

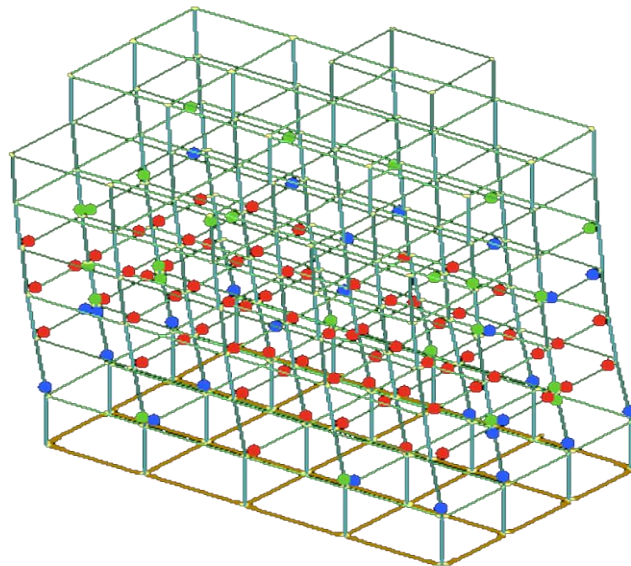


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

# Έλεγχος Φέρουσας Ικανότητας Κτιρίου Από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα Και Ενίσχυση Με Σύνθετα Υλικά



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Αγαπητού-Κυρίση Σπυριδούλα**

Επιβλέπων: Ραυτογιάννης Ι.

Αθήνα, Οκτώβριος 2012

ΕΜΚ ΜΕ 2012/08

Αγαπητού-Κυρίτση Σπυριδούλα. (2012).  
Έλεγχος Φέρουσας Ικανότητας Κτιρίου Από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα Και Ενίσχυση Με  
Σύνθετα Υλικά  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2012/08  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Agapitou-Kyritsi Spyridoula. (2012).  
Assessment of reinforced concrete building and retrofitting using F.R.P. composites.  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2012/08  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας Περιεχομένων

Περίληψη.....	4
Abstract .....	5
Ευχαριστίες.....	6
1. Εισαγωγή .....	7
1.1 Γενικά.....	7
1.2 Έκταση Διπλωματικής Εργασίας.....	7
2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση.....	8
2.1 Γενικά.....	8
2.2 Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης.....	8
2.3 Πληροφορίες για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας –Επίπεδα Γνώσης.....	10
2.3.1 Συλλογή πληροφοριών και ιστορικό.....	10
2.3.2 Επίπεδα γνώσεις ή στάθμες αξιοπιστίας Δεδομένων.....	11
2.2.3 Συντελεστές εμπιστοσύνης .....	13
2.4 Μέθοδοι ανάλυσης –Ανελαστική Μέθοδος .....	14
2.4.1 Γενικά.....	14
2.4.2 Στόχοι μη γραμμικής στατικής ανάλυσης .....	15
2.4.3 Φορτία και μέλη της κατασκευής .....	15
2.4.4 Κατανομή σεισμικών φορτίων .....	16
2.4.5 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία.....	17
2.4.6 Κόμβος ελέγχου.....	17
2.5 Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών.....	18
2.5.1 Αντοχή σκυροδέματος.....	18
2.6 Συμπεριφορά δομικών στοιχείων .....	18
2.6.1 Διάγραμμα έντασης-παραμόρφωσης.....	18
2.6.2 Γωνία στροφής-χορδής .....	20
2.6.3 Επιρροές 2ης τάξης .....	23
2.7 Καμπύλη αντίστασης.....	24
2.7.1 Γενικά.....	24
2.7.2 Στοχευόμενη μετακίνηση .....	27
2.7.2.1 Μέθοδος Ευρωκώδικα 8 .....	28
2.7.2.1 Μέθοδος ΚΑΝ.ΕΠΕ. ....	30
2.8 Έλεγχος επάρκειας φορέα.....	31

3 Ενίσχυση – Σύνθετα Υλικά.....	33
3.1 Γενικά.....	33
3.2 Συστατικά σύνθετων υλικών και ιδιότητες .....	34
3.2.1 Ίνες.....	34
3.2.2 Μήτρες σύνθετων υλικών (resins) .....	35
3.2.3 Σύνθετα υλικά .....	36
3.2.4. Κόλλα.....	37
3.3 Συντελεστές ασφαλείας σύνθετων υλικών .....	37
3.4 Περίσφιγξη υποστρωμάτων με σύνθετα υλικά .....	38
3.4.1 Γενικά.....	38
3.4.2 Περίσφιγξη σκυροδέματος με ΙΟΠ.....	39
3.4.3 Έλεγχοι για το υλικό ενίσχυσης.....	40
3.5 Στόχος ανασχεδιασμού – Μεθοδολογία διαστασιολόγησης της παρέμβασης .....	41
3.5.1 Στόχος σχεδιασμού.....	41
3.5.2 Υπολογισμός καθολικού δείκτη συμπεριφοράς $q$ .....	42
3.5.3 Μετατροπή του δείκτη συμπεριφοράς $q$ σε δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων $\mu_{1/r}$ .....	43
4 Έλεγχος Φέρουσας Ικανότητας κτιρίου Υφιστάμενου Κτηρίου .....	45
4.1 Περιγραφή κτιρίου .....	45
4.2 Προσομοίωση Κτιρίου.....	47
4.2.1 Γενικά.....	47
4.2.2 Φάσμα .....	47
4.2.3 Σκυρόδεμα.....	48
4.2.4 Έδαφος .....	48
4.2.5 Δράσεις.....	49
4.3 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας – αλλαγές δεδομένων .....	49
4.3.1 Γενικά.....	50
4.3.2 Φάσμα .....	50
4.3.3 Συντελεστής $q$ .....	52
4.3.4 Σκυρόδεμα.....	53
4.3.5 Οπλισμός .....	53
4.3.6 Ανελαστική Στατική Ανάλυση – Pushover .....	53
4.4 Αποτελέσματα επίλυσης φέρουσας ικανότητας .....	54
4.5 Συμπεράσματα .....	63

5. Ενίσχυση Κτιρίου Με Αύξηση Της Πλαστιμότητας .....	65
5.1 Εισαγωγή .....	65
5.2 Στόχος ανασχεδιασμού .....	65
5.3 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με σύνθετα υλικά .....	68
6. Συμπεράσματα .....	74
7. Βιβλιογραφία.....	75
Παραρτήματα .....	77

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
ΕΜΚ ΜΕ 2012/08

**Έλεγχος Φέρουσας Ικανότητας Κτιρίου Από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα  
Και Ενίσχυση Με Σύνθετα Υλικά**

Αγαπητού-Κυρίτη Σπυριδούλα. (Επιβλέπων: Ραυτογιάννης Ι.)

**Περίληψη**

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασία είναι η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και η ενίσχυση ενός κτιρίου κατασκευής του 1969, το οποίο βρίσκεται στον Δήμο Αγίων Αναργύρων και αποτελείται από ισόγειο, πέντε ορόφους, δώμα και ένα υπόγειο. Ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας γίνεται με την ανελαστική στατική μέθοδο (pushover) με τις αντίστοιχες διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 και του νέου Κανονισμού Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Αρχικά γίνεται η παρουσίαση των βασικών αρχών αποτίμησης όπως αναφέρονται στους ισχύοντες κανονισμούς, ο τρόπος συλλογής στοιχείων που αφορούν το υπό μελέτη κτίσμα, και ορίζεται το επίπεδο γνώσης της κατασκευής. Παρουσιάζεται επίσης διεξοδικά η ανελαστική ανάλυση και η λογική ελέγχου των οριακών καταστάσεων βάσει των αντίστοιχων κριτηρίων αποδοχής, για την αποτίμηση της επάρκειας.

Κατόπιν, γίνεται λεπτομερής παρουσίαση του υφιστάμενου κτιρίου και του προσομοιώματος του στο στατικό πρόγραμμα Fespa. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στην προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των κρίσιμων διατομών των στοιχείων.

Ακολουθεί η παρουσίαση των αποτελεσμάτων και ο σχολιασμός τους για της αποτίμησης για την στάθμη επιτελεστικότητας «Σοβαρές Βλάβες». Τα αποτελέσματα που προκύπτουν καταδεικνύουν την απαίτηση για ενίσχυση, ενώ κάνουν εμφανή την συντηρητικότητα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. έναντι του EC8-3 αφού τα αποτελέσματα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι εμφανώς δυσμενέστερα.

Τέλος προτείνεται η ενίσχυση των υποστυλωμάτων με ινοπλισμένα πολυμερή και συγκεκριμένα με περίσφιγξη, που οδηγεί στην αύξηση της πλαστιμότητας του ενισχυόμενου μέλους. Παρουσιάζεται η μεθοδολογία επιλογής του κατάλληλου καθολικού δείκτη πλαστιμότητας  $q$  και η κατά συνεχεία διαστασιολόγηση της ενίσχυσης με βάση αυτόν.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING  
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS  
EMK ME 2012/08

**Assessment of reinforced concrete building and retrofitting using  
F.R.P. composites**

Agapitou-Kyritsi Spyridoula (supervised by Raftogiannis I.)

**Abstract**

The objective of this thesis is the assessment of the resistance of a reinforced building and its retrofitting. The 5-story building was constructed in 1969 and is located in the Municipality of Agioi Anargyroi. The assessment of the building is performed using non-linear static analysis (pushover analysis) according to the code provision of Eurocode 8 and the new retrofitting code KAN.EPE.

Initially, the basic principles of building assessment, as mentioned in the codes as well as the data collecting for the existing building are presented and the level of knowledge for the structure is defined. The non-linear static analysis is analytically presented and the entire control logic of limit state respective acceptance criteria for the assessment competence of the structure.

Afterwards, the building and its model in the static program FESPA is thoroughly described. Particular emphasis is given in the simulation of the non-linear analysis of the critical sections of the structural elements.

In addition, the results of the assessment for the performance level “Significant Harm” are presented. The results indicate a need for retrofitting and prove the conservatism of KAN.EPE. comparing to EC8-3.

Finally, the retrofitting of column with fiber wrap overlays with confinement, which leads to the increase of the plasticity of the structural elements, is proposed. The methodology for the selection of the appropriate global plasticity coefficient  $q$  and the design of the retrofitting are described in detail.

## Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον Επίκουρο Καθηγητή της σχολής Πολιτικών Μηχανικών, του τομέα Δομοστατικής, του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Ιωάννη Ραυτογιάννη, τόσο για την καθοδήγησή του στην αποπεράτωση του θέματος της διπλωματικής εργασίας όσο και για το άριστο κλίμα συνεργασίας.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω την Επίκουρο Καθηγήτρια του τομέα Δομοστατικής, της σχολής Πολιτικών Μηχανικών, του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου Μαρία Νεραντζάκη, τόσο για την καθοδήγηση που μου προσέφερε ως επιβλέπων ακαδημαϊκός σύμβουλος, αλλά και την γενικότερη στήριξή της καθ' όλη την περίοδο των προπτυχιακών και μεταπτυχιακών σπουδών μου.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τον πολύ καλό μου φίλο, Ιωάννη Τσιάπα, Πολιτικό Μηχανικό Ε.Μ.Π. και την αδερφή μου Αλεξάνδρα Αγαπητού, Αρχιτέκτων Μηχανικό Ε.Μ.Π. για την πολύτιμη και ουσιαστική βοήθεια τους και την ψυχολογική τους υποστήριξη.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους τους ανθρώπους που ήταν κοντά μου καθ' όλη την πορεία των σπουδών μου όλα αυτά τα χρόνια, φίλους και καθηγητές, καθώς και τους γονείς μου και ιδιαίτερα τον πατέρα μου Αγαπητό-Κυρίτση Δημήτριο, Πολιτικό Μηχανικό Ε.Μ.Π. που ανέλαβε ένα μεγάλο τμήμα των επαγγελματικών μου υποχρεώσεων κατά τη διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας .

Αγαπητού- Κυρίτση Λίνα



# 1. Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Η χώρα μας διαθέτει έναν μεγάλο αριθμό κτιρίων που έχουν κατασκευαστεί δεκαετίες πριν. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τα κτίρια αυτά, τα οποία χρησιμοποιούνται ακόμη να μην επαρκούν στις σεισμικές δυνάμεις Ως εκ τούτου η ανάγκη για έλεγχο σε φέρουσα ικανότητα και κατ' επέκταση η ενίσχυση των κτιρίων είναι μεγάλη. Παράτατα η γνώση της μεθόδου ενίσχυσης έχει αρχίσει να απασχολεί τους επιστήμονες μηχανικούς έντονα κυρίως την τελευταία δεκαετία, όπου και οι απαιτήσεις των κανονισμών έχουν αυξηθεί. Σήμερα οι Κώδικες που έχουν σχέση με την ενίσχυση κτιρίων είναι ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, ενώ πρόσφατα τέθηκε σε ισχύ και ο ΚΑΝονισμός ΕΠΕμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. ο οποίος ισχύει ταυτόχρονα και έχει σαν στόχο την κάλυψη των κενών που έχει ο Ευρωκώδικας 8.

Παράλληλα τα τελευταία χρόνια έχει αρχίσει να εφαρμόζεται και να μελετάται η ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή κυρίως στα πλαίσια της περίσφιξης υποστλωμάτων, για αύξηση της πλαστιμότητας τους, και για αύξηση της τέμνουσας αντοχής κυρίως για τις δοκούς. Η γνώση σχετικά με τις ιδιότητες των ινοπλισμένων πολυμερών αρχικά ήταν περιορισμένη, αλλά λόγω των μεγάλων δυνατοτήτων τους έχει στραφεί το ενδιαφέρον των επιστημόνων στην μελέτη τους την τελευταία δεκαετία. Η χρήση των οπλισμένων πολυμερών στις ενισχύσεις δεν δημιουργεί αύξηση της ακαμψίας του φορέα αλλά αύξηση της πλαστιμότητας, ενώ μπορεί εύκολα να ενισχύσει τυχόν τοπικές αστοχίες. Αυτό πρέπει να είναι γνωστό στους μελετητές για την εξαγωγή σωστών αποτελεσμάτων.

## 1.2 Έκταση Διπλωματικής Εργασίας

Η παρούσα διπλωματική αποτελείται από 6 κεφάλαια.

Το *δεύτερο κεφάλαιο* αναφέρει τις μεθόδους μελέτης του κτιρίου, με εκτενή αναφορά στην ανελαστική μέθοδο (pushover).

Το  *τρίτο κεφάλαιο* αναφέρει τις ιδιότητες των σύνθετων υλικών, μια μικρή περιγραφή τους και τον τρόπο με τον οποίο χρησιμοποιούνται κατά την περίσφιξη υποστλωμάτων με στόχο την αύξηση της πλαστιμότητας του.

Το  *τέταρτο κεφάλαιο* περιέχει την περιγραφή ενός κτιρίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα, τον τρόπο προσομοίωσης του με το λογισμικό Fespa και τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τον έλεγχο σε φέρουσα ικανότητα με την μέθοδο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και την μέθοδο του Ευρωκώδικα 8.

Το  *πέμπτο κεφάλαιο* περιλαμβάνει τον τρόπο ενίσχυσης των υποστλωμάτων με σύνθετα υλικά για αύξηση της περίσφιξης αφού έχει προηγηθεί η εύρεση του καθολικού δείκτη πλαστιμότητας. Περιέχει επίσης ένα παράδειγμα αναλυτικού υπολογισμού του πάχους των υφασμάτων ΙΟΠ που απαιτούνται για την περίσφιξη.

Το  *έκτο κεφάλαιο* περιέχει συνοπτικά τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την παρούσα διπλωματική εργασία.

## 2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση

### 2.1 Γενικά

Στις μέρες μας, το θεσμικό πλαίσιο, που ισχύει στη χώρα μας, για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων κατασκευών είναι το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8 και ο νέος κανονισμός ενισχύσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. Οι συγκεκριμένοι Κανονισμοί προορίζονται για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας μεμονωμένων κτιρίων, με στόχο την απόφαση όσον αφορά την ανάγκη για επέμβαση στον φορέα και τον σχεδιασμό των απαραίτητων μέτρων ενίσχυσης του φορέα. Δεν προορίζονται για την αποτίμηση της τρωτότητας ενός πλήθους ή μιας ομάδας κτιρίων για την εκτίμηση του σεισμικού κινδύνου για ποικίλους σκοπούς (π.χ. για τον προσδιορισμό του ρίσκου των ασφαλιστικών εταιρειών, για τον καθορισμό προτεραιοτήτων με στόχο την εξάλειψη του κινδύνου, κλπ.).

### 2.2 Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης

Για την αποτίμηση της συμπεριφοράς των φορέων, το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8, και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στο Κεφάλαιο 2, καθορίζει τρεις (3) στάθμες επιτελεστικότητας, τις Οριακές Καταστάσεις (Ο.Κ.). Αυτές αποτελούν θεμελιώδεις απαιτήσεις και αναφέρονται στην κατάσταση βλαβών του φορέα<sup>1</sup>. Αυτές είναι:

- Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC)
- Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD)
- Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (DL)

όπως αναφέρονται στο Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8, και:

- Άμεση Χρήση μετά το Σεισμό (A)
- Προστασία Ζωής (B)
- Οιονεί Κατάρρευσης (Γ)

όπως αναφέρονται στο Κεφάλαιο 2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Παρακάτω χαρακτηρίζονται οι οριακές αυτές καταστάσεις ενώ αναφέρεται για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας η οριακή γωνία στροφής χορδής, όπως αυτή ορίζεται σε επόμενη παράγραφο της παρούσας διπλωματικής:

*OK Περιορισμού Βλαβών (DL) – Άμεση Χρήση Μετά το Σεισμό (A) ( $\theta \leq \theta_y$ ):* Ο φορέας έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να έχουν αποφύγει σημαντική διαρροή και να διατηρούν την αντοχή τους και τις ιδιότητες της δυσκαμψίας τους. Τα μη-φέροντα στοιχεία, όπως για παράδειγμα τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις, μπορεί να παρουσιάζουν κατανεμημένη ρηγμάτωση, όμως η βλάβη θα μπορούσε να επισκευαστεί με οικονομικό τρόπο. Οι μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων είναι αμελητέες. Ο φορέας δεν απαιτεί μέτρα επισκευής.

---

<sup>1</sup> Οι Εθνικές Αρχές αποφασίζουν κατά πόσον θα ελέγχονται και οι τρεις Οριακές Καταστάσεις, ή οι δύο από αυτές, ή μόνο μία από αυτές.

*OK Σημαντικών Βλαβών (SD) – Προστασία Ζωής (B)* ( $\theta_y \leq \theta \leq 0,75 \theta_u$  κατά Ευρωκώδικα και  $\theta_y \leq \theta \leq 0,50 (\theta_u + \theta_y)$  σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.): Ο φορέας έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, διαθέτει ορισμένη εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι σε θέση να αντέξουν τα κατακόρυφα φορτία. Τα μη-φέροντα στοιχεία έχουν υποστεί βλάβες, αν και τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις δεν παρουσιάζουν εκτός επιπέδου αστοχίες. Υπάρχουν μέτριες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Η επισκευή του φορέα είναι δυνατή, πιθανόν αντικονομική.

*OK Οιονεί Κατάρρευσης (NC) - Οιονεί Κατάρρευση (Γ)* ( $\theta \leq \theta_u$ ): Ο φορέας έχει υποστεί σοβαρή ζημιά, με χαμηλή εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, αν και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι ακόμα σε θέση να αντέχουν κατακόρυφα φορτία. Τα περισσότερα μη-φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει. Υπάρχουν μεγάλες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας λίγο απέχει από την κατάρρευση και πιθανόν δε θα επιβίωνε σε άλλον σεισμό, ακόμα και μέτριας έντασης.

Εν γένει όσο σημαντικότερη είναι η κατασκευή τόσο υψηλότερες οι απαιτήσεις αντοχής και συνεπώς μικρότερες θα πρέπει να είναι και οι επιτρεπόμενες βλάβες.

Τα κατάλληλα επίπεδα προστασίας επιτυγχάνονται, επιλέγοντας, για κάθε μία από τις Οριακές Καταστάσεις, μια περίοδο επαναφοράς για τη σεισμική δράση. Οι περίοδοι επαναφοράς, που ελέγχονται σε μία χώρα, μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό της Προσάρτημα. Η προστασία η οποία κανονικά θεωρείται κατάλληλη για συνήθη νέα κτήρια θεωρείται ότι επιτυγχάνεται επιλέγοντας τις ακόλουθες τιμές για τις περιόδους επαναφοράς:

- OK Οιονεί Κατάρρευσης (NC): 2475 χρόνια, που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 2% σε 50 χρόνια
- OK Σημαντικών Βλαβών (SD): 475 χρόνια, που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια
- OK Περιορισμού Βλαβών (DL): 225 χρόνια, που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 20% σε 50 χρόνια.

Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφαλείας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Σχηματικά, η φιλοσοφία σχεδιασμού φαίνεται στο Σχήμα 2.1, όπου κάθε τετράγωνο αντιπροσωπεύει ένα στόχο σχεδιασμού, ενώ οι διαγώνιες γραμμές αντιστοιχούν σε συγκεκριμένα κριτήρια σχεδιασμού. Έτσι η γραμμή 1-3 καθορίζει τον βασικό σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η γραμμή 2-3 αντιστοιχεί σε ένα σχεδιασμό με μικρότερο σεισμικό κίνδυνο και θα μπορούσε να αντιστοιχεί σε κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας και η γραμμή 3-3 σε ένα πολύ ασφαλή (αλλά και πολύ αντικονομικό) σχεδιασμό που θα μπορούσε να εφαρμοστεί σε μία κατασκευή πολύ μεγάλης σπουδαιότητας. Οι στόχοι που αντιστοιχούν στα τετράγωνα δεξιά της γραμμής 1-3 δεν είναι αποδεκτοί.

		Στάθμη επιτελεσματικότητας		
		Άμεση χρήση	Προστασία ζωής	Οιονεί κατάρρευση
Συχνότητα εμφάνισης σεισμικής δράσης	Μεγάλη (συχνοί σεισμοί)	1		Μη-αποδεκτοί στόχοι
	Μικρή (σπάνιοι σεισμοί)	2		
	Πολύ μικρή (πολύ σπάνιοι σεισμοί)	3		

Σχήμα 2.1: Στάθμες επιτελεσματικότητας για διαφορετικές συχνότητες εμφάνισης σεισμών

## 2.3 Πληροφορίες για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας – Επίπεδα Γνώσης

### 2.3.1 Συλλογή πληροφοριών και ιστορικό

Για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων φορέων όσον αφορά την αντοχή σε σεισμό, απαιτείται η συλλογή στοιχείων από διάφορες πηγές, όπως επί τόπου έρευνα, είτε από πρωτότυπα σχέδια μελέτης στα οποία αναφέρονται οι δομικές αλλαγές που έγιναν κατά την διάρκεια κατασκευής του έργου ή μετά την αποπεράτωση του. Προτείνεται η διασταύρωση των δεδομένων από διαφορετικές πηγές προκειμένου να ελαχιστοποιηθούν τα σφάλματα.

Οι πληροφορίες που συλλέγονται καλύπτουν την εξής θεματολογία:

- α) Προσδιορισμός του δομικού συστήματος και της συμμόρφωσής του με τα κριτήρια κανονικότητας που αναφέρονται στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1, παράγραφος 4.2.3.
- β) Προσδιορισμός του τύπου των θεμελιώσεων του κτηρίου.
- γ) Προσδιορισμός των εδαφικών συνθηκών, όπως κατηγοριοποιούνται στο Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1, παράγραφος 3.1.
- δ) Διαστάσεις και διατομές των στοιχείων του κτηρίου και μηχανικές ιδιότητες και κατάσταση των υλικών.
- ε) Αναγνωρίσιμα ελαττώματα των υλικών και ανεπαρκούς διαμόρφωσης λεπτομερειών.
- στ) Τα κριτήρια αντισεισμικού σχεδιασμού τα οποία χρησιμοποιήθηκαν στον αρχικό σχεδιασμό, συμπεριλαμβανομένης της τιμής του συντελεστή μείωσης της δύναμης (συντελεστή  $q$ ), εάν συντρέχει.
- ζ) Περιγραφή της παρούσας και/ ή της προβλεπόμενης χρήσης του κτηρίου, με προσδιορισμό της κατηγορίας σπουδαιότητας, όπως περιγράφεται στο Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1, παράγραφος 4.2.5
- η) Επανα-αποτίμηση των επιβαλλόμενων δράσεων λαμβάνοντας υπόψη τη χρήση του κτηρίου.
- θ) Τύπος και έκταση της προγενέστερης και της σημερινής βλάβης του φορέα, εάν υφίσταται, συμπεριλαμβανομένων προγενέστερων μέτρων επισκευής.

### 2.3.2 Επίπεδα γνώσεις ή στάθμες αξιοπιστίας Δεδομένων

Για τον λόγο αυτόν ορίζονται τα Επίπεδα γνώσης<sup>2</sup> ή Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων<sup>3</sup>:

- ΕΓ1: Περιορισμένη γνώση – Σ.Α.Δ. «Ανεκτή»
- ΕΓ2: Κανονική γνώση – Σ.Α.Δ. «Ικανοποιητική»
- ΕΓ3: Πλήρης γνώση – Σ.Α.Δ. «Υψηλή»

Οι παράγοντες οι οποίοι προσδιορίζουν το κατάλληλο επίπεδο γνώσης είναι:

- i) γεωμετρία: οι γεωμετρικές ιδιότητες του δομικού συστήματος, και εκείνες των μη φερόντων στοιχείων (π.χ. τοιχοπληρώσεις από τοιχοποιία) οι οποίες μπορεί να επηρεάσουν την απόκριση του φορέα.
- ii) λεπτομέρειες: αυτές περιλαμβάνουν την ποσότητα και τη διαμόρφωση λεπτομερειών του οπλισμού στο ωπλισμένο σκυρόδεμα, τις συνδέσεις μεταξύ των χαλύβδινων μελών, τις αντιστάσεις (π.χ. αγκυρώσεις, αναμονές κ.α.), σύνδεση των διαφραγμάτων δαπέδου με τους κατακόρυφους φορείς αντίστασης, τη συνάφεια στις ενώσεις κονιάματος στην τοιχοποιία και τη φύση των οποιωνδήποτε στοιχείων οπλισμού στην τοιχοποιία.
- iii) υλικά: οι μηχανικές ιδιότητες των συστατικών υλικών.

Συγκεντρωτικά παρουσιάζονται τα επίπεδα γνώσης και οι αντίστοιχες μέθοδοι ανάλυσης. Αναλυτικά το κάθε επίπεδο γνώσης αντιστοιχεί στα εξής:

#### *ΕΓ 1: Περιορισμένη γνώση*

- i) γεωμετρία: η συνολική γεωμετρία του φορέα και τα μεγέθη των μελών είναι γνωστά είτε (α) από έρευνα, ή (β) από αρχικά κατασκευαστικά σχέδια τα οποία χρησιμοποιήθηκαν τόσο για την αρχική κατασκευή όσο και για τις οποιεσδήποτε εκ των υστέρων τροποποιήσεις. Στην περίπτωση (β), θα πρέπει να ελέγχεται επί τόπου ένα επαρκές δείγμα των διαστάσεων τόσο της συνολικής γεωμετρίας όσο και του μεγέθους των μελών. Εάν παρατηρηθούν σημαντικές ασυμφωνίες με τα κατασκευαστικά σχέδια, θα πρέπει να πραγματοποιηθεί πληρέστερη έρευνα των διαστάσεων
- ii) λεπτομέρειες: οι δομικές λεπτομέρειες δεν είναι γνωστές από λεπτομερή σχέδια της κατασκευής και μπορεί να υποτεθούν βάσει μιας προσομοίωσης σχεδιασμού σύμφωνα με την συνήθη πρακτική κατά τον χρόνο της κατασκευής. Στην περίπτωση αυτή, πραγματοποιούνται περιορισμένες επιθεωρήσεις στα πιο κρίσιμα στοιχεία, έτσι ώστε να ελέγχεται κατά πόσον οι υποθέσεις ανταποκρίνονται στην πραγματική κατάσταση. Διαφορετικά, απαιτείται πιο εκτεταμένη επί τόπου επιθεώρηση.

<sup>2</sup> Ορολογία που βρίσκεται στο κείμενο του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3.

<sup>3</sup> Ορολογία που χρησιμοποιείται στο κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- iii) υλικά: δεν είναι διαθέσιμες άμεσες πληροφορίες για τις μηχανικές ιδιότητες των κατασκευαστικών υλικών, τόσο από τις αρχικές προδιαγραφές σχεδιασμού όσο και από τις αρχικές αναφορές δοκιμών. Καταχρηστικές τιμές, σύμφωνα με τα πρότυπα που ίσχυαν κατά τον χρόνο της κατασκευής θα πρέπει να υιοθετούνται, συνοδευόμενες από περιορισμένες επί τόπου δοκιμές στα πιο κρίσιμα στοιχεία.

Οι πληροφορίες οι οποίες έχουν συλλεχθεί θα πρέπει να είναι επαρκείς για την πραγματοποίηση τοπικών ελέγχων της ικανότητας των στοιχείων και για τη δημιουργία ενός προσομοιώματος για γραμμική ανάλυση. Η ανάλυση του φορέα βάσει του επιπέδου περιορισμένης γνώσης, θα πρέπει να πραγματοποιείται μέσω μεθόδων γραμμικής ανάλυσης, είτε στατικών είτε δυναμικών.

#### *ΕΓ 2: Κανονική γνώση*

- i) γεωμετρία: η συνολική γεωμετρία του φορέα και τα μεγέθη των μελών είναι γνωστά είτε (α) από εκτεταμένη έρευνα, ή (β) από αρχικά κατασκευαστικά σχέδια τα οποία χρησιμοποιήθηκαν τόσο για την αρχική κατασκευή όσο και για οποιεσδήποτε εκ των υστέρων τροποποιήσεις. Στην περίπτωση (β), θα πρέπει να ελέγχεται επί τόπου ένα επαρκές δείγμα των διαστάσεων τόσο της συνολικής γεωμετρίας όσο και του μεγέθους των μελών. Εάν παρατηρηθούν σημαντικές ασυμφωνίες με τα κατασκευαστικά σχέδια, θα πρέπει να πραγματοποιηθεί πληρέστερη έρευνα των διαστάσεων.
- ii) λεπτομέρειες: οι δομικές λεπτομέρειες είναι γνωστές είτε από εκτεταμένη επί τόπου επιθεώρηση ή από τα μη πλήρη λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια. Στη δεύτερη περίπτωση θα πρέπει να πραγματοποιούνται περιορισμένες επί τόπου επιθεωρήσεις στα πιο κρίσιμα στοιχεία, έτσι ώστε να ελέγχεται κατά πόσον οι διαθέσιμες πληροφορίες ανταποκρίνονται στην πραγματική κατάσταση.
- iii) υλικά: είναι διαθέσιμες πληροφορίες για τις μηχανικές ιδιότητες των κατασκευαστικών υλικών, είτε από εκτεταμένες επί τόπου δοκιμές ή από τις αρχικές προδιαγραφές σχεδιασμού. Στην δεύτερη περίπτωση θα πρέπει να πραγματοποιούνται περιορισμένες επί τόπου δοκιμές.

Οι πληροφορίες οι οποίες έχουν συλλεχθεί θα πρέπει να είναι επαρκείς για την πραγματοποίηση τοπικών ελέγχων της ικανότητας των στοιχείων και για τη δημιουργία ενός προσομοιώματος για γραμμική ή μη-γραμμική ανάλυση. Η ανάλυση του φορέα βάσει του υπόψη επιπέδου γνώσης θα μπορεί να πραγματοποιείται μέσω μεθόδων είτε γραμμικής είτε μη-γραμμικής ανάλυσης, στατικών ή δυναμικών.

#### *ΕΓ 3: Πλήρης γνώση*

- i) γεωμετρία: η συνολική γεωμετρία του φορέα και τα μεγέθη των μελών είναι γνωστά είτε (α) από διεξοδική έρευνα, ή (β) από το σύνολο των κατασκευαστικών σχεδίων τα οποία χρησιμοποιήθηκαν τόσο για την αρχική κατασκευή όσο και για οποιεσδήποτε εκ των υστέρων

τροποποιήσεις. Στην περίπτωση (β), θα πρέπει να ελέγχεται επί τόπου ένα επαρκές δείγμα των διαστάσεων τόσο της συνολικής γεωμετρίας όσο και του μεγέθους των μελών. Εάν παρατηρηθούν σημαντικές ασυμφωνίες με τα κατασκευαστικά σχέδια, θα πρέπει να πραγματοποιηθεί πληρέστερη έρευνα των διαστάσεων.

- ii) λεπτομέρειες: οι δομικές λεπτομέρειες είναι γνωστές είτε από συνολική επί τόπου επιθεώρηση ή από το ολοκληρωμένο σύνολο των λεπτομερών σχεδίων της κατασκευής. Στην περίπτωση αυτή, πραγματοποιούνται περιορισμένες επιθεωρήσεις επί τόπου στα πιο κρίσιμα στοιχεία, έτσι ώστε να ελέγχεται κατά πόσον οι διαθέσιμες πληροφορίες ανταποκρίνονται στην πραγματική κατάσταση.
- iii) υλικά: είναι διαθέσιμες πληροφορίες για τις μηχανικές ιδιότητες των κατασκευαστικών υλικών, είτε από συνολικές επί τόπου δοκιμές είτε από τις αρχικές αναφορές δοκιμών. Στην δεύτερη αυτή περίπτωση θα πρέπει να πραγματοποιούνται περιορισμένες επί τόπου δοκιμές.

Οι πληροφορίες οι οποίες έχουν συλλεχθεί θα πρέπει να είναι επαρκείς για την πραγματοποίηση τοπικών ελέγχων της ικανότητας των στοιχείων και για τη δημιουργία ενός προσομοιώματος για γραμμική ή μη-γραμμική ανάλυση. Η ανάλυση του φορέα βάσει του υπόψη επιπέδου γνώσης θα μπορεί να πραγματοποιείται μέσω μεθόδων είτε γραμμικής είτε μη-γραμμικής ανάλυσης, στατικών ή δυναμικών.

### 2.2.3 Συντελεστές εμπιστοσύνης

Βασικό σημείο που παρουσιάζεται στο Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8 και στο Κεφάλαιο 3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. §3.6.2, είναι ο καθορισμός του τύπου ανάλυσης και των τιμών των συντελεστών εμπιστοσύνης, από την ποσότητα και την ποιότητα των πληροφοριών που έχουν συλλεχθεί.

Πίνακας 3.1: Επίπεδα γνώσης και αντίστοιχες μέθοδοι ανάλυσης (LF: Πλευρική φόρτιση, MRS: Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης) και συντελεστές εμπιστοσύνης (Σ.Ε.)

Επίπεδο γνώσης	Γεωμετρία	Λεπτομέρειες	Υλικά	Ανάλυση	CF
ΕΓ 1	Από τα αρχικά σχέδια κατασκευής και δειγματοληπτική οπτική έρευνα ή από πλήρη έρευνα	Προσομοίωση σχεδιασμού με βάση την πρακτική κατά τον χρόνο κατασκευής και από περιορισμένη επί τόπου επιθεώρηση	Καταχρηστικές τιμές σύμφωνα με τα πρότυπα που ίσχυαν κατά τον χρόνο κατασκευής και από περιορισμένες επί τόπου δοκιμές	Μόνο γραμμική ανάλυση Στατική ή δυναμική	1,35
ΕΓ 2	Από μη πλήρη αρχικά λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια και περιορισμένη επί	Από μη πλήρη αρχικά λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια και περιορισμένη επί	Από τις αρχικές προδιαγραφές σχεδιασμού και περιορισμένες επί τόπου	Όλες	1,20

	τόπου επιθεώρηση	τόπου επιθεώρηση ή από εκτεταμένη επί τόπου επιθεώρηση	δοκιμες ή από εκτεταμένες επί τόπου δοκιμές		
ΕΓ 3	Από τα αρχικά λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια και περιορισμένη επί τόπου επιθεώρηση ή από διεξοδική επί τόπου επιθεώρηση	Από τα αρχικά λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια και περιορισμένη επί τόπου επιθεώρηση ή από διεξοδική επί τόπου επιθεώρηση	Από τις αρχικές αναφορές δοκιμών και περιορισμένες επί τόπου δοκιμές ή από διεξοδικές επί τόπου δοκιμές	Όλες	1,00

## 2.4 Μέθοδοι ανάλυσης –Ανελαστική Μέθοδος

### 2.4.1 Γενικά

Το επίπεδο γνώσης που επιτυγχάνεται, σε συνδυασμό με την εκπλήρωση ορισμένων προϋποθέσεων κανονικότητας προσδιορίζουν την επιτρεπόμενη μέθοδο ανάλυσης.

Οι μέθοδοι που προβλέπονται είναι:

- Ελαστική στατική
- Ελαστική δυναμική
- Ανελαστική στατική (pushover)
- Ανελαστική δυναμική (ανάλυση χρονοϊστορίας)

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης βασίζονται στην γραμμική σχέση έντασης – παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία της κατασκευής με κατάλληλες τροποποιήσεις ώστε να λαμβάνεται η πιθανότητα μη γραμμικής συμπεριφοράς για το σεισμό σχεδιασμού. Η ελαστική στατική και η ελαστική δυναμική ανάλυση αντιστοιχούν στην ανάλυση οριζόντιας φόρτισης και στην ιδιομοφική ανάλυση φάσματος απόκρισης του Ευρωκώδικα 8. Οι ελαστικές αναλύσεις δίνουν μια καλή ένδειξη της κατασκευής μέχρι την πρώτη διαρροή, αλλά δεν μπορούν να προβλέψουν την ανακατανομή των εντάσεων που θα συμβεί κατά την διάρκεια της μετέπειτα διαρροής και πλαστικοποίησης των δομικών στοιχείων του φορέα.

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης, αντίθετα, βοηθούν στην κατανόηση της πραγματικής συμπεριφοράς των κατασκευών δείχνοντας τους μηχανισμούς αστοχίας και το ενδεχόμενο κατάρρευσης. Τα τελευταία χρόνια η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κτιρίων. Το γεγονός αυτό αποδίδεται στο συνδυασμό της ακριβέστερης προσέγγισης της συμπεριφοράς των μελών μέσω των προσομοιωμάτων που έχουν αναπτυχθεί για τις ανελαστικές αναλύσεις, με την απλότητα της έκφρασης της σεισμικής έντασης με μία οριζόντια



φόρτιση. Η οριζόντια φόρτιση κατανέμεται ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις και αυξάνεται σταδιακά μέχρι την κρίσιμη μετακίνηση του δομήματος. Η κρίσιμη αυτή μετακίνηση καθορίζεται από την στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας.

#### 2.4.2 Στόχοι μη γραμμικής στατικής ανάλυσης

Η χρήση της μεθόδου έχει μια σειρά στόχων:

- Τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ της τέμνουσας βάσεως και της οριζόντιας μετατόπισης της κορυφής, οι οποίες θα κυμαίνονται από μηδέν μέχρι και 150% πέρα από την στοχευόμενη μετακίνηση (εφόσον δεν έχει επέλθει η αστοχία του φορέα) . Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.
- Την τεκμηρίωση της ύπαρξης επαρκούς πλαστιμότητας στο κτίριο (λόγος  $\alpha_u/\alpha_1$ ).
- Την εποπτεία της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής ως προς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Επιτυγχάνεται με αυτόν τον τρόπο η αποτύπωση της κατανομής των ζημιών στην κατασκευή και γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας.

Βασικό στοιχείο της ανάλυσης είναι η ορθή προσομοίωση της κατασκευής και τοποθέτηση των κατάλληλων φορτίων ώστε να λαμβάνονται σε αυτή όλα τα απαραίτητα στοιχεία, τα οποία θα οδηγήσουν σε αξιόπιστα αποτελέσματα

#### 2.4.3 Φορτία και μέλη της κατασκευής

Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 5.7.2 και § 5.7.3.1 ορίζονται οι βασικές απαιτήσεις για τα μέλη και τις φορτίσεις της κατασκευής

Α. Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με το σεισμικό συνδυασμό του EC8-1 (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.3.3.4.1 (5)P).

Β. Η εφαρμογή τους σε δύο αντίθετες διευθύνσεις («θετική» - «αρνητική»), θα οδηγήσει σε δυο αποτελέσματα, εκ των οποίων το δυσμενέστερο θα χρησιμοποιηθεί στον έλεγχο.

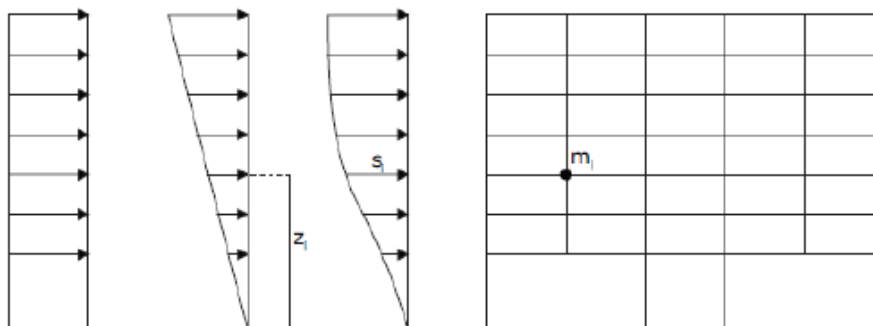
Γ. Στο προσομοίωμα θα συμπεριλαμβάνονται γενικά τόσο τα κύρια, όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία, αλλά και οι τοιχοπληρώσεις εάν λαμβάνεται υπόψη η φάση εξασθένησης της αντίστασης του στοιχείου. Σε αντίθετη περίπτωση τα δευτερεύοντα οριζόντια στοιχεία θα αποκλείονται από την ανάλυση.

Δ. Η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών να μην είναι σημαντική. Σε αντίθετη περίπτωση να γίνεται παράλληλη εφαρμογή στατικής ανελαστικής ανάλυσης και δυναμικής ελαστικής ανάλυσης και πρέπει να ικανοποιούνται τα κριτήρια επιτελεστικότητας και για τις 2 μεθόδους ανάλυσης.

## 2.4.4 Κατανομή σεισμικών φορτίων

Η σεισμική ένταση εκφράζεται με οριζόντια φόρτιση κατανομής σύμφωνης με την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων. Η ανάλυση πρέπει να πραγματοποιηθεί για δύο διαφορετικές καθ' ύψος κατανομές οριζοντίων φορτίων ώστε να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή ανώτερων ιδιομορφών και η επίδραση στη μεταβολή της κατανομής των φορτίων της ανελαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.3) και (EC8-1 §4.3.3.4.2.2 και EC8-3 §4.4.4.1 ). Κύρια σημεία που αφορούν την κατανομή των φορτίων καθ' ύψος ακολουθούν:

1. Εφαρμογή των οριζοντίων φορτίων στη στάθμη του κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου) (EC8-3, ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.3 ), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού.
2. Η τυχηματική εκκεντρότητα θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη. (EC8-3 §4.4.4.1)



Σχήμα 2.2: Κατανομές φόρτισης: Ομοιόμορφη (ορθογωνική), τριγωνική και ιδιομορφική

Σύμφωνα με τα προβλεπόμενα από τον Ευρωκώδικα 8 Μέρος 1, στον οποίο παραπέμπει και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι δυνατόν να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

- ❖ *Ομοιόμορφη κατανομή.* Οι οριζόντιες δυνάμεις είναι ανάλογες με την μάζα, ανεξάρτητα από την στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης).
- ❖ *Τριγωνική κατανομή.* Οι οριζόντιες δυνάμεις είναι ανάλογες με το ύψος της στάθμης  $z_i$
- ❖

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{z_j m_j} \quad (2.1)$$

- ❖ *Ιδιομορφική κατανομή.* Οι οριζόντιες δυνάμεις είναι ανάλογες της μετατόπισης  $s_i$  της μάζας στην θεμελιώδη ιδιομορφή κάθε επιτάχυνσης, που προκύπτει από την ελαστική ανάλυση.

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{s_j m_j} \quad (2.2)$$

## 2.4.5 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία

Η διάκριση των επιμέρους μελών της κατασκευής σε κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία βασίζεται στο κατά πόσο σημαντική είναι η συνεισφορά τους στην παραλαβή των σεισμικών φορτίων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §2.4.3.4 και EC8-1 §4.2.2).

Γενικά ως πρωτεύοντα στοιχεία ορίζονται αυτά τα οποία συμβάλλουν στην αντοχή και στην ευστάθεια της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία, ενώ τα υπόλοιπα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα. Η βασική διαφορά, μεταξύ των δύο κατηγοριών είναι κατά πόσον ένα στοιχείο είναι κρίσιμο για την αντίσταση του κτιρίου έναντι κατάρρευσης από σεισμικές δράσεις. Οπότε ως δευτερεύοντα μπορούν να χαρακτηριστούν αυτά που δεν θεωρείται ότι ο βαθμός συνεισφοράς τους στην αντίσταση του κτιρίου είναι αναξιόπιστος, είτε λόγω χαμηλής δυσκαμψίας είτε λόγω χαμηλής αντοχής, είτε λόγω χαμηλής πλαστιμότητας. Κατ' επέκταση η ανοχή στις αναμενόμενες παραμορφώσεις και γενικότερα στις βλάβες είναι γενικώς μεγαλύτερες από αυτές των πρωτευόντων.

Στην ανελαστική στατική ανάλυση τα δευτερεύοντα μέλη μπορούν να προσομοιωθούν με δύο τρόπους:

1. Όπως ακριβώς και τα κύρια μέλη της κατασκευής αλλά με χρήση διαφορετικών συντελεστών  $\gamma_{ei}$  και υλικού όπως αναφέρεται στις παρακάτω ενότητες.
2. Με εφαρμογή αρθρωτών στηρίξεων στα άκρα τους ώστε να μη συμμετέχουν στην ανάληψη οριζόντιων φορτίσεων.

Ο χαρακτηρισμός κάποιων στοιχείων ως δευτερευόντων σεισμικών μελών δε θα πρέπει να μεταβάλει την ταξινόμηση του φορέα από μη-κανονικό σε όψη και κάτοψη σε κανονικό σε όψη και κάτοψη [EC8-1, §4.2.2(5)]. Τόσο τα κύρια όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία μιας κατασκευής ελέγχονται με βάση τις δυνάμεις και παραμορφώσεις λόγω σεισμικών δυνάμεων και μετακινήσεων. Σε αυτό το σημείο πρέπει να επισημανθεί το γεγονός πως η τοιχοποιία δε θεωρείται δευτερεύον στοιχείο και η εκτίμηση της επίδρασης της στην απόκριση της κατασκευής θα πρέπει να εκτιμηθεί από το μελετητή μηχανικό και να ληφθεί υπόψη σε περίπτωση που είναι δυσμενής. Σε κάθε περίπτωση, τα δευτερεύοντα στοιχεία (π.χ. φυτευτά υποστυλώματα) πρέπει να μπορούν να φέρουν τα φορτία βαρύτητας που φέρουν για την μέγιστη επιβαλλόμενη μετακίνηση.

## 2.4.6 Κόμβος ελέγχου

Ο κόμβος ελέγχου της στοχευμένης μετακίνησης θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Για κτίρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα, ο κόμβος ελέγχου θα λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία.

## 2.5 Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών

Η εισαγωγή των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών με ορθό τρόπο στην προσομοίωση αποτελεί ιδιαίτερα σημαντικό χαρακτηριστικό κάθε ανάλυσης. Δυσκολία υπάρχει στην περίπτωση επισκευής υφιστάμενων κτιρίων όπου η γνώση μπορεί να είναι περιορισμένη. Οι τιμές αντοχής που προβλέπονται για νέα κτίρια μπορούν σε αυτή την περίπτωση με χρήση των συντελεστών εμπιστοσύνης να χρησιμοποιηθούν και σε υφιστάμενα.

### 2.5.1 Αντοχή σκυροδέματος

Η ανάλυση πραγματοποιείται με χρήση των μέσω τιμών των αντοχών του σκυροδέματος:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)} \quad (2.3)$$

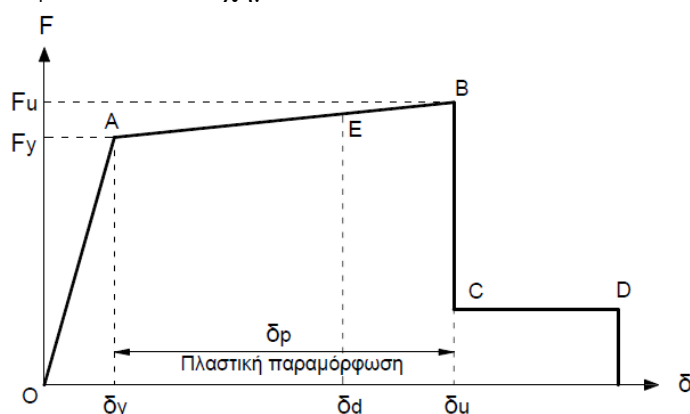
Η μέση αντοχή του χάλυβα προκύπτει ως εξής σύμφωνα με τον EC8-2 E.2.2:

$$f_{ym} = 1.15f_{yk} \quad (2.4)$$

## 2.6 Συμπεριφορά δομικών στοιχείων

### 2.6.1 Διάγραμμα έντασης-παραμόρφωσης

Είναι φανερό πως η ανελαστική στατική ανάλυση βασίζεται στην εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη της κατασκευής. Η ανελαστικότητα προσομοιώνεται με στροφικό ελατήριο, του οποίου οι ιδιότητες βασίζονται στο διάγραμμα έντασης-παραμόρφωσης. Αυτό προκύπτει με τη συσχέτιση των γενικευμένων μεγεθών δύναμης  $F$  (δύναμη ή ροπή) με τις αντίστοιχες παραμορφώσεις  $\delta$  (μετατοπίσεις ή στροφές). Η μορφή του διαγράμματος είναι τέτοια, ώστε να προσεγγίζει κατά το δυνατόν την περιβάλλουσα των βρόγχων υστέρησης κατά την επιβολή ανακυκλιζόμενης έντασης στο υπόψη μέλος. Η γενική μορφή του διαγράμματος  $F$ - $\delta$  φαίνεται στο Σχήμα 2.3.

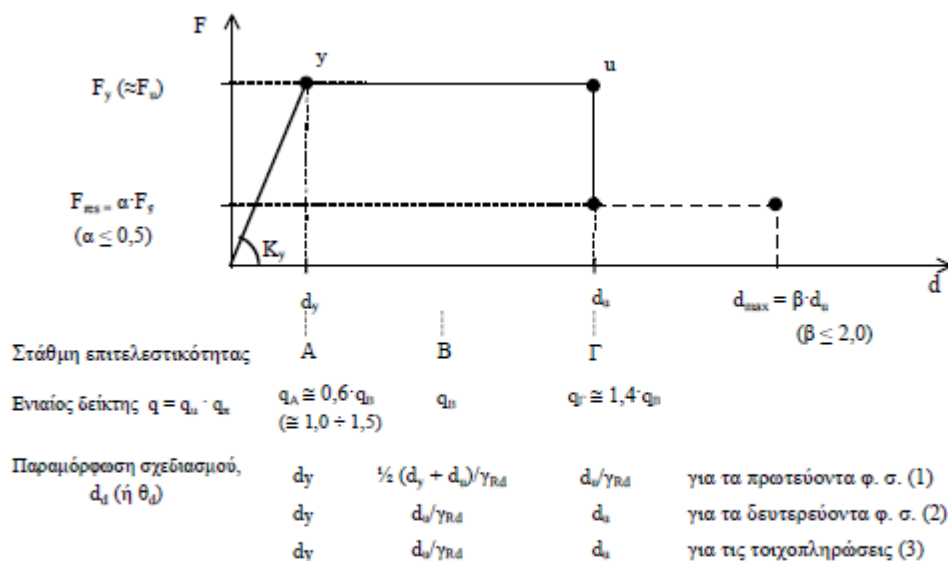


Σχήμα 2.3: Γενική μορφή διαγράμματος  $F$ - $\delta$

Οι περιοχές στις οποίες μπορεί να διακριθεί το διάγραμμα F-δ για τη συνήθη περίπτωση της ανελαστικής σχέσης ροπών-γωνιών στροφής-χορδής είναι οι ακόλουθες:

- *Τμήμα OA*: Ελαστική περιοχή μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η οριακή αντοχή  $F_y$  και η παραμόρφωση διαρροής ( $\delta_y$ ) υπολογίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του Κανονισμού όπως αναφέρονται παρακάτω. Η κλίση της ευθείας OA ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση
- *Τμήμα AB*: Αντιπροσωπεύει την μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι την θεωρητική αστοχία (σημείο B). Το μήκος του κλάδου εξαρτάται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$ , σχέσεις για τον υπολογισμό του οποίου δίνονται στον στη συνέχεια. Πολλές φορές η κλίση του κλάδου αυτού λαμβάνεται οριζόντια. Η παραμόρφωση  $\delta_u$  ορίζει την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, η οποία ορίζεται από το μετελαστικό τμήμα της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, δηλαδή  $\delta_p = \delta_u - \delta_y$ .
- *Τμήμα CD*: Αντιπροσωπεύει την παραμένουσα αντίσταση του στοιχείου και εκφράζεται μέσω του οριζόντιου κλάδου που φαίνεται στο Σχήμα 1.5. Μέσω αυτού του κλάδου εκφράζεται η ικανότητα του μέλους να παραλάβει μόνο κατακόρυφα φορτία, γι αυτό και η ικανότητα στο διάγραμμα δεν μηδενίζεται. Η τιμή της παραμένουσας αντίστασης είναι δύσκολο να εκτιμηθεί και λαμβάνεται ίση με το 25% της οριακής αντοχής για στοιχεία ωπλισμένου σκυροδέματος σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ ( παράρτημα 4.4 ).
- *Στάθμες Επιτελεστικότητας E*: Στην καμπύλη αυτή ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις  $\delta_d$ . Στο σχήμα 1.5 το σημείο αυτό αντιστοιχεί στην στάθμη «Σημαντικές Βλάβες» του Ευρωκώδικα 8.

Ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας του σχεδιασμού μιας νέας ή μιας υφιστάμενης κατασκευής το  $\delta_d$  φαίνεται παρακάτω σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.



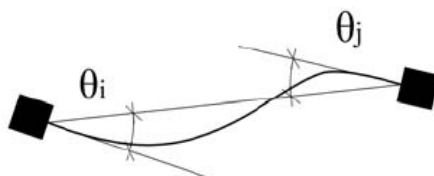
Σχήμα 2.3: Σκελετικό διάγραμμα συμπεριφοράς για τα επιμέρους στοιχεία ή το δόμημα

Στο σημείο αυτό σχετικά με την οριακή παραμόρφωση σχεδιασμού  $\delta_d$  αξίζει να παρατηρήσουμε ότι ακόμα και για την στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση, η  $\delta_d$  είναι μικρότερη αυτής που αντιστοιχεί στην οιονεί αστοχία  $\delta_u$  και μάλιστα με ικανοποιητική αξιοπιστία που εκφράζεται μέσω του δείκτη  $\gamma_{Rd}$ .

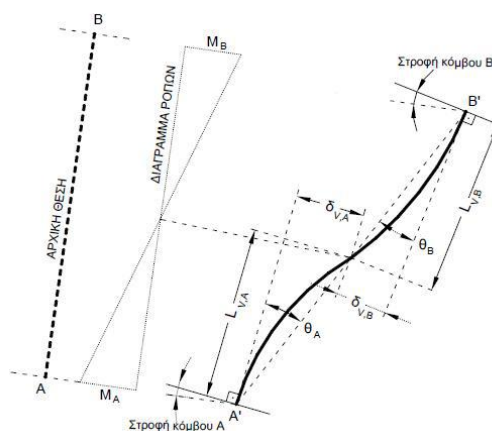
Αντίστοιχα του  $\gamma_{Rd}$  του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ,ο Ευρωκώδικας εισάγει τον συντελεστή  $\gamma_{ei}$  ο οποίος είναι ίσος με 1,15 για πρωτεύοντα στοιχεία και ίσος με 1,00 για δευτερεύοντα στοιχεία και με τον οποίο διαιρείται κάθε παραμόρφωση για να προκύψει η παραμόρφωση σχεδιασμού.

## 2.6.2 Γωνία στροφής-χορδής

Όσον αφορά στις καμπτικές παραμορφώσεις μελών ωπλισμένου σκυροδέματος, η καμπυλότητα χάνει το φυσικό της νόημα μετά τη ρηγμάτωση. Αυτό οφείλεται στη διακριτή φύση της ρηγμάτωσης αλλά και στο γεγονός πως ο λυγισμός των ράβδων και η θλιπτική αστοχία του απερίσφιγχτου ή του περισφιγμένου σκυροδέματος συμβαίνουν σε ένα μικρό μήκος του μέλους. Επιπλέον είναι σκόπιμο στις τιμές της παραμόρφωσης που χρησιμοποιούνται να λαμβάνεται υπόψη η συνύπαρξη καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, αλλά και φαινόμενα όπως η εξόλκευση των ράβδων οπλισμού. Για τους προαναφερθέντες λόγους τα μεγέθη τα οποία συνήθως επιλέγονται για τον προσδιορισμό της αντοχής είναι η ροπή κάμψης  $M$  και η γωνία στροφής χορδής  $\theta$ . Ως γωνία στροφής χορδής ορίζεται 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. Στο Σχήμα 2.4 διακρίνεται απλοποιητικά η γραφική επεξήγηση της γωνίας στροφής χορδής.



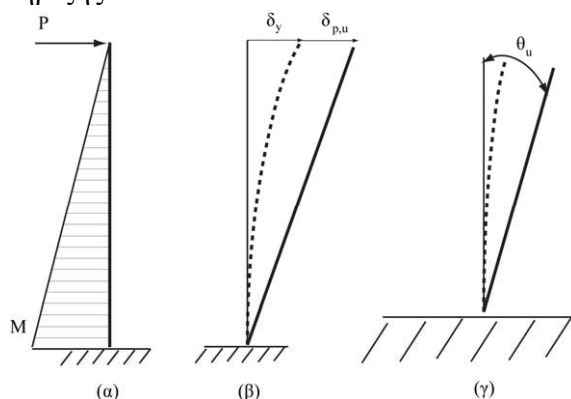
Σχήμα 2.4: Γωνίες στροφής χορδής σε κάθε κόμβο μέλους.



Σχήμα 2.5: Ελαστικές γωνίες στροφής χορδής σε κάθε κόμβο μέλους.

Στο Σχήμα 2.5 φαίνονται το μήκος διάτμησης  $L_n$ , καθώς επίσης και οι γωνίες στροφής χορδής  $\theta_i$  σε κάθε κόμβο. Παρατηρώντας ότι το μέλος συντρέχει κάθετα

στον κάθε κόμβο γίνεται κατανοητό πως οι συγκεκριμένες γωνίες στροφής σχετίζονται με την παραμορφωμένη κατάσταση μέλους στην ελαστική περιοχή. Επιπρόσθετα, η γωνία στροφής χορδής προβόλου υποκειμένου σε οριζόντια φόρτιση φαίνεται και από το Σχήμα 2.6. Η διακεκομμένη γραμμή συνδέει το ένα άκρο του μέλους με το άκρο στο οποίο γίνεται μηδενισμός των ροπών. Η κατακόρυφη γραμμή είναι η εφαπτομένη στον άξονα του στοιχείου υπό διαρροή. Είναι φανερό πως για γωνίες μικρότερες ή ίσες της  $\theta_y$ , το μέλος παραμένει στην ελαστική περιοχή και είναι κάθετο στο σημείο στήριξης.



Σχήμα 2.6: Πρόβολος υποκειμένος σε οριζόντια φόρτιση. Φαίνονται το διάγραμμα ροπών (α), το μέλος στην παραμορφωμένη κατάσταση τη στιγμή της διαρροής και μετά την πλαστικοποίηση της στήριξης (β) και λεπτομέρεια κοντά στη στήριξη όπου σχηματίζεται η πλαστική άρθρωση (γ).

Η γωνία στροφής χορδής δίνεται από τον ακόλουθο γενικό τύπο (EC8-2 §2.3.5.3):

$$\theta = \frac{\Delta}{L} \quad (2.5)$$

Για γραμμική μεταβολή της ροπής κάμψης, η στροφή διαρροής  $\theta_y$  μπορεί να υποτεθεί εξιδανικευτικά ίση με:

$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{L_V} = \frac{1}{L_V} \int_0^{L_V} \Phi \cdot x \cdot dx = \frac{1}{L_V} \int_0^{L_V} \frac{\Phi_y \cdot x^2}{L_V} dx = \frac{\Phi_y L_V}{3} \quad (2.6)$$

Σαφέστατα σε αυτή την εξίσωση της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή δε λαμβάνονται φαινόμενα που εμφανίζονται σε μέλη ωπλισμένου σκυροδέματος όπως αναλύεται πιο κάτω στις εξισώσεις που προτείνονται από τους Κανονισμούς και ενσωματώνονται στο FESPA. Η γωνία στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή της κρίσιμης περιοχής του μέλους μπορεί να υπολογιστεί σύμφωνα με τις σχέσεις που περιέχει ο Πίνακας 2.2.

Πίνακας 2.2: Γωνία στροφής-χορδής στη διαρροή.

Δοκοί- υποστυλώματα ορθογωνικής διατομής	$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_V + a_v z}{3} + 0,0013 \left[ 1 + 1,5 \frac{h}{L_V} + 0,13 \frac{(1/r)_y d_b f_y}{\bar{f}_{cm}} \right]$
---	--

Υποστυλώματα κυκλικής διατομής	$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0027 \max \left[ 0, \left( 1 - \frac{2L_v}{15D} \right) + \alpha_{sl} \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8 f_{cm}} \right]$
Τοιχώματα	$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,002 \left[ 1 - 0,125 \frac{L_v}{h} + 0,13 \frac{(1/r)_y d_b f_y}{f_{cm}} \right]$

Στις ανωτέρω σχέσεις:

$(1/r)_y$  η καμπυλότητα στη διαρροή, η οποία είναι δυνατό να υπολογιστεί με ακρίβεια για οποιοδήποτε σχήμα της θλιβόμενης ζώνης της διατομής.

$D$  η διάμετρος κυκλικής διατομής

$\alpha_{sl}$  1 για εφικτή ολίσθηση του διαμήκους οπλισμού πέραν της διατομής με τη μέγιστη ροπή και 0 όταν δεν είναι

$L_v$  το μήκος διάτμησης του στοιχείου

$a_v$  μια παράμετρος που είναι ίση με 1 αν αναμένεται διατμητική ρηγμάτωση (λοξή ρηγμάτωση) του στοιχείου πριν την καμπτική ενώ διαφορετικά είναι ίση με το 0. Ο έλεγχος πραγματοποιείται με σύγκριση της αντοχής του μέλους χωρίς συνδετήρες σε διάτμηση και του  $M_y/L_v$ .

$h$  το ύψος της διατομής σε περίπτωση ορθογωνικής θλιβόμενης ζώνης. Στην περίπτωση που ο ουδέτερος άξονας δεν είναι παράλληλος σε κάποια πλευρά της διατομής (όπως συνήθως συμβαίνει στην περίπτωση των υποστυλωμάτων), το  $h$  λαμβάνεται με βάση την εισαγωγή στη διατομή μιας έλλειψης, που έχει διαστάσεις ίσες με τις 2 πλευρές του υποστυλώματος. Για συγκεκριμένη γωνία στροφής του ουδέτερου άξονα ως προς την οριζόντια διεύθυνση, είναι δυνατός ο υπολογισμός του αντίστοιχου ύψους της διατομής.

$z$  ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων που έχει ληφθεί ίσος με το 0.9 του στατικού ύψους

$\varepsilon_y$  η παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα του οπλισμού

$d_b$  η μέση διάμετρος ράβδου του εφελκόμενου οπλισμού

Οι τιμές των  $f_y$  και  $f_c$  τίθενται σε MPa. Πρέπει να σημειωθεί εδώ πως η αντοχή του σκυροδέματος, που υπεισέρχεται στις εξισώσεις της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή είναι η μέση τιμή  $f_{cm}$ . Από τους τρεις όρους των σχέσεων υπολογισμού της γωνίας στροφής-χορδής στην διαρροή (Πίνακας 2.3).

- Ο πρώτος εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων στην προσδιοριζόμενη  $\theta_y$
- Ο δεύτερος όρος εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος  $L_s$
- Ο τρίτος όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Η οριακή ικανότητα στροφής χορδής προκύπτει με βάση τις παρακάτω εξισώσεις:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_{p,u} \quad (2.7)$$

$$\theta_{p,u} = \Phi_u - \Phi_y \left[ 1 - \frac{L_{pl}}{2L_v} \right] \quad (2.8)$$



Η διαθέσιμη τιμή της γωνίας στροφής χορδής (οριακή ικανότητα στροφής χορδής) υπολογίζεται ως εξής με βάση EC8-A.3.2.2(4):

Πίνακας 1.4: Γωνία στροφής στην οριακή κατάσταση της διατομής

$$\theta_{\text{um}} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left( \theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v} \right) \right) \quad (2.9)$$

$\gamma_{el}$  1.15 για κύρια μέλη και 1 για δευτερεύοντα [EC8-A.3.2.2(9)]

$\theta_y$  η στροφή της χορδής στη διαρροή

$\varphi_u$  η οριακή καμπυλότητα στην ακραία διατομή

$\varphi_y$  η καμπυλότητα διαρροής στην ακραία διατομή

$L_v$  το μήκος διάτμησης, που γενικά είναι ίσο με το λόγο ροπής προς τέμνουσα στην ακραία διατομή.

$L_{pl}$  το μήκος της πλαστικής άρθρωσης, η τιμή του οποίου εξαρτάται από τον τρόπο με τον οποίο λαμβάνεται υπόψη η ενίσχυση της αντοχής και της ικανότητας παραμόρφωσης του σκυροδέματος, η οποία οφείλεται στην περίσφιγξη κατά τον υπολογισμό της οριακής καμπυλότητας της ακραίας διατομής  $\varphi_u$ . Έτσι για την περίπτωση που χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα περίσφιγξης που σχετίζεται με τα όσα αναφέρθηκαν στην Επιρροή της Περίσφιγξης, η τιμή που χρησιμοποιείται είναι (EC8-3, A3.1.1):

$$L_{pl} = \frac{L_v + 0.2h + 0.11 \frac{d_b f_y \text{ (MPa)}}{\sqrt{f_c \text{ (MPa)}}}}{30} \quad (2.10)$$

όπου  $d_b$  είναι η μέση τιμή διαμέτρου των ράβδων που βρίσκονται σε εφελκυσμό.

Πρέπει να σημειωθεί σε αυτό το σημείο πως στην εξίσωση που δίνει το μήκος της πλαστικής άρθρωσης, οι τιμές αντοχής των υλικών θα πρέπει να προκύπτουν όπως αναφέρεται για τις γωνίες στροφής χορδής στη διαρροή.

### 2.6.3 Επιρροές 2ης τάξης

Στην ανελαστική ανάλυση, οι στατικές επιρροές 2ας τάξεως θα συνεκτιμώνται στην ανάλυση (KAN.ΕΠΕ. §5.4.7, EC8-1 παρ.4.4.2.2). Ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας του δομήματος  $\theta$  ανά όροφο και για κάθε εξεταζόμενη σεισμική δύναμη δίνεται από τον τύπο

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0,10 \quad (2.11)$$

όπου:

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

$d_r$  η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων  $d_s$  των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου και υπολογίζεται σύμφωνα με την 4.3.4

$V_{tot}$  η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου, και  
 $h$  το ύψος του ορόφου.

Συγκεκριμένα όταν ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας  $\theta$  (EC8-1 §4.4.2.2 (2) ) προκύπτει μικρότερος του 0.1, οι επιρροές 2ας τάξεως μπορεί να αγνοηθούν. Όταν ο δείκτης  $\theta$  κυμαίνεται μεταξύ 0.1 και 0.2, οι σεισμικές δυνάμεις και μετακινήσεις στον όροφο  $i$  θα επαυξάνονται με το συντελεστή  $1/(1-\theta i)$ . Όταν ο δείκτης  $\theta$  υπερβαίνει την τιμή 0.2, το κτίριο θα θεωρείται οιονεί ασταθές, οπότε θα απαιτείται κατάλληλη ενίσχυσή του, ώστε να μειωθούν οι πλευρικές του μετακινήσεις προκειμένου ο δείκτης  $\theta$  να προκύπτει εντός των ανωτέρω ορίων.

## 2.7 Καμπύλη αντίστασης

### 2.7.1 Γενικά

Για τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης πραγματοποιούνται διαδοχικές στατικές αναλύσεις με σταδιακή αύξηση της οριζόντιας φόρτισης κατά τη φορά μιας διεύθυνσης και υπολογισμό της μετακίνησης στον κόμβο ελέγχου, ο οποίος βρίσκεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Κατά τη διάρκεια αυτής τη διαδικασίας στοιχεία τα οποία έχουν διαρρεύσει εμφανίζουν μειωμένη δυσκαμψία, η οποία λαμβάνεται υπόψη στο μητρώο δυσκαμψίας του κτιρίου σε επόμενο βήμα. Οι θέσεις πεπερασμένου μήκους όπου αναμένονται ανελαστικές παραμορφώσεις είναι τα άκρα των δοκών και η κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων. Πέραν αυτών των περιοχών η συμπεριφορά του μέλους βασίζεται στην ελαστική θεωρία. Η καμπύλη αντίστασης θα προσδιορίζεται με βάση τον EC8-1, §4.3.3.4.2.3(1), (2).

Η εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης γίνεται σε κάθε περίπτωση με αύξηση του επιβαλλόμενου φορτίου. Αυτή μπορεί να γίνει είτε με τη «Μέθοδο των Δυνάμεων» είτε με τη «Μέθοδο των Μετακινήσεων»:

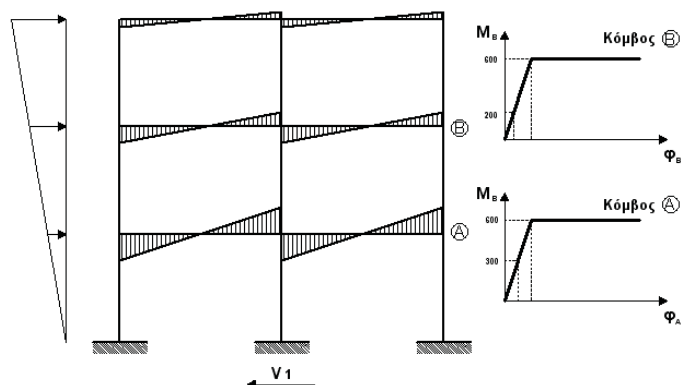
1. Η πρώτη σχετίζεται με σταθερή αύξηση της επιβαλλόμενης δύναμης και υπολογισμό της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου.
2. Η δεύτερη σχετίζεται με επιβολή δύναμης που αντιστοιχεί σε σταθερή αύξηση της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου.

Εξιδανικευμένα η γενική πλαστιμότητα σε επίπεδο κατασκευής θα μπορούσε να θεωρηθεί ίση με το λόγο της μετακίνησης στην οριακή κατάσταση αστοχίας προς τη μετακίνηση στην κατάσταση διαρροής σύμφωνα με την σχέση  $\mu = \delta_u / \delta_y$ .

Η σχηματική απεικόνιση της διαδικασίας εξαγωγής της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής ακολουθεί σε 3 φάσεις:

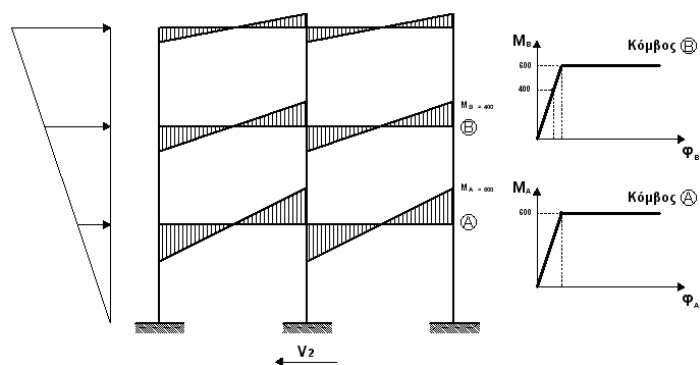
1. Στην πρώτη φάση η κατασκευή (Σχήμα 2.7) έχει τέμνουσα βάσης  $V_1$ , φορτισμένη από τριγωνική καθ' ύψος κατανομή. Τα άκρα A και B των δοκών του πρώτου και δεύτερου ορόφου αντίστοιχα βρίσκονται στην ελαστική περιοχή και οι τιμές ροπών και καμπυλοτήτων που εμφανίζουν για τη δεδομένη φόρτιση φαίνονται στα αντίστοιχα διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων. Για σταθερά αυξανόμενη οριζόντια φόρτιση και εφόσον το σύστημα συμπεριφέρεται ελαστικά η πλαστικοποίηση θα

εμφανιστεί πρώτα στο σημείο A εφόσον έχει υποθεθεί ότι αντοχές των δύο άκρων είναι ίδιες.



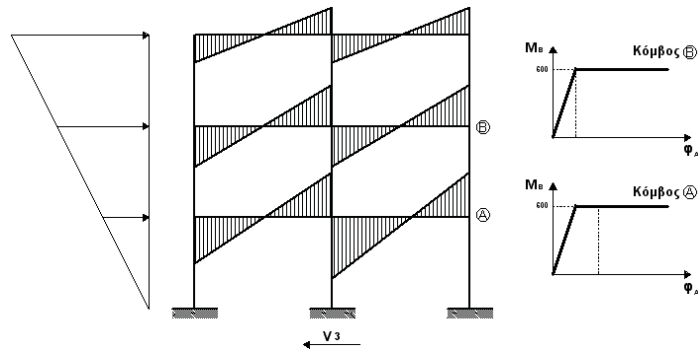
Σχήμα 2.7: Πρώτη φάση φόρτισης της κατασκευής

2. Στη δεύτερη φάση (Σχήμα 2.8) η κατασκευή έχει τέμνουσα βάσης  $V_2$  και για αυτή τη φόρτιση το άκρο A έφτασε την πλαστική ροπή αντοχής της διατομής του. Εξαιτίας του οριζόντιου μετελαστικού κλάδου του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων γίνεται κατανοητό πως στο εξής για μεγαλύτερες φορτίσεις η διατομή στο σημείο A δε θα παραλαμβάνει μεγαλύτερη ροπή αλλά θα εμφανίζει συνεχώς αυξανόμενη καμπυλότητα. Εξαιτίας της εμφάνισης πλαστικής άρθρωσης στο σημείο A, το μητρώο δυσκαμψίας της κατασκευής τροποποιείται και γίνεται ανακατανομή ροπών. Η διατομή στο σημείο B βρίσκεται ακόμα στην ελαστική περιοχή.



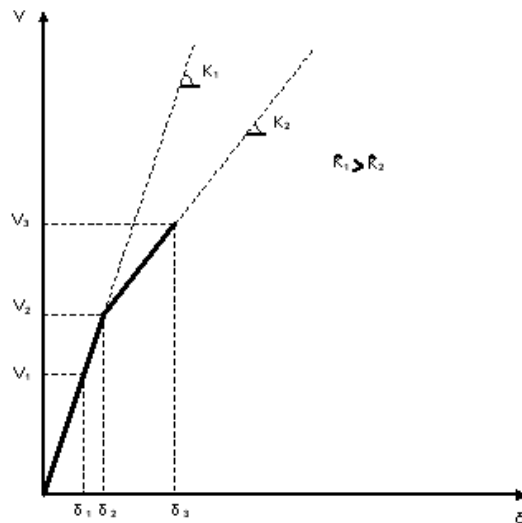
Σχήμα 2.8: Δεύτερη φάση φόρτισης της κατασκευής

3. Στην τρίτη φάση (Σχήμα 2.9) η κατασκευή εμφανίζει τέμνουσα βάσης  $V_3$  και για αυτή τη φόρτιση η διατομή στο σημείο B φτάνει στην πλαστική ροπής αντοχής της. Η ροπή στο σημείο A παραμένει σταθερή και ίση με αυτή της προηγούμενης φάσης, ενώ η καμπυλότητα της διατομής σε αυτό το σημείο αυξάνεται.



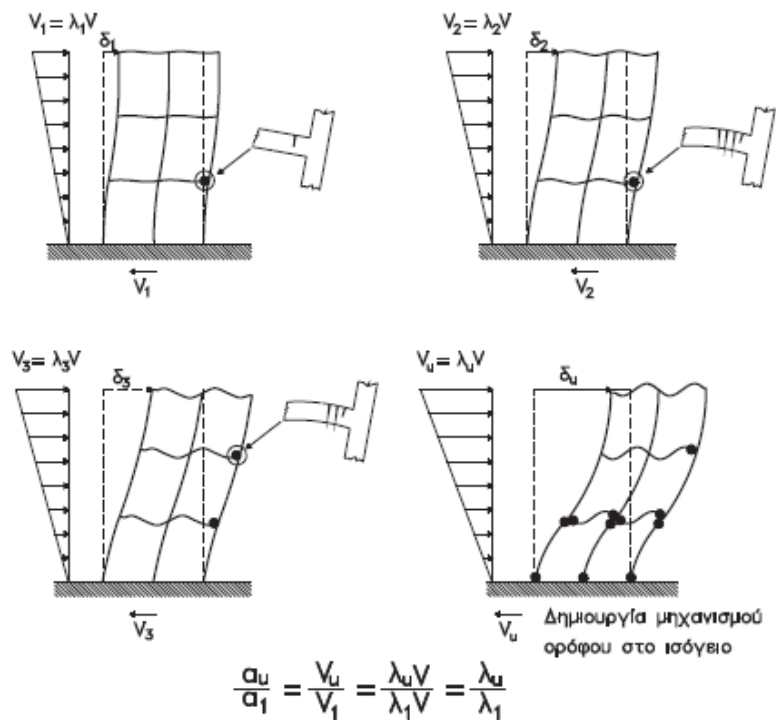
Σχήμα 2.9: Τρίτη φάση φόρτισης της κατασκευής

Η διαδικασία συνεχίζεται για μεγαλύτερες τιμές φόρτισης μέχρι το σημείο κατάρρευσης της κατασκευής εξαιτίας επαρκούς αριθμού πλαστικών αρθρώσεων ή μηχανισμού ορόφου. Η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής μπορεί πλέον να κατασκευαστεί με χρήση των τεμνουσών βάσης και της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου (συνήθως Κ.Β. διαφράγματος οροφής) πολλών φάσεων. Στο Σχήμα 2.10 διακρίνεται η ελαστική συμπεριφορά σταθερής δυσκαμψίας έως και τη δεύτερη φάση. Επίσης είναι ορατή η μείωση της δυσκαμψίας με την εμφάνιση της πλαστικής άρθρωσης στο τέλος της δεύτερης φάσης. Η διαδοχική εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη της κατασκευής θα οδηγήσει σε εξαιρετικά μεγάλη μείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής και τελικά σε μηχανισμό.



Σχήμα 2.10: Διάγραμμα τέμνουσας βάσης-μετακίνησης κόμβου ελέγχου

Η μορφή της παραμορφωμένης κατάστασης για τις τρεις διαφορετικές φάσεις φόρτισης που αναφέρθηκαν καθώς και για τη φάση αστοχίας φαίνονται στο Σχήμα 2.11. Παρατηρείται η διαρκώς αυξανόμενη καμπυλότητα ακόμα και σε μέλη που έχουν φτάσει την πλαστική ροπή αντοχής τους και ο μηχανισμός ισογείου που οδηγεί σε κατάρρευση.



Σχήμα 2.11: Διαφορετικές φάσεις φόρτισης κατασκευής σε ανελαστική στατική ανάλυση και αντίστοιχες παραμορφωμένες καταστάσεις κατασκευής. Για την καμπύλη ικανότητας, που αντιστοιχεί σε κάθε κατανομή και γωνία φόρτισης, κατασκευάζεται μια ισοδύναμη διγραμμική καμπύλη.

### 2.7.2 Στοχευόμενη μετακίνηση

Για συγκεκριμένη περίοδο επαναφοράς του σεισμού σχεδιασμού, πρέπει να προσδιοριστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής, η οποία ονομάζεται στοχευόμενη μετακίνηση. Για αυτό τον προσδιορισμό έχουν αναπτυχθεί μέθοδοι λιγότερο και περισσότερο ακριβείς.

Η πιο ακριβής μέθοδος είναι η χρήση μη-γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας, η οποία θέτει την κατασκευή σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση με χρήση του επιταχυνσιογραφήματος του συγκεκριμένου σεισμικού γεγονότος σχεδιασμού. Οι υπολογιστικές απαιτήσεις από άποψη τόσο τεχνολογίας όσο και χρόνου, θέτουν την εφαρμογή αυτής της μεθόδου δύσκολη και γι' αυτό συνήθως γίνεται χρήση απλοποιημένων μεθόδων. Στη σύγχρονη βιβλιογραφία υπάρχουν διάφορες απλοποιητικές μέθοδοι όπως:

1. ATC-40
2. Μέθοδος N2 ( η μέθοδος που προτείνεται στον Ευρωκώδικα 8-1, §4.3.3.4.2.3 (1)&(2) έχει πολλά κοινά με την συγκεκριμένη μέθοδο).
3. Μέθοδος συντελεστών

Οι μεθοδολογίες του EC8-1 (παράρτημα Β) και του ΚΑΝ.ΕΠΕ. βασίζονται στην μετατροπή του πολυβάθμιου συστήματος της πραγματικής κατασκευής σε

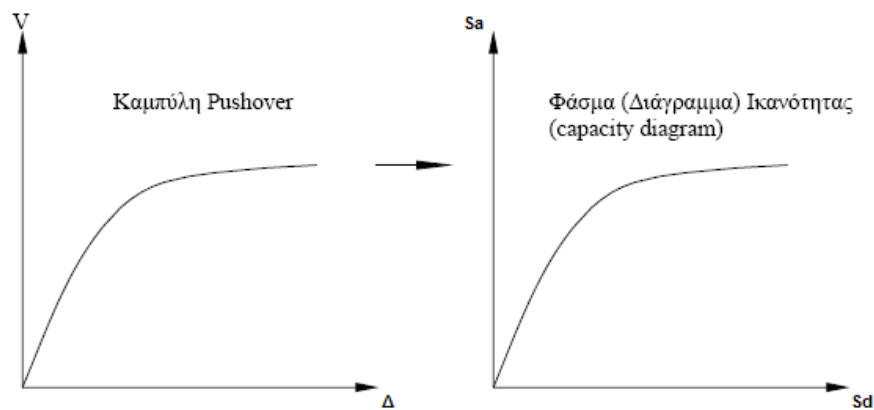
ισοδύναμο σύστημα μιας ελευθερίας κίνησης (μονοβάθμιος ταλαντωτής) Για το σύστημα αυτό προσδιορίζεται η ιδεατή πλήρως ελαστοπλαστική σχέση δύναμης μετακίνησης.

### 2.7.2.1 Μέθοδος Ευρωκώδικα 8

Η κατανομή των φορτίων στο επίπεδο του κέντρου βάρους των ορόφων γίνεται με βάση την παρακάτω εξίσωση:

$$F_i = V \frac{m_i \varphi_i}{\sum_{j=1}^N m_j \varphi_j} \quad (2.12)$$

όπου  $i, j$  οι στάθμες της κατασκευής,  $V$  είναι η τέμνουσα βάσης,  $\varphi_i$  οι ιδιομορφικές μετατοπίσεις του διαφράγματος  $i$  και  $m_i$  οι αντίστοιχες μάζες. Οι συντελεστές  $\varphi_i$  υποδεικνύουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους. Οι τιμές των ιδιομορφικών μετατοπίσεων κανονικοποιούνται ως προς την μετακίνηση οροφής ώστε η τιμή του  $\varphi$  στην οροφή να γίνεται ίση με τη μονάδα.



Σχήμα 2.12: Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του πολυβαθμίου συστήματος σε φάσμα ικανότητας του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος

Με χρήση της εξίσωσης (2.12), η μετατροπή του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος σε πολυβάθμιο σύστημα γίνεται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$Q = \Gamma Q^* \quad (2.13)$$

όπου:

$Q^*$  οποιοδήποτε μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

$Q$  το αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα

$\Gamma$  ο συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από την ακόλουθη σχέση [EC8-1 (B.3)]:

$$\Gamma = \frac{m_i \varphi_i}{m_i \varphi_i^2} \quad (2.14)$$

Ο αριθμητής στη σχέση (2.14) ισούται με τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Εφόσον οι δυνάμεις και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο

μετασχηματισμό που δίνεται από τη σχέση (2), η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος θα ισούται με τη δυσκαμψία του αντίστοιχου πολυβάθμιου. Δε συμβαίνει όμως το ίδιο με τις ιδιοπεριόδους των δύο συστημάτων. Με χρήση της σχέσης (2.13), η καμπύλη αντίστασης του πολυβάθμιου συστήματος μετατρέπεται σε φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

$$S_a = \frac{V}{am_{tot}} \quad (2.15)$$

$$S_d = \frac{V}{\Gamma\varphi_{tot}} \quad (2.16)$$

Όπου  $V$  η τέμνουσα βάσης του πολυβαθμίου συστήματος,,  $m_{tot}$  η συνολική μάζα πολυβαθμίου συστήματος,  $a$  το ποσοστό συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη μορφή της παραμόρφωσης, που δίνεται από την ακόλουθη σχέση, όπου φαίνεται πως ο όρος του αθροίσματος στον αριθμητή αντιπροσωπεύει τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

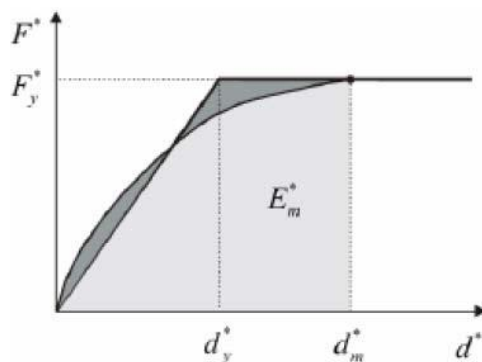
$$\alpha = \frac{\Gamma \sum m_i \varphi_i}{m_{tot}} \quad (2.17)$$

Στη σχέση της φασματικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή, όπως προαναφέρθη το  $\varphi$  στην οροφή του κτιρίου είναι μετά από κανονικοποίηση ίσο με 1. Μετά την μετατροπή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής σε φάσμα αντίστασης ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ακολουθούν τα παρακάτω βήματα.

Το διγραμμικό φάσμα αντίστασης κατασκευάζεται χωρίς κράτυνση, το οποίο σημαίνει πως ο μετελαστικός κλάδος είναι οριζόντιος. Η κλίση του ελαστικού κλάδου είναι τέτοια ώστε τα εμβαδά που αποκόπτονται κάτω και πάνω από την αρχική καμπύλη να είναι ίσα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.13. Βάσει αυτής της παραδοχής, η μετακίνηση διαρροής του εξιδανικευμένου μονοβάθμιου συστήματος  $d_y$ :

$$d_y^* = 2 d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \quad (2.18)$$

όπου  $E_m$  είναι η πραγματική ενέργεια παραμόρφωσης ως τη δημιουργία πλαστικού μηχανισμού. Ακολουθεί μια επαναληπτική διαδικασία για τον προσδιορισμό της μετακίνησης διαρροής



Σχήμα 2.13: Μετατροπή του φάσματος αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή σε διγραμμικό. (EC8-1)

Η ιδιοπερίοδος του εξιδανικευμένου ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος δυνάμει των προαναφερθέντων σχέσεων δίνεται από τη σχέση [EC8-1 (B.7)]:

$$T^* = 2\pi \frac{m^* d_y^*}{F_y^*} \quad (2.19)$$

### 2.7.2.1 Μέθοδος ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Το ισοδύναμο ελαστικό μονοβάθμιο σύστημα, το οποίο έχει ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου  $T_e = T \frac{K_o}{K_e}$ , υπόκειται στη σεισμική δράση σχεδιασμού, διορθωμένη κατάλληλα ώστε να προκύπτει η αντίστοιχη μετακίνηση του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Έτσι η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση και διορθώνεται όταν απαιτείται με βάση την παρ.5.7.4.1. του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (T_e^2 / 4\pi^2) \cdot S_e(T_e) \quad (2.20)$$

όπου:

$T$  η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μια ελαστική δυναμική ανάλυση

$K_o$  η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία

$K_e$  η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία,

$T_e$  &  $S_e(T_e)$ : Η θεμελιώδης (ή ισοδύναμη) ιδιοπερίοδος της κατασκευής και η αντίστοιχη ελαστική φασματική επιτάχυνση.

και οι διορθωτικοί συντελεστές:

$C_0$ : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με την πραγματική μετακίνηση  $\delta_t$  της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα.

Πίνακας 2.4: Τιμές συντελεστή  $C_0$  ανάλογα με τον αριθμό των ορόφων

Αρ. ορόφων	1	2	3	5	$\geq 10$
<b>C0</b>	1.0	1.2	1.3	1.4	1.5

$C_1$ : Στην συνήθη περίπτωση που στην εξεταζόμενη διεύθυνση η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής  $T_e$  είναι μεγαλύτερη από την χαρακτηριστική περίοδο του φάσματος  $T_C$  και λαμβάνεται:

$$C_1 = \begin{cases} 1, & \text{για } T_e \geq T_C \\ \frac{1.0 + \frac{R-1 T_C}{T}}{R}, & \text{για } T_e < T_C \end{cases} \quad (2.21)$$

όπου  $R = V_{el} / V_y$  ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντίσταση διαρροής του φορέα.



C2: Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόγχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Η τιμή του C2 λαμβάνεται από τον πίνακα ενώ για τιμές του T μεταξύ 0,1 sec και T<sub>C</sub> γίνεται γραμμική παρεμβολή.

Πίνακας 2.5: Τιμές συντελεστή C2

Στάθμη Επιτελεστικότητας	T ≤ 0,1sec		T ≥ T <sub>C</sub>	
	Φορέας Τύπου 1	Φορέας Τύπου 2	Φορέας Τύπου 1	Φορέας Τύπου 2
Άμεση Χρήση μετά το σεισμό	1,0	1,0	1,0	1,0
Προστασία Ζωής	1,3	1,0	1,1	1,0
Αποφυγή οιονεί Κατάρρευσης	1,5	1,0	1,2	1,0

Ως φορείς τύπου 1 νοούνται οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας (π.χ. κτίρια πριν το 1985 ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2), που αναμένεται να έχουν φτωχότερη υστερητική συμπεριφορά από εκείνους με υψηλή πλαστιμότητα (π.χ. κτίρια από το 1985 και έπειτα, ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μεγαλύτερη του 2). Συνήθως λαμβάνεται ίσος με 1.0, αφού στην πράξη η διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων της κατασκευής σπανίως είναι μικρότερη του 2.0

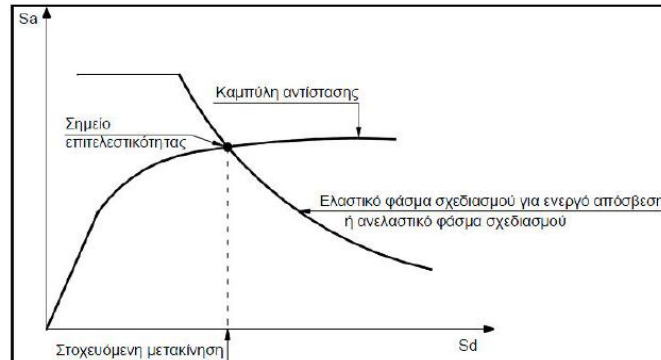
C3: Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως P-Δ. Μπορεί να ληφθεί από την σχέση  $1+5(\theta-0.1)/T$ , όπου  $\theta$  ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας. Για τα συνήθη κτίρια από ωπλισμένο σκυρόδεμα,  $\theta < 0.1$  και λαμβάνεται ίσος με 1.

Η μέθοδος του EC8 λαμβάνει υπόψη με μεγαλύτερη ακρίβεια τα χαρακτηριστικά της κατασκευής και την συσχέτισή της με το ελαστικό φάσμα, παρόλα αυτά οι δύο μέθοδοι συνήθως οδηγούν σε παρεμφερή αποτελέσματα.

## 2.8 Έλεγχος επάρκειας φορέα

Μετά την κατασκευή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής και τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης, τοποθετούνται πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη αντίστασης, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής για τα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανής και απαιτεί καλή κρίση μηχανικού. Αυτό συμβαίνει γιατί μια στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία, είναι πιθανόν ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να

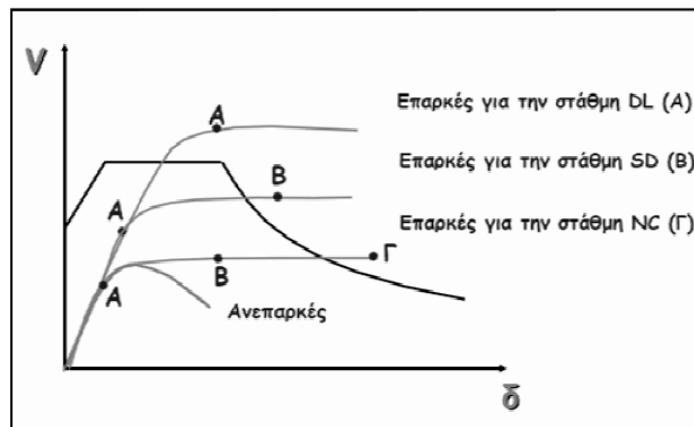
έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από αυτή τη στάθμη.



Σχήμα 2.14: Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη αντίστασης.

Η φιλοσοφία καθορισμού του σημείου επιτελεστικότητας βασίζεται στον υπολογισμό του σημείου που αντιστοιχεί στην εξισορρόπηση της απαίτησης (demand), σύμφωνα με το επιθυμητό φάσμα σχεδιασμού, και αντοχής (capacity) της κατασκευής. Σε διάγραμμα ADRS (Acceleration- Displacement Response Spectrum), η εξισορρόπηση αυτή για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα συμβαίνει στο σημείο τομής της καμπύλης αντίστασης και του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην ενεργό απόσβεση για τη μέγιστη μετακίνηση (η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται με βάση την πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση) ή του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος.

Με βάση τη θέση των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στο φάσμα αντίστασης και ανάλογα με τη σχέση με το σημείο τομής γίνεται ο έλεγχος επάρκειας του φορέα για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Σχήμα 2.15: Έλεγχος επάρκειας φορέα

## 3 Ενίσχυση – Σύνθετα Υλικά

### 3.1 Γενικά

Τα τελευταία 20 χρόνια έχει αναπτυχθεί μια τεχνική ενίσχυσης, η οποία βασίζεται στη χρήση προηγμένων υλικών που αποτελούνται από το συνδυασμό ινών (π.χ. άνθρακα, γυαλιού, αραμιδίου) σε μήτρα εποξειδικής ρητίνης. Τα υλικά αυτά, γνωστά ως ινοπλισμένα πολυμερή (Fibre Reinforced Polymers - FRP) ή απλά σύνθετα υλικά, χαρακτηρίζονται από εξαιρετικές ιδιότητες που κάνουν την εφαρμογή τους στα τεχνικά έργα, και ιδιαίτερα στο πεδίο των ενισχύσεων- επισκευών, ιδιαίτερα ελκυστική. Η εφαρμογή τους ως οπλισμός ενίσχυσης στοιχείων ωπλισμένου σκυροδέματος συνίσταται στην μέσω εποξειδικών ρητινών επικόλλησή τους σε εξωτερικές επιφάνειες δομικών στοιχείων, με προσανατολισμό ινών τέτοιο ώστε να παραλαμβάνουν σημαντικές εφελκυστικές δυνάμεις. Τα σύνθετα υλικά χρησιμοποιούνται στις μέρες μας σε όλο τον κόσμο στον τομέα των ενισχύσεων. Τα κυριότερα πλεονεκτήματα των σύνθετων υλικών είναι:

- *Χαμηλό ειδικό βάρος και επομένως ελάχιστο προστιθέμενο βάρος.* Τα σύνθετα υλικά είναι σχετικά ελαφρά (έχουν βάρος περίπου στο 20- 25 % του χάλυβα) και παρουσιάζουν μικρό όγκο. Έτσι, δεν επιβάλλουν μεγάλες φορτιστικές επιβαρύνσεις στην κατασκευή και για τον λόγο αυτό προτιμώνται από άλλα ενισχυτικά υλικά ή μεθόδους ενίσχυσης. Έτσι η εισαγωγή στον φορέα αυξάνει ελάχιστα τη μάζα του δομήματος και συνεπώς τα αδρανειακά φορτία όταν έχουμε δυναμική καταπόνηση. Επιπλέον τα κατακόρυφα νεκρά φορτία αυξάνονται λιγότερο και δε μειώνεται αισθητά ο ωφέλιμος χώρος του κτιρίου. Τα δυναμικά χαρακτηριστικά του κτιρίου (μάζα, ιδιοπερίοδος ακαμψία κλπ. ) δε μεταβάλλονται με τη χρήση των ινοπλισμένων πολυμερών.
- *Εξαιρετικά μικρό πάχος της τάξεως του 1 mm.* Οι διαστάσεις των ενισχυόμενων δομικών στοιχείων δε μεταβάλλονται, με αποτέλεσμα τα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά των κατασκευών να παραμένουν σχεδόν αμετάβλητα.
- *Υψηλή εφελκυστική αντοχή (πολλαπλάσια του κοινού χάλυβα).*
- *Διαθεσιμότητα υλικού σε πολλά, διαφορετικά και μεγάλα μήκη.* Η διαθεσιμότητα των σύνθετων υλικών σε πολύ μεγάλα μήκη (χωρίς ανάγκη ματίσεων και άλλων συναφών ατελειών ) καθώς και η μεγάλη «ευκαμψία » τους και συνεπώς και η εργασιμότητά τους αποτελούν σημαντικό πλεονέκτημα απέναντι στον χαλύβδινο οπλισμό (μεγάλη δυσκαμψία και δυσκολία διαμόρφωσης στις μεγάλες διαμέτρους και συνήθη μήκη ράβδων μικρότερα των δέκα μέτρων). Επίσης η βιομηχανική τυποποίησή τους, επιτρέπει τη χρήση διαφόρων διατάξεων χωρίς περιορισμό σε γεωμετρικές διαστάσεις.
- *Απλή και γρήγορη εφαρμογή, εύκολη εγκατάσταση, ακόμα και σε περιπτώσεις όπου ο χώρος εργασίας είναι περιορισμένος και γρήγορη επαναχρησιμοποίηση των κτιρίων.*

- *Αυξημένη ανθεκτικότητα σε διάβρωση.* Τα σύνθετα υλικά παρουσιάζουν σημαντική αντοχή στο χρόνο ενώ είναι ανθεκτικά απέναντι σε πολλούς από τους συνηθισμένους διαβρωτικούς παράγοντες όπως είναι το νερό, η υγρασία, η υπεριώδης ακτινοβολία, καθώς και το αλκαλικό ή όξινο περιβάλλον. Παράλληλα παρουσιάζουν σημαντική ανθεκτικότητα έναντι κόπωσης, ερπυσμό και κρουστικών καταπονήσεων.
- *Μικρός χρόνος εκτέλεσης εργασίας.*
- *Συμβατότητα με το υπόστρωμα.* Η συμβατότητα αυτή αφορά μόνο τη ρητίνη, διότι οι ίνες των σύνθετων υλικών δεν έρχεται σε επαφή με τις ενισχυόμενες επιφάνειες.
- *Αναστρεψιμότητα επέμβασης.* Το σύνθετο υλικό, ως υλικό ενίσχυσης, μπορεί να απομακρυνθεί από το φορέα με σκοπό την εφαρμογή μιας άλλης ευχερέστερης σε κάποιο μελλοντικό χρόνο, κάτι που είναι αρκετά δύσκολο όσον αφορά τις άλλες μεθόδους.
- Τα βασικότερα μειονεκτήματα των σύνθετων υλικών είναι:
- *Χαμηλή αντίσταση σε υψηλές θερμοκρασίες.*
- *Έλλειψη πλαστιμότητας.* Στην φάση οριακής κατάστασης αστοχίας εμφανίζεται ψαθυρή θραύση, ιδιότητα που δε συμβαδίζει με την τάση για πλαστικό σχεδιασμό των δομικών στοιχείων που επιβάλλει ο Κανονισμός. Ωστόσο, τα σύνθετα υλικά έχουν τη δυνατότητα να αναλάβουν υψηλές ελαστικές παραμορφώσεις με αποτέλεσμα τη σημαντική αύξηση της πλαστιμότητας των δομικών στοιχείων που έχουν ενισχυθεί με τη μέθοδο αυτή.
- *Σχετικά υψηλό κόστος.*
- *Περιορισμένα ειδικευμένα συνεργεία που ωστόσο δικαιολογείται από την πρόσφατη εμφάνιση αυτής της τεχνικής και της γρήγορης ανάπτυξης της.*

## 3.2 Συστατικά σύνθετων υλικών και ιδιότητες

Τα σύνθετα υλικά αποτελούνται από ίνες και πολυμερική μήτρα.

### 3.2.1 Ίνες

Οι ίνες είναι διαμέτρου 5- 25 $\mu\text{m}$ , είναι αυτές που αναλαμβάνουν δυνάμεις (κατά κανόνα εφελκυστικές) παράλληλα στη διεύθυνσή τους. Βασικό χαρακτηριστικό τους είναι η εξαιρετικά υψηλή εφελκυστική αντοχή και η γραμμικά ελαστική συμπεριφορά μέχρι τη θραύση τους. Οι συνηθέστεροι τύποι ινών που χρησιμοποιούνται στις ενισχύσεις είναι οι ίνες άνθρακα (ανθρακονήματα), οι ίνες γυαλιού (υαλονήματα) και οι ίνες αραμιδίου. Τα σύνθετα υλικά ονομάζονται βάση του τύπου των ινών τους, π.χ. ανθρακονήματα (CFRP- Carbon Fibre Reinforced Polymer).

*Ίνες άνθρακα.* Οι ίνες άνθρακα έχουν πυκνότητα περίπου 1800- 1900  $\text{Kg/m}^3$  και παρασκευάζονται είτε από θερμική κατεργασία του πολυακρυλονιτριλίου είτε μέσω απόσταξης κάρβουνου. Οι πρώτες γενικά χαρακτηρίζονται από μεγαλύτερες αντοχές

σε σχέση με τις δεύτερες. Θεωρητικά, η εφελκυστική αντοχή των ινών άνθρακα θα μπορούσε να είναι της τάξεως των 100GPa, εξαιτίας όμως της κρυσταλλικής δομής του υλικού, οι τιμές αυτές δεν αναπτύσσονται. Οι ίνες άνθρακα έχουν υψηλό μέτρο ελαστικότητας (200- 700 GPa) και οριακή παραμόρφωση εφελκυστικής αστοχίας 0,2- 2,5% (ανάλογα το είδος του νήματος), όπου η μικρότερη παραμόρφωση αντιστοιχεί στο μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας και αντίστροφα. Δεν απορροφούν νερό και είναι χημικά αδρανείς στους περισσότερους διαλύτες. Παρουσιάζουν εξαιρετική ανθεκτικότητα σε κόπωση, ερπυσμό και διάβρωση και έχουν μεγάλη αντοχή σε υψηλές θερμοκρασίες.

*Ινες υάλου.* Οι ίνες από γυαλί παράγονται από λειωμένο γυαλί το οποίο δεν παρουσιάζει ούτε πλήρως κρυσταλλική δομή αλλά ούτε και ιδιότητες ρευστού. Έχουν πυκνότητα 2300- 2500 Kg/m<sup>3</sup>, το μέτρο ελαστικότητάς του είναι 70- 90 GPa και η οριακή παραμόρφωση εφελκυστικής αστοχίας τους είναι 3- 5%. Οι ίνες υάλου χωρίζονται σε τρεις βασικές κατηγορίες: στις ίνες τύπου E, τύπου Z και τύπου S. Οι ίνες τύπου E αποτελούν τον κοινό και ποιο συνηθισμένο τύπο γυαλιού. Κύριο μειονέκτημά τους είναι η μείωση της αντοχής σε αλκαλικό περιβάλλον, όπως είναι αυτό του σκυροδέματος. Οι ίνες τύπου Z παρουσιάζουν υψηλή αντοχή σε μέτρο ελαστικότητας. Οι τύποι που χρησιμοποιούνται περισσότερο στον χώρο των επισκευών – ενισχύσεων είναι οι ίνες τύπου S και E. Το S-glass παρουσιάζει μεγαλύτερη αντοχή και μέτρο ελαστικότητας απ' ότι το E-glass, αλλά είναι πολύ ακριβότερο γεγονός που περιορίζει τις εφαρμογές του. Οι ίνες από γυαλί είναι ευαίσθητες στην υγρασία, αλλά είναι δυνατόν να προστατευτούν με την κατάλληλη επιλογή μήτρας. Είναι ευπαθείς στη διάβρωση, αλλά δεν παρουσιάζουν ερπυστικές παραμορφώσεις. Η αντοχή τους σε κόπωση είναι μικρότερη από τα φύλλα άνθρακα ή αραμιδίου.

*Ινες αραμιδίου.* Οι ίνες αραμιδίου που διατίθενται στη διεθνή αγορά διακρίνονται σε αυτές οι οποίες προέρχονται από αρωματικό πολυαμίδιο (Kevlar) και σε εκείνες οι οποίες προέρχονται από αρωματικό πολυαιθεραμίδιο (Technora). Στην αγορά χρησιμοποιούνται συχνά τα Kevlar 29 και Kevlar 49 (η διαφορά τους έγκειται στην τιμή του μέτρου ελαστικότητας). Έχουν πυκνότητα 1450 Kg/m<sup>3</sup>, το μέτρο ελαστικότητας τους είναι 70- 13 GPa και η οριακή παραμόρφωση εφελκυστικής αστοχίας τους είναι 2,5- 5%. Βασικό πλεονέκτημα τους είναι η εξαιρετική συμπεριφορά σε κρουστικά φορτία, για αυτό και τα τελευταία χρόνια προτιμούνται για την κατασκευή μανδύων σε υποστυλώματα γεφυρών, όπου υπάρχει κίνδυνος πρόσκρουσης οχημάτων. Είναι πολύ ευαίσθητες σε θερμό περιβάλλον με υψηλό ποσοστό υγρασίας και παρουσιάζουν ερπυστικές παραμορφώσεις υπό δεδομένη τάση. Χρησιμοποιούνται λιγότερο συχνά από τον άνθρακα ή το γυαλί, στο χώρο των επισκευών και των ενισχύσεων.

### **3.2.2 Μήτρες σύνθετων υλικών (resins)**

Οι μέχρι τώρα αναφορές στα σύνθετα υλικά και ειδικά στο πεδίο του ωπλισμένου σκυροδέματος (με FRP), εστιάζουν περισσότερο στη συμπεριφορά των

οπλισμών από ίνες. Οι ίνες θεωρούνται η κυρίαρχη συνιστώσα της αντοχής σε φόρτιση ενός δοσμένου στοιχείου από σύνθετο υλικό. Οι οπλισμοί από ίνες είναι τα βασικά δομικά συστατικά στα σύνθετα υλικά. Όμως είναι αναγκαίο να ληφθεί υπόψη και να κατανοηθεί ο σημαντικός ρόλος που διαδραματίζουν τα πολυμερισμένα υλικά /ρητίνες. Οι ρητίνες χρησιμοποιούνται ως μήτρες για την παραγωγή σύνθετων υλικών ινών. Αποτελούν τη συγκολλητική ύλη μεταξύ των ινών και προκειμένου να αναπτυχθεί ισχυρή μηχανική σύνδεση μεταξύ ινών και ρητίνης, είναι απαραίτητη η ύπαρξη συνάφειας μεταξύ τους. Ο ρόλος τους είναι να μεταφέρουν και να κατανέμουν τις τάσεις στις ίνες κάθε στρώσης του πολυμερούς. Με τον τρόπο αυτό, επιτρέπουν στο ινοπλισμένο πολυμερές να συμπεριφέρεται σχεδόν σαν ομοιογενές υλικό. Επιπλέον, συνεισφέρουν στην ανθεκτικότητα και στην ηλεκτρική μόνωση του σύνθετου υλικού.

### 3.2.3 Σύνθετα υλικά

Τα σύνθετα υλικά έχουν υψηλό μέτρο ελαστικότητας και μεγάλη αντοχή κατά τη διεύθυνση των ινών και είναι αδύναμα κατά την εγκάρσια διεύθυνση. Δεδομένου ότι τα υλικά αυτά είναι έντονα ανισότροπα, οι συνέπειες από τοποθέτηση κατά την λανθασμένη διεύθυνση δύναται να είναι σημαντικές.

Κύριο χαρακτηριστικό τους, όπως έχει ήδη αναφερθεί, είναι η καθαρά ελαστική, γραμμική συμπεριφορά μέχρι την αστοχία τους, καθώς οι ίνες συμπεριφέρονται γενικά μόνο ελαστικά. Το παραπάνω συνεπάγεται έλλειψη πλάστιμης συμπεριφοράς και επομένως αδυναμία απορρόφησης ενέργειας, γεγονός που αποτελεί βασικό μειονέκτημα των σύνθετων υλικών. Σπάνια τα σύνθετα υλικά παρουσιάζουν πλαστική παραμόρφωση ή διαρροή, ενώ η θραύση τους είναι η τυπική μορφή αστοχίας υλικού που καταπονείται από οριακή τιμή τάσης. Μια τεχνική που χρησιμοποιείται ώστε να προσδώσει κάποιο βαθμό πλαστιμότητας στο υλικό είναι η σύνθεση του υλικού με ίνες διαφορετικού τύπου, με αποτέλεσμα οι ίνες να αστοχούν σε διαφορετική τιμή παραμόρφωσης και να δημιουργείται τελικά μια ψευδοπλάστιμη συμπεριφορά.

Η εφελκυστική αντοχή των σύνθετων υλικών υπολογίζεται 3-4 φορές μεγαλύτερη από αυτή του κοινού χάλυβα. Όμως για μακροχρόνια φόρτιση, η εφελκυστική αντοχή μπορεί να μειωθεί σημαντικά. Για υλικά με ίνες υάλου, η αντοχή μειώνεται στο 40- 60% της αρχικής τιμής ενώ για υλικά με ίνες άνθρακα ή αραμιδίου, το ποσοστό ανέρχεται σε 50- 65% και 75- 95% αντίστοιχα. Στον παρακάτω πίνακα δίνονται ορισμένες ιδιότητες σύνθετων υλικών (ΙΟΠ).

Πίνακας 3.1 : Ιδιότητες σύνθετων υλικών ΙΟΠ

Τύπος σύνθετου υλικού	Μέτρο ελαστικότητας E(GPa)	Εφελκυστική αντοχή (MPa)	Πάχος στρώσης (mm)
Υαλονήματα και Εποξειδική ρητίνη	35- 42	500	0.10- 1.50
Ανθρακονήματα και εποξειδική ρητίνη	140	1000	0.10- 1.00

Το πρόβλημα που παρουσιάζεται στα ενισχυόμενα στοιχεία είναι ότι στην περίπτωση ρηγματώσης πριν την αστοχία, η οποία είναι ψαθυρή εφόσον για την αύξηση της φέρουσας ικανότητας προστίθεται μόνο εφελκυστικός οπλισμός, οι ρωγμές δεν είναι εμφανείς εφόσον καλύπτονται από τα σύνθετα υλικά και ενδέχεται να μη γίνουν αντιληπτές.

### 3.2.4. Κόλλα

Η κόλλα (κατά κανόνα εποξειδική ρητίνη δύο συστατικών) εφαρμόζεται μεταξύ του σκυροδέματος και του σύνθετου υλικού εξασφαλίζοντας έτσι τη συνεργασία τους και τη μεταφορά τάσεων από το πρώτο στο δεύτερο. Οι συγκολλητικές ουσίες, λόγω της υγρής τους φύσης, ρέουν πάνω και ανάμεσα στις ανωμαλίες της επιφάνειας του δομικού στοιχείου και καθώς έρχονται σε επαφή με αυτήν αλληλεπιδρούν μέσω μοριακών δυνάμεων. Στη συνέχεια, η ουσία στερεοποιείται και με αυτό τον τρόπο επιτυγχάνεται η σύνδεση των δύο υλικών. Η στρώση της εποξειδικής ρητίνης για την επικόλληση ελασμάτων πρέπει να έχει πάχος της τάξης του 1.5 mm. Στην περίπτωση του επιτόπου εμποτισμού των υφασμάτων, η κόλλα θα πρέπει να έχει την κατάλληλη ρευστότητα και να χρησιμοποιείται στην κατάλληλη ποσότητα ώστε να εξασφαλίζεται πλήρης εμποτισμός των ινών.

### 3.3 Συντελεστές ασφαλείας σύνθετων υλικών

Σε μερικές περιπτώσεις, η επιτόπου εφελκυστική αντοχή των σύνθετων υλικών είναι μικρότερη από αυτή που προκύπτει από εργαστηριακές δοκιμές υλικού. Αυτό οφείλεται σε συγκεντρώσεις τάσεων, σε ενδεχόμενη πολυαξονικότητα της εντατικής κατάστασης που επικρατεί, στην ύπαρξη μεγάλου αριθμού στρώσεων, τις απώλειες πρόσφυσης κλπ. Μπορεί δε να ληφθεί υπόψη στους υπολογισμούς θεωρώντας ότι η αστοχία επέρχεται όταν η παραμόρφωση, που κατά κανόνα είναι μικρότερη από τη μέση οριακή παραμόρφωση αστοχίας. Για τους λόγους που προαναφέρθηκαν κρίνεται απαραίτητη η θέσπιση ορισμένων συντελεστών ασφαλείας για τα ινοπλισμένα πολυμερή. Χαρακτηριστικές τιμές αυτών των συντελεστών παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 3.2 : Συντελεστής ασφαλείας υλικού για τα σύνθετα υλικά

Τύπος ινών	Υφάσματα από υψηλό βαθμό ποιοτικού ελέγχου	Υφάσματα από συνήθη βαθμό ποιοτικού ελέγχου
Άνθρακας	1.2	1.35
Γυαλί	1.25	1.45
Αραμίδιο	1.3	1.5

Οι παραπάνω τιμές των συντελεστών ασφαλείας είναι ενδεικτικές. Σε περίπτωση προβλημάτων όπου στο πρόβλημα εισάγονται περισσότεροι παράμετροι (πολυφασικότητα, ανισοτροπία) οι συντελεστές ασφαλείας θα πρέπει να λαμβάνονται ακόμα μεγαλύτεροι. Παρατίθεται πίνακας στον οποίο περιγράφονται οι ιδιότητες των ινοπλισμένων υφασμάτων της εταιρείας Sika :

Πίνακας 3.3 : Ιδιότητες ινοπλισμένων υφασμάτων της εταιρείας Sika

Όνομα προϊόντος Sika Wrap	Τύπος Ινών	Εφελκυστική Αντοχή MPa	Μέτρο Ελαστικότητας GPa	Βάρους gr/m <sup>2</sup>	Πάχος Υφάσματος mm	Τύπος Υφάσματος Μ.Δ.: Μονής Διεύθυνσης	Προτεινόμενη Μέθοδος Εφαρμογής **
<b>SikaWrap 150 C/30</b>	Άνθρακας	3800	242	155	0,086	Συρραμμένο ΜΔ	Ξηρή
<b>SikaWrap 230 C/45</b>	Άνθρακας	4300	238	230	0,131	Πλεκτό ΜΔ	Ξηρή
<b>SikaWrap 300 C Z/60</b>	Άνθρακας	3800	242	309	0,171	Συρραμμένο ΜΔ	Ξηρή ή Υγρή
<b>SikaWrap 450 C/90</b>	Άνθρακας	3800	242	450	0,255	Συρραμμένο ΜΔ	Ξηρή ή Υγρή
<b>SikaWrap 530 C/105</b>	Άνθρακας	3800	231	530	0,293	Πλεκτό ΜΔ	Υγρή
<b>SikaWrap 600 C/120</b>	Άνθρακας	3800	242	610	0,337	Συρραμμένο ΜΔ	Υγρή
<b>SikaWrap 160 BI-C/15</b>	Άνθρακας	3800	230	160	0,046(ανά διεύθυνση)	Πλεκτό ΔΔ	Ξηρή
<b>SikaWrap 300 BI-C/30</b>	Άνθρακας	3800	230	300	0,083(ανά διεύθυνση)	Πλεκτό ΔΔ	Ξηρή
<b>SikaWrap 231 C/45</b>	Άνθρακας-Υψ. Ε.Α.	4900	230	230	0,127	Πλεκτό ΜΔ	Ξηρή
<b>SikaWrap 400 C MidMod NW</b>	Άνθρακας-Μεσ. Μ.Ε.	2600	392	400	0,191	Μη- Πλεκτό ΜΔ	Υγρή
<b>SikaWrap 300 C HiMod NW</b>	Άνθρακας-Υψ. Μ.Ε	2600	640	640	0,140	Μη- Πλεκτό ΜΔ	Υγρή
<b>SikaWrap 430 G/25</b>	Υάλου, τύπου Ε	2300/3400	76	445	0,172	Πλεκτό ΜΔ	Ξηρή
<b>SikaWrap 930 G/45</b>	Υάλου, τύπου Ε	2300/3400	76	935	0,358	Πλεκτό ΜΔ	Υγρή
<b>SikaWrap 300 A</b>	Αραμίδιο	2880	100	300	0,206	Πλεκτό ΜΔ	Υγρή

\* Σύμφωνα με τη συνολική περιεκτικότητα μονής διεύθυνσης \*\* Όλα τα υφάσματα ξηρής εφαρμογής μπορούν να εφαρμοστούν και με την υγρή μέθοδο

### 3.4 Περίσφιξη υποστρωμάτων με σύνθετα υλικά

#### 3.4.1 Γενικά

Στο Κεφ. 6 και στο Κεφ. 8 του ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ. δίνονται οι πληροφορίες για τη συμπεριφορά των διεπιφανειών ανάμεσα στα υλικά, καθώς και οι οδηγίες για τις μεθόδους σχεδιασμού αυτών των διεπιφανειών. Συγκεκριμένα στην περίπτωση επεμβάσεων σε κατασκευές ωπλισμένου σκυροδέματος, ο σχεδιασμός των διεπιφανειών αποτελεί αναγκαίο τμήμα της μελέτης, τόσο για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των ρηγματωμένων διατομών που έχουν δημιουργηθεί λόγω



βλαβών σε φέροντα στοιχεία, όσο και για τον σχεδιασμό των διεπιφανειών μεταξύ υπαρχόντων και προστιθέμενων υλικών.

### 3.4.2 Περίσφιγξη σκυροδέματος με ΙΟΠ

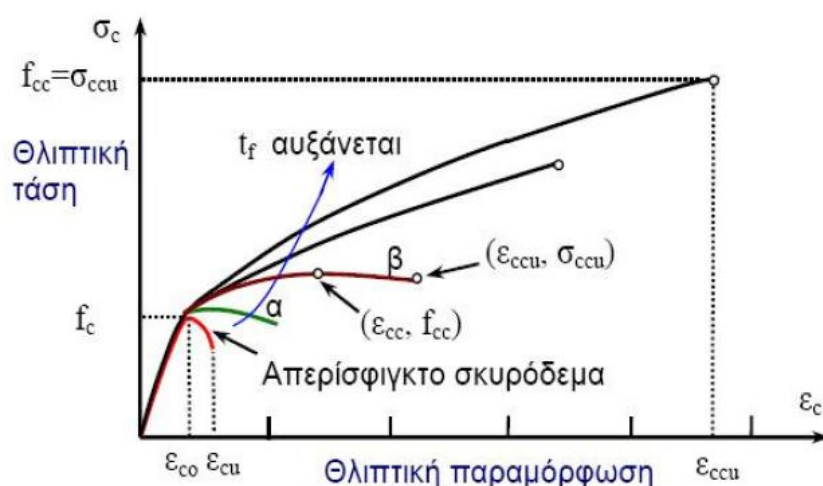
Γενικά, τα ινοπλισμένα πολυμερή, επειδή είναι ψαθυρά, οδηγούν το περισφιγμένο σκυρόδεμα το πολύ μέχρι την παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην τριαξονική αντοχή του. Κατά συνέπεια τα μηχανικά χαρακτηριστικά του περισφιγμένου σκυροδέματος υπολογίζονται μέσω των ακόλουθων σχέσεων.

$$f_{cd,c} = (1,12 + 1,25 a \omega_w) f_{cd} \quad (3.1)$$

όπου  $f_{cd}$  η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του υφιστάμενου σκυροδέματος, όπως προκύπτει από το κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ και

$$\varepsilon_{c2,c} = \gamma_{\text{ΙΟΠ}} 0,0035 (f_{cd,c}/f_{cd})^2 \quad (3.2)$$

όπου  $\gamma_{\text{ΙΟΠ}}=1,00$  (ΙΟΠ με ίνες άνθρακα) και  $\gamma_{\text{ΙΟΠ}}=2,00$  (ΙΟΠ με ίνες υάλου)



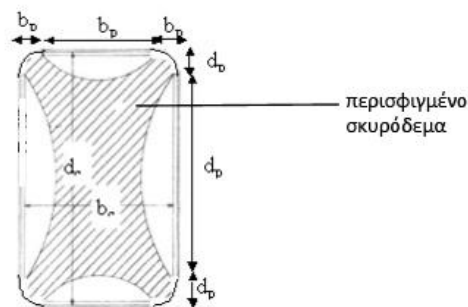
Σχήμα 3.1 :Καμπύλες θλιπτικής τάσης – παραμόρφωσης για σκυρόδεμα περισφιγμένο με σύνθετα υλικά.

Για την περίπτωση τετράγωνων διατομών ισχύει ότι το ογκομετρικό ποσοστό του ΙΟΠ είναι  $\omega_w = 4 (t_j f_{jd}) / (b f_c)$  όπου για την τιμή  $f_{jd}$  χρησιμοποιείται η μειωμένη τιμή  $f_{jd} = f_j / \gamma_j$  με  $\gamma_j = 1,1$  για μελέτη σε στάθμη επιτελεστικότητας Β και Γ και  $\gamma_j = 1,5$  για μελέτη σε στάθμη επιτελεστικότητας Α. Τέλος υπάρχει μία επιπλέον απομείωση της τιμής  $f_j$  λόγω της μείωσης της επιστρατευμένης τάσης  $\sigma_j$ , λόγω των πολύ μικρών κενών ανάμεσα στις στρώσεις, και των μικρών ολισθήσεων από στρώση σε στρώση, λόγω μερικών αναπόφευκτων σφαλμάτων κατά την συγκόλληση. Έτσι η νέα αυτή αντοχή  $f'_j$  διαμορφώνεται ως εξής:

$$f'_j = \psi f_j \quad (3.3)$$

με  $\psi = k^{-1/4}$  για  $k \geq 4$ . Σε αντίθετη περίπτωση  $\psi = 1$ .

Ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$  προσδιορίζεται συνεκτιμώντας την ευεργετική επίδραση της εξομάλυνσης (στρογγύλευσης) των ακμών του στοιχείου. Η συνεκτίμηση αυτή γίνεται μέσω του συντελεστή  $\alpha_n$  μέσω τις σχέσεις  $\alpha_n = 1 - \frac{1}{3A_c} [b_c^2(1 - \beta)^2 + d_c^2(1 - \gamma)^2]$  όπου  $A_c = b_c d_c$  και  $\beta = \frac{2b_p}{b_c}$ ,  $\gamma = \frac{2d_p}{d_c}$  και  $d_p$  είναι τα μήκη στρογγύλευσης των πλευρών  $b_c$  και  $d_c$  αντίστοιχα. Ο συντελεστής  $\alpha_s$  μπορεί να ληφθεί  $\alpha_s = 0,90$ .



Σχήμα 3.2 :Περισφιγμένη διατομή με ινοπλισμένα πολυμερή.

Απλούστερα μπορεί να λαμβάνεται σύμφωνα με τις σημειώσεις του καθηγητή Τάσιου Θ. για το μάθημα «Θεωρία σχεδιασμού επισκευών και ενισχύσεων»

$$\alpha = \alpha_{n0} + 2,0 \frac{a}{b} \quad (3.4)$$

Όπου  $\alpha_{n0}$  η τιμή του συντελεστή αποδοτικότητας που αντιστοιχεί στον αρχικό τετραγωνικό μορφότυπο ( $\alpha_{n0} = 0,33$ ),  $a$  η απόσταση του σημείου καμπυλώσεως απ' την αρχική γωνία του τετραγώνου και  $b$  η αρχική πλευρά του τετραγώνου.

### 3.4.3 Έλεγχοι για το υλικό ενίσχυσης

Ο υπολογισμός του  $\sigma_{jd}$  προκύπτει μέσω της κρίσιμης τάσης  $\sigma_{j,crit}$  ή της παραμόρφωσης  $\epsilon_{j,crit}$  του υλικού ενίσχυσης η οποία εξαρτάται από την μορφή αστοχίας. Οι μορφές αστοχίας είναι οι παρακάτω και η τάση  $\sigma_{jd}$  που χρησιμοποιείται είναι αυτή που αντιστοιχεί στην δυσμενέστερη από τις δύο:

α) Αστοχία του υλικού ενίσχυσης

$$\sigma_{jd} \leq \frac{1}{\gamma_m} f_{jk} \quad (3.5)$$

όπου ( $f_{jk} = E_j \epsilon_{j,crit}$ ) η χαρακτηριστική τιμή αντοχής του υλικού ενίσχυσης και  $\gamma_m (=1,20$  για την περίπτωση των ΙΟΠ) ο συντελεστής ασφαλείας για το υλικό

ενίσχυσης. Επειδή η αστοχία ότι υλικού μπορεί συμβεί υπό παραμορφώσεις σημαντικά μικρότερες της συμβατικής παραμόρφωσης αστοχίας του υλικού, λόγω τοπικής υπερκαταπόνησης στη θέση που γεφυρώνεται το μεγαλύτερο άνοιγμα μιας διατμητικής ρωγμής. Έτσι

$$\varepsilon_{j,crit} = k_v \varepsilon_{j,max} \quad (3.6)$$

με  $\varepsilon_{j,max} = \psi \varepsilon_{j,u} \leq 1,50\%$ , όπου  $\psi$  ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρώσεων και  $\varepsilon_{j,u}$  η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση του υλικού και  $k_v=1/2$ , ο συντελεστής που εκφράζει την περίπου τριγωνική κατανομή των παραμορφώσεων κατά μήκος της κρίσιμης λοξής ρωγμής

*β) Πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης των άκρων του*

$$\sigma_{jd} \leq \frac{1}{\gamma_{Rd}} \sigma_{j,crit} \quad (3.7)$$

με  $\gamma_{Rd} = 1,20$  συντελεστής αβεβαιότητας του προσομοιώματος η δεύτερη αστοχία αποφεύγεται στις κλειστές ενισχύσεις, οπότε ο έλεγχος αυτός μπορεί να γίνεται μόνο στην περίπτωση των κατά παρέκκλιση ανοικτών ενισχύσεων που δεν έχουν πρόσθετα ακραία στοιχεία αγκύρωσης, και η αγκύρωση των άκρων γίνεται μόνο μέσω εποξειδικής κόλλας. Οπότε στην περίπτωση της ενίσχυσης των υποστλωμάτων με περίσφιγξη δεν χρειάζεται να γίνεται ο έλεγχος αφού πρόκειται για μία κλειστή ενίσχυση.

## **3.5 Στόχος ανασχεδιασμού – Μεθοδολογία διαστασιολόγησης της παρέμβασης**

### **3.5.1 Στόχος σχεδιασμού**

Πρωταρχικό βήμα αποτελεί η επιλογή του τρόπου έκφρασης του στόχου ανασχεδιασμού. Υπάρχουν τρεις τρόποι έκφρασης του στόχου αυτού:

*Α) μέσω του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς  $q$ .* Στην περίπτωση αυτή αρχικά υπολογίζεται από τον EC8-1 ο επιθυμητός δείκτης συμπεριφοράς  $q$  και κατ'επέκταση υπολογίζεται ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας κάθε μέλους με βάση τον οποίο και διαστασιολογείται η ενίσχυση.

*Β) μέσω του τοπικού δείκτη πλαστιμότητας  $m$*  Σε αυτήν την περίπτωση προσεγγίζεται κατευθείαν από τον μελετητή μηχανικό ο στόχος πλαστιμότητας του μέλους και ενισχύεται αναλόγως.

*Γ) μέσω του όρου επιθυμητής γωνίας στροφής-χορδής  $\theta_u$ .* Στην περίπτωση αυτή ο μελετητής μηχανικός επιλέγει για το συγκεκριμένο μέλος που θέλει να ενισχύσει την γωνία στροφής – στόχο και έπειτα υπολογίζει την πλαστιμότητα  $\mu_\theta$  του μέλους.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία επιλέγεται ο πρώτος τρόπος, ο οποίος και θα αναλυθεί περαιτέρω.

### 3.5.2 Υπολογισμός καθολικού δείκτη συμπεριφοράς $q$ .

Αρχικά για το κτίριο μελέτης προσδιορίζεται το στατικό σύστημα ως προς την συμπεριφορά του υπό οριζόντιες σεισμικές δράσεις και για τις δύο κατευθύνσεις σύμφωνα με τον ΕΚ8-1 παρ.5.1.2 . Ο χαρακτηρισμός μπορεί να διαφέρει ανα κατεύθυνση. Έπειτα υπολογίζεται η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q_0$  και για τις δύο κατευθύνσεις σύμφωνα με τον πίνακα 5.1 του ΕΚ8-1 §4.2.3.3. Ο πίνακας αυτός ισχύει για κτίρια κανονικά σε όψη ενώ για κτίρια μη κανονικά η τιμή του  $q_0$  μειώνεται κατά 20%.

Τα  $\alpha_1$  και  $\alpha_u$  που φαίνονται στον πίνακα ορίζονται ως εξής:

$\alpha_1$  είναι η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού ώστε για πρώτη φορά η καμπτική επιπόνηση να γίνει ίση με την καμπτική αντοχή σε οποιοδήποτε στοιχείο στον φορέα, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές

$\alpha_u$  είναι η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού για να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις σε τόσες θέσεις ώστε να σχηματιστεί πλήρως πλαστικός μηχανισμός, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές. Ο συντελεστής  $\alpha_u$  μπορεί να υπολογιστεί από μη-γραμμική στατική γενική ανάλυση.

Πίνακας 3.3: Πίνακας 5.1 του ΕΚ8-1 και παρουσιάζει την βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς,  $q_0$ , για συστήματα κανονικά σε όψη .

ΤΥΠΟΣ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτό σύστημα, διπλό σύστημα, σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	2,0	3,0
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	1,5	2,0

Όταν ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής  $\alpha_u / \alpha_1$  δεν έχει υπολογιστεί με ειδικό υπολογισμό, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ακόλουθες προσεγγιστικές τιμές  $\alpha_u/\alpha_1$  για κτίρια κανονικά σε κάτοψη.

α) Πλαισιωτά συστήματα ή ισοδύναμα προς πλαισιωτά διπλά συστήματα.  
μονώροφα κτίρια:  $\alpha_u/\alpha_1=1,1$

πολυώροφα δίστυλα πλαισιωτά κτίρια:  $\alpha_w/\alpha_1=1,2$

πολυώροφα πολύστυλα πλαισιωτά κτίρια ή ισοδύναμα προς αυτά διπλά συστήματα:  $\alpha_w/\alpha_1=1,3$ .

Η μέγιστη τιμή του  $\alpha_w/\alpha_1$  που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην μελέτη είναι 1,5, ακόμα και όταν η μη γραμμική ανάλυση οδηγεί σε υψηλότερες τιμές.

Έπειτα υπολογίζεται η ανώτατη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , για να εκφράσει την ικανότητα απόδοσης ενέργειας, θα υπολογίζεται για κάθε διεύθυνση σχεδιασμού ως εξής:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (3.8)$$

Όπου  $q_0$  όπως ορίστηκε παραπάνω και  $k_w$  είναι συντελεστής που εκφράζει την επικρατούσα μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα θα λαμβάνεται ως εξής:

$$k_w = \left\{ \begin{array}{l} 1,00, \text{ για πλαισιωτά και ισοδύναμα προς πλαισιωτά συστήματα τοιχωμάτων} \\ (1 + \alpha_0)/3 \leq 1, \text{ αλλά όχι μικρότερη από } 0,5, \text{ για συστήματα τοιχωμάτων,} \\ \text{ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα και στρεπτικά εύστρεπτα} \\ \text{συστήματα} \end{array} \right\}$$

### 3.5.3 Μετατροπή του δείκτη συμπεριφοράς $q$ σε δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων $\mu_{1/r}$ .

Έχοντας υπολογιστεί ο δείκτης καθολικής πλαστιμότητας  $q$  μπορεί να ακολουθηθεί η εξής διαδικασία:

1. Υπολογίζεται μέσω του δείκτη υπεραντοχής  $q_0$  του δομήματος, ο απαιτούμενος δείκτης συμπεριφοράς λόγω πλαστιμότητας ( $q_{\pi}=q_0 : q$ )

2. Υπολογίζεται ο απαιτούμενος δείκτης πλαστιμότητας του δομήματος σε όρους μετακινήσεων  $\mu_{\delta}$ .

$$\mu_{\delta} = \frac{q_{\pi}}{1 + T_c T} \quad \begin{array}{l} \text{όταν } T > T_c \\ \text{όταν } T < T_c \end{array} \quad (3.9)$$

Όπου  $T_c$  η περίοδος απ' την οποία αρχίζει ο φθιτός κλάδος του φάσματος σχεδιασμού.

3. Ελέγχεται ότι κάθε όροφος του κτιρίου μπορεί να επιδείξει τον ως άνω δείκτη πλαστιμότητας  $\mu_{\delta}$ , του κάθε πρωτεύοντος στοιχείου έκαστου ορόφου, υπολογίζοντας τους αντίστοιχους απαιτούμενους δείκτες  $\mu_{\delta i}$  του κάθε πρωτεύοντος στοιχείου έκαστου ορόφου. Προς τούτο είναι δυνατόν σε κάθε όροφο να εντοπίζεται το πιο εύτρωτο πρωτεύον δομικό μέλος ( $\max \lambda$  ορόφου), το οποίο θα αναδιαστασιολογείται με απαιτούμενο τοπικό δείκτη πλαστιμότητας ίσο με " $\mu_{\delta}$ ", ενώ τα υπόλοιπα

πρωτεύοντα μέλη ορόφου “i”, θα απαιτηθεί να επιδεικνύουν τοπικό δείκτη πλαστιμότητας σε όρους μετακινήσεων ίσον με  $\mu_\delta = \frac{\lambda_i}{\lambda_{max}} \mu_\delta$ , όπου  $\lambda_i$  είναι οι δείκτες ανεπάρκειας των πρωτευόντων στοιχείων. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.  $\lambda = S_E / R_m$  όπου  $S_E$  είναι το εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού, όπου η σεισμική δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση ( $q=1$ ), ενώ  $R_m$  είναι η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών.

4. Για κάθε κρίσιμη διατομή του κάθε πρωτεύοντος δομικού στοιχείου υπολογίζεται η απαιτούμενη τιμή  $\mu_{1/r}$  συναρτήσει του ως άνω αντίστοιχου  $\mu_\delta$  μέσω αξιόπιστων συσχετίσεων όπως η σχέση  $(\mu_{1/r} - 1) \mu_\delta - 1 = 3$ .

5. Τέλος αναζητείται η τιμή  $\alpha_{\omega_w}$  με την οποία το διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων της υπόψη διατομής, θα παρουσιάζει τιμή  $(1 - r)_u \quad (1 - r)_r = \mu_{1/r, απ.}$ .

## 4 Έλεγχος Φέρουσας Ικανότητας κτιρίου Υφιστάμενου Κτηρίου

### 4.1 Περιγραφή κτιρίου

Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στον Νομό Αττικής, στο Δήμο Αγ. Αναργύρων. Το υπό μελέτη κτίριο είναι ένα κτίριο κατοικιών, πενταόροφο με ισόγειο και δώμα και υπόγειο, στο οποίο πρόκειται να γίνει αλλαγή χρήσης σε κτίριο γραφείων. Το κτίριο είναι κατασκευής του 1969 και σχεδιάστηκε με βάση τον Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Στην ανάλυση του έχει χρησιμοποιηθεί η μέθοδος των επιτρεπόμενων τάσεων, μέθοδος που χρησιμοποιούσαν τότε, και που είναι μια απλοποιημένη υπολογιστική διαδικασία που υποεκτιμά και την τέμνουσα σχεδιασμού. Επίσης ο τρόπος κατασκευής της περιόδου αυτής διαφέρει αρκετά με τον σημερινό, έτσι ώστε να υπάρχει ανεπαρκής σχεδιασμός των κρίσιμων περιοχών (έλλειψη περίσφιγξης, αγκυρώσεις οπλισμών, κλειστών και πυκνών συνδετήρων κ.α.) με αποτέλεσμα να μην εξασφαλίζεται υψηλή περίσφιγξη. Τα υλικά τα οποία χρησιμοποιήθηκαν είναι σκυρόδεμα B225 και χάλυβας StIII. Η θεμελίωση του κτιρίου έχει γίνει με μεμονωμένα πέδιλα, τα οποία συνδέονται με συνδετήριες δοκούς.

Από άποψη γεωμετρίας το ισόγειο έχει ύψος 4,00 μ., ο κάθε όροφος έχει ύψος 3,00μ., και το δώμα 2,50μ.<sup>4</sup> Η κάτοψη του ισόγειου έως και τον τέταρτο όροφο είναι εξωτερικών διαστάσεων 24,00 μ. x 15,00 μ. και η κάτοψη του πέμπτου ορόφου είναι εξωτερικών διαστάσεων 24,00 μ. x 10,20 μ. Όλοι οι όροφοι έχουν κλιμακοστάσιο και φρεάτιο ανελκυστήρα διαστάσεων 1,55 μ. x 2,10 μ. καθώς και εξώστη κατά την μία διεύθυνση πλάτους 1,00 μ.

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι από ωπλισμένο σκυρόδεμα (διπλό σύστημα ισοδύναμο πλαισιωτό) κατηγορίας B225 και ο οπλισμός του είναι χάλυβας κατηγορίας SIII . Το πάχος των πλακών των ορόφων καθώς και των πλακών των κλιμακοστασίων είναι 16 εκ. Οι δοκοί σε όλους τους ορόφους έχουν διατομές Δ20x50 και Δ20x60. Τα υποστυλώματα είναι στο ισόγειο διατομών K40x40 και K45x45 κάποια από τα ενδιάμεσα, στον 1<sup>ο</sup> και 2<sup>ο</sup> όροφο είναι διατομών K40x40 και από τον 3<sup>ο</sup> έως τον 5<sup>ο</sup> K30x30 . Στο δώμα υπάρχει η απόληξη του κλιμακοστασίου. Η πλάκα είναι διαστάσεων 6,25μ. x 5,10μ. η οποία στηρίζεται σε δοκούς διατομής Δ 20x40 και υποστυλώματα διατομών K25x25. Η θεμελίωση του φορέα έχει γίνει με πέδιλα διαστάσεων 1,20μ. x 1,20μ. και 1,40μ. x 1,40μ. οι οποίες ενώνονται με συνδετήριες δοκούς. Οι τοιχοποιίες πλήρωσης είναι είτε μονές είτε διπλές δρομικές αναλόγως με την θέση τους.

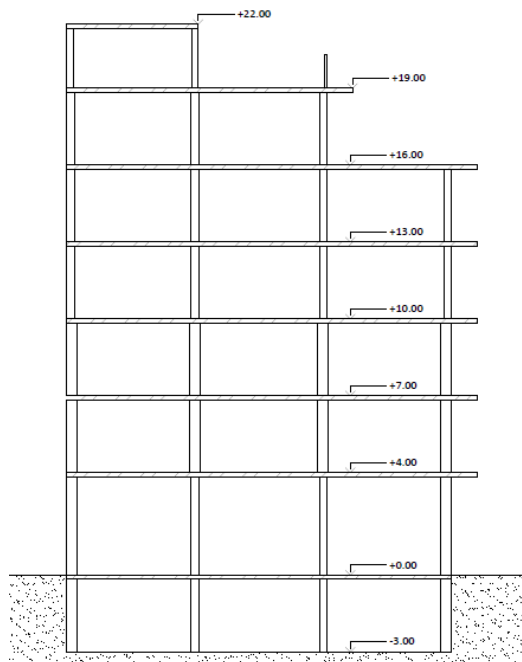
Από τον ξυλότυπο είναι εμφανής η έλλειψη τοιχωμάτων για την ανάληψη των οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων, ενώ δεν ικανοποιούνται οι συνθήκες ικανοτικού

---

<sup>4</sup> Τα ύψη που δίνονται είναι το μικτό ύψος κάθε ορόφου, δηλαδή καθαρό ύψος ορόφου + πάχος πλάκας.

σχεδιασμού, δηλαδή δεν υπάρχει μελέτη έναντι ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς και στα υποστυλώματα.

Σε γενικές γραμμές το κτίριο θεωρείται καλής κατάστασης, δεν φέρει ρηγματώσεις σε υποστυλώματα και δοκούς, και χαρακτηρίζεται ως μεγάλο σε ηλικία αφού είναι μεγαλύτερο των 25 ετών.



Σχήμα 4.1: Τομή Κτιρίου

Η πορεία της εργασίας για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου είναι η εξής:

1. Καταγραφή των στοιχείων του κτιρίου (γεωμετρία, οπλισμός, φθορές των δομικών στοιχείων, ρηγματώσεις) από επί τόπου έρευνα,
2. Εισαγωγή της γεωμετρίας του κτιρίου μελέτης στο στατικό πρόγραμμα (διαστάσεις δομικών στοιχείων) και επίλυσή του με τους κανονισμούς που ίσχυαν κατά την σχεδίαση και την κατασκευή του. Αυτό έχει σαν στόχο την σύγκριση των οπλισμών που θα έπρεπε να έχει το κτίριο, με αυτούς που έχει. Η σύγκριση αυτή έχει νόημα όταν κατά την επί τόπου έρευνα όταν έχει γίνει καταγραφή των οπλισμών του κτιρίου. Σε αντίθετη περίπτωση, ουσιαστικά υπολογίζεται ο οπλισμός και κατ'επέκταση οι φορτίσεις που χαρακτηρίζουν το κτίριο και με βάση τις οποίες θα γίνει ο έλεγχος σε φέρουσα ικανότητα.
3. Με βάση τον οπλισμό του κτιρίου γίνεται η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας με την μέθοδο ανάλυσης που έχει επιλεγεί. Στην παρούσα διπλωματική η ανάλυση αυτή είναι η ανελαστική ανάλυση ή pushover. Κατά την ανάλυση αυτή σχεδιάζονται οι καμπύλες φέρουσας ικανότητας οι οποίες συγκρίνονται με το φάσμα σχεδιασμού για την εκάστοτε επιλεγμένη επιτελεστικότητα. Στην παρούσα διπλωματική η στάθμη επιτελεστικότητας που έχει επιλεγεί είναι η «σοβαρές βλάβες», που είναι και η συνήθης επιλογή για τα συνήθη κτιριακά οικοδομήματα.



## 4.2 Προσομοίωση Κτιρίου

Παρακάτω φαίνονται τα στοιχεία του οικοδομήματος, όπως αυτά τοποθετούνται στο στατικό πρόγραμμα Fespa και σύμφωνα με ποια στοιχεία των κανονισμών γίνεται η επιλογή τους. Τα παρακάτω στοιχεία είναι αυτά που εισηχθησαν προκειμένου να βρεθούν τα εντατικά μεγέθη και οι οπλισμοί με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς το έτος κατασκευής του κτιρίου.

### 4.2.1 Γενικά

Τα δεδομένα που επιλέξαμε στο FESPA αναφορικά με τα γενικά χαρακτηριστικά του κτιρίου είναι ότι πρόκειται για μία «νέα οικοδομή» από «σκυρόδεμα» και το οποίο αρχικά επιλύεται με τους κανονισμούς που ίσχυαν την περίοδο που κτίστηκε το κτίριο δηλαδή με τον κανονισμό σκυροδέματος του 1954 και τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959. Ως όροφος θεμελίωσης εισάγεται ο «-1». Η επιλογή έχει σχέση με τον υπολογισμό του πλασματικού άξονα ο οποίος δεν υπολογίζεται για τον όροφο αυτόν και για τους χαμηλότερους όπου για τους ορόφους αυτούς οι κόμβοι έχουν ομάδα διαφράγματος  $\delta=0$ .

Πίνακας 4.1: Καρτέλα «Γενικά» στο FESPA

Γενικά	Αντισεισμικός	Φάσμα	Συντελεστής q	Σκυρόδεμα	Οπλισμός	Δομικός χάλυβας	Pushover	Τοιχοποιία	Έδαφος	Δράσεις	Ενισχύσεις
Γενική περιγραφή εργασίας										?	Νέα οικοδομή
<b>Υλικό</b>											
Κύριο υλικό κτιρίου										?	Σκυρόδεμα
Δευτερεύον υλικό κτιρίου										?	Σκυρόδεμα
<b>Κανονισμοί</b>											
Κανονισμός σκυροδέματος										?	Παλαιός ('54)
Αντισεισμικός κανονισμός										?	Παλαιός ('59)
<b>Θεμελίωση</b>											
Όροφος θεμελίωσης										?	-1

### 4.2.2 Φάσμα

Η διαστασιολόγηση έναντι σεισμού γίνεται σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959. Η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού δεν έχει ληφθεί υπόψη ενώ ο λαμβάνεται σεισμικός συντελεστής ίσος με  $\varepsilon=0.040$  (σύμφωνα με την στατική μελέτη του κτιρίου).

Πίνακας 4.2: Καρτέλα «Φάσμα» στο FESPA

Αντισεισμικός κανονισμός		?	Παλαιός ('59)
<b>Σεισμική δράση</b>			
<b>Παράμετροι φάσματος</b>			
<b>Κατακόρυφη συνιστώσα</b>			
Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού		?	Όχι
Κατακόρυφη συνιστώσα σε πλάκες-προβάλλους		?	Όχι
Σεισμικότητα		?	1
Σεισμικός συντ. $\varepsilon$		?	0.040

### 4.2.3 Σκυρόδεμα

Το σκυρόδεμα είναι ποιότητας B225, με χαρακτηριστική αντοχή  $f_{ck} = 1600 \text{ (tn/m}^2\text{)}$ . Συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος λαμβάνεται ίσος με 1,50 και συντελεστής μακροχρόνιων επιδράσεων στη θλιπτική αντοχή  $\alpha_{cc} = 0,85$ . Σημειώνεται ότι ικανοτικός έλεγχος δεν απαιτείται κατά την λύση του κτιρίου, οπότε και δεν πραγματοποιήθηκε.

Πίνακας 4.3: Καρτέλα «Σκυρόδεμα» στο FESPA

Υλικό	
Ποιότητα σκυροδέματος	B225
Χαρακτηριστική αντοχή $f_{ck}$ [tn/m <sup>2</sup> ]	1600
Συντ. ασφαλείας σκυροδέματος $\gamma_c$	1.500
Συντ. μακροχρόνιων επιδράσεων στην θλιπτική αντοχή $\alpha_{cc}$	0.850
Επιτρεπόμενες τάσεις στύλων B160	....
Επιτρεπόμενες τάσεις στύλων B225	....
Επιτρεπόμενες τάσεις στύλων B300	....
Επιτρεπόμενες τάσεις δοκών B160	....
Επιτρεπόμενες τάσεις δοκών B225	....
Επιτρεπόμενες τάσεις δοκών B300	....
Δοκός	
Έλεγχος ροής ανοίγματος με την ροή της μονοπάκτου	Όχι
Έλεγχος λειτουργικότητας δοκών & πλάκων	
Υποστόλιμα	
Κανονικός έλεγχος κόμβων	Αυτόματο
Κανονικός έλεγχος διάτμησης	Αυτόματο
Τοίχωμα	
Υψόμετρο βάσης (υπολογισμός $\eta$ & $\nu d$ ) [m]	0.00
Απεικόνιση οπλισμού άκρου δοκού (Αποτίμηση Φ.Ι. με pushover)	

### 4.2.4 Έδαφος

Για το είδος του εδάφους έπειτα από τη γεωτεχνική μελέτη λαμβάνονται οι κατάλληλοι συντελεστές. Εδώ λαμβάνονται τιμές που αντιστοιχούν στον Δήμο των Αγίων Αναργύρων, το οποίο είναι χονδροί χάλικες με λίγη άμμο, για το βάθος θεμελίωσης του συγκεκριμένου κτιρίου. Οι τιμές αυτές φαίνονται στον πίνακα. (Οι τιμές αυτές πάρθηκαν από αντίστοιχη στατική μελέτη της περιόδου αυτής).

Πίνακας 4.4: Καρτέλα «Έδαφος» στο FESPA

Γενικά	Αντισεισμικός Φάσμα	Συντελεστής $\alpha$	Σκυρόδεμα	Οπλισμός	Δομικός χάλυβας	Pushover	Τοιχοποιία	Έδαφος	Δράσεις	Ενισχύσεις	Σχέδιο 3DV	Pushover 3DV	Χρωματοδείκτες
Είδος εδάφους								Χονδροί χάλικες με λίγη άμμο					
Δείκτης $K_s$ [tn/m <sup>2</sup> /m]								20000.00					
Συντ. προδιαστασιαολόγησης πεδίων								1.000					
Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους								Απλοποιημένη μέθοδος (χρήση $\sigma_{eq}$ )					
<b>Αναλυτική μέθοδος υπολογισμού Φ.Ι.</b>													
Συνθήκες φόρτισης								Φόρτιση αργιλωδών εδαφών υπό αστράγγιστες συνθήκες					
Υπολογισμός επιφόρτισης στη βάση του θεμελίου								Ναι					
Ολικό ειδικό βάρος εδάφους $\gamma$ [tn/m <sup>3</sup> ]								2.00					
<b>Απλοποιημένη μέθοδος υπολογισμού Φ.Ι. (χρήση <math>\sigma_{eq}</math>)</b>													
Επιτρεπόμενη τάση ( $\sigma_{eq}$ ) [tn/m <sup>2</sup> ]								30.00					
Συντ. αναγωγής επιτρεπόμενης τάσης εδάφους								2.500					
<b>Έλεγχος επιτρεπόμενης τάσης εδάφους</b>													
Τάση θραύσης εδάφους [tn/m <sup>2</sup> ]								40.00					
Ενιαίος συντ. ασφαλείας εδάφους FS (στατικές φορτίσεις)								2.000					
<b>Έλεγχος ολίσθησης</b>													
Γωνία τριβής στη βάση του θεμελίου, $\delta$ [°]								40.00					
Συντ. υπολογισμού παθητικής ώθησης $\beta^* k_p$ , $\beta = \dots$								0.300					

## 4.2.5 Δράσεις

Δίνονται επιμέρους συντελεστές μόνιμων και μεταβλητών δράσεων πλακών  $\gamma_g$  και  $\gamma_q$  1,35 και 1,50 αντίστοιχα.

Πίνακας 4.5: Καρτέλα «Δράσεις» στο FESPA

Γενικά		
Επιφόρτιση άκαμπτων απολήξεων	?	Ναι
Πρώτος υπέργειος όροφος (δράσεις ατελειών)	?	0
Βεβαιωμένες συνδυασμοί δράσεων		
Επιμέρους συντ. μόνιμων δράσεων πιακών, $\gamma_G$	?	1,350
Επιμέρους συντ. μεταβλητών δράσεων πιακών, $\gamma_Q$	?	1,500

Στο κτίριο μελέτης εισάγονται ωστόσο σύμφωνα με την μελέτη τα παρακάτω κινητά φορτία ενώ εισάγεται και το ιδιοβάρος της τοιχοποιίας. Συγκεκριμένα οι δρώσες κινητές δυνάμεις είναι:

- Για Δάπεδα  $2,00 \text{ KN/m}^2$
- Για Σκάλες  $3,50 \text{ KN/m}^2$
- Για Μπαλκόνια  $5,00 \text{ KN/m}^2$
- Για στέγες  $0,50 \text{ KN/m}^2$

Τα ίδια βάρη των τοίχων λαμβάνονται ως μόνιμες δυνάμεις επί των δοκών ως εξής:

- $6,00 \text{ KN/m}^2$  για τις εξωτερικές τοιχοποιίες, στις περιμετρικές δοκούς και
- $3,00 \text{ KN/m}^2$  για τις εσωτερικές τοιχοποιίες, στις εσωτερικές δοκούς και στις περιμετρικές δοκούς της οροφής του 5<sup>ου</sup> ορόφου όπου τοποθετείται στηθαίο περιμετρικά της ταράτσας.

Από το βήμα αυτό λαμβάνονται οι οπλισμοί που φέρει το κτίριο και οι οποίοι φαίνονται στο παράρτημα Α της παρούσας διπλωματικής

## 4.3 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας – αλλαγές δεδομένων

Η συνήθης αλλαγή για κτίρια στα οποία γίνεται αλλαγή χρήσης είναι η αλλαγή των δρωσών κινητών δυνάμεων. Το κτίριο αυτό από κτίριο κατοικιών μετατρέπεται σε κτίριο γραφείων τα οπότε οι φορτίσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, παράγραφος 6.3.1.2. και το ελληνικό προσάρτημα που αναφέρεται στα φορτία για κτίρια γραφείων (κατηγορία Β) οι δρώσες κινητές δυνάμεις είναι:

- Για Δάπεδα  $2,00 \text{ KN/m}^2$
- Για Σκάλες  $3,50 \text{ KN/m}^2$
- Για Μπαλκόνια  $5,00 \text{ KN/m}^2$
- Για στέγες  $0,50 \text{ KN/m}^2$

Παρατηρείται ότι τυχαίνει οι δυνάμεις να είναι ίδιες με αυτές που εισήχθησαν αρχικά, άρα δεν χρειάζεται να γίνει κάποια αλλαγή. Δεν γίνεται αλλαγή ούτε στα ίδια βάρη.

Κατά την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας οι εντολές που χρησιμοποιήθηκαν φαίνονται παρακάτω.

### 4.3.1 Γενικά

Πίνακας 4.6: Καρτέλα «Γενικά» στο FESPA για αποτίμηση Φ.Ι.

Γενικά	Αντισεισμικός	Φάσμα	Συντελεστής q	Σκυρόδεμα	Οπλισμός	Δομικός κάλυβας	Pushover	Ταυχοπαία	Έδαφος	Δράσεις	Ενισχύσεις	Σχέδιο 3DV
Γενική περιγραφή εργασίας										?	Νέα οικοδομή	
Στόχος μελέτης										?	Αποτίμηση Φ.Ι. με pushover	
<b>Υλικά</b>												
Κύριο υλικό κτιρίου										?	Σκυρόδεμα	
Δευτερεύον υλικό κτιρίου										?	Σκυρόδεμα	
<b>Κανονισμοί</b>												
Κανονισμός σκυροδέματος										?	EC2	
Κανονισμός διαστασιολόγησης δομικού κάλυβα.										?	EC3	
Αντισεισμικός κανονισμός										?	EC8	
Εθνικό προσάρτημα										?	GR - Ελλάδα	
<b>Θεμελίωση</b>												
Όροφος θεμελίωσης										?	-1	

Επιλέγεται πάλι το «νέα οικοδομή» αφού στόχος είναι η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και όχι η ενίσχυσή της, και στο στόχος επιλέγεται το «αποτίμηση Φ.Ι. με pushover». Οι κανονισμοί αλλάζουν αφού η αποτίμηση θα γίνει σύμφωνα με τους κανονισμούς Ευρωκώδικα 2 και Ευρωκώδικα 8. Σημειώνεται ότι πρέπει να ληφθούν οι αλλαγές που ορίζονται στο εθνικό ελληνικό προσάρτημα.

### 4.3.2 Φάσμα

Πίνακας 4.7: Καρτέλα «Φάσμα» στο FESPA για αποτίμηση Φ.Ι.

Γενικά	Αντισεισμικός	Φάσμα	Συντελεστής q	Σκυρόδεμα	Οπλισμός	Δομικός κάλυβας	Pushover	Ταυχοπαία	Έδαφος	Δράσεις	Ενισχύσεις	Σχέδιο 3DV
Αντισεισμικός κανονισμός										?	EC8	
Εθνικό προσάρτημα										?	GR - Ελλάδα	
<b>Σεισμική δράση</b>												
Σεισμική ζώνη										?	Z2	
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{gR}$										?	0.240	
Σπουδαιότητα κτιρίου										?	II (συνήθη κτίρια)	
Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I$										?	1.000	
Συντελεστής τοπογραφίας $S_t$										?	1.000	
<b>Παράμετροι φάσματος</b>												
Φάσμα										?	Φάσμα σχεδιασμού	
Εδαφικός τύπος										?	B	
Συντελεστής εδάφους S										?	1.200	
Χαρακτηριστικές περιόδοι φάσματος										?	....	
Συντελεστής απόσβεσης [%]										?	5.00	
Συντ. β κάτω ορίου φάσματος σχεδιασμού										?	0.200	
<b>Κατακόρυφη συνιστώσα</b>												
Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού										?	Όχι	
Κατακόρυφη συνιστώσα σε πλάκες-προβάθους										?	Όχι	
Εδαφική επιτάχυνση κατακόρ. $a_{gR}$ (=i*a <sub>gR</sub> )										?	0.216	

Επιλέγεται για τον Δήμο Αγίων Αναργύρων η Σεισμική Ζώνη Z2 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση  $0.24 a_{gR}$ , σπουδαιότητα Κτιρίου II (συνήθη κτίρια), συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_I = 1,00$  και συντελεστής τοπογραφίας  $S_t = 1,00$ . Τα στοιχεία αυτά επιλέγονται σύμφωνα με τους πίνακες όπως δίνονται παρακάτω.

Πίνακας 4.8: Αντιστοιχία σεισμικών ζωνών στους ελληνικούς κανονισμούς

ΑΚ '59	ΑΚ '85	ΝΕΑΚ 95	ΕΑΚ 2000	ΕΑΚ 2003	EC8
Σεισμικότητα 1	Σεισμικότητα 1	Ζώνη I	Ζώνη I	Ζώνη I	Z1
		Ζώνη II	Ζώνη II		
Σεισμικότητα 2	Σεισμικότητα 2	Ζώνη III	Ζώνη III	Ζώνη II	Z2
Σεισμικότητα 3	Σεισμικότητα 3	Ζώνη IV	Ζώνη IV	Ζώνη III	Z3

Πίνακας 4.9: Σεισμική επιτάχυνση  $a_{gR}$  σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8

$a_{gR}$	Ελλάδα	Κύπρος
Z1	0.16	0.15
Z2	0.24	0.20
Z3	0.36	0.25

Πίνακας 4.10: Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας στο Εθνικό Προσάρτημα Ευρωκώδικας 8-1, παράγραφος 4.2.5.

Σπουδαιότητα	Κτίρια	Συντ. γι
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.	0,80
II	Συνήθη κτίρια	1,00
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, μουσεία κλπ.	1,20
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.	1,40

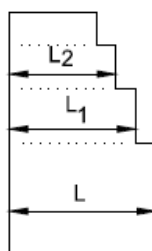
Πίνακας 4.11: Τιμή  $S_T$  για θέσεις κοντά στην κορυφή πρηνούς ή λόφου, Ευρωκώδικας 8-1, παρ. 3.2.2.1 και Ευρωκώδικα 8-5 Παράρτημα Α.

A/A	Περιγραφή	Μέση κλίση	$S_T$
1	Μεμονωμένοι λόφοι και πρηνή	$i < 15^\circ$	1.00
		$i > 15^\circ$	$\geq 1.20$
2	"Κορυφογραμμές" με πλάτος στέψης σημαντικά μικρότερο από το πλάτος βάσης	$i < 15^\circ$	1.00
		$15^\circ < i < 30^\circ$	$\geq 1.20$
		$i > 30^\circ$	$\geq 1.40$
3	Περίπτωση 1 και παρουσία χαλαρής επιφανειακής στρώσης	$i < 15^\circ$	1.00
		$i > 15^\circ$	$\geq 1.44$
4	Περίπτωση 2 και παρουσία χαλαρής επιφανειακής στρώσης	$i < 15^\circ$	$\geq 1.00$
		$15^\circ < i < 30^\circ$	$\geq 1.44$
		$i > 30^\circ$	$\geq 1.68$

Για θέσεις μεταξύ της βάσης και της κορυφής, μπορεί να θεωρηθεί γραμμική μεταβολή του  $S_T$  μεταξύ της τιμής 1.00 στη βάση και της παραπάνω τιμής στην κορυφή.

### 4.3.3 Συντελεστής q

Αναφορικά με το στατικό σύστημα, αυτό δηλώνεται ως πλαισιωτό ή ισοδύναμο διπλό, πολυώροφο, ενώ η κατηγορία πλαστιμότητας δηλώνεται ως «μέτρια» (ΚΠ Μ). Σχετικά με την κανονικότητα καθ' ύψος κατά την διεύθυνση X αυτή ισχύει οπότε και ο συντελεστής κανονικότητας δίνεται ίσος με 1,00. Δεν υφίσταται κανονικότητα του κτιρίου όμως κατά την διεύθυνση Z, οπότε ο συντελεστής κανονικότητας μειώνεται κατά 20% και είναι ίσος με 0,80. Ο λόγος που δεν υφίσταται η κανονικότητα δίνεται στον Ευρωκώδικα 8-1 παρ. 4.2.3.3, όπου φαίνεται ότι σχετικά με τις εσοχές η κανονικότητα καθορίζεται από το Σχήμα 4.2<sup>5</sup>.



$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10 \text{ και } \frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$$

Σχήμα 4.2: Ορισμός κανονικότητα κτιρίου

Πίνακας 4.12: Καρτέρα «Συντελεστής q» στο FESPA για αποτίμηση Φ.Ι.

Γενικά	Αντισεισμικός	Φάσμα	Συντελεστής q	Σκυρόδεμα	Οπλισμός	Δομικός χάλυβας	Pushover	Τοιχοποιία	Έδαφος	Δράσεις	Ενισχύσεις	Σχέδιο 3DV	Pushover 3DV	Χρωματός
<b>Συντελεστής q = q<sub>0</sub> * k<sub>w</sub></b>														
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια q <sub>x</sub>										?	4.500			
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια q <sub>z</sub>										?	3.600			
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς κατακόρυφα q <sub>v</sub>										?	1.500			
<b>Στατικό Σύστημα</b>														
Κύριο υλικό κτιρίου (για προσδιορισμό q)										?	Σκυρόδεμα			
Κατηγορία πλαστιμότητας										?	ΚΠ Μ			
Τύπος στατικού συστήματος [διεύθυνση X]										?	Πλαισιωτό ή ισοδύναμο διπλό, πολυώροφο (πολλά ανοίγματα)			
Τύπος στατικού συστήματος [διεύθυνση Z]										?	Πλαισιωτό ή ισοδύναμο διπλό, πολυώροφο (πολλά ανοίγματα)			
<b>au/a1</b>														
Ο λόγος υπεραντοχής au/a1 καθορίζεται από pushover										?	Ναι			
Λόγος υπεραντοχής [au/a1] <sub>x</sub>										?	1.300			
Λόγος υπεραντοχής [au/a1] <sub>z</sub>										?	1.300			
Κανονικότητα σε κάτοψη										?	Όχι			
Τελική τιμή λόγου [au/a1] <sub>x</sub>										?	1.500			
Τελική τιμή λόγου [au/a1] <sub>z</sub>										?	1.500			
<b>Κανονικότητα καθ' ύψος</b>														
Κανονικότητα καθ' ύψος [διεύθυνση X]										?	Ναι			
Συντελεστής κανονικότητας καθ' ύψος C1 <sub>x</sub>										?	1.000			
Κανονικότητα καθ' ύψος [διεύθυνση Z]										?	Όχι			
Συντελεστής κανονικότητας καθ' ύψος C1 <sub>z</sub>										?	0.800			
<b>Συντελεστές q<sub>0</sub>, q<sub>c</sub> &amp; k<sub>w</sub> q<sub>0</sub>=q<sub>c</sub>*[au/a1]</b>														
Συντελεστής K <sub>wx</sub>										?	1.000			
Συντελεστής K <sub>wz</sub>										?	1.000			
Σταθερός παράγοντας συντελεστή συμπεριφοράς, q <sub>0x</sub>										?	3.000			
Σταθερός παράγοντας συντελεστή συμπεριφοράς, q <sub>0z</sub>										?	3.000			
Βασική τιμή του συντ. σεισμ. συμπεριφοράς, q <sub>0x</sub>										?	4.500			
Βασική τιμή του συντ. σεισμ. συμπεριφοράς, q <sub>0z</sub>										?	3.600			

<sup>5</sup> Σχετικά με το κτίριο μελέτης ισχύει ότι  $\frac{L-L_2}{L} = \frac{15-10,20}{15} = 0,32 \geq 0,30$  και  $\frac{L_1-L_2}{L_1} = \frac{15-10,20}{15} = 0,32 \geq 0,10$

### 4.3.4 Σκυρόδεμα

Σχετικά με το σκυρόδεμα σχολιάζεται η αντιστοίχιση του B225 που είναι το C16/20.

Πίνακας 4.13: Καρτέρα «Σκυρόδεμα» στο FESPA για αποτίμηση Φ.Ι

Γενικά	Αντισεισμικός	Φάσμα	Συντελεστής q	Σκυρόδεμα	Οπλισμός	Δομικός χάλυβας	Pushover	Ταχοπαοία	Έδαφος	Δράσεις	Ενισχύσεις	
<b>Υλικό</b>												
											?	C16/20
											?	16
											?	24
											?	1.500
											?	0.850

### 4.3.5 Οπλισμός

Σχετικά με τον οπλισμό σχολιάζεται η αντιστοίχιση του SIII που είναι το S400.

Πίνακας 4.14: Καρτέρα «Οπλισμός» στο FESPA για αποτίμηση Φ.Ι

Γενικά	Αντισεισμικός	Φάσμα	Συντελεστής q	Σκυρόδεμα	Οπλισμός	Δομικός χάλυβας	Pushover	Ταχοπαοία	Έδαφος	Δράσεις	Ενισχύσεις	
<b>Υλικό</b>												
											?	400
											?	460
											?	6.000
											?	400
											?	460
											?	400
											?	1.150

### 4.3.6 Ανελαστική Στατική Ανάλυση – Pushover

Πίνακας 4.15: Καρτέρα «Pushover» στο FESPA για αποτίμηση Φ.Ι

Γενικά	Αντισεισμικός	Φάσμα	Συντελεστής q	Σκυρόδεμα	Οπλισμός	Δομικός χάλυβας	Pushover	Ταχοπαοία	Έδαφος	Δράσεις	Ενισχύσεις	Σχέδιο 3DV
<b>Φόρτιση - Ανάλυση</b>												
											?	Ομοιόμορφη
											?	Ιδιομορφική
											?	Μετατοπίσεων
											?	Όχι
											?	5
<b>Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας</b>												
											?	Μεθοδολογία EC8
											?	Σημαντικών Βλαβών (SD)
											?	Αστασίας η υποστυλωμάτων
											?	2
											?	Ναι
<b>Επίπεδο γνώσης κατασκευής</b>												
											?	KL2 - Κανονική γνώση
											?	1.200
<b>Οπλισμός δοκού</b>												
											?	Όχι
											?	Όχι
											?	Όχι
											?	Όχι
<b>Οπλισμός υποστυλώματος</b>												
											?	Ναι
											?	Ναι
											?	Όχι

Σχετικά με την Ανελαστική Ανάλυση Αυτή γίνεται για στάθμη επιτελεστικότητας « Σημαντικών Βλαβών» που είναι η μεσαία κατηγορία όπως

ορίζεται από τον Ευρωκώδικα. Ορίζεται η Α' κατανομή να είναι ομοιόμορφη και η Β' κατανομή Ιδομορφική. Οι δύο αυτές κατανομές πρέπει να είναι διαφορετικές. Επίσης επιλέγεται ως μέθοδος επίλυσης η μέθοδος των μετατοπίσεων, με την οποία το όφελος είναι προφανές στην ακρίβεια με την οποία προσεγγίζεται η συμπεριφορά της κατασκευής, έναντι της μεθόδου ελέγχου των δυνάμεων, ιδιαίτερα στο στάδιο όπου έχει δημιουργηθεί σημαντικός αριθμός πλαστικών αρθρώσεων. Η γνώση του κτιρίου θεωρείται κανονική και δίνεται συντελεστής εμπιστοσύνης 1,20. Ο υπολογισμός της στοχευμένης μετακίνησης γίνεται είτε με τον Ευρωκώδικα είτε με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Θα δοθούν παρακάτω αποτελέσματα και με τις δύο μεθόδους.

Σχετικά με τα υπόλοιπα(έδαφος, δράσεις) δεδομένα δεν αλλάζουν οι παράμετροι.

Στην παρούσα διπλωματική δεν θεωρώ ότι κάποια στοιχεία είναι δευτερεύοντα. Τα θεωρώ όλα πρωτεύοντα και τα ελέγγω αναλόγως.

#### **4.4 Αποτελέσματα επίλυσης φέρουσας ικανότητας**

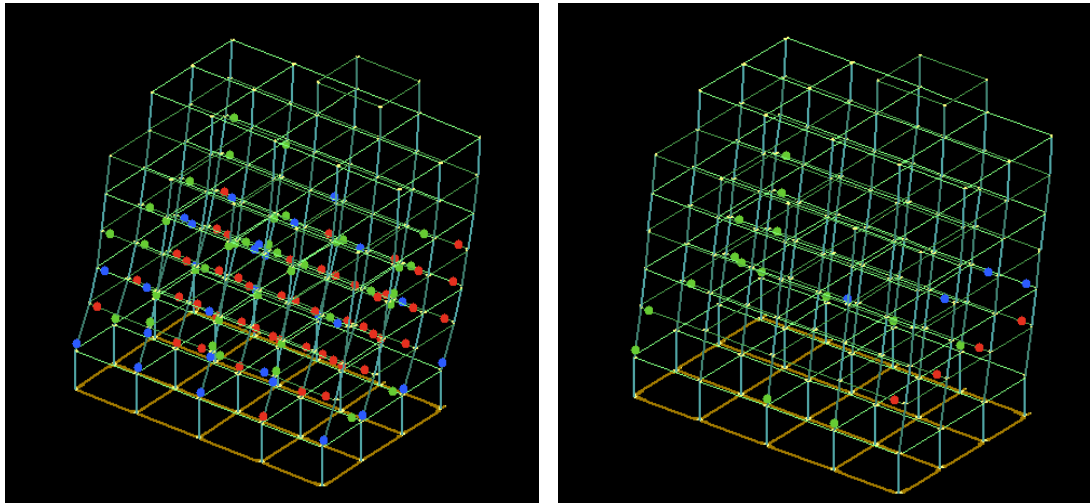
Κατά την επίλυση το πρόγραμμα υπολογίζει την στοχευόμενη μετακίνηση και την μετακίνηση της κορυφής που αντιστοιχεί σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Με αυτό τον τρόπο δημιουργείται η καμπύλη ικανότητας

Το κτίριο φορτίζεται σεισμικά με δύο διαφορετικές καθ' ύψος κατανομές, μία ομοιόμορφη και μία ιδιομορφική κατανομή και προς τις τέσσερις κατευθύνσεις  $0^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $180^\circ$ , και  $270^\circ$ . Έτσι δημιουργούνται συνολικά 8 διαφορετικές αναλύσεις για κάθε μία από τις οποίες υπολογίζεται διαφορετική στοχευμένη μετακίνηση και κατ' επέκταση διαφορετικά εντατικά μεγέθη. Οπότε σε κάθε ανάλυση διαρρέουν και πλαστικοποιούνται διαφορετικές διατομές. Επόμενο είναι και η μετακίνηση της κορυφής για κάθε ανάλυση ανά στάθμη επιτελεστικότητας να είναι διαφορετική. Αυτές οι 8 αναλύσεις γίνονται μία φορά με την στοχευμένη μετακίνηση να έχει υπολογιστεί με την μέθοδο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και την δεύτερη με την μέθοδο του Ευρωκώδικα 8.

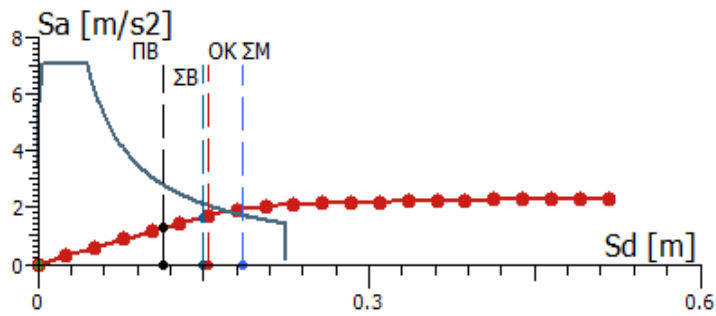
Τα αποτελέσματα φαίνονται στα παρακάτω σχήματα:



Ανάλυση 1<sup>η</sup>: Ομοιόμορφη Κατανομή, κατεύθυνση φόρτισης 0°, (μετακίνηση μάζας κατά +X).



Σχήμα 4.3: Παραμορφώσεις για στοχευμένη μετακίνηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC8

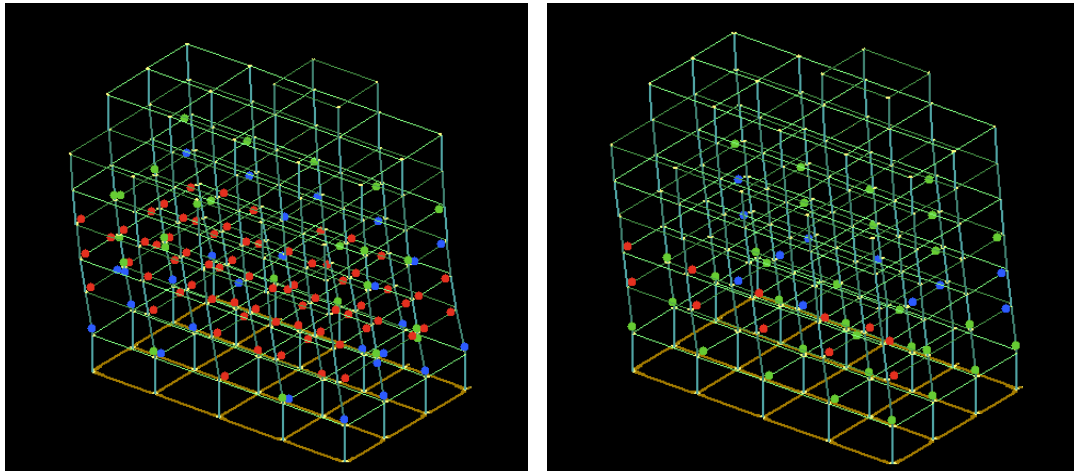


Σχήμα 4.4: Διάγραμμα φέρουσας ικανότητας (ADERS)

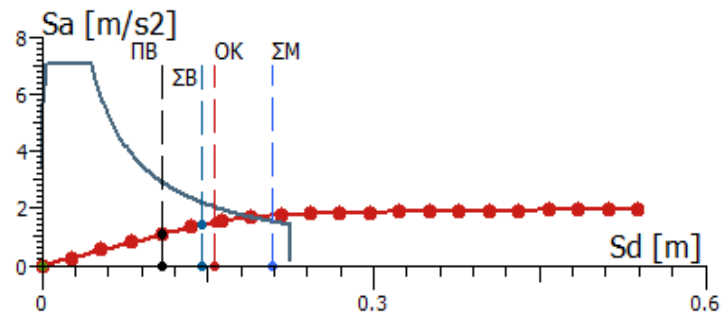
Πίνακας 4.15: Στοχευμένες μετακινήσεις και μετακινήσεις σταθμών επιτελεστικότητας

ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ (μ.)
ΠΒ	0,114
ΣΒ	0,150
ΟΚ	0,155
ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗ (ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	0,271
ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗ (ΚΑΤΑ EC8-1)	0,169

Ανάλυση 2<sup>η</sup>: Ομοιόμορφη Κατανομή, κατεύθυνση φόρτισης 90°, (μετακίνηση μάζας κατά +Y).



Σχήμα 4.5: Παραμορφώσεις για στοχευμένη μετακίνηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC8

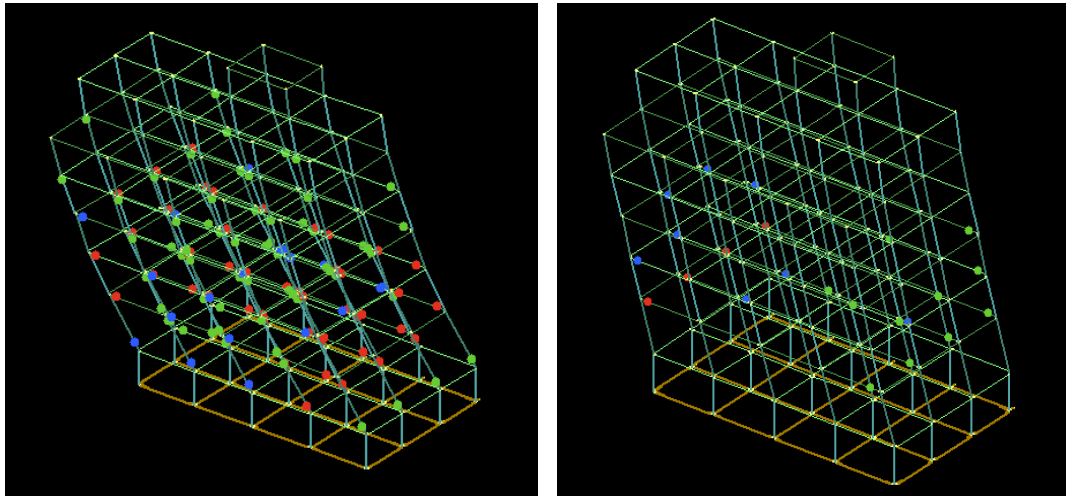


Σχήμα 4.6: Διάγραμμα φέρουσας ικανότητας (ADERS)

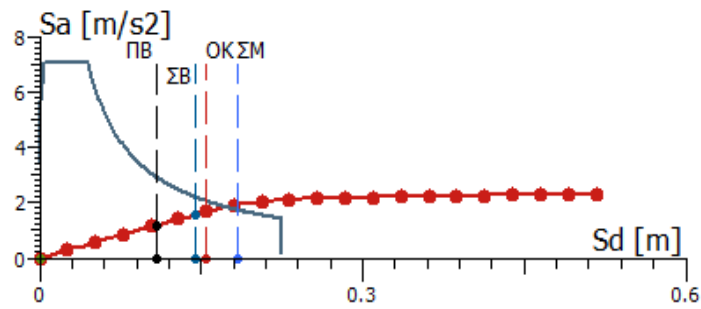
Πίνακας 4.16: Στοχευμένες μετακινήσεις και μετακινήσεις σταθμών επιτελεστικότητας

ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ (μ.)
ΠΒ	0,108
ΣΒ	0,145
ΟΚ	0,156
ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗ (ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	0,291
ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗ (ΚΑΤΑ EC8-1)	0,180

Ανάλυση 3<sup>η</sup>: Ομοιόμορφη Κατανομή, κατεύθυνση φόρτισης 180°, (μετακίνηση μάζας κατά -X).



Σχήμα 4.7: Παραμορφώσεις για στοχευμένη μετακίνηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC8

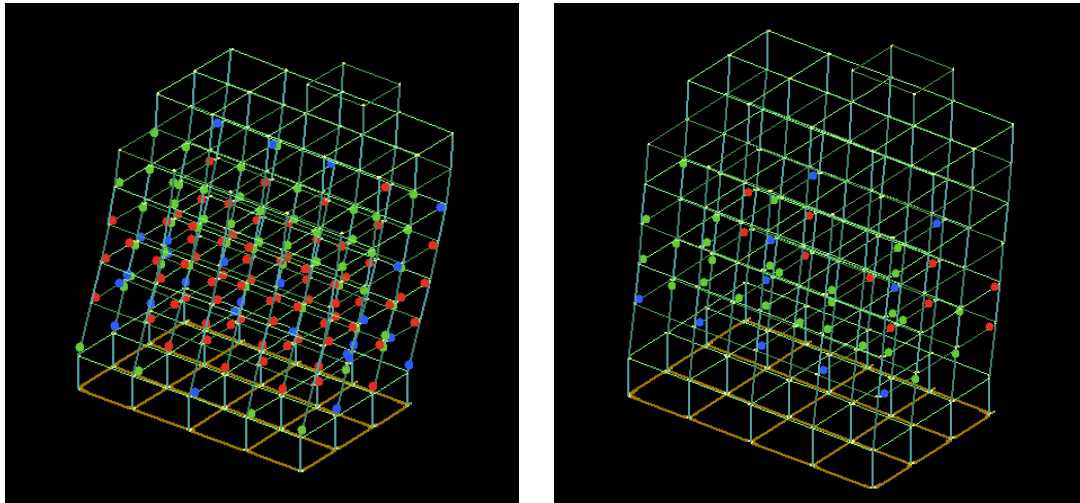


Σχήμα 4.8: Διάγραμμα φέρουσας ικανότητας (ADERS)

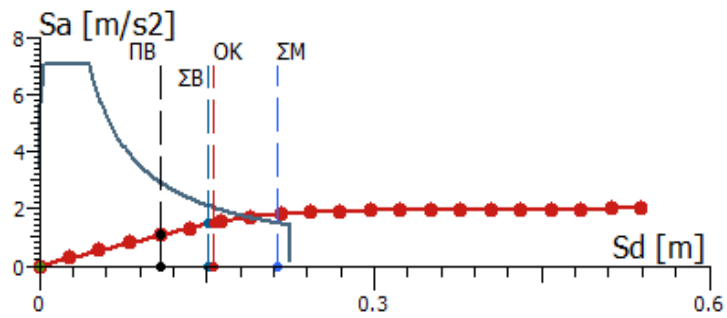
Πίνακας 4.17: Στοχευμένες μετακινήσεις και μετακινήσεις σταθμών επιτελεστικότητας

ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ (μ.)
ΠΒ	0,108
ΣΒ	0,145
ΟΚ	0,155
ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗ (ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	0,268
ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗ (ΚΑΤΑ EC8-1)	0,171

Ανάλυση 4<sup>η</sup>: Ομοιόμορφη Κατανομή, κατεύθυνση φόρτισης 270°, (μετακίνηση μάζας κατά -Y).



Σχήμα 4.9: Παραμορφώσεις για στοχευμένη μετακίνηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC8

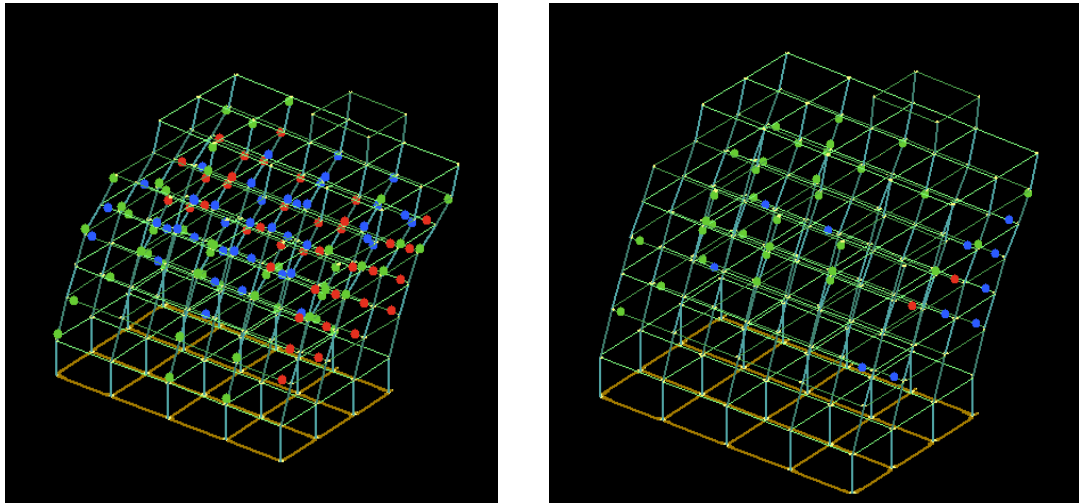


Σχήμα 4.10: Διάγραμμα φέρουσας ικανότητας (ADERS)

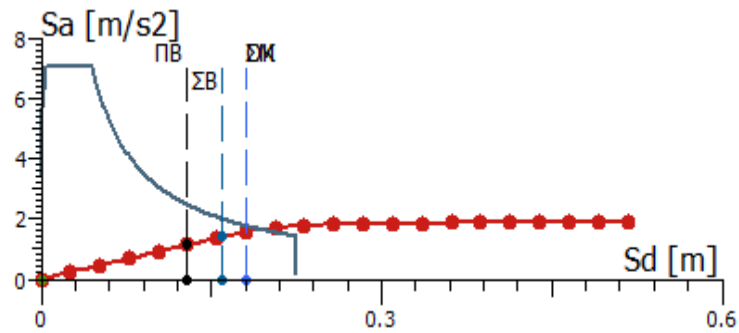
Πίνακας 4.18: Στοχευμένες μετακινήσεις και μετακινήσεις σταθμών επιτελεστικότητας

ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ (μ.)
ΠΒ	0,108
ΣΒ	0,151
ΟΚ	0,156
ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗ (ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	0,298
ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗ (ΚΑΤΑ EC8-1)	0,180

Ανάλυση 5<sup>η</sup>: Ιδιομορφική Κατανομή, κατεύθυνση φόρτισης 0°, (μετακίνηση μάζας κατά +X).



Σχήμα 4.11: Παραμορφώσεις για στοχευμένη μετακίνηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC8

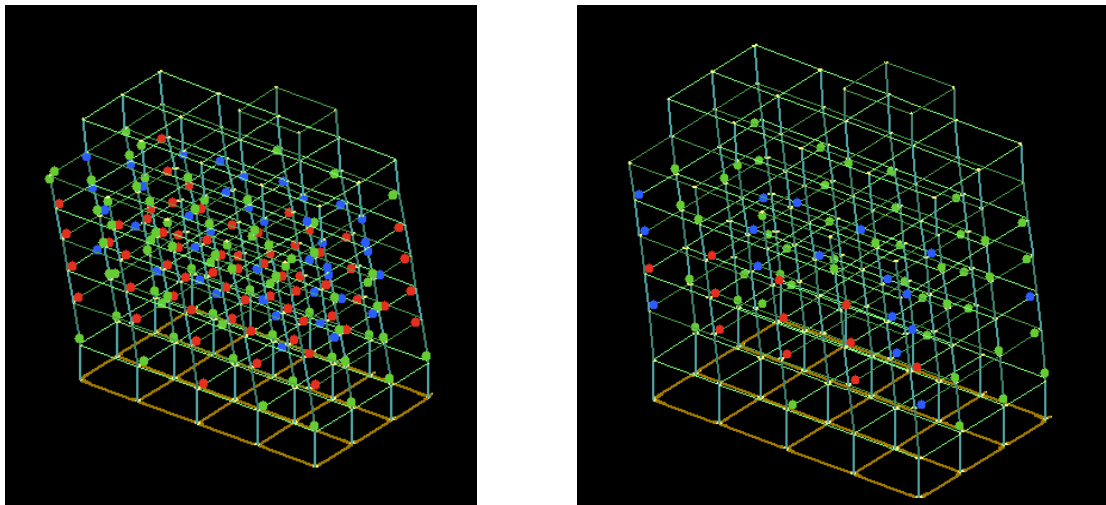


Σχήμα 4.12: Διάγραμμα φέρουσας ικανότητας (ADERS)

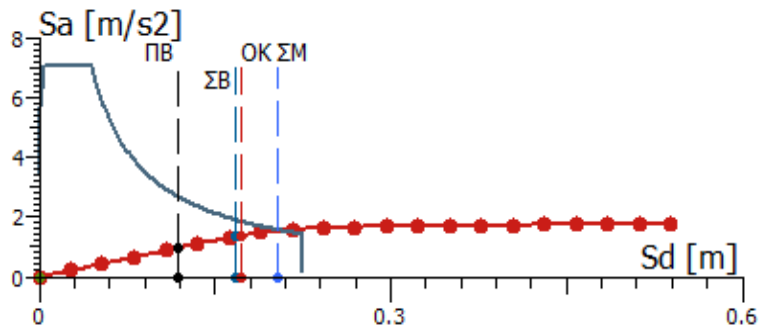
Πίνακας 4.19: Στοχευμένες μετακινήσεις και μετακινήσεις σταθμών επιτελεστικότητας

ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ (μ.)
ΠΒ	0,129
ΣΒ	0,160
ΟΚ	0,181
ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗ (ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	0,264
ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗ (ΚΑΤΑ EC8-1)	0,198

Ανάλυση 6<sup>1</sup>: Ιδιομορφική Κατανομή, κατεύθυνση φόρτισης 90°, (μετακίνηση μάζας κατά +Y).



Σχήμα 4.13: Παραμορφώσεις για στοχευμένη μετακίνηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC8

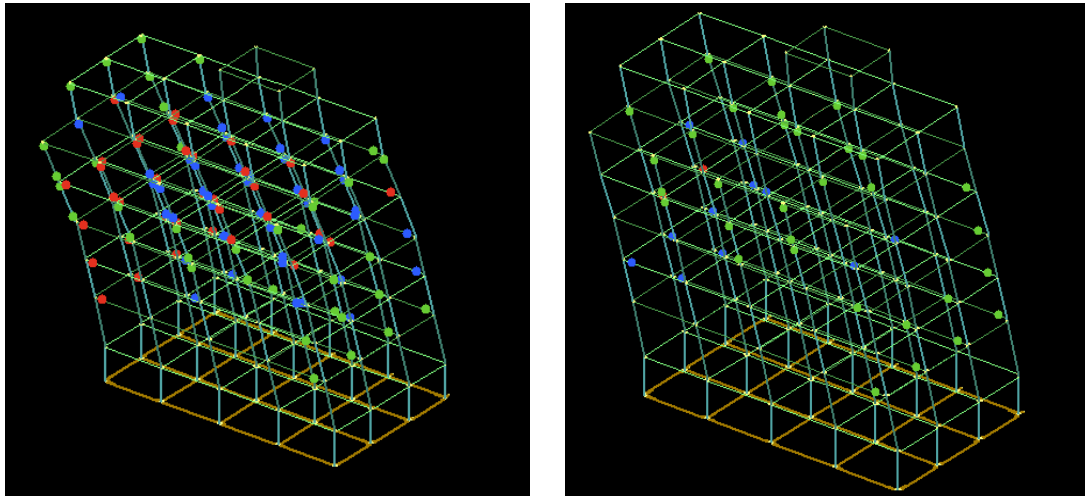


Σχήμα 4.14: Διάγραμμα φέρουσας ικανότητας (ADERS)

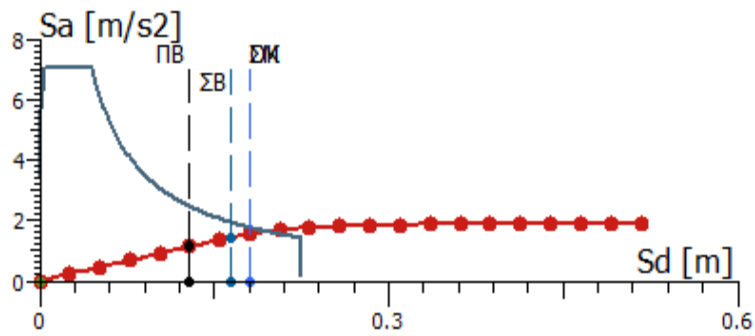
Πίνακας 4.19: Στοχευμένες μετακινήσεις και μετακινήσεις σταθμών επιτελεστικότητας

ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ (μ.)
ΠΒ	0,119
ΣΒ	0,167
ΟΚ	0,172
ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗ (ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	0,284
ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗ (ΚΑΤΑ EC8-1)	0,198

Ανάλυση 7<sup>η</sup>: Ιδιομορφική Κατανομή, κατεύθυνση φόρτισης 180°, (μετακίνηση μάζας κατά -X).



Σχήμα 4.15: Παραμορφώσεις για στοχευμένη μετακίνηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC8

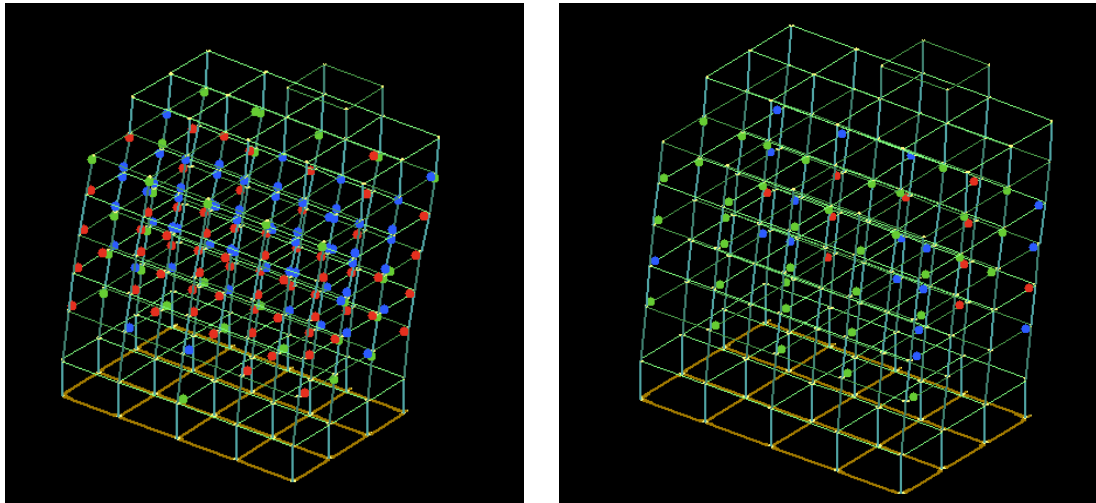


Σχήμα 4.16: Διάγραμμα φέρουσας ικανότητας (ADERS)

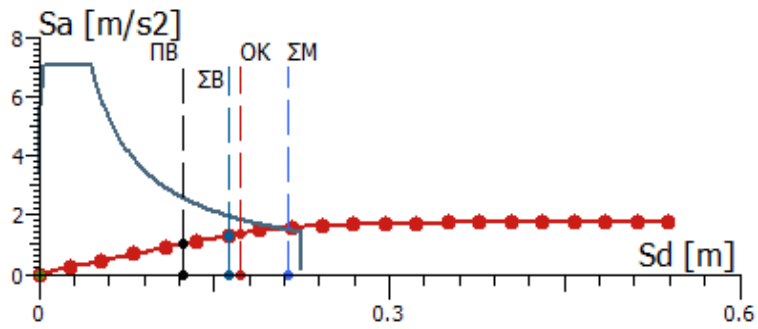
Πίνακας 4.19: Στοχευμένες μετακινήσεις και μετακινήσεις σταθμών επιτελεστικότητας

ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ (μ.)
ΠΒ	0,129
ΣΒ	0,165
ΟΚ	0,181
ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗ (ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	0,264
ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗ (ΚΑΤΑ EC8-1)	0,191

Ανάλυση 8<sup>η</sup>: Ιδιομορφική Κατανομή, κατεύθυνση φόρτισης 270°, (μετακίνηση μάζας κατά -Y).



Σχήμα 4.17: Παραμορφώσεις για στοχευμένη μετακίνηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC8



Σχήμα 4.18: Διάγραμμα φέρουσας ικανότητας (ADERS)

Πίνακας 4.19: Στοχευμένες μετακινήσεις και μετακινήσεις σταθμών επιτελεστικότητας

ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ (μ.)
ΠΒ	0,124
ΣΒ	0,162
ΟΚ	0,172
ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗ (ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	0,298
ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗ (ΚΑΤΑ EC8-1)	0,197



Παρακάτω δίνονται πίνακες στους οποίους φαίνεται το πλήθος των υποστυλωμάτων και των δοκών ανά όροφο, για κάθε μέθοδο υπολογισμού της στοχευμένης μετακίνησης, των οποίων η κατάσταση έχει περάσει την στάθμη επιτελεστικότητας που έχει επιλεγεί για την αποτίμηση, η οποία είναι «Σοβαρές Βλάβες». Κατ' επέκταση αυτά τα υποστυλώματα είναι και αυτά από τα οποία θα πρέπει να ξεκινήσει η διαδικασία της ενίσχυσης. Αναλυτικότερα φαίνονται τα αποτελέσματα στο Παράρτημα Β.

Πίνακας 4.20: Αριθμός υποστυλωμάτων και δοκών στην στάθμη «Σοβαρές Βλάβες»

	ΟΡΟΦΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ (0)		ΟΡΟΦΗ ΤΡΙΤΟΥ (4)	
ΔΟΚΟΙ	5	1	19	9
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	0	0	13	0
	ΚΑΝ.ΕΠΕ.	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ	ΚΑΝ.ΕΠΕ.	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ

	ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ (1)		ΟΡΟΦΗ ΤΕΤΑΡΤΟΥ (5)	
ΔΟΚΟΙ	36	23	5	0
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	20	0	16	0
	ΚΑΝ.ΕΠΕ.	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ	ΚΑΝ.ΕΠΕ.	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ

	ΟΡΟΦΗ ΠΡΩΤΟΥ (2)		ΟΡΟΦΗ ΠΕΜΠΤΟΥ (6)	
ΔΟΚΟΙ	36	17	0	0
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	2	0	0	0
	ΚΑΝ.ΕΠΕ.	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ	ΚΑΝ.ΕΠΕ.	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ

	ΟΡΟΦΗ ΔΕΥΤΕΡΟΥ (3)		ΣΥΝΟΛΟ	
ΔΟΚΟΙ	31	19	24	9
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	0	0	29	0
	ΚΑΝ.ΕΠΕ.	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ	ΚΑΝ.ΕΠΕ.	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ

## 4.5 Συμπεράσματα

Από την παρούσα ανελαστική ανάλυση προέκυψαν τα παρακάτω συμπεράσματα.

Η στοχευμένη μετακίνηση που υπολογίζεται σύμφωνα με την μέθοδο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι πιο δυσμενής σε σχέση με αυτήν που υπολογίζεται από με την μέθοδο του EC8-1. Η διαφορά αυτή οφείλεται κατά κύριο λόγο στον τρόπο με τον οποίο γίνονται κάποιες παραδοχές και κάποιες απλοποιήσεις στις δύο αυτές μεθόδους.

Οι διατομές που ξεπερνούν το όριο Σοβαρές Βλάβες – επιτελεστικότητα Β κατά την μέθοδο ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι τριπλάσιες σε αριθμό από αυτές που ξεπερνούν το αντίστοιχο όριο κατά την μέθοδο του EC. Αυτό αιτιολογείται διπλά. Η στοχευμένη μετακίνηση, δηλαδή η μετακίνηση που θα είχε η κατασκευή για την συγκεκριμένη σεισμική δύναμη σχεδιασμού, είναι κατά πολύ μεγαλύτερη αυτής του EC8-1 όπως προαναφέρθηκε, οπότε κατ' επέκταση είναι περισσότερες οι διατομές που ξεπερνούν

το όριο Οιονεί Κατάρρευση. Υπάρχει όμως και ακόμα μία αιτία που βρίσκεται ανάμεσα στους συντελεστές που ορίζουν την οριακή γωνία στροφής για την στάθμη επιτελεστικότητας B. Κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. η γωνία στροφής αυτή είναι  $\theta_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} 0,50(\theta_y + \theta_u)$ , όπου  $\gamma_{Rd} = 1,25$ . Αντίστοιχα για τον EC8-3,  $\theta_d = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,75\theta_u$ , όπου  $\gamma_{el} = 1,10$ . Παρατηρούμε λοιπόν η γωνία στροφής ελέγχου είναι μικρότερη κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., η οποία γίνεται ακόμα μικρότερη με τον συντελεστή ασφαλείας 1,25. Συμπεραίνεται λοιπόν ότι η μέθοδος αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι σαφώς πολύ πιο συντηρητική έναντι αυτής του EC8-3.

Κατά τον EC8-3 παρατηρούμε ότι το λογισμικό του Fespa δίνει διατομές που περνούν την στάθμη επιτελεστικότητας B στις δοκούς και όχι στα υποστυλώματα στα οποία κάποιες διατομές έχουν οριακά ξεπεράσει το όριο της διαρροής. Αντίθετα στην μέθοδο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. έχουν ξεπεράσει το όριο της στάθμης επιτελεστικότητας B αρκετές ροπές και στα υποστυλώματα αλλά κυρίως στα δοκάρια.

Παρατηρούνται δοκοί και υποστυλώματα να ξεπερνούν το όριο επιτελεστικότητας και σε υψηλότερους ορόφους πέραν του ισογείου και του πρώτου όπου συνήθως αναμένονται οι περισσότερες αστοχίες. Αυτό οφείλεται στην ιδιομορφική κατανομή του σεισμού που γίνεται στις αναλύσεις 5 έως 8 για διαφορετική κατεύθυνση της σεισμικής φόρτισης.

Είναι εμφανής η ανάγκη ενίσχυσης η οποία στα πλαίσια της ταυτόχρονης ισχύς του EC8 και του ΚΑΝ.ΕΠΕ. θα γίνει με τα δυσμενέστερα αποτελέσματα, δηλαδή αυτά του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

## 5. Ενίσχυση Κτιρίου Με Αύξηση Της Πλαστιμότητας

### 5.1 Εισαγωγή

Όπως έδειξε ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας που έγινε στο προηγούμενο κεφάλαιο χρειάζονται ενίσχυση αρκετά μέλη σύμφωνα με τα αποτελέσματα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ο τρόπος με τον οποίο θα ενισχυθούν τα μέλη ποικίλει με βασικό κριτήριο το τι αποτελεί απώτερο στόχο για το σύνολο της κατασκευής. Στην παρούσα διπλωματική εργασία όπως αναφέρθηκε και στο κεφάλαιο 2, η μέθοδος που θα ακολουθηθεί είναι η αύξηση της πλαστιμότητας των δομικών στοιχείων που όπως φάνηκε στο κεφάλαιο 3, μπαίνουν στην πλαστική περιοχή και ξεπερνάνε το όριο που τίθεται από τα χαρακτηριστικά τους και τις φέρουσες δυνάμεις για τη στάθμη επιτελεστικότητας «σοβαρές βλάβες». Η μεθοδολογία που θα ακολουθηθεί στην παρούσα διπλωματική θέτει τον στόχο για τον ανασχεδιασμό να εκφράζεται σε όρους καθολικού δείκτη συμπεριφοράς  $q$ , και ελέγχεται η ικανότητα όλων των δομικών στοιχείων μελών να επιδείξουν τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας  $m$  ικανούς για την επίτευξη αυτού του συνολικού δείκτη  $q$ .

### 5.2 Στόχος ανασχεδιασμού

Το στατικό σύστημα του κτιρίου που μελετάται στην παρούσα διπλωματική εργασία είναι πολυώροφο πλαίσιο με πολλά ανοίγματα και η κατηγορία πλαστιμότητας που έχει επιλεγεί προς την μελέτη ενίσχυσης είναι «Μέτρια». Τα στοιχεία αυτά ισχύουν και για τις δύο κατευθύνσεις με την διαφορά ότι κατά την διεύθυνση  $z$  δεν ισχύει η κανονικότητα καθ' ύψος. Κατ' επέκταση σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1, §5.2.2, Πίνακας 5.1 και για το συγκεκριμένο σύστημα και κατηγορία πλαστιμότητας  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,30$  και  $q_0 = 3,00 * \alpha_u/\alpha_1 = 3,00 * 1,30 = 3,90$ .

Εάν το κτίριο αυτό σχεδιαζόταν σήμερα ο συντελεστής συμπεριφοράς του θα ήταν  $q = k_w q_0$  με  $k_w = 1,00$ . Οπότε λαμβάνοντας υπόψη τη μείωση του συντελεστή  $q_0$  κατά την διεύθυνση  $z$  λόγω της μη κανονικότητας καθ' ύψος κατά 20% οι συντελεστές συμπεριφοράς για κάθε διεύθυνση προκύπτουν  $q_x = 3,90$  και  $q_z = 3,12$ . Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. παράρτημα 4.2, ο παράγοντας πλαστιμότητας  $q_{\pi} = q : q_0$ , οπότε προκύπτει  $q_{\pi} = 3,90 / 1,30 = 3,00$  για την κατεύθυνση  $x$  και  $q_{\pi} = 3,12 : 1,04 = 3,00$  κατά την διεύθυνση  $z$ . Η παραπάνω πλαστιμότητες είναι αυτές που προκύπτουν για το μέλος που καταπονείται περισσότερο ανά όροφο. Τα υπόλοιπα μέλη θα ενισχυθούν με χαμηλότερο δείκτη πλαστιμότητας ανάλογα με τον λόγο του δείκτη ανεπάρκειας τους προς τον μέγιστο δείκτη ανεπάρκειας ανά όροφο. Για κάθε όροφο φαίνεται στον πίνακα που ακολουθεί ο δείκτης ανεπάρκειας του κάθε στοιχείου, και η τελική τιμή της πλαστιμότητας  $q_{\pi}$  για κάθε μέλος με βάση την οποία θα γίνει η ενίσχυσή του.

Πίνακας 5.1α Δείκτες ανεπάρκειας στοιχείων στον όροφο του ισογείου

ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ (1)				
Α/Α	ΚΟΜΒΟΣ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	λ/λmax	qπ
Κ1	ΑΡΧΗ	1,18	1,00	3,00
	ΤΕΛΟΣ			
Κ2	ΑΡΧΗ	1,13	0,96	2,87
	ΤΕΛΟΣ	1,06	0,90	2,69
Κ3	ΑΡΧΗ	1,08	0,92	2,75
	ΤΕΛΟΣ			
Κ4	ΑΡΧΗ	1,08	0,92	2,75
	ΤΕΛΟΣ			
Κ5	ΑΡΧΗ	1,16	0,98	2,95
	ΤΕΛΟΣ			
Κ6	ΑΡΧΗ	1,14	0,97	2,90
	ΤΕΛΟΣ			
Κ7	ΑΡΧΗ	1,09	0,92	2,77
	ΤΕΛΟΣ			
Κ8	ΑΡΧΗ	1,11	0,94	2,82
	ΤΕΛΟΣ			
Κ9	ΑΡΧΗ	1,08	0,92	2,75
	ΤΕΛΟΣ			
Κ10	ΑΡΧΗ	1,14	0,97	2,90
	ΤΕΛΟΣ			
Κ11	ΑΡΧΗ	1,11	0,94	2,82
	ΤΕΛΟΣ	1,08	0,92	2,75
Κ12	ΑΡΧΗ	1,09	0,92	2,77
	ΤΕΛΟΣ			
Κ13	ΑΡΧΗ	1,11	0,94	2,82
	ΤΕΛΟΣ			
Κ14	ΑΡΧΗ	1,07	0,91	2,72
	ΤΕΛΟΣ			
Κ15	ΑΡΧΗ	1,11	0,94	2,82
	ΤΕΛΟΣ	1,09	0,92	2,77
Κ16	ΑΡΧΗ	1,16	0,98	2,95
	ΤΕΛΟΣ			
Κ17	ΑΡΧΗ	1,11	0,94	2,82
	ΤΕΛΟΣ	1,05	0,89	2,67
Κ18	ΑΡΧΗ	1,09	0,92	2,77
	ΤΕΛΟΣ	1,07	0,91	2,72
Κ19	ΑΡΧΗ	1,07	0,91	2,72
	ΤΕΛΟΣ	1,06	0,90	2,69
Κ20	ΑΡΧΗ	1,07	0,91	2,72
	ΤΕΛΟΣ			
ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ		1,18		

Πίνακας 5.1β Δείκτες ανεπάρκειας στοιχείων στον πρώτο όροφο

<b>ΟΡΟΦΗ ΠΡΩΤΟΥ (2)</b>				
A/A	ΚΟΜΒΟΣ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	λ/λmax	qπ
Κ11	ΑΡΧΗ	1,10	1,00	3,00
	ΤΕΛΟΣ			
Κ15	ΑΡΧΗ	1,08	0,98	2,95
	ΤΕΛΟΣ			
ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ		1,10		

Πίνακας 5.1γ Δείκτες ανεπάρκειας στοιχείων στον τρίτο όροφο

<b>ΟΡΟΦΗ ΤΡΙΤΟΥ (4)</b>				
A/A	ΚΟΜΒΟΣ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	λ/λmax	qπ
Κ2	ΑΡΧΗ	1,05	0,91	2,74
	ΤΕΛΟΣ	1,07	0,93	2,79
Κ3	ΑΡΧΗ	1,03	0,90	2,69
	ΤΕΛΟΣ	1,05	0,91	2,74
Κ4	ΑΡΧΗ	1,01	0,88	2,63
	ΤΕΛΟΣ	1,05	0,91	2,74
Κ6	ΑΡΧΗ	1,04	0,90	2,71
	ΤΕΛΟΣ	1,08	0,94	2,82
Κ7	ΑΡΧΗ	1,02	0,89	2,66
	ΤΕΛΟΣ	1,07	0,93	2,79
Κ8	ΑΡΧΗ	1,07	0,93	2,79
	ΤΕΛΟΣ	1,06	0,92	2,77
Κ9	ΑΡΧΗ	1,07	0,93	2,79
	ΤΕΛΟΣ	1,06	0,92	2,77
Κ10	ΑΡΧΗ	1,11	0,96	2,87
	ΤΕΛΟΣ	1,08	0,94	2,82
Κ11	ΑΡΧΗ	1,02	0,89	2,66
	ΤΕΛΟΣ	1,09	0,95	2,84
Κ12	ΑΡΧΗ	1,07	0,93	2,79
	ΤΕΛΟΣ	1,15	1,00	3,00
Κ13	ΑΡΧΗ	1,01	0,88	2,63
	ΤΕΛΟΣ	1,08	0,94	2,82
Κ14	ΑΡΧΗ	1,08	0,94	2,82
	ΤΕΛΟΣ	1,08	0,94	2,82
Κ15	ΑΡΧΗ	1,03	0,90	2,69
	ΤΕΛΟΣ	1,07	0,93	2,79
ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ		1,15		

Πίνακας 5.1δ Δείκτες ανεπάρκειας στοιχείων στον τέταρτο όροφο

ΟΡΟΦΗ ΤΕΤΑΡΤΟΥ (5)				
A/A	ΚΟΜΒΟΣ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	λ/λ <sub>max</sub>	q <sub>π</sub>
Κ2	ΑΡΧΗ	1,02	0,92	2,76
	ΤΕΛΟΣ	1,05	0,95	2,84
Κ3	ΑΡΧΗ	1,02	0,92	2,76
	ΤΕΛΟΣ	1,04	0,94	2,81
Κ4	ΑΡΧΗ	1,02	0,92	2,76
	ΤΕΛΟΣ	1,02	0,92	2,76
Κ6	ΑΡΧΗ			
	ΤΕΛΟΣ	1,08	0,97	2,92
Κ7	ΑΡΧΗ	1,06	0,95	2,86
	ΤΕΛΟΣ	1,09	0,98	2,95
Κ8	ΑΡΧΗ	1,03	0,93	2,78
	ΤΕΛΟΣ	1,08	0,97	2,92
Κ9	ΑΡΧΗ	1,06	0,95	2,86
	ΤΕΛΟΣ	1,11	1,00	3,00
Κ10	ΑΡΧΗ	1,03	0,93	2,78
	ΤΕΛΟΣ	1,09	0,98	2,95
Κ11	ΑΡΧΗ	1,03	0,93	2,78
	ΤΕΛΟΣ	1,09	0,98	2,95
Κ12	ΑΡΧΗ	1,06	0,95	2,86
	ΤΕΛΟΣ	1,10	0,99	2,97
Κ13	ΑΡΧΗ	1,06	0,95	2,86
	ΤΕΛΟΣ	1,09	0,98	2,95
Κ14	ΑΡΧΗ	1,06	0,95	2,86
	ΤΕΛΟΣ	1,10	0,99	2,97
Κ15	ΑΡΧΗ	1,04	0,94	2,81
	ΤΕΛΟΣ	1,08	0,97	2,92
Κ17	ΑΡΧΗ	1,02	0,92	2,76
	ΤΕΛΟΣ	1,04	0,94	2,81
Κ18	ΑΡΧΗ	1,02	0,92	2,76
	ΤΕΛΟΣ	1,06	0,95	2,86
Κ19	ΑΡΧΗ	1,02	0,92	2,76
	ΤΕΛΟΣ	1,06	0,95	2,86
ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ		1,11		

Στο κτίριο που μελετάται η ιδιοπερίοδος για κάθε κατεύθυνση σεισμικής φόρτισης κυμαίνεται από  $T = 1,36 \text{ sec}$  έως  $T = 1,41 \text{ sec}$  οι οποίες είναι μεγαλύτερες της  $T_c = 0,50 \text{ sec}$ . Κατ' επέκταση ο δείκτης πλαστιμότητας δίνεται από την σχέση  $\mu_\delta = q_\pi$ . Εν συνεχεία υπολογίζονται και οι τιμές του  $\mu_{1/r} = 3 \mu_\delta - 2$ .

### 5.3 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με σύνθετα υλικά

Η ενίσχυση των υποστυλωμάτων έγινε με στόχο την αύξηση της περίσφιγξης. Παρακάτω παρατίθεται ένα παράδειγμα για το υποστύλωμα Κ8 της οροφής του τετάρτου ορόφου. Για το τετραγωνικό υποστύλωμα ισχύουν τα εξής δεδομένα:

$b=300 \text{ mm}$ , μεγαλύτερη  $d_{\text{διαμ.}}=16\text{mm}$ ,  $d_{\text{sw}}=8\text{mm}$ ,  $s=190\text{mm}$ ,  $N_{\text{sd}}=482,81 \text{ kN}$ ,  $\mu_d=2,92$ ,

$c=35\text{mm}$ ,  $f_c = 16 \text{ MPa}$ ,  $f_y = 400 \text{ MPa}$ .

Στο συγκεκριμένο υποστύλωμα υπολογίζεται στρογγύλευση ακμών  $a=40\text{mm}$ ,  $\alpha_{no} = 0,33$ .

Δεν συνυπολογίζονται για λόγους ασφαλείας οι συνδετήρες που υπάρχουν ήδη. Δηλαδή δεν θεωρείται ότι υπάρχει ήδη περίσφιγξη στο υφιστάμενο υποστύλωμα.

Υπολογίζονται:

Διάσταση περισφιγμένου  $b$ :  $b_o = b -$

$$2c - 2d_{sw} - 2 \frac{d_{\text{διαμ}}}{2} = 300 - 2 * 8 - 2 \frac{16}{2} = 198 \text{ mm}$$

$$35 - 2 * 8 - \frac{16}{2} = 198 \text{ mm}$$

Ανηγγόμενη αξονική:  $\nu = \frac{N_{sd}}{b^2 f_c} =$

$$\frac{482,81}{0,30^2 * 16000} = 0,336$$

Παραμόρφωση του διαμήκη χάλυβα:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

30/30  
4Φ16  
2τμ. ΣΦ8/19



Απαιτούμενη παραμόρφωση σκυροδέματος για το τελικό συντελεστή  $\mu_d$

$$\alpha \pi \varepsilon_c = \gamma_{Rd} \mu_1^{\frac{\alpha \pi}{r}} \nu \varepsilon_{sy} + 0,0015$$

$$\text{με } \gamma_{Rd} = 1,25 \text{ και } \mu_1^{\frac{\alpha \pi}{r}} = 3\mu_d - 2 = 3 * 2,92 - 2 = 6,76$$

Διαθέσιμη παραμόρφωση σκυροδέματος που προδίδει το ινωπλισμένο πολυμερές:

$$\text{διαθ } \varepsilon_c = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \nu \varepsilon'_{co} 1,12 + 1,25 \alpha \omega^2$$

με  $\gamma_{Rd} = 1,00$  για μέσες τιμές  $\varepsilon'_{co,m}$

όπου  $\varepsilon'_{co} = 0,0035$  για ίνες άνθρακα και

$\varepsilon'_{co} = 0,0070$  για ίνες υάλου.

Ο βαθμός περίσφιγξης λόγω στρογγύλευσης των γωνιών του τετραγωνικού υποστυλώματος:  $\alpha = \alpha_{no} + 2,0 \frac{a}{b} = 0,33 + 2,0 \frac{40}{300} = 0,60$ .

Με εξίσωση του:  $\alpha \pi \varepsilon_c = \text{διαθ } \varepsilon_c$

$$1,25 * 6,76 * 0,002 + 0,0015 = \frac{1}{1,00} 0,0035 1,12 + 1,25 * 0,60 \omega^2$$

Οπότε προκύπτει η τιμή  $\omega=0,751$  απ' όπου παίρνουμε το απαιτούμενο πάχος του ΙΟΠ από:

$$t_j = \frac{\omega_w}{4 f_{jd}} b f_c = \frac{0,751}{4 * 3454} 300 * 16 = 0,26 \text{ mm}$$

Άρα για υφάσματα άνθρακα ΙΟΠ Sika Wrap 300 C Z/60 με  $f_{jd} = \frac{f_j}{\gamma_j} = \frac{3800}{1,1} =$

$3454 \text{ MPa}$  και  $t_j = 0,171 \text{ mm}$

Απαιτούνται  $0,26/0,171=1,52$  άρα 2 στρώσεις ΙΟΠ.

Δεδομένου ότι οι στρώσεις που προέκυψαν είναι λιγότερες από 2 δεν χρειάζεται να γίνει απομείωση της αρχικής αντοχής του ΙΟΠ.

Ομοίως και για τα υπόλοιπα υποστυλώματα. Στους πίνακες που ακολουθούν φαίνονται για ο αριθμός των στρώσεων που απαιτούνται.



Πίνακας 5.2α: Υπολογισμός απαιτούμενων αριθμών στρώσεων ΙΟΠ για τα υποστυλώματα του ισογείου

Όροφος	No Κ	B (mm)	D <sub>φ</sub> (mm)	D <sub>sw</sub> (mm)	s (mm)	N <sub>sd</sub> (kN)	μ <sub>d</sub>	b <sub>o</sub> (mm)	ν	απ. ε <sub>c</sub> *	ω <sub>w</sub>	t <sub>i</sub> (mm)	ΑΡ. ΣΤΡ.
1	K1	400	18	8	190	729,6	3	296	0,285	0,008728	0,612215	0,283552	2
1	K2	400	18	8	190	1081,36	2,87	296	0,422406	0,012215	0,997586	0,46204	3
1	K3	400	18	8	190	1080,75	2,75	296	0,422168	0,011544	0,928122	0,429867	3
1	K4	400	20	8	190	1177,58	2,75	294	0,459992	0,012578	1,03427	0,47903	3
1	K5	400	18	8	190	719,8	2,95	296	0,281172	0,008426	0,575497	0,266546	2
1	K6	400	22	8	190	974,59	2,9	292	0,380699	0,011159	0,887462	0,411035	3
1	K7	500	22	8	190	1527,58	2,77	392	0,381895	0,010543	0,820758	0,475175	3
1	K8	500	20	8	190	1336,53	2,82	394	0,334133	0,009443	0,696794	0,403407	3
1	K9	500	22	8	190	1591,58	2,75	392	0,397895	0,01088	0,857479	0,496435	3
1	K10	400	22	8	190	975,61	2,9	292	0,381098	0,011171	0,888708	0,411612	3
1	K11	400	22	8	190	889,88	2,82	292	0,347609	0,009824	0,740526	0,34298	3
1	K12	500	22	8	190	1389	2,77	392	0,34725	0,009586	0,713297	0,412961	3
1	K13	500	20	8	190	1326,96	2,82	394	0,33174	0,009376	0,688939	0,398859	3
1	K14	500	22	8	190	1440,35	2,72	392	0,360088	0,009704	0,726846	0,420806	3
1	K15	400	20	8	190	903,11	2,82	294	0,352777	0,00997	0,75707	0,350643	3
1	K16	400	18	8	190	684,84	2,95	296	0,267516	0,008017	0,524632	0,242987	2
1	K17	400	20	8	190	1076,51	2,82	294	0,420512	0,011885	0,963632	0,446314	3
1	K18	400	18	8	190	1013,65	2,77	296	0,395957	0,010931	0,862977	0,399695	3
1	K19	400	20	8	190	1075,01	2,72	294	0,419926	0,011317	0,904232	0,418802	3
1	K20	400	18	8	190	682,41	2,72	296	0,266566	0,007184	0,416902	0,193091	2

Πίνακας 5.2β: Υπολογισμός απαιτούμενων αριθμών στρώσεων ΙΟΠ για τα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου

Όροφος	No K	B (mm)	Dφ (mm)	Dsw (mm)	s (mm)	Nsd (kN)	μd	bo (mm)	ν	απ. εκ*	ωw	tj (mm)	ΑΡ.ΣΤΡ.
2	K11	400	18	8	190	699,17	3	296	0,273	0,0084	0,568	0,263	2
2	K15	400	18	8	190	706,27	2,95	296	0,276	0,0083	0,556	0,257	2

Πίνακας 5.2γ: Υπολογισμός απαιτούμενων αριθμών στρώσεων ΙΟΠ για τα υποστυλώματα του τρίτου ορόφου

Όροφος	No K	B (mm)	Dφ (mm)	Dsw (mm)	s (mm)	Nsd (kN)	μd	bo (mm)	ν	απ. εκ*	ωw	tj (mm)	ΑΡ.ΣΤΡ
4	K2	300	18	8	190	474,65	2,79	196	0,329618	0,009186	0,666742	0,231605	2
4	K3	300	18	8	190	516,23	2,74	196	0,358493	0,009755	0,732688	0,254513	2
4	K4	300	18	8	190	560,67	2,74	196	0,389354	0,010595	0,826524	0,287108	2
4	K6	300	20	8	190	442,62	2,82	194	0,307375	0,008687	0,607271	0,210947	2
4	K7	300	22	8	190	759,45	2,79	192	0,527396	0,014698	1,238988	0,430385	3
4	K8	300	22	8	190	691,1	2,79	192	0,479931	0,013375	1,113136	0,386668	3
4	K9	300	22	8	190	836,47	2,79	192	0,580882	0,016188	1,374193	0,477351	3
4	K10	300	20	8	190	445,81	2,87	194	0,30959	0,008953	0,639162	0,222025	2
4	K11	300	18	8	190	377,16	2,84	196	0,261917	0,007471	0,454712	0,157953	2
4	K12	300	22	8	190	657,85	3	192	0,45684	0,013991	1,172451	0,407272	3
4	K13	300	20	8	190	610,38	2,82	194	0,423875	0,01198	0,973438	0,338142	2
4	K14	300	22	8	190	680,3	2,82	192	0,472431	0,013352	1,110895	0,38589	3
4	K15	300	20	8	190	375,25	2,79	194	0,26059	0,007262	0,427292	0,148428	2

Πίνακας 5.2δ: Υπολογισμός απαιτούμενων αριθμών στρώσεων ΙΟΠ για τα υποστυλώματα του τετάρτου ορόφου

Όροφος	No K	B (mm)	Dφ (mm)	Dsw (mm)	s (mm)	Nsd (kN)	μd	bo (mm)	v	απ. εκ*	ωw	tj (mm)	ΑΡ.ΣΤΡ.
5	K2	300	20	8	190	292,35	2,84	194	0,203021	0,005791	0,22176	0,077033	2
5	K3	300	20	8	190	344,59	2,81	194	0,239299	0,006732	0,355805	0,123595	2
5	K4	300	22	8	190	372,7	2,76	192	0,258819	0,007111	0,407185	0,141443	2
5	K6	300	22	8	190	283,74	2,92	192	0,197042	0,005828	0,227133	0,078899	2
5	K7	300	16	8	190	510,02	2,95	198	0,354181	0,010614	0,828609	0,287833	2
5	K8	300	16	8	190	482,89	2,92	198	0,33534	0,009918	0,751117	0,260914	2
5	K9	300	16	8	190	590,19	3	198	0,409854	0,012552	1,031644	0,35836	3
5	K10	300	16	8	190	285,23	2,95	198	0,198076	0,005936	0,243089	0,084441	2
5	K11	300	16	8	190	293,94	2,95	198	0,204125	0,006117	0,269402	0,093582	2
5	K12	300	16	8	190	420,73	2,97	198	0,292174	0,008833	0,6248	0,217036	2
5	K13	300	16	8	190	397,18	2,95	198	0,275819	0,008266	0,555712	0,193037	2
5	K14	300	16	8	190	440,15	2,97	198	0,30566	0,00924	0,673133	0,233825	2
5	K15	300	16	8	190	232,47	2,92	198	0,161438	0,004775	0,063956	0,022216	2
5	K17	300	18	8	190	151,45	2,81	196	0,105174	0,002959	0,26744	0,0929	2
5	K18	300	18	8	190	139,12	2,86	196	0,096611	0,002781	0,304776	0,105869	2
5	K19	300	18	8	190	160,68	2,86	196	0,111583	0,003212	0,215994	0,075029	2

## 6. Συμπεράσματα

Από την παρούσα διπλωματική εργασία προκύπτουν τα παρακάτω συμπεράσματα.

Τα κτίρια που έχουν σχεδιαστεί και κατασκευαστεί με τους παλαιότερους κανονισμούς ωπλισμένου σκυροδέματος 1954 και αντισεισμικού κανονισμού 1959 αδυνατούν να ανταπεξέλθουν στις σεισμικές δυνάμεις που ορίζουν οι νέοι κανονισμοί. Σε περίπτωση, λοιπόν, όπου προκύπτει ανάγκη ελέγχου φέρουσας ικανότητας αυτή είναι συνδεδεμένη με την ανάγκη ενίσχυσης.

Πιο συγκεκριμένα, αναφορικά με την σύγκριση των δύο Κανονισμών διαπιστώνονται διαφορές ως προς την τιμή της στοχευμένης μετακίνησης. Σε κάθε κανονισμό αυτή υπολογίζεται διαφορετικά, οπότε η διαφορά αυτή οφείλεται κατά κύριο λόγο στον τρόπο με τον οποίο γίνονται κάποιες παραδοχές και κάποιες απλοποιήσεις στις δύο αυτές μεθόδους.

Συνέπεια αυτού αποτελεί και το γεγονός ότι οι διατομές που ξεπερνούν το όριο Σοβαρές Βλάβες – επιτελεστικότητα B κατά την μέθοδο ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι τριπλάσιες σε αριθμό από αυτές που ξεπερνούν το αντίστοιχο όριο κατά την μέθοδο του EC. Υπάρχει όμως και ακόμα μία αιτία που βρίσκεται ανάμεσα στους συντελεστές που ορίζουν την οριακή γωνία στροφής για την στάθμη επιτελεστικότητας B. Κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. η γωνία στροφής αυτή είναι  $\theta_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} 0,50(\theta_y + \theta_u)$ , όπου  $\gamma_{Rd} = 1,25$ . Αντίστοιχα για τον EC8-3,  $\theta_d = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,75\theta_u$ , όπου  $\gamma_{el} = 1,10$ . Παρατηρούμε λοιπόν η γωνία στροφής ελέγχου είναι μικρότερη κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., η οποία γίνεται ακόμα μικρότερη με τον συντελεστή ασφαλείας 1,25. *Συμπεραίνεται λοιπόν ότι η μέθοδος αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι σαφώς πολύ πιο συντηρητική έναντι αυτής του EC8-3.*

Κατά τον EC8-3 παρατηρούμε ότι το λογισμικό του Fespa δίνει διατομές που περνούν την στάθμη επιτελεστικότητας B στις δοκούς και όχι στα υποστυλώματα στα οποία κάποιες διατομές έχουν οριακά ξεπεράσει το όριο της διαρροής. Αντίθετα στην μέθοδο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. έχουν ξεπεράσει το όριο της στάθμης επιτελεστικότητας B αρκετές ροπές και στα υποστυλώματα αλλά κυρίως στα δοκάρια.

Παρατηρούνται δοκοί και υποστυλώματα να ξεπερνούν το όριο επιτελεστικότητας και σε υψηλότερους ορόφους πέραν του ισογείου και του πρώτου όπου συνήθως αναμένονται οι περισσότερες αστοχίες. Αυτό οφείλεται στην ιδιομορφική κατανομή του σεισμού που γίνεται στις αναλύσεις 5 έως 8 για διαφορετική κατεύθυνση της σεισμικής φόρτισης.

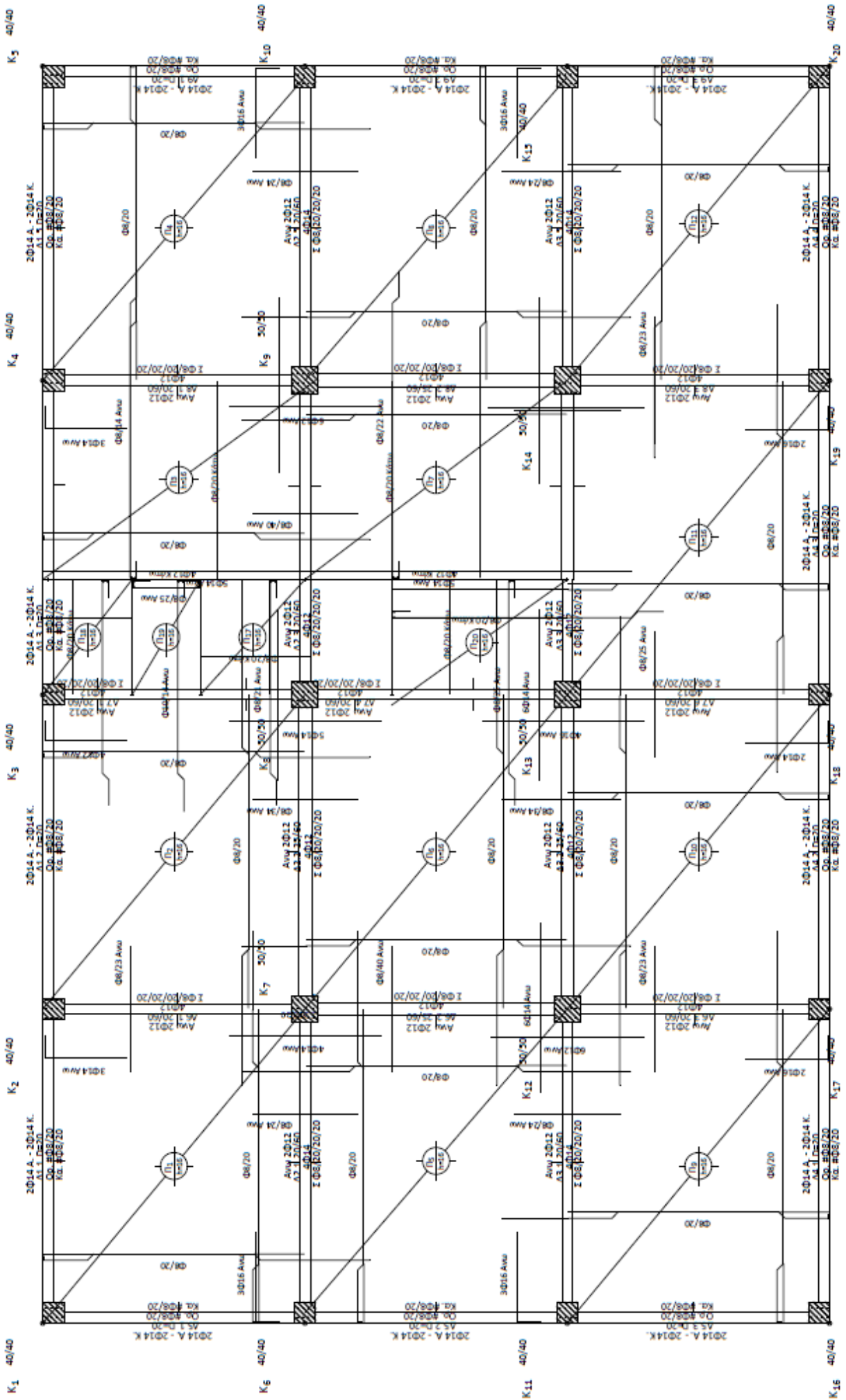
Τέλος αναφορικά με την ενίσχυση παρατηρείται η ανάγκη για επέκταση του συγκεκριμένου λογισμικού στατικού προγράμματος ώστε να μπορεί να προσομοιώνει βήμα προς βήμα την ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή και κατ' επέκταση την βελτιωμένη φέρουσα ικανότητα του κτιρίου, δεδομένου ότι μία απλή συντηρητική επίλυση όπως αυτή του παραδείγματος στο Κεφ. 5 μας δίνει μια πολύ καλή προσέγγιση της ενίσχυσης του μέλους, όχι όμως και το πώς η ενίσχυση αυτή επηρεάζει το σύνολο του κτιρίου.

## 7. Βιβλιογραφία

1. Ο.Α.Σ.Π. (2011), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Τελικό εναρμονισμένο κείμενο», Αθήνα
2. Eurocode 8 : Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 3 : Assessment and Retrofitting of Buildings (EN 1998- 3: 2005)
3. Σπυράκος Κ. (2004), «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία», Τ.Ε.Ε. , Αθήνα
4. Τάσιος Θ. Π. (2009), «Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων», Ε.Μ.Π. , Αθήνα
5. Ψυχάρης Ν. Γ. (2010), «Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας», σημειώσεις για το μάθημα του 9<sup>ου</sup> εξαμήνου Αντισεισμική Τεχνολογία 2 , Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Ε.Μ.Π
6. Ψυχάρης Ν. Γ. (2011), «Design of Structures for Earthquake Loads», σημειώσεις για το μάθημα του εαρινού εξαμήνου Ειδικά Θέματα Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Δ.Π.Μ.Σ.- Δ.Σ.Α.Κ.
7. Eurocode 8 : Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings (EN 1998- 1: 2004)
8. Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (1954), Εφημερίδα της Κυβέρνησης του Βασιλείου της Ελλάδος, Τεύχος πρώτον, Αρ. Φύλλου 160
9. Β. Δ. 19/26 (02/1959), «Περί αντισεισμικού κανονισμού οικοδομικών έργων», Εφημερίδα της Κυβέρνησης του Βασιλείου της Ελλάδος
10. Ο.Α.Σ.Π. (2005), «Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ. 2000)», Αθήνα
11. Ο.Α.Σ.Π. (2006), «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000)», Αθήνα
12. LH Λογισμική (2007), «FESPA for Windows», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
13. Κανελλόπουλος Α., Αντισεισμικός Σχεδιασμός κα Ενίσχυση Κτιρίων από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, 20007
14. Κόκκινος Ν., Τσιριγωτάκης ., Ενίσχυση Υφισταμένων Κατασκευών με τη μέθοδο των Εμφατινόμενων Τοιχωμάτων, «17<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο : Επισκευές Κατασκευών », Πάτρα, 2011
15. Κοσμόπουλος Α., Μπούσιας Σ., Φαρδής Μ., Πιλοτική Εφαρμογή Ευρωκώδικα 8- Μέρος 3 για Σεισμική Αποτίμηση και Ενίσχυση, 16<sup>ο</sup> Συνέδριο Σκυροδέματος, Τ.Ε.Ε., Ε.Τ.Ε.Κ., Πάφος, 2009
16. Παπαθεοδώρου Ν., Φιλίνης χ., Ενίσχυση Υποστηλωμάτων με Μανδύες Ωπλισμένου Σκυροδέματος, «17<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο : Επισκευές Κατασκευών», Πάτρα, 2010
17. Τριανταφύλλου Α.(2004), Ενισχύσεις Κατασκευών Ωπλισμένου Σκυροδέματος με Σύνθετα Υλικά, Πάτρα
18. Χιώτης Δ. (2012) ΜΕ «Ενισχύσεις δομικών μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα και φέρουσα τοιχοποιία με ινοπλισμένα πολυμερή» - Αθήνα 2012

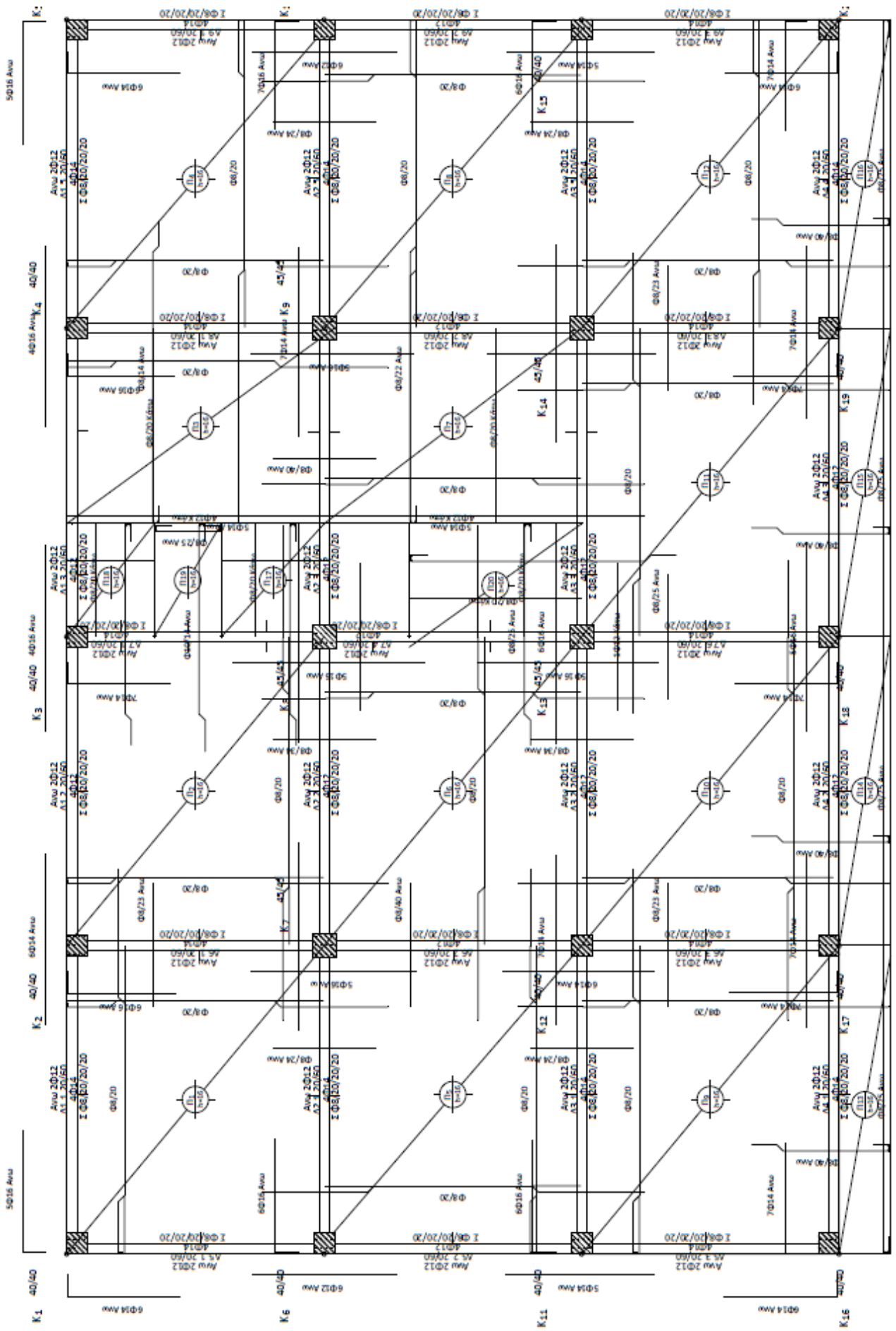
19. Sika Hellas, Ενημερωτικό Φυλλάδιο «Δομητικές Ενισχύσεις με Συστήματα Υφασμάτων SikaWrap»

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α**

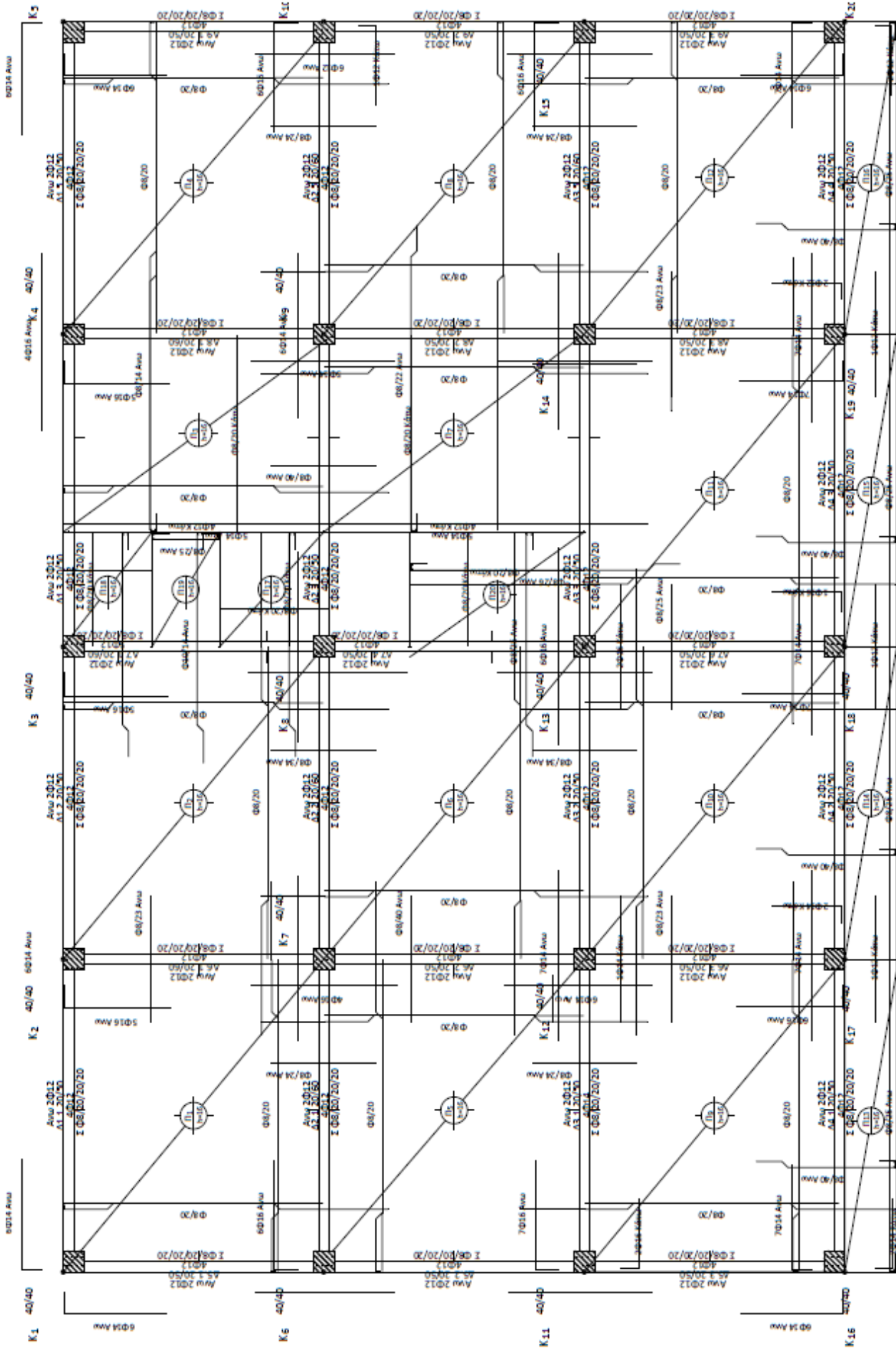


Σχήμα A1 : ΞΥΛΟΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ (0)

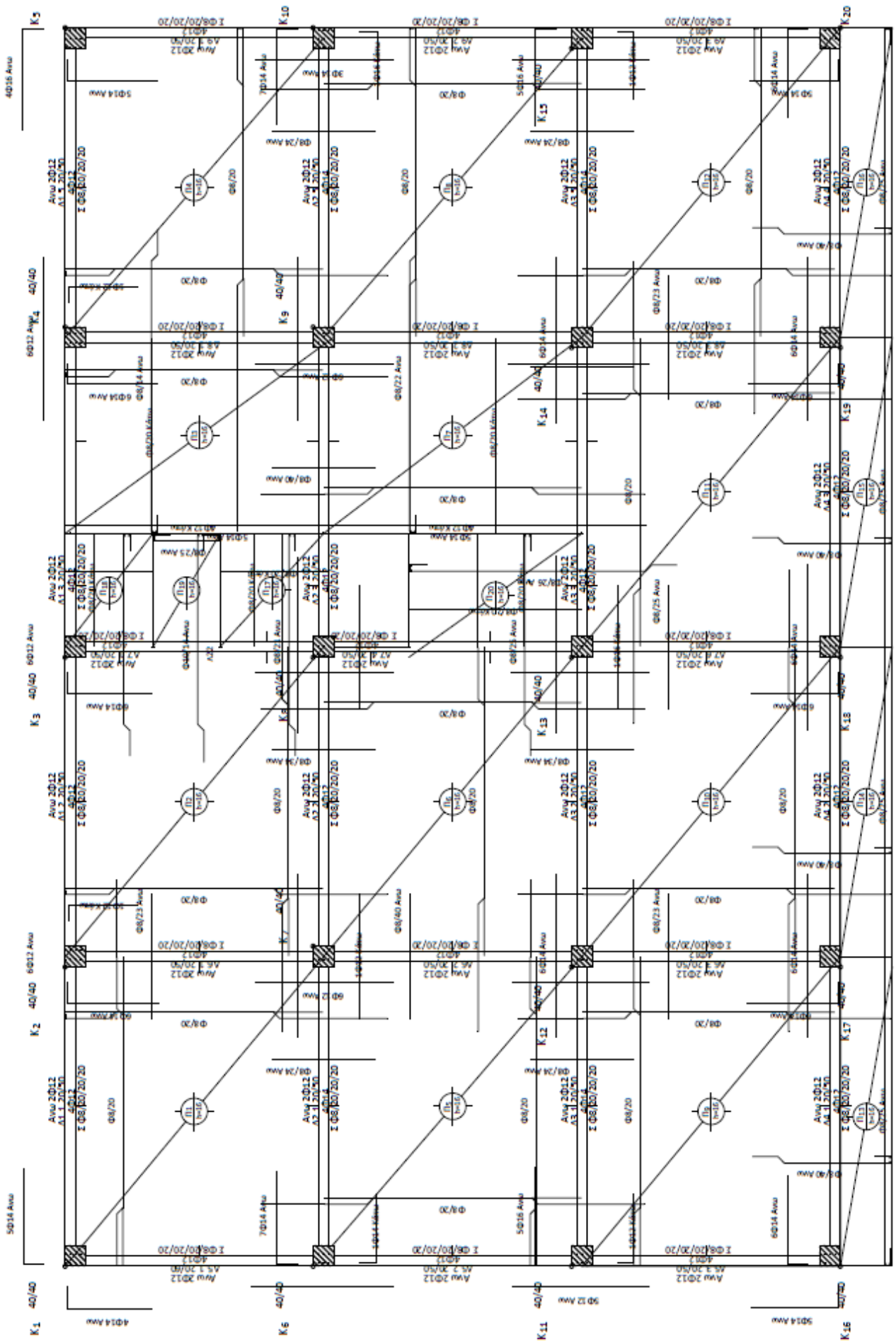




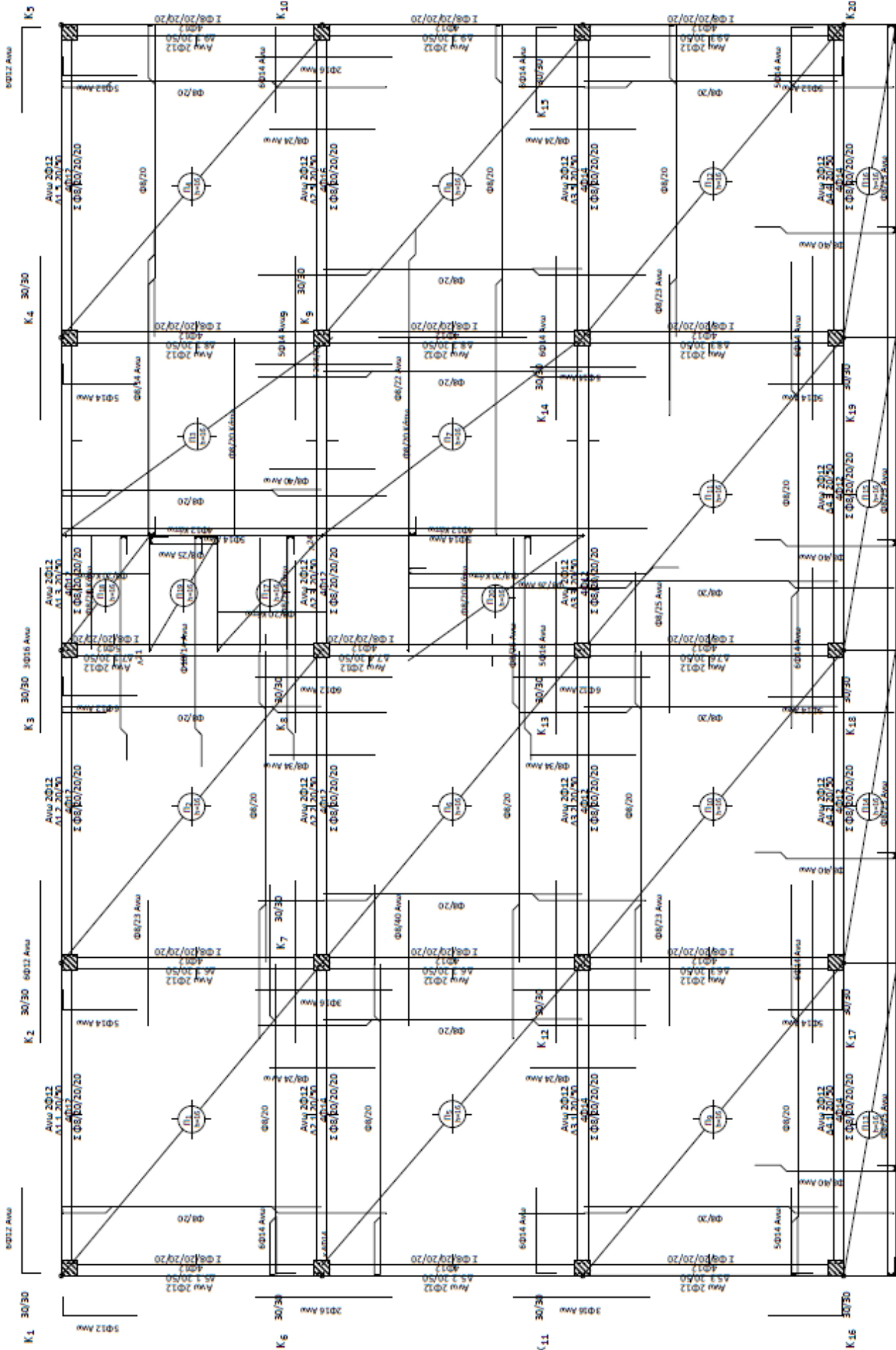
Σχήμα Α2 : ΞΥΛΟΥΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ ΙΣΟΓΕΙΟΥ (1)



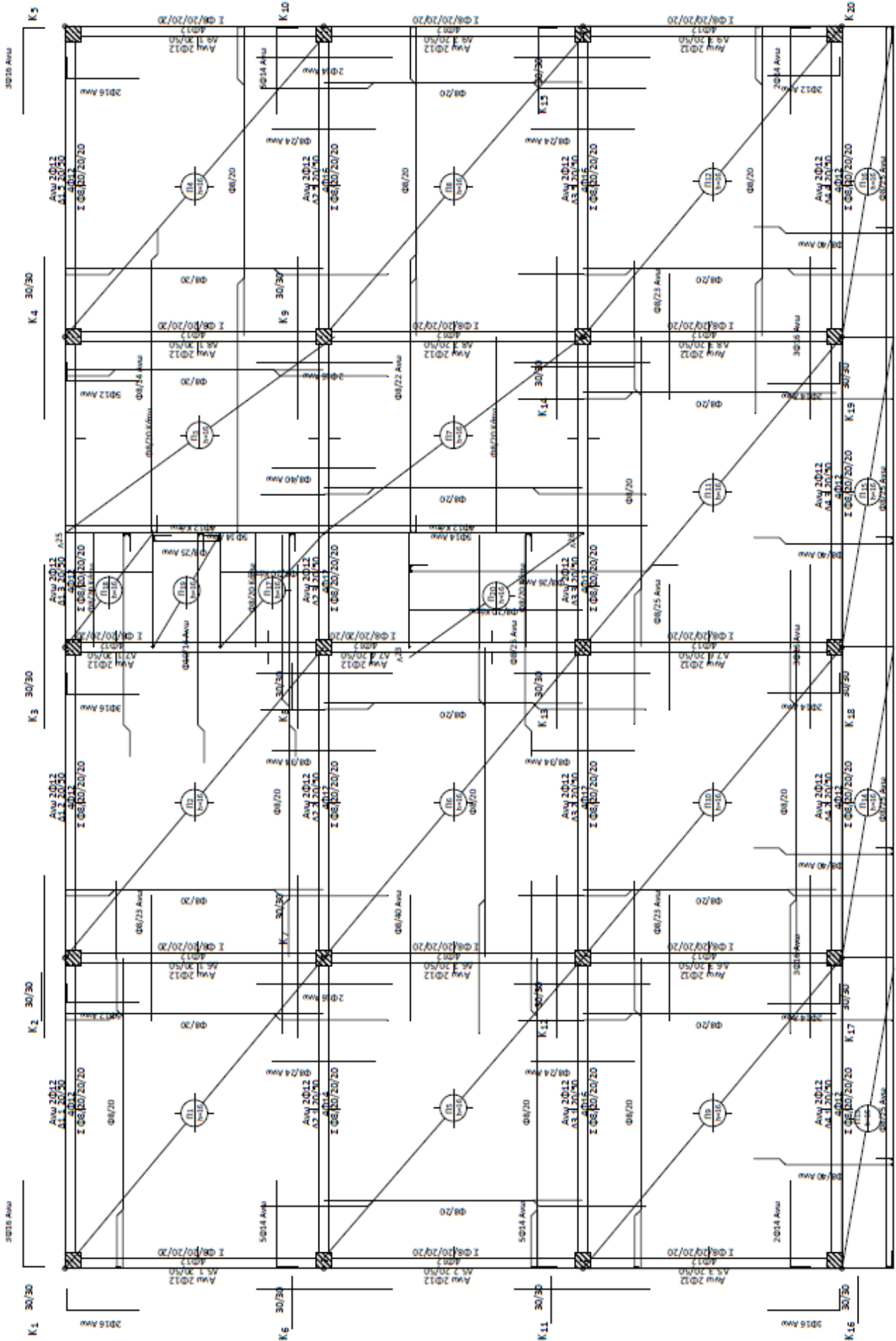
Σχήμα Α3 : ΞΥΛΟΥΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ ΠΡΩΤΟΥ (2)



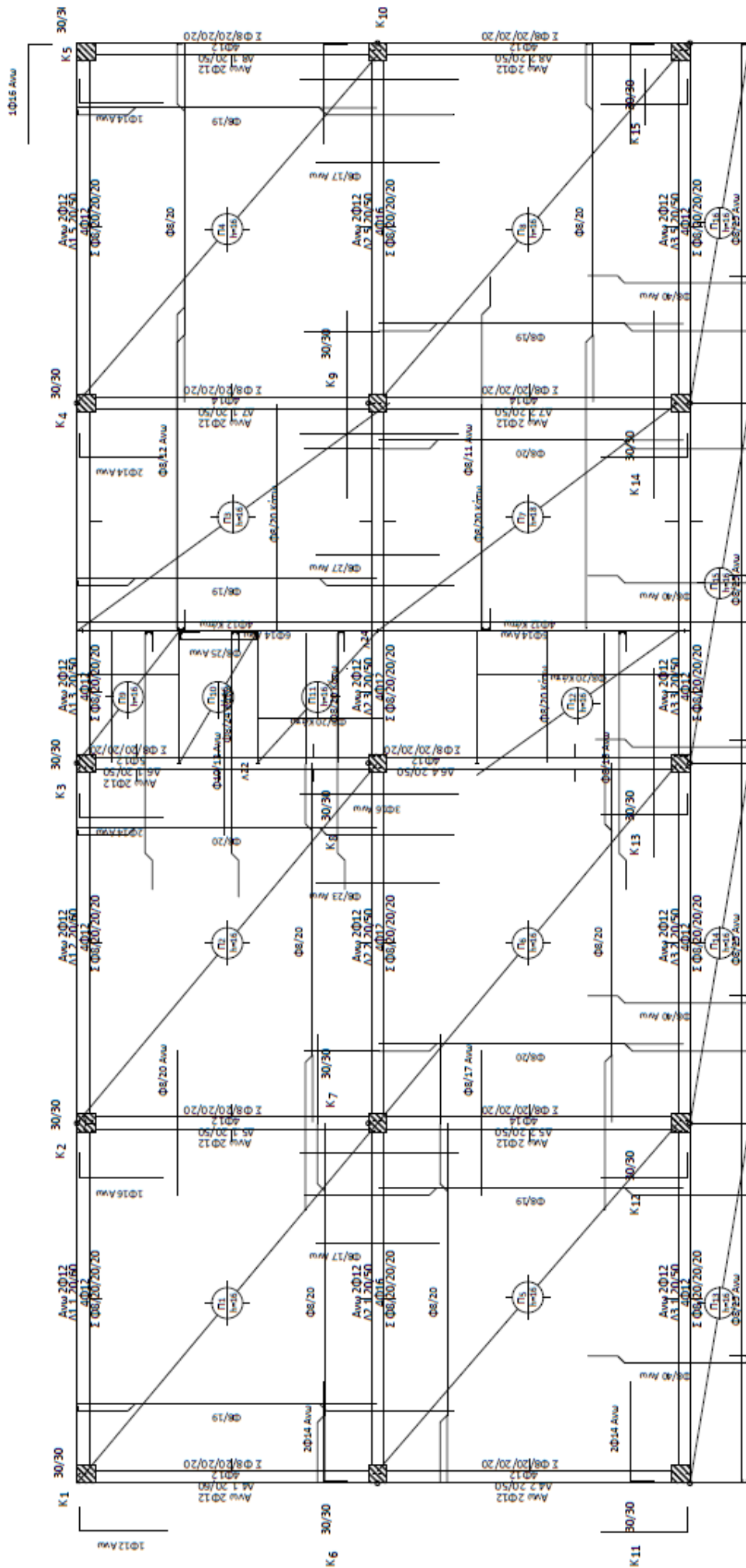
Σχήμα Α4 : ΞΥΛΟΥΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ ΔΕΥΤΕΡΟΥ (3)



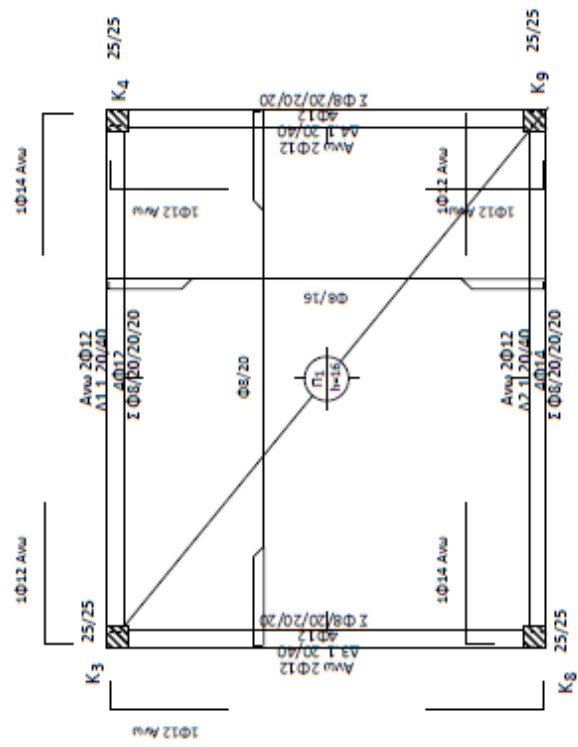
Σχήμα Α5 : ΕΥΛΟΥΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ ΤΡΙΤΟΥ (4)



Σχήμα Α6 : ΞΥΛΟΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ ΤΕΤΑΡΤΟΥ (5)



Σχήμα Α7 : ΞΥΛΟΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ ΠΕΜΠΤΟΥ (6)



Σχήμα Α8 : ΞΥΛΟΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ ΔΩΜΑΤΟΣ (7)

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β**



Σημείωση : όπου Ο.Κ. για τις διατομές των μελών που έχουν περάσει το όριο «οιονεί κατάρρευση»,  $\theta > \theta_u$

Σ.Β. για τις διατομές των μελών που έχουν περάσει το όριο «σοβαρές βλάβες»,  $\theta > 0,75\theta_u$  για EC-3

$\theta > 0,50(\theta_y + \theta_u)$  για ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Π.Β. για τις διατομές των μελών που έχουν περάσει το όριο «περιορισμός βλαβών»,  $\theta < \theta_y$

για τις υπόλοιπες διατομές δεν υπάρχει διαρροή.

Πίνακας Β1: Έλεγχος επάρκειας δοκών οροφής υπογείου (0)

		ΟΡΟΦΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ (0)																		
		ΚΑΝ.ΕΠΕ.									ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ									
		ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΕΝΙΣΧΥΣΗ	
Δ/Α	ΚΟΜΒΟΣ	0	90	180	270	0	90	180	270		0	90	180	270	0	90	180	270		
Δ1.1	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ1.2	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ1.3	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ1.4	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ1.5	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ2.1	ΑΡΧΗ			Π.Β.																
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ2.2	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ2.3	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ2.4	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ2.5	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ	Π.Β.																		
Δ3.1	ΑΡΧΗ			Π.Β.																
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ3.2	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ3.3	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ3.4	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ3.5	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ	Π.Β.																		
Δ4.1	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ4.2	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ4.3	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ4.4	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ5.1	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ5.2	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ5.3	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ6.1	ΑΡΧΗ				Σ.Β.					X										
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ6.2	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ6.3	ΑΡΧΗ									X										
	ΤΕΛΟΣ	Σ.Β.		Π.Β.		Π.Β.					Π.Β.									
Δ7.1	ΑΡΧΗ	Π.Β.		Σ.Β.																
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ7.2	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ7.3	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ7.4	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ7.5	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ7.6	ΑΡΧΗ									X										X
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.				Ο.Κ.		Π.Β.		Σ.Β.				
Δ8.1	ΑΡΧΗ				Σ.Β.					X										
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ8.2	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ8.3	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ	Σ.Β.		Π.Β.		Π.Β.				X				Π.Β.						
Δ9.1	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ9.2	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			
Δ9.3	ΑΡΧΗ																			
	ΤΕΛΟΣ																			

Πίνακας Β2: Έλεγχος επάρκειας δοκών οροφής ισογείου (1)

Α/Α		ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ (1)																			
		ΚΑΝ.ΕΠΕ.												ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ							
		ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΕΝΙΣΧΥΣΗ		
ΚΟΜΒΟΣ	0	90	180	270	0	90	180	270		0	90	180	270	0	90	180	270				
Δ1.1	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.																			
	ΤΕΛΟΣ	Σ.Β.								X										X	
Δ1.2	ΑΡΧΗ	Π.Β.		Σ.Β.											Π.Β.						
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Σ.Β.		Π.Β.				X											
Δ1.3	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.																	
	ΤΕΛΟΣ									X											
Δ1.4	ΑΡΧΗ																				
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Σ.Β.						X											
Δ1.5	ΑΡΧΗ	Σ.Β.		Ο.Κ.																	
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Π.Β.		X	Ο.Κ.		Π.Β.				Π.Β.			X	
Δ2.1	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Π.Β.								Π.Β.		Ο.Κ.			Σ.Β.		
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.						X	Π.Β.		Σ.Β.							X	
Δ2.2	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Π.Β.		Σ.Β.						Π.Β.		Σ.Β.					
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Π.Β.		X	Σ.Β.		Π.Β.							X	
Δ2.3	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.																	
	ΤΕΛΟΣ									X											
Δ2.4	ΑΡΧΗ																				
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Π.Β.		X											
Δ2.5	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Π.Β.		Σ.Β.						Ο.Κ.		Π.Β.			Π.Β.		
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Π.Β.		X	Ο.Κ.		Π.Β.				Π.Β.			X	
Δ3.1	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.						Π.Β.		Ο.Κ.					
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.						X	Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.			X	
Δ3.2	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.				Σ.Β.								Σ.Β.					
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.				X										X	
Δ3.3	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.																	
	ΤΕΛΟΣ									X											
Δ3.4	ΑΡΧΗ																				
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.						X											
Δ3.5	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.																	
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Π.Β.		X	Ο.Κ.		Π.Β.		Σ.Β.		Π.Β.			X	
Δ4.1	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.						Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.			
	ΤΕΛΟΣ									X	Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.					X	
Δ4.2	ΑΡΧΗ			Σ.Β.																	
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Π.Β.						X											
Δ4.3	ΑΡΧΗ	Π.Β.		Σ.Β.																	
	ΤΕΛΟΣ	Σ.Β.								X											
Δ4.4	ΑΡΧΗ																				
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Π.Β.		X	Ο.Κ.		Π.Β.				Π.Β.			X	
Δ5.1	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.				Σ.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		Σ.Β.		X	
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Σ.Β.						X											
Δ5.2	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.																	
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Π.Β.		Π.Β.				X											
Δ5.3	ΑΡΧΗ	Σ.Β.		Σ.Β.																	
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		X	Ο.Κ.		Σ.Β.		Σ.Β.		Π.Β.			X	
Δ6.1	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.						Σ.Β.		Π.Β.					
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Π.Β.		X	Σ.Β.		Π.Β.		Π.Β.					X	
Δ6.2	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.						Π.Β.		Σ.Β.		Π.Β.			
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Π.Β.		X	Σ.Β.		Π.Β.		Π.Β.					X	
Δ6.3	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.													
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.		X	Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.			X	
Δ7.1	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.						Σ.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		Σ.Β.	
	ΤΕΛΟΣ									X	Σ.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		Σ.Β.			X	
Δ7.2	ΑΡΧΗ																				
	ΤΕΛΟΣ									X											
Δ7.3	ΑΡΧΗ																				
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Π.Β.		X											
Δ7.4	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.						Π.Β.		Π.Β.					
	ΤΕΛΟΣ									X											
Δ7.5	ΑΡΧΗ																				
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Π.Β.		X	Σ.Β.		Π.Β.							X	
Δ7.6	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.													
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.		X	Ο.Κ.		Σ.Β.		Σ.Β.		Σ.Β.			X	
Δ8.1	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.						Σ.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.	
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Π.Β.		X	Ο.Κ.		Π.Β.							X	
Δ8.2	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.						Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		Σ.Β.	
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Π.Β.		X	Ο.Κ.		Π.Β.		Σ.Β.					X	
Δ8.3	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.						Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		Σ.Β.	
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		X	Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.			X	
Δ9.1	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.						Σ.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		Σ.Β.	
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Σ.Β.						X										X	
Δ9.2	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.																	
	ΤΕΛΟΣ	Σ.Β.								X											
Δ9.3	ΑΡΧΗ																				
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		X	Ο.Κ.		Σ.Β.		Σ.Β.		Π.Β.			X	

Πίνακας Β3: Έλεγχος επάρκειας δοκών οροφής πρώτου (2)

Λ/Α		ΟΡΟΦΗ ΠΡΩΤΟΥ (2)																										
		ΚΑΝ.ΕΠΕ.												ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ														
		ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ						ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ						ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΕΝΙΣΧΥΣΗ					
ΚΟΜΒΟΣ	0	90	180	270	0	90	180	270		0	90	180	270	0	90	180	270											
Δ1.1	ΑΡΧΗ	Ο.Κ.		Ο.Κ.																								
	ΤΕΛΟΣ																											
Δ1.2	ΑΡΧΗ	Π.Β.		Ο.Κ.																								
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Π.Β.				Σ.Β.																				
Δ1.3	ΑΡΧΗ	Π.Β.		Ο.Κ.																								
	ΤΕΛΟΣ																											
Δ1.4	ΑΡΧΗ																											
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.				Π.Β.																						
Δ1.5	ΑΡΧΗ	Π.Β.		Ο.Κ.																								
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.						Σ.Β.		Π.Β.		Σ.Β.		Π.Β.								
Δ2.1	ΑΡΧΗ	Σ.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.						Π.Β.		Σ.Β.		Π.Β.		Σ.Β.								
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Π.Β.				Σ.Β.																				
Δ2.2	ΑΡΧΗ	Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		Σ.Β.																				
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Π.Β.				Σ.Β.																				
Δ2.3	ΑΡΧΗ	Π.Β.		Σ.Β.																								
	ΤΕΛΟΣ																											
Δ2.4	ΑΡΧΗ																											
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Π.Β.																								
Δ2.5	ΑΡΧΗ	Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		Σ.Β.																				
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.									Π.Β.				Π.Β.							
Δ3.1	ΑΡΧΗ	Π.Β.		Ο.Κ.				Ο.Κ.																				
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Π.Β.		Σ.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.				Π.Β.				Π.Β.			Σ.Β.							
Δ3.2	ΑΡΧΗ	Π.Β.		Ο.Κ.				Σ.Β.																				
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.				Σ.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.																		
Δ3.3	ΑΡΧΗ			Σ.Β.																								
	ΤΕΛΟΣ																											
Δ3.4	ΑΡΧΗ																											
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Π.Β.																								
Δ3.5	ΑΡΧΗ	Π.Β.		Ο.Κ.				Σ.Β.																				
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.									Π.Β.				Π.Β.							
Δ4.1	ΑΡΧΗ	Σ.Β.		Ο.Κ.				Ο.Κ.																				
	ΤΕΛΟΣ	Σ.Β.															Σ.Β.											
Δ4.2	ΑΡΧΗ			Σ.Β.																								
	ΤΕΛΟΣ	Σ.Β.																										
Δ4.3	ΑΡΧΗ			Σ.Β.																								
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.																										
Δ4.4	ΑΡΧΗ																											
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.																				
Δ5.1	ΑΡΧΗ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.								Σ.Β.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.					
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.																			
Δ5.2	ΑΡΧΗ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.																			
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.		Σ.Β.																			
Δ5.3	ΑΡΧΗ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.																			
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.					Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.		Σ.Β.								
Δ6.1	ΑΡΧΗ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.								Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.					
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.																			
Δ6.2	ΑΡΧΗ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.												Σ.Β.		Σ.Β.					
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.												Σ.Β.							
Δ6.3	ΑΡΧΗ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.																			
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.					Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		Π.Β.		Σ.Β.				
Δ7.1	ΑΡΧΗ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.									Π.Β.			Π.Β.		Π.Β.		Σ.Β.			
	ΤΕΛΟΣ																											
Δ7.2	ΑΡΧΗ																											
	ΤΕΛΟΣ																											
Δ7.3	ΑΡΧΗ																											
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.																			
Δ7.4	ΑΡΧΗ		Σ.Β.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.																			
	ΤΕΛΟΣ																											
Δ7.5	ΑΡΧΗ																											
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.																			
Δ7.6	ΑΡΧΗ		Σ.Β.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.																			
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.					Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		Π.Β.						
Δ8.1	ΑΡΧΗ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.																			
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.																			
Δ8.2	ΑΡΧΗ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.								Σ.Β.		Π.Β.		Σ.Β.		Σ.Β.					
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.																			
Δ8.3	ΑΡΧΗ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.																			
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.					Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		Π.Β.						
Δ9.1	ΑΡΧΗ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.								Σ.Β.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.					

Πίνακας Β4: Έλεγχος επάρκειας δοκών οροφής δευτέρου (3)

Α/Α		ΟΡΟΦΗ ΔΕΥΤΕΡΟΥ (3)																			
		ΚΑΝ.ΕΠΕ.										ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ									
		ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΕΝΙΣΧΥΣΗ		
0	90	180	270	0	90	180	270	0	90		180	270	0	90	180	270	0	90		180	270
Δ1.1	ΑΡΧΗ	Π.Β.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.		X	Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		Σ.Β.				X
	ΤΕΛΟΣ																				
Δ1.2	ΑΡΧΗ			Σ.Β.				Σ.Β.		X											
	ΤΕΛΟΣ	Σ.Β.				Σ.Β.															
Δ1.3	ΑΡΧΗ																				
	ΤΕΛΟΣ																				
Δ1.4	ΑΡΧΗ																				
	ΤΕΛΟΣ																				
Δ1.5	ΑΡΧΗ									X					Π.Β.		Σ.Β.		Π.Β.		X
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.		Σ.Β.						Π.Β.		Σ.Β.		Π.Β.			
Δ2.1	ΑΡΧΗ	Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.		X			Σ.Β.				Σ.Β.		Ο.Κ.		X
	ΤΕΛΟΣ	Σ.Β.				Ο.Κ.								Σ.Β.							
Δ2.2	ΑΡΧΗ			Ο.Κ.				Ο.Κ.		X									Σ.Β.		X
	ΤΕΛΟΣ	Σ.Β.				Ο.Κ.															
Δ2.3	ΑΡΧΗ									X											
	ΤΕΛΟΣ																				
Δ2.4	ΑΡΧΗ									X											
	ΤΕΛΟΣ	Σ.Β.				Ο.Κ.															
Δ2.5	ΑΡΧΗ			Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		X	Σ.Β.		Π.Β.				Ο.Κ.		Σ.Β.		X
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.													
Δ3.1	ΑΡΧΗ	Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.		X			Σ.Β.				Ο.Κ.				X
	ΤΕΛΟΣ	Σ.Β.				Σ.Β.															
Δ3.2	ΑΡΧΗ			Σ.Β.				Ο.Κ.		X											
	ΤΕΛΟΣ	Σ.Β.				Σ.Β.															
Δ3.3	ΑΡΧΗ					Σ.Β.				X											
	ΤΕΛΟΣ					Σ.Β.															
Δ3.4	ΑΡΧΗ																				
	ΤΕΛΟΣ																				
Δ3.5	ΑΡΧΗ			Σ.Β.				Ο.Κ.		X	Σ.Β.						Ο.Κ.		Π.Β.		X
	ΤΕΛΟΣ	Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.													
Δ4.1	ΑΡΧΗ	Π.Β.		Σ.Β.		Σ.Β.		Ο.Κ.		X					Π.Β.						
	ΤΕΛΟΣ																				
Δ4.2	ΑΡΧΗ																				
	ΤΕΛΟΣ																				
Δ4.3	ΑΡΧΗ																				
	ΤΕΛΟΣ																				
Δ4.4	ΑΡΧΗ									X					Π.Β.				Π.Β.		
	ΤΕΛΟΣ	Σ.Β.		Π.Β.		Ο.Κ.		Σ.Β.													
Δ5.1	ΑΡΧΗ		Σ.Β.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.	X		Π.Β.					Π.Β.		Σ.Β.		X
	ΤΕΛΟΣ						Σ.Β.		Σ.Β.												
Δ5.2	ΑΡΧΗ				Π.Β.				Σ.Β.	X											
	ΤΕΛΟΣ		Π.Β.		Ο.Κ.		Σ.Β.														
Δ5.3	ΑΡΧΗ									X					Π.Β.		Σ.Β.		Π.Β.		X
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.			Ο.Κ.		Ο.Κ.						Π.Β.		Σ.Β.		Π.Β.		Π.Β.	
Δ6.1	ΑΡΧΗ		Σ.Β.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.	X		Π.Β.		Σ.Β.			Π.Β.		Ο.Κ.		X
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.												
Δ6.2	ΑΡΧΗ		Π.Β.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.	X									Σ.Β.		X
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.												
Δ6.3	ΑΡΧΗ				Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.	X					Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		X
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.		Ο.Κ.												
Δ7.1	ΑΡΧΗ		Σ.Β.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.	X		Π.Β.					Π.Β.		Ο.Κ.		X
	ΤΕΛΟΣ																				
Δ7.2	ΑΡΧΗ																				
	ΤΕΛΟΣ																				
Δ7.3	ΑΡΧΗ									X											
	ΤΕΛΟΣ		Σ.Β.		Π.Β.		Ο.Κ.		Σ.Β.												
Δ7.4	ΑΡΧΗ				Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.	X											
	ΤΕΛΟΣ																				
Δ7.5	ΑΡΧΗ									X											
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.		Σ.Β.												
Δ7.6	ΑΡΧΗ				Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.	X					Π.Β.		Ο.Κ.		Π.Β.		X
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.		Ο.Κ.												
Δ8.1	ΑΡΧΗ		Σ.Β.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.	X		Π.Β.		Σ.Β.			Π.Β.		Ο.Κ.		X
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.		Σ.Β.												
Δ8.2	ΑΡΧΗ		Π.Β.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.	X					Π.Β.				Σ.Β.		X
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.		Σ.Β.												
Δ8.3	ΑΡΧΗ				Ο.Κ.		Π.Β.		Ο.Κ.	X							Ο.Κ.		Π.Β.		X
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.		Ο.Κ.												
Δ9.1	ΑΡΧΗ		Σ.Β.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.	X		Π.Β.					Π.Β.		Σ.Β.		X
	ΤΕΛΟΣ		Σ.Β.				Σ.Β.		Π.Β.												
Δ9.2	ΑΡΧΗ				Σ.Β.		Π.Β.		Ο.Κ.	X										Π.Β.	
	ΤΕΛΟΣ		Σ.Β.				Σ.Β.														
Δ9.3	ΑΡΧΗ								Σ.Β.	X										Π.Β.	X
	ΤΕΛΟΣ		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.		Ο.Κ.							Π.Β.		Σ.Β.		Π.Β.	

Πίνακας Β5: Έλεγχος επάρκειας δοκών οροφής τρίτου (4)

ΟΡΟΦΗ ΤΡΙΤΟΥ (4)																			
Α/Α		ΚΑΝ.ΕΠΕ.								ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ									
		ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤ'ΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤ'ΑΝΟΜΗ				ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤ'ΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤ'ΑΝΟΜΗ			ΕΝΙΣΧΥΣΗ	
ΚΟΜΒΙΣ		0	90	180	270	0	90	180	270		0	90	180	270	0	90	180	270	
Δ1.1	ΑΡΧΗ	Π.Β.				Ο.Κ.		Ο.Κ.							Π.Β.				
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ1.2	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ1.3	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ1.4	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ1.5	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ			Π.Β.		Ο.Κ.		Ο.Κ.										Π.Β.	
Δ2.1	ΑΡΧΗ					Ο.Κ.		Ο.Κ.							Π.Β.		Σ.Β.		
	ΤΕΛΟΣ																		Χ
Δ2.2	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ2.3	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ 2.4	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ2.5	ΑΡΧΗ									Π.Β.									
	ΤΕΛΟΣ	Π.Β.				Ο.Κ.		Σ.Β.							Σ.Β.				Χ
Δ3.1	ΑΡΧΗ					Σ.Β.		Ο.Κ.											
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ3.2	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ3.3	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ3.4	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ3.5	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ					Ο.Κ.		Σ.Β.											Χ
Δ4.1	ΑΡΧΗ					Σ.Β.		Ο.Κ.											
	ΤΕΛΟΣ																		Χ
Δ4.2	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ4.3	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ4.4	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ					Ο.Κ.		Σ.Β.											Χ
Δ5.1	ΑΡΧΗ		Π.Β.		Σ.Β.		Ο.Κ.		Ο.Κ.							Π.Β.		Σ.Β.	
	ΤΕΛΟΣ																		Χ
Δ5.2	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ5.3	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ				Π.Β.		Ο.Κ.		Ο.Κ.						Σ.Β.		Π.Β.		Χ
Δ6.1	ΑΡΧΗ		Π.Β.		Σ.Β.		Σ.Β.		Ο.Κ.						Π.Β.		Σ.Β.		Χ
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ6.2	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ6.3	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ				Π.Β.		Ο.Κ.		Ο.Κ.									Π.Β.	
Δ7.1	ΑΡΧΗ		Π.Β.		Σ.Β.		Σ.Β.		Ο.Κ.						Π.Β.		Σ.Β.		Χ
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ7.2	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ7.3	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ7.4	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ7.5	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ7.6	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ				Π.Β.		Ο.Κ.		Ο.Κ.										Π.Β.
Δ8.1	ΑΡΧΗ		Π.Β.		Ο.Κ.		Σ.Β.		Ο.Κ.			Π.Β.			Π.Β.		Ο.Κ.		Χ
	ΤΕΛΟΣ							Π.Β.											
Δ8.2	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ								Σ.Β.										
Δ8.3	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ				Π.Β.		Ο.Κ.		Ο.Κ.										Π.Β.
Δ9.1	ΑΡΧΗ		Π.Β.		Σ.Β.		Ο.Κ.		Ο.Κ.						Π.Β.		Σ.Β.		Χ
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ9.2	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ																		
Δ9.3	ΑΡΧΗ																		
	ΤΕΛΟΣ				Π.Β.		Ο.Κ.		Ο.Κ.				Π.Β.		Σ.Β.		Π.Β.		Χ

Πίνακας Β6: Έλεγχος επάρκειας δοκών οροφής τετάρτου (5)

		ΟΡΟΦΗ ΤΕΤΑΡΤΟΥ (5)																				
		ΚΑΝ.ΕΠΕ.								ΕΥΡΟΚΩΔΙΚΑΣ												
Α/Α	ΚΟΜΒΟΣ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΕΝΙΣΧΥΣΗ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΕΝΙΣΧΥΣΗ			
		0	90	180	270	0	90	180	270		0	90	180	270	0	90	180	270				
Δ1.1	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ1.2	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ1.3	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ1.4	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ1.5	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ								Π.Β.													
Δ2.1	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ								Σ.Β.				X									
Δ2.2	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ2.3	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ2.4	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ2.5	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ							Σ.Β.					X									
Δ3.1	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ3.2	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ3.3	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ3.4	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ3.5	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ							Σ.Β.					X									
Δ4.1	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ4.2	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ4.3	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ4.4	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ5.1	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ5.2	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ5.3	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ								Π.Β.													
Δ6.1	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ6.2	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ6.3	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ7.1	ΑΡΧΗ								Π.Β.													
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ7.2	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ7.3	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ7.4	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ7.5	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ7.6	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ8.1	ΑΡΧΗ								Π.Β.		Ο.Κ.											
	ΤΕΛΟΣ											X										
Δ8.2	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ8.3	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ9.1	ΑΡΧΗ								Π.Β.		Σ.Β.											
	ΤΕΛΟΣ											X										
Δ9.2	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ																					
Δ9.3	ΑΡΧΗ																					
	ΤΕΛΟΣ								Π.Β.													

Πίνακας Β7: Έλεγχος επάρκειας υποστρωμάτων ισογείου (1)

		ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ (1)																	
		ΚΑΝ ΕΠΕ					ΕΥΡΟΚΟΛΙΚΑΣ												
		ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ					
Α/Α	ΚΟΜΒΟΣ	0	90	180	270	0	90	180	270	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	0	90	180	270	0	90	180	270	ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Κ1	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Σ.Β.	Σ.Β.	Σ.Β.	Σ.Β.	Σ.Β.	Π.Β.			X	Π.Β.	Π.Β.					Π.Β.		
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Σ.Β.	Π.Β.	Ο.Κ.	Σ.Β.	Σ.Β.	Π.Β.			X	Π.Β.	Π.Β.							
Κ2	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Σ.Β.	Π.Β.	Ο.Κ.		Σ.Β.	Π.Β.			X	Π.Β.								
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Ο.Κ.	Σ.Β.	Ο.Κ.	Σ.Β.	Σ.Β.	Π.Β.			X	Π.Β.								
Κ3	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.	Σ.Β.	Π.Β.						X									
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Σ.Β.	Σ.Β.	Π.Β.	Σ.Β.		Π.Β.			X		Π.Β.					Π.Β.		
Κ4	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.	Π.Β.	Π.Β.		Π.Β.				X									
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Σ.Β.	Σ.Β.	Π.Β.	Σ.Β.		Π.Β.			X		Π.Β.						Π.Β.	
Κ5	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.	Π.Β.	Π.Β.		Π.Β.				X		Π.Β.							
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.	Π.Β.	Π.Β.		Π.Β.			Π.Β.	X		Π.Β.					Π.Β.		
Κ6	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Ο.Κ.	Ο.Κ.	Ο.Κ.	Ο.Κ.		Π.Β.			X		Π.Β.							
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Ο.Κ.		Π.Β.						X		Π.Β.							
Κ7	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Ο.Κ.	Σ.Β.	Ο.Κ.	Ο.Κ.		Π.Β.			X		Π.Β.							
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Ο.Κ.		Π.Β.						X		Π.Β.							
Κ8	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Ο.Κ.	Σ.Β.	Ο.Κ.	Ο.Κ.		Π.Β.			X		Π.Β.							
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Ο.Κ.		Π.Β.						X		Π.Β.							
Κ9	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Ο.Κ.	Σ.Β.	Ο.Κ.	Ο.Κ.		Π.Β.			X		Π.Β.							
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Σ.Β.	Σ.Β.	Π.Β.	Ο.Κ.		Π.Β.			X		Π.Β.						Π.Β.	
Κ10	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.	Σ.Β.	Π.Β.	Σ.Β.		Π.Β.		Π.Β.	X		Π.Β.				Π.Β.			
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.	Σ.Β.	Π.Β.	Σ.Β.		Π.Β.		Π.Β.	X		Π.Β.				Π.Β.			
Κ11	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Σ.Β.	Σ.Β.	Π.Β.	Ο.Κ.		Π.Β.			X		Π.Β.							
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Σ.Β.		Π.Β.					Π.Β.	X					Π.Β.				
Κ12	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Ο.Κ.	Σ.Β.	Σ.Β.	Ο.Κ.		Π.Β.			X		Π.Β.							
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Ο.Κ.	Ο.Κ.	Ο.Κ.	Ο.Κ.		Π.Β.			X		Π.Β.							
Κ13	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Ο.Κ.	Ο.Κ.	Ο.Κ.	Ο.Κ.		Π.Β.			X		Π.Β.							
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Ο.Κ.		Π.Β.						X		Π.Β.							
Κ14	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Ο.Κ.	Ο.Κ.	Ο.Κ.	Ο.Κ.		Π.Β.			X		Π.Β.							
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Σ.Β.	Σ.Β.	Π.Β.	Σ.Β.		Π.Β.			X		Π.Β.						Π.Β.	
Κ15	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Σ.Β.	Σ.Β.	Π.Β.	Σ.Β.		Π.Β.		Π.Β.	X		Π.Β.					Π.Β.		
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Σ.Β.	Σ.Β.	Π.Β.	Π.Β.	Σ.Β.	Π.Β.			X	Π.Β.	Π.Β.							
Κ16	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Σ.Β.	Π.Β.	Σ.Β.						X	Π.Β.								
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Σ.Β.		Π.Β.						X		Π.Β.							
Κ17	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Σ.Β.	Σ.Β.	Π.Β.	Π.Β.		Σ.Β.			X		Π.Β.							
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Σ.Β.		Π.Β.						X		Π.Β.							
Κ18	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Σ.Β.		Π.Β.				Σ.Β.		X		Π.Β.							
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Ο.Κ.	Π.Β.	Ο.Κ.		Σ.Β.				X	Π.Β.								
Κ19	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Σ.Β.	Σ.Β.	Π.Β.	Π.Β.		Π.Β.			X	Π.Β.	Π.Β.							
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Σ.Β.	Σ.Β.	Π.Β.	Π.Β.		Π.Β.			X	Π.Β.	Π.Β.							

Πίνακας Β8: Έλεγχος επάρκειας υποστρωμάτων πρώτου (2)

		ΟΡΟΦΗ ΠΡΩΤΟΥ (2)																	
		ΚΑΝ ΕΠΕ					ΕΥΡΟΚΟΛΙΚΑΣ												
		ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ					
Α/Α	ΚΟΜΒΟΣ	0	90	180	270	0	90	180	270	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	0	90	180	270	0	90	180	270	ΕΝΙΣΧΥΣΗ
Κ1	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-																		
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-		Π.Β.		Π.Β.														
Κ2	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-		Π.Β.		Π.Β.														
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.														
Κ3	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.														
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.														
Κ4	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.														
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.														
Κ5	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-						Π.Β.												
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-		Π.Β.		Π.Β.										Π.Β.				
Κ6	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-				Π.Β.				Π.Β.										
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.	Π.Β.													
Κ7	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-				Π.Β.														
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.	Π.Β.													
Κ8	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-				Π.Β.	Π.Β.													
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-				Π.Β.														
Κ9	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-				Π.Β.														
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-		Π.Β.		Π.Β.		Π.Β.					Π.Β.							
Κ10	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-		Π.Β.		Π.Β.		Π.Β.		Π.Β.			Π.Β.							
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-		Π.Β.		Π.Β.		Π.Β.		Π.Β.	X		Π.Β.				Π.Β.			
Κ11	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-		Π.Β.		Π.Β.		Π.Β.		Π.Β.			Π.Β.				Π.Β.			
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.		Π.Β.		Π.Β.			Π.Β.							
Κ12	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.	Π.Β.													
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.	Π.Β.													
Κ13	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.	Π.Β.													
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.	Π.Β.													
Κ14	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-				Π.Β.	Π.Β.													
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-		Π.Β.		Σ.Β.		Π.Β.		Π.Β.			Π.Β.						Π.Β.	
Κ15	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-		Π.Β.		Σ.Β.		Π.Β.		Π.Β.			Π.Β.						Π.Β.	
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-				Π.Β.				Π.Β.	X		Π.Β.							
Κ16	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-																		
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.														
Κ17	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.														
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.		Π.Β.												
Κ18	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.		Π.Β.												
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.		Π.Β.												
Κ19	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.		Π.Β.												
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.		Π.Β.												
Κ20	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-																		
	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-																		

Πίνακας Β9: Έλεγχος επάρκειας υποσυλωμάτων δευτέρου (2)

		ΟΡΟΦΗ ΔΕΥΤΕΡΟΥ (3)																		
		ΚΑΝ ΕΠΕ								ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ										
		ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ						
Α/Α	ΚΟΜΒΟΣ	0	90	180	270	0	90	180	270	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	0	90	180	270	0	90	180	270	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	
K1	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-																			
K2	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-			Π.Β.																
K3	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-																			
K4	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-																			
K5	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-																			
K6	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-				Π.Β.				Π.Β.											
K7	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-																			
K8	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-																			
K9	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-				Π.Β.				Π.Β.											
K11	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-				Π.Β.			Π.Β.		Π.Β.										
K12	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-				Π.Β.															
K13	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-				Π.Β.															
K14	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-																			
K15	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-				Π.Β.			Π.Β.		Π.Β.										
K16	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-																			
K17	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-			Π.Β.																
K18	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-			Π.Β.					Π.Β.											
K19	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-			Π.Β.																
K20	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-																			

Πίνακας Β10: Έλεγχος επάρκειας υποσυλωμάτων τρίτου (4)

		ΟΡΟΦΗ ΤΡΙΤΟΥ (4)																		
		ΚΑΝ ΕΠΕ								ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ										
		ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ						
Α/Α	ΚΟΜΒΟΣ	0	90	180	270	0	90	180	270	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	0	90	180	270	0	90	180	270	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	
K1	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-								Π.Β.											
K2	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.		Π.Β.	Π.Β.	Ο.Κ.		Σ.Β.	Π.Β.	Σ.Β.	Π.Β.				Π.Β.		Π.Β.			
K3	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-			Π.Β.		Σ.Β.		Σ.Β.												
K4	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-					Σ.Β.		Σ.Β.		Σ.Β.										
K5	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-					Π.Β.														
K6	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-		Π.Β.			Π.Β.	Π.Β.		Σ.Β.								Π.Β.			
K7	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-			Π.Β.	Π.Β.	Ο.Κ.	Ο.Κ.	Σ.Β.	Σ.Β.										Π.Β.	
K8	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-			Π.Β.	Π.Β.	Σ.Β.	Π.Β.	Σ.Β.	Σ.Β.										Π.Β.	
K9	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-			Π.Β.	Π.Β.	Ο.Κ.	Ο.Κ.	Σ.Β.	Σ.Β.											
K10	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-		Π.Β.			Π.Β.	Π.Β.		Σ.Β.								Π.Β.			
K11	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-		Π.Β.			Π.Β.	Π.Β.		Σ.Β.								Π.Β.			
K12	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-			Π.Β.	Π.Β.	Ο.Κ.	Ο.Κ.	Σ.Β.	Σ.Β.										Π.Β.	
K13	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-			Π.Β.	Π.Β.	Σ.Β.	Π.Β.	Σ.Β.	Σ.Β.										Π.Β.	
K14	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-			Π.Β.	Π.Β.	Ο.Κ.	Ο.Κ.	Σ.Β.	Σ.Β.										Π.Β.	
K15	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-		Π.Β.			Π.Β.	Π.Β.		Σ.Β.								Π.Β.			
K16	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-					Π.Β.		Π.Β.											Π.Β.	
K17	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.		Π.Β.		Π.Β.		Π.Β.											Π.Β.	
K18	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.		Π.Β.		Π.Β.		Π.Β.								Π.Β.		Π.Β.		
K19	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.		Π.Β.		Π.Β.		Π.Β.											Π.Β.	
K20	ΑΡΧΗ- ΤΕΛΟΣ-					Π.Β.														



Πίνακας Β11: Έλεγχος επάρκειας υποσυλωμάτων τετάρτου (5)

		ΟΡΟΦΗ ΤΕΤΑΡΤΟΥ (5)																		
		ΚΑΝ ΕΠΕ					ΕΥΡΟΚΟΛΙΚΑΣ													
		ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ														
Α/Α	ΚΟΜΒΟΣ	0	90	180	270	0	90	180	270	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	0	90	180	270	0	90	180	270	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	
K1	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-					Π.Β.		Π.Β.	Π.Β.									Π.Β.		
K2	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-			Π.Β.		Σ.Β.	Ο.Κ.	Σ.Β.	Π.Β.	X					Π.Β.		Π.Β.			
K3	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-					Σ.Β.		Σ.Β.		X										
K4	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-					Π.Β.		Σ.Β.		X										
K5	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-					Π.Β.		Π.Β.	Π.Β.											
K6	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-						Π.Β.	Π.Β.	Π.Β.	X										
K7	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-					Ο.Κ.	Π.Β.	Ο.Κ.	Σ.Β.	X					Π.Β.		Π.Β.			
K8	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-					Σ.Β.	Π.Β.	Ο.Κ.	Σ.Β.	X					Π.Β.	Π.Β.				
K9	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-		Π.Β.			Ο.Κ.	Σ.Β.	Ο.Κ.	Σ.Β.	X					Π.Β.		Π.Β.	Π.Β.		
K10	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-				Π.Β.	Π.Β.	Σ.Β.	Π.Β.	Σ.Β.	X					Π.Β.					
K11	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-		Π.Β.	Π.Β.		Π.Β.		Σ.Β.	Ο.Κ.	X					Π.Β.			Π.Β.	Π.Β.	
K12	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-					Σ.Β.	Π.Β.	Ο.Κ.	Σ.Β.	X					Π.Β.	Π.Β.	Π.Β.	Π.Β.		
K13	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-					Σ.Β.	Π.Β.	Σ.Β.	Σ.Β.	X										
K14	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-					Σ.Β.	Π.Β.	Ο.Κ.	Σ.Β.	X										Π.Β.
K15	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.			Π.Β.	Π.Β.	Σ.Β.	Π.Β.	Σ.Β.	X					Π.Β.	Π.Β.				Π.Β.
K16	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-					Π.Β.	Π.Β.	Π.Β.	Π.Β.											
K17	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-					Σ.Β.	Π.Β.	Ο.Κ.	Π.Β.	X					Π.Β.	Π.Β.	Π.Β.			
K18	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-	Π.Β.				Π.Β.	Π.Β.	Σ.Β.	Π.Β.	X					Π.Β.	Π.Β.	Π.Β.			
K19	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-					Ο.Κ.	Π.Β.	Ο.Κ.	Π.Β.	X					Π.Β.	Π.Β.	Π.Β.			
K20	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-					Π.Β.		Π.Β.	Π.Β.											

Πίνακας Β8: Έλεγχος επάρκειας υποσυλωμάτων πέμπτου (6)

		ΟΡΟΦΗ ΠΕΜΠΤΟΥ (6)																		
		ΚΑΝ ΕΠΕ					ΕΥΡΟΚΟΛΙΚΑΣ													
		ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ				ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ														
Α/Α	ΚΟΜΒΟΣ	0	90	180	270	0	90	180	270	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	0	90	180	270	0	90	180	270	ΕΝΙΣΧΥΣΗ	
K1	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-							Π.Β.												
K2	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-					Π.Β.		Π.Β.												
K3	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-																			
K4	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-																			
K5	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-																			
K6	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-							Π.Β.												
K7	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-					Π.Β.														
K8	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-																			
K9	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-																			
K10	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-																			
K11	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-							Π.Β.												
K12	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-					Π.Β.	Π.Β.													
K13	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-																			
K14	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-																			
K15	ΑΡΧΗ-ΤΕΛΟΣ-																			