<i>Μάζα επιπέδου (ton)</i>
1	3.5	164.72
2	7	164.72
3	10.5	165.4

Πίνακας 7.2: Μάζες ορόφων τριώροφου κτιρίου ΚΠΥ (α/α:1β)

<i>Επίπεδο</i>	<i>Υψόμετρο (m)</i>	<i>Μάζα επιπέδου (ton)</i>
1	3.5	170.48
2	7	170.48
3	10.5	168

Πίνακας 7.3: Μάζες ορόφων εννιάώροφου κτιρίου ΚΠΜ (α/α:13α)

<i>Επίπεδο</i>	<i>Υψόμετρο (m)</i>	<i>Μάζα επιπέδου (ton)</i>
1	3.5	180.44
2	7	180.44
3	10.5	180.44
4	14	180.44
5	17.5	180.44
6	21	180.44
7	24.5	180.44
8	28	180.44
9	31.5	177.96

Πίνακας 7.4: Μάζες ορόφων εννιάώροφου κτιρίου ΚΠΥ (α/α:13β)

<i>Επίπεδο</i>	<i>Υψόμετρο (m)</i>	<i>Μάζα επιπέδου (ton)</i>
1	3.5	187.96
2	7	187.96
3	10.5	187.96
4	14	187.96
5	17.5	187.96
6	21	187.96
7	24.5	187.96
8	28	187.96
9	31.5	183.52

Παρατηρούμε ότι υπάρχει πολύ μεγάλη σύγκλιση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα του Fespa (είναι πρακτικά ίδια, αν ληφθούν υπόψη και οι στρογγυλοποιήσεις), κάτι απολύτως αναμενόμενο, λόγω της προσεχτικής ανάθεσης φορτίων στο προσομοίωμα του Sap2000.

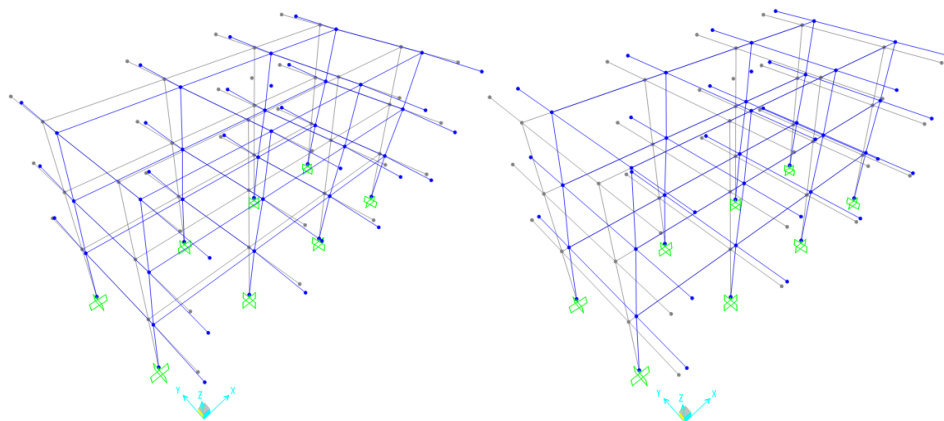
7.2.2 Ιδιομορφική Ανάλυση Κατασκευών

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης των κατασκευών και συγκεκριμένα οι πρώτες 9 (για τα τριώροφα) ή 27 (για τα εννιαώροφα) ιδιοπερίοδοι των κατασκευών με τα αντίστοιχα ποσοστά της δρώσας ιδιομορφικής μάζας ανά διεύθυνση, επισημαίνοντας κατάλληλα τις ιδιομορφές στις οποίες επιτυγχάνεται το κριτήριο 90% του ΕΚ8 («σημαντικές» ιδιομορφές). Επίσης παρατίθενται οι εικόνες παραμόρφωσης του φορέα για τις δύο πρώτες μεταφορικές ιδιομορφές. Υπενθυμίζεται ότι στο Sap2000 διαφοροποιούνται οι άξονες αναφοράς του συστήματος συντεταγμένων, με τον x κατά Sap2000 να ταυτίζεται με τον z κατά Fespa (διεύθυνση ενδιαφέροντος), τον y κατά Sap2000 να ταυτίζεται με τον x κατά Fespa και τους z, y να είναι οι κατακόρυφοι άξονες για Sap2000 και Fespa αντίστοιχα.

➤ Τριώροφη Κατασκευή ΚΠΜ (α/α:1α)

Πίνακας 7.5: Ιδιομορφές κατασκευής 1α

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		X _i (%)	ΣX _i (%)	Y _i (%)	ΣY _i (%)
1	1.516293	0	0	83.199	83.199
2	1.431306	84.816	84.816	0	83.199
3	1.296513	0	84.816	≈0	83.199
4	0.511524	0	84.816	11.924	95.123
5	0.479953	11.526	96.342	≈0	95.123
6	0.446397	0	96.342	≈0	95.123
7	0.299757	≈0	96.342	04.231	99.354
8	0.288717	03.658	1	≈0	99.354
9	0.276906	0	1	≈0	99.354

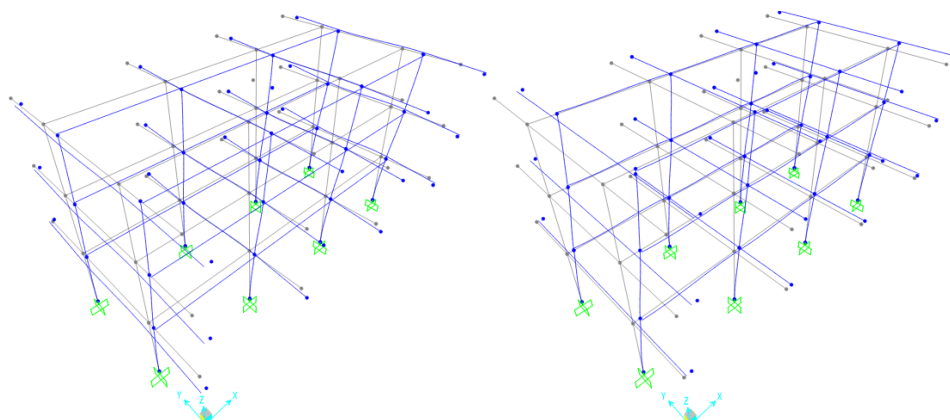


Σχήμα 7.1: Μεταφορικές ιδιομορφές: 1 (θεμελιώδης κατά y: αριστερά) & 2 (θεμελιώδης κατά x: δεξιά) (Κατασκευή 1α)

➤ Τριώροφη Κατασκευή ΚΠΥ (α/α:1β)

Πίνακας 7.6: Ιδιομορφές κατασκευής 1β

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		$X_i(\%)$	$\Sigma X_i(\%)$	$Y_i(\%)$	$\Sigma Y_i(\%)$
1	1.356847	0	0	82.421	82.421
2	1.266062	83.721	83.721	0	82.421
3	1.073279	0	83.721	≈0	82.421
4	0.432933	0	83.721	11.58	94.001
5	0.40178	12.059	95.78	≈0	94.001
6	0.357592	0	95.78	≈0	94.001
7	0.245307	0	95.78	04.724	98.724
8	0.233282	04.22	1	≈0	98.724
9	0.21439	≈0	1	≈0	98.724



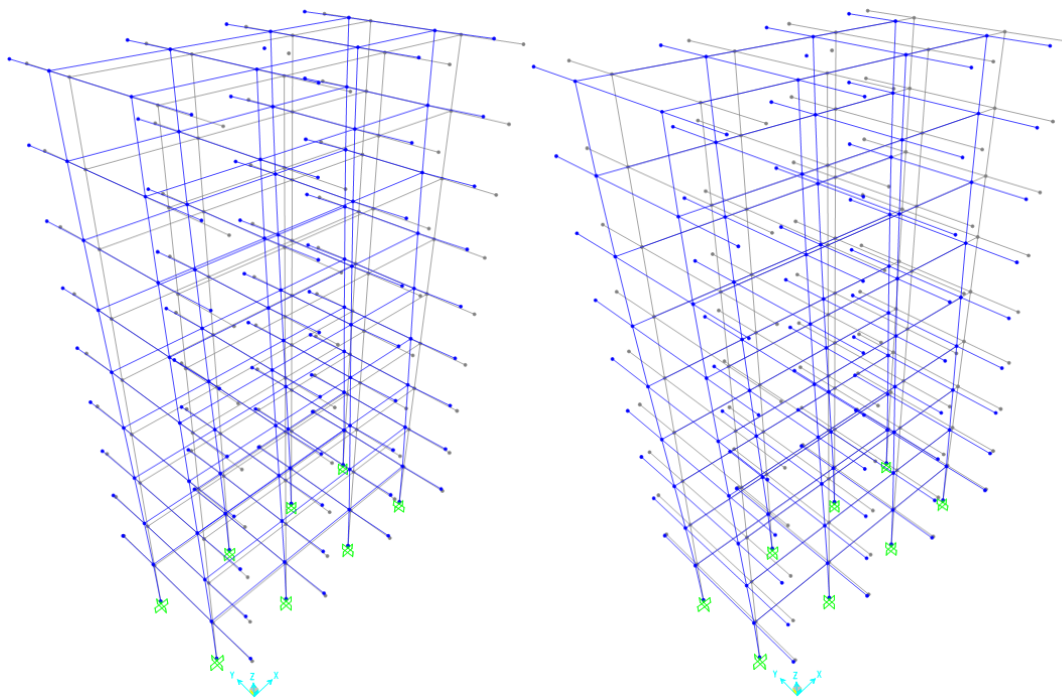
Σχήμα 7.2: Μεταφορικές ιδιομορφές: 1 (θεμελιώδης κατά y: αριστερά) & 2 (θεμελιώδης κατά x: δεξιά) (Κατασκευή 1β)

➤ Εννιαώροφη Κατασκευή ΚΠΜ (α/α:13α)

Πίνακας 7.7: Ιδιομορφές κατασκευής 13α

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		$X_i(\%)$	$\Sigma X_i(\%)$	$Y_i(\%)$	$\Sigma Y_i(\%)$
1	3.252699	0	0	78.316	78.316
2	3.046316	79.467	79.467	0	78.316
3	2.650607	≈0	79.467	≈0	78.316
4	1.151613	≈0	79.467	11.266	89.582
5	1.066158	10.766	90.233	≈0	89.582
6	0.926308	≈0	90.233	≈0	89.582
7	0.670878	0	90.233	04.163	93.745

8	0.630455	04.037	94.27	≈0	93.745
9	0.55186	≈0	94.27	≈0	93.745
10	0.466215	≈0	94.27	02.197	95.942
11	0.438886	02.186	96.456	≈0	95.942
12	0.390399	≈0	96.456	≈0	95.942
13	0.353532	≈0	96.456	01.322	97.264
14	0.331364	01.31	97.767	≈0	97.264
15	0.30135	≈0	97.767	≈0	97.264
16	0.281366	≈0	97.767	00.901	98.166
17	0.26492	00.842	98.609	≈0	98.166
18	0.245422	≈0	98.609	≈0	98.166
19	0.233985	≈0	98.609	00.665	98.831
20	0.222829	00.609	99.218	≈0	98.831
21	0.208452	≈0	99.218	≈0	98.831
22	0.202282	≈0	99.218	00.486	99.317
23	0.196045	00.412	99.63	≈0	99.317
24	0.183306	≈0	99.63	≈0	99.317
25	0.178268	≈0	99.63	00.449	99.766
26	0.176352	00.37	1	≈0	99.766
27	0.165278	≈0	1	≈0	99.766

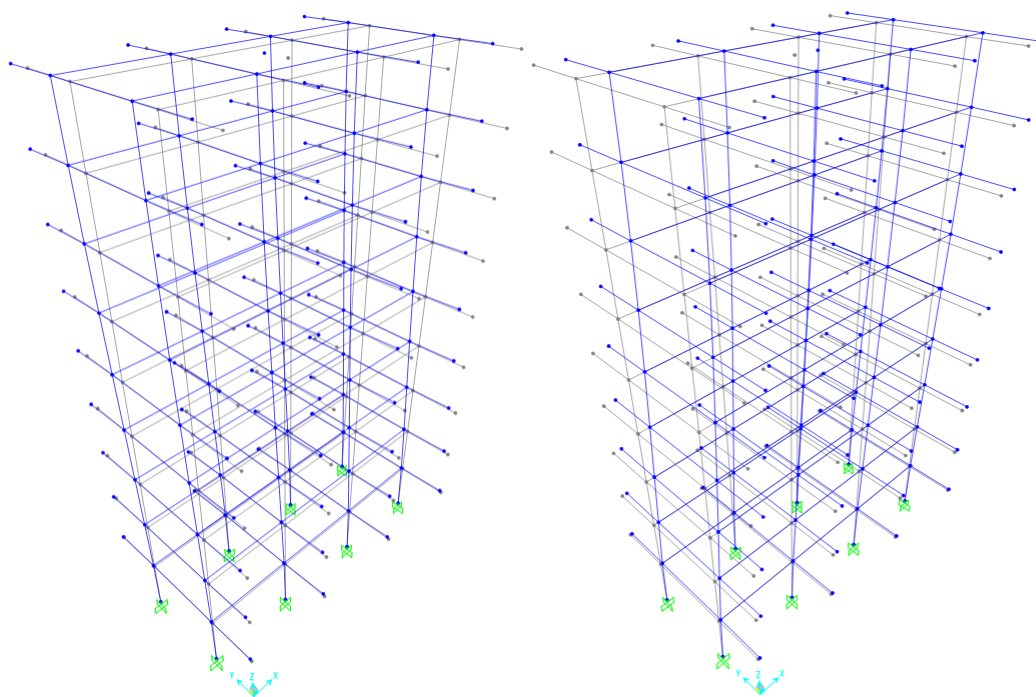


Σχήμα 7.3: Μεταφορικές ιδιομορφές: 1 (θεμελιώδης κατά y: αριστερά) & 2 (θεμελιώδης κατά x: δεξιά) (Κατασκευή 13α)

➤ Εννιαώροφη Κατασκευή ΚΠΥ (α/α:13β)

Πίνακας 7.8: Ιδιομορφές κατασκευής 13β

<i>Ιδιομορφή</i>	<i>Ιδιοπερίοδος(sec)</i>	<i>Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας</i>			
		<i>X_i(%)</i>	<i>ΣX_i (%)</i>	<i>Y_i(%)</i>	<i>ΣY_i(%)</i>
1	3.066618	0	0	77.997	77.997
2	2.940142	79.319	79.319	0	77.997
3	2.469138	0	79.319	≈0	77.997
4	1.073428	≈0	79.319	11.391	89.388
5	1.000424	10.741	90.06	≈0	89.388
6	0.855019	≈0	90.06	≈0	89.388
7	0.622512	≈0	90.06	04.047	93.435
8	0.583872	04.043	94.103	≈0	93.435
9	0.50904	≈0	94.103	≈0	93.435
10	0.429254	≈0	94.103	02.208	95.643
11	0.400571	02.119	96.222	≈0	95.643
12	0.361956	≈0	96.222	≈0	95.643
13	0.321829	≈0	96.222	01.365	97.008
14	0.299631	01.342	97.564	≈0	97.008
15	0.280887	≈0	97.564	≈0	97.008
16	0.254392	≈0	97.564	00.942	97.95
17	0.237205	00.926	98.489	≈0	97.95
18	0.229746	≈0	98.489	≈0	97.95
19	0.210226	≈0	98.489	00.701	98.651
20	0.197406	00.659	99.149	≈0	98.651
21	0.19691	≈0	99.149	≈0	98.651
22	0.178431	≈0	99.149	00.552	99.203
23	0.172993	≈0	99.149	≈0	99.203
24	0.171045	00.49	99.639	≈0	99.203
25	0.155711	≈0	99.639	≈0	99.203
26	0.155612	≈0	99.639	00.47	99.673
27	0.153119	00.361	1	≈0	99.673



Σχήμα 7.4: Μεταφορικές ιδιομορφές: 1 (θεμελιώδης κατά y: αριστερά) & 2 (θεμελιώδης κατά x: δεξιά) (Κατασκευή 13β)

Οι αρκετά μεγάλες διαφορές που παρατηρούνται στις τιμές των ιδιοπεριόδων σε σχέση με αυτές που προέκυψαν κατά τη διαστασιολόγηση (βλ. Παράρτημα Α), οφείλονται στη διαφορετική θεώρηση της δυσκαμψίας της κατασκευής: στην προσομοίωση με το Fespa έχει ληφθεί υπόψη, κατά τις διατάξεις σχεδιασμού του ΕΚ8-1, σε όλα τα δομικά μέλη ενεργή δυσκαμψία ίση με το 50% της γεωμετρικής, ενώ στην προσομοίωση με το Sap2000 μία αρκετά μικρότερη τιμή (κατά τον ΕΚ8-3: βλ. 5.7.2 και Παράρτημα Γ) που διαφοροποιείται ανά μέλος και φθάνει ακόμα και κάτω από το 10%.

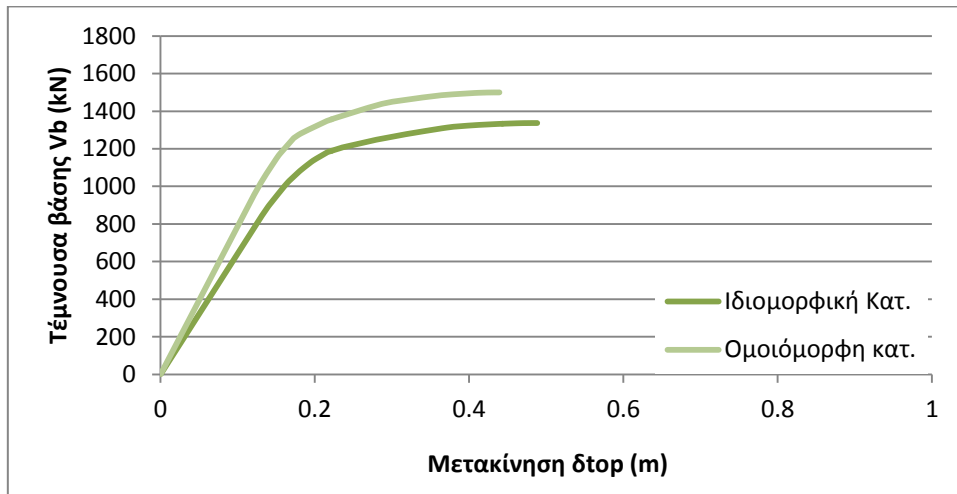
7.3 Αποτελέσματα Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης (Pushover)

7.3.1 Καμπύλες Ικανότητας Κατασκευών

7.3.1.1 Παρουσίαση Καμπυλών Ικανότητας Κατασκευών

Στην υποενοότητα αυτή, παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας των τεσσάρων εξεταζόμενων κατασκευών μέχρι του σημείου ανάπτυξης της οριακής (μέγιστης) τέμνουσας βάσης, όπως προκύπτουν από την εκτέλεση της ανάλυσης Pushover στο Sap2000 για τις δύο κατανομές φορτίων: την ομοιόμορφη κατά x και την ιδιομορφική με βάση το «σχήμα» της θεμελιώδους ιδιομορφής κατά x (σε όλες τις περιπτώσεις είναι η 2^η). Για κάθε περίπτωση, υπολογίζεται ο «λόγος υπεραντοχής» α_u/α_1 , σύμφωνα με τα όσα αναφέρθηκαν στο 2^ο κεφάλαιο (βλέπε και Σχήμα 2.3), και συγκρίνεται με το λόγο $\alpha_u/\alpha_1 = 1.3$ που θεωρήθηκε, καθ' υπόδειξη του ΕΚ8, στο σχεδιασμό.

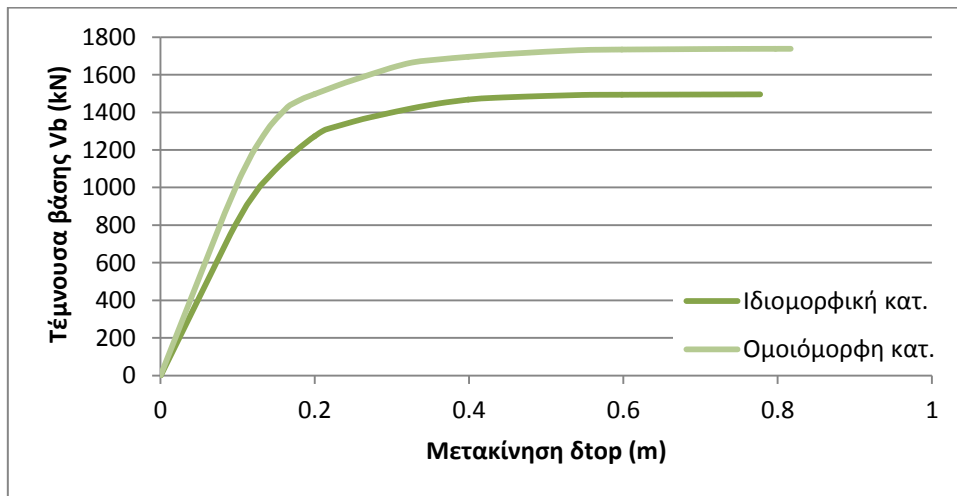
➤ Τριώροφη Κατασκευή ΚΠΜ (α/α:1α)



Σχήμα 7.5: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής α/α:1α για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή οριζοντίων φορτίων

Από τις καμπύλες ικανότητας του σχήματος 7.5, προκύπτει $\alpha_u/\alpha_{1act} = \min\{\alpha_u/\alpha_{1ομ}; \alpha_u/\alpha_{1ιδιομ}\} = \min\{1.569; 1.585\} = 1.569 > 1,3$.

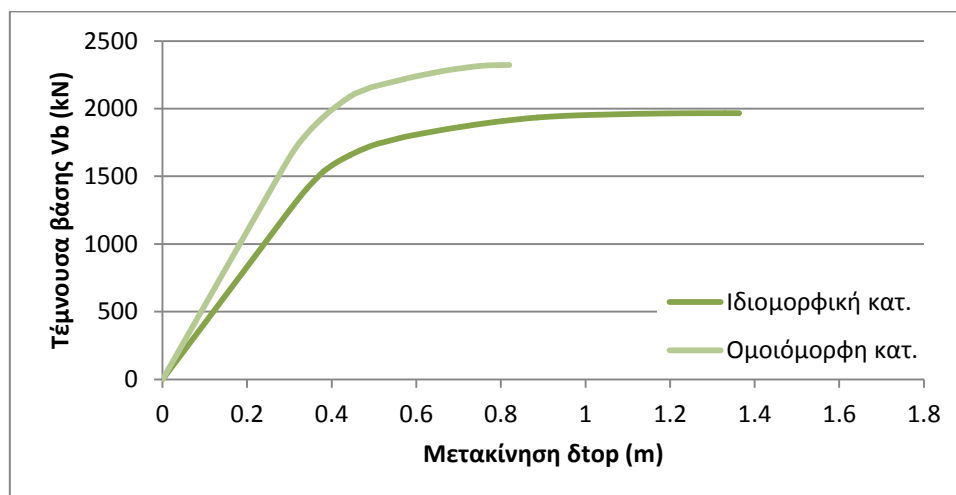
➤ Τριώροφη Κατασκευή ΚΠΥ (α/α:1β)



Σχήμα 7.6: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής α/α:1β για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή οριζοντίων φορτίων

Από τις καμπύλες ικανότητας του σχήματος 7.6, προκύπτει $\alpha_u/\alpha_{1act} = \min\{\alpha_u/\alpha_{1ομ}; \alpha_u/\alpha_{1ιδιομ}\} = \min\{2.008; 1.989\} = 1.989 > 1,3$. Παρατηρούμε ότι ο λόγος υπεραντοχής για ΚΠΥ είναι σημαντικά μεγαλύτερος από αυτόν για ΚΠΜ.

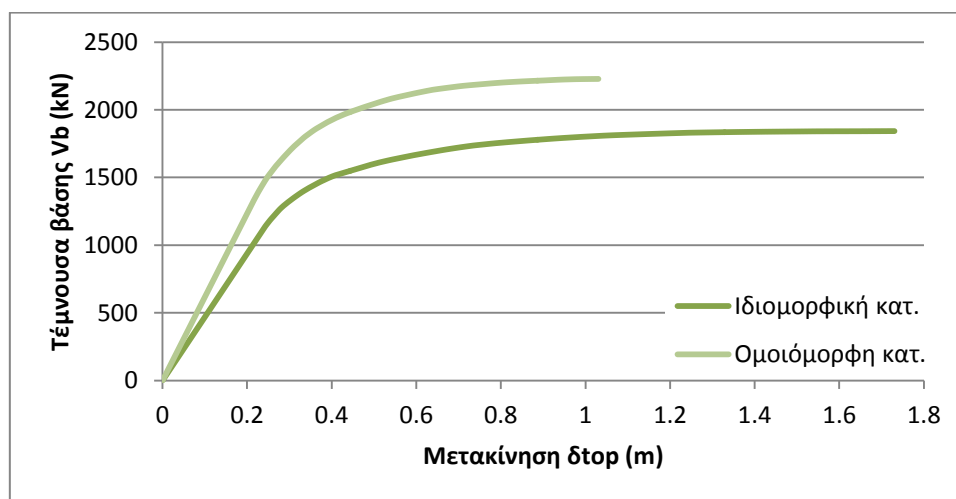
➤ Εννιαώροφη Κατασκευή ΚΠΜ (α/α:13α)



Σχήμα 7.7: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής α/α:13α για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή οριζοντίων φορτίων

Από τις καμπύλες ικανότητας του σχήματος 7.7, προκύπτει $\alpha_u/\alpha_{1act} = \min\{\alpha_u/\alpha_{1ομ}; \alpha_u/\alpha_{1ιδιομ}\} = \min\{1.483; 1.582\} = 1.483 > 1,3$.

➤ Εννιαώροφη Κατασκευή ΚΠΥ (α/α:13β)



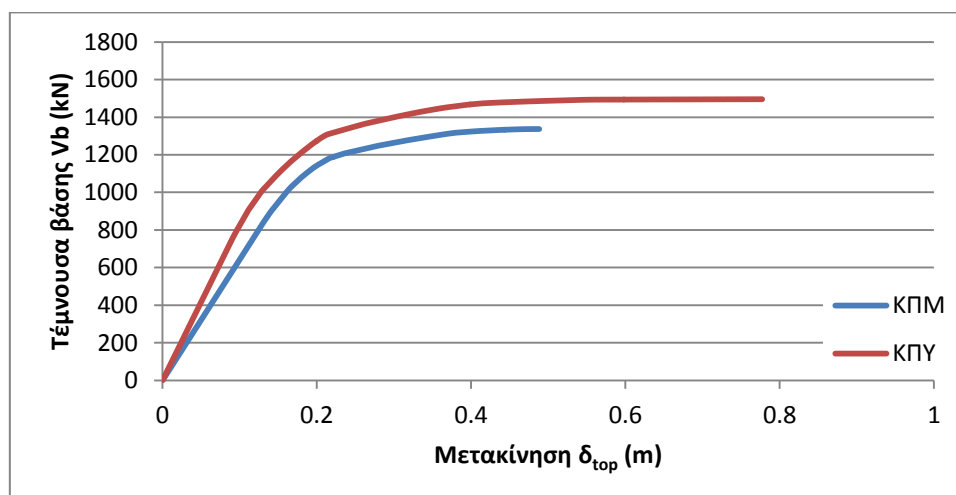
Σχήμα 7.8: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής α/α:13β για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή οριζοντίων φορτίων

Από τις καμπύλες ικανότητας του σχήματος 7.8, προκύπτει $\alpha_u/\alpha_{1act} = \min\{\alpha_u/\alpha_{1ομ}; \alpha_u/\alpha_{1ιδιομ}\} = \min\{1.678; 1.628\} = 1.628 > 1.3$. Παρατηρούμε και σε αυτή την περίπτωση ότι ο λόγος υπεραντοχής για ΚΠΥ είναι μεγαλύτερος αυτού για ΚΠΜ.

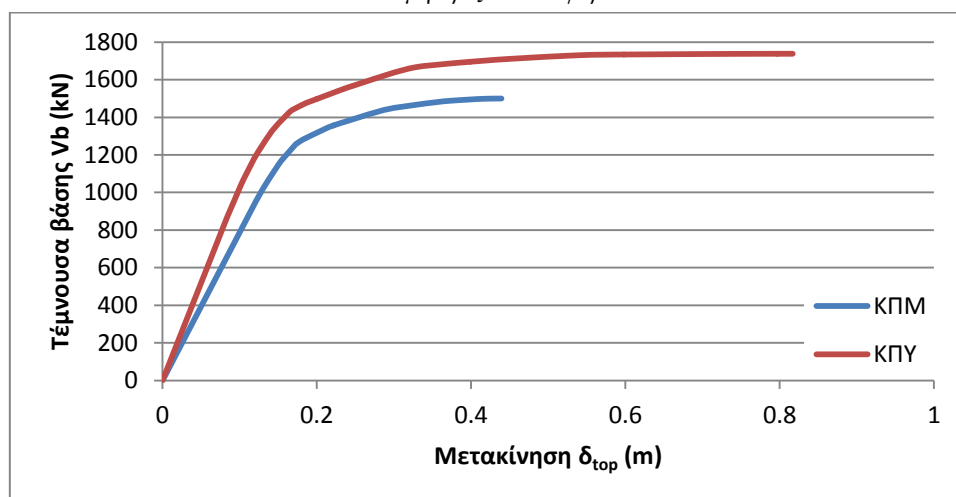
7.3.1.2 Σύγκριση Καμπυλών Ικανότητας για ΚΠΜ-ΚΠΥ

Στην παρούσα υποενοότητα επιχειρείται μία σύγκριση των καμπυλών ικανότητας των δύο εξεταζόμενων περιπτώσεων για ΚΠΜ και ΚΠΥ, για κάθε μορφή επιβαλλόμενης φόρτισης:

➤ Τριώροφη Κατασκευή (α/α:1)

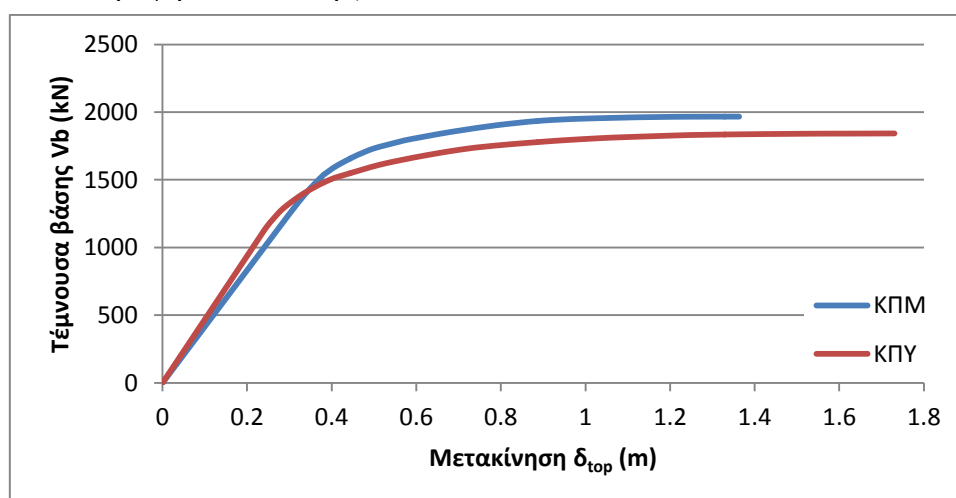


Σχήμα 7.9: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας τριώροφου κτιρίου (α/α:1) ΚΠΜ & ΚΠΥ για ιδιομορφική κατανομή οριζοντίων φορτίων

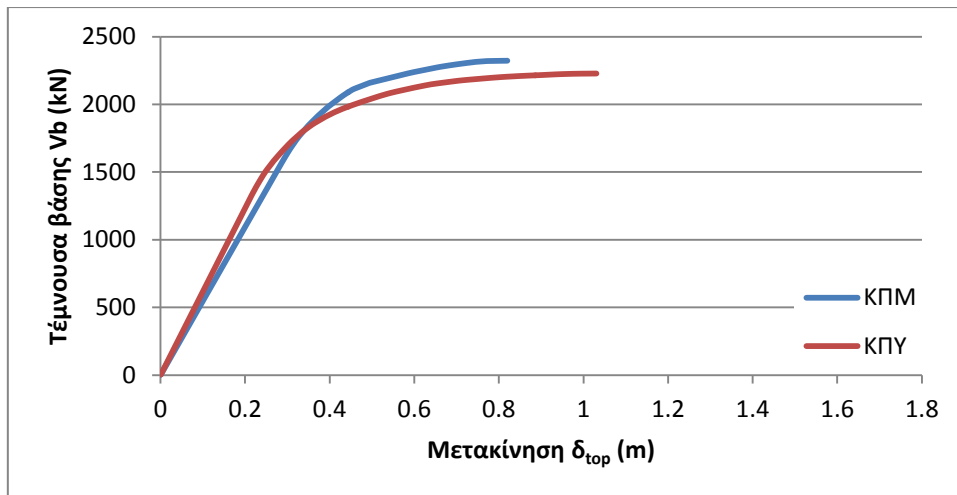


Σχήμα 7.10: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας τριώροφου κτιρίου (α/α:1) ΚΠΜ & ΚΠΥ για ομοιόμορφη κατανομή οριζοντίων φορτίων

➤ Εννιαώροφη Κατασκευή (α/α:13)



Σχήμα 7.11: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας εννιαώροφου κτιρίου (α/α:13) ΚΠΜ & ΚΠΥ για ιδιομορφική κατανομή οριζοντίων φορτίων

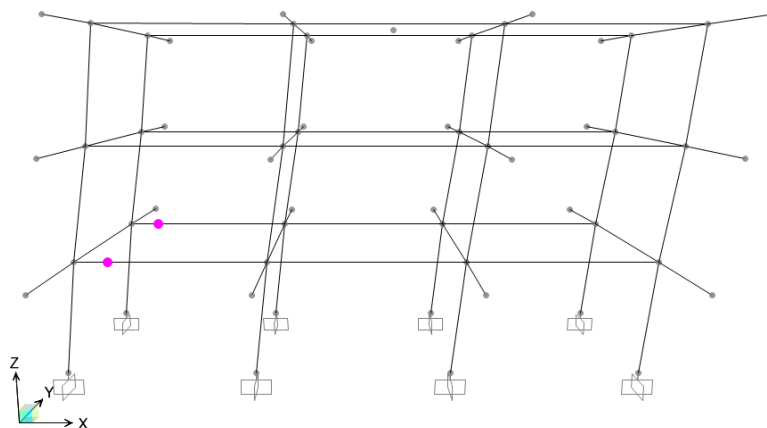


Σχήμα 7.12: Σύγκριση καμπυλών ικανότητας εννιαώροφου κτιρίου (α/α:13) ΚΠΜ & ΚΠΥ για ομοιόμορφη κατανομή οριζοντίων φορτίων

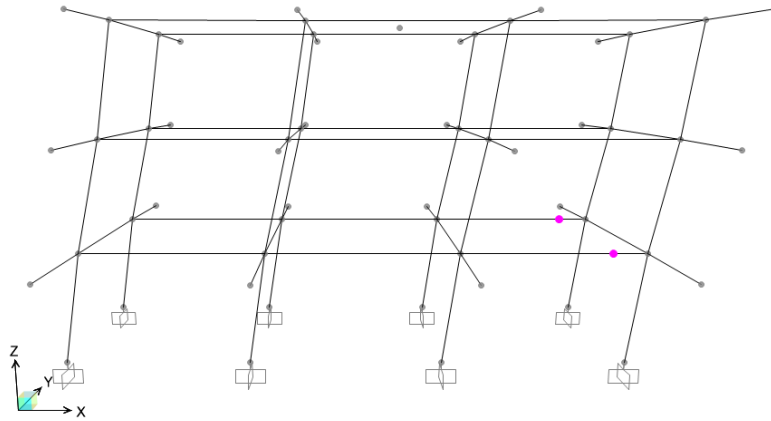
Με βάση τα παραπάνω Σχήματα 7.9÷7.12, σαν πρώτα συμπεράσματα (η ευστοχία των οποίων θα διαπιστωθεί καλύτερα στις πιο ακριβείς μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας) μπορούν να εξαχθούν τα εξής: α) δεν φαίνεται να υπάρχουν ουσιαστικές διαφορές στην οριακή (μέγιστη) τέμνουσα βάσης που μπορούν να αναλάβουν, παρά το σχεδιασμό τους για διαφορετικές στάθμες φορτίων (μέσω του διαφοροποιημένου q) και β) οι κατασκευές ΚΠΥ, ως αναμενόταν εξ ορισμού, φαίνεται να διαθέτουν σημαντικά μεγαλύτερες ικανότητες πλαστιμότητας.

7.3.2 Εποπτεία Συμπεριφοράς Κατασκευών

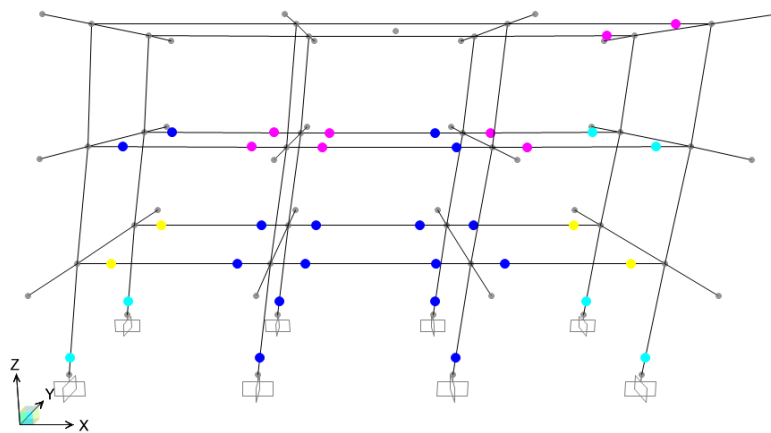
Όπως έχει ήδη αναφερθεί στο θεωρητικό υπόβαθρο της ανάλυσης Pushover, ένας από τους στόχους αυτής είναι η παρακολούθηση της συμπεριφοράς, υπό σεισμική φόρτιση, των φερόντων στοιχείων της κατασκευής ως προς τα σημεία και τη σειρά εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Παρακάτω, παρουσιάζονται για κάθε εξεταζόμενη κατασκευή η πρώτη εμφανιζόμενη πλαστική άρθρωση καθώς και η μορφή του φορέα και η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων, όταν το πλέον καταπονούμενο υποστύλωμα φθάνει στη στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής» (υπολογισμός θ_y, θ_u με ΕΚ8-3 και της στάθμης επιτελεστικότητας με τη βοήθεια του ΚΑΝ.ΕΠΕ.: $\theta_{Π.Ζ.} = 0.5(\theta_y + \theta_u)/\gamma_{Rd}$). Σημειώνεται ότι τα ακόλουθα σχήματα έχουν εξαχθεί από το Sap2000 για ιδιομορφική κατανομή των οριζοντίων φορτίων.



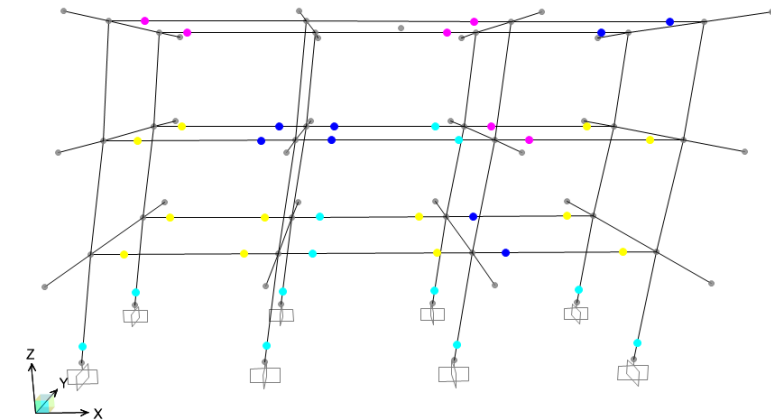
Σχήμα 7.13: Εμφάνιση πρώτης πλαστικής άρθρωσης στην κατασκευή α/α:1α



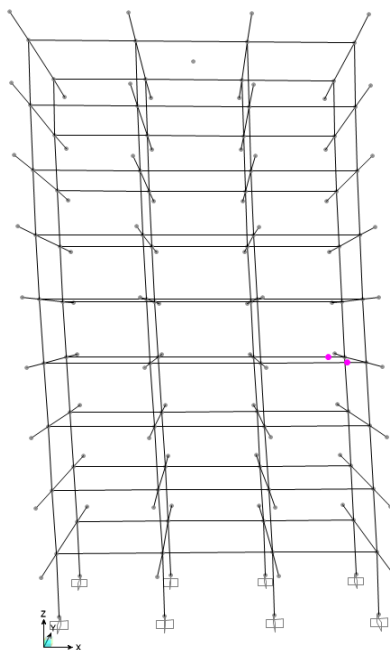
Σχήμα 7.14: Εμφάνιση πρώτης πλαστικής άρθρωσης στην κατασκευή α/α:1β



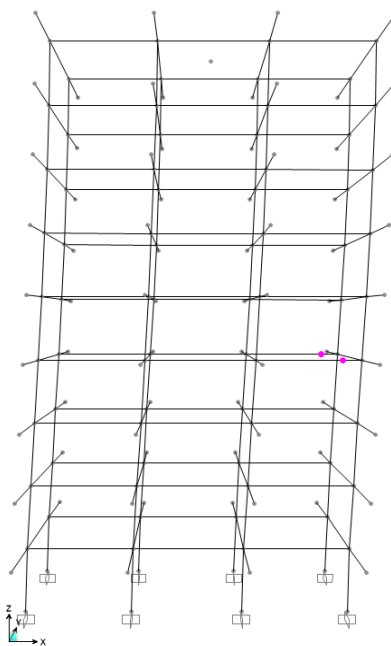
Σχήμα 7.15: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων για στάθμη επιτελεστικότητας: «προστασία ζωής» του πλέον καταπονούμενου υποστυλώματος στην κατασκευή α/α:1α



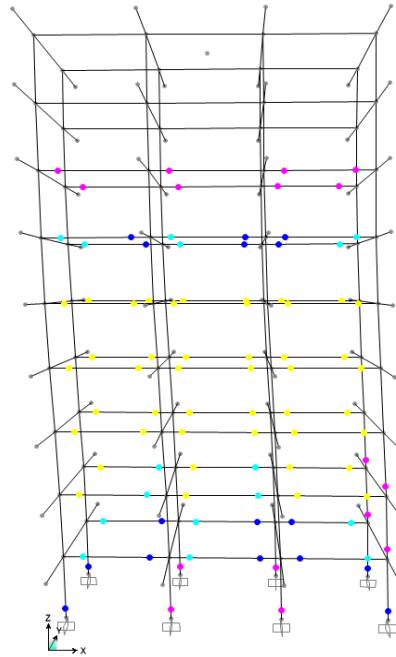
Σχήμα 7.16: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων για στάθμη επιτελεστικότητας: «προστασία ζωής» του πλέον καταπονούμενου υποστυλώματος στην κατασκευή α/α:1β



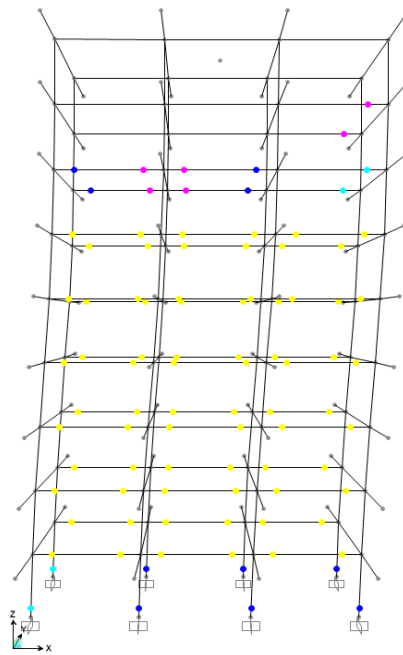
Σχήμα 7.17: Εμφάνιση πρώτης πλαστικής άρθρωσης στην κατασκευή α/α: 13α



Σχήμα 7.18: Εμφάνιση πρώτης πλαστικής άρθρωσης στην κατασκευή α/α: 13β



Σχήμα 7.19: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων για στάθμη επιτελεστικότητας: «προστασία ζωής» του πλέον καταπονούμενου υποστυλώματος στην κατασκευή α/α:13α



Σχήμα 7.20: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων για στάθμη επιτελεστικότητας: «προστασία ζωής» του πλέον καταπονούμενου υποστυλώματος στην κατασκευή α/α:13β

Είναι εμφανές από τα παραπάνω σχήματα ότι σε όλες τις κατασκευές τηρείται σε μεγάλο βαθμό η απαίτηση οι πλαστικές αρθρώσεις να εμφανίζονται πρώτα στις δοκούς, ως αποτέλεσμα ενός επιτυχημένου ικανοτικού σχεδιασμού, ενώ και οι βλάβες κατανέμονται σε έναν ικανοποιητικά μεγάλο αριθμό δομικών στοιχείων. Ωστόσο, σαν διαφορά μεταξύ των δύο κατηγοριών πλαστιμότητας μπορεί να εντοπιστεί η εμφάνιση ελαφρώς μεγαλύτερων βλαβών στις κατασκευές ΚΠΥ (φαίνεται από το χρώμα των πλαστικών αρθρώσεων στο Sap2000, όπου καθώς μεγαλώνει η στροφή του μέλους το χρώμα μεταβάλλεται από μωβ για διαρροή, διαδοχικά σε μπλε, γαλάζιο, πράσινο και

κίτρινο, αντιπροσωπεύοντας τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας κατά Fema). Η παρατήρηση αυτή, αν αναλογιστεί κανείς τον ορισμό της ΚΠΥ, κρίνεται φυσιολογική.

7.4 Ισοδύναμα Μονοβάθμια Συστήματα

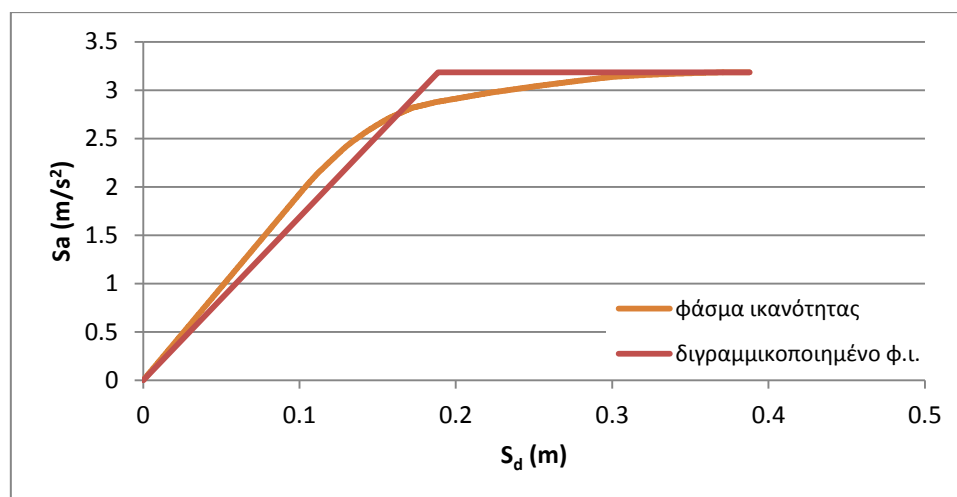
Αφού έχουν ολοκληρωθεί οι αναλύσεις Pushover, ακολουθώντας τη μεθοδολογία της ενότητας 6.4, οι προκύπτουσες καμπύλες ικανότητας των (πολυβάθμιων) κατασκευών μετατρέπονται σε φάσματα ικανότητας ισοδύναμων μονοβάθμιων συστημάτων (I.M.Σ.), τα οποία και διγραμμικοποιούνται, σύμφωνα με τη μεθοδολογία του ΕΚ8. Στη συνέχεια, παρατίθενται για όλες τις κατασκευές οι υπολογισμοί και τα αποτελέσματα (διγραμμικοποιημένο φάσμα ικανότητας, περίοδος ισοδύναμου μονοβαθμίου) της εν λόγω διαδικασίας.

➤ Τριώροφη Κατασκευή ΚΠΜ (α/α:1α)-Ιδιομορφική κατανομή φορτίων

Πίνακας 7.9: Βοηθητικός πίνακας μόρφωσης I.M.Σ. της κατασκευής α/α: 1α (ιδιομορφική κατανομή φορτίων)

Επίπεδο	Μάζα m (ton)	φ_i	$m \varphi_i$	$m \varphi_i^2$
1	164.72	0.306	50.35	15.39
2	164.72	0.714	117.58	83.93
3	165.4	1.000	165.40	165.40
Σύνολο	494.84		333.33	264.72

$$\Gamma = 1.2592, m^* = 333.33 \text{ ton}, a = 0.8482$$



Σχήμα 7.21: Φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος κατασκευής (ιδιομορφική κατανομή) α/α: 1α και διγραμμικοποίηση του

$$S_{d,y} = 0.1887 \text{ m}, S_{d,max} = 0.3878 \text{ m}, S_{a,y} = S_{a,max} = 3.1852 \text{ m/s}^2$$

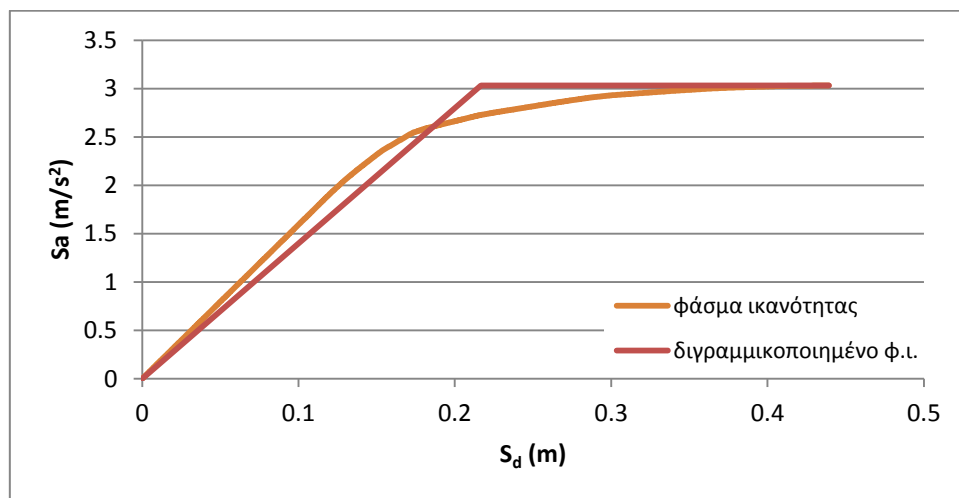
$$T^* = 1.5293 \text{ s}$$

➤ Τριώροφη Κατασκευή ΚΠΜ (α/α:1α)-Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων

Πίνακας 7.10: Βοηθητικός πίνακας μόρφωσης I.M.Σ. της κατασκευής α/α:1α (ομοιόμορφη κατανομή φορτίων)

Επίπεδο	Μάζα m (ton)	φ_i	$m \varphi_i$	$m \varphi_i^2$
1	164.72	1.000	164.72	164.72
2	164.72	1.000	164.72	164.72
3	165.4	1.000	165.40	165.40
Σύνολο	494.84		494.84	494.84

$$\Gamma = 1, m^* = 494.84 \text{ ton}, a = 1$$



Σχήμα 7.22: Φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος κατασκευής (ομοιόμορφη κατανομή) α/α:1α και διδραμμοποίηση του

$$S_{d,y} = 0.2166 \text{ m}, S_{d,max} = 0.4393 \text{ m}, S_{a,y} = S_{a,max} = 3.031 \text{ m/s}^2$$

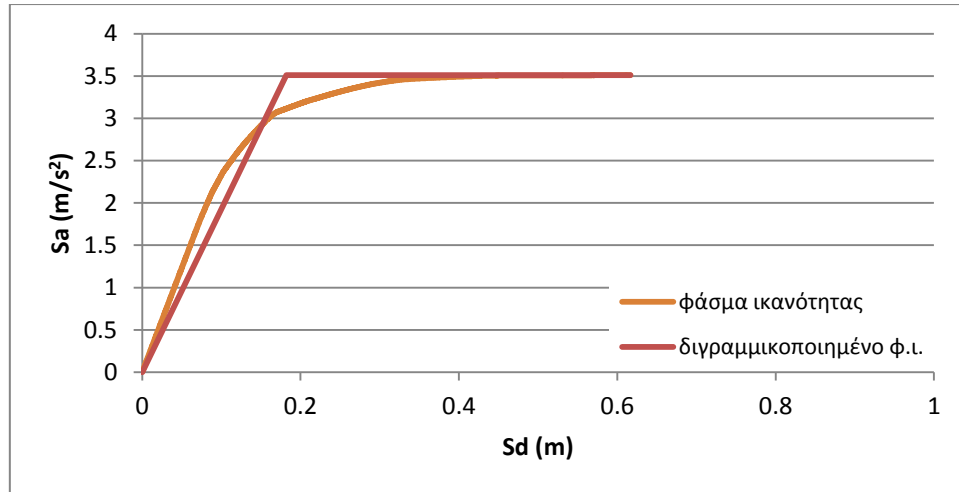
$$T^* = 1.68 \text{ s}$$

➤ Τριώροφη Κατασκευή ΚΠΥ (α/α:1β)-Ιδιομορφική κατανομή φορτίων

Πίνακας 7.11: Βοηθητικός πίνακας μόρφωσης I.M.Σ. της κατασκευής α/α:1β (ιδιομορφική κατανομή φορτίων)

Επίπεδο	Μάζα m (ton)	φ_i	$m \varphi_i$	$m \varphi_i^2$
1	170.48	0.286	48.83	13.99
2	170.48	0.710	121.09	86.01
3	168	1.000	168.00	168.00
Σύνολο	508.96		337.92	267.999

$$\Gamma = 1.2609, m^* = 337.92 \text{ ton}, a = 0.8372$$



Σχήμα 7.23: Φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος κατασκευής (ιδιομορφική κατανομή) α/α: 1β και διγραμμικοποίηση του

$$S_{d,y} = 0.1821 \text{ m}, S_{d,max} = 0.6165 \text{ m}, S_{a,y} = S_{a,max} = 3.5097 \text{ m/s}^2$$

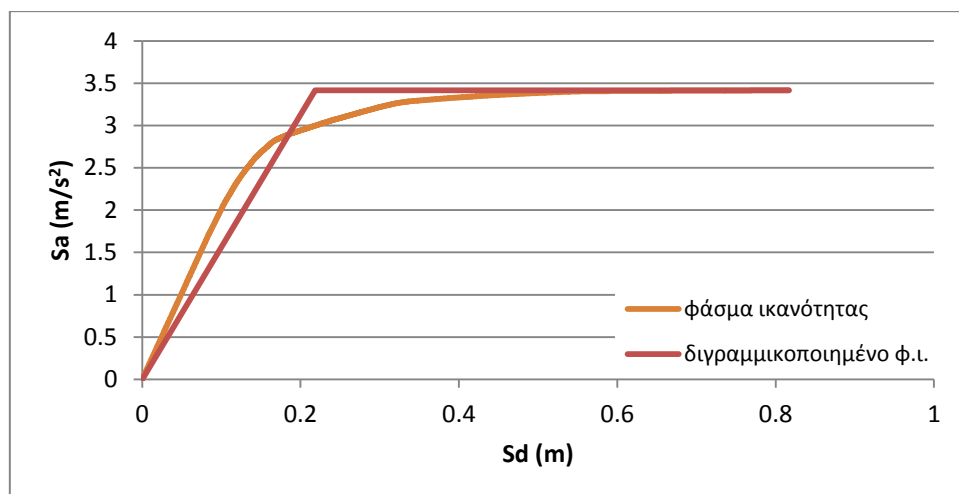
$$T^* = 1.4311 \text{ s}$$

➤ Τριώροφη Κατασκευή ΚΠΥ (α/α: 1β)-Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων

Πίνακας 7.12: Βοηθητικός πίνακας μόρφωσης Ι.Μ.Σ. της κατασκευής α/α: 1β (ομοιόμορφη κατανομή φορτίων)

Επίπεδο	Μάζα m (ton)	φ_i	$m \varphi_i$	$m \varphi_i^2$
1	170.48	1.000	170.48	170.48
2	170.48	1.000	170.48	170.48
3	168	1.000	168.00	168.00
Σύνολο	508.96		508.96	508.96

$$\Gamma = 1, m^* = 508.96 \text{ ton}, a = 1$$



Σχήμα 7.24: Φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος κατασκευής (ομοιόμορφη κατανομή) α/α: 1β και διγραμμικοποίηση του

$$S_{d,y} = 0.2184 \text{ m}, S_{d,max} = 0.8169 \text{ m}, S_{a,y} = S_{a,max} = 3.414 \text{ m/s}^2$$

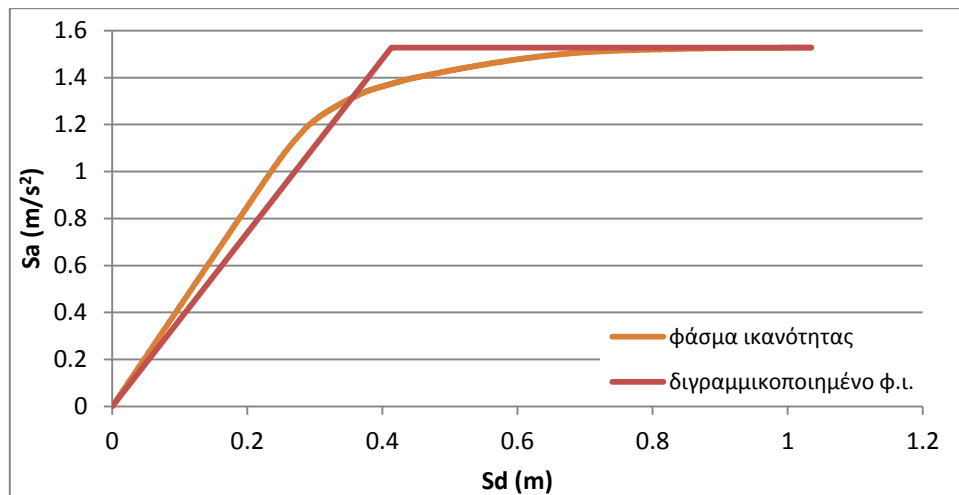
$$T^* = 1.5892 \text{ s}$$

➤ Εννιαώροφη Κατασκευή ΚΠΜ (α/α:13α)-Ιδιομορφική κατανομή φορτίων

Πίνακας 7.13:Βοηθητικός πίνακας μόρφωσης Ι.Μ.Σ. της κατασκευής α/α:13α (ιδιομορφική κατανομή φορτίων)

Επίπεδο	Μάζα m (ton)	φ_i	$m \varphi_i$	$m \varphi_i^2$
1	180.44	0.090	16.22	1.46
2	180.44	0.226	40.81	9.23
3	180.44	0.371	66.87	24.78
4	180.44	0.510	91.94	46.85
5	180.44	0.646	116.52	75.25
6	180.44	0.768	138.65	106.54
7	180.44	0.872	157.33	137.18
8	180.44	0.951	171.59	163.17
9	177.96	1	177.96	177.96
Σύνολο	1621.48		977.89	742.42

$$\Gamma = 1.3172, m^* = 977.89 \text{ ton}, a = 0.7944$$



Σχήμα 7.25: Φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος κατασκευής (ιδιομορφική κατανομή) α/α:13α και διγραμμικοποίησή του

$$S_{d,y} = 0.4131 \text{ m}, S_{d,max} = 1.035 \text{ m}, S_{a,y} = S_{a,max} = 1.5269 \text{ m/s}^2$$

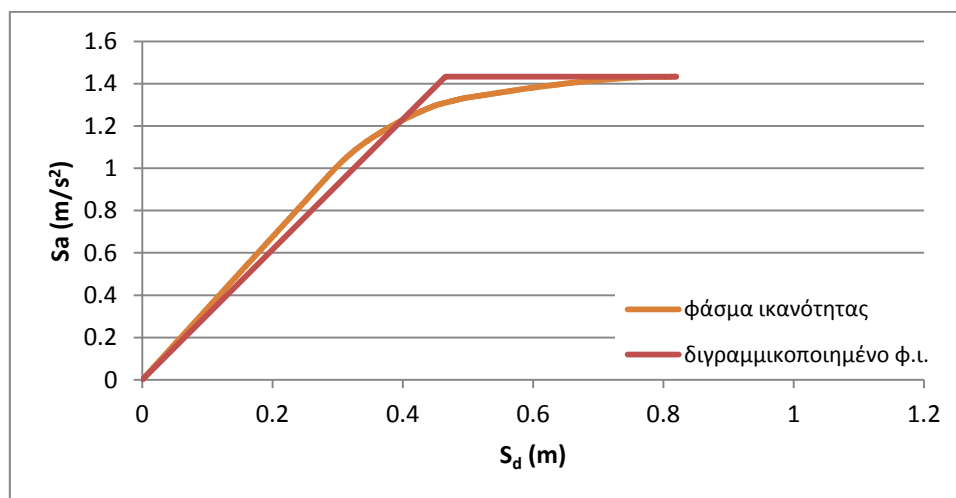
$$T^* = 3.268 \text{ s}$$

➤ Εννιαώροφη Κατασκευή ΚΠΜ (α/α:13α)-Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων

Πίνακας 7.14:Βοηθητικός πίνακας μόρφωσης Ι.Μ.Σ. της κατασκευής α/α:13α (ομοιόμορφη κατανομή φορτίων)

Επίπεδο	Μάζα m (ton)	φ_i	$m \varphi_i$	$m \varphi_i^2$
1	180.44	180.44	1.000	180.44
2	180.44	180.44	1.000	180.44
3	180.44	180.44	1.000	180.44
4	180.44	180.44	1.000	180.44
5	180.44	180.44	1.000	180.44
6	180.44	180.44	1.000	180.44
7	180.44	180.44	1.000	180.44
8	180.44	180.44	1.000	180.44
9	177.96	177.96	1.000	177.96
Σύνολο	1621.48	1621.48		1621.48

$$\Gamma = 1, m^* = 1621.48 \text{ ton}, a = 1$$



Σχήμα 7.26: Φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος κατασκευής (ομοιόμορφη κατανομή) α/α:13α και διγραμμικοποίηση του

$$S_{d,y} = 0.4653m, S_{d,max} = 0.82 m, S_{a,y} = S_{a,max} = 1.4323 \text{ m/s}^2$$

$$T^* = 3.5818 \text{ s}$$

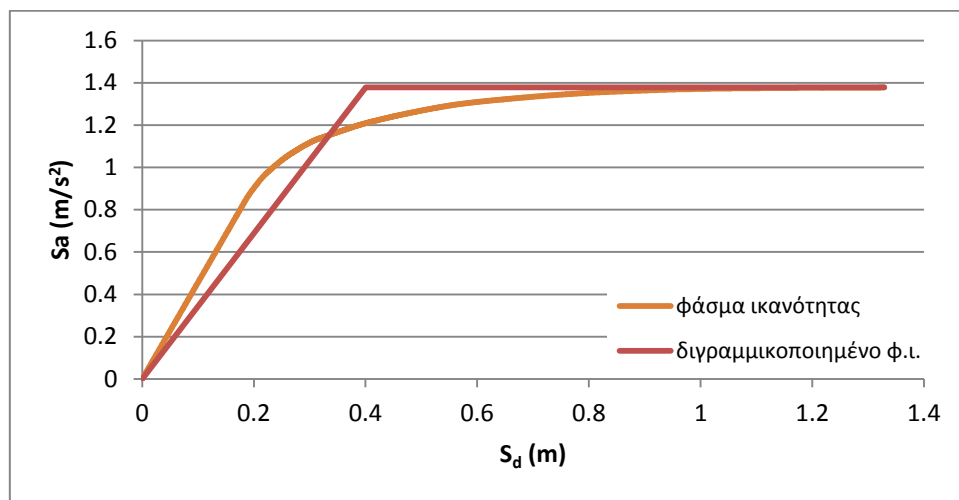
➤ Εννιαώροφη Κατασκευή ΚΠΥ (α/α:13β)-Ιδιομορφική κατανομή φορτίων

Πίνακας 7.15:Βοηθητικός πίνακας μόρφωσης Ι.Μ.Σ. της κατασκευής α/α:13β (ιδιομορφική κατανομή φορτίων)

Επίπεδο	Μάζα m (ton)	φ_i	$m \varphi_i$	$m \varphi_i^2$
1	187.96	0.084	15.84	1.33
2	187.96	0.225	42.24	9.49

3	187.96	0.371	69.69	25.84
4	187.96	0.520	97.68	50.76
5	187.96	0.660	124.07	81.90
6	187.96	0.784	147.31	115.44
7	187.96	0.885	166.31	147.16
8	187.96	0.961	180.57	173.47
9	183.52	1	183.52	183.52
Σύνολο	1687.2		1027.23	788.92

$$\Gamma = 1.3021, m^* = 1027.23 \text{ ton}, a = 0.7927$$



Σχήμα 7.27: Φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος κατασκευής (ιδιομορφική κατανομή) α/α:13β και διγραμμικοποίηση του

$$S_{d,y} = 0.4002 \text{ m}, S_{d,max} = 1.3292 \text{ m}, S_{a,y} = S_{a,max} = 1.3776 \text{ m/s}^2$$

$$T^* = 3.386 \text{ s}$$

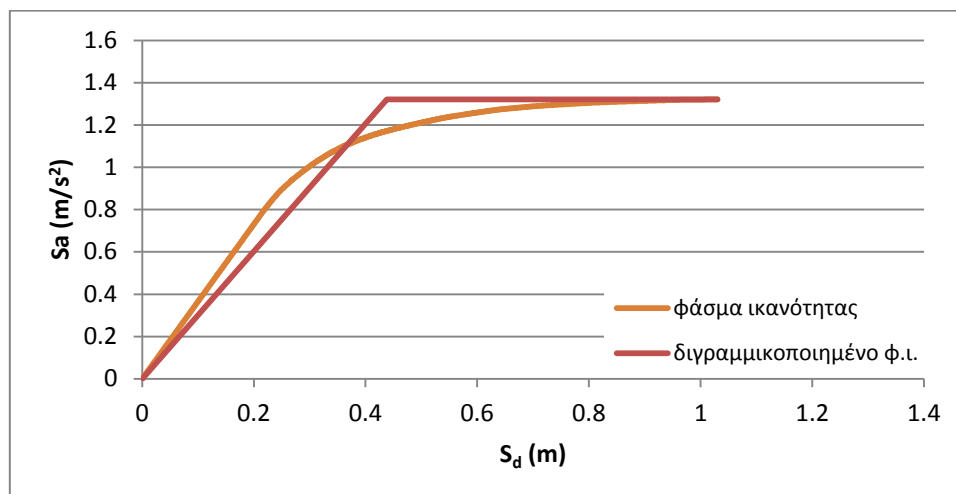
➤ Εννιαώροφη Κατασκευή ΚΠΥ (α/α:13β)-Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων

Πίνακας 7.16: Βοηθητικός πίνακας μόρφωσης Ι.Μ.Σ. της κατασκευής α/α:13β (ομοιόμορφη κατανομή φορτίων)

Επίπεδο	Μάζα m (ton)	φ_i	$m \varphi_i$	$m \varphi_i^2$
1	187.96	187.96	1.000	187.96
2	187.96	187.96	1.000	187.96
3	187.96	187.96	1.000	187.96
4	187.96	187.96	1.000	187.96
5	187.96	187.96	1.000	187.96
6	187.96	187.96	1.000	187.96
7	187.96	187.96	1.000	187.96
8	187.96	187.96	1.000	187.96

9	183.52	183.52	1.000	183.52
Σύνολο	1687.2	1687.2		1687.2

$$\Gamma = 1, m^* = 1687.2 \text{ ton}, a = 1$$



Σχήμα 7.28: Φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος κατασκευής (ομοιόμορφη κατανομή) α/α:13β και διγραμμικοποίηση του

$$S_{d,y} = 0.4382m, S_{d,max} = 1.031m, S_{a,y} = S_{a,max} = 1.3205 \text{ m/s}^2$$

$$T^* = 3.62 \text{ s}$$

7.5 Αποτελέσματα Ανελαστικών Δυναμικών Αναλύσεων (Χρονοϊστορίας)

7.5.1 Αποτελέσματα πραγματικών σεισμικών διεγέρσεων

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται και συγκρίνονται τα αποτελέσματα των ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων στο Sap2000. Για κάθε σεισμική καταγραφή (επιταχυνσιογράφημα) λαμβάνονται τα ζεύγη τιμών: (μέγιστη μετακίνηση κορυφής $\delta_{top,max}$, ταυτόχρονη (με τη $\delta_{top,max}$) τιμή τέμνουσας βάσης $Vb_{\delta_{max}}$) και (ταυτόχρονη (με τη Vb_{max}) τιμή της μετακίνησης κορυφής $\delta_{top,Vb_{max}}$, μέγιστη τέμνουσα βάσης Vb_{max}), τα οποία στη συνέχεια μετατρέπονται σε μεγέθη του ισοδύναμου μονοβαθμίου (I.M.Σ.) και τοποθετούνται στο διάγραμμα S_a-S_d .

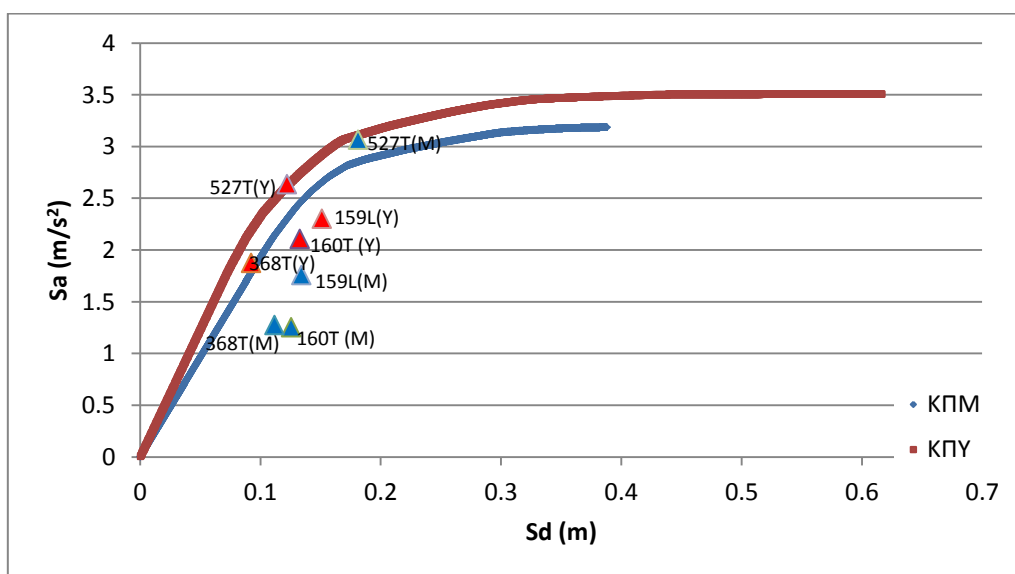
➤ Τριώροφες κατασκευές (α/α:1α &1β)- Ιδιομορφική κατανομή

Πίνακας 7.17: Αποτελέσματα ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων για την κατασκευή α/α:1α (πολυβάθμιο και ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (ιδιομορφική κατανομή φορτίων))

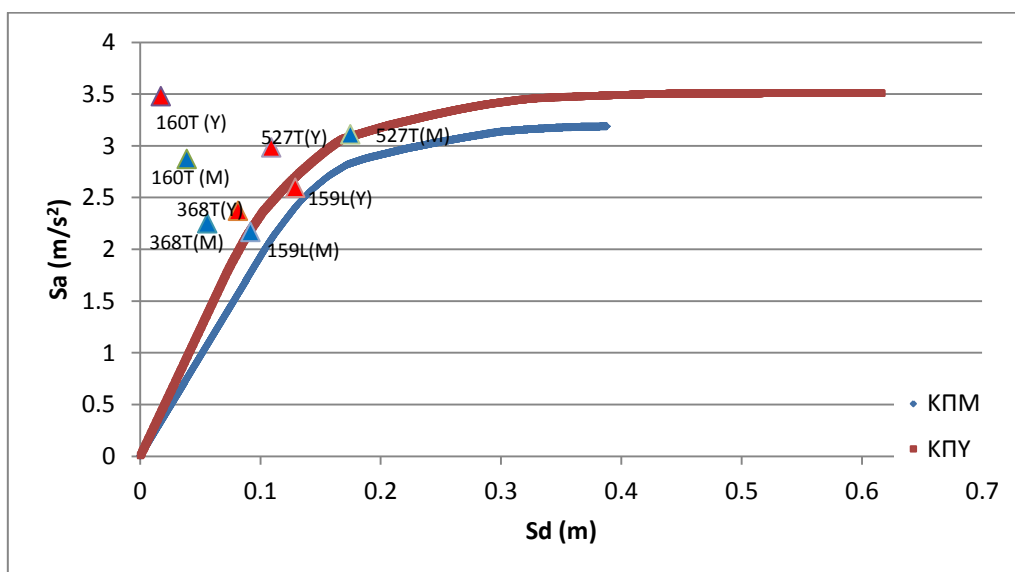
Σεισμική καταγραφή	Πολυβάθμιο σύστημα				I.M.Σ. (Ιδιομορφική κατανομή)			
	δ_{max} (m)	$Vb_{\delta_{max}}$ (kN)	$\delta_{Vb_{max}}$ (m)	Vb_{max} (kN)	Sd_{max} (m)	$Sa_{Sd_{max}}$ (m/s^2)	$Sd_{Sa_{max}}$ (m)	Sa_{max} (m/s^2)
160T	0.158	526.2	0.049	1205	0.126	1.254	0.039	2.871
368T	0.141	535.54	0.070	944.6	0.112	1.276	0.056	2.251
159L	0.169	737.10	0.116	909.3	0.134	1.756	0.092	2.166
527T	0.228	1286.9	0.220	1305	0.181	3.066	0.175	3.109

Πίνακας 7.18: Αποτελέσματα ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων για την κατασκευή α/α: 1β (πολυβάθμιο και ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (ιδιομορφική κατανομή φορτίων))

Σεισμική καταγραφή	Πολυβάθμιο σύστημα				Ι.Μ.Σ. (Ιδιομορφική κατανομή)			
	δ_{max} (m)	Vb, δ_{max} (kN)	δ, vb_{max} (m)	Vb_{max} (kN)	Sd_{max} (m)	Sa, Sd_{max} (m/s ²)	Sd, S_{amax} (m)	Sa_{max} (m/s ²)
160T	0.167	897.4	0.0217	1482	0.133	2.1061	0.0172	3.478
368T	0.117	798.46	0.1025	1010	0.092	1.8739	0.0813	2.370
159L	0.191	980.7	0.1626	1105	0.151	2.3016	0.1290	2.593
527T	0.154	1123.6	0.1376	1271	0.122	2.6370	0.1091	2.983



Σχήμα 7.29: Αποτελέσματα (Sd_{max}, Sa, Sd_{max}) για τα τριώροφα κτίρια (φάσματα ικανότητας για ιδιομορφική κατανομή φορτίων)



Σχήμα 7.30: Αποτελέσματα (Sd, S_{amax}, S_{amax}) για τα τριώροφα κτίρια (φάσματα ικανότητας για ιδιομορφική κατανομή φορτίων)

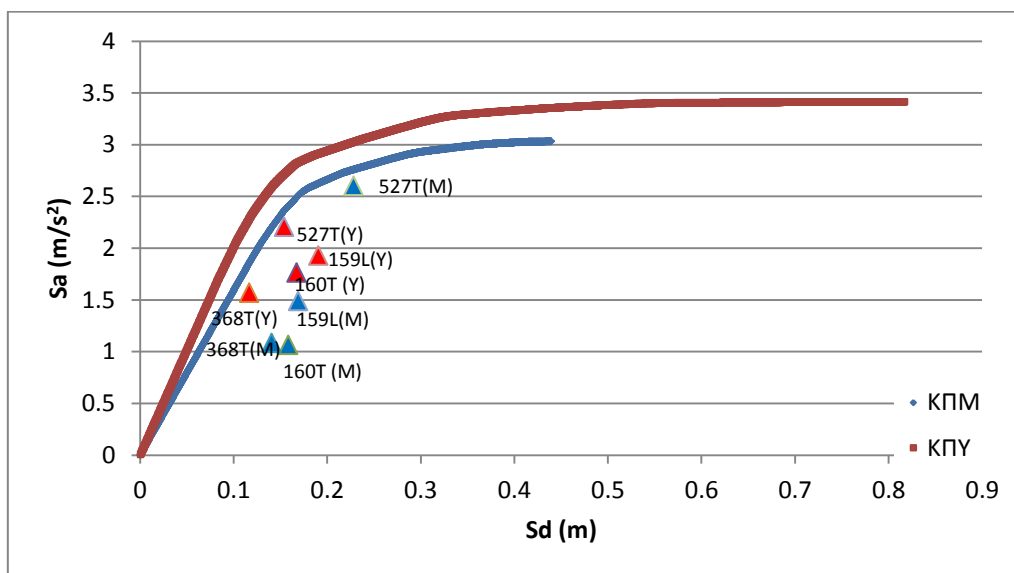
➤ Τριώροφες κατασκευές (α/α: 1α & 1β)- Ομοιόμορφη κατανομή

Πίνακας 7.19: Αποτελέσματα ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων για την κατασκευή α/α: 1α (πολυβάθμιο και ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (ομοιόμορφη κατανομή φορτίων))

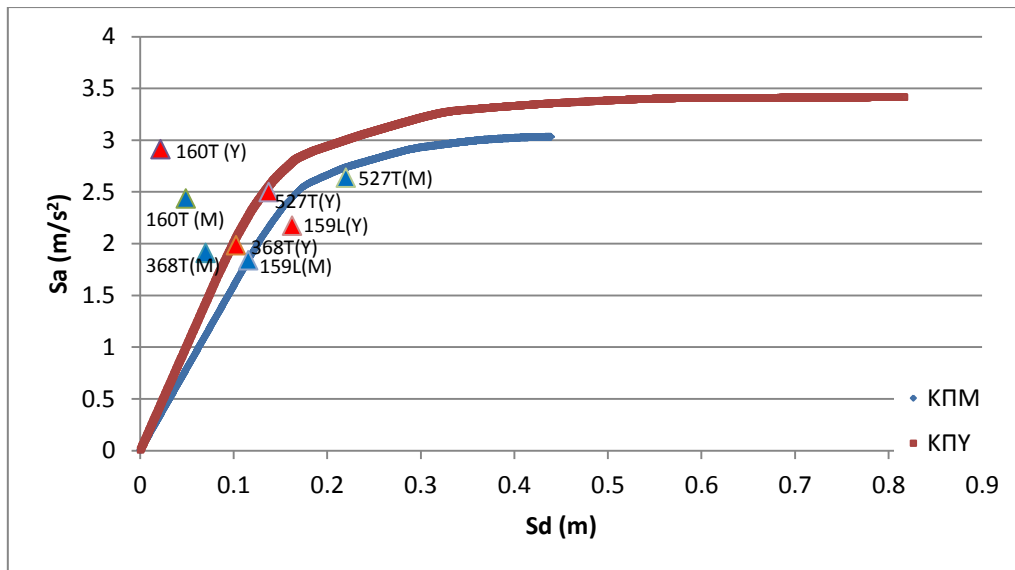
Σεισμική καταγραφή	Πολυβάθμιο σύστημα				I.M.Σ. (Ομοιόμορφη κατανομή)			
	δ_{max} (m)	$Vb_{,\delta_{max}}$ (kN)	$\delta_{,Vb_{max}}$ (m)	Vb_{max} (kN)	Sd_{max} (m)	$Sa_{,Sd_{max}}$ (m/s^2)	$Sd_{,Sa_{max}}$ (m)	Sa_{max} (m/s^2)
160T	0.158	526.2	0.049	1205	0.158	1.063	0.049	2.435
368T	0.141	535.54	0.070	944.6	0.141	1.082	0.070	1.909
159L	0.169	737.10	0.116	909.3	0.169	1.490	0.116	1.838
527T	0.228	1286.9	0.220	1305	0.228	2.601	0.220	2.637

Πίνακας 7.20: Αποτελέσματα ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων για την κατασκευή α/α: 1β (πολυβάθμιο και ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (ομοιόμορφη κατανομή φορτίων))

Σεισμική καταγραφή	Πολυβάθμιο σύστημα				I.M.Σ. (Ομοιόμορφη κατανομή)			
	δ_{max} (m)	$Vb_{,\delta_{max}}$ (kN)	$\delta_{,Vb_{max}}$ (m)	Vb_{max} (kN)	Sd_{max} (m)	$Sa_{,Sd_{max}}$ (m/s^2)	$Sd_{,Sa_{max}}$ (m)	Sa_{max} (m/s^2)
160T	0.167	897.4	0.0217	1482	0.167	1.7632	0.0217	2.912
368T	0.117	798.46	0.1025	1010	0.117	1.5688	0.1025	1.984
159L	0.191	980.7	0.1626	1105	0.191	1.9269	0.1626	2.171
527T	0.154	1123.6	0.1376	1271	0.154	2.2077	0.1376	2.497



Σχήμα 7.31: Αποτελέσματα ($Sd_{max}, Sa_{,Sd_{max}}$) για τα τριώροφα κτίρια (φάσματα ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή φορτίων)



Σχήμα 7.32: Αποτελέσματα ($Sd_{,Samax}$, $Samax$) για τα τριώροφα κτίρια (φάσματα ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή φορτίων)

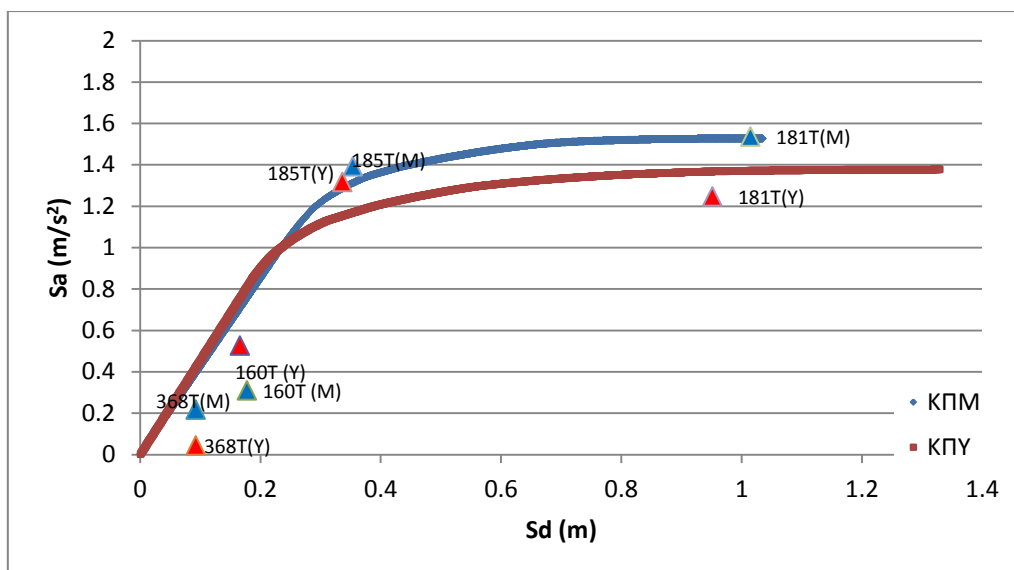
➤ Εννιαώροφες κατασκευές (α/α:13α & 13β)- Ιδιομορφική κατανομή

Πίνακας 7.21: Αποτελέσματα ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων για την κατασκευή α/α:13α (πολυβάθμιο και ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (ιδιομορφική κατανομή φορτίων))

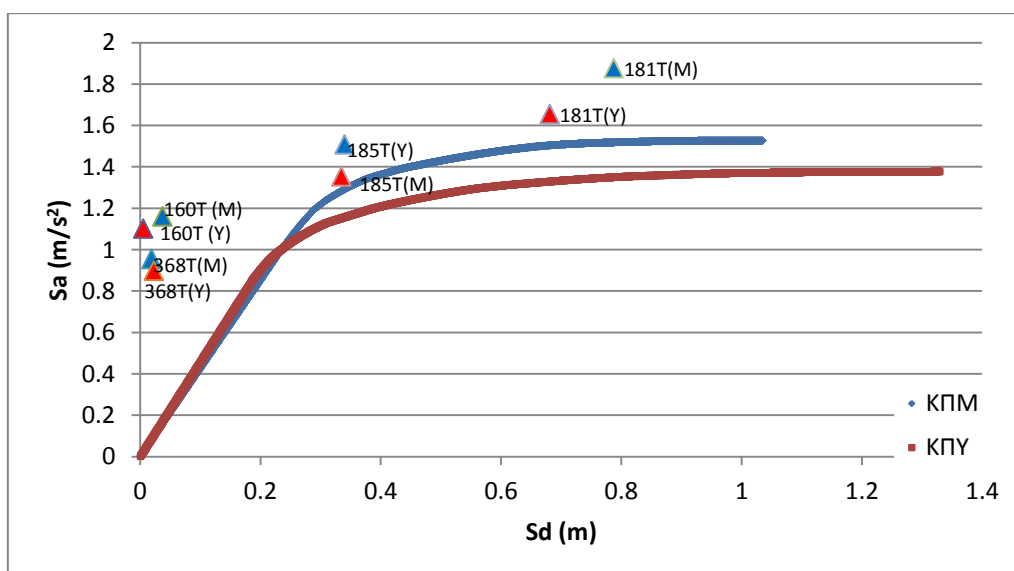
Σεισμική καταγραφή	Πολυβάθμιο σύστημα				I.M.Σ. (Ιδιομορφική κατανομή)			
	δ_{max} (m)	$Vb_{, \delta max}$ (kN)	$\delta_{, Vb max}$ (m)	Vb_{max} (kN)	Sd_{max} (m)	$Sa_{, Sd max}$ (m/s^2)	$Sd_{, Samax}$ (m)	Sa_{max} (m/s^2)
160T	0.234	399.18	0.049	1494	0.178	0.310	0.037	1.160
368T	0.122	279	0.025	1230	0.093	0.217	0.019	0.955
185T	0.466	1792.5	0.448	1942	0.354	1.392	0.340	1.508
181T	1.337	1979.1	1.038	2417	1.015	1.537	0.788	1.876

Πίνακας 7.22: Αποτελέσματα ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων για την κατασκευή α/α:13β (πολυβάθμιο και ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (ιδιομορφική κατανομή φορτίων))

Σεισμική καταγραφή	Πολυβάθμιο σύστημα				I.M.Σ. (Ιδιομορφική κατανομή)			
	δ_{max} (m)	$Vb_{, \delta max}$ (kN)	$\delta_{, Vb max}$ (m)	Vb_{max} (kN)	Sd_{max} (m)	$Sa_{, Sd max}$ (m/s^2)	$Sd_{, Samax}$ (m)	Sa_{max} (m/s^2)
160T	0.216	703.31	0.0068	1473	0.166	0.5258	0.0052	1.101
368T	0.120	58.09	0.0294	1201	0.092	0.0434	0.0226	0.898
185T	0.438	1760	0.4356	1810	0.336	1.3158	0.3345	1.353
181T	1.239	1666.9	0.8872	2213	0.952	1.2463	0.6813	1.655



Σχήμα 7.33: Αποτελέσματα (Sd_{max}, Sa, Sd_{max}) για τα εννιαώροφα κτίρια (φάσματα ικανότητας για ιδιομορφική κατανομή φορτίων)



Σχήμα 7.34: Αποτελέσματα (Sd, S_{amax}, S_{amax}) για τα εννιαώροφα κτίρια (φάσματα ικανότητας για ιδιομορφική κατανομή φορτίων)

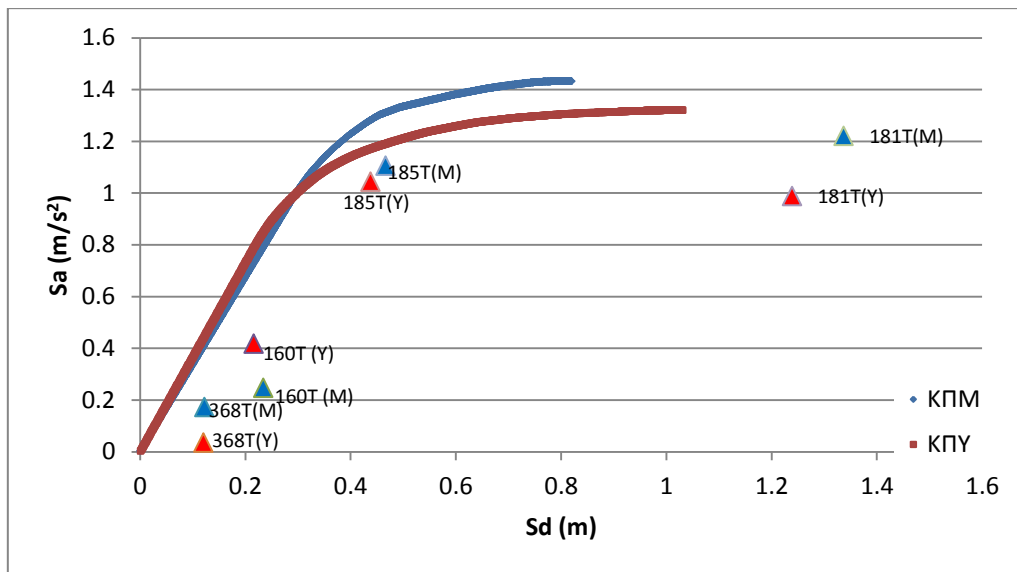
➤ Εννιαώροφες κατασκευές (α/α:13α & 13β)- Ομοιόμορφη κατανομή

Πίνακας 7.23: Αποτελέσματα ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων για την κατασκευή α/α:13α (πολυβάθμιο και ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (ομοιόμορφη κατανομή φορτίων))

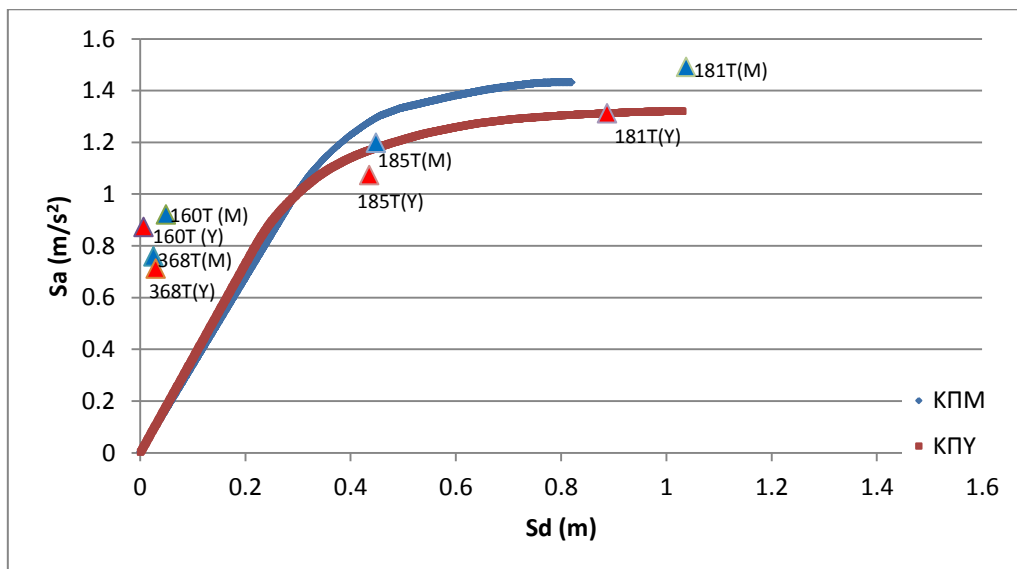
Σεισμική καταγραφή	Πολυβάθμιο σύστημα				Ι.Μ.Σ. (Ομοιόμορφη κατανομή)			
	δ_{max} (m)	Vb, δ_{max} (kN)	δ, Vb_{max} (m)	Vb_{max} (kN)	Sd_{max} (m)	Sa, Sd_{max} (m/s^2)	Sd, S_{amax} (m)	Sa_{max} (m/s^2)
160T	0.234	399.18	0.049	1494	0.234	0.246	0.049	0.921
368T	0.122	279	0.025	1230	0.122	0.172	0.025	0.759
185T	0.466	1792.5	0.448	1942	0.466	1.105	0.448	1.198
181T	1.337	1979.1	1.038	2417	1.337	1.221	1.038	1.491

Πίνακας 7.24: Αποτελέσματα ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων για την κατασκευή α/α:13β (πολυβάθμιο και ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (ομοιόμορφη κατανομή φορτίων))

Σεισμική καταγραφή	Πολυβάθμιο σύστημα				I.M.Σ. (Ομοιόμορφη κατανομή)			
	δ_{max} (m)	$Vb_{,\delta_{max}}$ (kN)	$\delta_{,Vb_{max}}$ (m)	Vb_{max} (kN)	Sd_{max} (m)	$Sa_{,Sd_{max}}$ (m/s^2)	$Sd_{,Sd_{max}}$ (m)	Sa_{max} (m/s^2)
160T	0.216	703.31	0.0068	1473	0.216	0.4168	0.0068	0.873
368T	0.120	58.09	0.0294	1201	0.120	0.0344	0.0294	0.712
185T	0.438	1760	0.436	1810	0.438	1.043	0.436	1.073
181T	1.239	1666.9	0.8872	2213	1.239	0.988	0.8872	1.312



Σχήμα 7.35: Αποτελέσματα ($Sd_{max}, Sa_{,Sd_{max}}$) για τα εννιαώροφα κτίρια (φάσματα ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή φορτίων)



Σχήμα 7.36: Αποτελέσματα ($Sd_{,Sd_{max}}, Sd_{max}$) για τα εννιαώροφα κτίρια (φάσματα ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή φορτίων)

Παρατηρούμε ότι γενικώς δεν παρουσιάζονται σημαντικές διαφοροποιήσεις στη συμπεριφορά των κατασκευών για τις εξεταζόμενες σεισμικές καταγραφές. Οι κριτικές στα αποτελέσματα των καμπυλών ικανότητας φαίνεται να επιβεβαιώνονται. Μικρές διαφορές εντοπίζονται στα τριώροφα, κατά την εξέταση των ζευγών τιμών για μέγιστο ένα εκ των $\{S_a; S_d\}$, αλλά οι μέγιστες τιμές τους είναι πρακτικά ίσες. Στα εννιαώροφα ακόμα και για τα επιμέρους ζεύγη παρουσιάζεται μεγάλη σύγκλιση τιμών. Η παραπλήσια αυτή συμπεριφορά εξηγείται από το γεγονός ότι οι επιβαλλόμενες σεισμικές διεγέρσεις, εξαιρουμένης της 181T για τα εννιαώροφα, δεν ωθούν την κατασκευή σε σημαντικά ανελαστική συμπεριφορά, οπότε οι κατασκευές, έχοντας πρακτικά ίδια ελαστική δυσκαμψία, παρουσιάζουν ομοιότητες στην απόκριση. Για το λόγο αυτό, κρίνεται σκόπιμο οι ίδιοι σεισμοί να επανεξεταστούν, αυτή τη φορά όμως μεγεθυμένοι (ή μειωμένοι για την περίπτωση του 181T), ώστε να τεθεί υπό σύγκριση η ανελαστική συμπεριφορά των κατασκευών για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας.

7.5.2 Μεγέθυνση σεισμικών καταγραφών

Οι σεισμικές καταγραφές μεγεθύνονται μέσω του πολλαπλασιασμού των επιταχυνσιογραφημάτων τους με ένα συντελεστή, ώστε να προκύψει συντελεστής συμπεριφοράς διαρροής q_y στις κατασκευές ΚΠΥ ίσος με αυτόν του σχεδιασμού. Προφανώς, για λόγους σύγκρισης, οι μεγεθυμένοι αυτοί σεισμοί είναι που εισάγονται ως διεγέρσεις βάσης και στις δύο κατασκευές (ΚΠΜ και ΚΠΥ) και δεν υπολογίζονται ξεχωριστοί για $q_{y,σ\chi} = q_{y,σ\chi,ΚΠΜ}$. Η εν λόγω διαδικασία του υπολογισμού του συντελεστή μεγέθυνσης έχει ως εξής:

- Υπολογίζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς διαρροής *σχεδιασμού* της κατασκευής ΚΠΥ, ως : $q_{y,σ\chi} = q_{ΚΠΥ} / \gamma_{Rd} = 5.85 / \gamma_{Rd}$, όπου ως συντελεστής υπεραντοχής γ_{Rd} λαμβάνεται απλοποιητικά ο λόγος της επιτάχυνσης διαρροής του διγραμμικοποιημένου ισοδύναμου μονοβάθμιου S_{ay} προς την επιτάχυνση $S_d(T_1)$ για την οποία έχει σχεδιαστεί η κατασκευή. Προκύπτουν $\gamma_{Rd} = 3.5$ για την κατασκευή α/α:1β (άρα $q_{y,σ\chi} = 1.67$) και $\gamma_{Rd} = 2.9$ για την κατασκευή α/α:13β (άρα $q_{y,σ\chi} = 2.02$).
- Υπολογίζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς διαρροής του *ισοδύναμου μονοβάθμιου* για τον κανονικό σεισμό: $q_{y,I.M.} = S_{el}(T^*) / S_{ay}$, όπου $S_{el}(T^*)$: η επιτάχυνση από το ελαστικό φάσμα (ψευδο-)επιταχύνσεων ($\zeta=5\%$) του εξεταζόμενου σεισμού με T^* την περίοδο του (διγραμμικοποιημένου) ισοδύναμου μονοβάθμιου
- Υπολογίζεται ο συντελεστής μεγέθυνσης $m = q_{y,σ\chi} / q_{y,I.M.}$

Παρακάτω, παρουσιάζονται οι συντελεστές μεγέθυνσης m που προέκυψαν για κάθε μία από τις οκτώ (8) εξεταζόμενες σεισμικές καταγραφές, καθώς και οι συντελεστές συμπεριφοράς διαρροής q_y που αντιστοιχούν, για τους μεγεθυμένους σεισμούς, στις κατασκευές ΚΠΜ (στην ΚΠΥ είναι προφανώς ήδη γνωστοί και ίσοι με του σχεδιασμού). Στη στήλη q_y των κατασκευών ΚΠΜ, σε παρένθεση δίνεται ο $q_{y,σ\chi}$ για λόγους σύγκρισης.

Πίνακας 7.25: Συντελεστές μεγέθυνσης για τις σεισμικές καταγραφές στα τριώροφα κτίρια (α/α: 1α & β) και συντελεστές συμπεριφοράς διαρροής q_y για τους μεγεθυμένους σεισμούς

Σεισμική καταγραφή	Συντελεστής μεγέθυνσης m	q_y	
		ΚΠΜ	ΚΠΥ
160T	2.28	1.78 (1.48)	1.67
368T	2.83	1.42 (1.48)	1.67
159L	2.36	1.74 (1.48)	1.67
527T	1.58	2.04 (1.48)	1.67

Πίνακας 7.26: Συντελεστές μεγέθυνσης για τις σεισμικές καταγραφές στα εννιάροφα κτίρια (α/α: 13α & β) και συντελεστές συμπεριφοράς διαρροής q_y για τους μεγεθυμένους σεισμούς

Σεισμική καταγραφή	Συντελεστής μεγέθυνσης m	q_y	
		ΚΠΜ	ΚΠΥ
160T	6.41	1.70 (1.63)	2.02
368T	8.39	1.77 (1.63)	2.02
185T	1.40	1.71 (1.63)	2.02
181T	0.53	1.69 (1.63)	2.02

7.5.3 Αποτελέσματα μεγεθυμένων σεισμικών διεγέρσεων

Στην ενότητα αυτή παρατίθενται και συγκρίνονται τα αποτελέσματα των ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων, για τα μεγεθυμένα επιταχυνσιογραφήματα, στο Sap2000. Ακολουθείται η μεθοδολογία της ενότητας 7.5.1 και παρουσιάζονται τα διάφορα ζεύγη τιμών (S_d, S_a) στα φάσματα ικανότητας των ισοδύναμων μονοβάθμιων συστημάτων για *ιδιομορφική* κατανομή φορτίων, τα οποία είναι άλλωστε και αυτά που αξιοποιήθηκαν στον υπολογισμό των συντελεστών μεγέθυνσης m . Οι μεγεθυμένοι σεισμοί συμβολίζονται με ένα «*» δίπλα στην κωδική ονομασία τους.

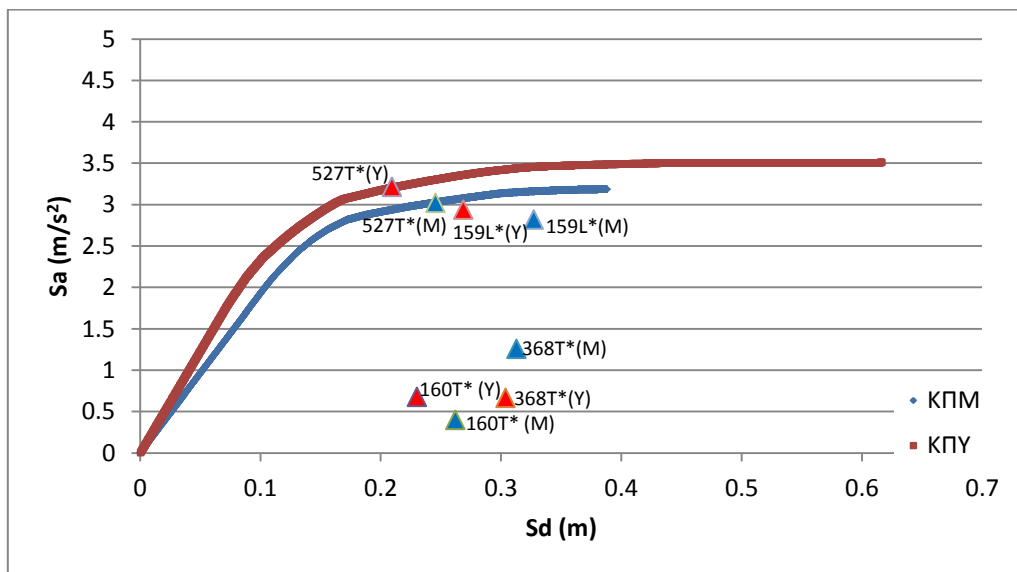
➤ Τριώροφες κατασκευές (α/α: 1α & 1β)- Ιδιομορφική κατανομή

Πίνακας 7.27: Αποτελέσματα ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων μεγεθυμένων σεισμικών διεγέρσεων για την κατασκευή α/α: 1α (πολυβάθμιο και ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (ιδιομορφική κατανομή φορτίων))

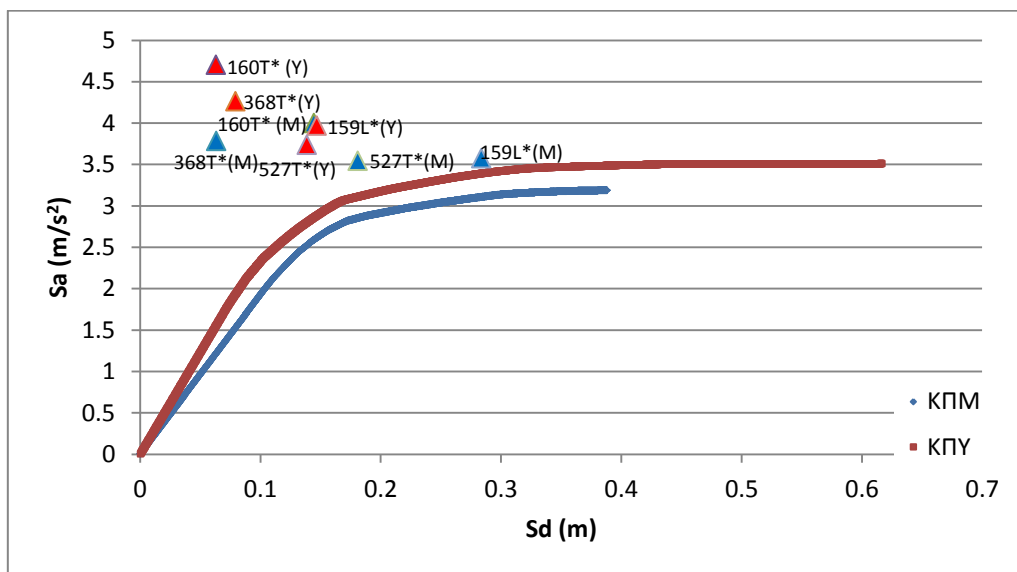
Σεισμική καταγραφή	Πολυβάθμιο σύστημα				Ι.Μ.Σ. (Ιδιομορφική κατανομή)			
	δ_{max} (m)	Vb, δ_{max} (kN)	δ, Vb_{max} (m)	Vb_{max} (kN)	Sd_{max} (m)	Sa, Sd_{max} (m/s^2)	Sd, Sa_{max} (m)	Sa_{max} (m/s^2)
160T*	0.330	167.90	0.182	1678	0.262	0.400	0.145	3.998
368T*	0.394	528.14	0.080	1587	0.313	1.258	0.063	3.781
159L*	0.412	1182.9	0.357	1500	0.327	2.818	0.284	3.574
527T*	0.309	1267.2	0.228	1487	0.246	3.019	0.181	3.543

Πίνακας 7.28: Αποτελέσματα ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων μεγεθυμένων σεισμικών διεγέρσεων για την κατασκευή α/α: Ιβ (πολυβάθμιο και ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (ιδιομορφική κατανομή φορτίων))

Σεισμική καταγραφή	Πολυβάθμιο σύστημα				Ι.Μ.Σ. (Ιδιομορφική κατανομή)			
	δ_{max} (m)	Vb, δ_{max} (kN)	δ, v_{bmax} (m)	Vb_{max} (kN)	Sd_{max} (m)	Sa, Sd_{max} (m/s^2)	Sd, S_{amax} (m)	Sa_{max} (m/s^2)
160T*	0.290	289.08	0.0795	2003	0.230	0.6785	0.0631	4.701
368T*	0.383	283.47	0.0998	1816	0.304	0.6653	0.0791	4.262
159L*	0.339	1252.8	0.1853	1690	0.269	2.9403	0.147	3.966
527T*	0.264	1369	0.1749	1592	0.209	3.2130	0.1387	3.736



Σχήμα 7.37: Αποτελέσματα (Sd_{max}, Sa, Sd_{max}) μεγεθυμένων σεισμών για τα τριώροφα κτίρια (φάσματα ικανότητας για ιδιομορφική κατανομή φορτίων)



Σχήμα 7.38: Αποτελέσματα (Sd, S_{amax}, S_{amax}) μεγεθυμένων σεισμών για τα τριώροφα κτίρια (φάσματα ικανότητας για ιδιομορφική κατανομή φορτίων)

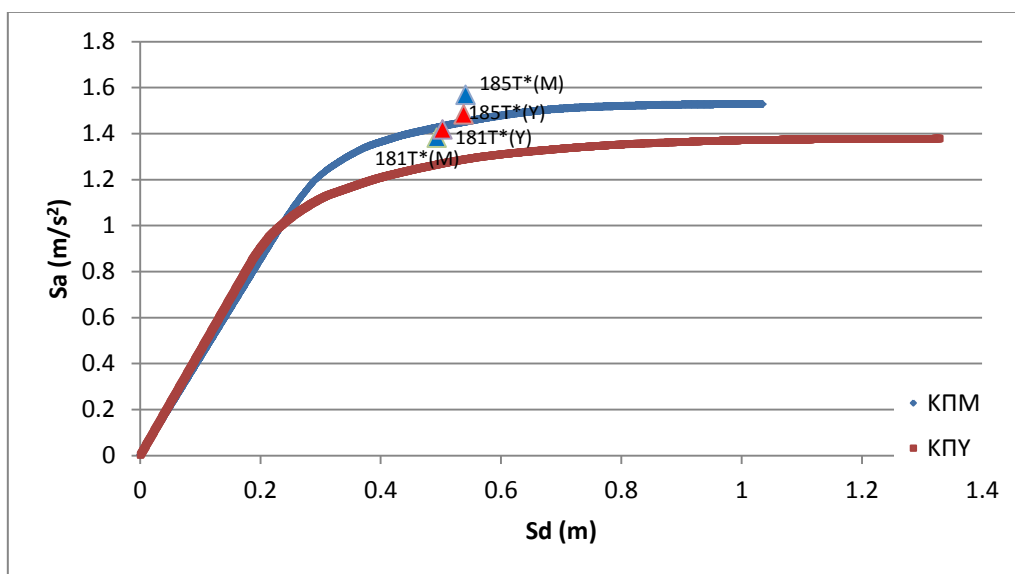
➤ Εννιαώροφες κατασκευές (α/α: 13α & 13β)- Ιδιομορφική κατανομή

Πίνακας 7.29: Αποτελέσματα ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων μεγεθυμένων σεισμικών διεγέρσεων για την κατασκευή α/α: 13α (πολυβάθμιο και ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (ιδιομορφική κατανομή φορτίων))

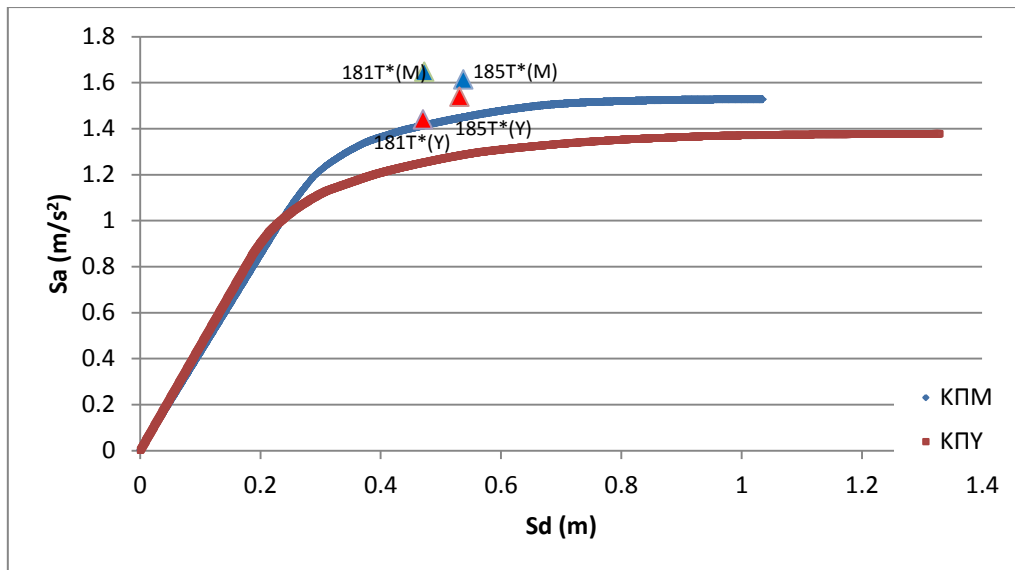
Σεισμική καταγραφή	Πολυβάθμιο σύστημα				I.M.Σ. (Ιδιομορφική κατανομή)			
	δ_{max} (m)	Vb, δ_{max} (kN)	δ, Vb_{max} (m)	Vb_{max} (kN)	Sd_{max} (m)	Sa, Sd_{max} (m/s ²)	Sd, Sd_{max} (m)	Sa_{max} (m/s ²)
185T*	0.713	2020	0.708	2078	0.541	1.568	0.538	1.613
181T*	0.650	1778.8	0.622	2122	0.493	1.381	0.473	1.647

Πίνακας 7.30: Αποτελέσματα ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων μεγεθυμένων σεισμικών διεγέρσεων για την κατασκευή α/α: 13β (πολυβάθμιο και ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (ιδιομορφική κατανομή φορτίων))

Σεισμική καταγραφή	Πολυβάθμιο σύστημα				I.M.Σ. (Ιδιομορφική κατανομή)			
	δ_{max} (m)	Vb, δ_{max} (kN)	δ, Vb_{max} (m)	Vb_{max} (kN)	Sd_{max} (m)	Sa, Sd_{max} (m/s ²)	Sd, Sd_{max} (m)	Sa_{max} (m/s ²)
185T*	0.700	1983.7	0.691	2058	0.538	1.483	0.531	1.539
181T*	0.655	1896.3	0.612	1926	0.503	1.418	0.470	1.440



Σχήμα 7.39: Αποτελέσματα (Sd_{max}, Sa, Sd_{max}) μεγεθυμένων σεισμών για τα εννιαώροφα κτίρια (φάσματα ικανότητας για ιδιομορφική κατανομή φορτίων)



Σχήμα 7.40: Αποτελέσματα (S_d, S_{dmax}, S_{amax}) μεγεθυμένων σεισμών για τα εννιαώροφα κτίρια (φάσματα ικανότητας για ιδιομορφική κατανομή φορτίων)

Και από τους μεγεθυμένους σεισμούς δε φαίνεται να υπάρχουν μεγάλες διαφορές στη συμπεριφορά των κατασκευών υπό σεισμικές διεγέρσεις. Ιδιαίτερα σε ότι αφορά την τέμνουσα βάση, οι διαφορές είναι αρκετά μικρές και σύμφωνες με τις εξαχθείσες καμπύλες ικανότητας (ελαφρώς μεγαλύτερες για ΚΠΥ στα τριώροφα, ελαφρώς μεγαλύτερες για ΚΠΜ στα εννιαώροφα). Σχετικά με τις μετακινήσεις, γενικώς οι εντοπιζόμενες διαφορές είναι πάλι μικρές, με αυτές για τις κατασκευές ΚΠΜ σε αρκετές περιπτώσεις (π.χ. τριώροφα λόγω και μεγαλύτερου q_y) να εμφανίζονται ελαφρώς μεγαλύτερες. Γενικώς, μπορεί να λεχθεί ότι λόγω των υψηλών ιδιοπεριόδων και των παρόμοιων ελαστικών κλάδων και τιμών μέγιστης τέμνουσας βάσης, οι συμπεριφορές των κατασκευών ΚΠΜ και ΚΠΥ δεν παρουσιάζουν αξιοσημείωτες διαφορές. Σημειώνεται ότι η απουσία των αποτελεσμάτων των μεγεθυμένων σεισμών 160T* και 368T* στα εννιαώροφα κτίρια οφείλεται σε προβλήματα σύγκλισης, κατά την ανάλυση, του λογισμικού που κρίθηκε ότι καθιστούσαν αναξιόπιστα τα παραγόμενα αποτελέσματα.

Από τα παραπάνω αποτελέσματα και με βάση τα διγραμμοποιημένα φάσματα ικανότητας των κατασκευών (για ιδιομορφική κατανομή φορτίων), υπολογίζονται, από τις μέγιστες μετακινήσεις S_{dmax} , οι δείκτες πλαστιμότητας μετακινήσεων μ για όλες τις σεισμικές καταγραφές (μεγεθυμένες και κανονικές) και παρουσιάζονται στους επόμενους Πίνακες 7.31 και 7.32. Τιμή του μ μικρότερη της μονάδας υποδηλώνει ότι η κατασκευή δεν έχει διαρρεύσει, σύμφωνα με το διγραμμοποιημένο φάσμα ικανότητας.

Πίνακας 7.31: Υπολογισμός δείκτη πλαστιμότητας μ για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις (τριώροφες κατασκευές)

Σεισμική καταγραφή	μ (ΚΠΜ)	μ (ΚΠΥ)
160T	0.67	0.73
368T	0.59	0.51
159L	0.71	0.83
527T	0.96	0.67
160T*	1.39	1.26
368T*	1.66	1.67
159L*	1.73	1.48
527T*	1.30	1.15

Πίνακας 7.32: Υπολογισμός δείκτη πλαστιμότητας μ για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις (εννιάωροφες κατασκευές)

Σεισμική καταγραφή	μ (ΚΠΜ)	μ (ΚΠΥ)
160T	0.43	0.41
368T	0.22	0.23
185T	0.86	0.84
181T	2.46	2.38
185T*	1.31	1.34
181T*	1.19	1.26

Επιβεβαιώνεται και πάλι ότι οι κατασκευές παρουσιάζουν παρόμοια γενική συμπεριφορά, ενώ οι τιμές των πλαστιμοτήτων (μετακινήσεων), ως τάξη μεγέθους, βρίσκονται αρκετά κοντά σε αυτές που προβλέπονται, από το σχεδιασμό, να αναπτύσσονται.

Στη συνέχεια επιδιώκεται να εξαχθούν κάποια συμπεράσματα σε τοπικό επίπεδο, εξετάζοντας το μέγεθος των βλαβών (στροφών) των πλέον καταπονούμενων υποστυλωμάτων. Για το λόγο αυτό, για τις σεισμικές καταγραφές για τις οποίες η κατασκευή έχει διαρρεύσει, υπολογίζονται οι πλαστιμότητες γωνιών στροφών μ_{θ} των εν λόγω υποστυλωμάτων ως $\mu_{\theta} = \theta_{max}/\theta_y$ και συγκρίνονται με αυτές που αντιστοιχούν στην εμφάνιση σοβαρών ζημιών στην κατασκευή (σ.ε. «προστασία ζωής»: $\mu_{\theta P.Z.} = \theta_{P.Z.}/\theta_y$) και οι οποίες ήδη έχουν υπολογιστεί κατά την αναζήτηση της κατανομής των πλαστικών αρθρώσεων στην ενότητα 7.3.2. Στον επόμενο Πίνακα 7.33 εμφανίζονται τα παραπάνω μεγέθη, με το μέγεθος $\mu_{\theta P.Z.}$ να αναγράφεται σε παρένθεση. Σημειώνεται ότι: α) για τον υπολογισμό των γωνιών στροφής θ_y και θ_u (για την εύρεση της $\theta_{P.Z.}$) έχουν ακολουθηθεί οι τύποι του EC8-3 §A3.2, αξιοποιώντας και τις δυνατότητες που παρέχει το Section Designer (βλέπε θεωρητικά στοιχεία Κεφαλαίου 5), β) η θ_{max} έχει προκύψει από το Sap2000 ως αποτέλεσμα της εκάστοτε ανελαστικής

ανάλυσης και γ) για τον υπολογισμό της γωνίας στροφής $\theta_{\text{π.ζ.}}$. έχει αξιοποιηθεί η σχετική, προτεινόμενη σχέση του ΚΑΝ.ΕΠΕ ($\theta_{\text{π.ζ.}} = 0.5(\theta_u + \theta_y) / \gamma_{Rd}$).

Πίνακας 7.33: Υπολογισμός δείκτη πλαστιμότητας στροφών μ_θ για τα πλέον καταπονούμενα υποστυλώματα (τριώροφες κατασκευές)

Σεισμική καταγραφή	μ_θ (ΚΠΜ)	μ_θ (ΚΠΥ)
160T*	1.82 (2.27)	1.77 (2.76)
368T*	1.92 (2.27)	1.71 (2.76)
159L*	2.91 (2.27)	3.06 (2.76)
527T*	2.12 (2.27)	1.69 (2.76)

Πίνακας 7.34: Υπολογισμός δείκτη πλαστιμότητας στροφών μ_θ για τα πλέον καταπονούμενα υποστυλώματα (εννιαώροφες κατασκευές)

Σεισμική καταγραφή	μ_θ (ΚΠΜ)	μ_θ (ΚΠΥ)
181T	3.24 (1.98)	3.27 (2.34)
181T*	1.32 (1.98)	1.19 (2.34)
185T*	1.11 (1.98)	1.08 (2.34)

Και σε αυτήν την περίπτωση εξεταζόμενου μεγέθους δεν παρατηρούνται σημαντικές διαφοροποιήσεις ανάμεσα στα κτίρια των δύο κατηγοριών πλαστιμότητας. Εντύπωση, ωστόσο, προκαλεί το γεγονός ότι στις περιπτώσεις των σεισμών 159L* στα τριώροφα και 181T στα εννιαώροφα παρατηρείται υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας «προστασία ζωής» στα πλέον καταπονούμενα υποστυλώματα, προκαλούνται δηλαδή σοβαρές ζημιές στις εξεταζόμενες κατασκευές. Σημειώνεται ωστόσο ότι σε καμία εκ των κατασκευών που καταπονούνται με αυτούς τους σεισμούς δεν παρατηρείται υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας (του πλέον καταπονούμενου υποστυλώματος) «οιονεί κατάρρευση»: θ_u / γ_{Rd} .

Κεφάλαιο 8: Συμπεράσματα

8.1 Εισαγωγή

Στο τελευταίο αυτό μέρος της εργασίας, με ανακεφαλαιωτικό χαρακτήρα, συγκεντρώνονται τα συμπεράσματα από τα αποτελέσματα των επιμέρους συγκρίσεων των δύο κατηγοριών πλαστιμότητας που έχουν προηγηθεί, με φιλοδοξία να αποτελέσουν ένα χρήσιμο οδηγό στην αντιμετώπιση του διλήμματος (όποτε το επιτρέπει ο κανονισμός) της επιλογής ΚΠΜ ή ΚΠΥ για το σχεδιασμό ενός νέου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το κεφάλαιο αυτό, ακολουθώντας τη γενικότερη διάρθρωση της εργασίας, οργανώνεται σε δύο μέρη: στο πρώτο εξετάζεται η επίδραση της επιλογής κατηγορίας πλαστιμότητας στις απαιτούμενες ποσότητες υλικών και συνεπώς και στο κόστος του φέροντος οργανισμού της κατασκευής, για κτίρια με ένα εύρος διαφορετικών χαρακτηριστικών (βλ. Πίνακα 3.1), ενώ στο δεύτερο δίνεται έμφαση στη σύγκριση της απόκρισης τεσσάρων επιλεγμένων κατασκευών σε, διαφορετικής φύσεως και έντασης, σεισμικές διεγέρσεις. Στο τέλος διατυπώνονται προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση που θεωρείται ότι θα συμβάλλουν στην πληρέστερη κατανόηση των ομοιοτήτων και διαφορών των δύο, επιτρεπόμενων στην Ελλάδα, κατηγοριών πλαστιμότητας και συνεπώς και των πιθανών οφελών της υιοθέτησης της μίας έναντι της άλλης.

8.2 Ποσότητες Υλικών-Κόστος Κατασκευής

Τα συγκριτικά συμπεράσματα αναφορικά με τις απαιτούμενες ποσότητες υλικών και το κόστος του φέροντα οργανισμού της κατασκευής έχουν κατά κύριο λόγο εξαχθεί από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων της διαστασιολόγησης των εξεταζόμενων κτιρίων από Ω.Σ. (όπως παρατίθενται στο Κεφάλαιο 4) και παρουσιάζονται συνοπτικά παρακάτω. Υπενθυμίζεται ότι για να καλυφθεί ένα μεγάλο εύρος των συνηθισμένων κτιρίων ενδιαφέροντος Πολιτικού Μηχανικού έχουν εξεταστεί κανονικές κατασκευές με διαφορετικά χαρακτηριστικά (πλήθος ορόφων, αριθμός/μήκος ανοιγμάτων, στατικό σύστημα), για τα οποία και επιδιώκεται να εξαχθούν συμπληρωματικές σχέσεις-συμπεράσματα.

➤ *Απαιτούνται μεγαλύτερες διαστάσεις δομικών μελών στην ΚΠΥ:* Σε όλες τις (18) περιπτώσεις που διερευνήθηκαν προέκυψε η ανάγκη για μεγαλύτερες διαστάσεις, κατά κύριο λόγο υποστυλωμάτων και δευτερευόντως δοκών. Θα μπορούσε, επομένως, να ειπωθεί ότι η ανάγκη συμμόρφωσης με τις αυστηρότερες κανονιστικές διατάξεις και λεπτομέρειες όπλισης που συνδέονται με την ΚΠΥ φαίνεται να υπερισχύει του όποιου κέρδους από τη μείωση των σεισμικών φορτίων σχεδιασμού, που συνεπάγεται ο μεγαλύτερος συντελεστής q . Σημειώνεται ότι ο χαρακτηριζόμενος και ως «δευτερεύων» ρόλος των δοκών προκύπτει από το γεγονός ότι ο συχνότερος (όχι όμως αποκλειστικός) λόγος που υπαγόρευε την υιοθέτηση αυξημένων διαστάσεων δοκών σε ΚΠΥ υπήρξε η ανάγκη περιορισμού της εκκεντρότητας δοκού-υποστυλώματος. Η ποιοτική αυτή παρατήρηση θα ποσοτικοποιηθεί, όπως θα δειχθεί, σε επόμενο σχόλιο.

Η ως άνω αναφερόμενη τάση για μεγαλύτερες διαστάσεις δομικών μελών, οφείλεται σε μεγάλο βαθμό στους εξής αυστηρότερους για ΚΠΥ ελέγχους του ΕΚ8:

- έλεγχος αστοχίας συνάφειας ράβδων δοκών σε: α) εσωτερικό (πλαισιωτά συστήματα και συστήματα τοιχωμάτων) και β) εξωτερικό (κυρίως στα εξεταζόμενα συστήματα τοιχωμάτων) κόμβο δοκών-υποστυλωμάτων, συνηθέστερα στους ανώτερους ορόφους (όπου αναμένεται μικρότερη v_d)
- έλεγχος αστοχίας θλιπτήρα σκυροδέματος κόμβου δοκού-υποστυλώματος (πλαισιωτά συστήματα και συστήματα τοιχωμάτων)
- έλεγχος αστοχίας λόγω διάτμησης πλάστιμων τοιχωμάτων (συστήματα τοιχωμάτων)
- έλεγχος υπέρβασης ορίου απαίτησης δισδιαγώνιου οπλισμού (πλαισιωτά συστήματα και συστήματα τοιχωμάτων): Δεν καθιστά αναγκαία την αλλαγή διαστάσεων, όπως οι προηγούμενοι έλεγχοι, παρά μόνο αν ο μελετητής επιθυμεί για κατασκευαστικούς λόγους την αποφυγή αυτού του είδους οπλισμού.

➤ *Απαιτείται μεγαλύτερο κόστος κατασκευής στην ΚΠΥ:* Σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις κατασκευών παρατηρήθηκε αύξηση του κόστους του φέροντος οργανισμού της κατασκευής για μετάβαση από ΚΠΜ σε ΚΠΥ, όπως αυτό υπολογίστηκε με βάση τις προμετρούμενες ποσότητες βάρους οπλισμού και όγκου σκυροδέματος πλακών, δοκών και υποστυλωμάτων. Υπενθυμίζεται ότι ως τελικές διαστάσεις κάθε εξεταζόμενης κατασκευής λήφθηκαν αυτές που ελαχιστοποιούν το ανωτέρω κόστος φ.ο.. Οι σχετικές διαφορές κόστους για τις 18 περιπτώσεις κυμαίνονται από 2.5% έως 11.66% με μέσο όρο 7.65%. Βέβαια, αξίζει να σημειωθεί ότι έχει δειχθεί από παρόμοιες εργασίες ότι το κόστος φέροντος οργανισμού αντιπροσωπεύει μόλις το 1/3 του τελικού κατασκευαστικού κόστους, με τα υπόλοιπα 2/3 να είναι περίπου ίσα για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας, οπότε είναι εύκολα κατανοητό ότι η παρατηρούμενη αυτή σχετική διαφορά εν τέλει αμβλύνεται.

Από την εξέταση της επιρροής των επιμέρους παραμέτρων προς διερεύνηση, προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- *επιρροή αριθμού ορόφων* (βλέπε και διαγράμματα ενότητας 4.5.2): Φαίνεται η σχετική διαφορά κόστους να αυξάνεται με την αύξηση του αριθμού των ορόφων, τόσο για το σύνολο των κατασκευών, όσο και για τις πλαισιωτές και «τοιχωματικές» χωριστά. Μάλιστα, στις τελευταίες παρατηρούνται μικρότερες σχετικές διαφορές για τα τριώροφα και εξάωροφα κτίρια, κάτι που αποδίδεται στην ελαφρώς τροποποιημένη διαδικασία διαστασιολόγησης που ακολουθήθηκε για αυτές (σταθερές διαστάσεις τοιχωμάτων).
- *επιρροή αριθμού ανοιγμάτων* (βλέπε και διαγράμματα ενότητας 4.5.3): Δεν παρατηρείται κάποια αξιοσημείωτη διαφορά στη σχετική διαφορά κόστους με τη μεταβολή του αριθμού ανοιγμάτων.
- *επιρροή μήκους ανοιγμάτων* (βλέπε και διαγράμματα ενότητας 4.5.4): Παρατηρείται μία μικρή μόνο αύξηση (1%) της σχετικής διαφοράς κόστους για θεώρηση μήκους ανοίγματος 8m έναντι 6m, δε θεωρείται όμως αξιοσημείωτη και

προτείνεται η λήψη ενός μεγαλύτερου δείγματος κατασκευών για ασφαλέστερα συμπεράσματα.

➤ *Απαιτούνται μεγαλύτερες ποσότητες οπλισμού και σκυροδέματος στην ΚΠΥ:* Από τους πίνακες και τα διαγράμματα της ενότητας 4.6, είναι εμφανές ότι για ΚΠΥ απαιτούνται σημαντικά μεγαλύτερες ποσότητες των δύο χρησιμοποιούμενων υλικών (μ.ο. σχετικών διαφορών: 6.44% για το σκυρόδεμα και 10.25% για τον οπλισμό), κάτι που αποτυπώνεται άλλωστε και στο κόστος της κατασκευής. Ωστόσο, κατά την εξέταση της επιρροής των επιμέρους παραμέτρων προς διερεύνηση διαπιστώθηκαν πολλές αντιφατικές τάσεις και προβληματικά σημεία που καθιστούν την εξαγωγή ασφαλών και μετρήσιμων συμπερασμάτων μάλλον αβέβαιη. Για την αναλυτική περιγραφή των τάσεων αυτών συνίσταται στον αναγνώστη να ανατρέξει στην υποενότητα 4.6.5. Ως κύρια αιτία για την αδυναμία εξαγωγής ορθών κρίσεων θεωρείται η διαδικασία διαστασιολόγησης που ακολουθήθηκε, καθώς στα πλαίσια εντοπισμού της φθηνότερης κάθε φορά κατασκευής (μικρότερο κόστος φ.ο.) σε άλλες περιπτώσεις επιλέχθηκαν διατομές μεγάλες με λιγότερο οπλισμό και σε άλλες διατομές μικρές με περισσότερο οπλισμό. Πιστεύεται πως η διαστασιολόγηση με κριτήριο π.χ. την ελαχιστοποίηση των διατομών των δομικών μελών ή την ελαχιστοποίηση του χρησιμοποιούμενου οπλισμού ή ακόμα και τη θεώρηση σταθερών διατομών για ΚΠΜ-ΚΠΥ θα μπορέσει να δώσει ασφαλέστερες απαντήσεις στο πως μεταβάλλονται οι ποσότητες των υλικών για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας.

➤ *Ο ακριβότερος όροφος των κατασκευών εντοπίζεται κοντά στη βάση:* Για τις τριώροφες κατασκευές ΚΠΜ ως ακριβότερος προκύπτει ο 1^{ος} όροφος, ενώ για όλες τις υπόλοιπες (με ελάχιστες εξαιρέσεις) ο 2^{ος}. Παρατηρούμε, επομένως, ότι σε όλες τις κατασκευές (ΚΠΜ και ΚΠΥ) ακριβότεροι είναι οι κατώτεροι όροφοι, κάτι αναμενόμενο λόγω μεγαλύτερων εντατικών μεγεθών σε αυτούς.

➤ *Είναι καθοριστικότερη η συμβολή των υποστυλωμάτων στην αύξηση του συνολικού κόστους φ.ο. για ΚΠΥ:* Από τον Πίνακα 4.34, όπου εξετάζεται η διαφοροποίηση (για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας) του κόστους ανά δομικό στοιχείο και η επιρροή αυτής στη διαφοροποίηση του συνολικού κόστους φ.ο., προκύπτει το συμπέρασμα (και ποσοτικά πια) ότι τα υποστυλώματα είναι ο κύριος παράγοντας αύξησης του κόστους για ΚΠΥ. Συγκεκριμένα, η σχετική διαφορά κόστους δοκών (ΚΠΜ→ΚΠΥ) κυμαίνεται από -5.76% έως 20.05% (η ύπαρξη αρνητικής τιμής εξηγείται στην επόμενη παράγραφο) με μ.ο. 6.53%, έχοντας κατά μ.ο. συμβολή στη διαμόρφωση της συνολικής διαφοράς κόστους 13.38%. Αντίστοιχα, η σχετική διαφορά κόστους υποστυλωμάτων (ΚΠΜ→ΚΠΥ) κυμαίνεται από 24.70% έως 64.48% με μ.ο. 41.68%, έχοντας κατά μ.ο. συμβολή στη διαμόρφωση της συνολικής διαφοράς κόστους 86.82%. Μάλιστα, σημειώνεται ότι οι σχετικές διαφορές κόστους των δομικών μελών λαμβάνουν μεγαλύτερες τιμές στους ανώτερους ορόφους.

➤ *Παρατηρείται μία τάση για μείωση του ποσοστού του διαμήκους και αύξηση του ποσοστού του εγκάρσιου οπλισμού:* Η τάση αυτή εξετάζεται ενδεικτικά (βλέπε 4.7.3) για μία εξεταζόμενη περίπτωση (α/α:2), όπου σημειώνεται μείωση του διαμήκους και αύξηση του εγκάρσιου οπλισμού τόσο στις δοκούς, όσο και (εντονότερα) στα

υποστυλώματα και έχει ως αποτέλεσμα τη μεταβολή της αναλογίας διαμήκους/εγκάρσιου οπλισμού από 81.2%-18.8% σε ΚΠΜ σε 58%-42% σε ΚΠΥ. Η εν λόγω εντοπιζόμενη διαφοροποίηση αποδίδεται κυρίως στις αυστηρότερες διατάξεις περίσφιγξης, ενώ φαίνεται να επιβεβαιώνεται και από πλήθος ερευνητικών εργασιών με παρόμοια θεματολογία.

8.3 Αποτίμηση Συμπεριφοράς σε Σεισμούς

Τα συγκριτικά συμπεράσματα αναφορικά με τη συμπεριφορά των κατασκευών σε σεισμικές διεγέρσεις έχουν εξαχθεί από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων των ανελαστικών στατικών και δυναμικών αναλύσεων που διενεργήθηκαν στο Sap2000 (όπως παρατίθενται στο Κεφάλαιο 7) και παρουσιάζονται συνοπτικά παρακάτω. Υπενθυμίζεται ότι για το κομμάτι αυτό της εργασίας έχουν επιλεγθεί προς εξέταση μόνο δύο περιπτώσεις (συνολικά τέσσερις φορείς) και συγκεκριμένα αυτές με a/a_1 :1(1α & 1β) και a/a_1 :13(13α & 13β), που αντιπροσωπεύουν τριώροφες και εννιαώροφες αντίστοιχα κατασκευές με ίδια τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά τους.

➤ *Οι κατασκευές ΚΠΜ-ΚΠΥ παρουσιάζουν περίπου ίδια αντοχή τέμνουσας βάσης:* Στις τριώροφες κατασκευές παρατηρούμε ότι η καμπύλη ικανότητας για ΚΠΥ βρίσκεται εξ ολοκλήρου πάνω από την αντίστοιχη καμπύλη για ΚΠΜ, ενώ στις εννιαώροφες η τάση αυτή ισχύει για ένα αρχικό διάστημα (λόγω μεγαλύτερης ελαστικής δυσκαμψίας) και έπειτα η καμπύλη ικανότητας για ΚΠΥ βρίσκεται χαμηλότερα από αυτή για ΚΠΜ. Και στις δύο περιπτώσεις, δε φαίνεται να υπάρχουν σημαντικές διαφορές στη μέγιστη τέμνουσα βάσης, γεγονός αξιοπερίεργο αν αναλογιστεί κανείς τις σημαντικά χαμηλότερες σεισμικές δυνάμεις για τις οποίες έχουν σχεδιαστεί οι κατασκευές ΚΠΥ, μέσω της υιοθέτησης υψηλότερου συντελεστή συμπεριφοράς q . Εικάζεται ότι το παραπάνω αποτέλεσμα προκύπτει από την επίτευξη υψηλότερων υπεραντοχών στις κατασκευές ΚΠΥ, λόγω των αυστηρότερων κατασκευαστικών διατάξεων και του απαιτητικότερου ικανοτικού σχεδιασμού.

➤ *Οι κατασκευές ΚΠΥ φαίνεται να διαθέτουν μεγαλύτερη πλαστιμότητα:* Από τη μορφή των καμπυλών αντίστασης είναι εμφανής η τάση των κατασκευών ΚΠΥ (τριώροφων και εννιαώροφων) να φτάνουν σε μεγαλύτερες μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου (σε σχέση και με τη μετακίνηση διαρροής) συγκριτικά με τις κατασκευές ΚΠΜ. Η παραπάνω διαπίστωση είναι αναμενόμενη, αφού αυτός ακριβώς είναι και ο στόχος της υιοθέτησης της ΚΠΥ στο σχεδιασμό ενός νέου κτιρίου.

➤ *Ο πραγματικός λόγος υπεραντοχής a_u/a_1 είναι μεγαλύτερος από τον υποτιθέμενο στο σχεδιασμό και μάλιστα φαίνεται να αυξάνεται για τις κατασκευές ΚΠΥ:* Πράγματι, από τις καμπύλες ικανότητας των κατασκευών προκύπτουν για τις τριώροφες $a_u/a_{1ΚΠΜ} = 1.569 < 1.989 = a_u/a_{1ΚΠΥ}$, για τις εννιαώροφες $a_u/a_{1ΚΠΜ} = 1.483 < 1.628 = a_u/a_{1ΚΠΥ}$, ενώ κατά το σχεδιασμό έχει ληφθεί $a_u/a_1 = 1.3$. Άρα, οι κατασκευές έχουν μεγαλύτερα περιθώρια υπεραντοχής από αυτά που υποτέθηκαν κατά το σχεδιασμό.

➤ *Η σειρά και οι θέσεις εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων είναι οι αναμενόμενες. Παρατηρείται, ωστόσο, μία αύξηση βλαβών στις κατασκευές ΚΠΥ:*

Πράγματι, σε όλες τις περιπτώσεις επαληθεύονται σε μεγάλο βαθμό οι αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού («ισχυρό υποστυλώμα-ασθενής δοκός»), δείγμα επιτυχημένου σχεδιασμού, ενώ οι βλάβες (πλαστικές αρθρώσεις) είναι κατανεμημένες σε έναν επαρκώς μεγάλο αριθμό φερόντων στοιχείων. Η μόνη παρατηρούμενη διαφορά μπορεί να εντοπιστεί στον αριθμό των σχηματιζόμενων πλαστικών αρθρώσεων, καθώς και στο μέγεθος παραμόρφωσης (στροφής) τους, όταν εξετάζονται οι κατασκευές των δύο κατηγοριών πλαστιμότητας σε παρόμοιες φάσεις (στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής» του πλέον καταπονούμενου υποστυλώματος).

➤ *Δεν παρουσιάζονται αξιοσημείωτες διαφορές στη γενική συμπεριφορά των κατασκευών ΚΠΜ και ΚΠΥ για ίδιες διεγέρσεις βάσης.* Η διαπίστωση αυτή ισχύει τόσο για σεισμούς που απαιτούν την ελαστική απόκριση των κατασκευών, όσο και για σεισμούς που τις ωθούν σε ανελαστική συμπεριφορά. Οι μετακινήσεις (και οι απαιτούμενες πλαστιμότητες μετακινήσεων) λαμβάνουν παρόμοιες τιμές, ενώ σε ότι έχει να κάνει με την τέμνουσα βάσης φαίνεται να ισχύουν (ποιοτικά τουλάχιστον) οι διαφορές που εμφανίζουν οι καμπύλες ικανότητας (μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης στα τριώροφα ΚΠΥ και στα εννιαώροφα ΚΠΜ). Και σε τοπικό επίπεδο, μέσω της εξέτασης των αναπτυσσόμενων πλαστιμοτήτων γωνιών στροφής των πλέον καταπονούμενων υποστυλωμάτων, παρατηρούνται πολλές ομοιότητες στην ανελαστική απόκριση των κατασκευών. Σημειώνεται, βέβαια, πώς σε δύο περιπτώσεις σεισμών με «μέγεθος» (όπως αυτό εκφράζεται μέσω του q_s) μεγαλύτερο ή ίσο του σεισμού σχεδιασμού παρατηρείται υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας «προστασία ζωής» για τα εξεταζόμενα υποστυλώματα, οπότε αναμένεται η εμφάνιση σημαντικών ζημιών.

8.4 Επίλογος

Στην παρούσα εργασία και μέσα από την εξέταση κάποιων παραδειγμάτων πρότυπων κατασκευών Ω.Σ. εξάχθηκαν κάποια σημαντικά συμπεράσματα σχετικά με τις διαφορές των δύο κατηγοριών πλαστιμότητας, σε επίπεδο οικονομικό και συμπεριφοράς κατασκευής σε σεισμικές διεγέρσεις. Πριν, ωστόσο, την υιοθέτηση στο σχεδιασμό της μίας κατηγορίας έναντι της άλλης πρέπει να συνεκτιμηθούν και άλλοι παράγοντες, που πιθανόν να παίξουν καθοριστικό ρόλο στην τελική απόφαση. Για παράδειγμα: α) το κόστος της πιθανής αποκατάστασης των βλαβών των δομικών στοιχείων μετά από ένα ισχυρό σεισμό ενδέχεται να κρίνει ως απαγορευτικό ένα σχεδιασμό που να προβλέπει μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις-ζημιές, β) οι δυσκολίες στη διαμόρφωση των απαιτητικών κατασκευαστικών λεπτομερειών ή οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις για μικρά υποστυλώματα ίσως αποτελέσουν αποτρεπτικό παράγοντα στην επιλογή ΚΠΥ. Τα παραπάνω, βέβαια, δεν αναιρούν την ανάγκη για περαιτέρω διερεύνηση των ομοιοτήτων και διαφορών των ΚΠΜ-ΚΠΥ, ώστε να διαμορφωθεί μία πληρέστερη εικόνα των οφελών που απορρέουν από την επιλογής της μίας έναντι της άλλης. Προς αυτήν την κατεύθυνση κρίνεται ότι καθοριστικό ρόλο θα μπορούσε να διαδραματίσει η εξέταση κατασκευών τόσο με διαφορετικά χαρακτηριστικά προς αυτά της παρούσας εργασίας (π.χ. μη-κανονικά σε κάτοψη ή/και καθ' ύψος κτίρια, κτίρια με διαφορετικό στατικό σύστημα ή με διαφορετικές ποιότητες υλικών κλπ), όσο και μελετημένων με διαφορετικές παραδοχές αντισεισμικού

σχεδιασμού (π.χ. ζώνη Z3, κατηγορία σπουδαιότητας III, συντελεστής συμπεριφοράς q μικρότερος του μέγιστου επιτρεπτού).

Βιβλιογραφικές Αναφορές

Βιβλία-Διδακτικές Σημειώσεις

- [1] Chopra A.K. (2007), «Δυναμική των κατασκευών: Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική», Εκδόσεις Γκιούρδας, Αθήνα.
- [2] Παπαδρακάκης Μ. (2013), «Μαθήματα Στατικής V: Πλαστική Ανάλυση Ραβδωτών Φορέων, Σύγχρονες Μέθοδοι», Εκδόσεις Τσότρας, Αθήνα.
- [3] Κίρτας Ε.-Παναγόπουλος Γ. (2015) «Προσομοίωση Κατασκευών σε Προγράμματα Ηλεκτρονικού Υπολογιστή: Εφαρμογές με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Sap2000», Σέρρες.
- [4] Ψυχάρης Ι. (2016), «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας: Τεύχος 1», Αθήνα.
- [5] Ψυχάρης Ι. (2015), «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας: Τεύχος 2», Αθήνα.
- [6] Γιαννόπουλος Π., «Πλαστιμότητα Κατασκευών από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα», σημειώσεις.
- [7] Φαρδής Μ.-Κόλιας Β.- Παναγιωτάκος Τ.-Κανιτάκη Ει., Σημειώσεις για το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1998-1-1:2004-Ευρωκώδικας 8: «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών - Μέρος 1: Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για Κτίρια».
- [8] Κίρτας Ε., «Ανάλυση Κατασκευών σε Η/Υ», διδακτικές σημειώσεις.

Δημοσιεύσεις-Άρθρα

- [9] Sextos A.-Simopoulos S.-Skoulidou D. (2015), «Ductility, performance and construction cost of R/C Buildings Designed with Eurocode 8», SECED 2015 Conference: Earthquake Risk and Engineering towards a Resilient World, Cambridge UK.
- [10] Kappos A. (1998), «Influence of ductility class on the seismic reliability and cost of EC8-designed structures», 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris, France.
- [11] Carvalho E.-Coelho E.-Fardis M. (1996), «Assessment of EC8 provisions for reinforced concrete frames», 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris. France.

Κανονισμοί

- [12] CEN (2004), «Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings», EN 1998-1: 2004.
- [13] CEN (2004), Eurocode 8: «Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings», EN 1998-3:2005.
- [14] CEN (2004), «Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1-1: General rules and rules for buildings», EN 1992-1-1: 2004.
- [15] CEN (2001), «Eurocode 0: Basis of structural design», EN 1990: 2002+A1:2005.
- [16] FEMA 356, (2000) «Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings» ASCE , Washington, D.C.

Εγχειρίδια Λογισμικών

- [17] LH Λογισμική (2015), «Fespa 15: Ευρωκώδικες, ΚΑΝ.ΕΠΕ., Το επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς», Αθήνα.
- [18] LH Λογισμική (2010), «Fespa 10 (EC+NL): Οδηγός μελέτης με EC2-EC8», Αθήνα.
- [19] LH Λογισμική (2013), «Master 10EC:Ερωτήσεις και απαντήσεις προσομοίωσης & χειρισμού», Αθήνα.
- [20] CSI (2011), «CSI Analysis Reference Manual», Berkeley, California, USA.
- [21] CSI (2008), «Technical Note: Material Stress – Strain Curves».

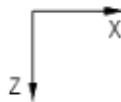
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α:

Αποτελέσματα Διαστασιολόγησης: Γεωμετρικά-Δυναμικά Χαρακτηριστικά Κατασκευών

Γενικά στοιχεία: Στο Παράρτημα Α παρουσιάζονται για κάθε εξεταζόμενη κατασκευή: οι τελικές κατόψεις του τυπικού ορόφου της, το βάρος και οι μάζες των επιμέρους επιπέδων της, οι ιδιομορφές στις δύο κύριες διευθύνσεις (κατά Fespa) x και z με τα ποσοστά της δρώσας ιδιομορφικής μάζας που τους αντιστοιχούν και οι συντεταγμένες του πόλου στροφής.

Σημειώσεις: Για την καλύτερη κατανόηση των παρατιθέμενων σχεδίων και πινάκων κρίνεται σκόπιμο να διευκρινιστούν τα εξής:

❖ Έχει ακολουθηθεί το σύστημα (καθολικών) συντεταγμένων που χρησιμοποιεί το Fespa, όπου ο κατακόρυφος άξονας είναι ο y και οι άξονες στο οριζόντιο επίπεδο είναι οι x - z , με την ακόλουθη προσήμανση (z είναι η διεύθυνση του «επιπέδου» πλαισίου που μας ενδιαφέρει):



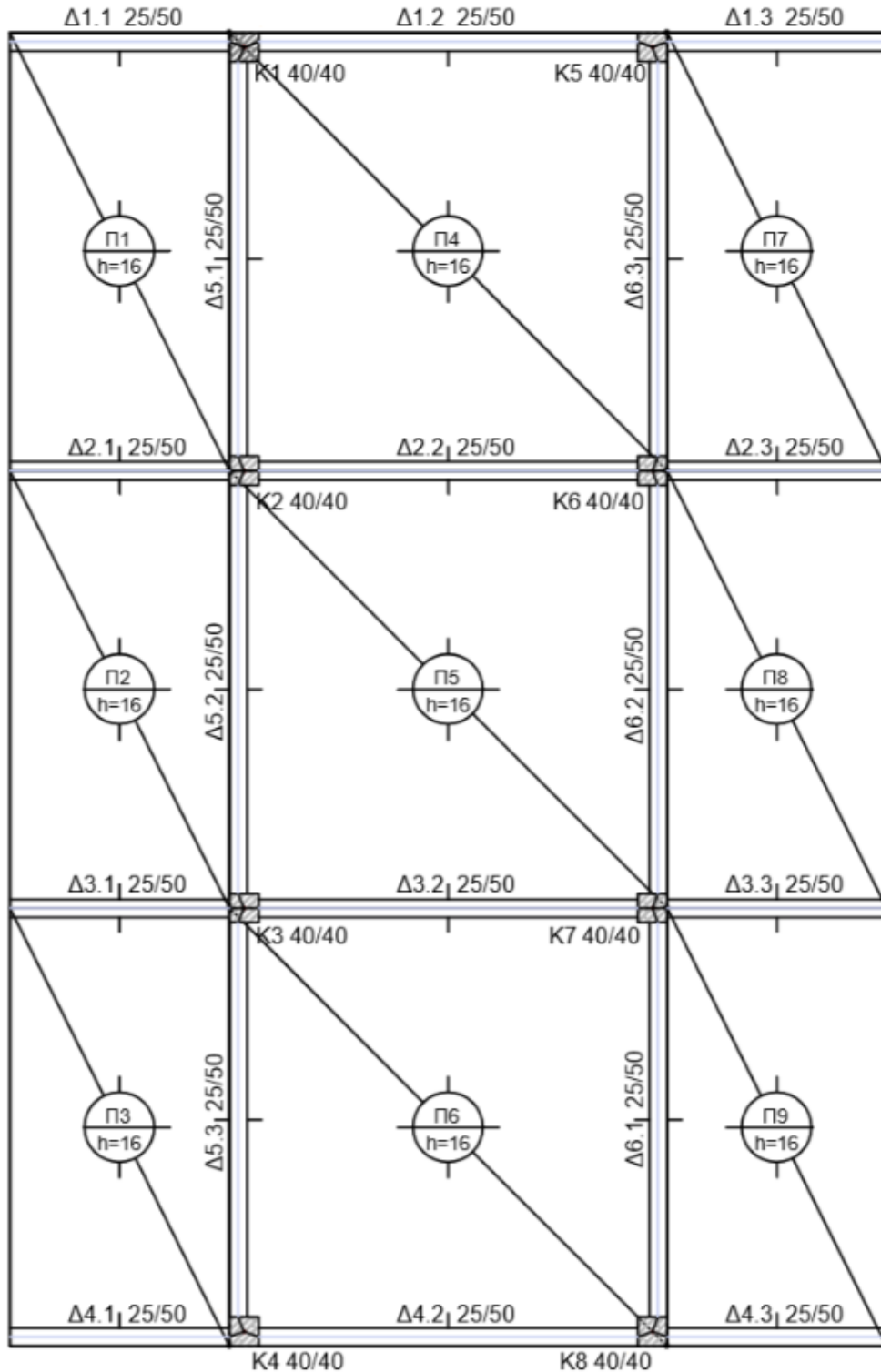
Αρχή των αξόνων είναι το άνω αριστερά άκρο (ελεύθερο άκρο της Δ1.1) και ως προς αυτό έχουν υπολογιστεί οι συντεταγμένες του πόλου στροφής. (Συντεταγμένη y είναι το ύψος του ορόφου-διαφράγματος που καθορίζει τον ελαστικό πλασματικό άξονα).

❖ Στους πίνακες των ιδιομορφών έχουν σημειωθεί κατάλληλα οι ιδιομορφές μέχρι τις οποίες θεωρείται σημαντική συνεισφορά τους στη συνολική απόκριση της κατασκευής («κριτήριο 90%» ΕΚ8 §4.3.3.1)

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής: 1α

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

<i>a/a</i>	<i>Κωδικός</i>	<i>Αριθμός Ορόφων</i>	<i>Πλήθος ανοιγμάτων</i>	<i>Στατικό σύστημα κατά z</i>	<i>Μήκος ανοίγματος (m)</i>	<i>Κ.Π.</i>
1α	3_3_πλ_6_M	3	3	πλαισιωτό	6	M



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α: 1α

- Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	4980	165
2	7	3300	165
3	10.5	1620	166

- Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	0.8531	0	0	87.546	87.546
2	0.8022	88.429	88.429	0	87.546
3	0.7939	0	88.429	0	87.546
4	0.2765	0	88.429	10.185	97.732
5	0.2663	9.551	97.98	0	97.732
6	0.2585	0	97.98	0	97.732
7	0.1695	0	97.98	2.268	100
8	0.1678	2.02	100	0	100
9	0.1593	0	100	0	100

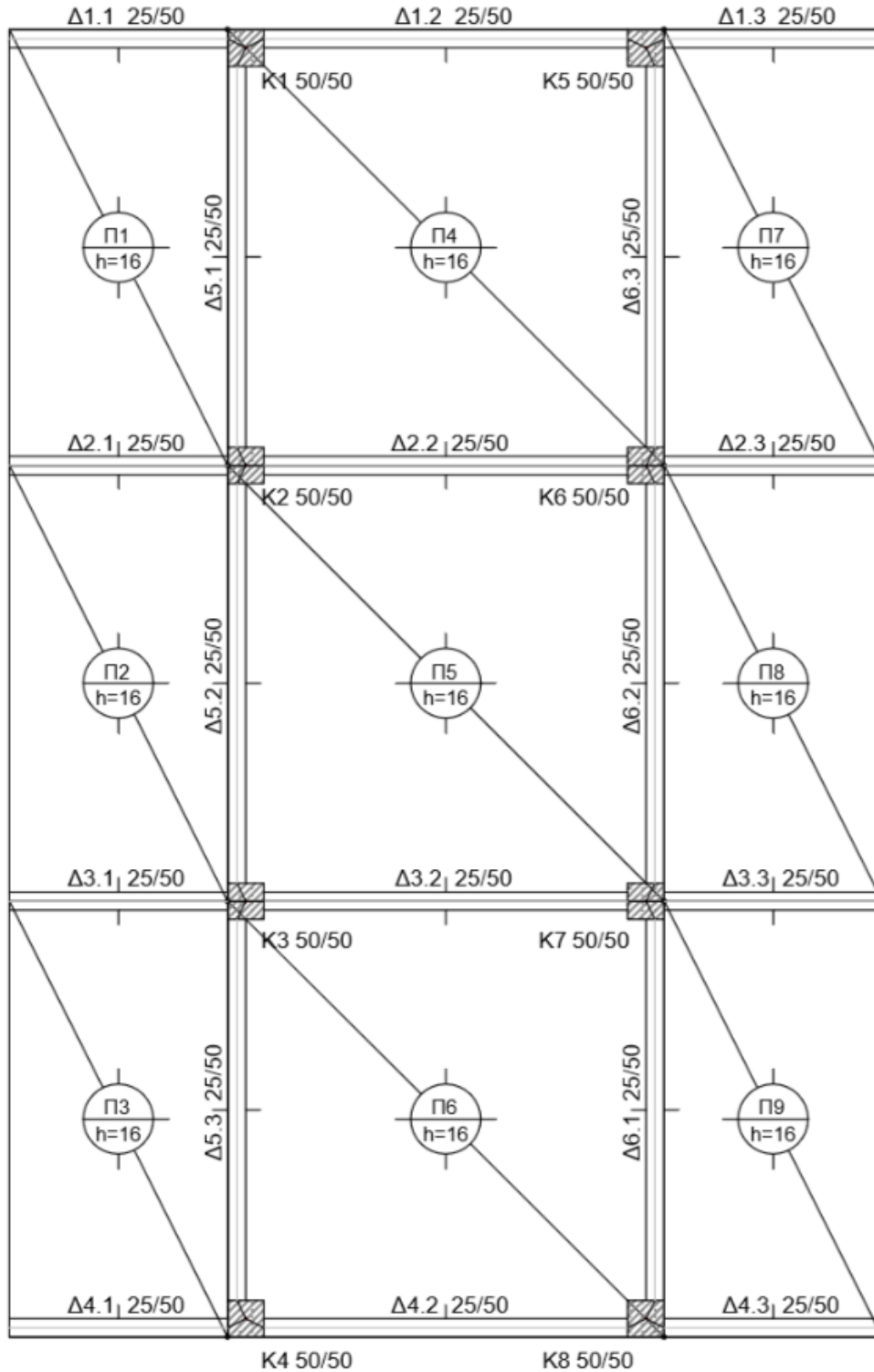
- Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	9	7

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:1β

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

<i>a/a</i>	<i>Κωδικός</i>	<i>Αριθμός Ορόφων</i>	<i>Πλήθος ανοιγμάτων</i>	<i>Στατικό σύστημα κατά z</i>	<i>Μήκος ανοίγματος (m)</i>	<i>Κ.Π.</i>
1β	3_3_πλ_6_Y	3	3	πλαισιωτό	6	Y



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α:1β

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	5120	171
2	7	3390	171
3	10.5	1650	168

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	0.669	0	0	85.25	85.25
2	0.6196	0	0	0	85.25
3	0.6101	86.45	86.45	0	85.25
4	0.2034	0	86.45	11.652	96.902
5	0.1922	10.819	97.269	0	96.902
6	0.19	0	97.269	0	96.902
7	0.1147	0	97.269	3.098	100
8	0.1131	2.731	100	0	100
9	0.1081	0	100	0	100

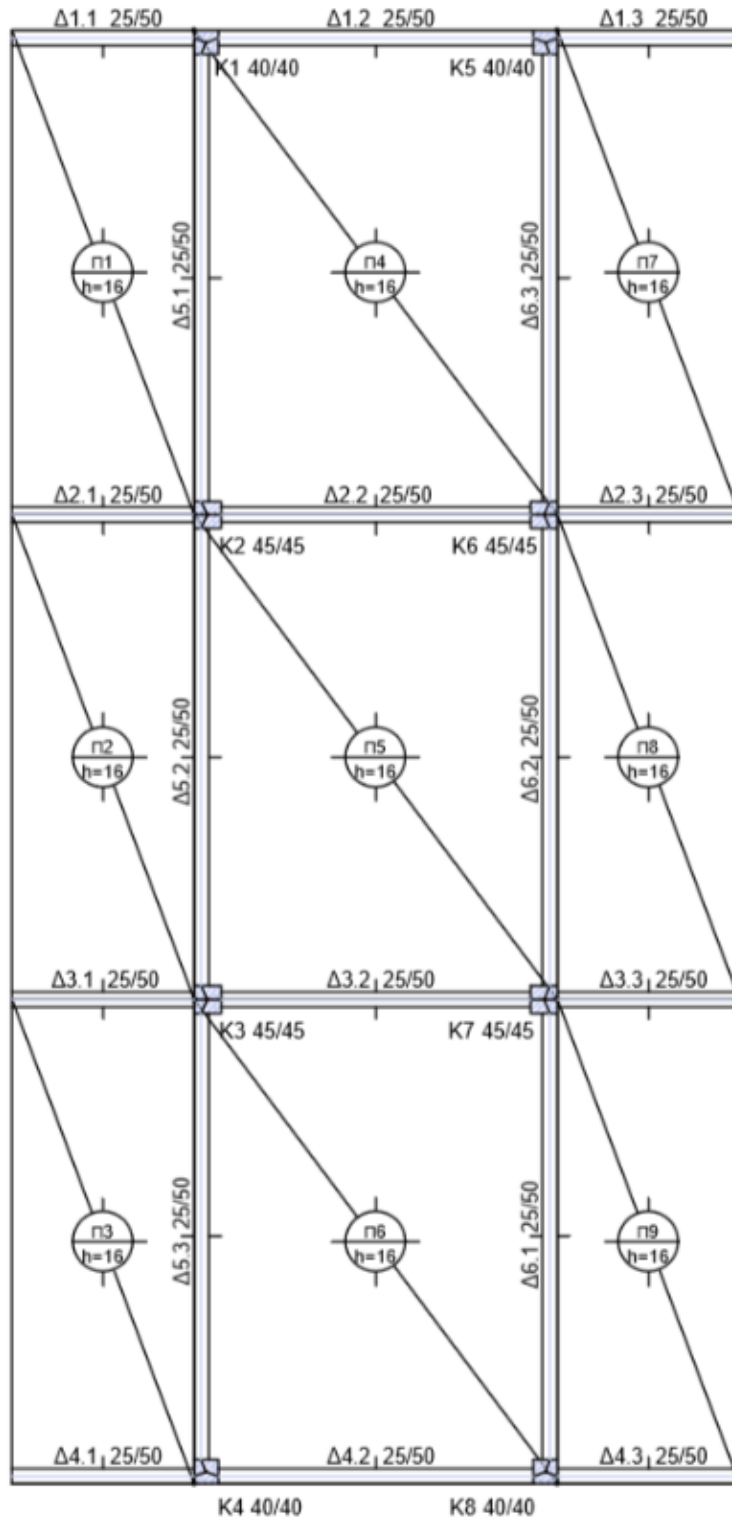
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	9	7

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:2α

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

<i>a/a</i>	<i>Κωδικός</i>	<i>Αριθμός Ορόφων</i>	<i>Πλήθος ανοιγμάτων</i>	<i>Στατικό σύστημα κατά z</i>	<i>Μήκος ανοίγματος (m)</i>	<i>Κ.Π.</i>
2α	3_3_πλ_8_M	3	3	πλαισιωτό	8	M



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α:2α

- Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	6150	203
2	7	4080	203
3	10.5	2010	205

- Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	0.8746	0	0	86.917	86.917
2	0.8467	87.407	87.407	0	86.917
3	0.8398	0	87.407	0	86.917
4	0.2783	0	87.407	10.589	97.506
5	0.2726	10.229	97.636	0	97.506
6	0.2706	0	97.636	0	97.506
7	0.1666	0	97.636	2.494	100
8	0.1657	2.364	100	0	100
9	0.1646	0	100	0	100

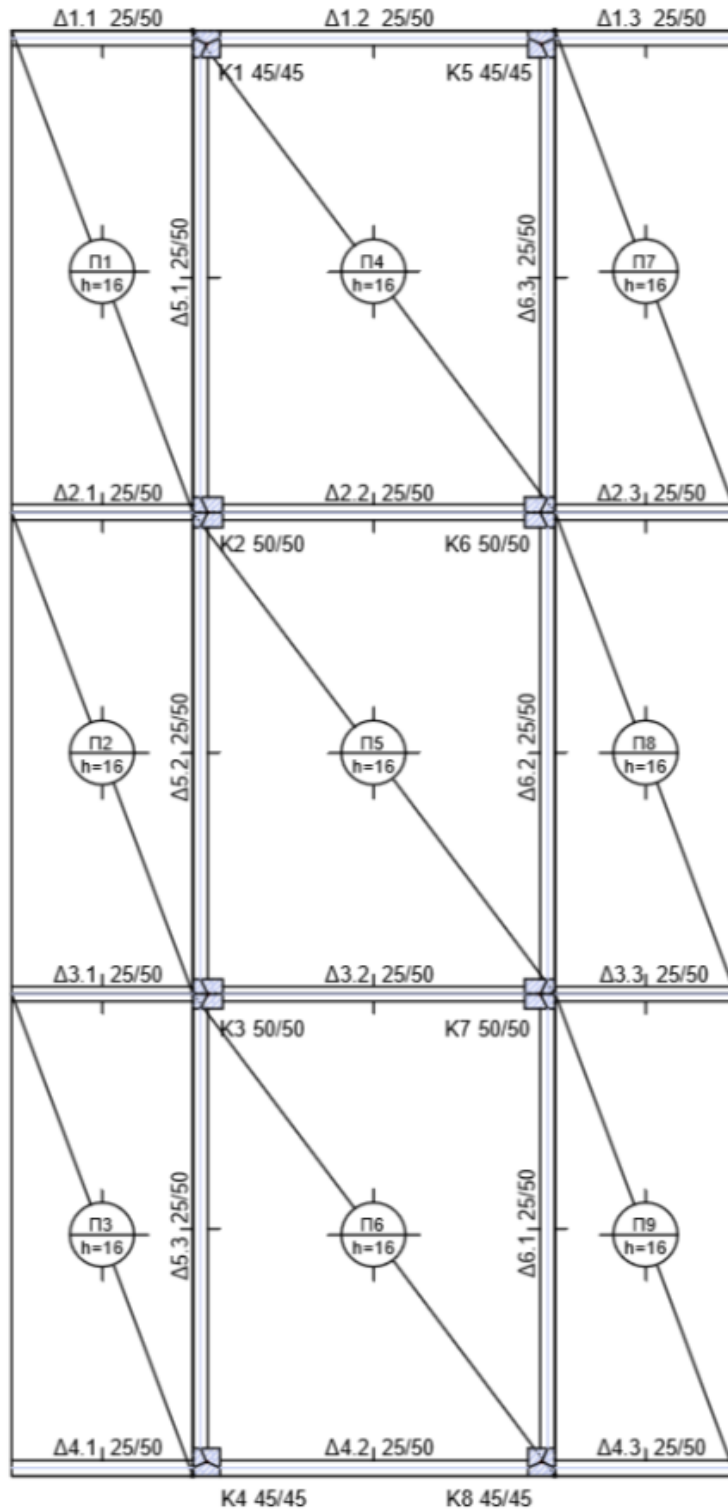
- Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	12	7

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:2β

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

<i>a/a</i>	<i>Κωδικός</i>	<i>Αριθμός Ορόφων</i>	<i>Πλήθος ανοιγμάτων</i>	<i>Στατικό σύστημα κατά z</i>	<i>Μήκος ανοίγματος (m)</i>	<i>Κ.Π.</i>
2β	3_3_πλ_8_Y	3	3	πλαισιωτό	8	Y



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α:2β

- Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	6220	206
2	7	4120	206
3	10.5	2020	206

- Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	0.7765	0	0	85.764	85.764
2	0.7499	86.269	86.269	0	85.764
3	0.7388	0	86.269	0	85.764
4	0.2391	0	86.269	11.324	97.088
5	0.234	10.953	97.223	0	97.088
6	0.2305	0	97.223	0	97.088
7	0.1372	0	97.223	2.912	100
8	0.1364	2.777	100	0	100
9	0.1344	0	100	0	100

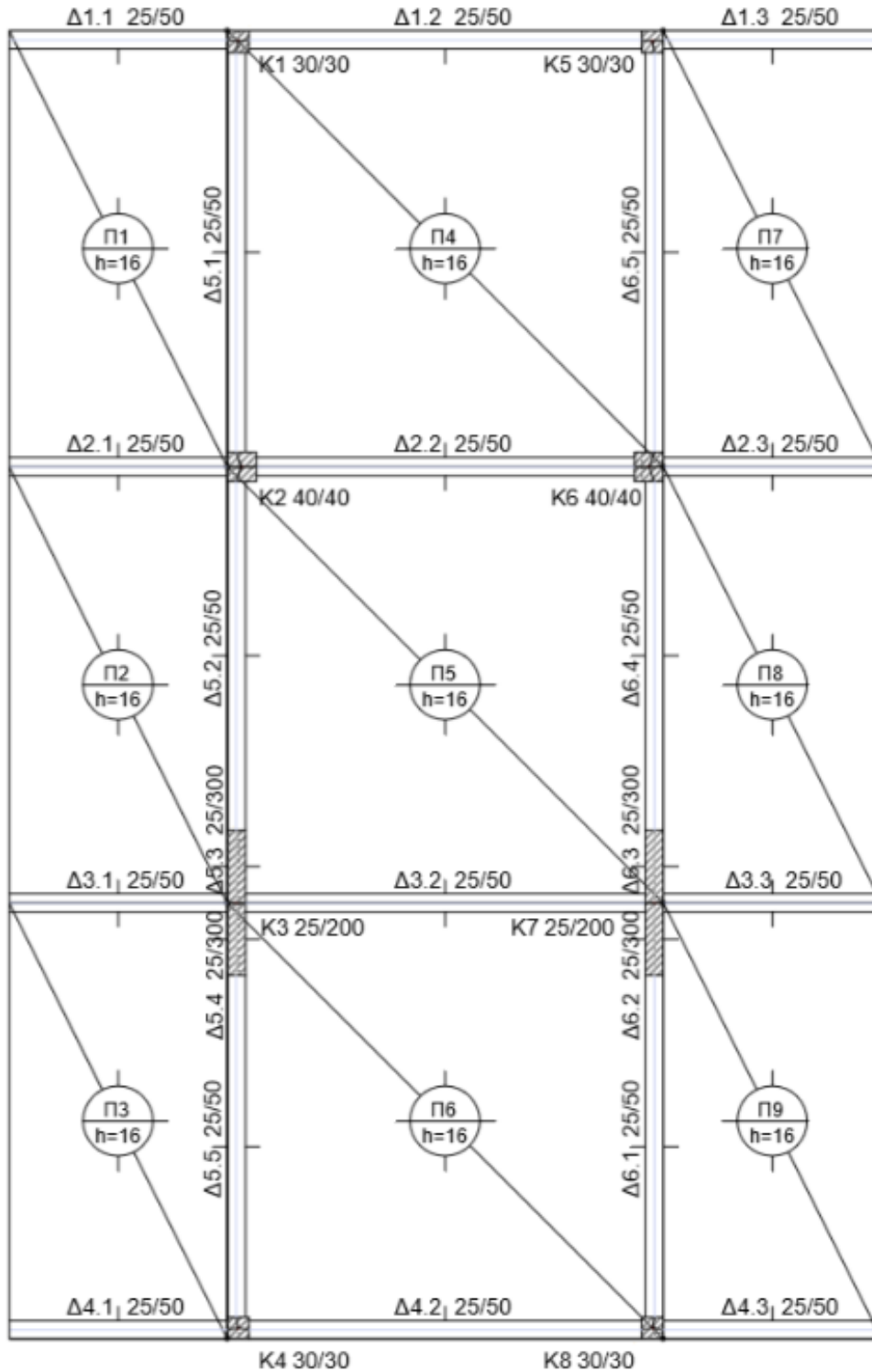
- Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	12	7

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:3α

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

α/α	Κωδικός	Αριθμός Ορόφων	Πλήθος ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα κατά z	Μήκος ανοίγματος (m)	Κ.Π.
3α	3_3_τχ_6_M	3	3	τοιχομάτων	6	M



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α:3α

- Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	5060	168
2	7	3350	168
3	10.5	1640	167

- Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	0.9869	0	0	87.94	87.94
2	0.7692	0	0	0.001	87.941
3	0.4585	77.781	77.781	0	87.941
4	0.3238	0	77.781	9.891	97.833
5	0.2181	0	77.781	0.001	97.834
6	0.2011	0	77.781	2.165	99.999
7	0.1184	0	77.781	0	100
8	0.1113	17.56	95.34	0	100
9	0.054	4.55	99.891	0	100

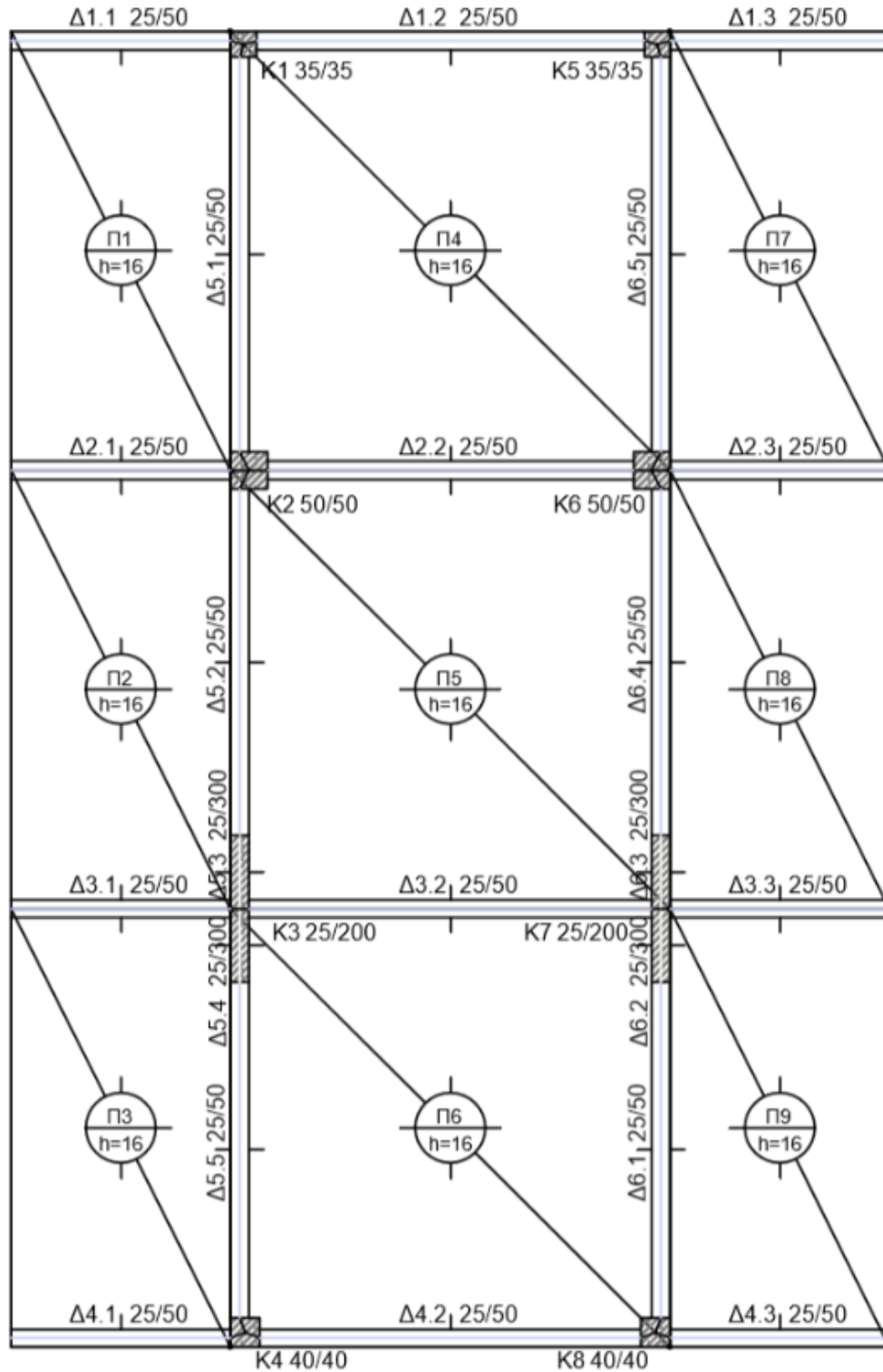
- Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	9.08	7

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:3β

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

α/α	Κωδικός	Αριθμός Ορόφων	Πλήθος ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα κατά z	Μήκος ανοίγματος (m)	Κ.Π.
3β	3_3_τχ_6_Υ	3	3	τοιχομάτων	6	Υ



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α:3β

- Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	5130	171
2	7	3390	171
3	10.5	1650	168

- Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	0.8112	0	0	86.638	86.638
2	0.6405	0	0	0.043	86.681
3	0.4102	79.046	79.046	0	86.681
4	0.2574	0	79.046	10.708	97.389
5	0.1884	0	79.046	0	97.389
6	0.153	0	79.046	2.61	99.999
7	0.1055	16.5	95.546	0	99.999
8	0.1051	0	95.546	0	100
9	0.0527	4.348	99.895	0	100

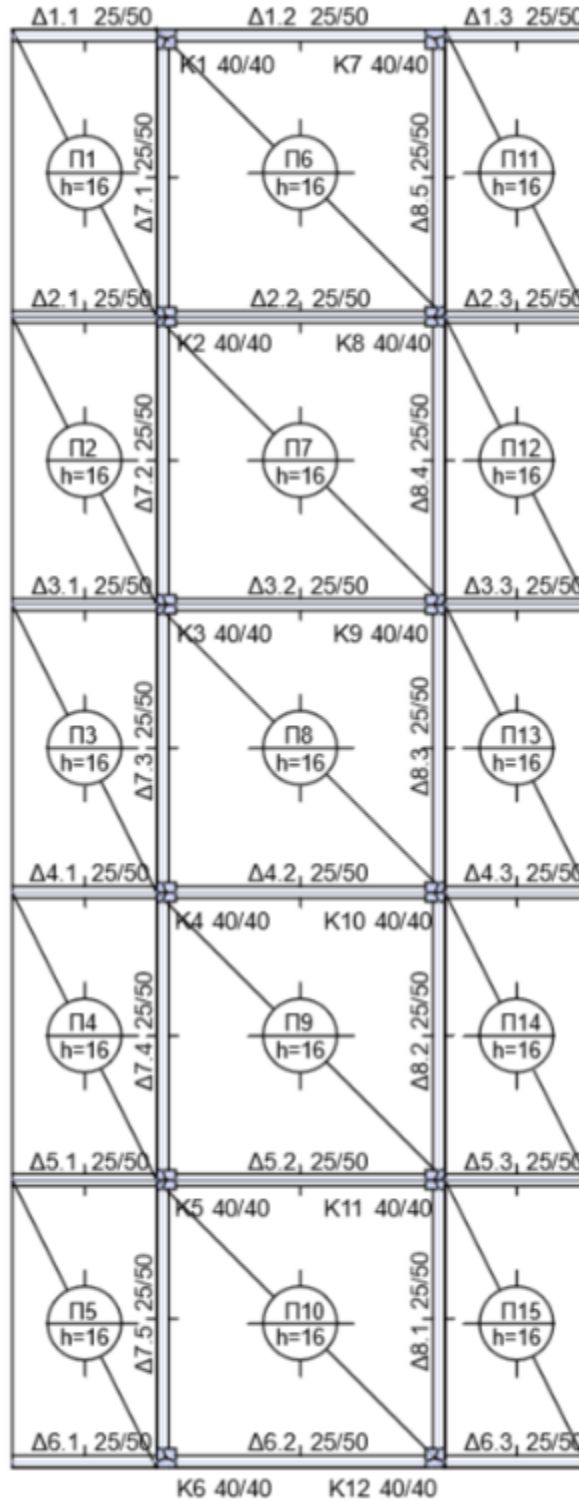
- Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	9.13	7

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:4α

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

α/α	Κωδικός	Αριθμός Ορόφων	Πλήθος ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα κατά z	Μήκος ανοίγματος (m)	Κ.Π.
4α	3_5_πλ_6_M	3	5	πλαισιωτό	6	M



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α:4α

- Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	8100	268
2	7	5370	268
3	10.5	2650	270

- Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	0.8839	0	0	87.609	87.609
2	0.8198	88.686	88.686	0	87.609
3	0.8193	0	88.686	0	87.609
4	0.2869	0	88.686	10.146	97.755
5	0.2737	9.381	98.067	0	97.755
6	0.2662	0	98.067	0	97.755
7	0.1762	0	98.067	2.245	100
8	0.174	1.933	100	0	100
9	0.1637	0	100	0	100

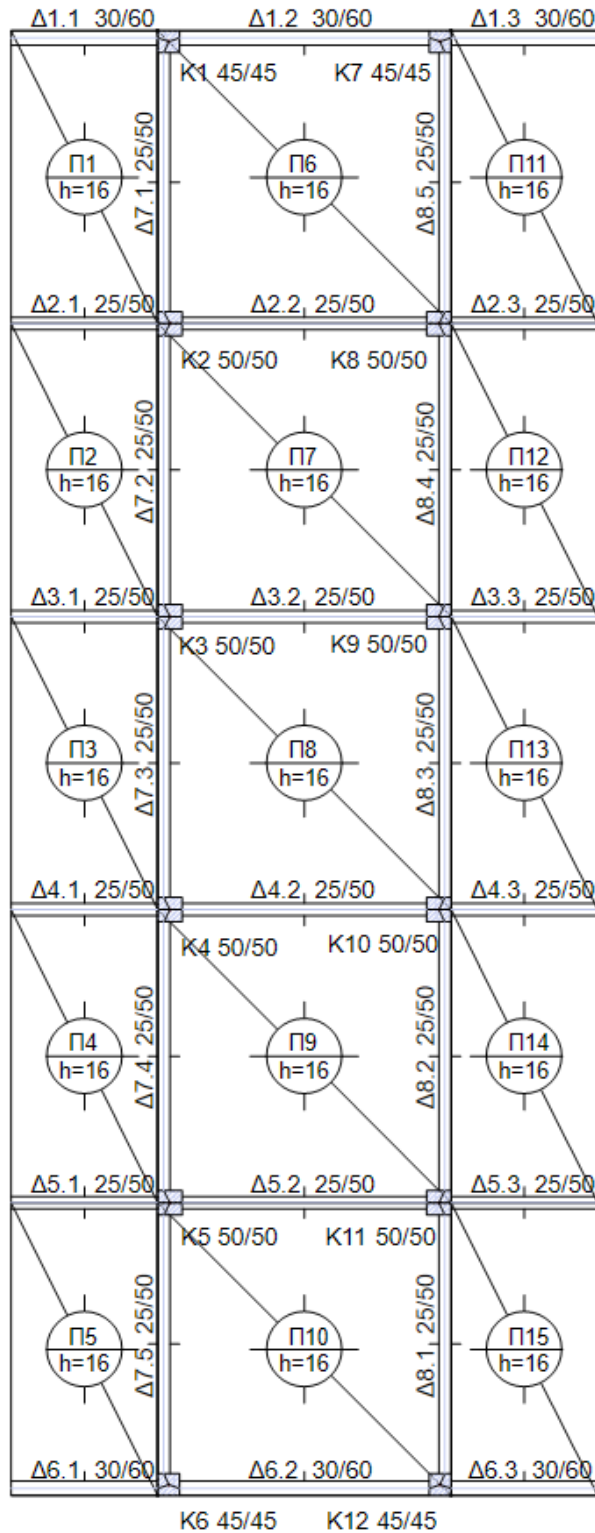
- Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	15	7

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:4β

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

α/α	Κωδικός	Αριθμός Ορόφων	Πλήθος ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα κατά z	Μήκος ανοίγματος (m)	Κ.Π.
4β	3_5_πλ_6_Y	3	5	πλαισιωτό	6	Y



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α:4β

- Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	8370	278
2	7	5540	278
3	10.5	2710	276

- Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	0.687	0	0	86.18	86.18
2	0.6387	87.167	87.167	0	86.18
3	0.6382	0	87.167	0	86.18
4	0.2148	0	87.167	11.045	97.225
5	0.2053	0	87.167	0	97.225
6	0.2047	10.384	97.551	0	97.225
7	0.1252	0	97.551	2.775	100
8	0.1241	0	97.551	0	100
9	0.1236	2.449	100	0	100

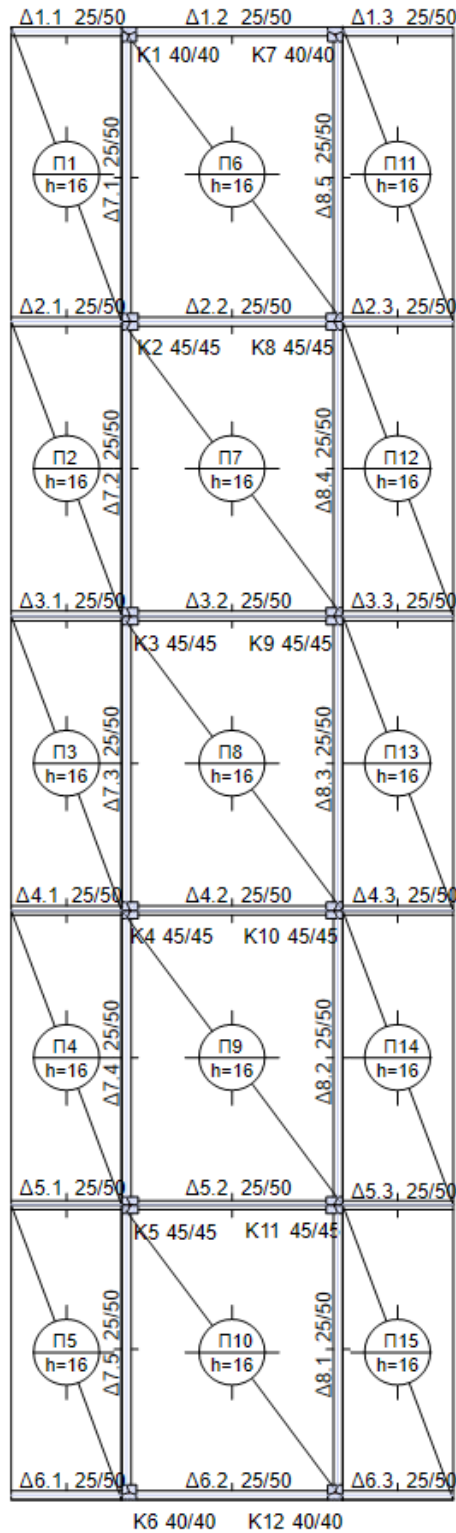
- Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	15	7

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:5α

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

α/α	Κωδικός	Αριθμός Ορόφων	Πλήθος ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα κατά z	Μήκος ανοίγματος (m)	Κ.Π.
5α	3_5_πλ_8_M	3	5	πλαισιωτό	8	M



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α:5α

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	10100	332
2	7	6680	332
3	10.5	3290	336

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	0.8883	0	0	86.809	86.809
2	0.8555	0	0	0	86.809
3	0.8471	87.493	87.493	0	86.809
4	0.2816	0	87.493	10.66	97.469
5	0.274	0	87.493	0	97.469
6	0.2733	10.172	97.665	0	97.469
7	0.1679	0	97.665	2.531	100
8	0.1666	2.335	100	0	100
9	0.1654	0	100	0	100

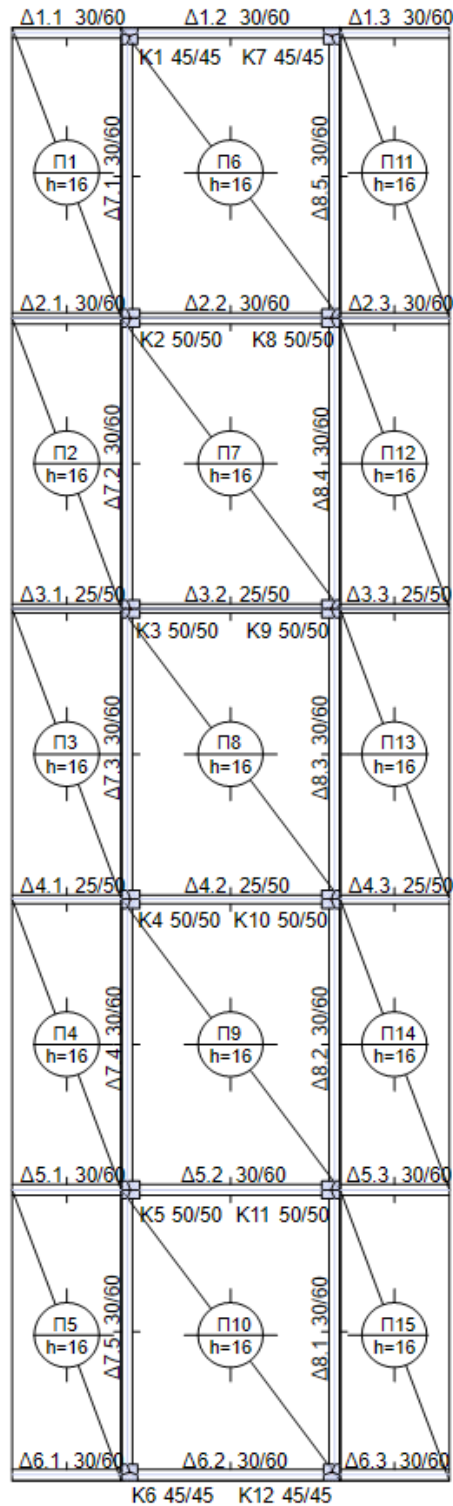
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	20	7

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:5β

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

α/α	Κωδικός	Αριθμός Ορόφων	Πλήθος ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα κατά z	Μήκος ανοίγματος (m)	Κ.Π.
5β	3_5_πλ_8_Y	3	5	πλαισιωτό	8	Υ



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α:5β

- Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	10600	352
2	7	7050	352
3	10.5	3460	353

- Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	0.7328	0	0	86.851	86.851
2	0.6775	0	0	0	86.851
3	0.6687	88.125	88.125	0	86.851
4	0.2334	0	88.125	10.63	97.482
5	0.2206	0	88.125	0	97.482
6	0.2198	9.763	97.889	0	97.482
7	0.1395	0	97.889	2.518	100
8	0.1371	2.111	100	0	100
9	0.1359	0	100	0	100

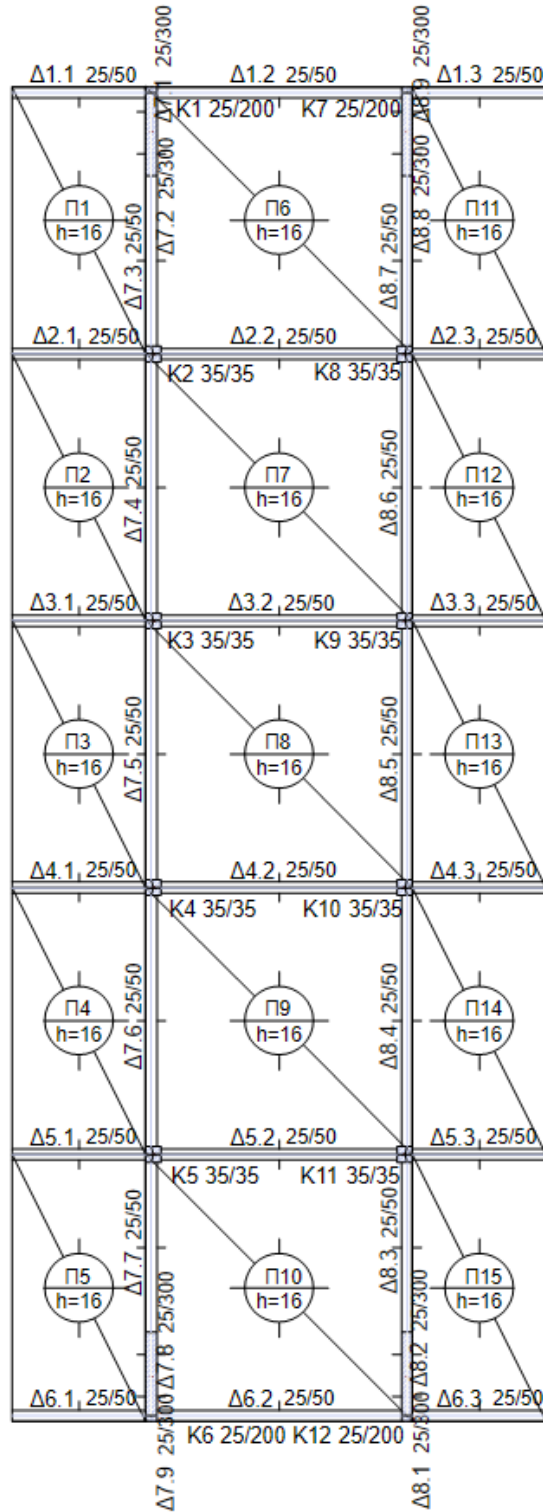
- Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	20	7

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:6α

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

<i>a/a</i>	<i>Κωδικός</i>	<i>Αριθμός Ορόφων</i>	<i>Πλήθος ανοιγμάτων</i>	<i>Στατικό σύστημα κατά z</i>	<i>Μήκος ανοίγματος (m)</i>	<i>Κ.Π.</i>
6α	3_5_τχ_6_M	3	5	τοιχομάτων	6	M



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α:6α

- Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	8310	276
2	7	5500	276
3	10.5	2680	274

- Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.0039	0	0	87.594	87.594
2	0.7818	0	0	0	87.594
3	0.4657	76.484	76.484	0	87.594
4	0.3268	0	76.484	10.096	97.69
5	0.2329	0	76.484	0	97.69
6	0.2006	0	76.484	2.309	100
7	0.1333	0	76.484	0	100
8	0.1066	18.683	95.167	0	100
9	0.0334	0	95.167	0	100

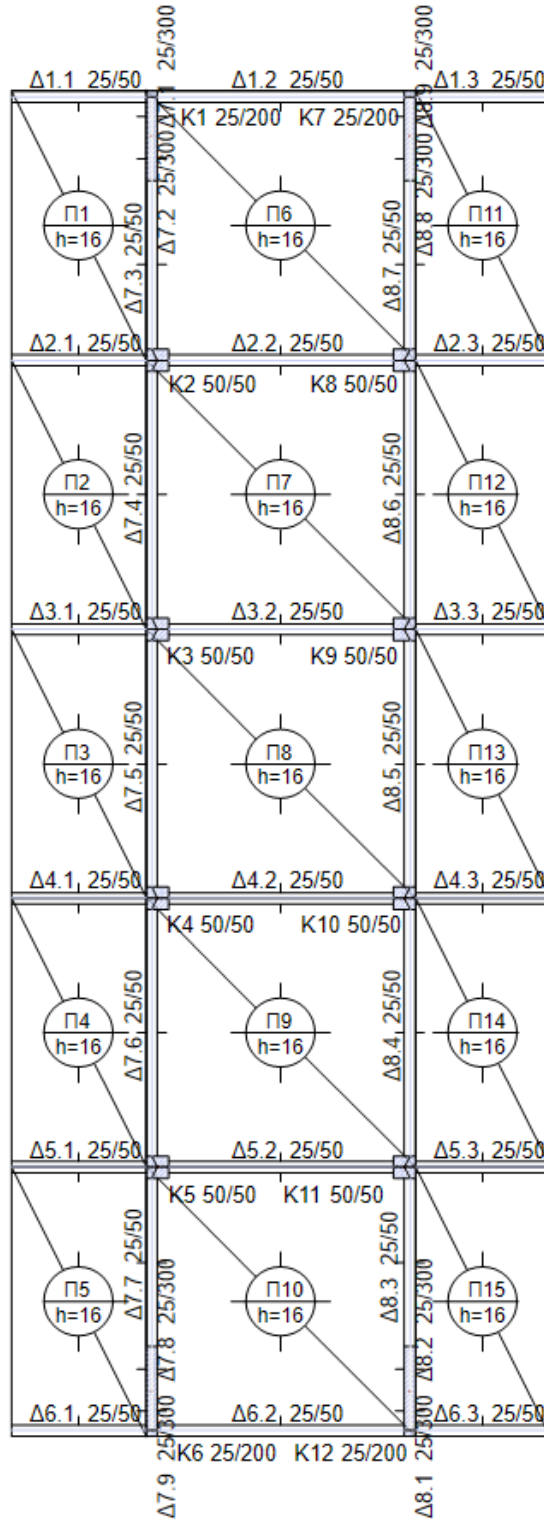
- Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	15	7

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:6β

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

<i>α/α</i>	<i>Κωδικός</i>	<i>Αριθμός Ορόφων</i>	<i>Πλήθος ανοιγμάτων</i>	<i>Στατικό σύστημα κατά z</i>	<i>Μήκος ανοίγματος (m)</i>	<i>Κ.Π.</i>
6β	3_5_τχ_6_Υ	3	5	τοιχομάτων	6	Υ



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α:6β

- Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	8530	285
2	7	5630	285
3	10.5	2730	278

- Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	0.7458	0	0	85.639	85.639
2	0.6856	0	0	0	85.639
3	0.3911	78.374	78.374	0	85.639
4	0.2295	0	78.374	11.393	97.031
5	0.2045	0	78.374	0	97.031
6	0.1314	0	78.374	2.968	100
7	0.1162	0	78.374	0	100
8	0.0988	17.099	95.473	0	100
9	0.0349	4.256	99.729	0	100

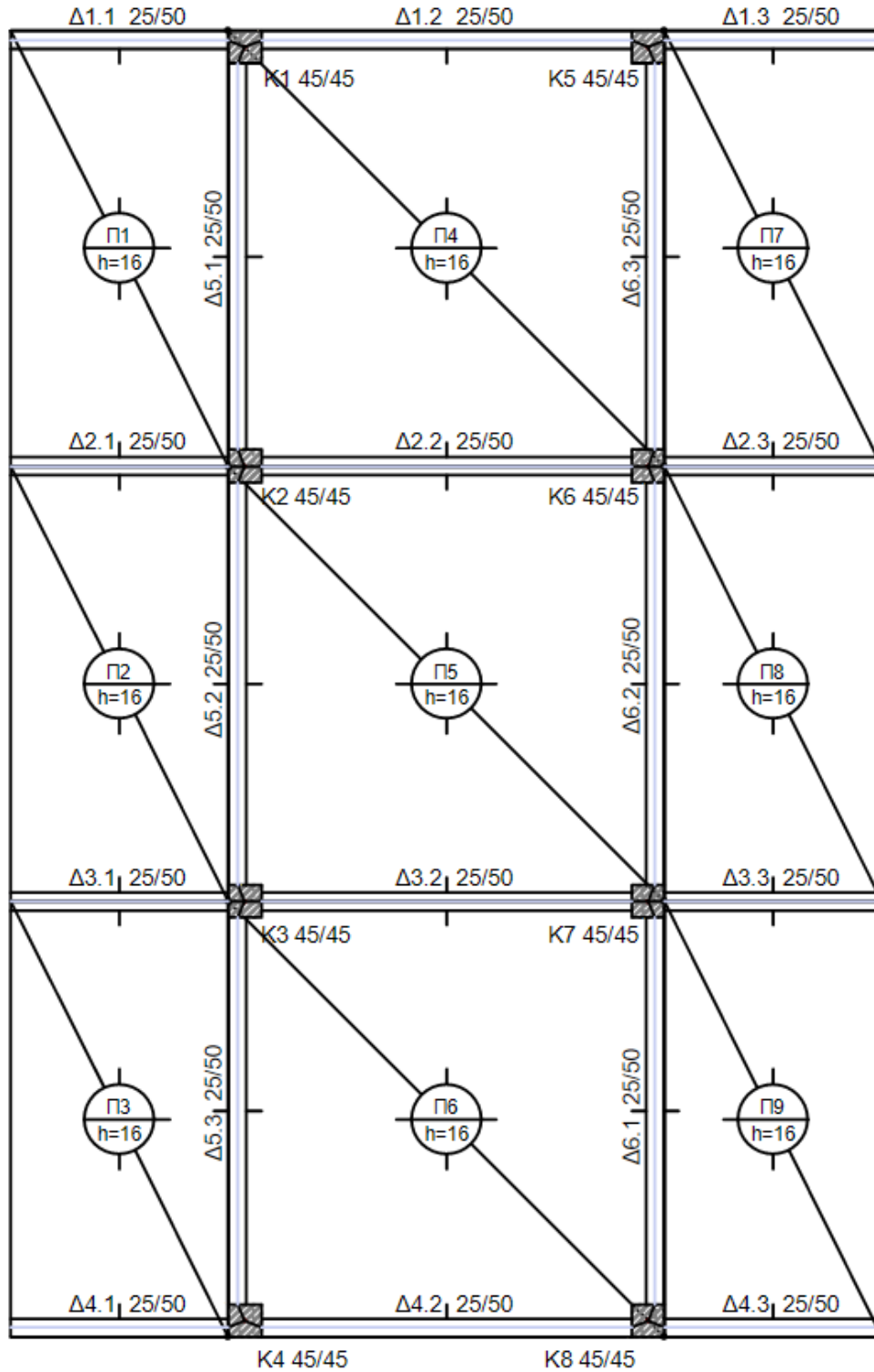
- Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	15	7

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής: 7α

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

<i>a/a</i>	<i>Κωδικός</i>	<i>Αριθμός Ορόφων</i>	<i>Πλήθος ανοιγμάτων</i>	<i>Στατικό σύστημα κατά z</i>	<i>Μήκος ανοίγματος (m)</i>	<i>Κ.Π.</i>
7α	6_3_πλ_6_M	6	3	πλαισιωτό	6	M



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α: 7α

➤ *Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:*

<i>Επίπεδο</i>	<i>Υψόμετρο (m)</i>	<i>Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)</i>	<i>Μάζα επιπέδου (ton)</i>
1	3.5	10200	168
2	7	8460	168
3	10.5	6750	168
4	14	5050	168
5	17.5	3340	168
6	21	1640	167

➤ *Ιδιομορφές κατασκευής:*

<i>Ιδιομορφή</i>	<i>Ιδιοπερίοδος(sec)</i>	<i>Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας</i>			
		<i>Z_i(%)</i>	<i>ΣZ_i (%)</i>	<i>X_i(%)</i>	<i>ΣX_i(%)</i>
1	1.4948	0	0	82.715	82.715
2	1.3775	0	0	0	82.715
3	1.3495	83.829	83.829	0	82.715
4	0.482	0	83.829	10.398	93.112
5	0.4463	0	83.829	0	93.112
6	0.4418	9.841	93.67	0	93.112
7	0.2734	0	93.67	3.818	96.93
8	0.2575	3.59	97.26	0	96.93
9	0.2556	0	97.26	0	96.93
10	0.1872	0	97.26	1.912	98.842
11	0.1804	1.731	98.991	0	98.842
12	0.1757	0	98.991	0	98.842
13	0.1437	0	98.991	0.903	99.745
14	0.1412	0.792	99.783	0	99.745
15	0.1352	0	99.783	0	99.745
16	0.1224	0	99.783	0.255	100
17	0.1218	0.217	100	0	100
18	0.1154	0	100	0	100

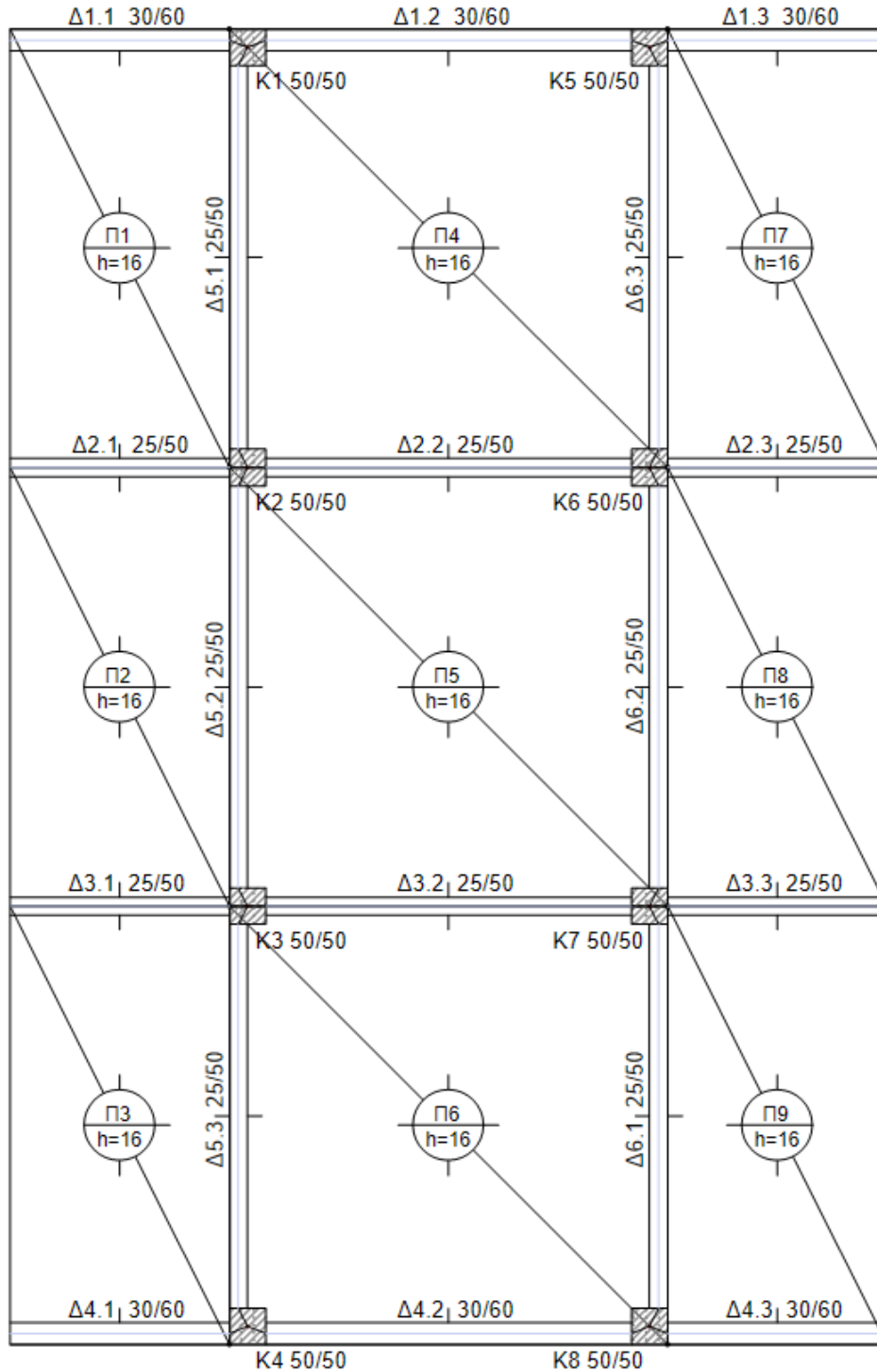
➤ *Συντεταγμένες πόλου στροφής:*

<i>Συντεταγμένη x (m)</i>	<i>Συντεταγμένη z(m)</i>	<i>Συντεταγμένη y (m)</i>
6	9	17.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής: 7β

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

<i>a/a</i>	<i>Κωδικός</i>	<i>Αριθμός Ορόφων</i>	<i>Πλήθος ανοιγμάτων</i>	<i>Στατικό σύστημα κατά z</i>	<i>Μήκος ανοίγματος (m)</i>	<i>Κ.Π.</i>
7β	6_3_πλ_6_Y	6	3	πλαισιωτό	6	Y



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α: 7β

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	10500	174
2	7	8740	174
3	10.5	6970	174
4	14	5210	174
5	17.5	3440	174
6	21	1680	171

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.2523	0	0	82.503	82.503
2	1.223	83.119	83.119	0	82.503
3	1.1156	0	83.119	0	82.503
4	0.4029	0	83.119	10.539	93.042
5	0.3961	10.005	93.124	0	93.042
6	0.3624	0	93.124	0	93.042
7	0.2277	0	93.124	3.843	96.885
8	0.2266	3.793	96.917	0	96.885
9	0.2083	0	96.917	0	96.885
10	0.1556	0	96.917	1.934	98.819
11	0.1553	1.908	98.825	0	98.819
12	0.1445	0	98.825	0	98.819
13	0.1191	0	98.825	0.919	99.738
14	0.119	0.913	99.738	0	99.738
15	0.1121	0	99.738	0	99.738
16	0.1013	0	99.738	0.262	100
17	0.1012	0.262	100	0	100
18	0.0962	0	100	0	100

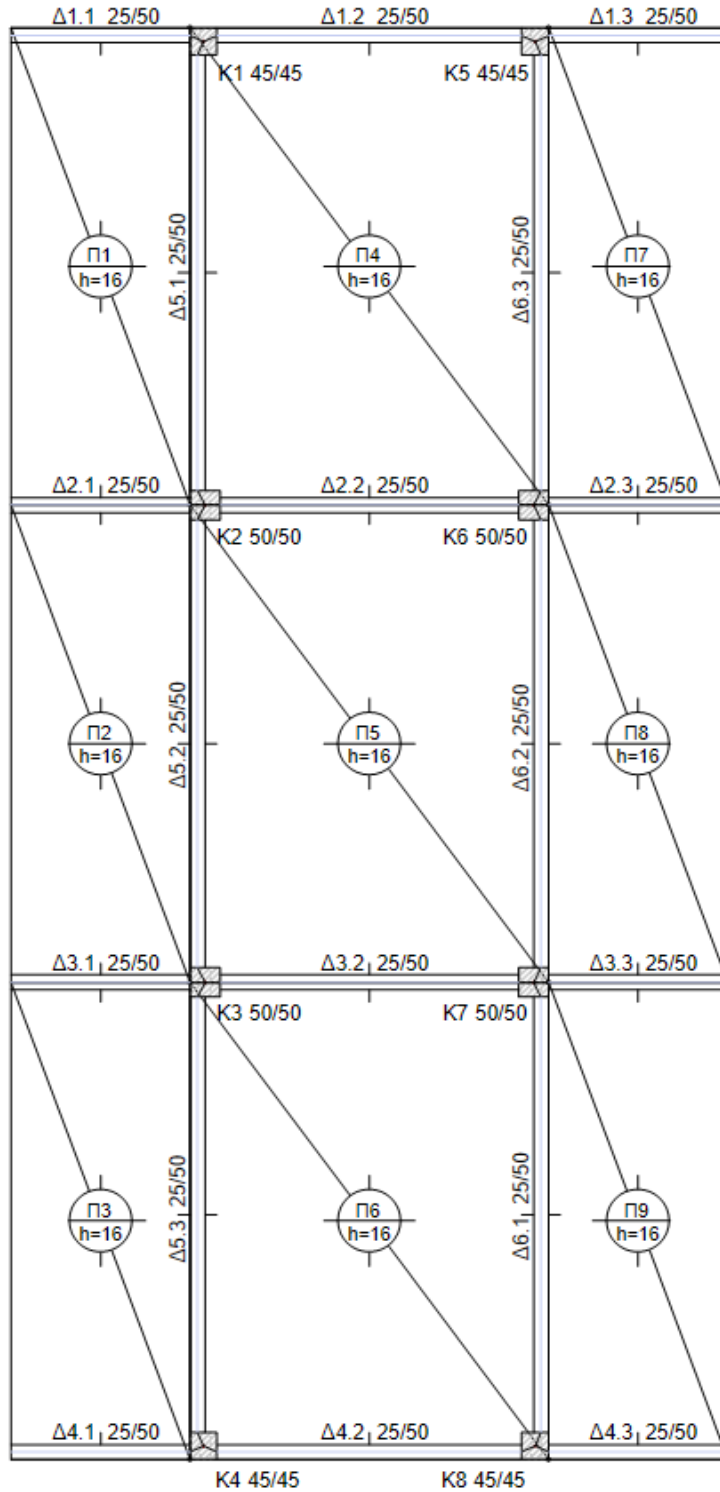
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	9	17.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής: 8α

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

<i>a/a</i>	<i>Κωδικός</i>	<i>Αριθμός Ορόφων</i>	<i>Πλήθος ανοιγμάτων</i>	<i>Στατικό σύστημα κατά z</i>	<i>Μήκος ανοίγματος (m)</i>	<i>Κ.Π.</i>
8α	6_3_πλ_8_M	6	3	πλαισιωτό	8	M



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α: 8α

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	12500	206
2	7	10400	206
3	10.5	8320	206
4	14	6220	206
5	17.5	4120	206
6	21	2020	206

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.5698	0	0	82.275	82.275
2	1.4899	83.041	83.041	0	82.275
3	1.4793	0	83.041	0	82.275
4	0.5023	0	83.041	10.501	92.775
5	0.4811	9.974	93.015	0	92.775
6	0.4766	0	93.015	0	92.775
7	0.2814	0	93.015	3.943	96.718
8	0.2742	3.841	96.856	0	96.718
9	0.2702	0	96.856	0	96.718
10	0.1898	0	96.856	2.02	98.738
11	0.1868	1.944	98.8	0	98.738
12	0.1841	0	98.8	0	98.738
13	0.1436	0	98.8	0.979	99.716
14	0.1426	0.933	99.733	0	99.716
15	0.1405	0	99.733	0	99.716
16	0.1212	0	99.733	0.284	100
17	0.121	0.267	100	0	100
18	0.1193	0	100	0	100

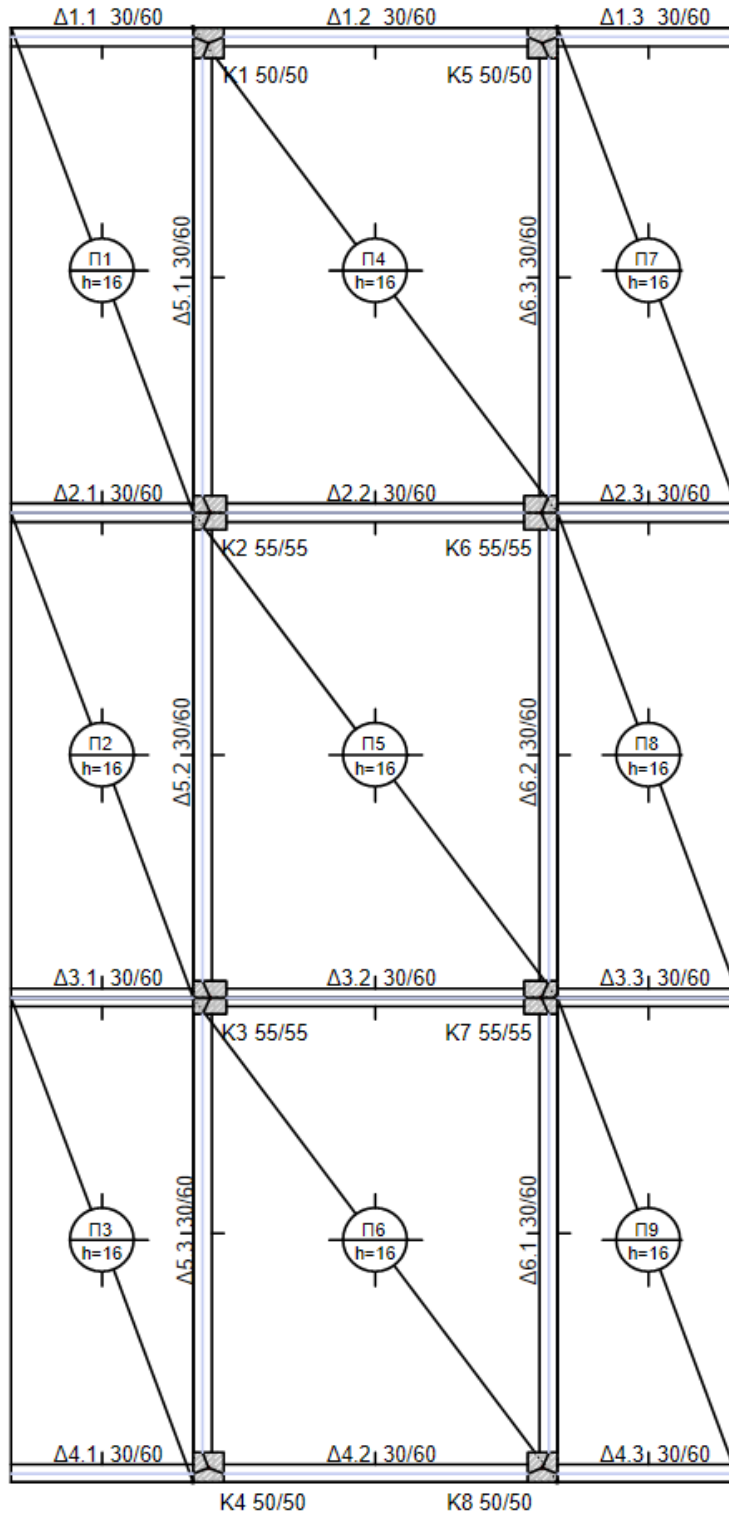
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	12	17.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:8β

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

<i>a/a</i>	<i>Κωδικός</i>	<i>Αριθμός Ορόφων</i>	<i>Πλήθος ανοιγμάτων</i>	<i>Στατικό σύστημα κατά z</i>	<i>Μήκος ανοίγματος (m)</i>	<i>Κ.Π.</i>
8β	6_3_πλ_8_Y	6	3	πλαισιωτό	8	Y



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α:8β

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	13400	221
2	7	11100	221
3	10.5	8880	221
4	14	6640	221
5	17.5	4390	221
6	21	2150	219

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.2323	0	0	82.638	82.638
2	1.1701	83.605	83.605	0	82.638
3	1.1634	0	83.605	0	82.638
4	0.3976	0	83.605	10.612	93.25
5	0.3814	9.867	93.472	0	93.25
6	0.3779	0	93.472	0	93.25
7	0.2256	0	93.472	3.775	97.025
8	0.2209	3.673	97.145	0	97.025
9	0.217	0	97.145	0	97.025
10	0.1555	0	97.145	1.867	98.892
11	0.1534	1.797	98.942	0	98.892
12	0.1507	0	98.942	0	98.892
13	0.12	0	98.942	0.867	99.759
14	0.1193	0.83	99.772	0	99.759
15	0.1171	0	99.772	0	99.759
16	0.1026	0	99.772	0.241	100
17	0.1025	0.228	100	0	100
18	0.1007	0	100	0	100

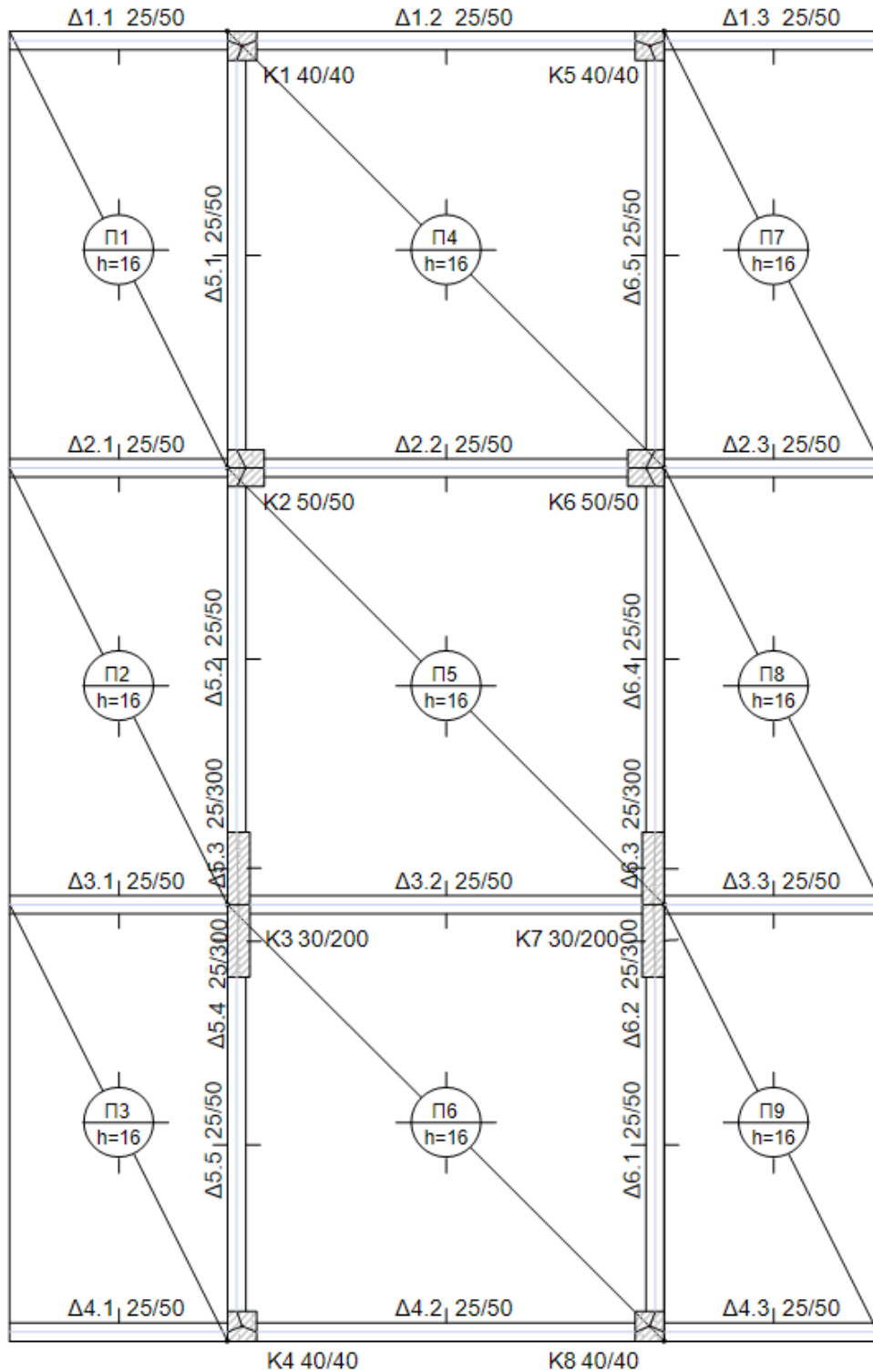
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	12	17.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:9α

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

<i>a/a</i>	<i>Κωδικός</i>	<i>Αριθμός Ορόφων</i>	<i>Πλήθος ανοιγμάτων</i>	<i>Στατικό σύστημα κατά z</i>	<i>Μήκος ανοίγματος (m)</i>	<i>Κ.Π.</i>
9α	6_3_τχ_6_M	6	3	τοιχομάτων	6	M



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α:9α

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	10500	174
2	7	8720	174
3	10.5	6950	174
4	14	5190	174
5	17.5	3420	174
6	21	1660	169

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.5289	0	0	82.364	82.364
2	1.2563	0	0	0.315	82.679
3	0.8777	76.722	76.722	0	82.679
4	0.4924	0	76.722	10.278	92.958
5	0.3899	0	76.722	0.033	92.991
6	0.279	0	76.722	3.844	96.835
7	0.2518	12.8	89.522	0	96.835
8	0.2083	0	89.522	0.012	96.846
9	0.1901	0	89.522	1.945	98.791
10	0.1451	0	89.522	0.937	99.728
11	0.1351	0	89.522	0.001	99.73
12	0.1231	0	89.522	0.269	99.998
13	0.1202	5.62	95.142	0	99.998
14	0.1018	0	95.142	0.001	100
15	0.0873	0	95.142	0	100
16	0.072	2.941	98.083	0	100
17	0.0518	1.429	99.513	0	100
18	0.0434	0.414	99.926	0	100

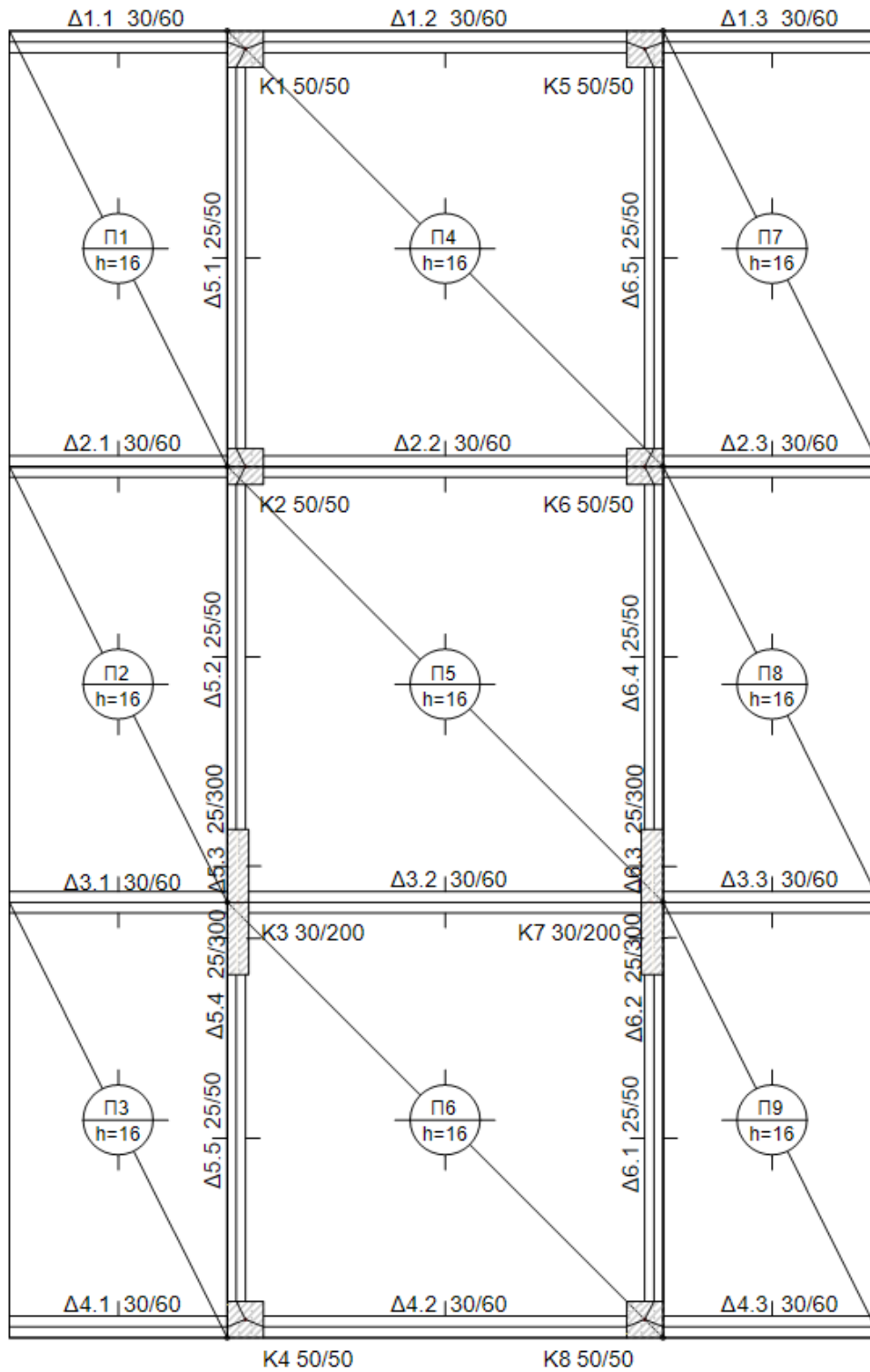
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	8.88	17.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:9β

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

<i>a/a</i>	<i>Κωδικός</i>	<i>Αριθμός Ορόφων</i>	<i>Πλήθος ανοιγμάτων</i>	<i>Στατικό σύστημα κατά z</i>	<i>Μήκος ανοίγματος (m)</i>	<i>Κ.Π.</i>
9β	6_3_τχ_6_Υ	6	3	τοιχομάτων	6	Υ



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α:9β

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	11000	182
2	7	9120	182
3	10.5	7270	182
4	14	5420	182
5	17.5	3580	182
6	21	1730	176

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.1923	0	0	82.954	82.954
2	1.0042	0	0	0.213	83.167
3	0.8486	77.174	77.174	0	83.167
4	0.3878	0	77.174	10.346	93.513
5	0.3167	0	77.174	0.025	93.538
6	0.2455	12.523	89.697	0	93.538
7	0.2231	0	89.697	3.656	97.194
8	0.1737	0	89.697	0.009	97.203
9	0.1557	0	89.697	1.769	98.972
10	0.1216	0	89.697	0.806	99.778
11	0.1188	5.514	95.211	0	99.778
12	0.115	0	95.211	0.001	99.78
13	0.105	0	95.211	0.219	99.998
14	0.0872	0	95.211	0.001	99.999
15	0.0746	0	95.211	0	100
16	0.0717	2.898	98.109	0	100
17	0.0516	1.41	99.519	0	100
18	0.0432	0.409	99.928	0	100

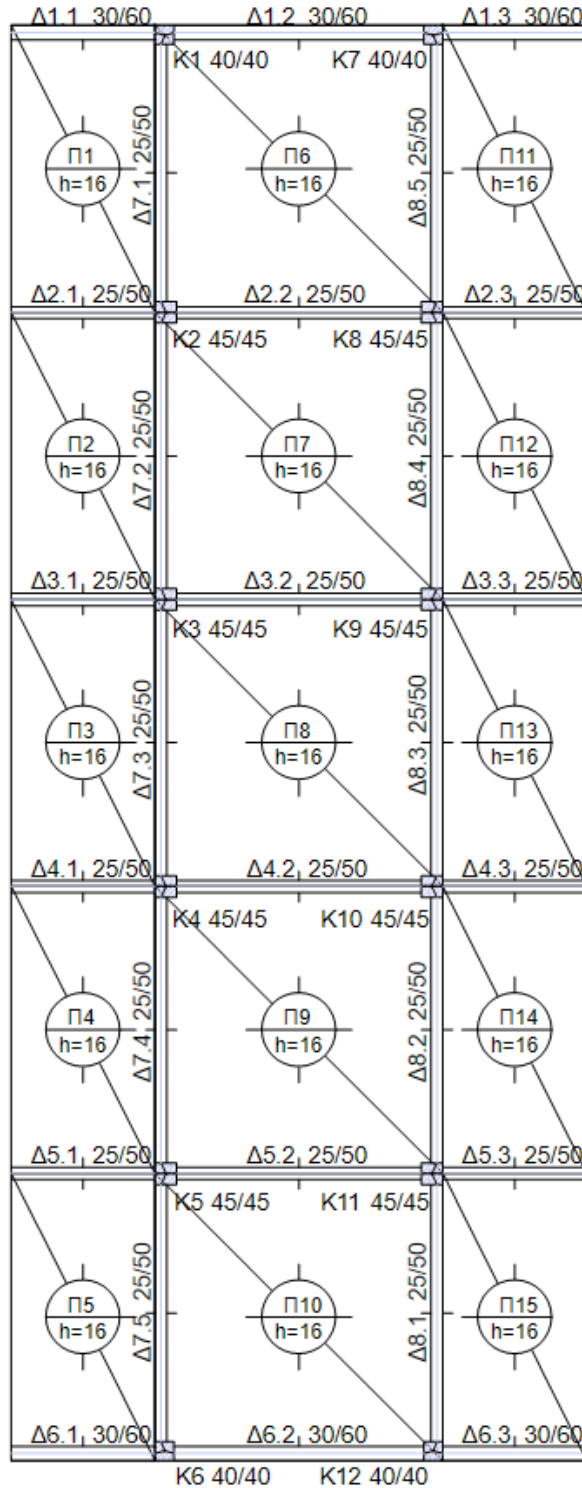
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	8.94	17.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής: 10α

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

α/α	Κωδικός	Αριθμός Ορόφων	Πλήθος ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα κατά z	Μήκος ανοίγματος (m)	Κ.Π.
10α	6_5_πλ_6_M	6	5	πλαισιωτό	6	M



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α: 10α

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	16600	274
2	7	13800	274
3	10.5	11000	274
4	14	8260	274
5	17.5	5470	274
6	21	2690	274

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.5426	0	0	83.26	83.26
2	1.4368	0	0	0	83.26
3	1.4095	84.374	84.374	0	83.26
4	0.5022	0	84.374	10.314	93.574
5	0.4727	0	84.374	0	93.574
6	0.4645	9.679	94.053	0	93.574
7	0.2892	0	94.053	3.641	97.215
8	0.2773	0	94.053	0	97.215
9	0.2742	3.455	97.508	0	97.215
10	0.2018	0	97.508	1.762	98.977
11	0.1972	0	97.508	0	98.977
12	0.1949	1.607	99.115	0	98.977
13	0.1575	0	99.115	0.804	99.78
14	0.1567	0	99.115	0	99.78
15	0.1548	0.702	99.817	0	99.78
16	0.1367	0	99.817	0	99.78
17	0.1357	0	99.817	0.22	100
18	0.1351	0.183	100	0	100

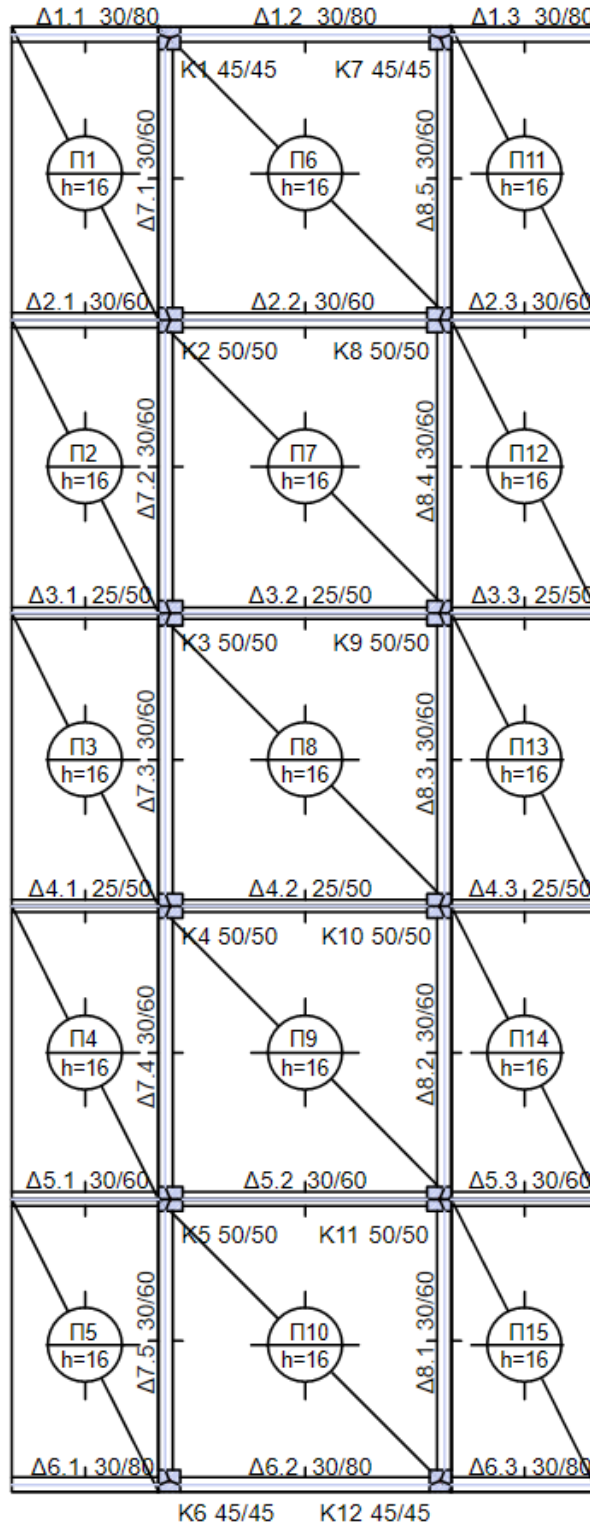
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	15	17.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής: 10β

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

α/α	Κωδικός	Αριθμός Ορόφων	Πλήθος ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα κατά z	Μήκος ανοίγματος (m)	Κ.Π.
10β	6_5_πλ_6_Y	6	5	πλαισιωτό	6	Υ



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α: 10β

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	17700	292
2	7	14700	292
3	10.5	11700	292
4	14	8770	292
5	17.5	5810	292
6	21	2840	290

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.2743	0	0	83.18	83.18
2	1.1392	0	0	0	83.18
3	1.1165	84.753	84.753	0	83.18
4	0.4153	0	84.753	10.473	93.653
5	0.3767	0	84.753	0	93.653
6	0.3701	9.62	94.372	0	93.653
7	0.2393	0	94.372	3.604	97.256
8	0.2225	0	94.372	0	97.256
9	0.2205	3.333	97.705	0	97.256
10	0.1677	0	97.705	1.735	98.991
11	0.1604	0	97.705	0	98.991
12	0.1587	1.501	99.206	0	98.991
13	0.1311	0	99.206	0.791	99.782
14	0.1291	0	99.206	0	99.782
15	0.1276	0.633	99.839	0	99.782
16	0.1136	0	99.839	0	99.782
17	0.1131	0	99.839	0.218	100
18	0.1123	0.161	100	0	100

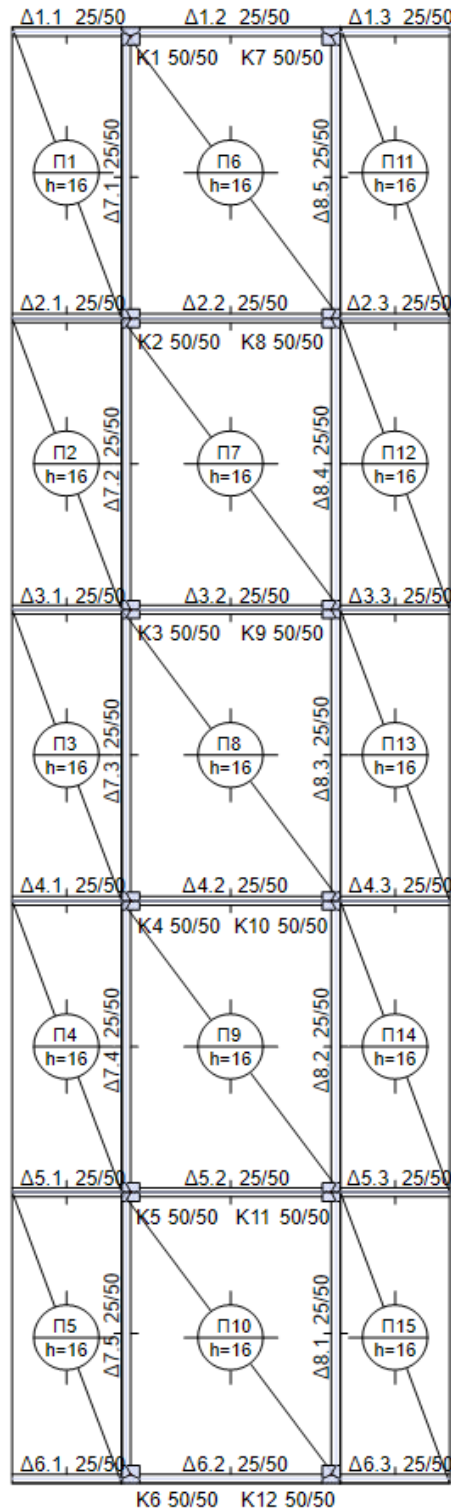
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	15	17.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής: 11α

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

α/α	Κωδικός	Αριθμός Ορόφων	Πλήθος ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα κατά z	Μήκος ανοίγματος (m)	Κ.Π.
11α	6_5_πλ_8_M	6	5	πλαισιωτό	8	M



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α: 11α

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	20600	338
2	7	17100	338
3	10.5	13700	338
4	14	10200	338
5	17.5	6770	338
6	21	3320	338

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.5594	0	0	81.972	81.972
2	1.4629	82.862	82.862	0	81.972
3	1.4353	0	82.862	0	81.972
4	0.4963	0	82.862	10.578	92.55
5	0.471	9.987	92.848	0	92.55
6	0.4567	0	92.848	0	92.55
7	0.2756	0	92.848	4.028	96.578
8	0.2672	3.897	96.745	0	96.578
9	0.2537	0	96.745	0	96.578
10	0.1842	0	96.745	2.091	98.669
11	0.1808	1.996	98.741	0	98.669
12	0.1692	0	98.741	0	98.669
13	0.1382	0	98.741	1.028	99.697
14	0.137	0.975	99.716	0	99.697
15	0.1267	0	99.716	0	99.697
16	0.116	0	99.716	0.302	99.999
17	0.1155	0.284	100	0	99.999
18	0.1062	0	100	0	99.999

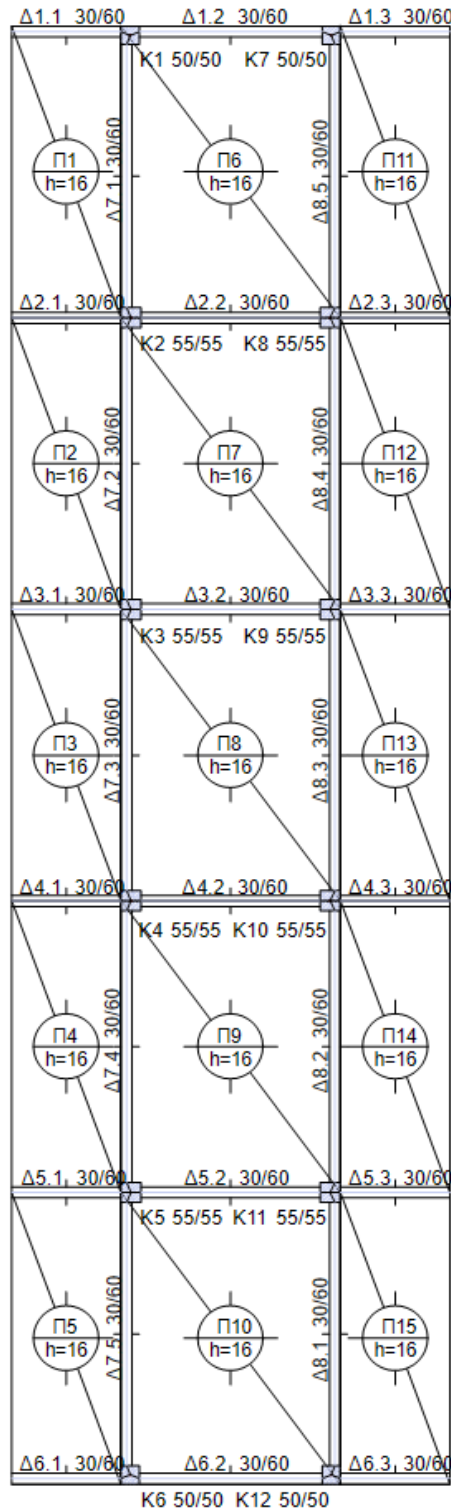
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	20	17.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:11β

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

α/α	Κωδικός	Αριθμός Ορόφων	Πλήθος ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα κατά z	Μήκος ανοίγματος (m)	Κ.Π.
11β	6_5_πλ_8_Y	6	5	πλαισιωτό	8	Υ



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α: 11β

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	21800	360
2	7	18200	360
3	10.5	14500	360
4	14	10800	360
5	17.5	7180	360
6	21	3510	358

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.2564	0	0	82.573	82.573
2	1.1953	0	0	0	82.573
3	1.1699	83.735	83.735	0	82.573
4	0.405	0	83.735	10.637	93.21
5	0.387	0	83.735	0	93.21
6	0.3819	9.804	93.539	0	93.21
7	0.2294	0	93.539	3.79	97.001
8	0.2218	3.648	97.186	0	97.001
9	0.2209	0	97.186	0	97.001
10	0.1578	0	97.186	1.879	98.88
11	0.1545	1.775	98.962	0	98.88
12	0.1528	0	98.962	0	98.88
13	0.1216	0	98.962	0.876	99.756
14	0.1204	0.815	99.777	0	99.756
15	0.1184	0	99.777	0	99.756
16	0.1039	0	99.777	0.244	100
17	0.1026	0.223	100	0	100
18	0.1015	0	100	0	100

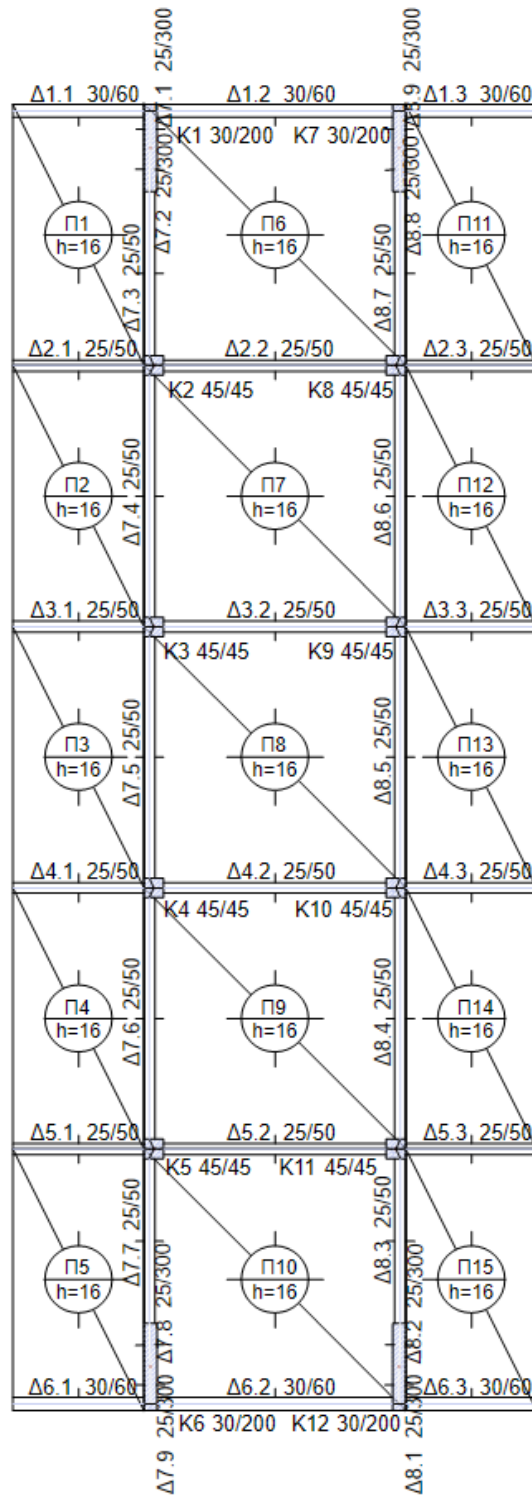
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	20	17.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής: 12α

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

α/α	Κωδικός	Αριθμός Ορόφων	Πλήθος ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα κατά z	Μήκος ανοίγματος (m)	Κ.Π.
12α	6_5_τχ_6_M	6	5	τοιχομάτων	6	M



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α: 12α

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	17400	288
2	7	14500	288
3	10.5	11500	288
4	14	8610	288
5	17.5	5680	288
6	21	2750	281

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.5191	0	0	82.791	82.791
2	1.3146	0	0	0	82.791
3	0.9132	75.253	75.253	0	82.791
4	0.4902	0	75.253	10.288	93.079
5	0.4129	0	75.253	0	93.079
6	0.2786	0	75.253	3.825	96.904
7	0.2529	13.79	89.043	0	96.904
8	0.2256	0	89.043	0	96.904
9	0.1906	0	89.043	1.923	98.827
10	0.1499	0	89.043	0	98.827
11	0.1461	0	89.043	0.914	99.741
12	0.1244	0	89.043	0.259	100
13	0.1165	5.928	94.971	0	100
14	0.1143	0	94.971	0	100
15	0.0979	0	94.971	0	100
16	0.0699	3.036	98.007	0	100
17	0.042	1.327	99.334	0	100
18	0.0343	0	99.334	0	100

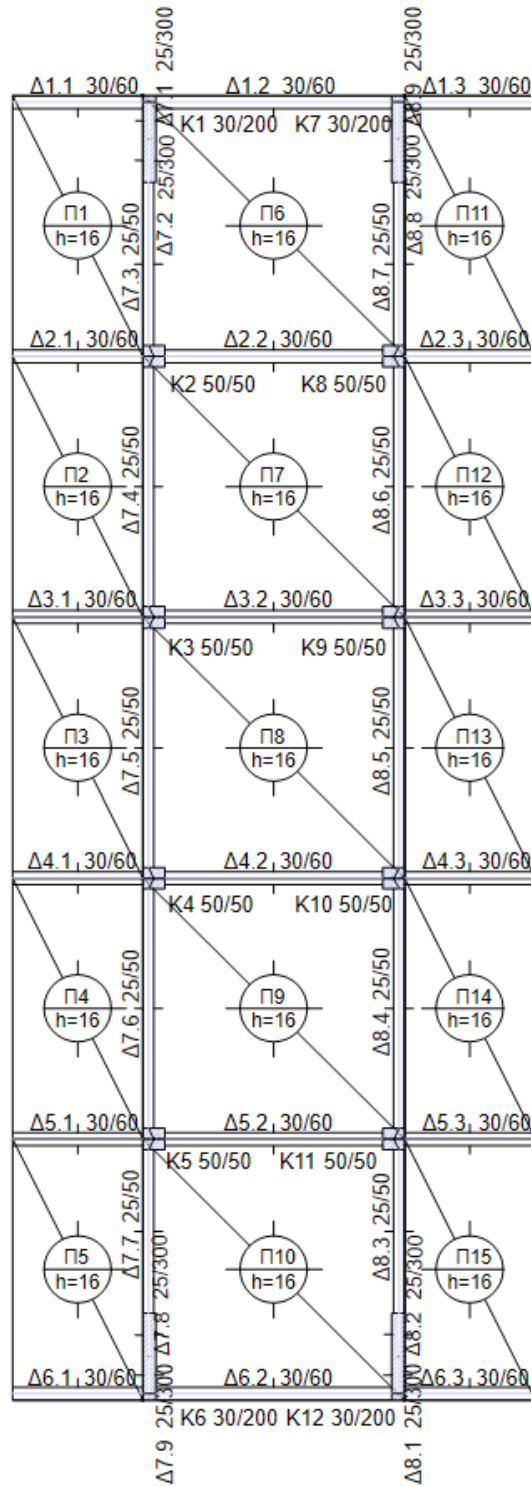
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	15	17.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:12β

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

<i>α/α</i>	<i>Κωδικός</i>	<i>Αριθμός Ορόφων</i>	<i>Πλήθος ανοιγμάτων</i>	<i>Στατικό σύστημα κατά z</i>	<i>Μήκος ανοίγματος (m)</i>	<i>Κ.Π.</i>
12β	6_5_τχ_6_Υ	6	5	τοιχομάτων	6	Υ



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α:12β

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	17900	297
2	7	14900	297
3	10.5	11900	297
4	14	8860	297
5	17.5	5840	297
6	21	2830	288

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.2762	0	0	83.015	83.015
2	1.224	0	0	0	83.015
3	0.8686	75.896	75.896	0	83.015
4	0.4141	0	75.896	10.403	93.417
5	0.3865	0	75.896	0	93.417
6	0.2445	13.361	89.257	0	93.417
7	0.2372	0	89.257	3.704	97.121
8	0.2129	0	89.257	0	97.121
9	0.1647	0	89.257	1.812	98.933
10	0.1426	0	89.257	0	98.933
11	0.1279	0	89.257	0.836	99.769
12	0.1147	5.8	95.057	0	99.769
13	0.1099	0	95.057	0.231	100
14	0.1092	0	95.057	0	100
15	0.0938	0	95.057	0	100
16	0.0694	2.99	98.047	0	100
17	0.0507	1.367	99.414	0	100
18	0.0346	0	99.414	0	100

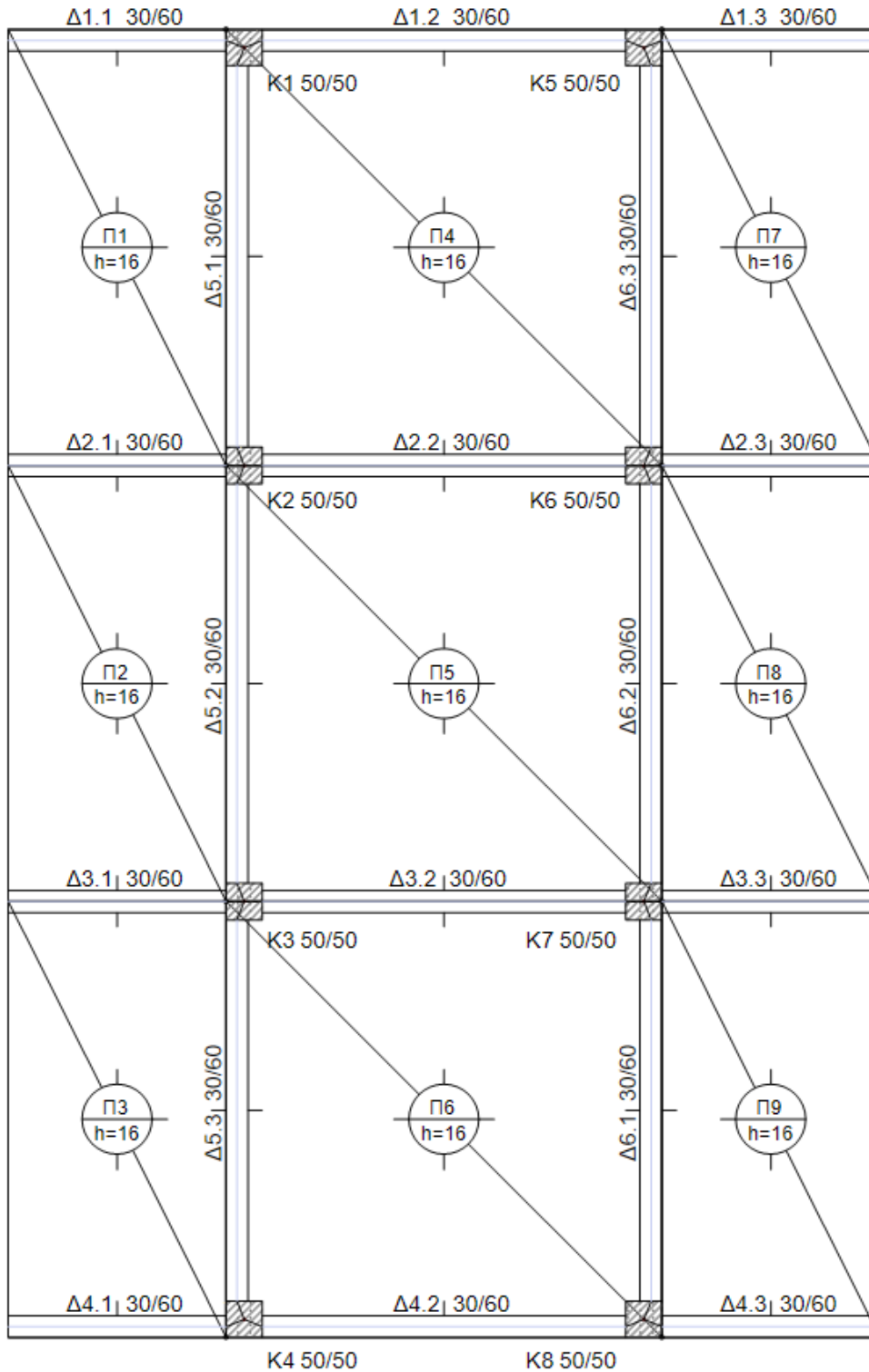
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

Συντεταγμένη x (m)	Συντεταγμένη z(m)	Συντεταγμένη y (m)
6	15	17.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής: 13α

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

<i>a/a</i>	<i>Κωδικός</i>	<i>Αριθμός Ορόφων</i>	<i>Πλήθος ανοιγμάτων</i>	<i>Στατικό σύστημα κατά z</i>	<i>Μήκος ανοίγματος (m)</i>	<i>Κ.Π.</i>
13α	9_3_πλ_6_M	9	3	πλαισιωτό	6	M



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α: 13α

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	16400	181
2	7	14600	181
3	10.5	12800	181
4	14	10900	181
5	17.5	9080	181
6	21	7250	181
7	24.5	5420	181
8	28	3580	181
9	31.5	1750	178

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.8081	0	0	81.018	81.018
2	1.6412	0	0	0	81.018
3	1.6031	82.763	82.763	0	81.018
4	0.5881	0	82.763	11.06	92.078
5	0.539	0	82.763	0	92.078
6	0.5298	9.843	92.605	0	92.078
7	0.3345	0	92.605	3.615	95.692
8	0.3129	0	92.605	0	95.692
9	0.3114	3.449	96.055	0	95.692
10	0.2328	0	96.055	1.879	97.572
11	0.2198	1.757	97.811	0	97.572
12	0.2186	0	97.811	0	97.572
13	0.1768	0	97.811	1.108	98.68
14	0.1695	1.02	98.832	0	98.68
15	0.1666	0	98.832	0	98.68
16	0.1428	0	98.832	0.685	99.365
17	0.1387	0.615	99.447	0	99.365
18	0.1348	0	99.447	0	99.365

19	0.1211	0	99.447	0.397	99.762
20	0.1191	0.349	99.796	0	99.762
21	0.1145	0	99.796	0	99.762
22	0.1076	0	99.796	0.188	99.95
23	0.1068	0.162	99.958	0	99.95
24	0.1019	0	99.958	0	99.95
25	0.1002	0	99.958	0.05	100
26	0.1	0.042	100	0	100
27	0.095	0	100	0	100

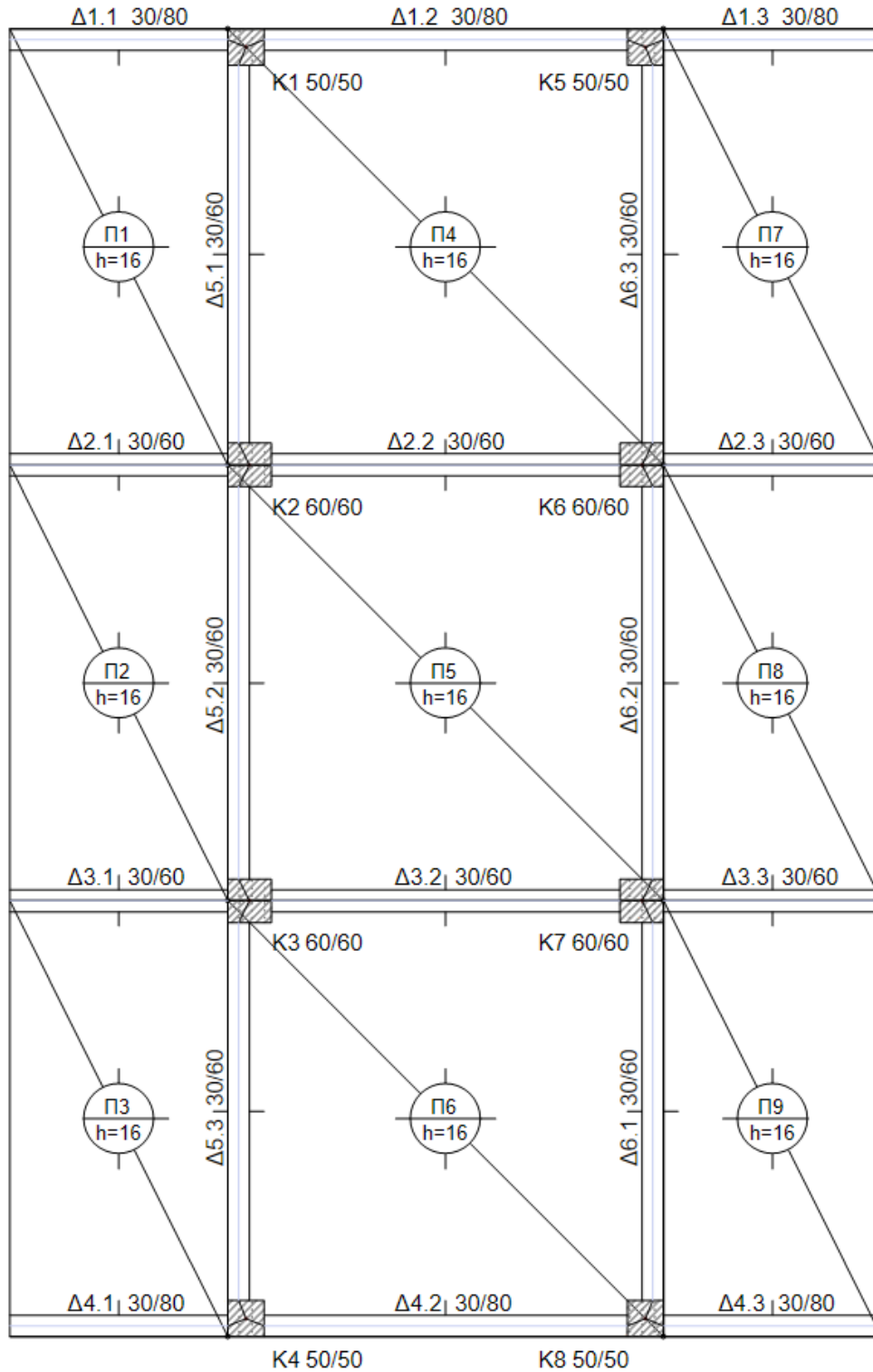
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

<i>Συντεταγμένη x (m)</i>	<i>Συντεταγμένη z(m)</i>	<i>Συντεταγμένη y (m)</i>
6	9	24.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:13β

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

<i>a/a</i>	<i>Κωδικός</i>	<i>Αριθμός Ορόφων</i>	<i>Πλήθος ανοιγμάτων</i>	<i>Στατικό σύστημα κατά z</i>	<i>Μήκος ανοίγματος (m)</i>	<i>Κ.Π.</i>
13β	9_3_πλ_6_Y	9	3	πλαισιωτό	6	Y



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α: 13β

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	17100	188
2	7	15200	188
3	10.5	13200	188
4	14	11300	188
5	17.5	9430	188
6	21	7520	188
7	24.5	5620	188
8	28	3710	188
9	31.5	1800	184

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.5576	0	0	80.546	80.546
2	1.4325	0	0	0	80.546
3	1.4226	82.3	82.3	0	80.546
4	0.5041	0	82.3	11.376	91.921
5	0.472	0	82.3	0	91.921
6	0.4678	9.933	92.233	0	91.921
7	0.2845	0	92.233	3.65	95.571
8	0.275	0	92.233	0	95.571
9	0.2726	3.534	95.767	0	95.571
10	0.1973	0	95.767	1.907	97.478
11	0.1944	0	95.767	0	97.478
12	0.1905	1.841	97.607	0	97.478
13	0.1503	0	97.607	0	97.478
14	0.1491	0	97.607	1.133	98.61
15	0.1452	1.094	98.702	0	98.61
16	0.1234	0	98.702	0	98.61
17	0.1198	0	98.702	0.711	99.321
18	0.1175	0.675	99.377	0	99.321

19	0.1063	0	99.377	0	99.321
20	0.101	0	99.377	0.42	99.741
21	0.0998	0.39	99.767	0	99.741
22	0.0955	0	99.767	0	99.741
23	0.0896	0	99.767	0	99.741
24	0.0893	0	99.767	0.204	99.945
25	0.0888	0.184	99.951	0	99.945
26	0.0829	0	99.951	0.055	100
27	0.0828	0.049	100	0	100

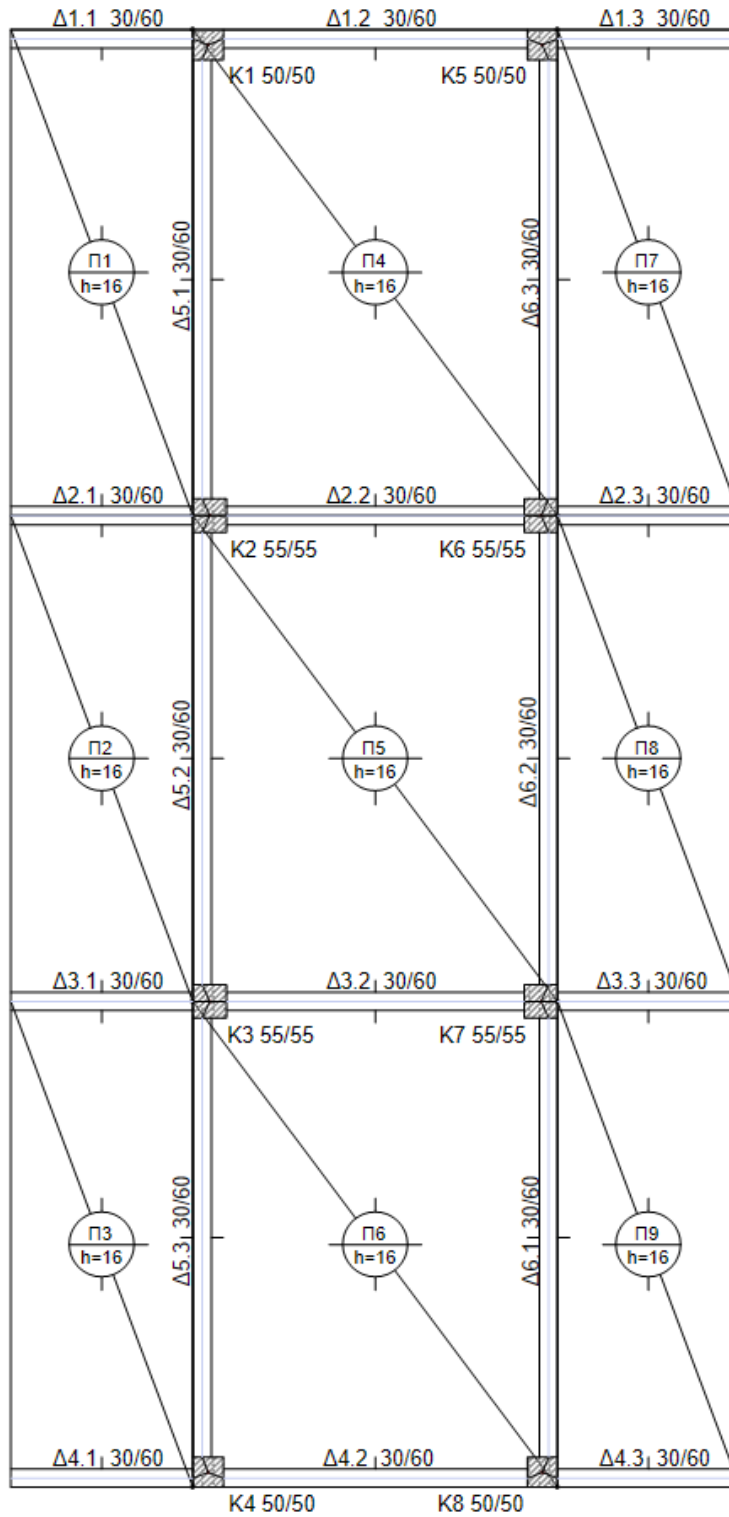
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

<i>Συντεταγμένη x (m)</i>	<i>Συντεταγμένη z(m)</i>	<i>Συντεταγμένη y (m)</i>
6	9	24.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής: 14α

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

α/α	Κωδικός	Αριθμός Ορόφων	Πλήθος ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα κατά z	Μήκος ανοίγματος (m)	Κ.Π.
14α	9_3_πλ_8_M	9	3	πλαισιωτό	8	M



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α: 14α

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	20100	221
2	7	17900	221
3	10.5	15600	221
4	14	13400	221
5	17.5	11100	221
6	21	8880	221
7	24.5	6640	221
8	28	4390	221
9	31.5	2150	219

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.8969	0	0	80.738	80.738
2	1.7669	0	0	0	80.738
3	1.7516	82.457	82.457	0	80.738
4	0.6147	0	82.457	11.098	91.837
5	0.5775	0	82.457	0	91.837
6	0.5763	9.668	92.125	0	91.837
7	0.3478	0	92.125	3.664	95.501
8	0.3369	3.541	95.666	0	95.501
9	0.332	0	95.666	0	95.501
10	0.2403	0	95.666	1.931	97.431
11	0.2345	1.861	97.527	0	97.431
12	0.2307	0	97.527	0	97.431
13	0.181	0	97.527	1.155	98.586
14	0.178	1.119	98.646	0	98.586
15	0.1748	0	98.646	0	98.586
16	0.145	0	98.646	0.725	99.311
17	0.1433	0.697	99.343	0	99.311
18	0.1408	0	99.343	0	99.311

19	0.122	0	99.343	0.427	99.739
20	0.1212	0.409	99.752	0	99.739
21	0.119	0	99.752	0	99.739
22	0.1077	0	99.752	0.206	99.945
23	0.1074	0.196	99.948	0	99.945
24	0.1055	0	99.948	0	99.945
25	0.0999	0	99.948	0.055	100
26	0.0999	0.052	100	0	100
27	0.0981	0	100	0	100

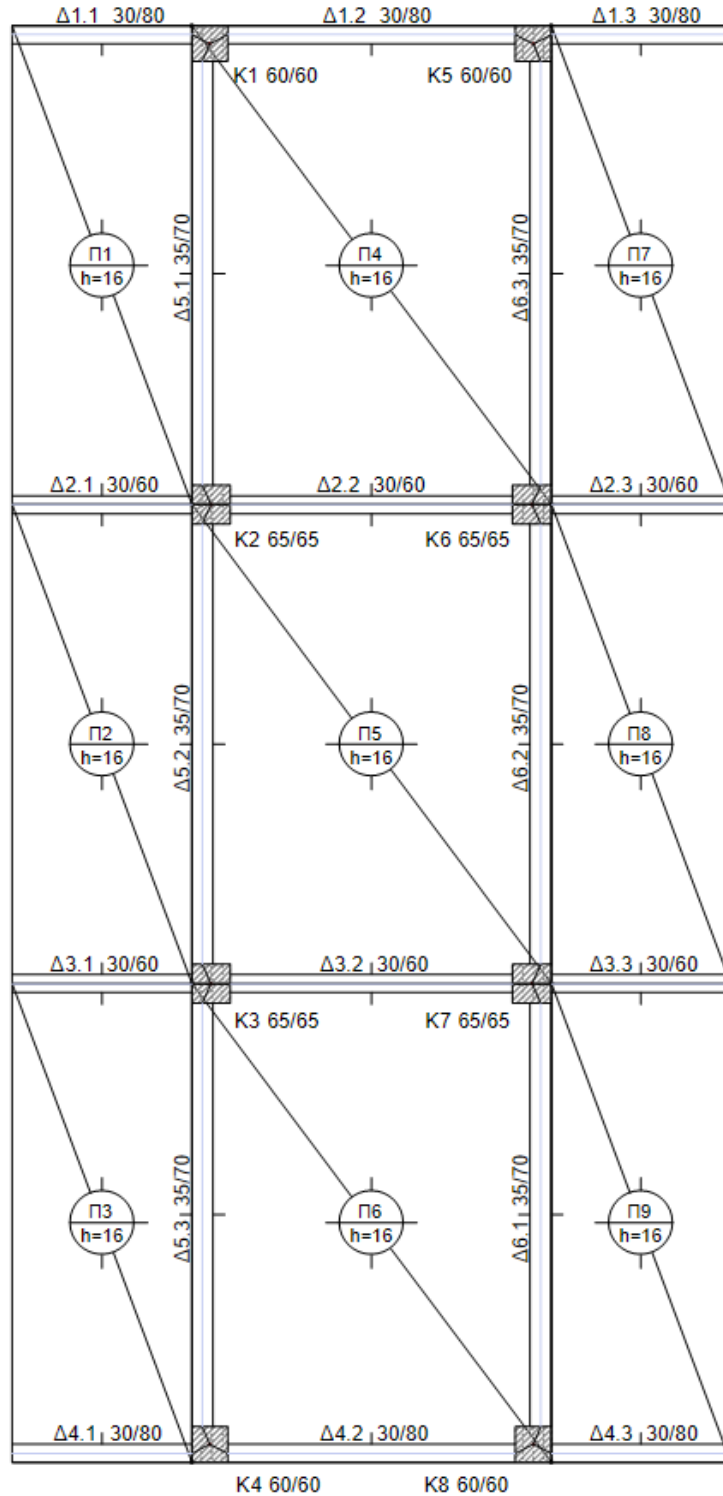
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

<i>Συντεταγμένη x (m)</i>	<i>Συντεταγμένη z(m)</i>	<i>Συντεταγμένη y (m)</i>
6	12	24.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:14β

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

<i>a/a</i>	<i>Κωδικός</i>	<i>Αριθμός Ορόφων</i>	<i>Πλήθος ανοιγμάτων</i>	<i>Στατικό σύστημα κατά z</i>	<i>Μήκος ανοίγματος (m)</i>	<i>Κ.Π.</i>
14β	9_3_πλ_8_Y	9	3	πλαισιωτό	8	Y



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α:14β

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	21700	239
2	7	19200	239
3	10.5	16800	239
4	14	14400	239
5	17.5	12000	239
6	21	9550	239
7	24.5	7130	239
8	28	4700	239
9	31.5	2280	233

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.5238	0	0	79.945	79.945
2	1.3232	82.263	82.263	0	79.945
3	1.3051	0	82.263	0	79.945
4	0.4891	0	82.263	11.541	91.486
5	0.4346	9.76	92.023	0	91.486
6	0.425	0	92.023	0	91.486
7	0.2728	0	92.023	3.75	95.235
8	0.2532	3.567	95.589	0	95.235
9	0.2423	0	95.589	0	95.235
10	0.1868	0	95.589	2.003	97.238
11	0.1758	1.883	97.472	0	97.238
12	0.1686	0	97.472	0	97.238
13	0.1392	0	97.472	1.214	98.452
14	0.133	1.137	98.61	0	98.452
15	0.1281	0	98.61	0	98.452
16	0.1103	0	98.61	0.779	99.23
17	0.1068	0.713	99.323	0	99.23
18	0.1035	0	99.323	0	99.23

19	0.0919	0	99.323	0.471	99.701
20	0.0901	0.421	99.743	0	99.701
21	0.0877	0	99.743	0	99.701
22	0.0804	0	99.743	0.234	99.935
23	0.0797	0.202	99.946	0	99.935
24	0.0779	0	99.946	0	99.935
25	0.0741	0	99.946	0.065	100
26	0.074	0.054	100	0	100
27	0.0725	0	100	0	100

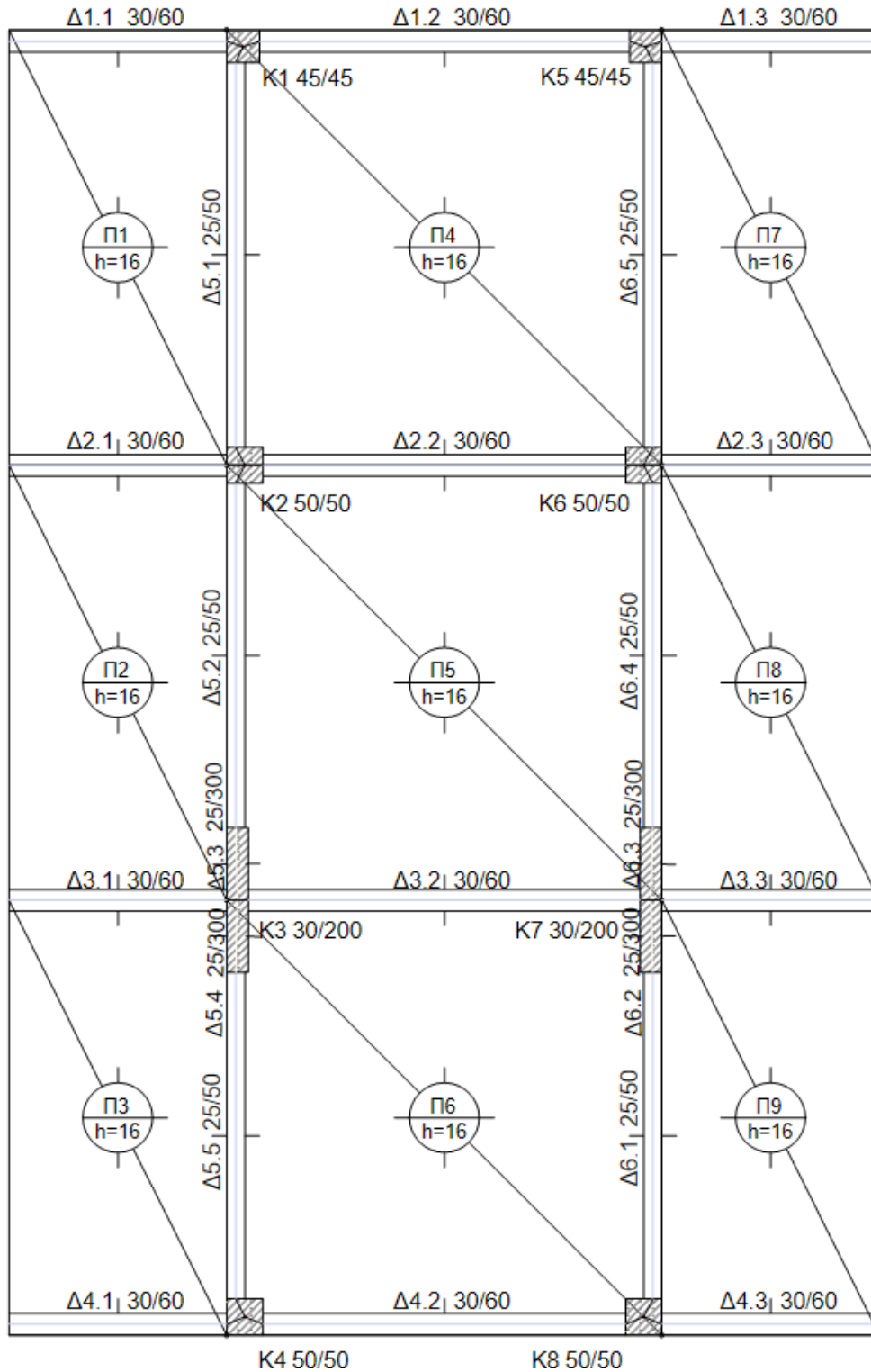
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

<i>Συντεταγμένη x (m)</i>	<i>Συντεταγμένη z(m)</i>	<i>Συντεταγμένη y (m)</i>
6	12	24.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής: 15α

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

α/α	Κωδικός	Αριθμός Ορόφων	Πλήθος ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα κατά z	Μήκος ανοίγματος (m)	Κ.Π.
15α	9_3_τχ_6_M	9	3	τοιχομάτων	6	M



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α: 15α

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	16400	181
2	7	14600	181
3	10.5	12800	181
4	14	10900	181
5	17.5	9090	181
6	21	7250	181
7	24.5	5410	181
8	28	3570	181
9	31.5	1730	176

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.8697	0	0	80.184	80.184
2	1.5856	0	0	1.313	81.498
3	1.3527	77.234	77.234	0	81.498
4	0.611	0	77.234	10.573	92.071
5	0.5104	0	77.234	0.14	92.21
6	0.4105	11.187	88.421	0	92.21
7	0.3505	0	88.421	3.53	95.741
8	0.2875	0	88.421	0.046	95.787
9	0.2448	0	88.421	1.826	97.613
10	0.2112	4.77	93.191	0	97.613
11	0.1924	0	93.191	0.045	97.658
12	0.1867	0	93.191	1.051	98.709
13	0.1514	0	93.191	0.667	99.376
14	0.1408	0	93.191	0.004	99.38
15	0.1292	2.766	95.957	0	99.38
16	0.1288	0	95.957	0.383	99.763
17	0.1148	0	95.957	0.178	99.941
18	0.1105	0	95.957	0.006	99.947

19	0.1071	0	95.957	0.047	99.994
20	0.0922	0	95.957	0.003	99.997
21	0.088	1.747	97.704	0	99.997
22	0.0815	0	97.704	0.002	99.999
23	0.0759	0	97.704	0.001	100
24	0.0655	1.127	98.831	0	100
25	0.0529	0.684	99.516	0	100
26	0.0459	0.34	99.856	0	100
27	0.0424	0.094	99.95	0	100

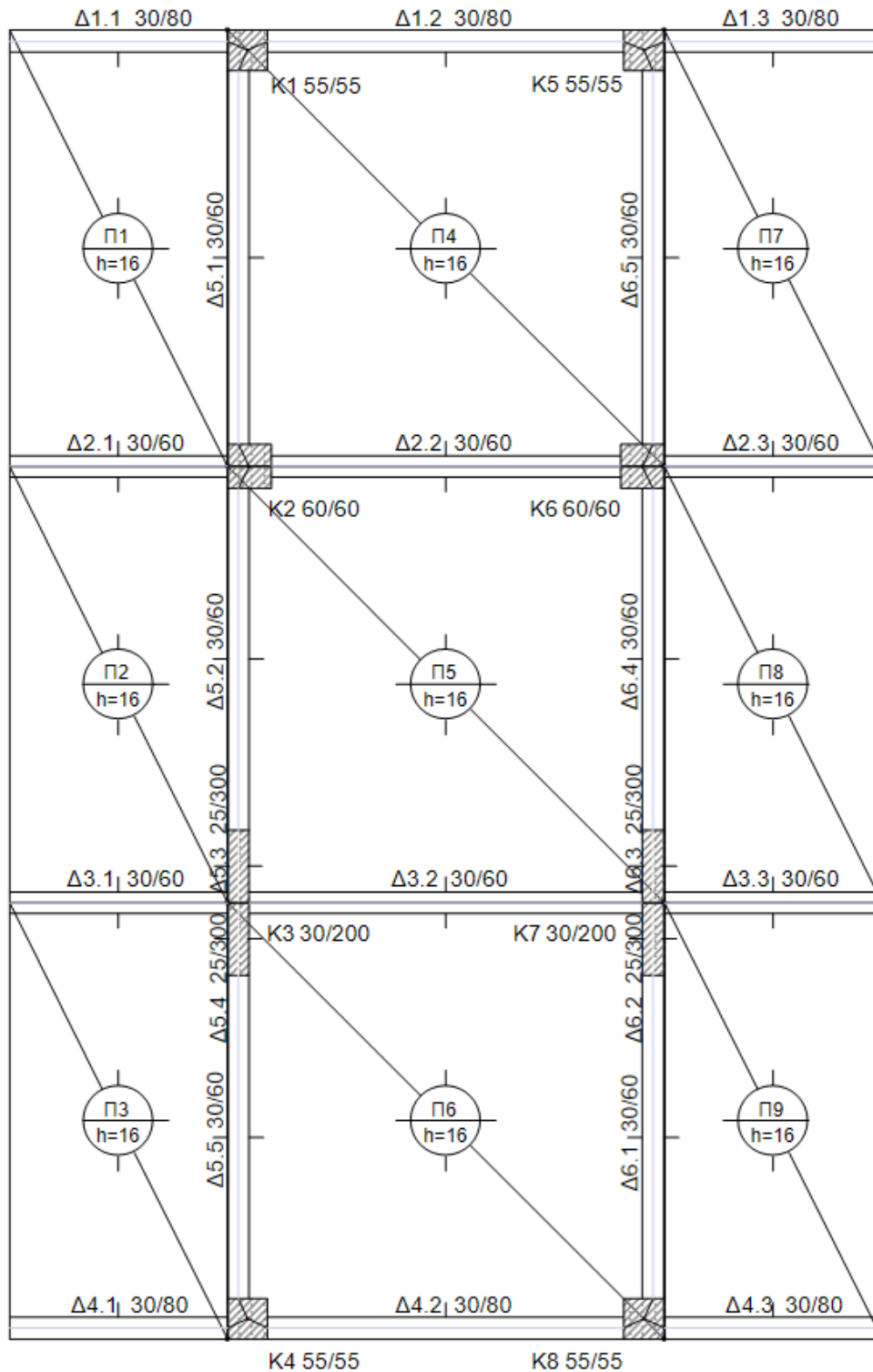
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

<i>Συντεταγμένη x (m)</i>	<i>Συντεταγμένη z(m)</i>	<i>Συντεταγμένη y (m)</i>
6	9.43	24.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:15β

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

<i>a/a</i>	<i>Κωδικός</i>	<i>Αριθμός Ορόφων</i>	<i>Πλήθος ανοιγμάτων</i>	<i>Στατικό σύστημα κατά z</i>	<i>Μήκος ανοίγματος (m)</i>	<i>Κ.Π.</i>
15β	9_3_τχ_6_Υ	9	3	τοιχομάτων	6	Υ



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής a/a: 15β

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	17500	193
2	7	15500	193
3	10.5	13500	193
4	14	11600	193
5	17.5	9630	193
6	21	7680	193
7	24.5	5730	193
8	28	3770	193
9	31.5	1820	185

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.5441	0	0	80.575	80.575
2	1.2187	0	0	0.324	80.899
3	1.0551	78.846	78.846	0	80.899
4	0.502	0	78.846	11.132	92.031
5	0.3966	0	78.846	0.071	92.102
6	0.3307	10.782	89.628	0	92.102
7	0.2855	0	89.628	3.58	95.682
8	0.227	0	89.628	0.036	95.718
9	0.1991	0	89.628	1.849	97.567
10	0.1787	4.283	93.911	0	97.567
11	0.156	0	93.911	0.021	97.587
12	0.1517	0	93.911	1.085	98.673
13	0.1228	0	93.911	0.668	99.341
14	0.1171	0	93.911	0.015	99.356
15	0.1149	2.466	96.377	0	99.356
16	0.1044	0	96.377	0.387	99.743
17	0.0937	0	96.377	0.007	99.75
18	0.093	0	96.377	0.187	99.937

19	0.0867	0	96.377	0.048	99.985
20	0.0812	1.568	97.944	0	99.985
21	0.0793	0	97.944	0.008	99.994
22	0.0706	0	97.944	0.005	99.998
23	0.0659	0	97.944	0.001	100
24	0.0619	1.017	98.962	0	100
25	0.0505	0.616	99.578	0	100
26	0.0441	0.304	99.882	0	100
27	0.0407	0.083	99.965	0	100

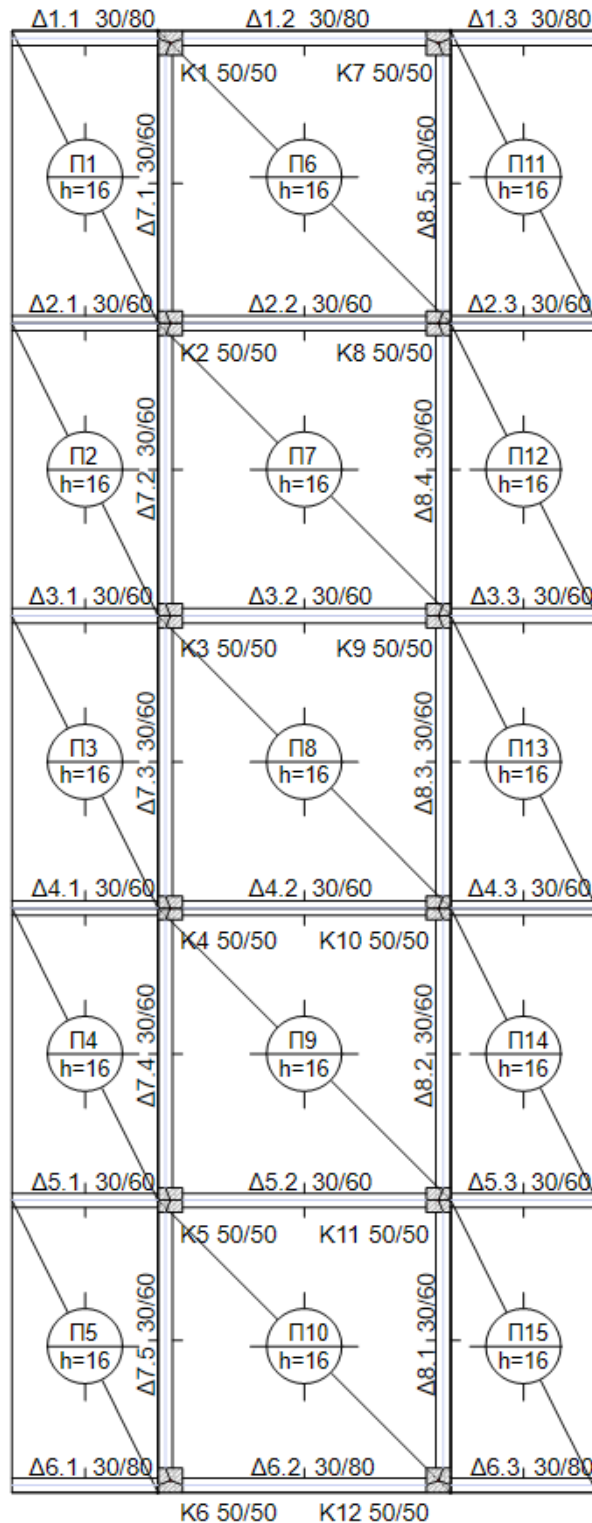
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

<i>Συντεταγμένη x (m)</i>	<i>Συντεταγμένη z(m)</i>	<i>Συντεταγμένη y (m)</i>
6	8.78	24.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής: 16α

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

α/α	Κωδικός	Αριθμός Ορόφων	Πλήθος ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα κατά z	Μήκος ανοίγματος (m)	Κ.Π.
16α	9_5_πλ_6_M	9	5	πλαισιωτό	6	M



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α: 16α

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	26900	296
2	7	23900	296
3	10.5	20900	296
4	14	17900	296
5	17.5	14900	296
6	21	11900	296
7	24.5	8890	296
8	28	5880	296
9	31.5	2880	293

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.7784	0	0	81.105	81.105
2	1.6266	83.098	83.098	0	81.105
3	1.5684	0	83.098	0	81.105
4	0.5795	0	83.098	11.298	92.403
5	0.5389	9.647	<u>92.744</u>	0	92.403
6	0.5148	0	92.744	0	92.403
7	0.3303	0	92.744	3.56	95.963
8	0.3187	3.413	96.157	0	95.963
9	0.297	0	96.157	0	95.963
10	0.232	0	96.157	1.808	97.771
11	0.2258	1.727	97.884	0	97.771
12	0.2102	0	97.884	0	97.771
13	0.1781	0	97.884	1.04	98.811
14	0.1748	0.996	98.88	0	98.811
15	0.1629	0	98.88	0	98.811
16	0.1455	0	98.88	0.628	99.439
17	0.1436	0.594	99.474	0	99.439
18	0.1342	0	99.474	0	99.439

19	0.1247	0	99.474	0.354	99.793
20	0.1237	0.333	99.807	0	99.793
21	0.116	0	99.807	0	99.793
22	0.1117	0	99.807	0.164	99.957
23	0.1113	0.153	99.96	0	99.957
24	0.1046	0	99.96	0	99.957
25	0.1046	0	99.96	0.043	100
26	0.1044	0.04	100	0	100
27	0.0983	0	100	0	100

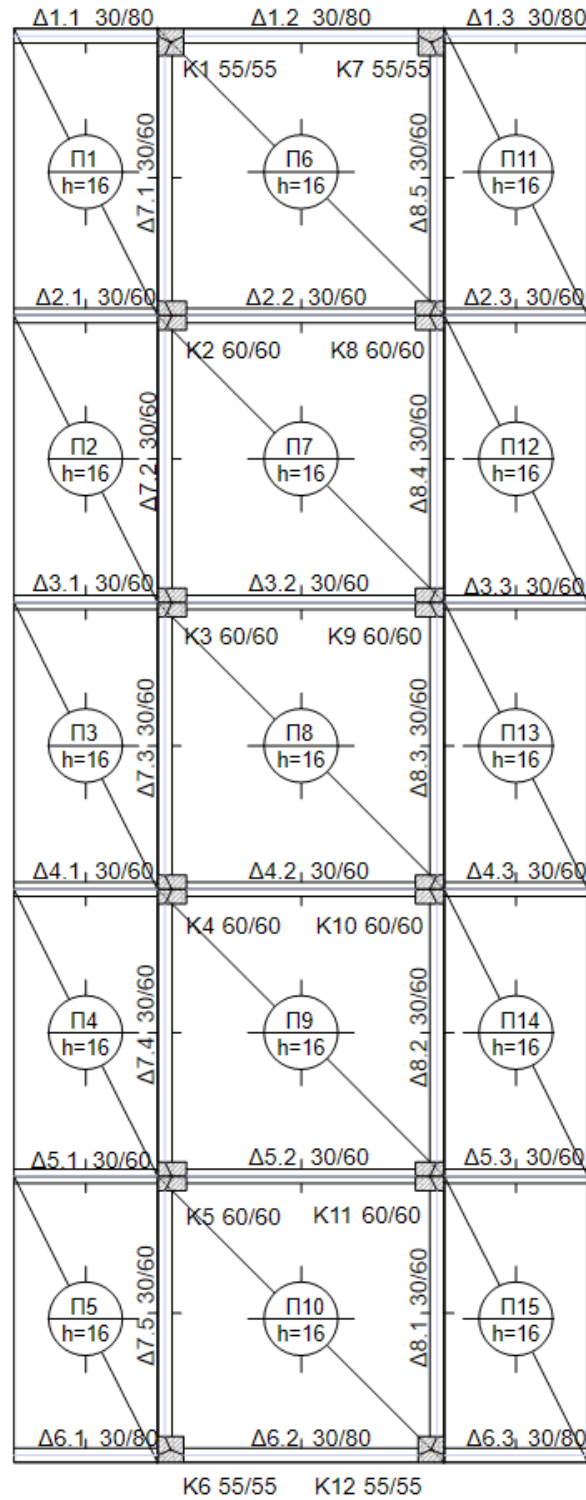
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

<i>Συντεταγμένη x (m)</i>	<i>Συντεταγμένη z(m)</i>	<i>Συντεταγμένη y (m)</i>
6	15	24.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής: 16β

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

α/α	Κωδικός	Αριθμός Ορόφων	Πλήθος ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα κατά z	Μήκος ανοίγματος (m)	Κ.Π.
16β	9_5_πλ_6_Y	9	5	πλαισιωτό	6	Υ



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α: 16β

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	27700	306
2	7	24600	306
3	10.5	21500	306
4	14	18400	306
5	17.5	15300	306
6	21	12200	306
7	24.5	9120	306
8	28	6020	306
9	31.5	2920	298

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.5421	0	0	80.289	80.289
2	1.3772	0	0	0	80.289
3	1.3671	82.407	82.407	0	80.289
4	0.4972	0	82.407	11.391	91.68
5	0.4497	9.724	92.131	0	91.68
6	0.449	0	92.131	0	91.68
7	0.2792	0	92.131	3.703	95.383
8	0.2627	3.544	95.675	0	95.383
9	0.2564	0	95.675	0	95.383
10	0.1922	0	95.675	1.961	97.344
11	0.183	1.86	97.535	0	97.344
12	0.1791	0	97.535	0	97.344
13	0.1441	0	97.535	1.18	98.524
14	0.139	1.117	98.652	0	98.524
15	0.1365	0	98.652	0	98.524
16	0.1149	0	98.652	0.749	99.273
17	0.112	0.695	99.347	0	99.273
18	0.1106	0	99.347	0	99.273

19	0.0962	0	99.347	0.448	99.721
20	0.0948	0.407	99.754	0	99.721
21	0.094	0	99.754	0	99.721
22	0.0846	0	99.754	0.22	99.94
23	0.0841	0.194	99.948	0	99.94
24	0.0837	0	99.948	0	99.94
25	0.0783	0	99.948	0.06	100
26	0.0782	0.052	100	0	100
27	0.0779	0	100	0	100

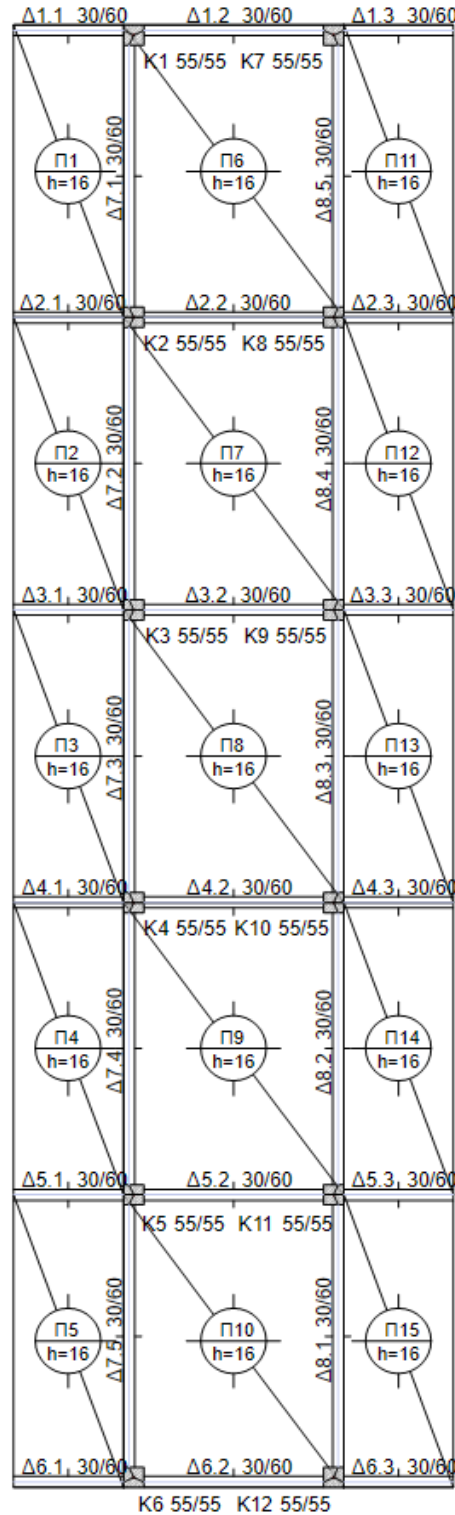
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

<i>Συντεταγμένη x (m)</i>	<i>Συντεταγμένη z(m)</i>	<i>Συντεταγμένη y (m)</i>
6	15	24.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:17α

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

α/α	Κωδικός	Αριθμός Ορόφων	Πλήθος ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα κατά z	Μήκος ανοίγματος (m)	Κ.Π.
17α	9_5_πλ_8_M	9	5	πλαισιωτό	8	M



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α: 17α

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	32900	361
2	7	29300	361
3	10.5	25600	361
4	14	21900	361
5	17.5	18200	361
6	21	14600	361
7	24.5	10900	361
8	28	7200	361
9	31.5	3520	359

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.8869	0	0	80.536	80.536
2	1.7289	0	0	0	80.536
3	1.718	82.442	82.442	0	80.536
4	0.6098	0	82.442	11.135	91.671
5	0.5649	9.58	92.022	0	91.671
6	0.5604	0	92.022	0	91.671
7	0.3436	0	92.022	3.699	95.37
8	0.3303	3.555	95.578	0	95.37
9	0.3175	0	95.578	0	95.37
10	0.2363	0	95.578	1.966	97.337
11	0.2293	1.88	97.457	0	97.337
12	0.2182	0	97.457	0	97.337
13	0.1771	0	97.457	1.186	98.523
14	0.1734	1.139	98.597	0	98.523
15	0.1633	0	98.597	0	98.523
16	0.1411	0	98.597	0.752	99.275
17	0.1391	0.716	99.313	0	99.275
18	0.13	0	99.313	0	99.275

19	0.1182	0	99.313	0.447	99.722
20	0.1172	0.425	99.738	0	99.722
21	0.1087	0	99.738	0	99.722
22	0.1041	0	99.738	0.218	99.94
23	0.1035	0.206	99.944	0	99.94
24	0.0963	0	99.944	0.059	99.999
25	0.096	0.056	100	0	99.999
26	0.0956	0	100	0	99.999
27	0.0884	0	100	0	99.999

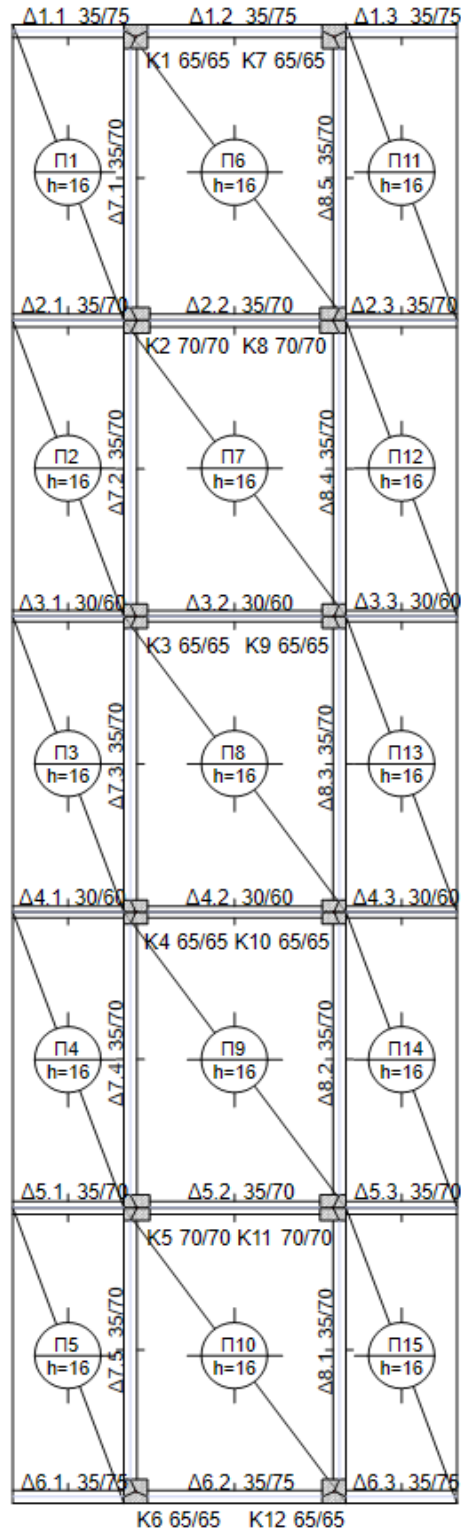
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

<i>Συντεταγμένη x (m)</i>	<i>Συντεταγμένη z(m)</i>	<i>Συντεταγμένη y (m)</i>
6	20	24.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:17β

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

α/α	Κωδικός	Αριθμός Ορόφων	Πλήθος ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα κατά z	Μήκος ανοίγματος (m)	Κ.Π.
17β	9_5_πλ_8_Y	9	5	πλαισιωτό	8	Y



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α:17β

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	35900	395
2	7	31900	395
3	10.5	27800	395
4	14	23800	395
5	17.5	19800	395
6	21	15800	395
7	24.5	11800	395
8	28	7790	395
9	31.5	3780	385

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.4651	0	0	79.646	79.646
2	1.2839	0	0	0	79.646
3	1.2726	82.17	82.17	0	79.646
4	0.4683	0	82.17	11.667	91.313
5	0.4173	9.67	91.84	0	91.313
6	0.4133	0	91.84	0	91.313
7	0.2597	0	91.84	3.796	95.109
8	0.2427	3.6	95.441	0	95.109
9	0.2314	0	95.441	0	95.109
10	0.1768	0	95.441	2.043	97.152
11	0.1676	1.921	97.361	0	97.152
12	0.1589	0	97.361	0	97.152
13	0.1311	0	97.361	1.245	98.397
14	0.1261	1.174	98.535	0	98.397
15	0.1189	0	98.535	0	98.397
16	0.1035	0	98.535	0.803	99.2
17	0.1006	0.744	99.279	0	99.2
18	0.0947	0	99.279	0	99.2

19	0.0859	0	99.279	0.487	99.687
20	0.0844	0.445	99.724	0	99.687
21	0.0792	0	99.724	0	99.687
22	0.075	0	99.724	0.243	99.93
23	0.0743	0.217	99.941	0	99.93
24	0.0697	0	99.941	0	99.93
25	0.0691	0	99.941	0.067	99.998
26	0.0688	0.059	100	0	99.998
27	0.0644	0	100	0	99.998

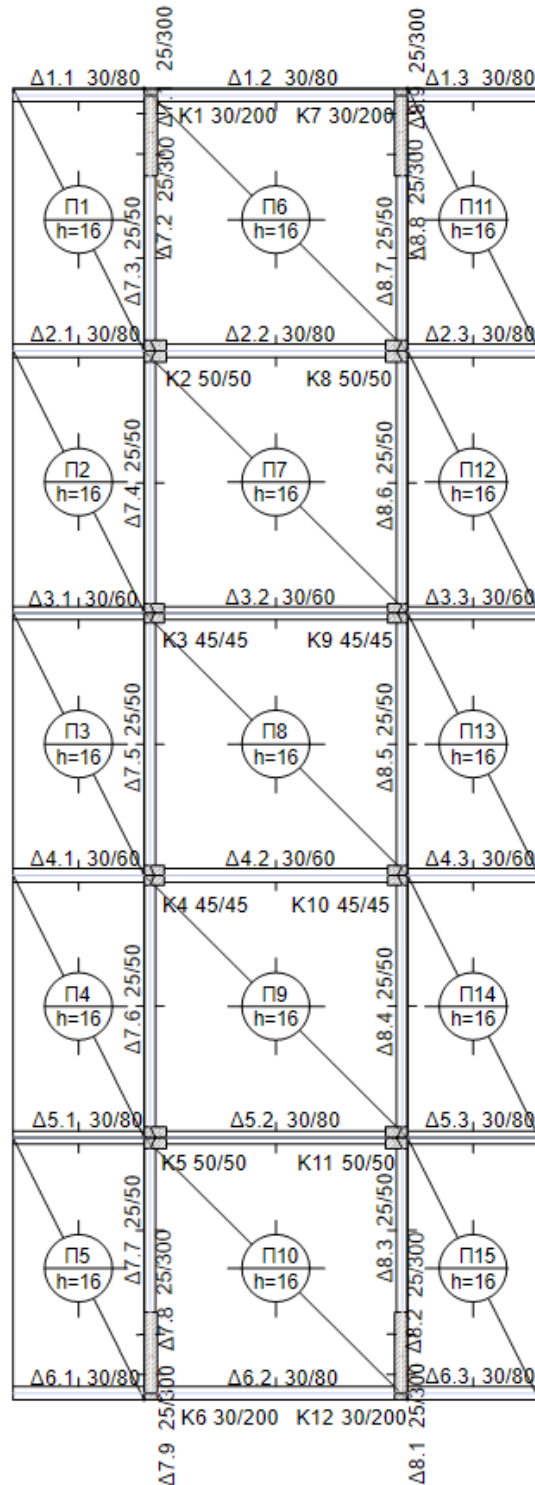
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

<i>Συντεταγμένη x (m)</i>	<i>Συντεταγμένη z(m)</i>	<i>Συντεταγμένη y (m)</i>
6	20	24.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής: 18α

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

α/α	Κωδικός	Αριθμός Ορόφων	Πλήθος ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα κατά z	Μήκος ανοίγματος (m)	Κ.Π.
18α	9_5_τχ_6_M	9	5	τοιχομάτων	6	M



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α: 18α

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	27500	303
2	7	24400	303
3	10.5	21300	303
4	14	18300	303
5	17.5	15200	303
6	21	12100	303
7	24.5	9040	303
8	28	5960	303
9	31.5	2890	295

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.8721	0	0	81.697	81.697
2	1.7476	0	0	0	81.697
3	1.4389	75.946	75.946	0	81.697
4	0.6137	0	75.946	10.894	92.591
5	0.5651	0	75.946	0	92.591
6	0.4264	11.86	87.806	0	92.591
7	0.3535	0	87.806	3.506	96.097
8	0.3196	0	87.806	0	96.097
9	0.2496	0	87.806	1.764	97.861
10	0.2186	0	87.806	0	97.861
11	0.2117	5.082	92.888	0	97.861
12	0.1927	0	92.888	1.007	98.867
13	0.1637	0	92.888	0	98.867
14	0.1582	0	92.888	0.601	99.469
15	0.1362	0	92.888	0.337	99.805
16	0.1312	0	92.888	0	99.805
17	0.1267	2.919	95.807	0	99.805
18	0.1224	0	95.807	0.155	99.96

19	0.1149	0	95.807	0.04	100
20	0.1114	0	95.807	0	100
21	0.0996	0	95.807	0	100
22	0.0933	0	95.807	0	100
23	0.0858	1.819	97.627	0	100
24	0.0645	1.159	98.785	0	100
25	0.0531	0.694	99.479	0	100
26	0.047	0.341	99.82	0	100
27	0.0441	0.094	99.914	0	100

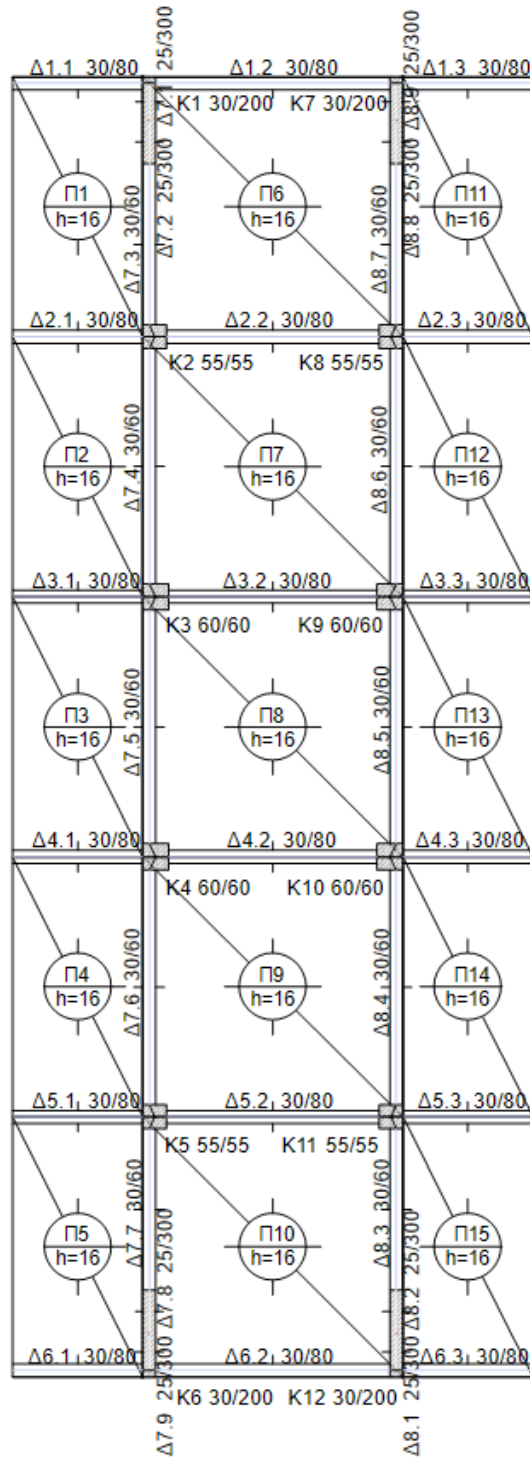
➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

<i>Συντεταγμένη x (m)</i>	<i>Συντεταγμένη z(m)</i>	<i>Συντεταγμένη y (m)</i>
6	15	24.5

Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:18β

➤ *Παράμετροι Κατασκευής*

α/α	Κωδικός	Αριθμός Ορόφων	Πλήθος ανοιγμάτων	Στατικό σύστημα κατά z	Μήκος ανοίγματος (m)	Κ.Π.
18β	9_5_τχ_6_Υ	9	5	τοιχομάτων	6	Υ



Κάτοψη τυπικού ορόφου κατασκευής α/α: 18β

➤ Βάρος κατασκευής και μάζες ορόφων:

Επίπεδο	Υψόμετρο (m)	Συνολικό βάρος υπερκείμενων επιπέδων (kN)	Μάζα επιπέδου (ton)
1	3.5	29000	320
2	7	25700	320
3	10.5	22500	320
4	14	19200	320
5	17.5	16000	320
6	21	12700	320
7	24.5	9510	320
8	28	6260	320
9	31.5	3020	308

➤ Ιδιομορφές κατασκευής:

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος(sec)	Ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας			
		Z _i (%)	ΣZ _i (%)	X _i (%)	ΣX _i (%)
1	1.6152	0	0	0	0
2	1.5362	0	0	80.926	80.926
3	1.1271	77.753	77.753	0	80.926
4	0.5228	0	77.753	0	80.926
5	0.4997	0	77.753	11.447	92.373
6	0.3474	11.221	88.974	0	92.373
7	0.2961	0	88.974	0	92.373
8	0.284	0	88.974	3.581	95.954
9	0.2033	0	88.974	0	95.954
10	0.1994	0	88.974	1.815	97.769
11	0.1827	4.551	93.525	0	97.769
12	0.1531	0	93.525	1.042	98.811
13	0.1528	0	93.525	0	98.811
14	0.1251	0	93.525	0.628	99.439
15	0.1229	0	93.525	0	99.439
16	0.1149	2.636	96.161	0	99.439
17	0.1073	0	96.161	0.354	99.793
18	0.1044	0	96.161	0	99.793

19	0.0962	0	96.161	0.164	99.957
20	0.0933	0	96.161	0	99.957
21	0.0901	0	96.161	0.042	99.999
22	0.0873	0	96.161	0	99.999
23	0.0802	1.666	97.826	0	99.999
24	0.0611	1.071	98.897	0	99.999
25	0.0504	0.642	99.539	0	99.999
26	0.0445	0.313	99.851	0	99.999
27	0.0416	0.085	99.936	0	99.999

➤ Συντεταγμένες πόλου στροφής:

<i>Συντεταγμένη x (m)</i>	<i>Συντεταγμένη z(m)</i>	<i>Συντεταγμένη y (m)</i>
6	15	24.5

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β:

Τομές Υποστυλωμάτων και Δοκών των Επιλεγμένων προς Αποτίμηση Κατασκευών

Γενικά Στοιχεία: Στο παρόν Παράρτημα παρουσιάζονται οι τομές των υποστυλωμάτων και των δοκών (γεωμετρικά χαρακτηριστικά, διαμήκης-εγκάρσια όπλιση) όλων των ορόφων των κατασκευών που επιλέχθηκαν, ώστε να αποτιμηθεί η σεισμική συμπεριφορά τους με τη βοήθεια του προγράμματος Sap2000 (κατασκευές με $a/a:1$ & 13). Οι παρατιθέμενες τομές είναι αυτές που παρήχθησαν κατά τη διαστασιολόγηση από το πρόγραμμα Fespa.

Σημειώσεις: Οι τέσσερις κατασκευές ($a/a:1\alpha$, 1β , 13α , 13β) έχουν όλες ίδιες παραμέτρους ορόφου (3 ανοίγματα με μήκος 6m και πλαισιωτό στατικό σύστημα κατά z (Fespa)), οπότε έχουν την ίδια «μορφή» κάτοψης τυπικού ορόφου (βλ. Σχήμα 3.1) με ίδιες ονομασίες δοκών-υποστυλωμάτων. Για τα στοιχεία τους ισχύουν:

Υποστυλώματα: Κάθε όροφος διαθέτει οκτώ υποστυλώματα. Λόγω συμμετρίας γεωμετρίας φορέα και φόρτισης διακρίνονται δύο ομάδες υποστυλωμάτων με πανομοιότυπα χαρακτηριστικά και όπλιση:

- Ομάδα 1: K1,K4,K5,K8
- Ομάδα 2: K2,K3,K6,K7

Στη συνέχεια, η αναφορά στα υποστυλώματα K1 και K2 θα θεωρείται ότι αντιπροσωπεύει ολόκληρες τις ομάδες 1 και 2 αντίστοιχα.

Δοκοί: Κάθε όροφος διαθέτει έξι σειρές δοκών (δύο συνεχείς τριών ανοιγμάτων κατά τη διεύθυνση z του Fespa και τέσσερις αμφιπροέχουσες ενός ανοίγματος στη διεύθυνση x του Fespa). Λόγω συμμετρίας γεωμετρίας φορέα και φόρτισης διακρίνονται τρεις ομάδες δοκών με πανομοιότυπα χαρακτηριστικά και όπλιση:

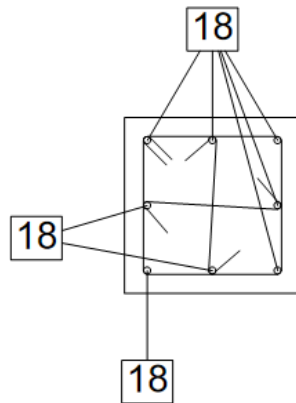
- Ομάδα 1: Δ1,Δ4 (διεύθυνση z)
- Ομάδα 2: Δ2,Δ3 (διεύθυνση z)
- Ομάδα 3: Δ5,Δ6 (διεύθυνση x)

Στη συνέχεια η αναφορά στις δοκούς Δ1, Δ2 και Δ5 θα θεωρείται ότι αντιπροσωπεύει ολόκληρες τις ομάδες 1,2 και 3 αντίστοιχα.

ΤΟΜΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

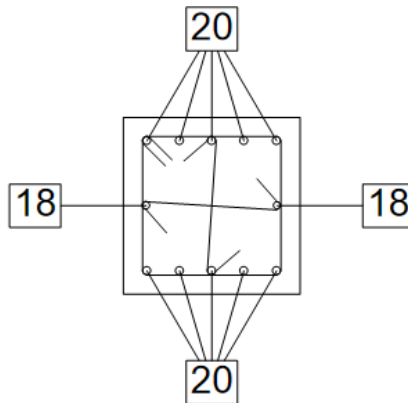
Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:1α (3_3_πλ_6_M)

K1 $\frac{40/40}{8\Phi 18}$
 $\Sigma\Phi 8/14$



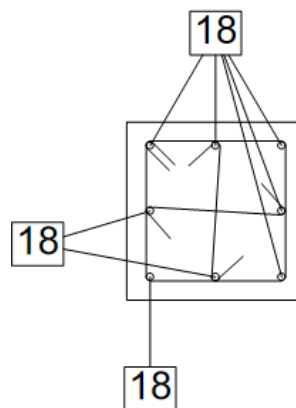
Τομή υποστυλώματος K1 1^{ου} ορόφου

K2 $\frac{40/40}{10\Phi 20 + 2\Phi 18}$
 $\Sigma\Phi 8/14$



Τομή υποστυλώματος K2 1^{ου} ορόφου

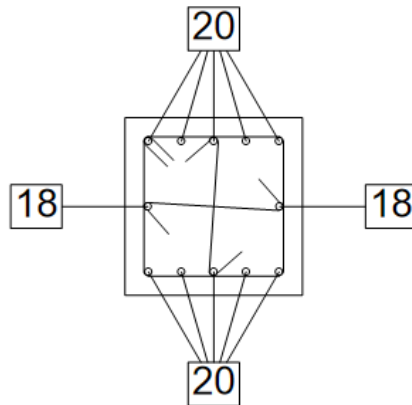
K1 $\frac{40/40}{8\Phi 18}$
 $\Sigma\Phi 8/14$



Τομή υποστυλώματος K1 2^{ου} ορόφου

$$\mathbf{K2} \frac{40/40}{10\Phi 20 + 2\Phi 18}$$

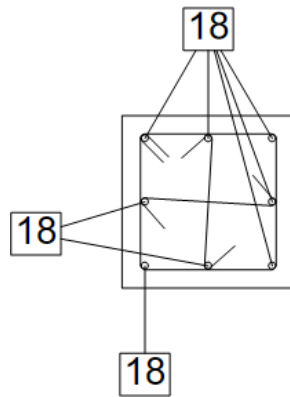
$$\Sigma\Phi 8/14$$



Τομή υποστυλώματος K2 2^{ου} ορόφου

$$\mathbf{K1} \frac{40/40}{8\Phi 18}$$

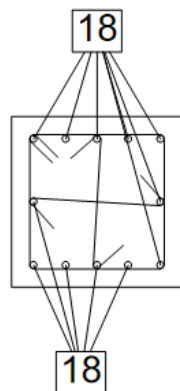
$$\Sigma\Phi 8/14$$



Τομή υποστυλώματος K1 3^{ου} ορόφου

$$\mathbf{K2} \frac{40/40}{12\Phi 18}$$

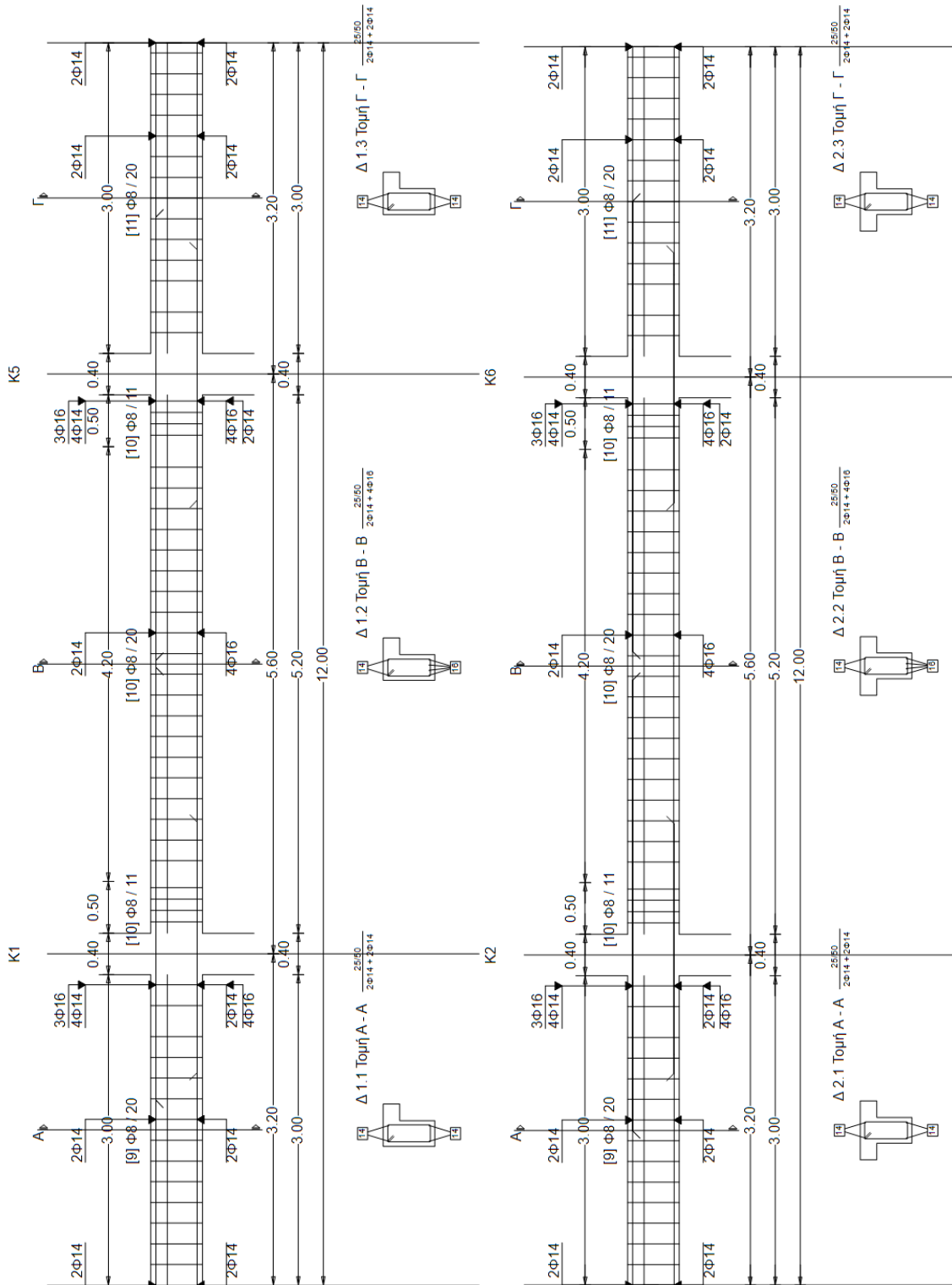
$$\Sigma\Phi 8/14$$



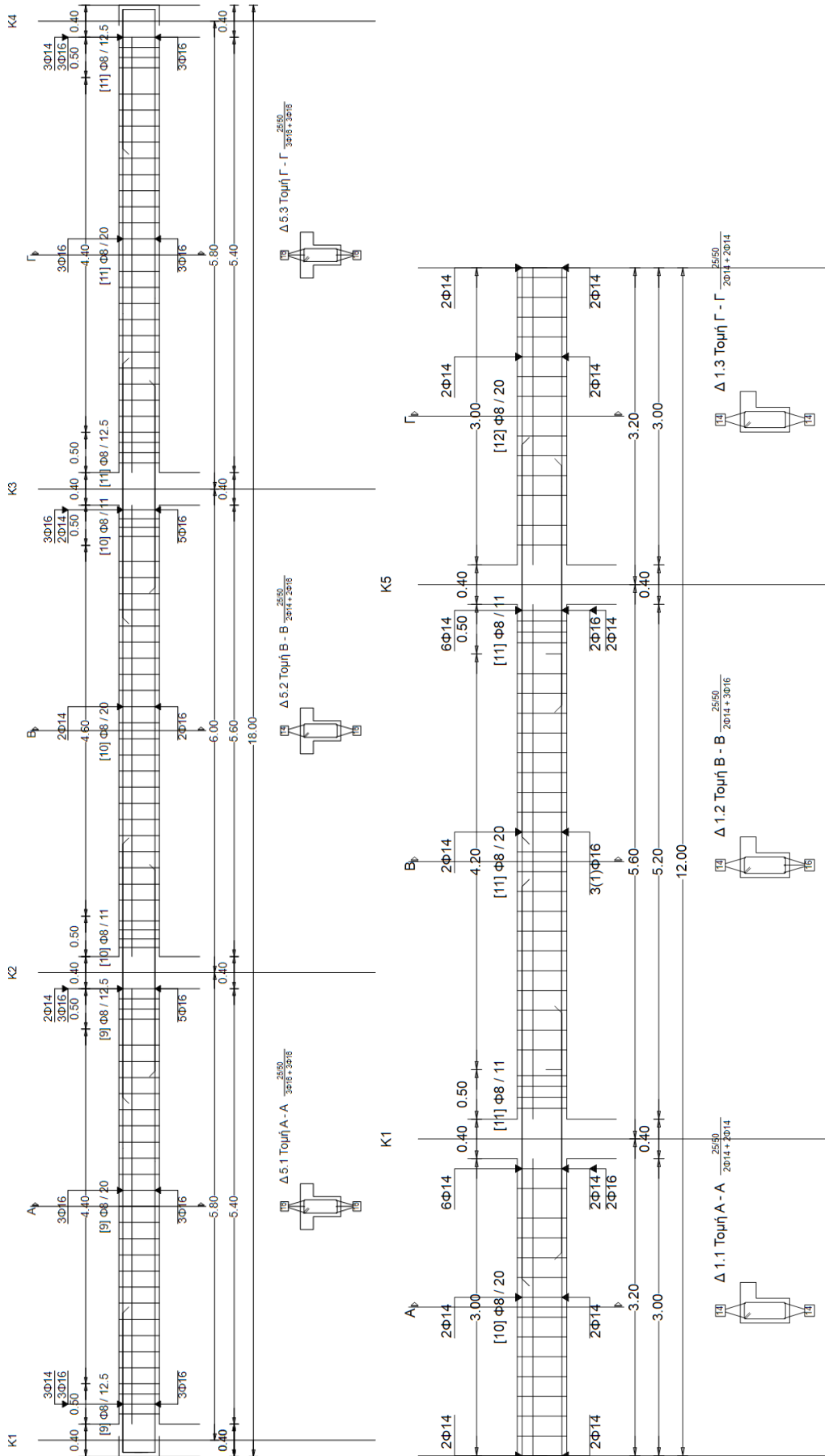
Τομή υποστυλώματος K2 3^{ου} ορόφου

ΤΟΜΕΣ ΔΟΚΩΝ

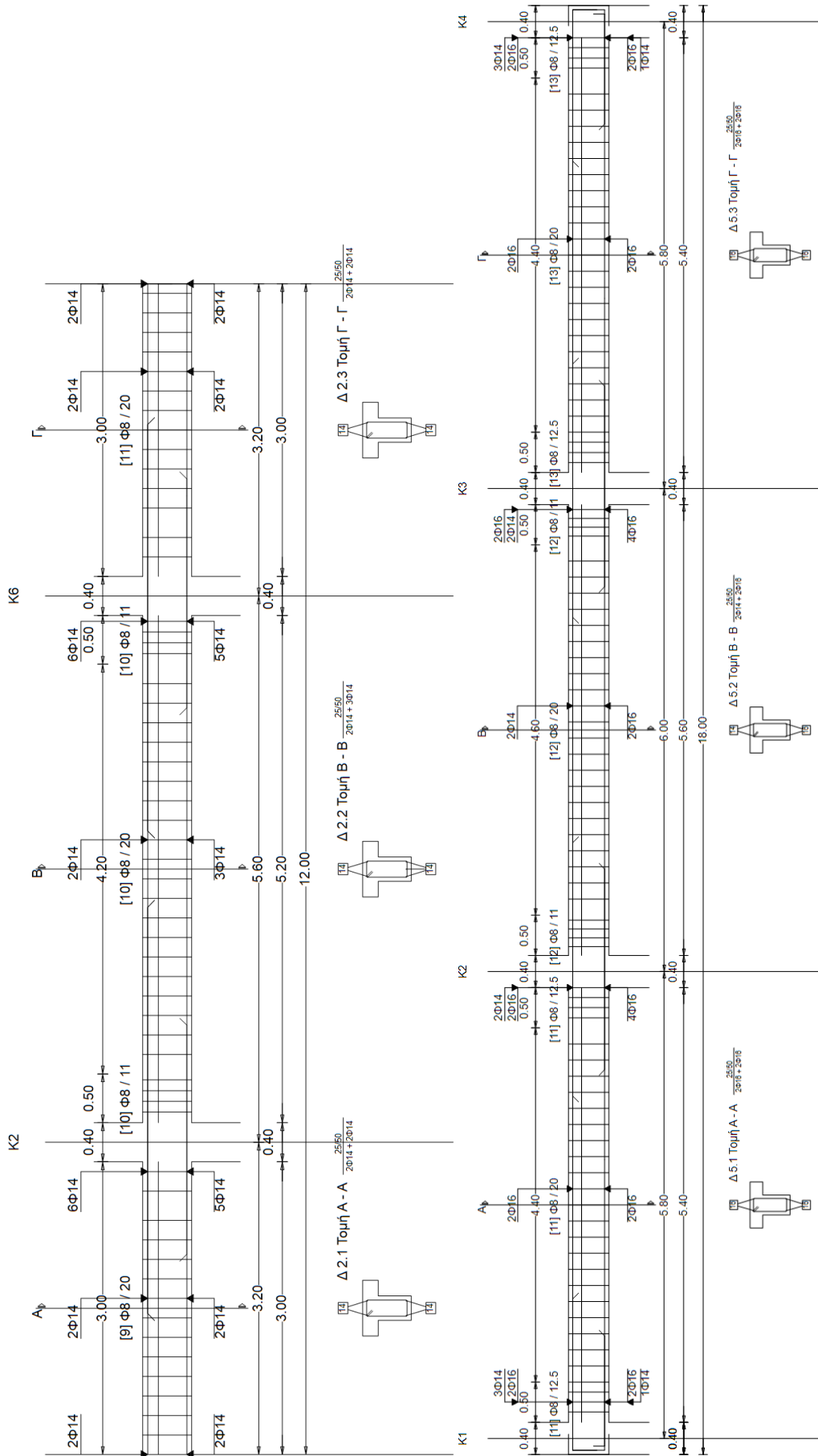
Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:1α (3_3_πλ_6_M)



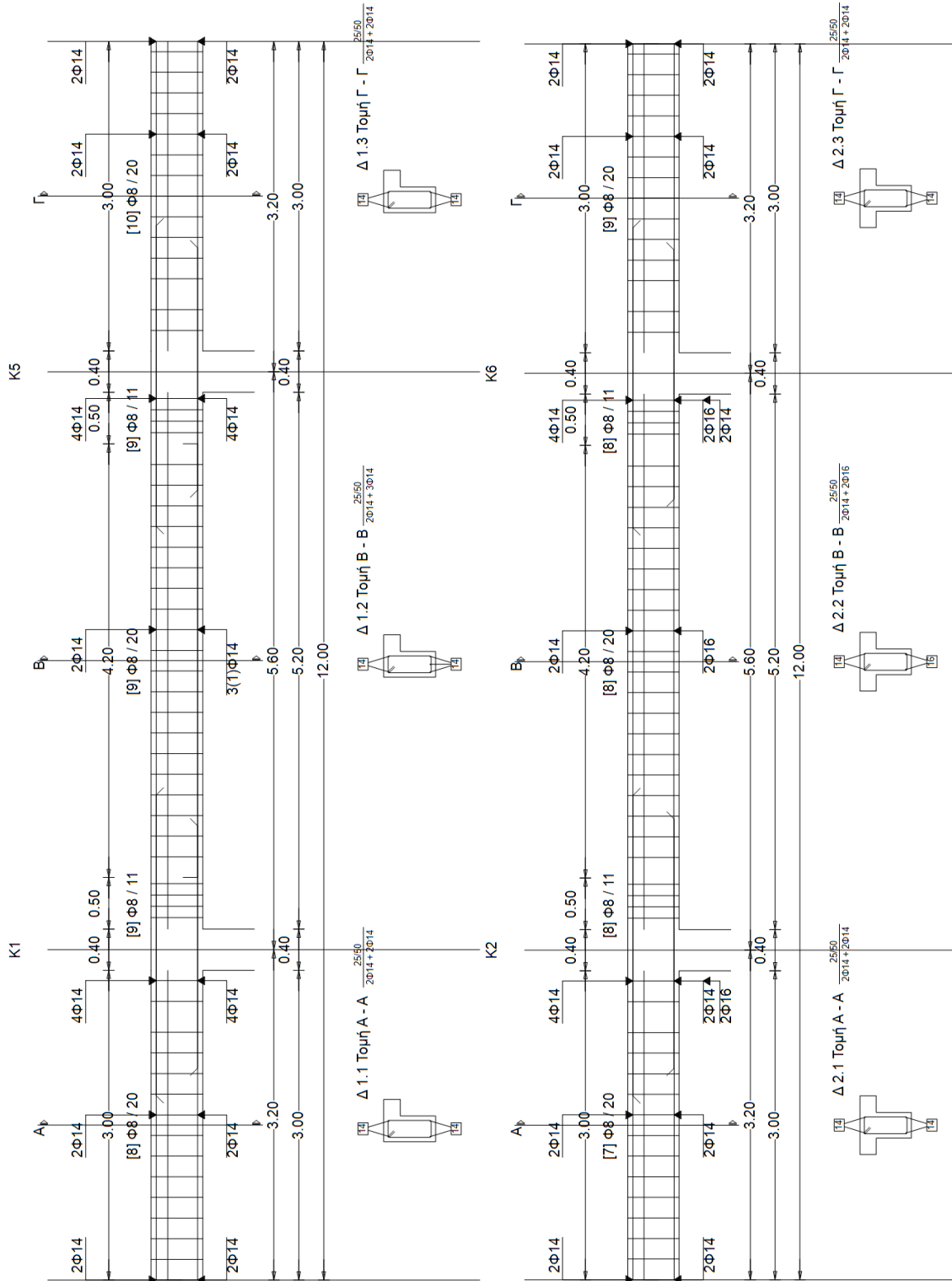
Τομή δοκού Δ1 1^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ2 1^{ου} ορόφου (δεξιά)



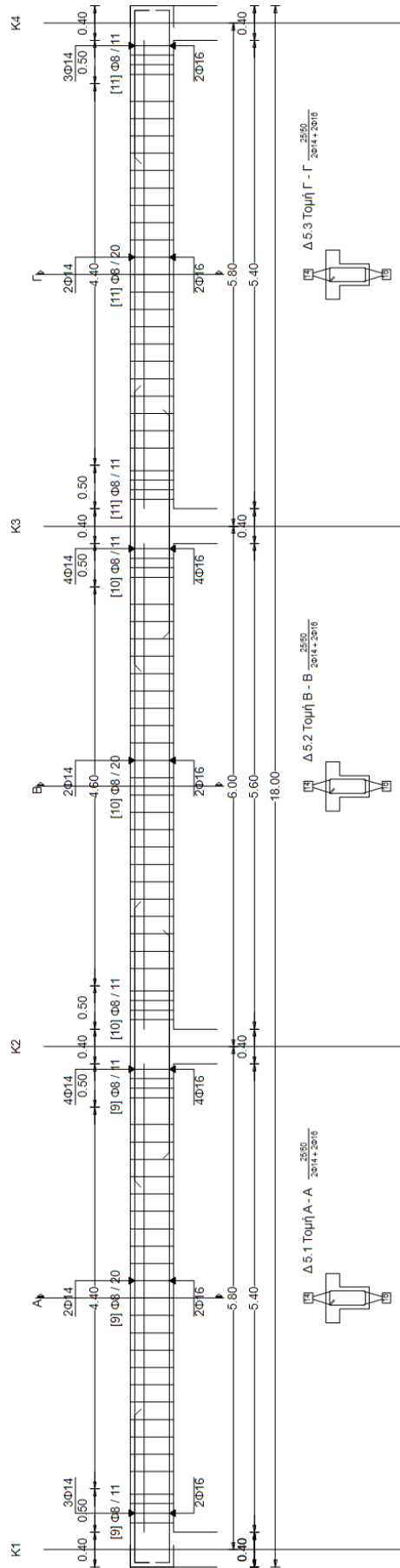
Τομή δοκού Δ5 1^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ1 2^{ου} ορόφου (δεξιά)



Τομή δοκού Δ2 2^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ5 2^{ου} ορόφου (δεξιά)



Τομή δοκού Δ1 3^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ2 3^{ου} ορόφου (δεξιά)

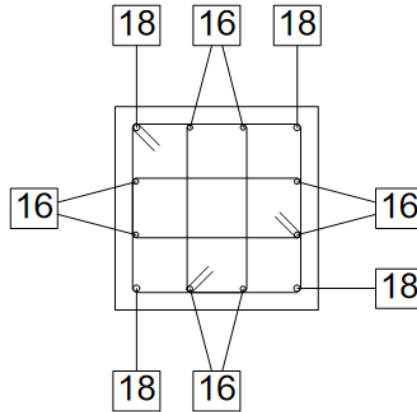


Τομή δοκού Δ5 3^{ov} ορόφου

ΤΟΜΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

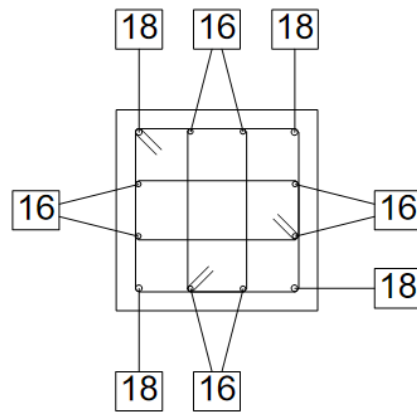
Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:1β (3_3_πλ_6_Υ)

$$\mathbf{K1} \frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16} \\ \Sigma\Phi 8/9.5$$



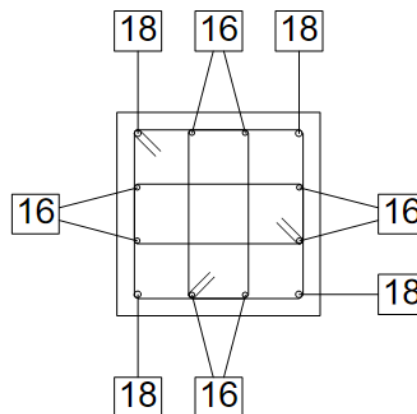
Τομή υποστρώματος K1 1^{ου} ορόφου

$$\mathbf{K2} \frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16} \\ \Sigma\Phi 12/9.5$$



Τομή υποστρώματος K2 1^{ου} ορόφου

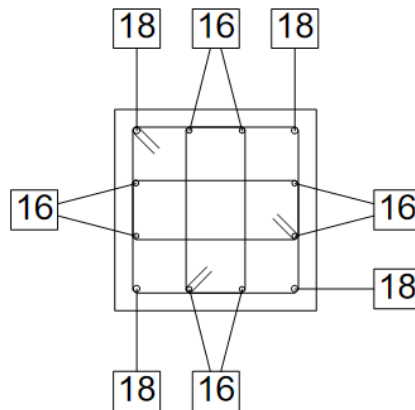
$$\mathbf{K1} \frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16} \\ \Sigma\Phi 8/9.5$$



Τομή υποστρώματος K1 2^{ου} ορόφου

$$\mathbf{K2} \frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16}$$

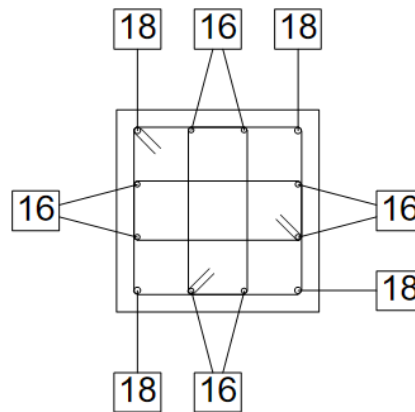
$$\Sigma\Phi 10/7$$



Τομή υποστυλώματος K2 2^{ου} ορόφου

$$\mathbf{K1} \frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16}$$

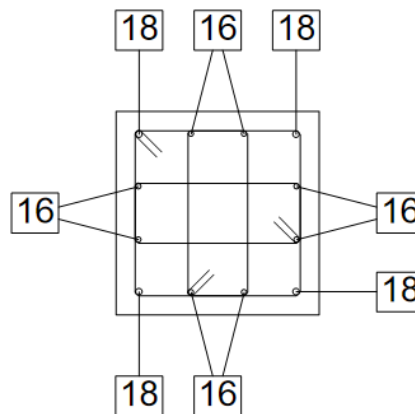
$$\Sigma\Phi 8/9.5$$



Τομή υποστυλώματος K1 3^{ου} ορόφου

$$\mathbf{K2} \frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16}$$

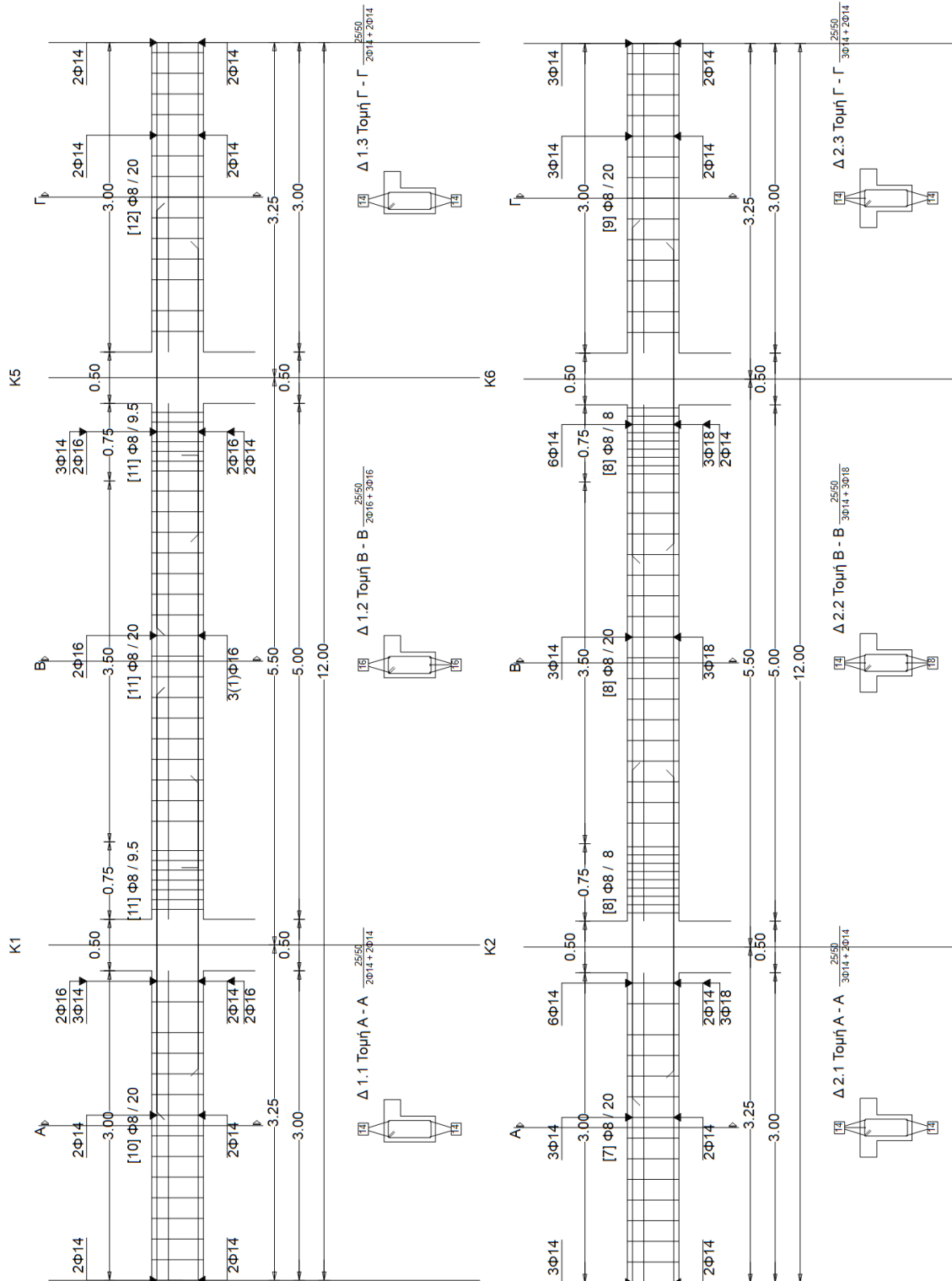
$$\Sigma\Phi 12/9.5$$



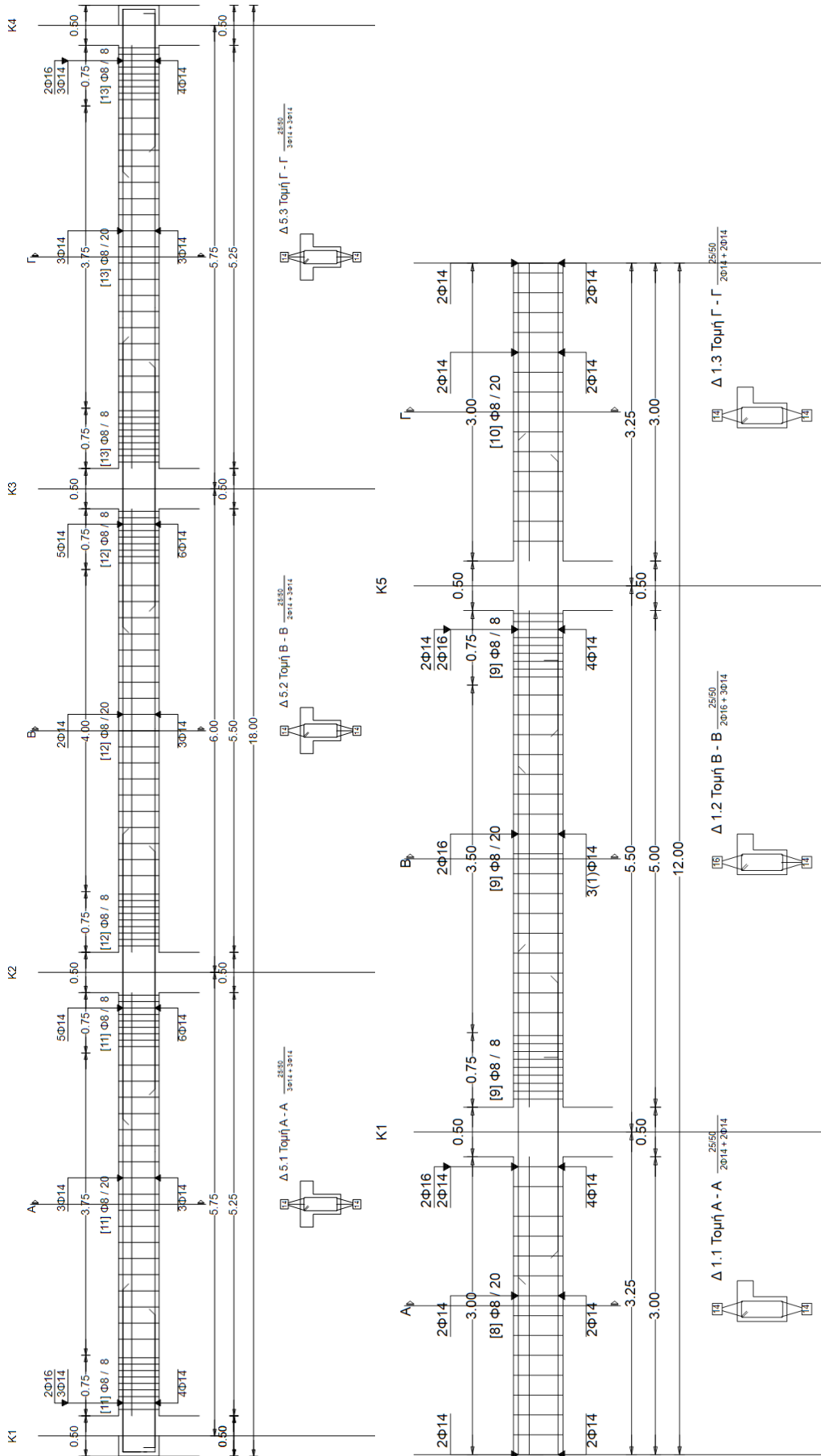
Τομή υποστυλώματος K2 3^{ου} ορόφου

ΤΟΜΕΣ ΔΟΚΩΝ

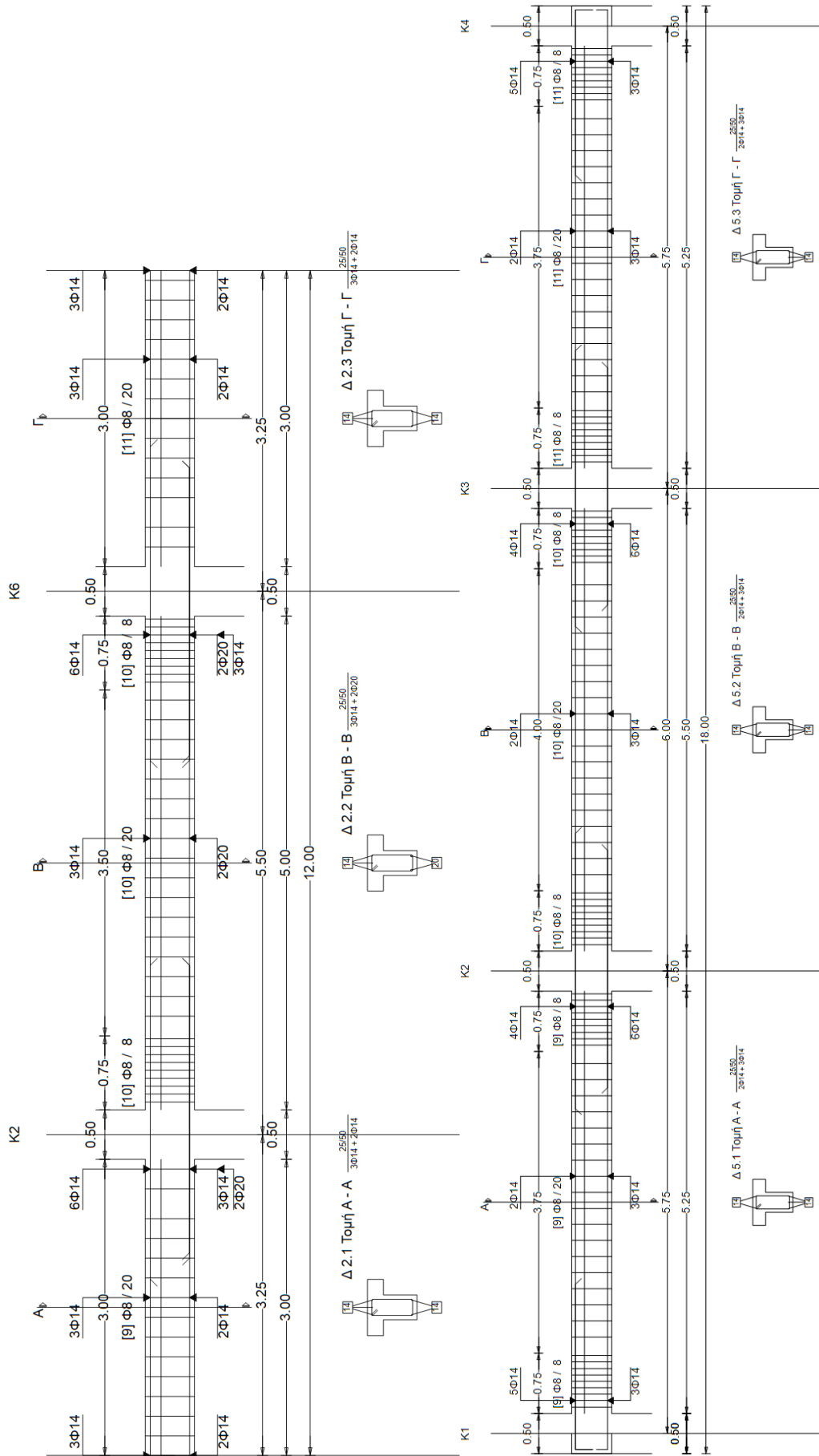
Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:1β (3_3_πλ_6_Y)



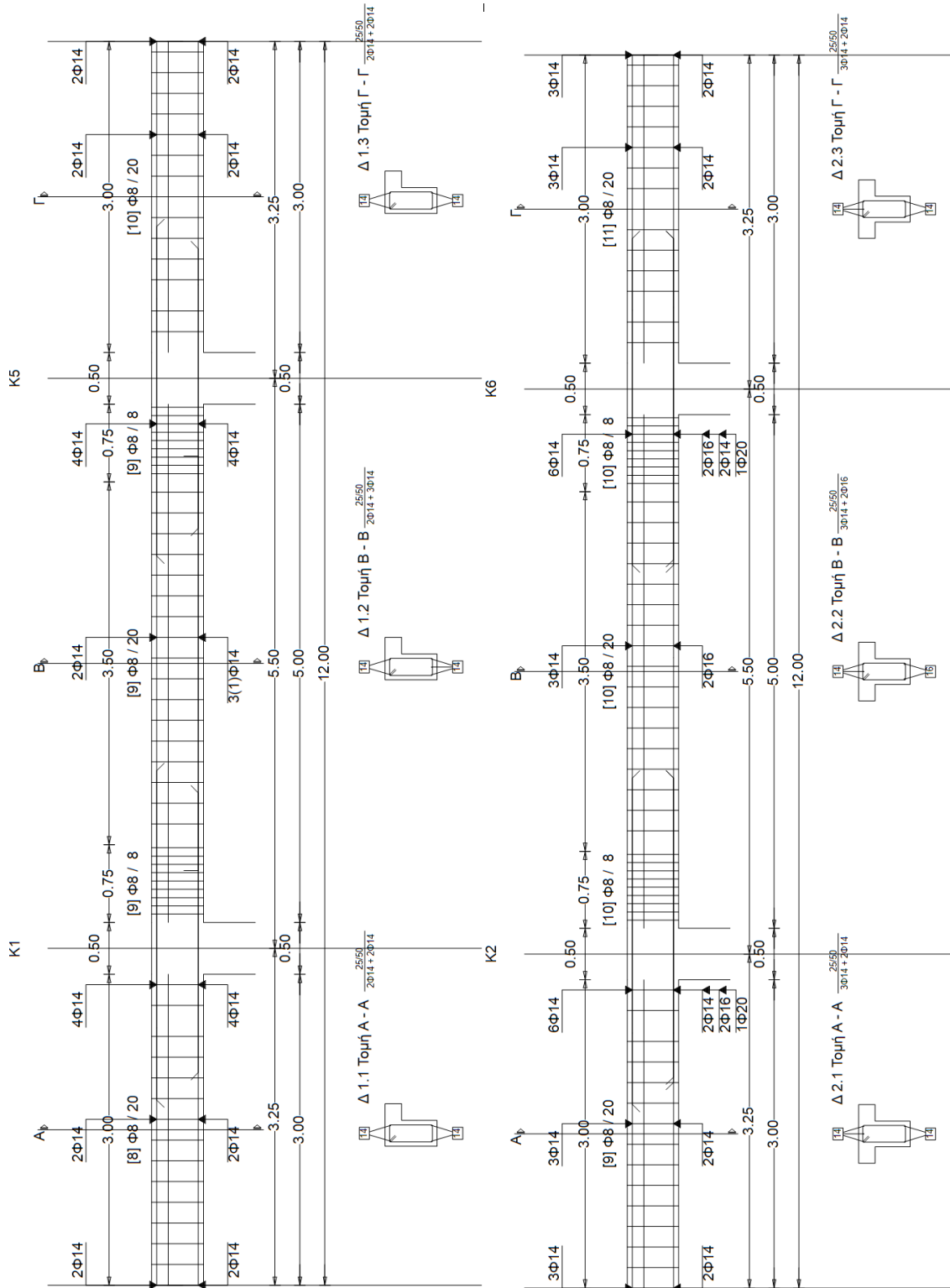
Τομή δοκού Δ1 1^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ2 1^{ου} ορόφου (δεξιά)



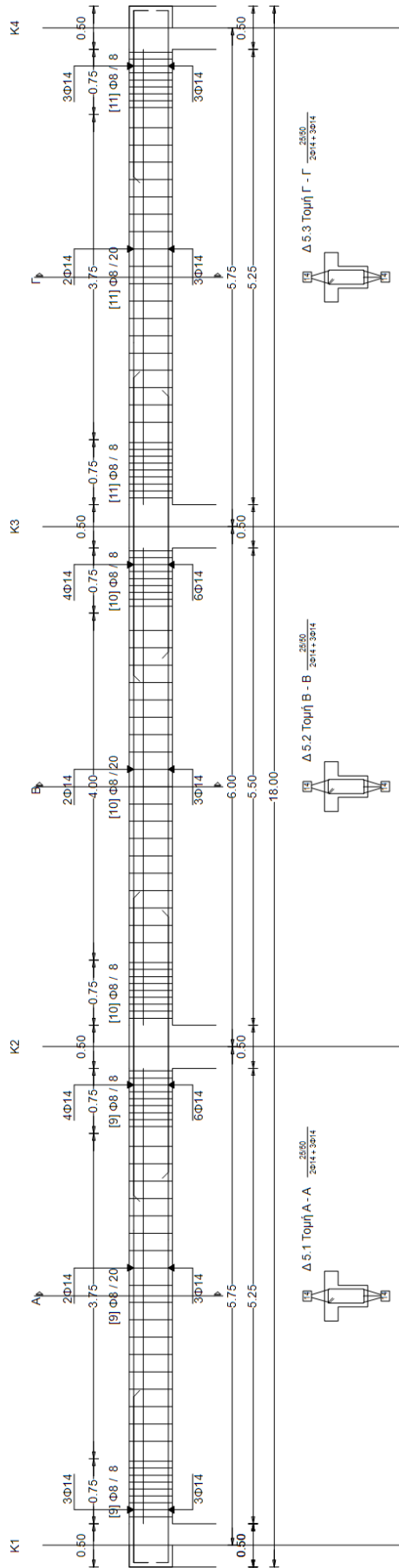
Τομή δοκού Δ5 1^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ1 2^{ου} ορόφου (δεξιά)



Τομή δοκού Δ2 2^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ5 2^{ου} ορόφου (δεξιά)



Τομή δοκού Δ1 3^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ2 3^{ου} ορόφου (δεξιά)

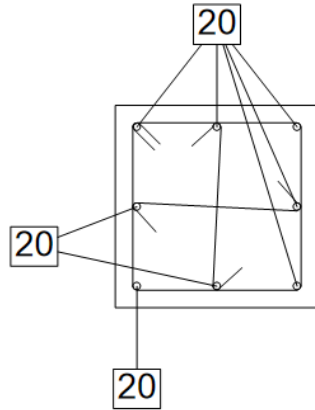


Τομή δοκού Δ5 3^{ου} ορόφου

ΤΟΜΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

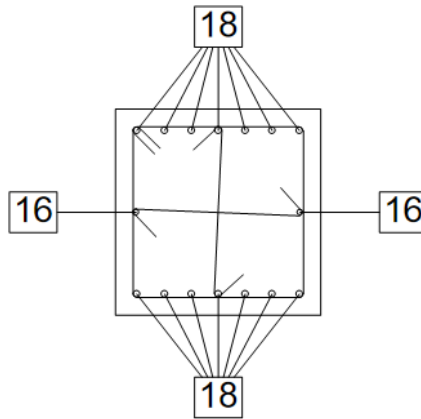
Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:13α (9_3_πλ_6_Μ)

K1 $\frac{50/50}{8\Phi 20}$
 $\Sigma\Phi 8/16$



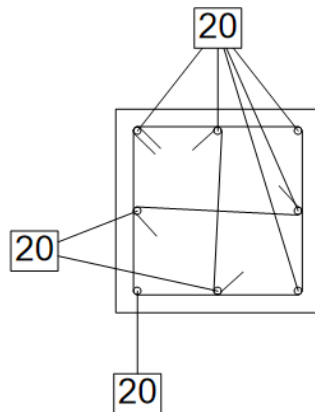
Τομή υποστυλώματος K1 1^{ου} ορόφου

K2 $\frac{50/50}{14\Phi 18 + 2\Phi 16}$
 $\Sigma\Phi 8/12.5$



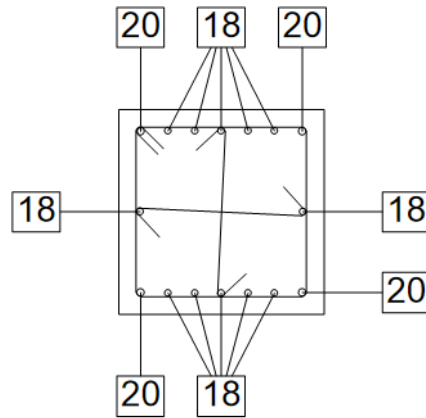
Τομή υποστυλώματος K2 1^{ου} ορόφου

K1 $\frac{50/50}{8\Phi 20}$
 $\Sigma\Phi 8/16$



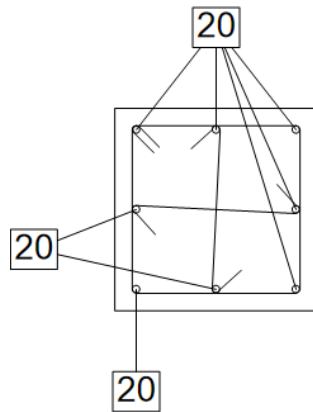
Τομή υποστυλώματος K1 2^{ου} ορόφου

K2 $\frac{50/50}{4\Phi 20 + 12\Phi 18}$
 $\Sigma\Phi 8/14$



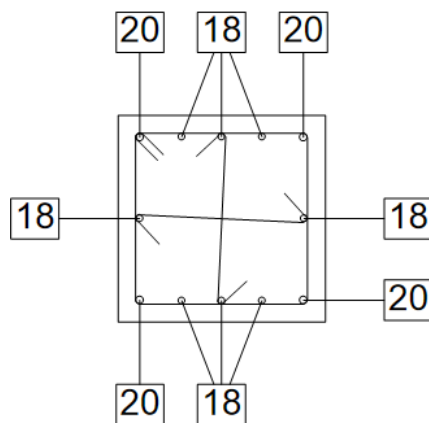
Τομή υποστυλώματος K2 2^{ου} ορόφου

K1 $\frac{50/50}{8\Phi 20}$
 $\Sigma\Phi 8/16$



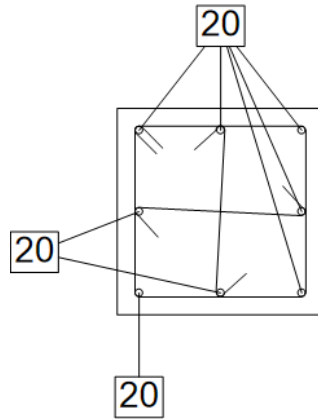
Τομή υποστυλώματος K1 3^{ου} ορόφου

K2 $\frac{50/50}{4\Phi 20 + 8\Phi 18}$
 $\Sigma\Phi 8/14$



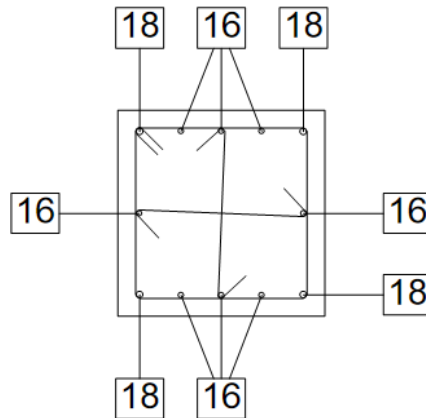
Τομή υποστυλώματος K2 3^{ου} ορόφου

K1 $\frac{50/50}{8\Phi 20}$
 $\Sigma\Phi 8/16$



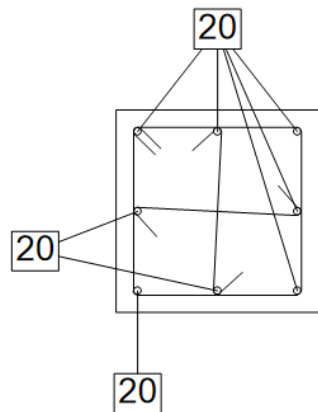
Τομή υποστύλωματος K1 4^{ου} ορόφου

K2 $\frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16}$
 $\Sigma\Phi 8/12.5$



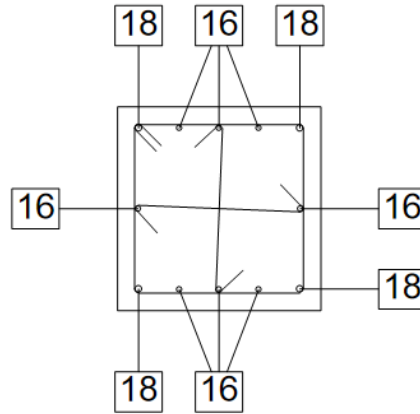
Τομή υποστύλωματος K2 4^{ου} ορόφου

K1 $\frac{50/50}{8\Phi 20}$
 $\Sigma\Phi 8/16$



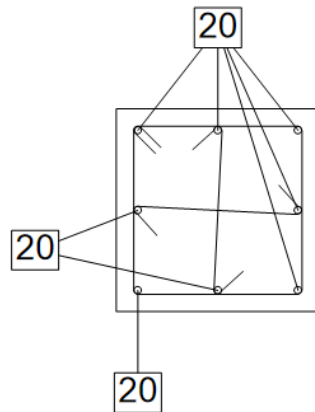
Τομή υποστύλωματος K1 5^{ου} ορόφου

K2 $\frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16}$
 $\Sigma\Phi 8/12.5$



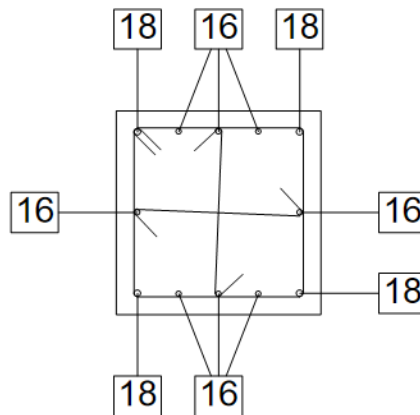
Τομή υποστυλώματος K2 5^{ου} ορόφου

K1 $\frac{50/50}{8\Phi 20}$
 $\Sigma\Phi 8/16$



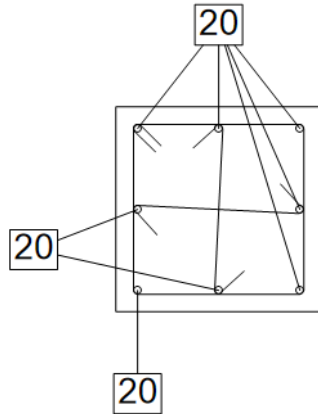
Τομή υποστυλώματος K1 6^{ου} ορόφου

K2 $\frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16}$
 $\Sigma\Phi 8/12.5$



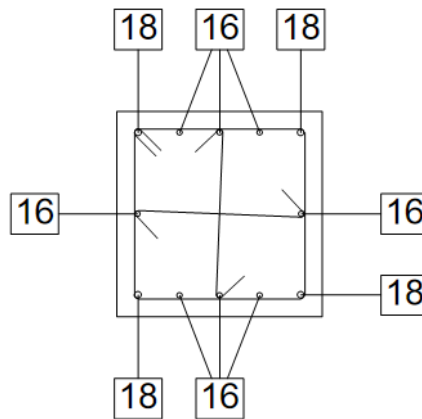
Τομή υποστυλώματος K2 6^{ου} ορόφου

K1 $\frac{50/50}{8\Phi 20}$
 $\Sigma\Phi 8/16$



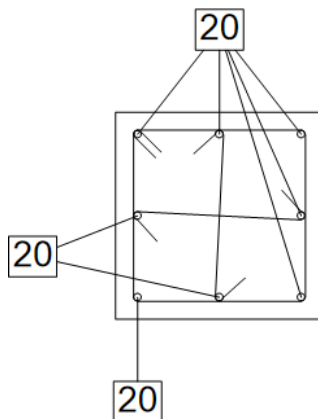
Τομή υποστυλώματος K1 7^{ου} ορόφου

K2 $\frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16}$
 $\Sigma\Phi 8/12.5$



Τομή υποστυλώματος K2 7^{ου} ορόφου

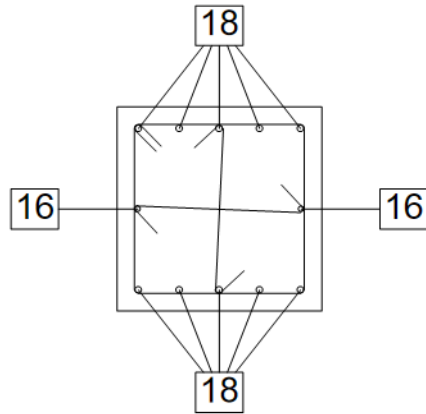
K1 $\frac{50/50}{8\Phi 20}$
 $\Sigma\Phi 8/16$



Τομή υποστυλώματος K1 8^{ου} ορόφου

$$\text{K2} \frac{50/50}{10\Phi 18 + 2\Phi 16}$$

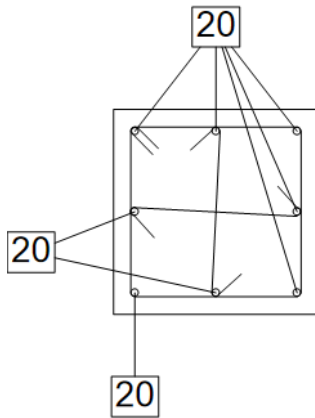
$$\Sigma\Phi 8/12.5$$



Τομή υποστυλώματος K2 8^{ου} ορόφου

$$\text{K1} \frac{50/50}{8\Phi 20}$$

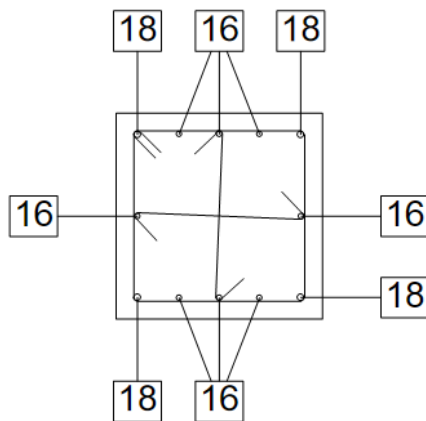
$$\Sigma\Phi 8/16$$



Τομή υποστυλώματος K1 9^{ου} ορόφου

$$\text{K2} \frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16}$$

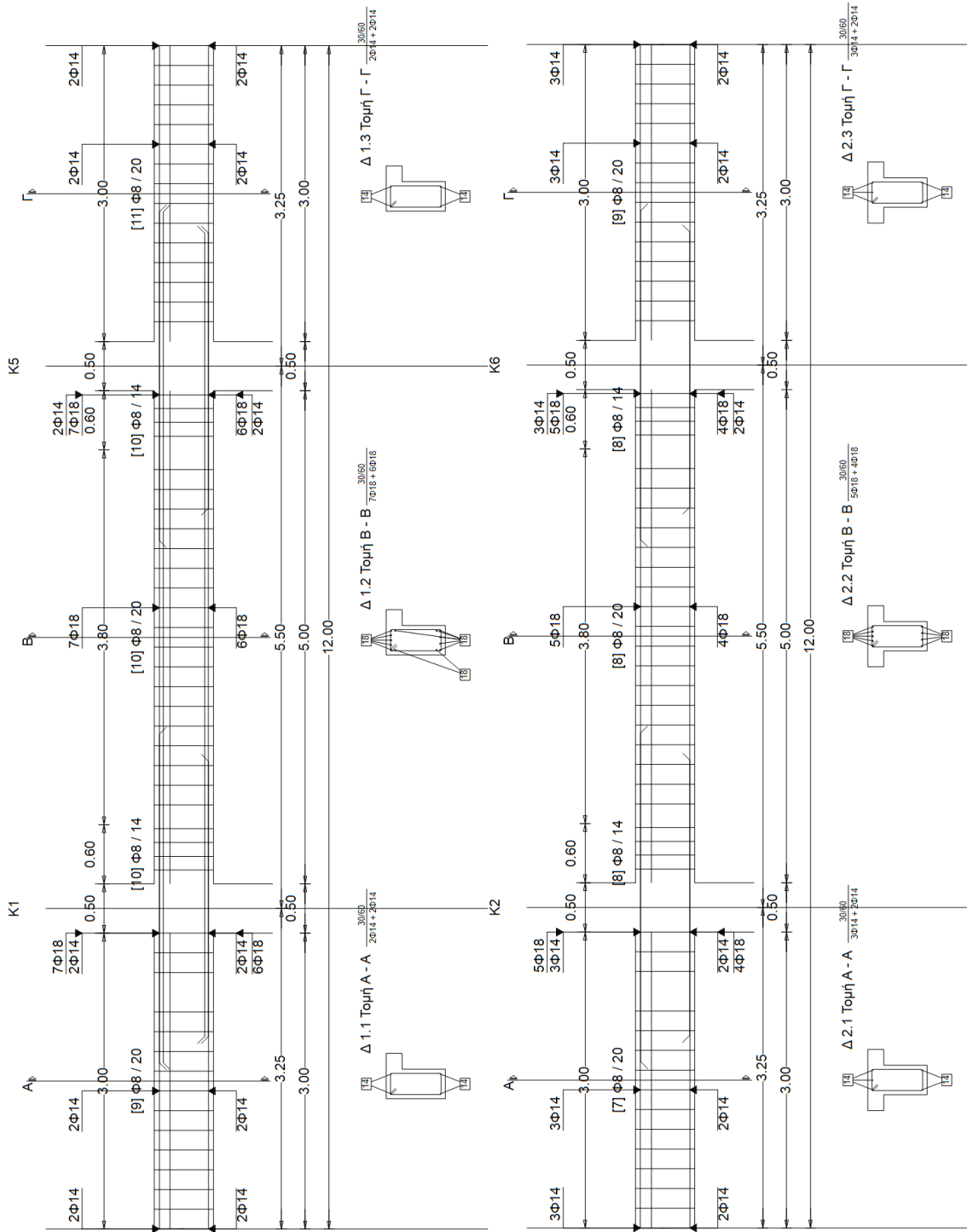
$$\Sigma\Phi 8/12.5$$



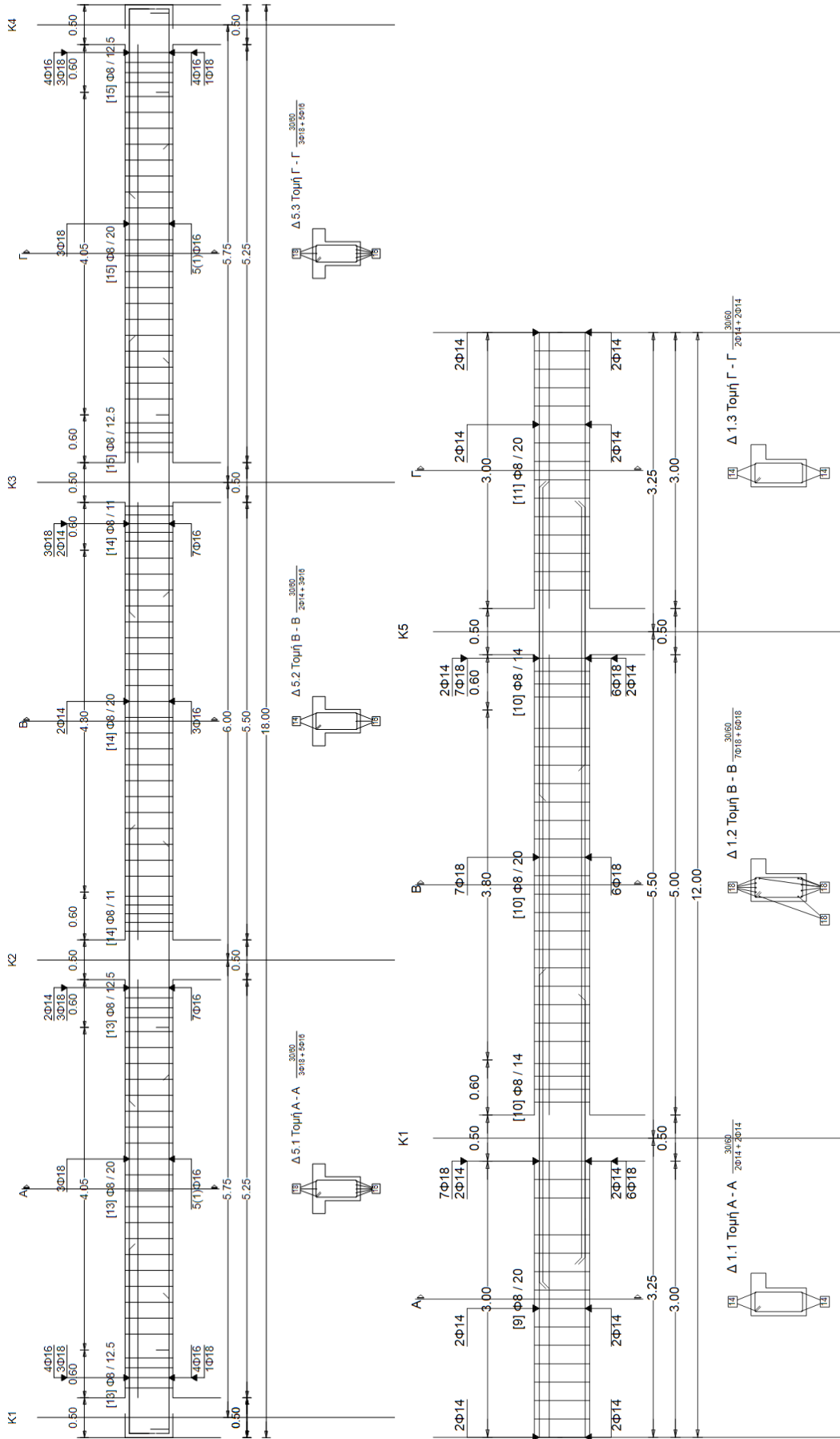
Τομή υποστυλώματος K2 9^{ου} ορόφου

ΤΟΜΕΣ ΔΟΚΩΝ

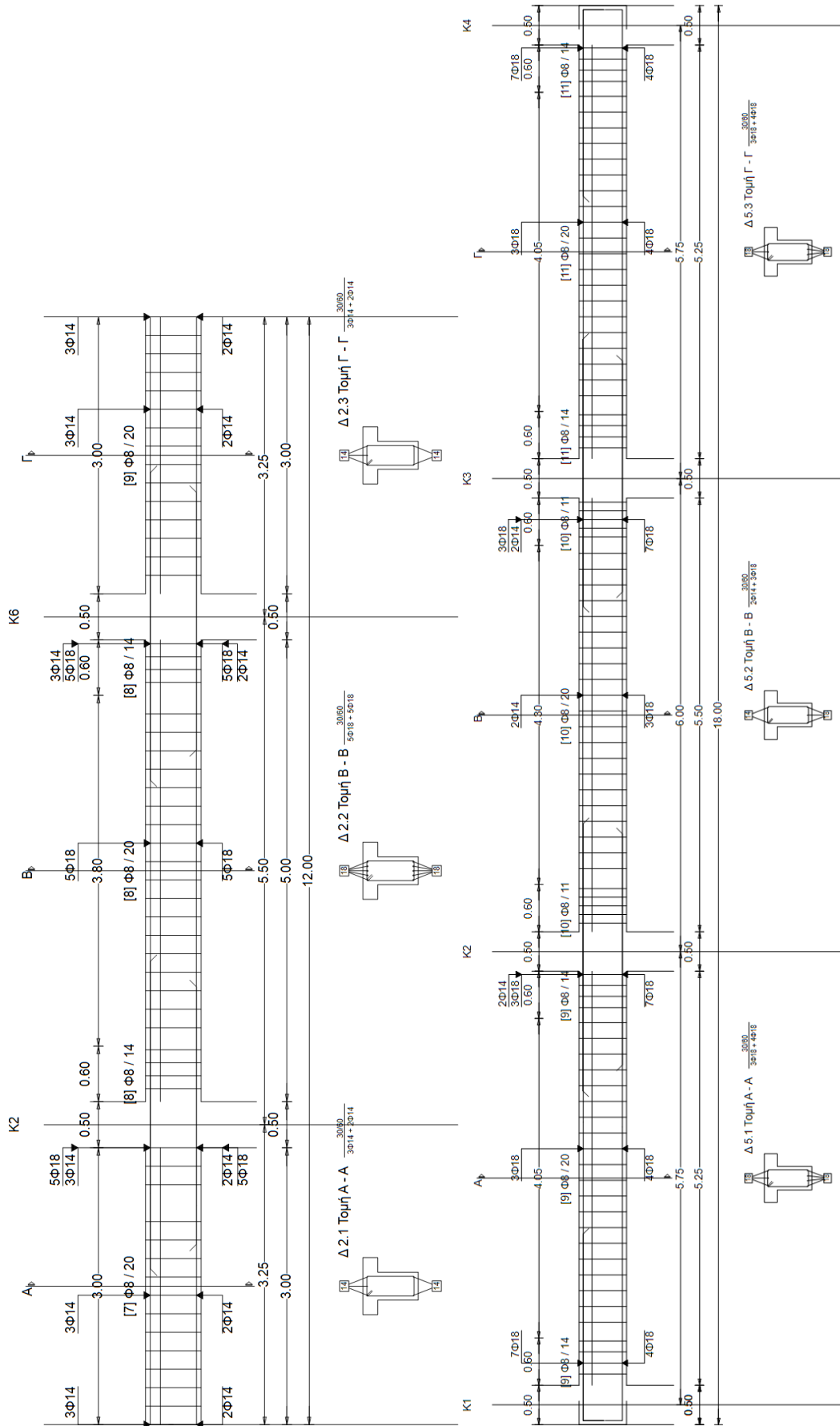
Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:13α (9_3_πλ_6_M)



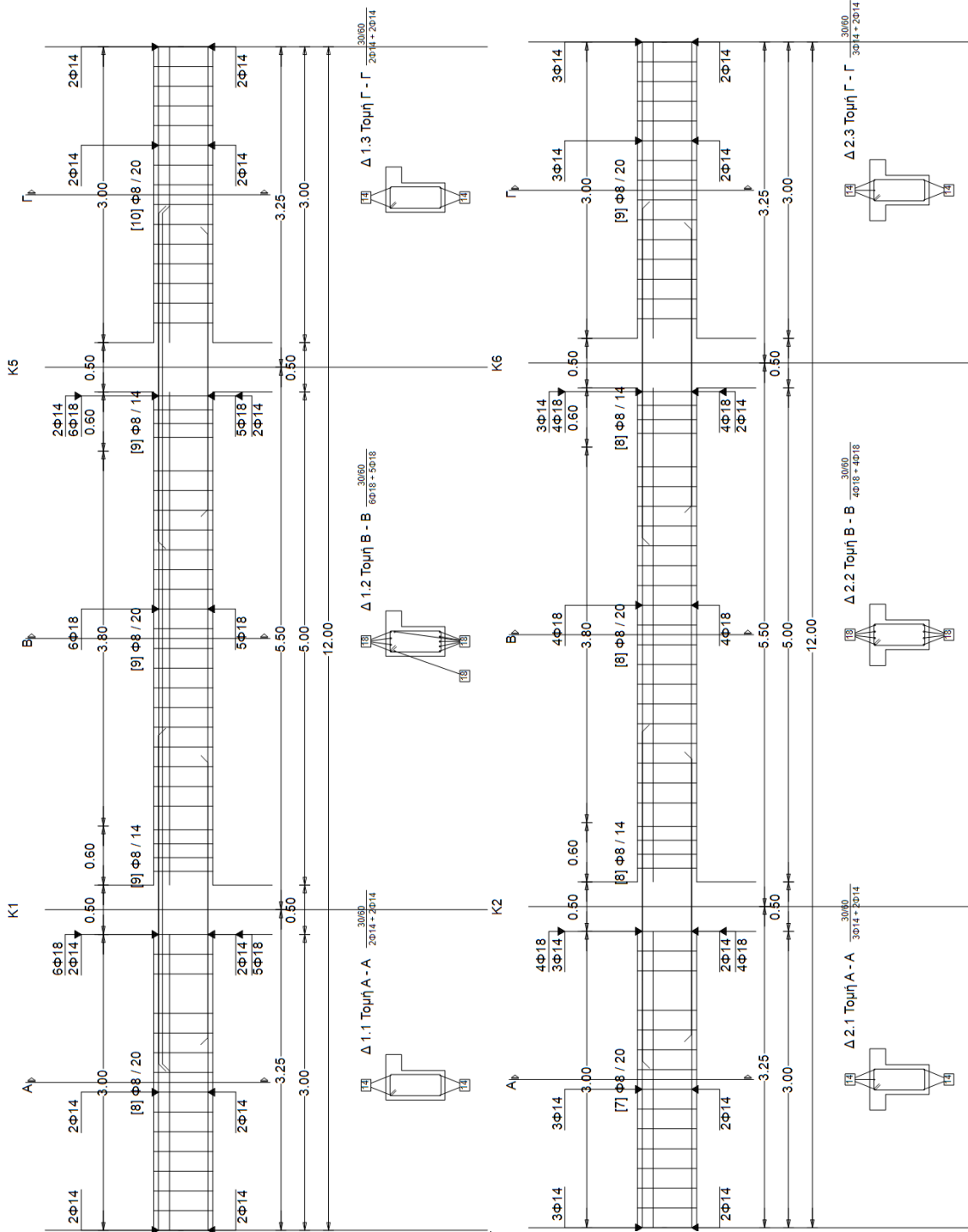
Τομή δοκού Δ1 1^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ2 1^{ου} ορόφου (δεξιά)



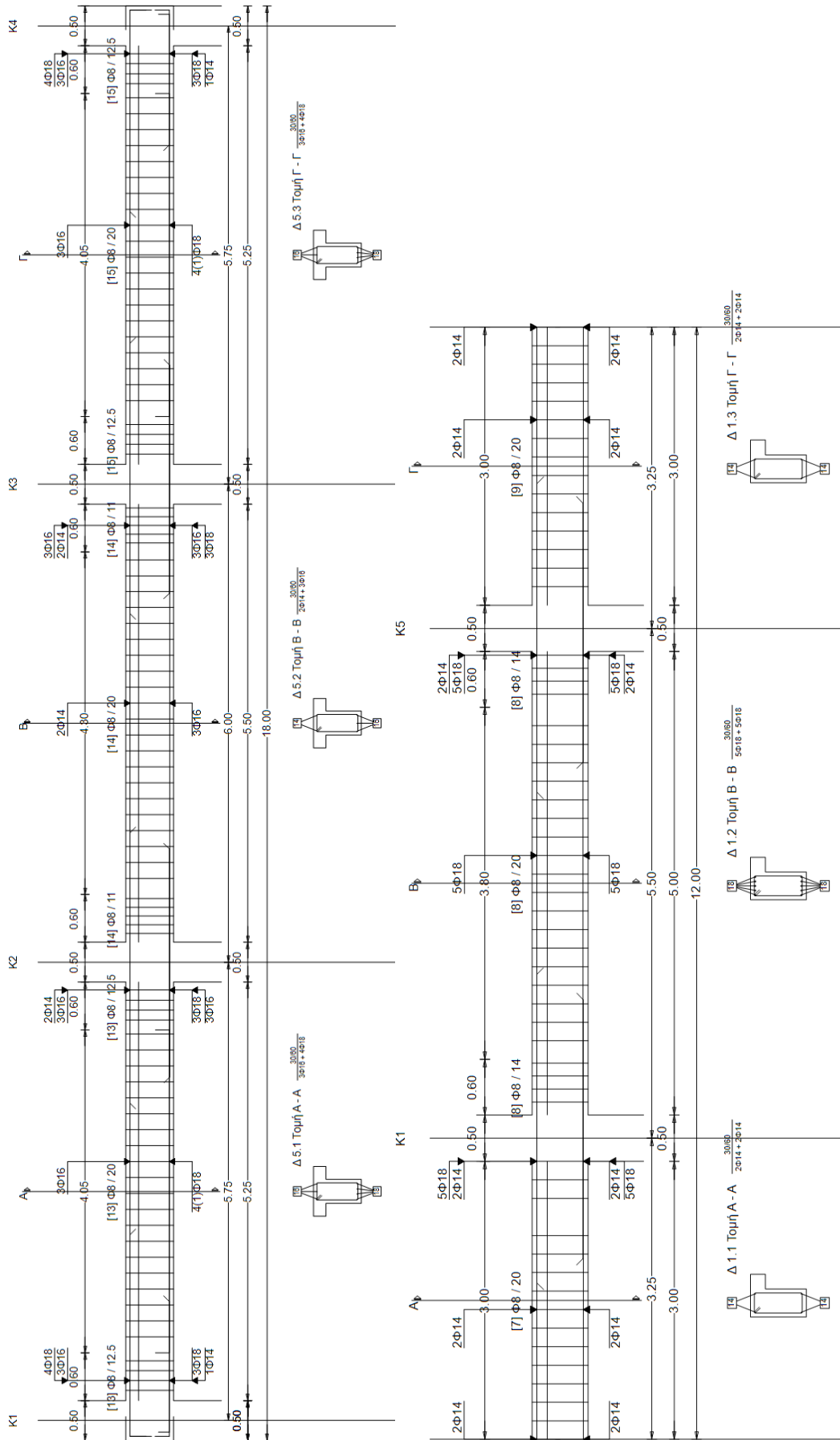
Τομή δοκού Δ5 1^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ1 2^{ου} ορόφου (δεξιά)



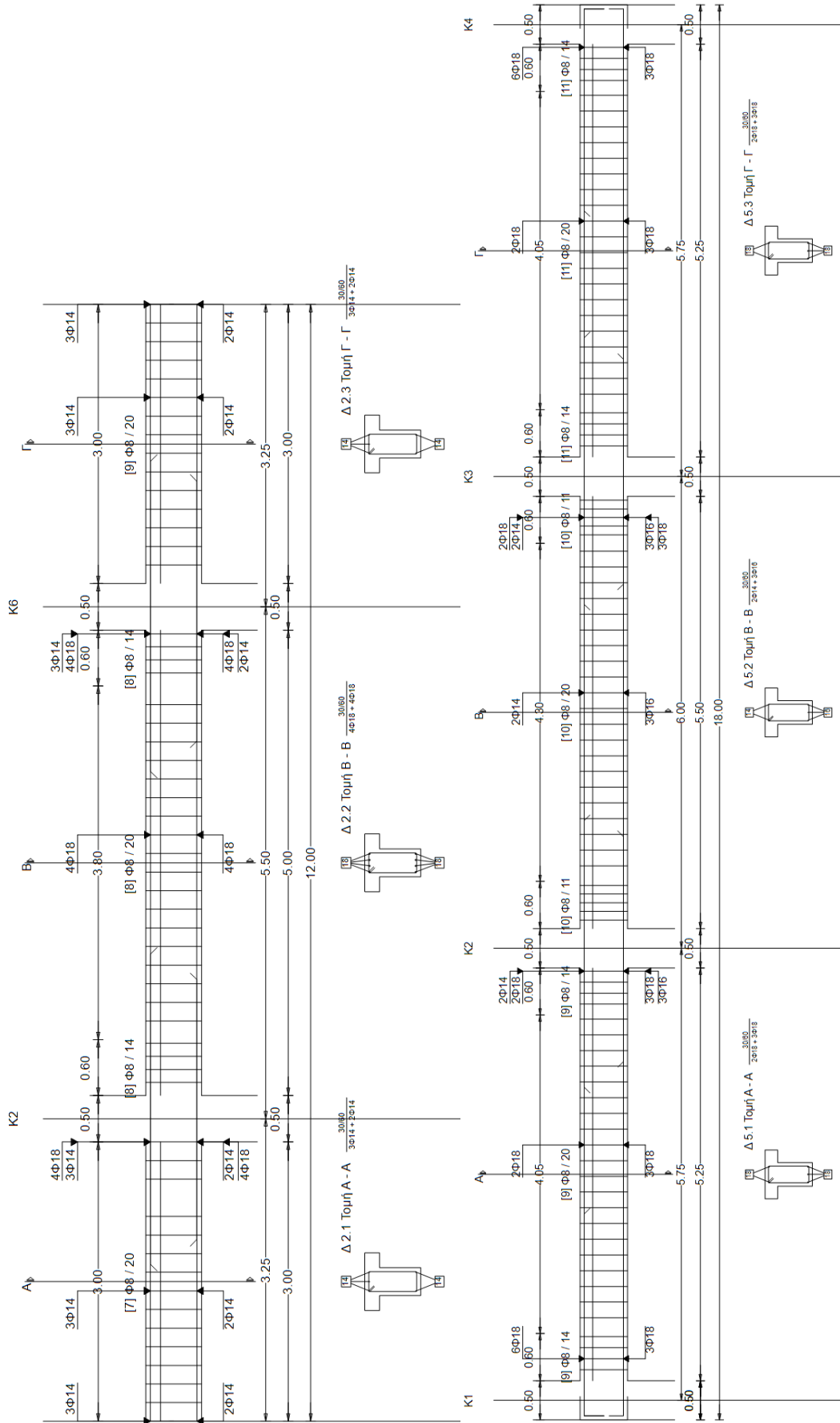
Τομή δοκού Δ2 2^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ5 2^{ου} ορόφου (δεξιά)



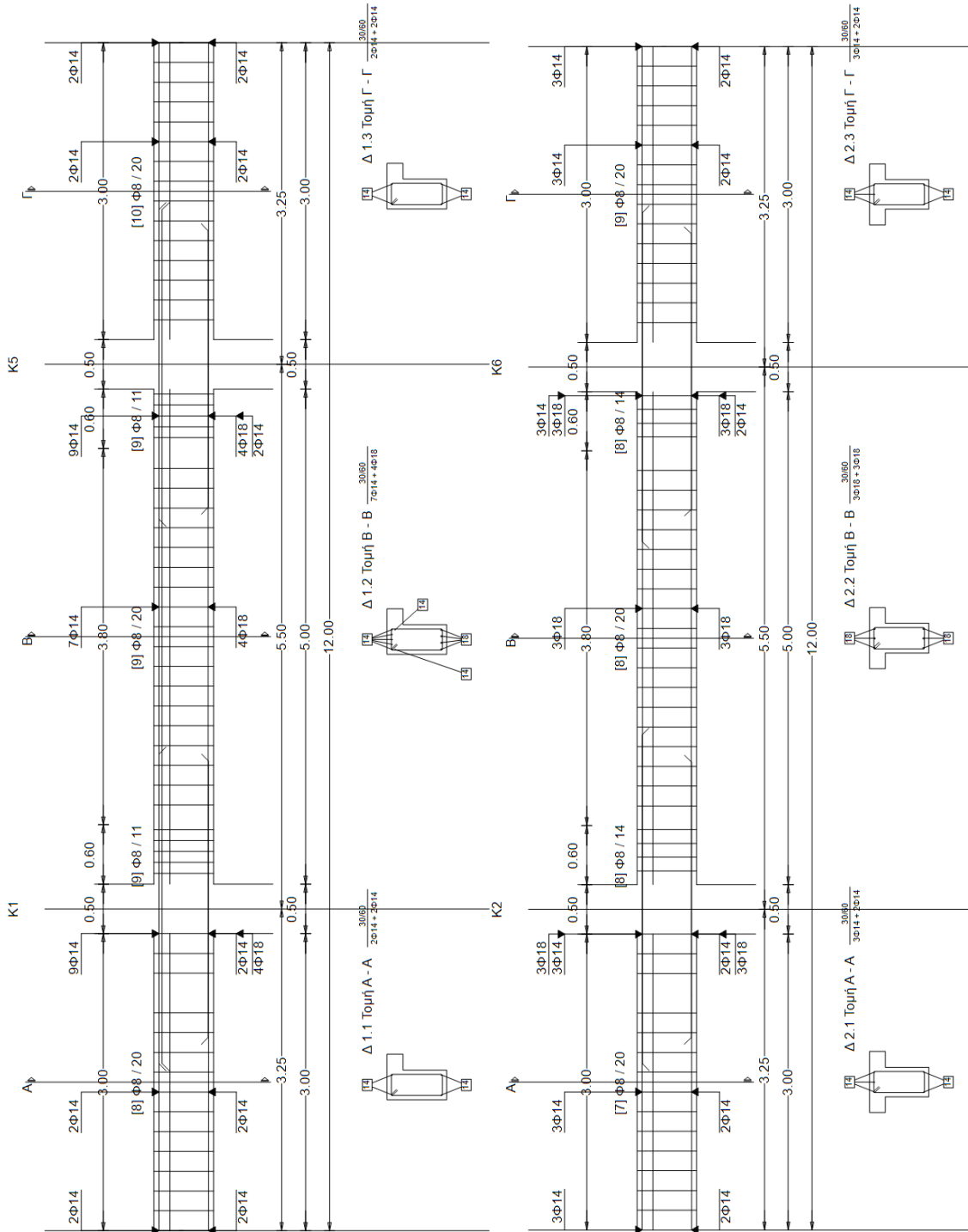
Τομή δοκού Δ1 3^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ2 3^{ου} ορόφου (δεξιά)



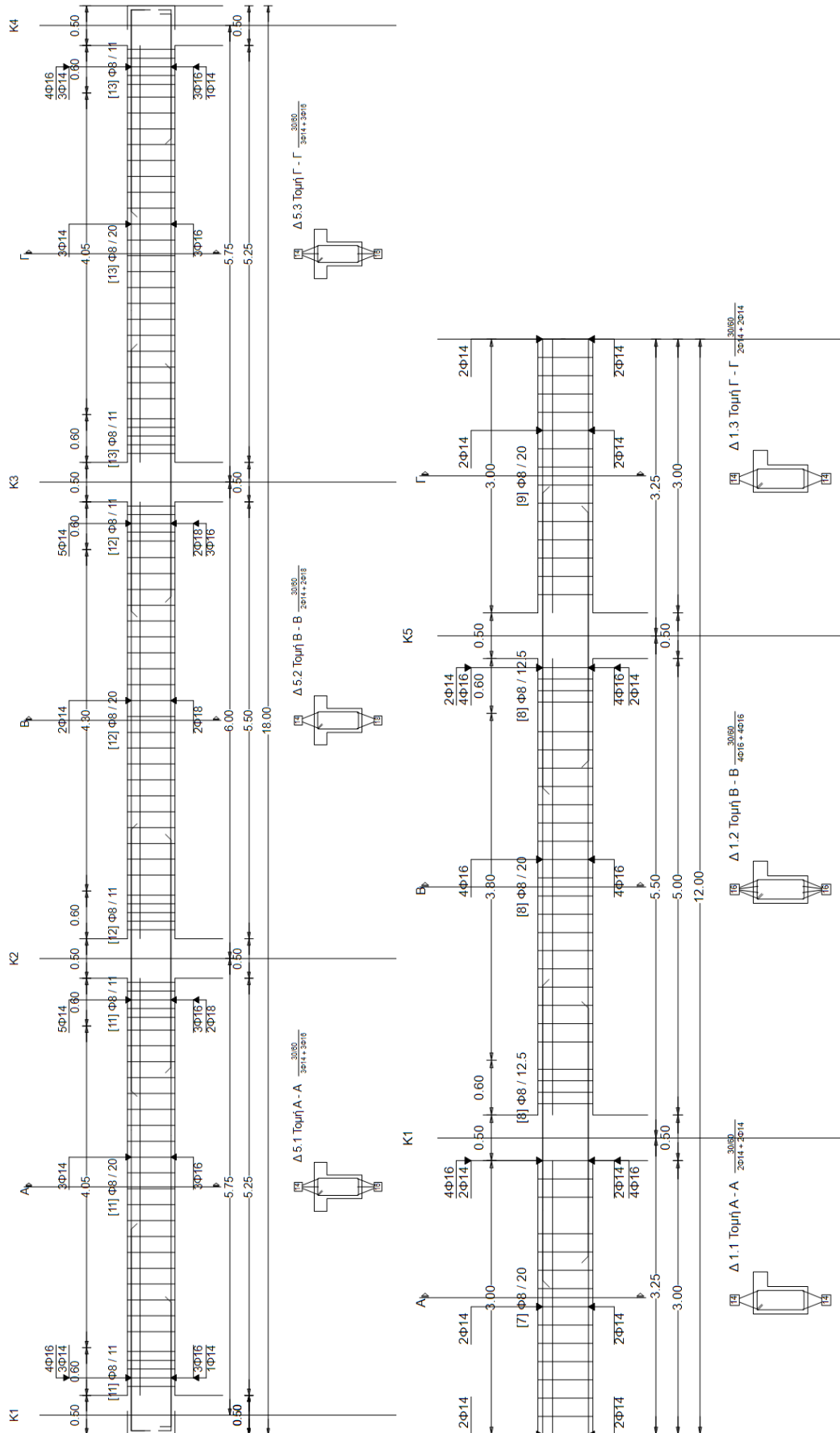
Τομή δοκού Δ5 3^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ1 4^{ου} ορόφου (δεξιά)



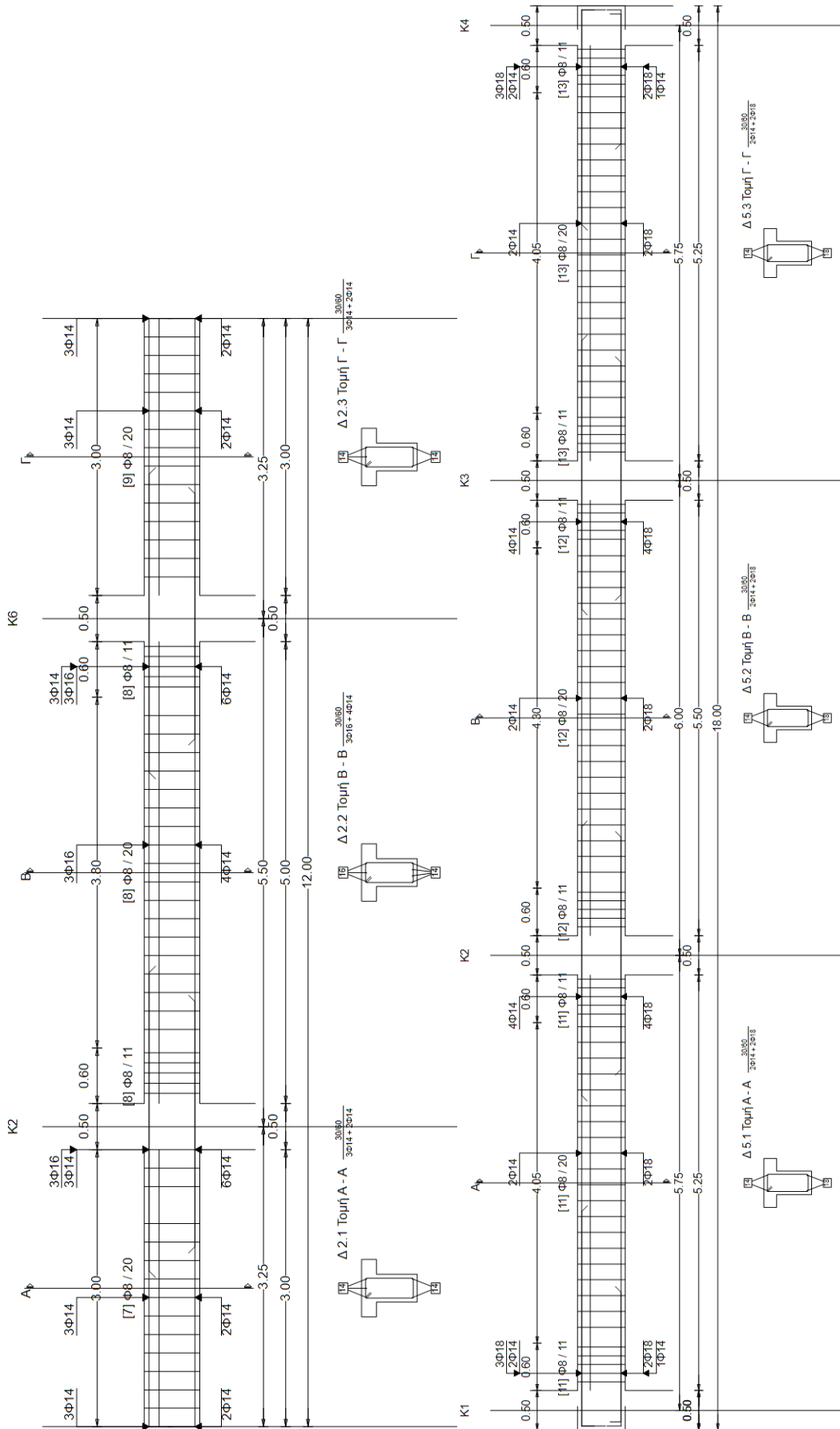
Τομή δοκού Δ2 4^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ5 4^{ου} ορόφου (δεξιά)



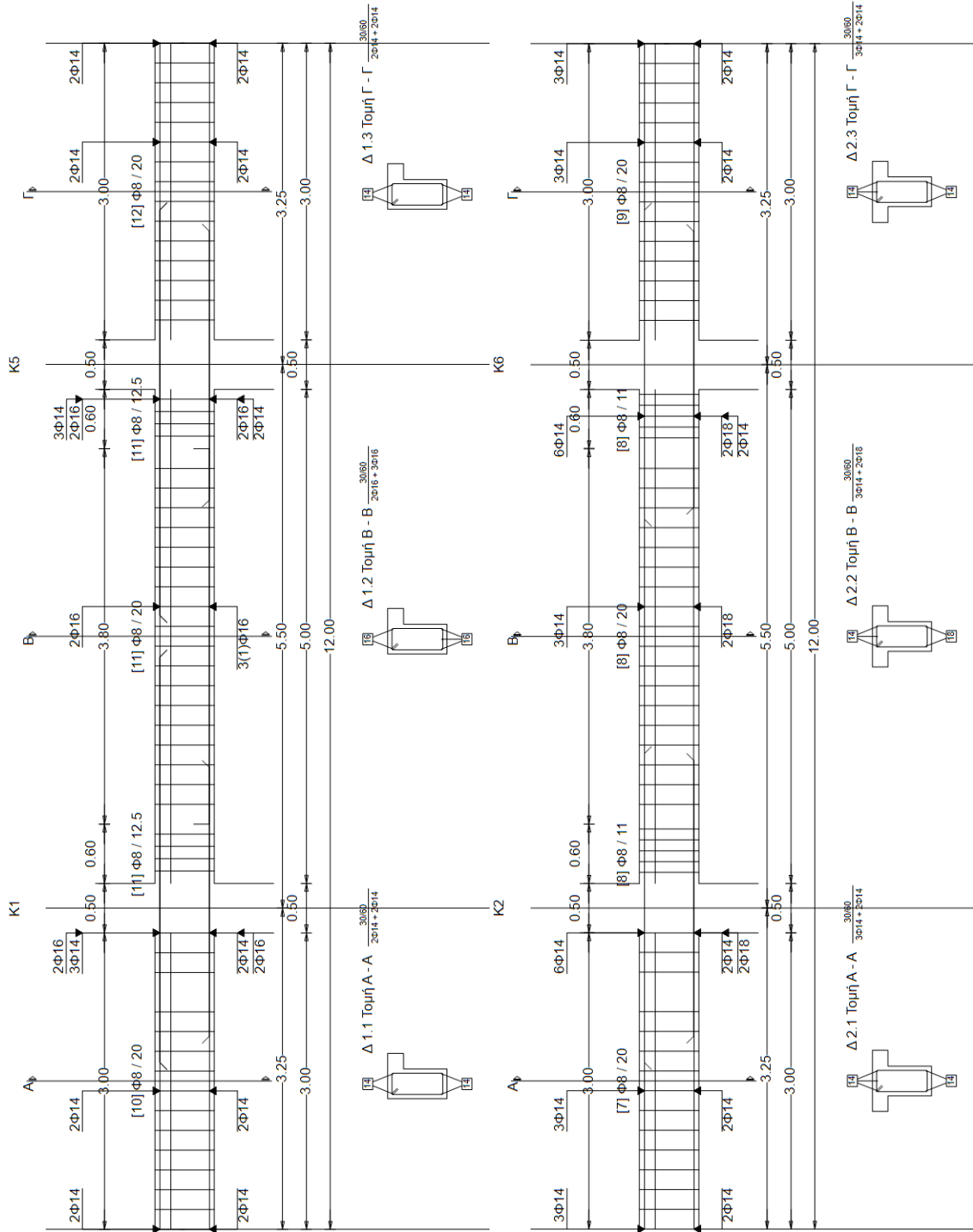
Τομή δοκού Δ1 5^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ2 5^{ου} ορόφου (δεξιά)



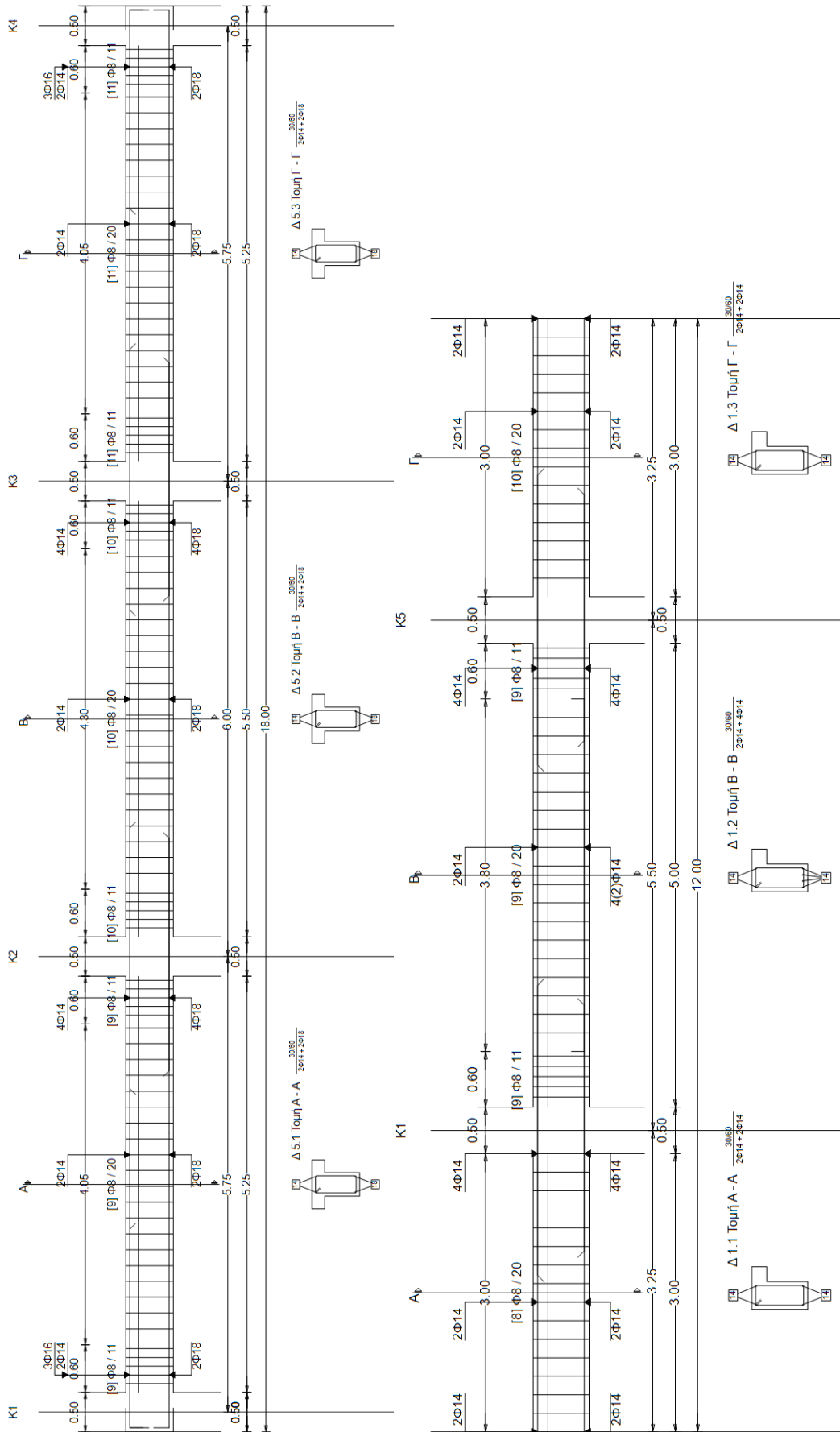
Τομή δοκού Δ5 5^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ1 6^{ου} ορόφου (δεξιά)



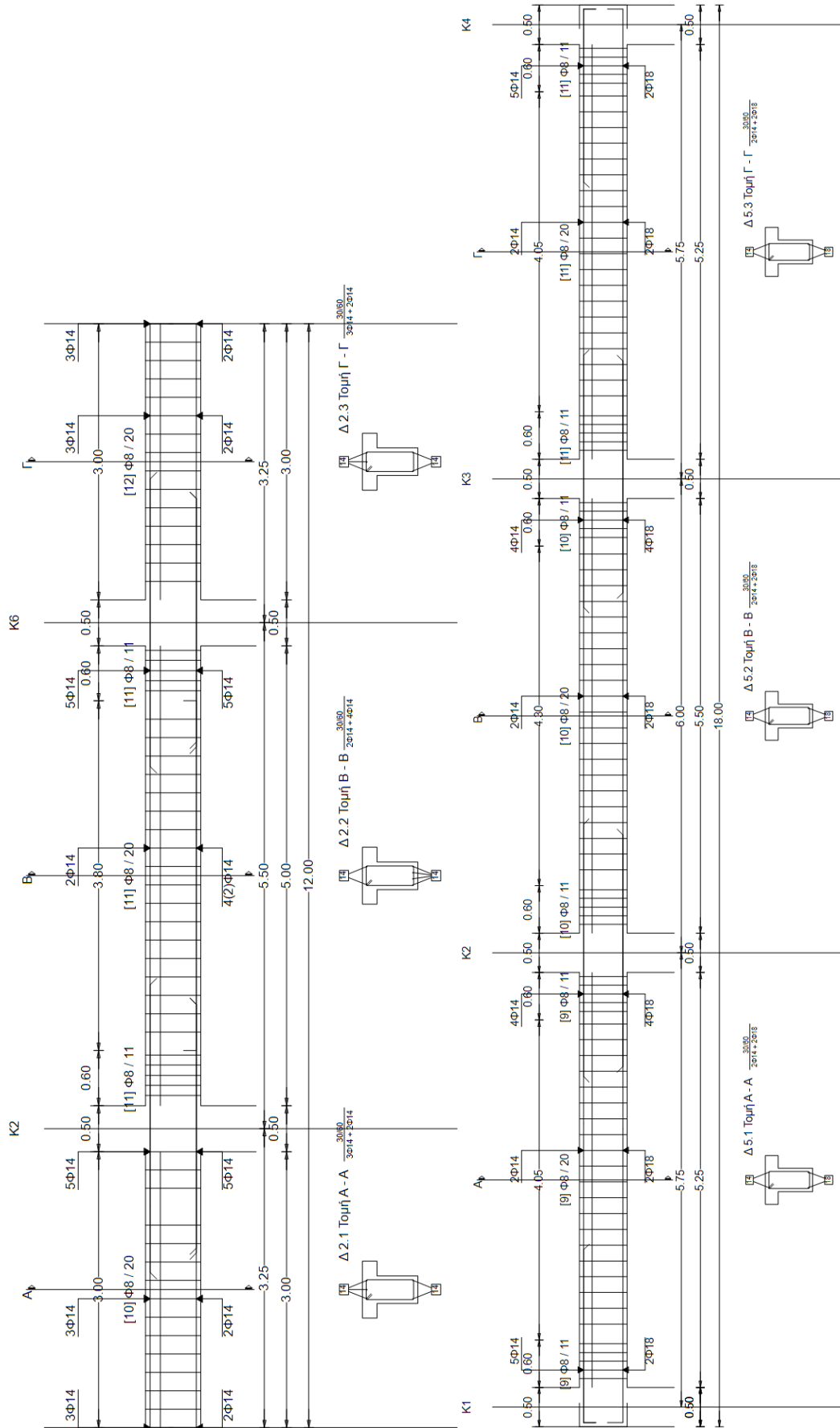
Τομή δοκού Δ2 6^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ5 6^{ου} ορόφου (δεξιά)



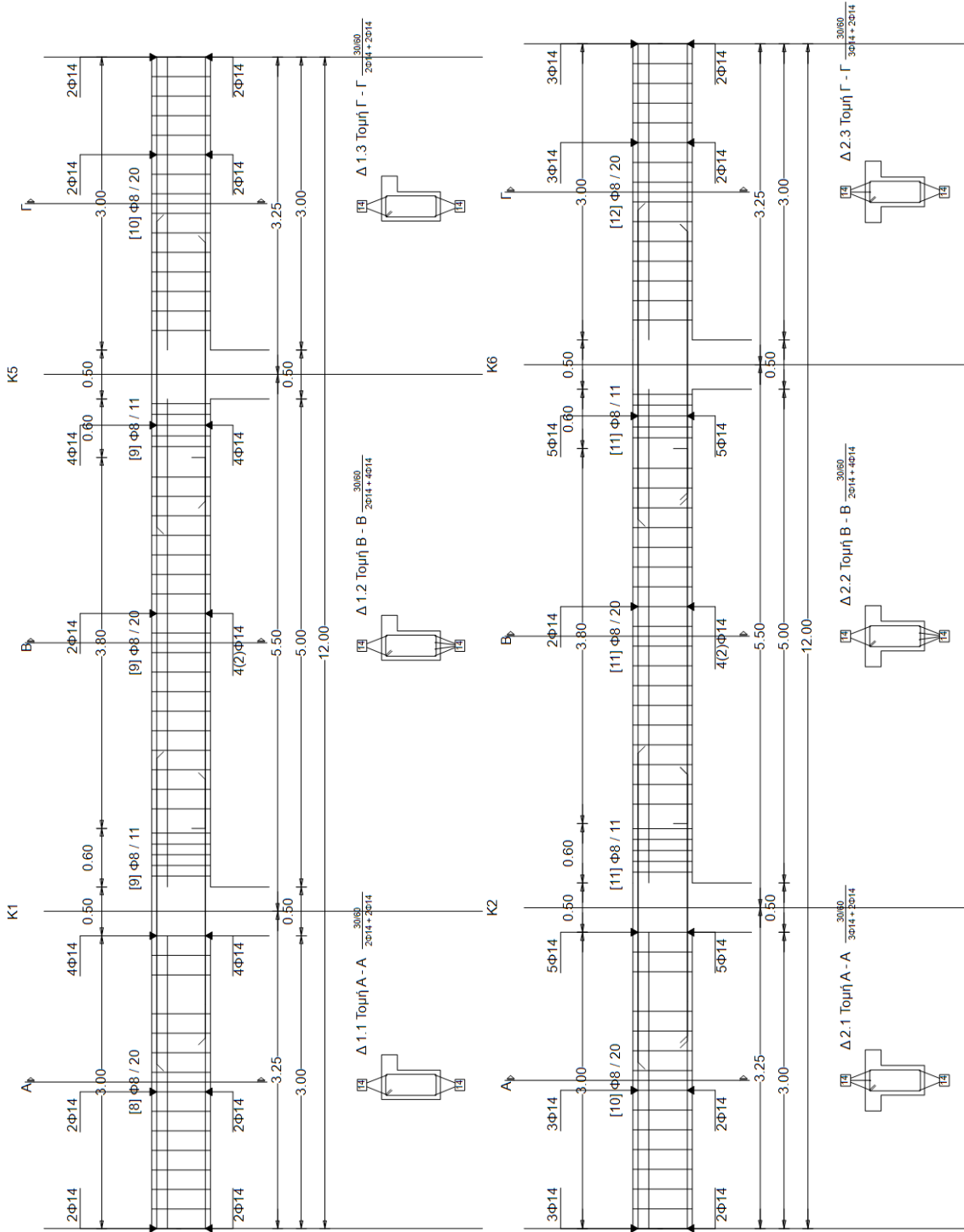
Τομή δοκού Δ1 7^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ2 7^{ου} ορόφου (δεξιά)



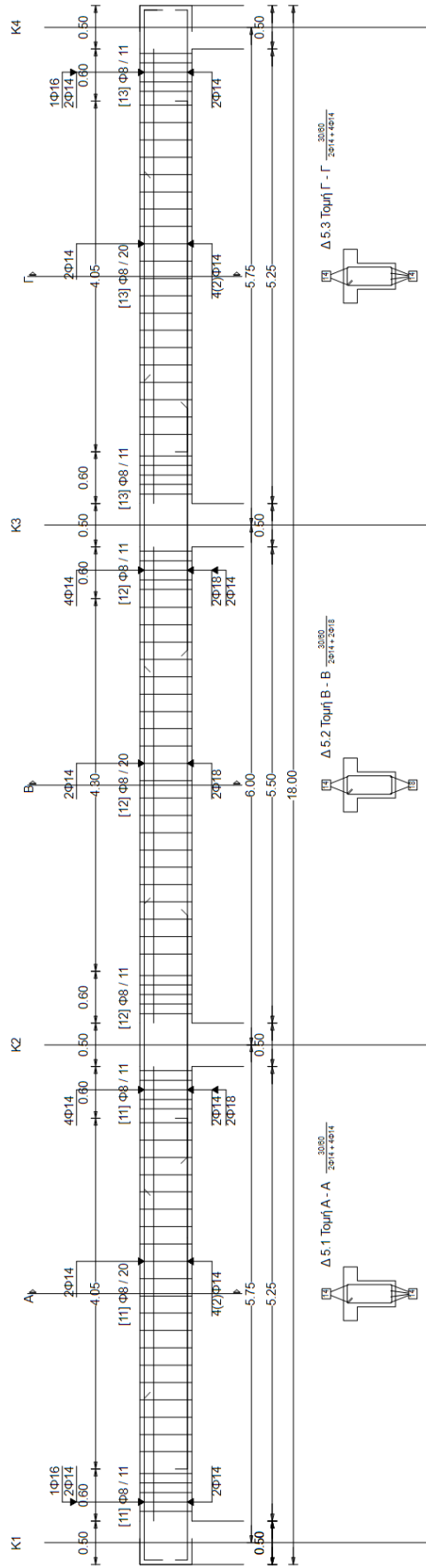
Τομή δοκού Δ5 7^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ1 8^{ου} ορόφου (δεξιά)



Τομή δοκού Δ2 8^ο ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ5 8^ο ορόφου (δεξιά)



Τομή δοκού Δ1 9^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ2 9^{ου} ορόφου (δεξιά)

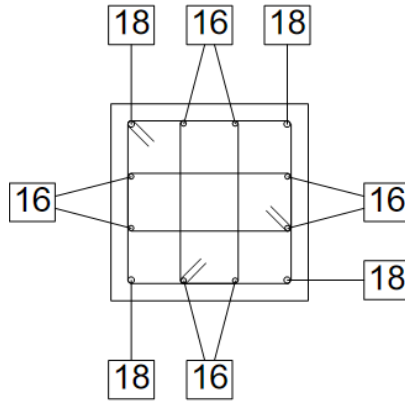


Τμήμα δοκού Δ5 9^{ου} ορόφου

ΤΟΜΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

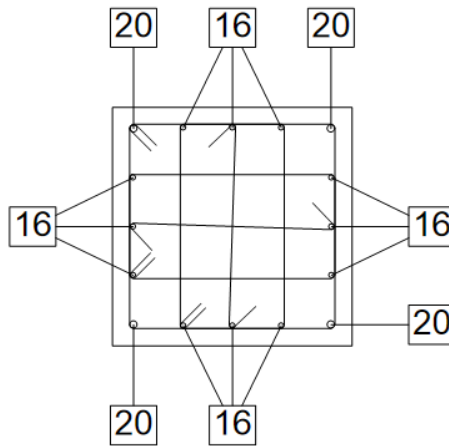
Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:13β (9_3_πλ_6_Y)

K1 $\frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16}$
 $\Sigma\Phi 8/9.5$



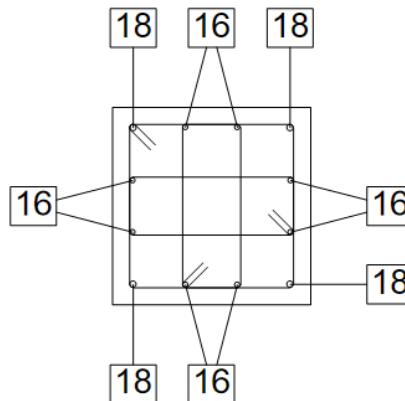
Τομή υποστυλώματος K1 1^{ου} ορόφου

K2 $\frac{60/60}{4\Phi 20 + 12\Phi 16}$
 $\Sigma\Phi 8/9.5$



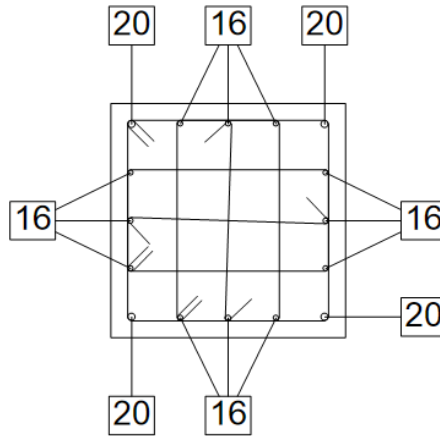
Τομή υποστυλώματος K2 1^{ου} ορόφου

K1 $\frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16}$
 $\Sigma\Phi 8/9.5$



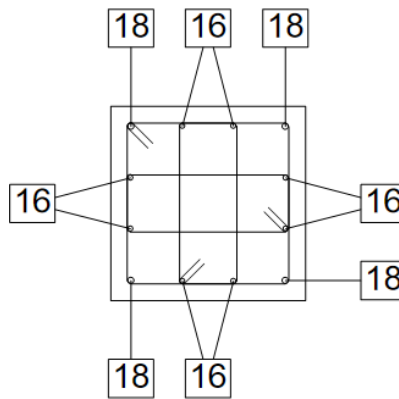
Τομή υποστυλώματος K1 2^{ου} ορόφου

K2 $\frac{60/60}{4\Phi 20 + 12\Phi 16}$
 $\Sigma\Phi 8/9.5$



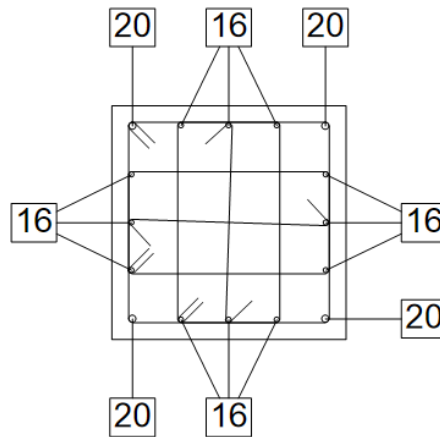
Τομή υποστυλώματος K2 2^{ου} ορόφου

K1 $\frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16}$
 $\Sigma\Phi 8/9.5$



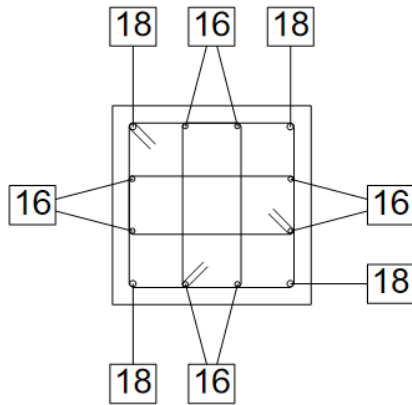
Τομή υποστυλώματος K1 3^{ου} ορόφου

K2 $\frac{60/60}{4\Phi 20 + 12\Phi 16}$
 $\Sigma\Phi 8/9.5$



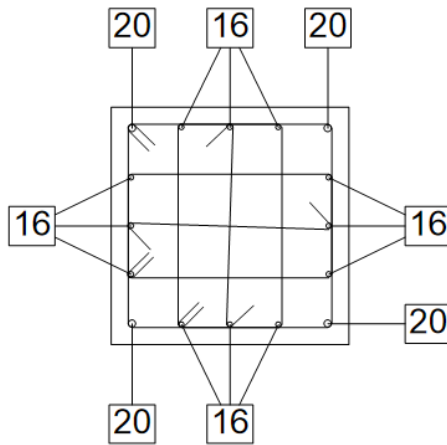
Τομή υποστυλώματος K2 3^{ου} ορόφου

K1 $\frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16}$
 $\Sigma\Phi 8/9.5$



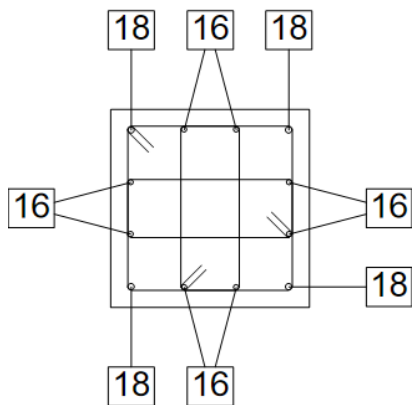
Τομή υποστύλωματος K1 4^{ου} ορόφου

K2 $\frac{60/60}{4\Phi 20 + 12\Phi 16}$
 $\Sigma\Phi 8/9.5$



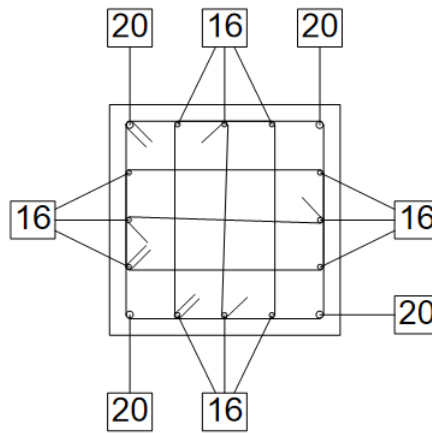
Τομή υποστύλωματος K2 4^{ου} ορόφου

K1 $\frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16}$
 $\Sigma\Phi 8/9.5$



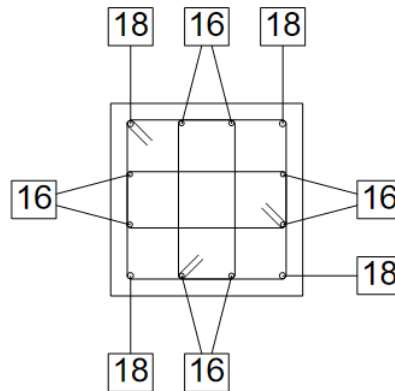
Τομή υποστύλωματος K1 5^{ου} ορόφου

K2 $\frac{60/60}{4\Phi 20 + 12\Phi 16}$
 $\Sigma\Phi 8/9.5$



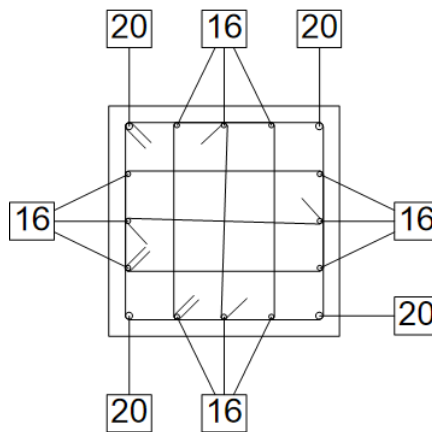
Τομή υποστυλώματος K2 5^{ου} ορόφου

K1 $\frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16}$
 $\Sigma\Phi 8/9.5$



Τομή υποστυλώματος K1 6^{ου} ορόφου

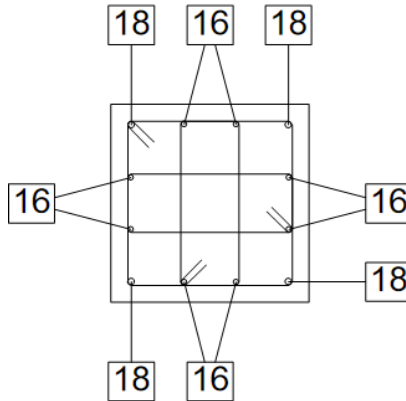
K2 $\frac{60/60}{4\Phi 20 + 12\Phi 16}$
 $\Sigma\Phi 8/9.5$



Τομή υποστυλώματος K2 6^{ου} ορόφου

$$\mathbf{K1} \frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16}$$

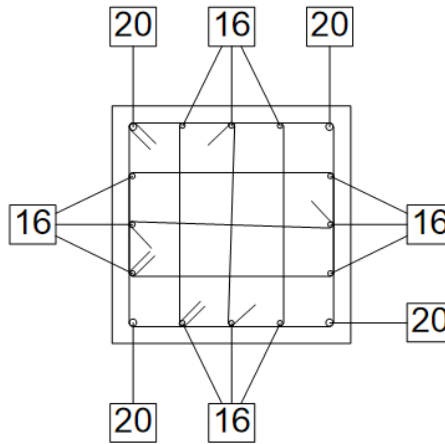
$$\Sigma\Phi 8/9.5$$



Τομή υποστρώματος K1 7^{ου} ορόφου

$$\mathbf{K2} \frac{60/60}{4\Phi 20 + 12\Phi 16}$$

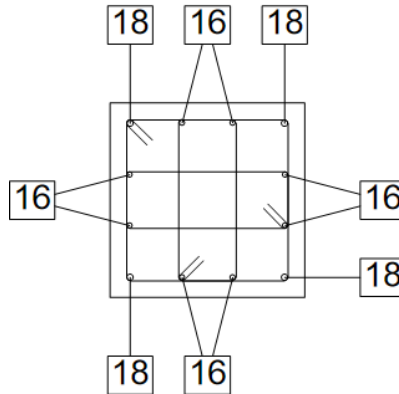
$$\Sigma\Phi 8/9.5$$



Τομή υποστρώματος K2 7^{ου} ορόφου

$$\mathbf{K1} \frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16}$$

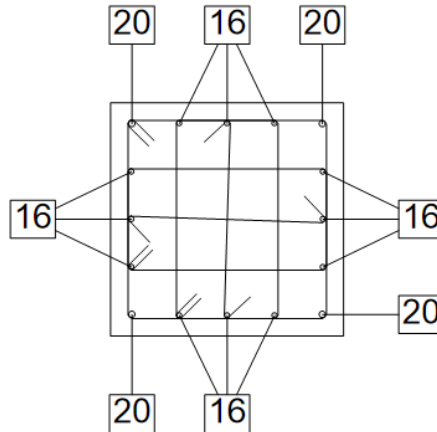
$$\Sigma\Phi 8/9.5$$



Τομή υποστρώματος K1 8^{ου} ορόφου

$$\text{K2} \frac{60/60}{4\Phi 20 + 12\Phi 16}$$

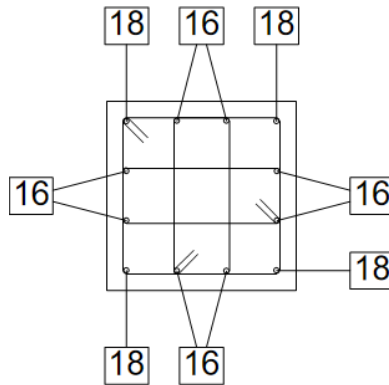
ΣΦ10/9



Τομή υποστυλώματος K2 8^{ου} ορόφου

$$\text{K1} \frac{50/50}{4\Phi 18 + 8\Phi 16}$$

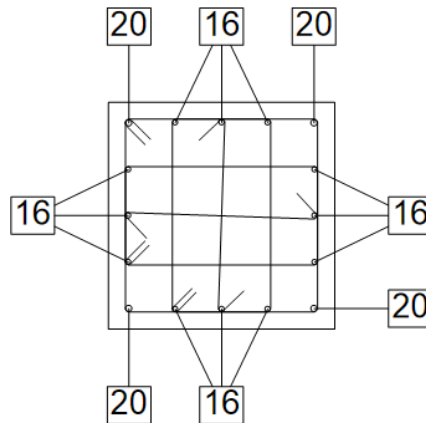
ΣΦ8/9.5



Τομή υποστυλώματος K1 9^{ου} ορόφου

$$\text{K2} \frac{60/60}{4\Phi 20 + 12\Phi 16}$$

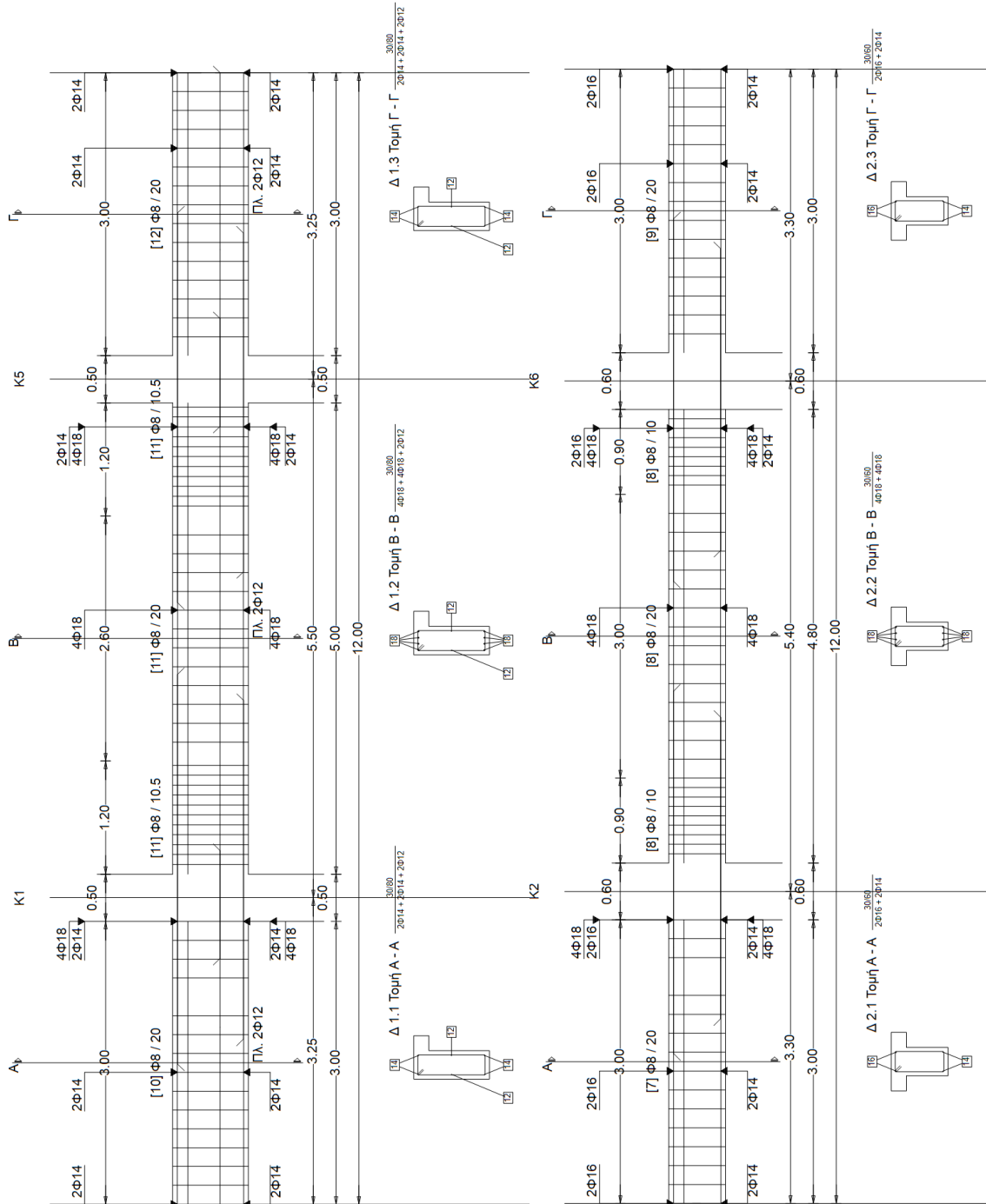
ΣΦ10/9.5



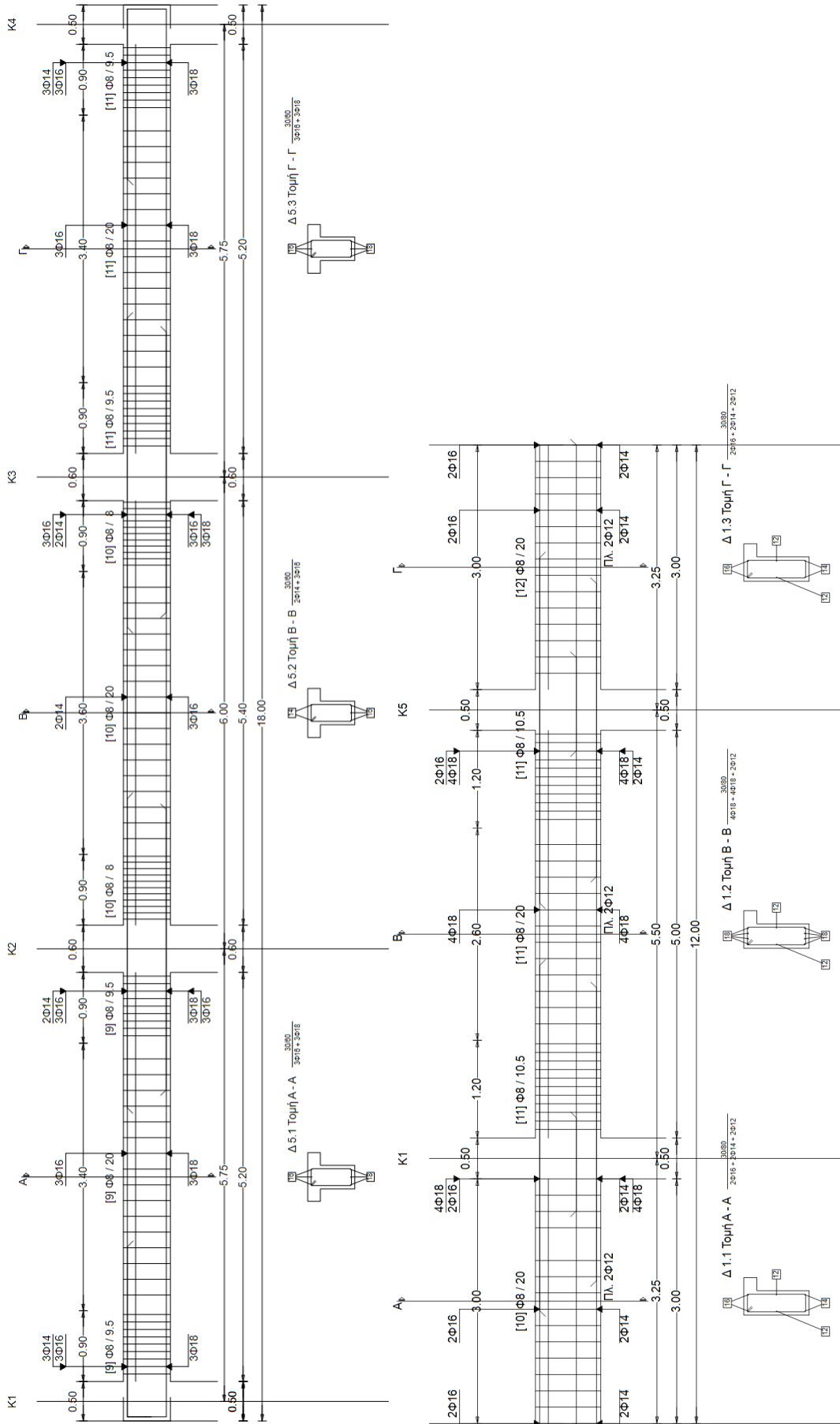
Τομή υποστυλώματος K2 9^{ου} ορόφου

ΤΟΜΕΣ ΔΟΚΩΝ

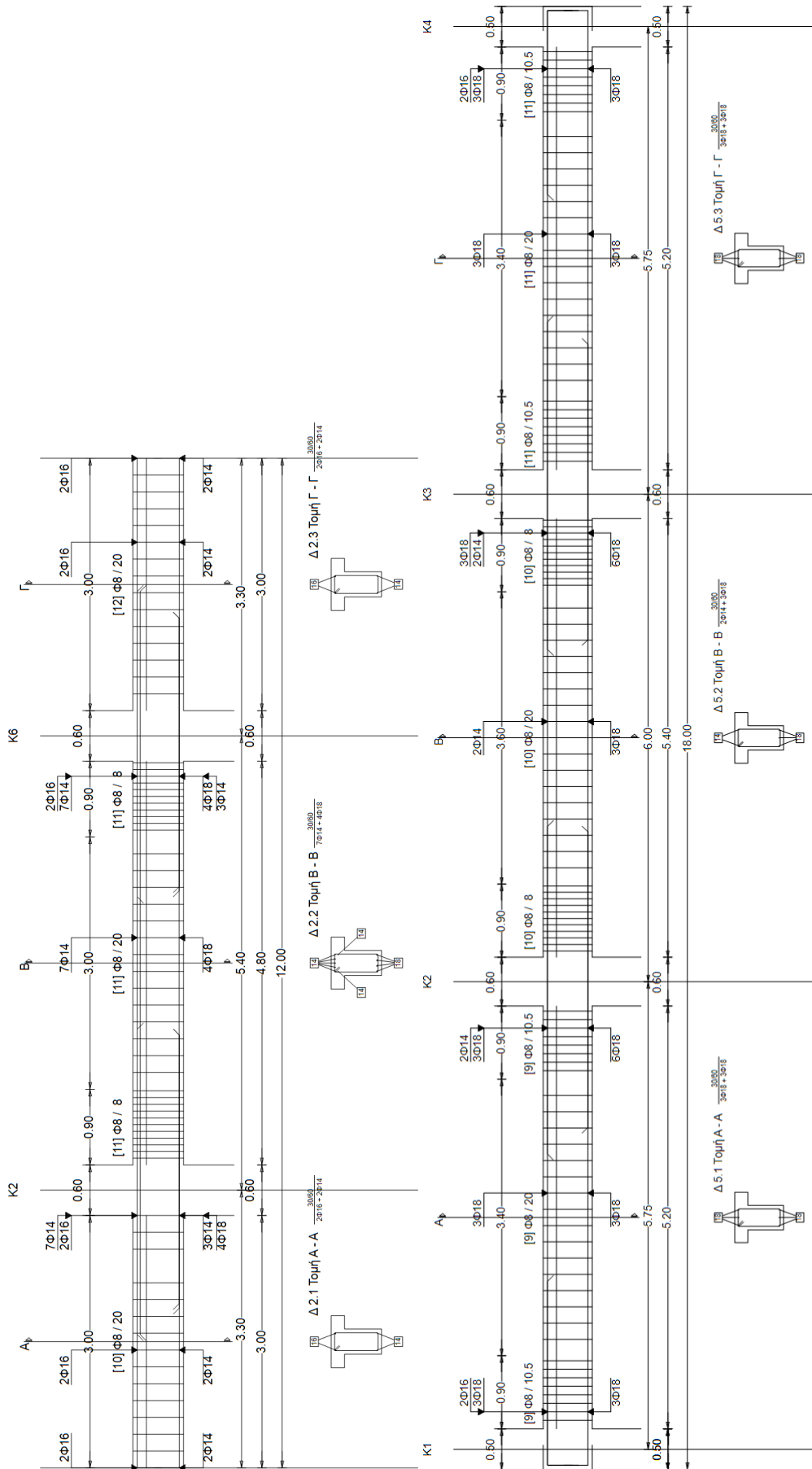
Α/Α Εξεταζόμενης Κατασκευής:13β (9_3_πλ_6_Y)



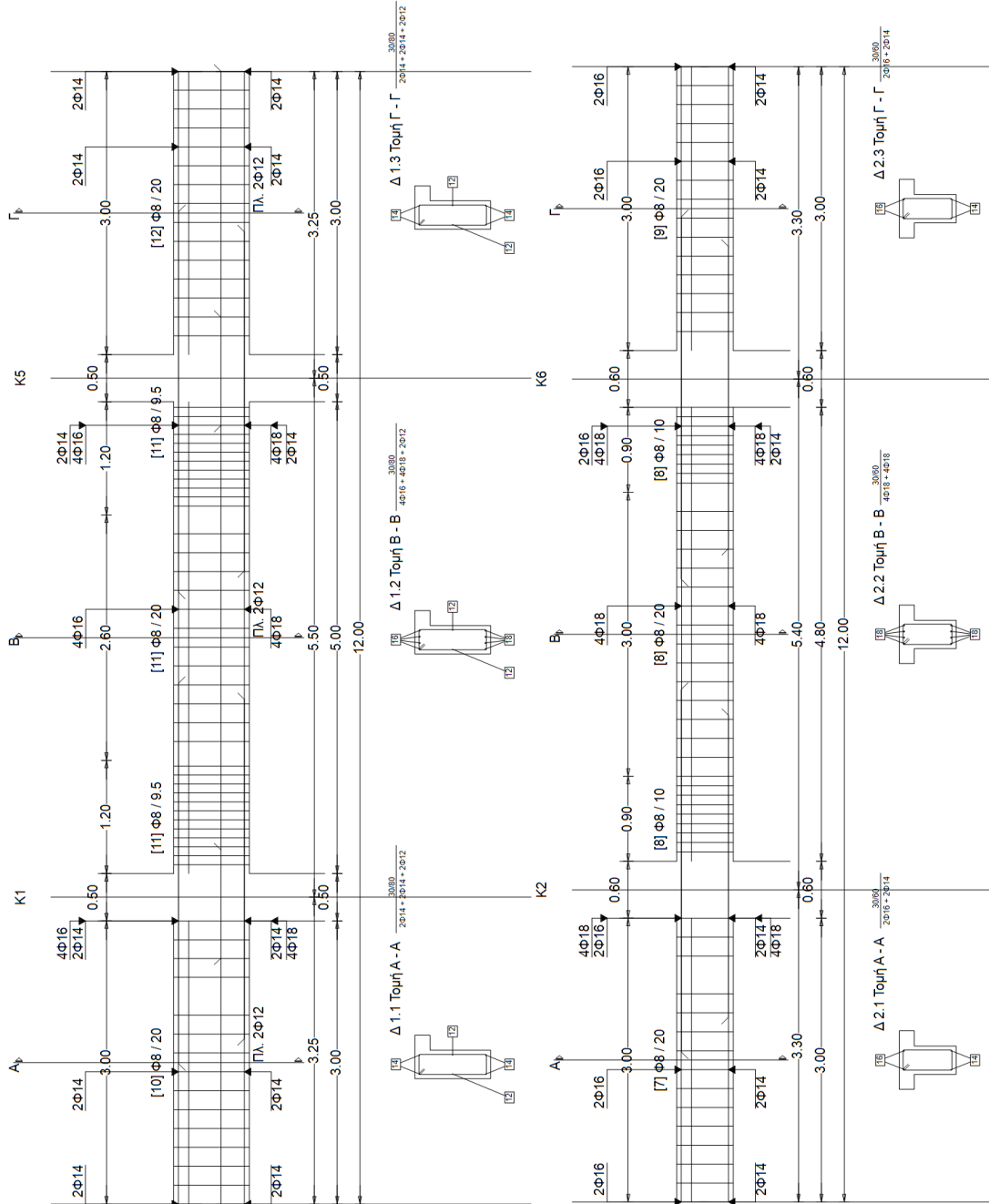
Τομή δοκού Δ1 1^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ2 1^{ου} ορόφου (δεξιά)



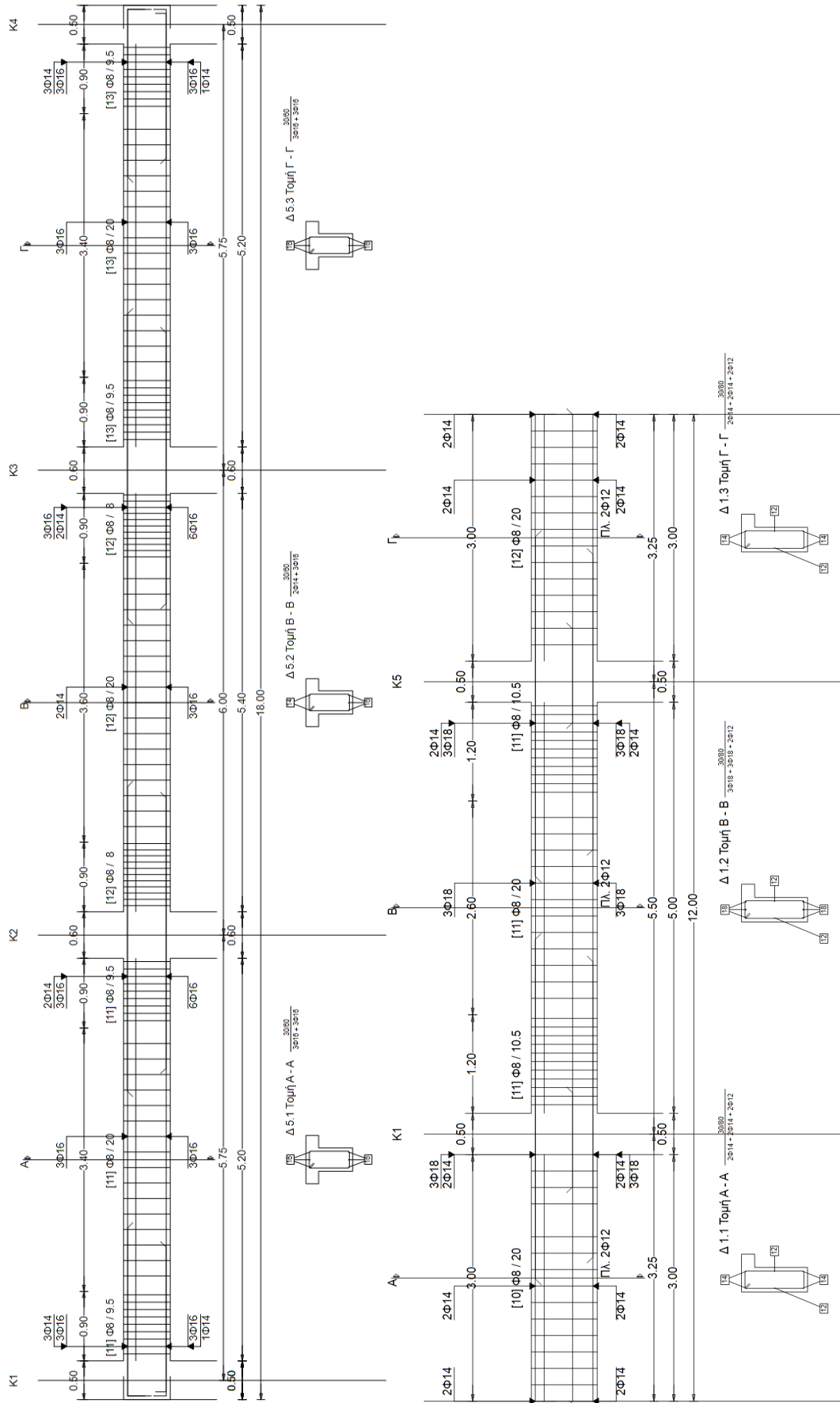
Τομή δοκού Δ5 1^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ1 2^{ου} ορόφου (δεξιά)



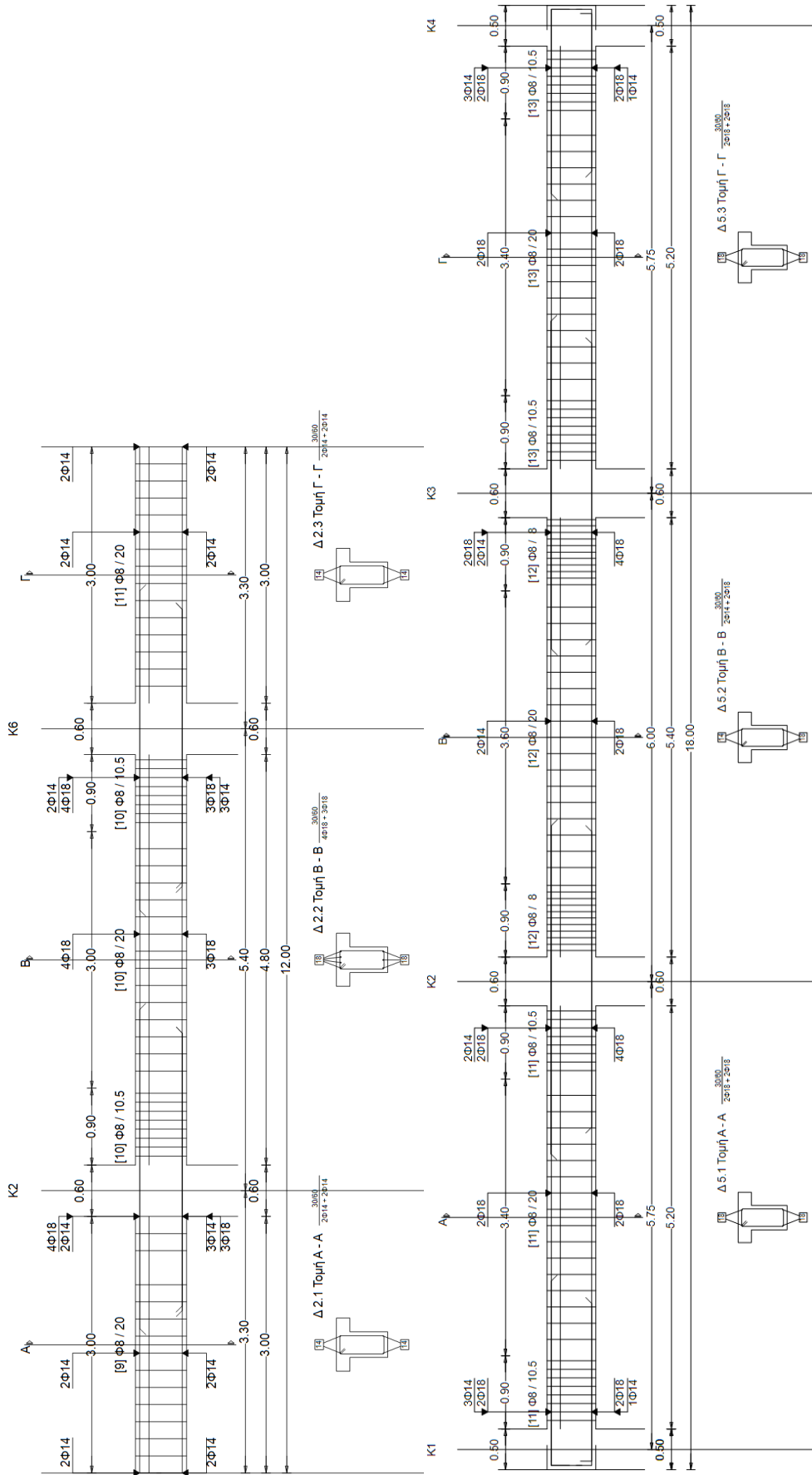
Τομή δοκού Δ2 2^ο ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ5 2^ο ορόφου (δεξιά)



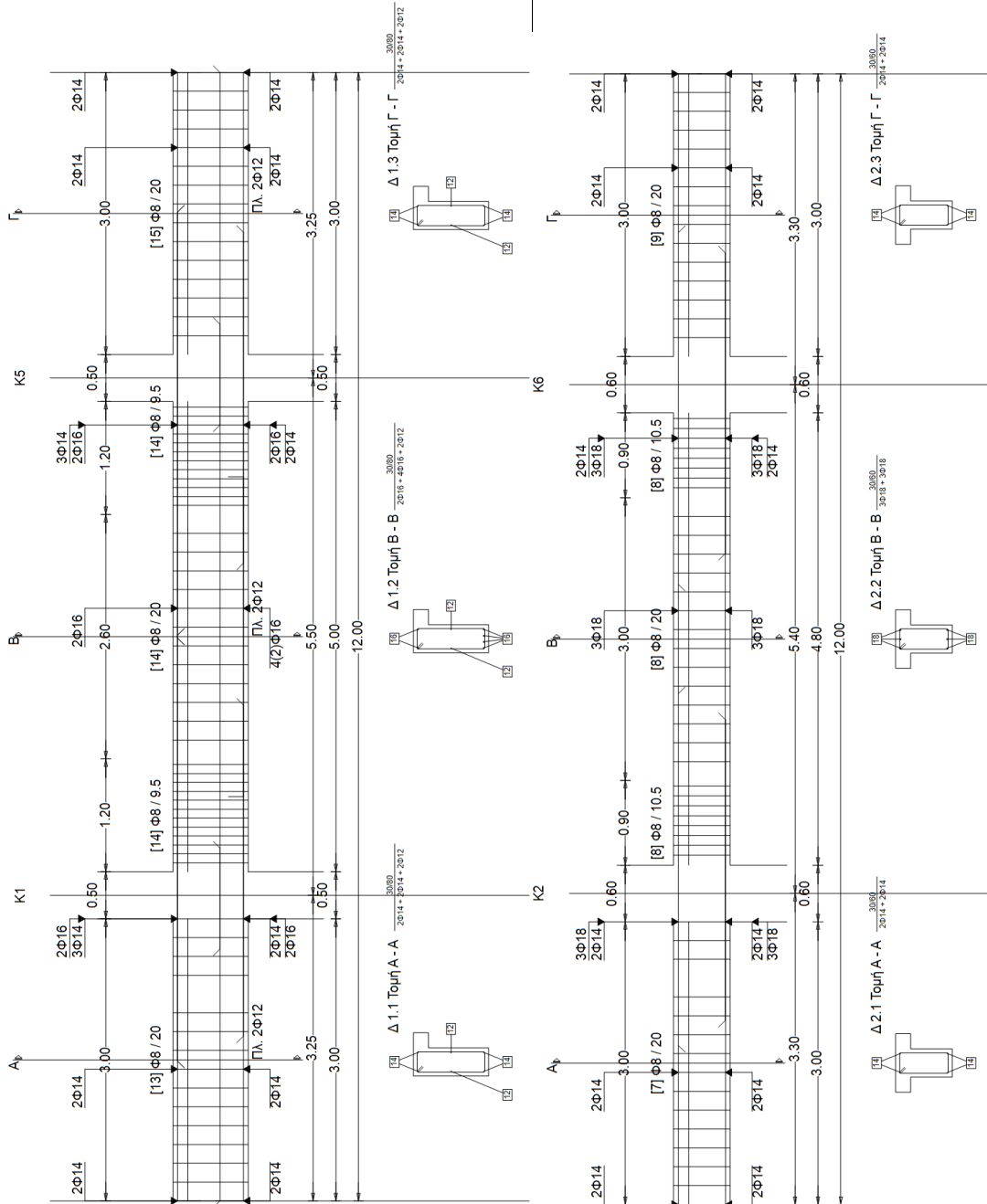
Τομή δοκού Δ1 3^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ2 3^{ου} ορόφου (δεξιά)



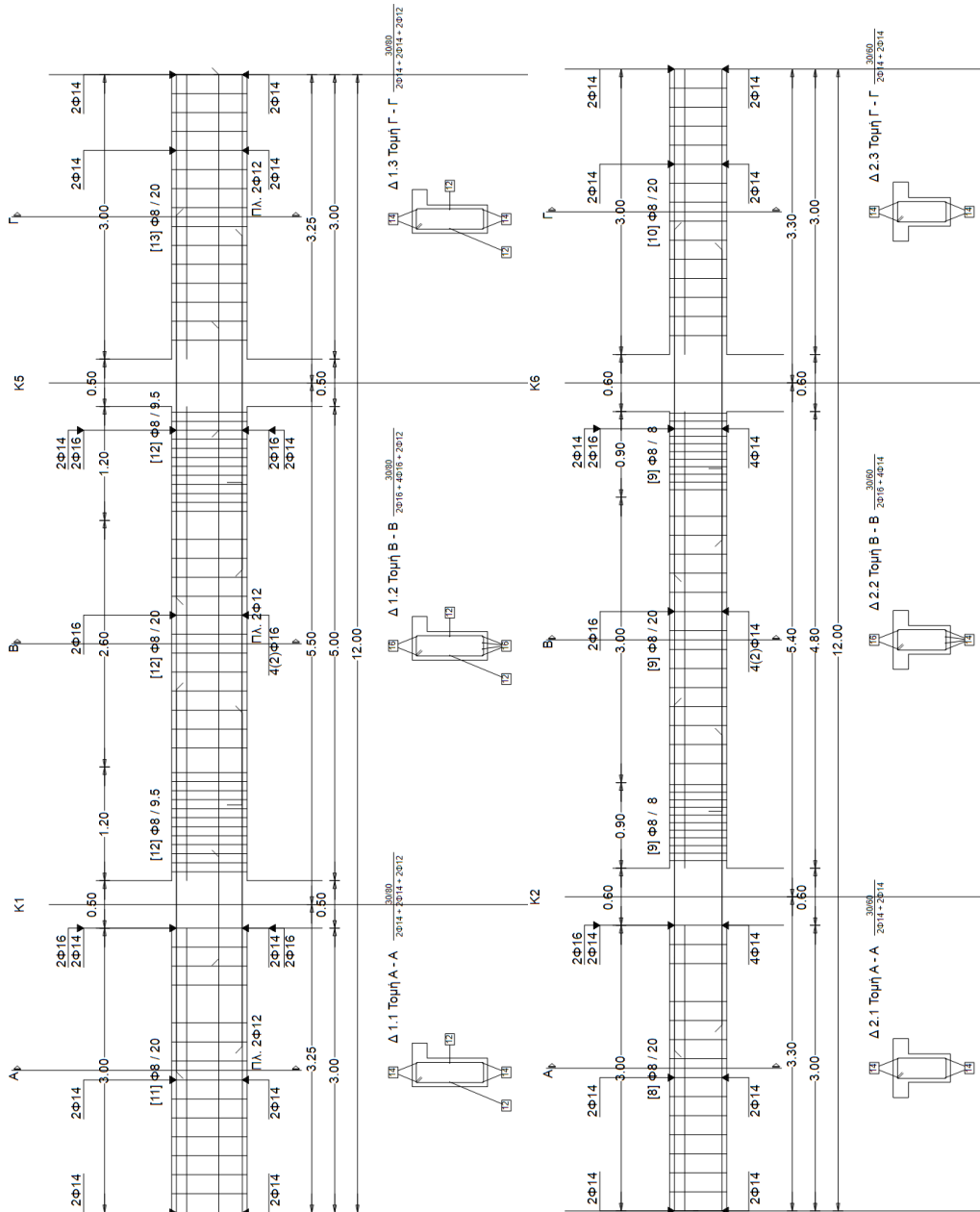
Τμήμ δοκού Δ5 3^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τμήμ δοκού Δ1 4^{ου} ορόφου (δεξιά)



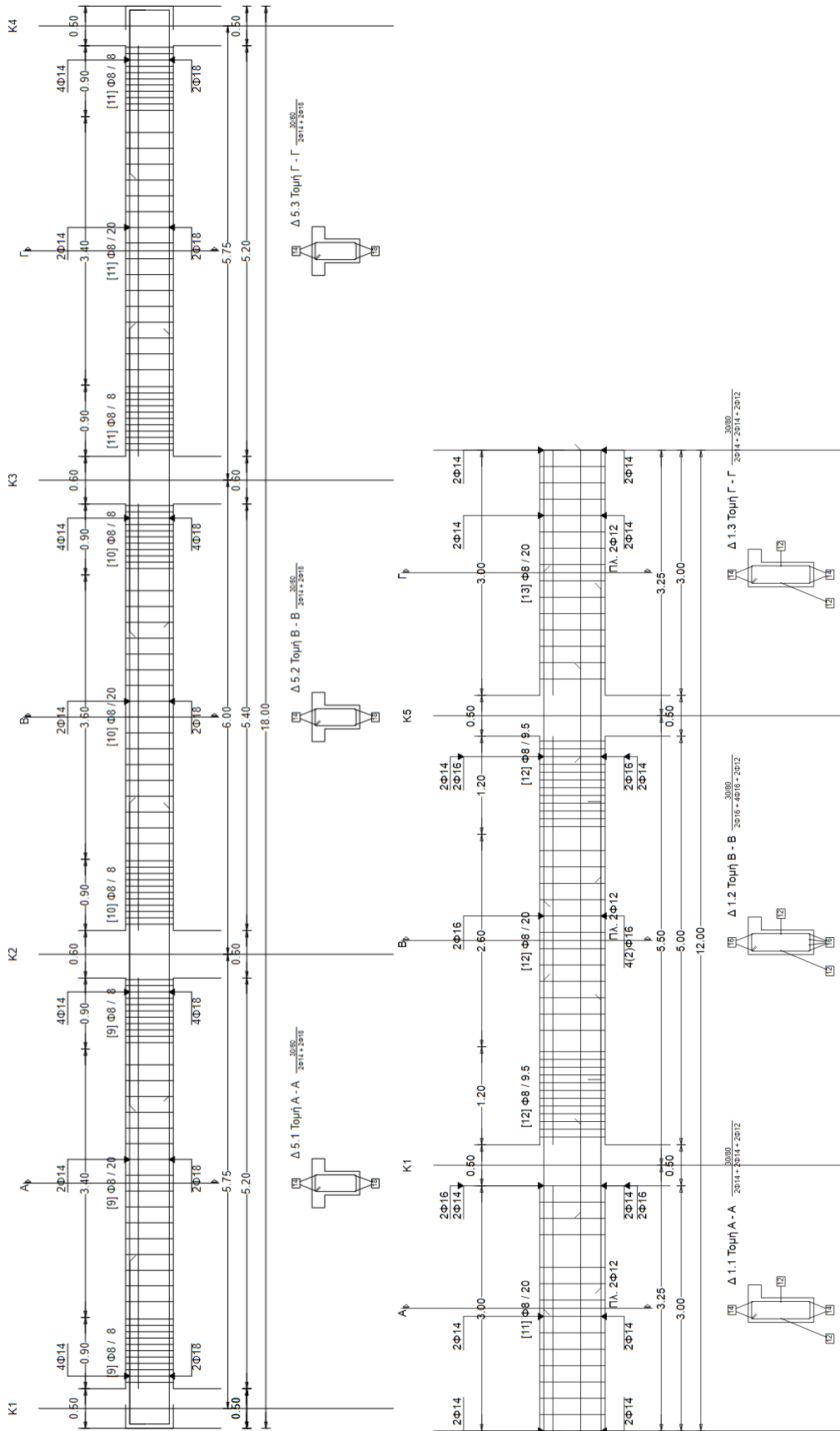
Τομή δοκού Δ2 4^ο ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ5 4^ο ορόφου (δεξιά)



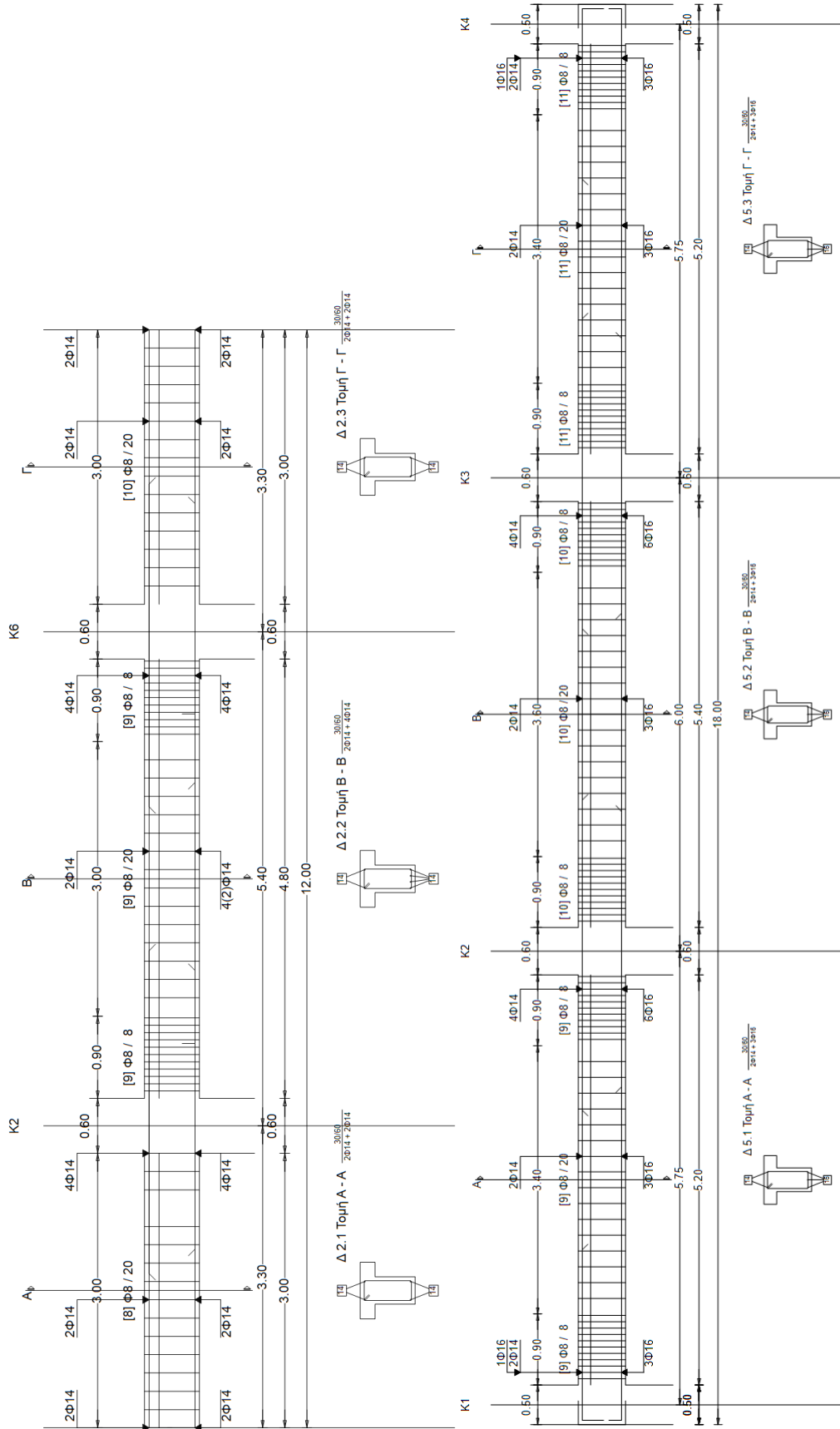
Τομή δοκού Δ1 5^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ2 5^{ου} ορόφου (δεξιά)



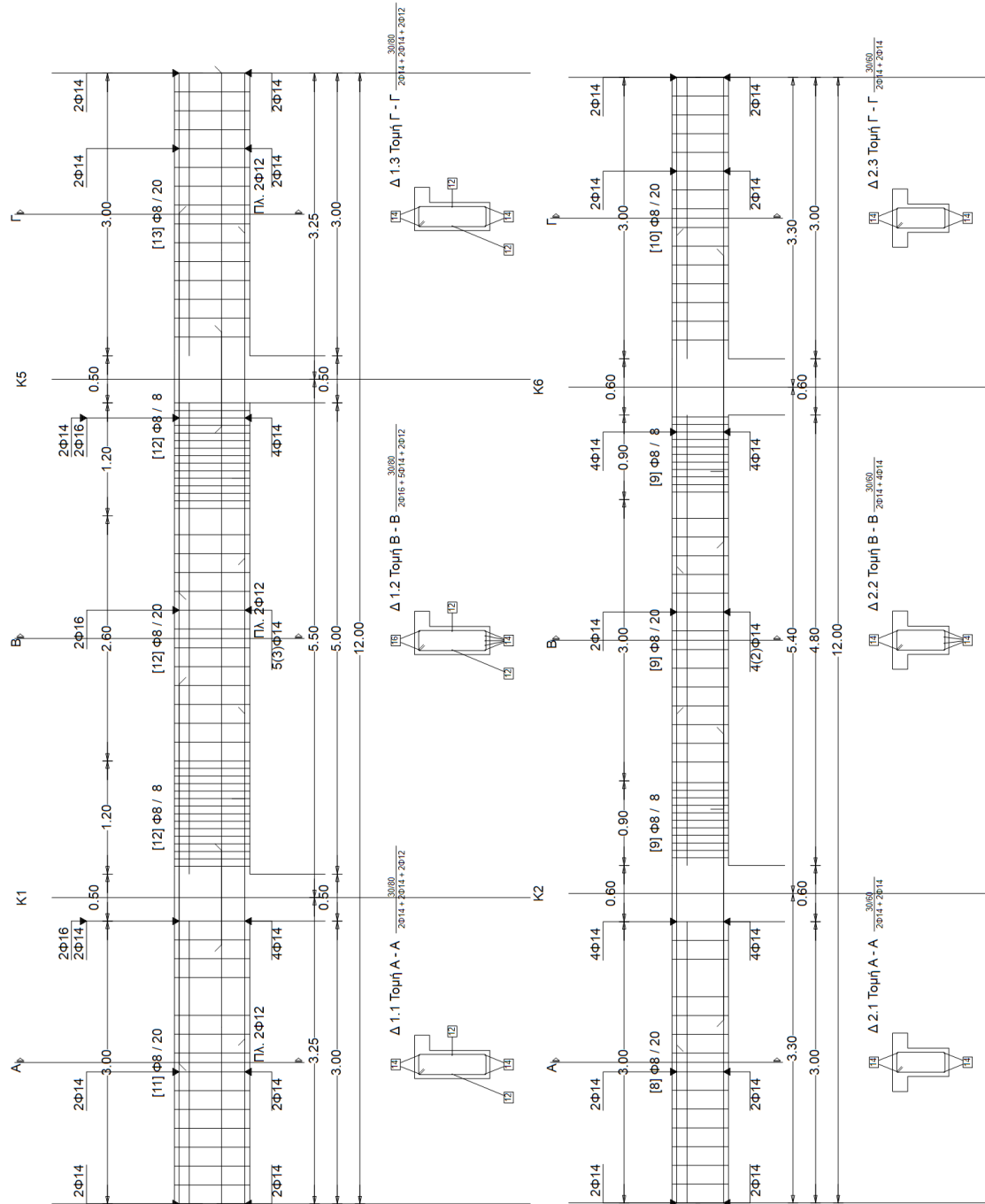
Τμήμ δοκού Δ1 7^ο ορόφου (αριστερά) – Τμήμ δοκού Δ2 7^ο ορόφου (δεξιά)



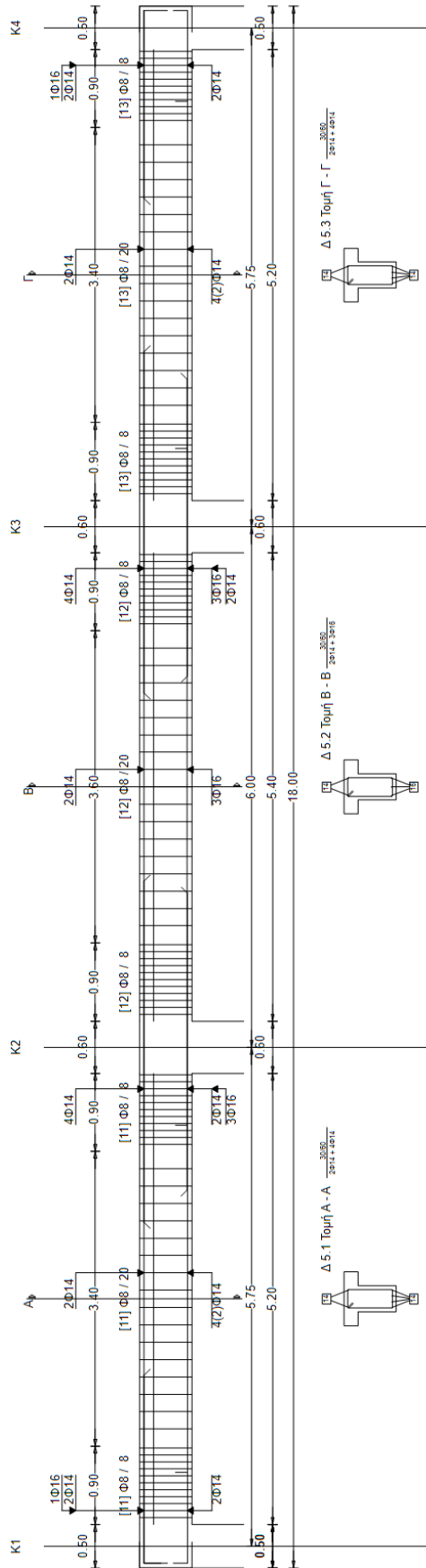
Τομή δοκού Δ5 7^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ1 8^{ου} ορόφου (δεξιά)



Τομή δοκού Δ2 8^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ5 8^{ου} ορόφου (δεξιά)



Τομή δοκού Δ1 9^{ου} ορόφου (αριστερά) – Τομή δοκού Δ2 9^{ου} ορόφου (δεξιά)



Τομή δοκού Δ5 9^{ου} ορόφου

Παράρτημα Γ: Ενεργές Δυσκαμψίες Δομικών Μελών

Γενικά Στοιχεία-Σημειώσεις: Στο παρόν Παράρτημα παρουσιάζονται οι ενεργές δυσκαμψίες των δομικών μελών των επιλεγμένων προς αποτίμηση κατασκευών, όπως υπολογίζονται από το λογισμικό διαστασιολόγησης και εισάγονται στα προσομοιώματα των κατασκευών στο Sap2000 (μέσω της τροποποίησης των ροπών αδρανείας). Οι παρατιθέμενες τιμές είναι οι τελικές και έχουν προκύψει συνυπολογίζοντας τις δύο φορές των ροπών κάμψης και τις (τυχούσες) διαφοροποιήσεις στα δύο άκρα του μέλους. Ακολουθείται η κωδικοποίηση των μελών κατά Fespa.

➤ Τριώροφη Κατασκευή ΚΠΜ (α/α: 1α)

<i>Ενεργές δυσκαμψίες δομικών μελών</i>				
<i>Όροφος</i>	<i>Δοκοί</i>		<i>Υποστυλώματα</i>	
	<i>Κωδική Ονομασία</i>	<i>EI_{eff}/EI_{gr}</i>	<i>Κωδική Ονομασία</i>	<i>EI_{eff}/EI_{gr}</i>
1^{ος}	Δ1.2	0.149	K1	0.181
	Δ2.2	0.136	K2	0.234
	Δ5.1	0.109		
	Δ5.2	0.124		
2^{ος}	Δ1.2	0.120	K1	0.139
	Δ2.2	0.109	K2	0.203
	Δ5.1	0.095		
	Δ5.2	0.106		
3^{ος}	Δ1.2	0.100	K1	0.124
	Δ2.2	0.096	K2	0.164
	Δ5.1	0.865		
	Δ5.2	0.103		

➤ Τριώροφη Κατασκευή ΚΠΥ (α/α: 1β)

<i>Ενεργές δυσκαμψίες δομικών μελών</i>				
<i>Όροφος</i>	<i>Δοκοί</i>		<i>Υποστυλώματα</i>	
	<i>Κωδική Ονομασία</i>	<i>EI_{eff}/EI_{gr}</i>	<i>Κωδική Ονομασία</i>	<i>EI_{eff}/EI_{gr}</i>
1^{ος}	Δ1.2	0.111	K1	0.144
	Δ2.2	0.123	K2	0.143
	Δ5.1	0.102		
	Δ5.2	0.115		
2^{ος}	Δ1.2	0.105	K1	0.108
	Δ2.2	0.125	K2	0.112
	Δ5.1	0.091		
	Δ5.2	0.110		
3^{ος}	Δ1.2	0.101	K1	0.097
	Δ2.2	0.122	K2	0.102
	Δ5.1	0.086		
	Δ5.2	0.110		

➤ *Εννιαώροφη Κατασκευή ΚΠΜ (α/α: 13α)*

<i>Ενεργές δισκαμψίες δομικών μελών</i>				
<i>Όροφος</i>	<i>Δοκοί</i>		<i>Υποστυλώματα</i>	
	<i>Κωδική Ονομασία</i>	<i>EI_{eff}/EI_{gr}</i>	<i>Κωδική Ονομασία</i>	<i>EI_{eff}/EI_{gr}</i>
1^{ος}	Δ1.2	0.163	K1	0.194
	Δ2.2	0.112	K2	0.225
	Δ5.1	0.104		
	Δ5.2	0.112		
2^{ος}	Δ1.2	0.163	K1	0.153
	Δ2.2	0.129	K2	0.200
	Δ5.1	0.112		
	Δ5.2	0.126		
3^{ος}	Δ1.2	0.147	K1	0.148
	Δ2.2	0.115	K2	0.178
	Δ5.1	0.099		
	Δ5.2	0.107		
4^{ος}	Δ1.2	0.141	K1	0.144
	Δ2.2	0.115	K2	0.175
	Δ5.1	0.096		
	Δ5.2	0.104		
5^{ος}	Δ1.2	0.125	K1	0.139
	Δ2.2	0.100	K2	0.157
	Δ5.1	0.086		
	Δ5.2	0.093		
6^{ος}	Δ1.2	0.107	K1	0.134
	Δ2.2	0.090	K2	0.151
	Δ5.1	0.078		
	Δ5.2	0.084		
7^{ος}	Δ1.2	0.083	K1	0.127
	Δ2.2	0.082	K2	0.143
	Δ5.1	0.072		
	Δ5.2	0.084		
8^{ος}	Δ1.2	0.074	K1	0.113
	Δ2.2	0.076	K2	0.137
	Δ5.1	0.070		
	Δ5.2	0.084		
9^{ος}	Δ1.2	0.074	K1	0.105
	Δ2.2	0.076	K2	0.112
	Δ5.1	0.058		
	Δ5.2	0.076		

➤ *Εννιαώροφη Κατασκευή ΚΠΥ (α/α: 13β)*

<i>Ενεργές δισκαμψίες δομικών μελών</i>				
<i>Όροφος</i>	<i>Δοκοί</i>		<i>Υποστυλώματα</i>	
	<i>Κωδική Ονομασία</i>	<i>EI_{eff}/EI_{gr}</i>	<i>Κωδική Ονομασία</i>	<i>EI_{eff}/EI_{gr}</i>
1 ^{ος}	Δ1.2	0.090	K1	0.197
	Δ2.2	0.112	K2	0.189
	Δ5.1	0.090		
	Δ5.2	0.1065		
2 ^{ος}	Δ1.2	0.092	K1	0.158
	Δ2.2	0.118	K2	0.153
	Δ5.1	0.097		
	Δ5.2	0.117		
3 ^{ος}	Δ1.2	0.085	K1	0.152
	Δ2.2	0.112	K2	0.147
	Δ5.1	0.088		
	Δ5.2	0.100		
4 ^{ος}	Δ1.2	0.076	K1	0.146
	Δ2.2	0.106	K2	0.142
	Δ5.1	0.079		
	Δ5.2	0.090		
5 ^{ος}	Δ1.2	0.060	K1	0.140
	Δ2.2	0.094	K2	0.137
	Δ5.1	0.073		
	Δ5.2	0.089		
6 ^{ος}	Δ1.2	0.056	K1	0.135
	Δ2.2	0.084	K2	0.131
	Δ5.1	0.072		
	Δ5.2	0.087		
7 ^{ος}	Δ1.2	0.056	K1	0.116
	Δ2.2	0.072	K2	0.124
	Δ5.1	0.069		
	Δ5.2	0.084		
8 ^{ος}	Δ1.2	0.056	K1	0.109
	Δ2.2	0.065	K2	0.108
	Δ5.1	0.072		
	Δ5.2	0.092		
9 ^{ος}	Δ1.2	0.053	K1	0.101
	Δ2.2	0.065	K2	0.096
	Δ5.1	0.059		
	Δ5.2	0.080		

