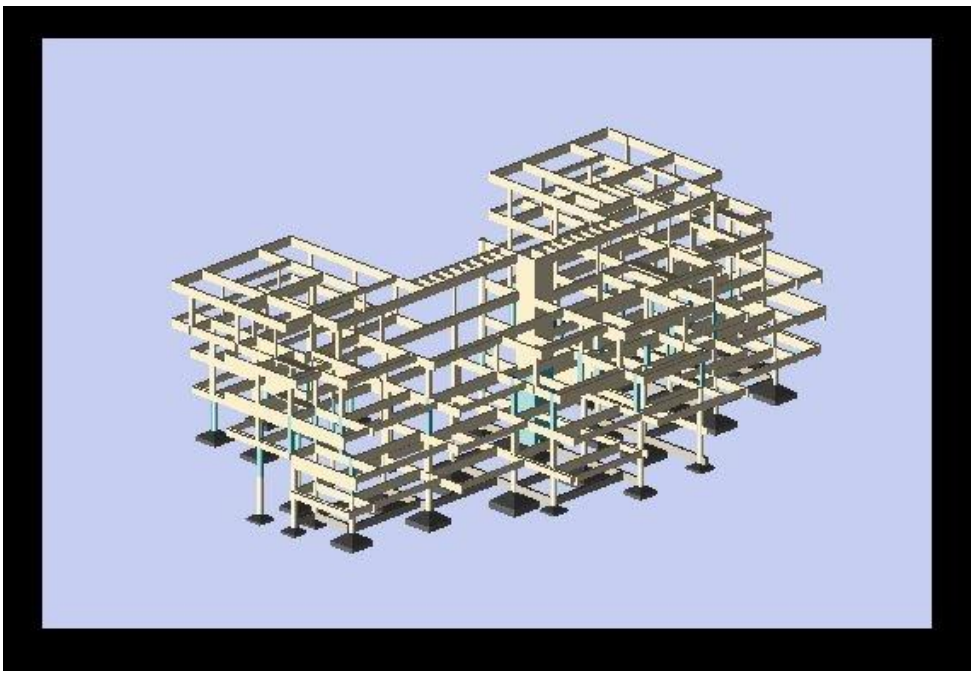
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Αποτίμηση και Ενίσχυση Πενταόροφου Κτιρίου ΩΣ με Βάση τις Διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αλέξανδρος Σ. Παπούλιας

Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ

Συνεπιβλέπων: Ανδρέας Σπηλιόπουλος

Αθήνα, Ιούλιος 2017

ΕΚΜ ΔΕ 2017 27

Παπούλιας Α. Σ. (2017).
Αποτίμηση και ενίσχυση πενταόροφου κτιρίου ΩΣ με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2017 27
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Papoulias A. S. (2017).
Assessment and strengthening of a five-storey building based on the provisions of KAN.EPE.
Diploma Thesis EMK ΔΕ 2017 27
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Περιεχόμενα

Περίληψη

Abstract

Ευχαριστίες

1 Εισαγωγή 1

1.1 Εισαγωγή και βασικοί ορισμοί 1
1.2 Ανάγκη θεσμοθέτησης Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) 3
1.3 Οι προ του 1984 κατασκευές 3
1.4 Βασικές αδυναμίες παλαιών κατασκευών 4
1.5 Οι μετά το 1984 κατασκευές 6
1.6 Συμπέρασμα 6

2 Μέθοδοι επισκευής και ενίσχυσης κατασκευών 8

2.1 Εισαγωγή 8
2.2 Ενίσχυση με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (gunite) 8

2.2.1 Γενικά 8
2.2.2 Σύγκριση συμβατού – εκτοξευόμενου σκυροδέματος 8
2.2.3 Σύνθεση εκτοξευόμενου σκυροδέματος 10
2.2.4 Κατηγορίες εκτοξευόμενου σκυροδέματος 11
2.2.5 Μέθοδοι ανάμειξης 11
2.2.6 Εκτόξευση σκυροδέματος 11
2.2.7 Έλεγχοι 13
2.2.8 Χρήσεις 14
2.2.9 Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα της μεθόδου 15
2.2.10 Συμπεράσματα 16

2.3 Ενίσχυση με Σύνθετα Υλικά (Ινοπλισμένα Πολυμερή-FRP) 16

2.3.1 Γενικά 16
2.3.2 Υλικά 16
2.3.3 Ιδιότητες 18
2.3.4 Συστήματα ενίσχυσης 20
2.3.5 Τεχνικές εφαρμογές 21
2.3.6 Προδιαγραφές-Κανονισμοί 22
2.3.7 Απαιτήσεις ποιοτικών ελέγχων και δοκιμών για την παραλαβή 23
2.3.8 Συμπεράσματα 24

2.4 Ενίσχυση κατασκευών με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας 24

2.4.1 Γενικά 24
2.4.2 Μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας 25
2.4.3 Κατηγορίες συνδέσμων δυσκαμψίας 25

2.4.4 Πλεονεκτήματα της μεθόδου 32
2.4.5 Μειονεκτήματα της μεθόδου 33
2.4.6 Συμπεράσματα 34

3 Ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις ΚΑΝ.ΕΠΕ.-Διάγραμμα ροής 35

3.1 Εισαγωγή 35
3.2 Διάγραμμα ροής μελέτης υφιστάμενης κατασκευής σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ. 35

3.2.1 Συλλογή στοιχείων, αποτύπωση Φ.Ο., έρευνα ιστορικού, ερευνητικές διεργασίες, καταγραφή βλαβών 37
3.2.2 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων 38
3.2.3 Στάθμη επιτελεστικότητας και στόχοι αποτίμησης-ανασχεδιασμού 40
3.2.4 Κύρια-Δευτερεύοντα στοιχεία 42
3.2.5 Συνεκτίμηση τοιχοποιιών πλήρωσης 43
3.2.6 Εκτίμηση δείκτη συμπεριφοράς «q», δείκτη ανεπάρκειας «λ» και μορφολογική κανονικότητα 46
3.2.7 Επιλογή μεθόδου ανάλυσης σύμφωνα με προϋποθέσεις εφαρμογής 49
3.2.8 Έλεγχος οριακών καταστάσεων 51
3.2.9 Επανεκτίμηση και επαλήθευση δείκτη συμπεριφοράς 52
3.2.10 Επιλογή στρατηγικής ενίσχυσης 52
3.2.11 Διαστασιολόγηση επεμβάσεων 55
3.2.12 Έλεγχοι ασφαλείας και έλεγχος στάθμης επιτελεστικότητας 56

3.3 Σύντομη σύγκριση EC8-ΚΑΝΕΠΕ 58

4 Εφαρμογή του ΚΑΝ.ΕΠΕ. σε κτίριο ΩΣ 59

4.1 Εισαγωγή 59
4.2 Περιγραφή κτιρίου 59

4.2.1 Γενικά στοιχεία 59
4.2.2 Υλικά-Λοιπές παράμετροι 59
4.2.3 Γεωμετρία κατασκευής 61
4.2.4 Διατομές υποστυλωμάτων και δοκών 69

4.3 Προσομοίωση και ανελαστική στατική ανάλυση στο Fespa 71

4.3.1 Κατανομές οριζόντιας φόρτισης 71
4.3.2 Κατεύθυνση φόρτισης 72
4.3.3 Επιλογή στάθμης επιτελεστικότητας και έλεγχοι του προγράμματος 72
4.3.4 Λόγοι επάρκειας 72
4.3.5 Αποτελέσματα ανάλυσης 73
4.3.6 Ανάλυση με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων 78

4.4 Ενίσχυση κατασκευής 79

4.4.1 Γενικά 79
4.4.2 Ενίσχυση με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα 79
4.4.3 Ενίσχυση με FRP 80

4.4.4 Ενίσχυση με διαγώνιους μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας 81
4.4.5 Συνδυασμοί ενισχύσεων 83
4.4.6 Τελική πρόταση λύσης ενίσχυσης 91

5 Συμπεράσματα 95
6 Βιβλιογραφία 96
Παράρτημα Α. Διαστάσεις διατομών υποστυλωμάτων και δοκών κτιρίου 97
Παράρτημα Β. Τελικοί λόγοι επάρκειας μελών ενισχυμένου κτιρίου..... 104

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2017 27

Αποτίμηση και ενίσχυση πενταόροφου κτιρίου με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Παπούλιας Α.Σ. (Επιβλέπων: Αβραάμ Τ., Συνεπιβλέπων: Σπηλιόπουλος Α.)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με την αποτίμηση και ενίσχυση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τις ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων. Πιο συγκεκριμένα θα εξεταστεί η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός υφιστάμενου πενταόροφου κτιρίου κατοικιών από οπλισμένο σκυρόδεμα και θα διερευνηθεί η ανάγκη για ενίσχυσή του ή όχι. Για την αποτίμηση του φορέα του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε μη γραμμική στατική ανάλυση με το πρόγραμμα «Fespa».

Το πρώτο κεφάλαιο μας εισάγει σε κάποιες βασικές έννοιες που έχουν να κάνουν με την αποτίμηση και ενίσχυση κτιρίων ΩΣ. Επιπλέον, γίνεται μια ιστορική αναδρομή στο σχεδιασμό και χαρακτηριστικά παλαιότερων και νεότερων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και τονίζεται η ανάγκη θεσμοθέτησης ενός νομοθετικού πλαισίου για την ενίσχυση και επισκευή των κατασκευών αυτών.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται αναλυτικά οι πιο διαδεδομένες μέθοδοι ενίσχυσης των κτιρίων. Αναλυτικότερα, θα περιγραφεί η ενίσχυση κτιρίων με παραδοσιακές (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα) αλλά και πιο σύγχρονες μεθόδους (ινοπλισμένα πολυμερή), καθώς και η εφαρμογή ενίσχυσης με μεταλλικά στοιχεία. Θα εξεταστούν τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα καθεμίας από αυτές τις μεθόδους και θα παρουσιαστεί ο τρόπος εφαρμογής τους.

Το τρίτο κεφάλαιο ασχολείται με τις ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τις συμπυκνώνει σε ένα διάγραμμα ροής της μελέτης υφιστάμενης κατασκευής. Κατόπιν θα αναλυθεί εκτενέστερα κάθε ένα από τα βήματα που πρέπει να ακολουθήσει ο μελετητής έτσι ώστε να πραγματοποιήσει την αποτίμηση αλλά και ενίσχυση του κτιρίου. Τέλος παρουσιάζεται μια σύντομη σύγκριση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. με τον Ευρωκώδικα 8-Μέρος 3 (EC8-3).

Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται πρακτική εφαρμογή του Κανονισμού σε υφιστάμενο κτίριο με το πρόγραμμα «Fespa». Εισάγονται τα χαρακτηριστικά και οι παράμετροι του κτιρίου και γίνεται η μελέτη επάρκειάς του έναντι σεισμού. Στη συνέχεια εξετάζονται διάφορες προτάσεις ενίσχυσής του και επιλέγεται τελικά η καταλληλότερη και πιο συμφέρουσα.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2017 27

Assessment and reinforcement of a five-storey concrete building based on the provisions of the Greek Code for Structural Interventions (KAN.EPE.)

Papoulias A. S. (supervised by Avraam T., co-supervised by Spiliopoulos A.)

Abstract

This diploma thesis deals with the assessment and reinforcement of existing structures in accordance with the applicable regulations of the Greek Code for Structural Interventions (KAN.EPE.). More precisely, the carrying capacity of a five-storey residential building, constructed from reinforced concrete, will be assessed and the need for reinforcement will be investigated. The non-linear static analysis with the program “Fespa” was used to evaluate the building’s behaviour.

The first chapter introduces us to some basic concepts that have to do with the assessment and reinforcement of buildings. Moreover, it presents a historical review of the design and characteristics of older and newer structures, and the need for the establishment of a legislative framework for the reinforcement and repair of these structures is emphasized.

In the second chapter, the most important retrofitting methods are presented and discussed thoroughly. In more detail, building reinforcement with traditional (gunite) but also more modern methods (FRP wrapping) will be described, as well as the application of reinforcement with steel elements. The advantages and disadvantages of each of these methods will be displayed and their application modalities will be presented as well.

The third chapter refers to the existing legislation of KAN.EPE. and condenses it into a flow chart for the study of an existing structure. Furthermore, each of the steps the engineer has to follow in order to carry out the valuation and strengthening of a building, will be described in detail. Lastly, a short comparison of KAN.EPE. and Eurocode 8, Part 3 (EC8-3) is presented.

The fourth chapter is an application of the Code’s methology on a five-storey building, constructed of reincforced concrete. The characteristics and parameters of the existing structure are imported to “Fespa” and its capacity and seismic behaviour. Various retrofitting methods are considered to be applied and the most appropriate and advantageous is finally chosen.

Στη Μητέρα μου...

1 Εισαγωγή

1.1 Εισαγωγή και βασικοί ορισμοί

Σε μία ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή της Γης, όπως η Ελλάδα, κύριο μέλημα του μελετητή μηχανικού είναι η θωράκιση των κατασκευών έναντι οριζοντίων δράσεων. Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί έχουν φτάσει σε ένα πολύ καλό επίπεδο, με αποτέλεσμα τα νέα κτίρια, όπως έδειξαν οι πρόσφατοι σεισμοί, να έχουν ξεκάθαρα καλύτερη και ασφαλέστερη συμπεριφορά σε σχέση με τα παλαιότερα. Τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελούν την πλειονότητα των κατασκευών που μελετήθηκαν και οικοδομήθηκαν στην Ελλάδα τουλάχιστον εώς τα τέλη της δεκαετίας του 1970. Ένας μεγάλος αριθμός από τα κτίρια αυτά, κατά τη διάρκεια σεισμών που έχουν συμβεί στο διάστημα από την κατασκευή τους μέχρι σήμερα, έχουν υποστεί μικρότερης ή μεγαλύτερης έκτασης βλάβες. Η φυσική φθορά που υφίσταται μια κατασκευή με το χρόνο, εφόσον δεν υπάρχει πρόνοια για την κατάλληλη συντήρηση και ενδεχομένως ενίσχυσή της, μειώνει την αντοχή της για την ανάληψη σεισμικών φορτίων. Κατά συνέπεια και με την ύπαρξη ενός προοδευτικά αυξανόμενου αριθμού υφιστάμενων κατασκευών, διαπιστώνεται ότι χρήζουν επεμβάσεων για την ανάληψη αυτών των σεισμικών φορτίων.

Για τις περισσότερες κατασκευές, σε συνάρτηση πάντα και με τους στόχους ανασχεδιασμού που έχουν οριστεί από τον Κύριο του Έργου και την ισχύουσα νομοθεσία, διάφορες στρατηγικές και συστήματα επεμβάσεων ενδέχεται να οδηγήσουν σε αποδεκτές λύσεις. Θα αναφερθούμε εκτενέστερα για τα βήματα μελέτης μιας υφιστάμενης κατασκευής σε επόμενο κεφάλαιο, εν συντομία ομώς να αναφέρουμε ότι το αρχικό στάδιο οποιασδήποτε ενέργειας αποτελεί πάντα η αξιολόγηση της υφιστάμενης κατασκευής. Πριν την υιοθέτηση οποιασδήποτε στρατηγικής, ο μελετητής πρέπει να αξιολογήσει το κατά πόσον αυτή είναι πρακτικά εφαρμόσιμη και, σε συνεργασία με τον Κύριο του Έργου, να επιλέξει εκείνη τη στρατηγική ή το συνδυασμό στρατηγικών που αποτελεί τη βέλτιστη λύση. Αυτό είναι δυνατό μόνο εφόσον έχει καθοριστεί η *στάθμη επιτελεστικότητας*, δηλαδή η επιθυμιτή συμπεριφορά της κατασκευής για την αντίστοιχη σεισμική δράση σχεδιασμού. Μέσω της αξιολόγησης μπορεί να προσδιοριστεί αν η κατασκευή πληρεί τις απαιτήσεις της επιλεχθείσας στάθμης επιτελεστικότητας και, εάν όχι, ο βαθμός ανεπάρκειάς της.

Μετά την επιλογή της στρατηγικής των επεμβάσεων είναι απαραίτητο να επιλεχθεί το σύστημα επεμβάσεων που θα εφαρμοστεί και ακολούθως να εφαρμοστεί η προμελέτη. Τόσο το σύστημα των επεμβάσεων όσο και η προμελέτη, απορρέουν άμεσα από την επιλεχθείσα στρατηγική. Εφόσον προκύψει από την προμελέτη ότι οι επιλογές είναι ικανοποιιτικές, δηλαδή η ενισχυμένη κατασκευή ανταποκρίνεται πλέον στους στόχους ανασχεδιασμού που έχουν τεθέι, ακολουθεί η οριστική μελέτη που που περιλαμβάνει τον πλήρη σχεδιασμό των προτεινόμενων επεμβάσεων.

Στο σημείο αυτό να αναφέρουμε κάποιους ορισμούς που θα μας απασχολήσουν. Με τον όρο «Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς» εννοούμε την ποσοτική εκτίμηση και τον έλεγχο της επάρκειας μιας κατασκευής έναντι μιας συγκεκριμένης στάθμης σεισμικής δράσης. Μια λεπτομερής αποτίμηση αποτελεί απαραίτητο πρώτο στάδιο ενός καλού ανασχεδιασμού, γιατί μέσω αυτής αντιμετωπίζονται τα πλέον τρωτά σημεία και τμήματα της κατασκευής και καθοδηγείται ο μελετητής στην επιλογή του είδους και της έκτασης της ενίσχυσης.

Με τον όρο «βλάβη» νοείται κάθε αλλοίωση ή απομείωση της γεωμετρίας ή των μηχανικών χαρακτιριστικών των στοιχείων του φέροντος οργανισμού ή των

τοιχοπληρώσεων, ενώ «εμφανής βλάβη» είναι αυτή η οποία είναι εφικτό να εντοπισθεί στο πλαίσιο αυτοψιών και ελέγχων.

«Επισκευή» είναι η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία αντικαθιστά τα προ της βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική του φέρουσα ικανότητα.

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

«Δομητική επέμβαση» καλείται η ευρύτερη εργασία που έχει ως αποτέλεσμα την επιθυμιτή μεταβολή των υφιστάμενων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος και έχει ως συνέπεια την τροποποίηση της απόκρισής του. Τέτοιες μεταβολές είναι συνήθως η τροποποίηση των γεωμετρικών ή/και μηχανικών χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων, η προσθήκη νέων ή αφαίρεση υφιστάμενων, καθώς και η κατεδάφιση της κατασκευής με την ανέγερση νέας. Με τον όρο αυτόν, κάθε «επισκευή» ή/και «ενίσχυση» αποτελεί και μια «επέμβαση».

Τέλος, «Μη-κανονικότητα σε κάτοψη» είναι ένας γενικός όρος που περιγράφει καταστάσεις κατά τις οποίες η μόρφωση ενός στατικού φορέα περιέχει ανομοιομορφίες οι οποίες γενικώς επηρεάζουν αρνητικά τη συμπεριφορά του. Τέτοιες ανομοιομορφίες μπορεί να είναι η ανομοιόμορφη κατανομή της δυσκαμψίας ή/και της μάζας σε κάτοψη, μεγάλες μεταβολές στη δυσκαμψία ή/και τη μάζα καθ'ύψος, η μη-κανονική κάτοψη (κάτοψη σχήματος Γ, Π κλπ, χωρίς αρμούς), η έλλειψη πλαισίων δυσκαμψίας κατά τη μία η και τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου κοκ.

Σχήμα 1.1: Εμφανείς βλάβες σε υποστύλωμα

1.2 Ανάγκη θεσμοθέτησης Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Σε αντίθεση με την ύπαρξη πλούσιας βιβλιογραφίας κανονισμών και προδιαγραφών που αναφέρονται στην ανάλυση και στο σχεδιασμό νέων κατασκευών, τα βοηθήματα που έχει στη διάθεση του ο μηχανικός αλλά και ο φοιτητής για θέματα προσεισμικών και μετασεισμικών επεμβάσεων είναι όντως περιορισμένα.

Η ωριμότητα της επιστημονικής γνώσης και το πολύπλοκο των θεμάτων που σχετίζονται με τις επεμβάσεις σε υφιστάμενες κατασκευές, καθιστούν ιδιαίτερα δυσχερή την ανάπτυξη ενός κανονιστικού πλαισίου. Αυτή η επιτακτική ανάγκη σε μια χώρα με έντονη σεισμική δραστηριότητα όπως η Ελλάδα, επιχειρείται με την ανάπτυξη του ΚΑΝ.ΕΠΕ., η θεσμοθέτηση του οποίου θα εξασφαλίσει μια αρτιότερη αντιμετώπιση του προβλήματος.

Με δεδομένο το κενό που υπάρχει στη βιβλιογραφία, ο κανονισμός αυτός επιχειρεί να δώσει χρήσιμες πληροφορίες σε θέματα επεμβάσεων που θα βοηθήσουν τον μηχανικό που ασχολείται με την επισκευή και ενίσχυση των κατασκευών. Φιλοδοξεί επίσης να προσφέρει χρήσιμες γνώσεις στο φοιτητή με στόχο την εμπέδωση εννοιών μέσα από παραδείγματα και αριθμητικές εφαρμογές.

1.3 Οι προ του 1984 κατασκευές

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός εισήχθη στην Ελλάδα για πρώτη φορά μαζί με τον πρώτο Αντισεισμικό Κανονισμό το 1959. Προ του 1959 είχε αναπτυχθεί σε ορισμένες πολύ αναπτυγμένες περιοχές της χώρας, όπως τα Επτάνησα, κάποια εμπειρική παράδοση Αντισεισμικής Τεχνολογίας και ορισμένοι τουλάχιστον τύποι κατασκευών χαρκτηρίζονταν από κάποια στοιχεία αντισεισμικής προστασίας. Από την άλλη πλευρά, η θέσπιση αντισεισμικού κανονισμού το 1959 δε σήμαινε ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν με αυτόν, ιδίως οι πολυόροφες από οπλισμένο σκυρόδεμα, διέθεταν ικανοποιητική αντοχή σε σεισμό. Το βασικό νέο στοιχείο που εισήγαγε στο σχεδιασμό των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 ήταν η απαίτηση υπολογισμού και διαστασιολόγησης για οριζόντιες δυνάμεις ανάλογες των μαζών της κατασκευής και ο καθορισμός του μεγέθους των δυνάμεων αυτών ανάλογα με τη θεωρούμενη σεισμικότητα της περιοχής και τον τύπο του εδάφους. Για τη διαστασιολόγηση του οπλισμένου σκυροδέματος παρέμεινε σε ισχύ ο Κανονισμός του 1954, ο οποίος ήταν απλή μετάφραση του αντίστοιχου Γερμανικού του 1936 και δεν περιλάμβανε διατάξεις για κατασκευαστική διαμόρφωση και λεπτομέρειες όπλισης μελών με στόχο την τοπική πλαστιμότητα. Ο Κανονισμός αυτός δηλαδή, ήταν προσανατολισμένος αποκλειστικά σχεδόν σε κατασκευές που καλούνται να αναλάβουν μόνο κατακόρυφα φορτία.

Η ίδια αντίληψη, αυτής της ανάληψης μόνο των κατακόρυφων φορτίων, κυριαρχούσε και στη μόρφωση του δομικού συστήματος. Ως αποτέλεσματα τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος πολύ σπάνια διέθεταν ένα σαφώς ορισμένο δομικό σύστημα ανάληψης των οριζόντιων δυνάμεων και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Αντίθετα συχνά χαρακτηρίζονταν από όπλιση των πλακών μόνο στη μία οριζόντια διεύθυνση και στήριξή τους σε δοκούς παράλληλες στην άλλη διεύθυνση με αποτέλεσμα το κτίριο να διαθέτει σαφές πλαισιακό σύστημα μόνο στη μία διεύθυνση ενώ στην άλλη τα υποστυλώματα του να λειτουργούν ουσιαστικά σαν κατακόρυφοι πρόβολοι. Πολύ συχνά επίσης η θέση των δοκών και των υποστυλωμάτων καθοριζόταν απόλυτα από την αρχιτεκτονική διάταξη, με αποτέλεσμα το δομικό σύστημα να κυριαρχείται από έμμεσες στηρίξεις δοκών επί άλλων δοκών και να χαρακτηρίζεται από σχεδόν πλήρη απουσία πλήρων πλαισίων.

Δομικά συστήματα με τα παραπάνω χαρακτηριστικά μπορεί να είναι επαρκή για τη μεταφορά των κατακόρυφων στοιχείων στο έδαφος, έχουν όμως προβληματική σεισμική

συμπεριφορά και απαιτούν αρκετά προσεκτική και αξιόπιστη μαθηματική προσομοίωση και χρήση μεθόδων (κατά προτίμηση δυναμικής) ανάλυσης κατασκευών στο χώρο με Η/Υ. Ελλείψη όμως κατάλληλων υπολογιστικών μεθόδων και εργαλείων, είχε επικρατίσει τότε στην Ελληνική μελετητική πρακτική ένας προσεγγιστικός τρόπος υπολογισμού της σεισμικής έντασης στα μέλη του δομικού συστήματος (ανάλογα με τις ελαστικές δυσκαμψίες τους, θεωρώντας τα πακτωμένα στις στάθμες των ορόφων), ο οποίος οδηγούσε σε λανθασμένη εκτίμηση της κατανομής της σεισμικής τέμνουσας ορόφου στα μέλη, υπερεκτιμώντας ή υποεκτιμώντας την κατά περίπτωση.

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

1.4 Βασικές αδυναμίες παλαιών κατασκευών

Όσα κτίρια κατασκευάστηκαν το διάστημα που περιγράφεται στην προηγούμενη παράγραφο δεν μπορούν να θεωρηθούν, χωρίς περεταίρω διερευνηση, ως ασφαλείς αντισεισμικές κατασκευές όπως αυτές ορίζονται με βάση τα σύγχρονα δεδομένα. Έννοιες όπως ανελαστική συμπεριφορά, πλαστιμότητα, ικανοτικός σχεδιασμός, σεισμικός κίνδυνος κλπ. ήταν παντελώς άγνωστες στους μηχανικούς. Οι έννοιες αυτές άρχισαν να εισέρχονται στην Ελληνική βιβλιογραφία και πρακτική μετά τους πρώτους καταστροφικούς σεισμούς (Θεσσαλονίκη 1978, Αλκυονίδες 1981) που έπληξαν μεγάλα αστικά κέντρα και προκάλεσαν καταρρεύσεις πολυκατοικιών.

Ως γνωστόν η γενική συμπεριφορά ενός δομικού συστήματος εξαρτάται από τη συμπεριφορά των επιμέρους δομικών μελών που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό του. Στη συνέχεια παρατίθενται τα κύρια χαρακτηριστικά δομικών μελών οπλισμένων σκυροδέματος σχεδιασμένων με βάση τους παλιούς κανονισμούς:

- Ανεπαρκώς αγκυρωμένοι ή ακόμα και ανοιχτοί συνδετήρες σε γωνία 90°, γεγονός που τους εμπόδιζε να αναπτύξουν τη συνολική τους εφελκυστική αντοχή. Πολλές φορές η αντοχή τέτοιων συνδετήρων είναι πρακτικά μηδενική. Το αποτέλεσμα είναι πρακτικά ανύπαρκτος εγκιβωτισμός του σκυροδέματος, πολύ μικρές αντοχές σε διάτμηση και αρκετά μειωμένη έως ανύπαρκτη τοπική πλαστιμότητα.
- Ιδιαίτερα χαμηλά ποσοστά διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού που για μεν τους πρώτους οφειλόταν κυρίως στην μέθοδο ανάλυσης και στις χαμηλές σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, για δε τους συνδετήρες οφειλόταν επιπλέον και στην απουσία ελέγχων περίσφιξης και στις ελλιπείς κατασκευαστικές διατάξεις.
- Ανεπαρκείς λεπτομέρειες κατασκευαστικής όπλισης, κυρίως σε ότι είχε να κάνει με τον εγκάρσιο οπλισμό.
- Χαμηλές αντοχές σκυροδέματος καθώς επίσης και ανομοιομορφία στην κατανομή της ποιότητας σκυροδέματος στα διάφορα τμήματα του φορέα, γεγονός που

οφειλόταν στην επι τόπου παρασκευή και μεταφορά του σκυροδέματος και στην απουσία ποιοτικών ελέγχων.

- Χαμηλές αντοχές χάλυβα με ευρεία χρήση λείου οπλισμού με άγκιστρα.
- Φτωχές αγκυρώσεις διαμήκους οπλισμού και ανεπαρκή μήκη αλληλεπικάλυψης (ματίσματα οπλισμών) που πολλές φορές γινόταν εντός κρίσιμων περιοχών.
- Ελαφρώς οπλισμένοι ή και σε πολλές περιπτώσεις τελείως άοπλοι κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων, στοιχείο που δημιουργούσε τοπικά σημεία αδυναμίας στις θέσεις σύνδεσης των διαφόρων μελών μεταξύ τους.
- Διαστασιολόγηση με βάση τις επιτρεπόμενες τάσεις και απουσία ικανοτικού σχεδιασμού δοκών και υποστυλωμάτων σε κάμψη και διάτμηση.
- Τήρηση μικρών επικαλύψεων με συνέπεια την έντονη ενανθράκωση του σκυροδέματος και διάβρωση οπλισμών.
- Ανεπαρκέστατοι οπλισμοί τοιχωμάτων δυσκαμψίας κυρίως λόγω εσφαλμένων παραδοχών υπολογισμού (πάκτωση στη βάση και άρθρωση στην κορυφή-μοντέλο μονωρόφου).
- Απουσία περισφιγμένων κρυφουποστυλωμάτων στα άκρα τοιχωμάτων.

Με την απουσία ουσιαστικής περίσφιξης (συχνά Φ6/20 ή και Φ6/30) τόσο η αντοχή όσο και η παραμορφωσιμότητα αυτών των μελών μειώνεται δραματικά με τις εναλλαγές του προσήμου της φόρτισης κατά την διάρκεια ενός σεισμού. Καταπονήσεις όπως διαγώνιος εφελκυσμός και αστοχίες όπως λυγισμός ράβδων κλπ. επιταχύνονται με αποτέλεσμα την πρόωρη ψαθυρή αστοχία του μέλους.

Η ποσοτικοποίηση της πραγματικής αντοχής και ικανότητας παραμόρφωσης τέτοιων δομικών στοιχείων είναι αρκετά πολύπλοκη. Σε αυτό συμβάλλουν πολύ παράγοντες όπως η σωστή προσομοίωση του φορέα, το πρόγραμμα ανάλυσης, η ανάλυση που θα χρησιμοποιηθεί, όμως πρωταρχικής σημασίας κατέχει η στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων (Σ.Α.Δ.), η οποία σχετίζεται, όπως θα αναφερθεί και εκτενέστερα στο Κεφάλαιο 3, με την επάρκεια των πληροφοριών που διαθέτει ο μηχανικός περί του υφισταμένου κτιρίου.

Σχήμα 1.2: Κτίριο υπό κατάρρευση μετά το σεισμό στην Κεφαλλονιά (Φεβρουάριος 2014)

1.5 Οι μετά το 1984 κατασκευές

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

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

1.6 Συμπέρασμα

Από την παραπάνω αναδρομή προκύπτει το συμπέρασμα πως δεδομένου ότι ένα πολύ μεγάλο ποσοστό του οικιστικού πλούτου της χώρας έχει κτιστεί πριν το 1984, ο βασικός σεισμικός κίνδυνος για την ανθρώπινη ζωή και για τις περιουσίες στην Ελλάδα προέρχεται από τα κτίρια αυτά. Ο σεισμός του Αιγίου το 1995, που ήταν ο πρώτος ισχυρός σεισμός που έπληξε αστική περιοχή όπου συνυπήρχαν και οι τρεις γενιές κτιρίων, επιβεβαίωσε το γεγονός αυτό: οι μετά το 1984 κατασκευές, είχαν, παρά το μεγαλύτερο κατά μέσο όρο αριθμό ορόφων και τη συχνή διαμόρφωση του ισογείου σε Pilotis, πολύ καλύτερη συμπεριφορά από αυτές του μεταξύ 1959 και 1984 διαστήματος, οι οποίες, με τη σειρά τους, συμπεριφέρθηκαν κάπως καλύτερα από τις προ του 1959. Όμως παρά το γεγονός ότι ο σεισμικός κίνδυνος προέρχεται από τις παλαιότερες κατασκευές, που έγιναν είτε χωρίς, είτε με στοιχειώδη αντισεισμικό σχεδιασμό, η έμφαση της Αντισεισμικής Τεχνολογίας στη χώρα μας εξακολουθεί να εστιάζεται στις σημερινές και τις μελλοντικές νέες κατασκευές.

Η κατάσταση, από απόψεως προέλευσης του σεισμικού κινδύνου, είναι παρόμοια παγκοσμίως: Μέχρι τη δεκαετία του 50’ για την Αμερική ή του 60’ για την Ευρώπη, δεν είχαν θεσμοθετηθεί διατάξεις αντισεισμικού σχεδιασμού στους κανονισμούς και οι κατασκευές όφειλαν την τυχόν αντοχή τους σε οριζόντιες δράσεις στον ενδεχόμενο σχεδιασμό τους έναντι ανέμου. Διατάξεις που ανταποκρίνονται στις σημερινές αντιλήψεις και απαιτήσεις για τον αντισεισμικό σχεδιασμό εμφανίστηκαν ουσιαστικά για πρώτη φορά στα μέσα της δεκαετίας του 70’ στις Η.Π.Α. ή του 80’ στην Ευρώπη. Έτσι λοιπόν παντού οι

παλαιότερες κατασκευές, που κατασκευάστηκαν χωρίς αντισεισμικό σχεδιασμό ή σύμφωνα με κανονισμούς εντελώς ανεπαρκείς για τα σημερινά δεδομένα, αποτελούν την κύρια πηγή του σεισμικού κινδύνου.

2 Μέθοδοι επισκευής και ενίσχυσης κατασκευών

2.1 Εισαγωγή

Οι μέθοδοι επισκευής και ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών ποικίλουν και η επιλογή της προσφορότερης, αποτελεσματικότερης και πιο πραγματοποιήσημης λύσης ενίσχυσης ανήκει στο μελετητή. Στο παρόν κεφάλαιο θα αναλύσουμε με περισσότερη λεπτομέρεια τις συνηθέστερες πλέον μεθόδους, τις παραδοσιακές οι οποίες επιτυγχάνονται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (γνωστό και ως gunite) και τις πιο σύγχρονες, δηλαδή τη χρησιμοποίηση ινοπλισμένων πολυμερών (FRP). Επιπλέον περιγράφεται και η διαδικασία ενίσχυσης κτιρίων με την προσθήκη μεταλλικών στοιχείων, τα οποία προσφέρουν δυσκαμψία, πλαστιμότητα αλλά και πρόσθετη αντοχή στην κατασκευή.

2.2 Ενίσχυση με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (gunite)

2.2.1 Γενικά

Η παλαιότερη και πλέον κοινή τεχνική για την αποκατάσταση και ενίσχυση πλαισιωτών κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι η τοποθέτηση περιμετρικών μανδυών από έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στα υποστυλώματα και στις περιοχές των κόμβων. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αποτελεί ένα σκυρόδεμα νέας τεχνολογίας που είναι περισσότερο γνωστό με τον αγγλικό όρο «gunite» και πρώτη φορά άρχισε να εφαρμόζεται στην Ελλάδα από τους σεισμούς της Θεσσαλονίκης το 1978. Είναι ένα ευπροσάρμοστο υλικό το οποίο έχει ένα ευρύ φάσμα εφαρμογών καθώς διαστρώνεται σε επιφάνειες οποιασδήποτε κλίσης, ακόμα και σε επιφάνειες ορόφων χωρίς τη χρήση ξυλότυπων. Προσφέρει υψηλή θλιπτική αντοχή (70 MPa), έχει καλή αντίσταση στη διάβρωση και τις χημικές ουσίες, και καλή πρόσφυση με το υπάρχον σκυρόδεμα, με τον χάλυβα και τον βράχο. Η συνέχεια των νέων διαμήκων οπλισμών που τοποθετούνται επιτυγχάνεται με τη διάνοιξη σχετικών οπών στις πλάκες, καθώς και με πιθανές ηλεκτροσυγκολλήσεις (υπό προϋποθέσεις). Η απαραίτητη επιτόπου πρόσθεση νέων πυκνών συνδετήρων καθιστά τη μέθοδο περισσότερο αποτελεσματική αλλά ταυτόχρονα ιδιαίτερα επίπονη στην εφαρμογή, χρονοβόρα και με απαραίτητη τη διακοπή της λειτουργίας χρήσης του κτηρίου. Το συνεργείο χρειάζεται να έχει πλήρη γνώση και εμπειρία της τεχνικής της διάστρωσης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και τα κατάλληλα υλικά και μηχανήματα.

2.2.2 Σύγκριση συμβατού – εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πλεονεκτεί σε σχέση με το συμβατό σκυρόδεμα σε συνθήκες όπου η πρόσβαση είναι δύσκολη, όπου απαιτούνται λεπτά στρώματα ή μεταβλητά πάχη. Ένα άλλο πλεονέκτημα είναι ότι τοποθετείται και συμπυκνώνεται την ίδια στιγμή χάρη στη δύναμη με την οποία εκτοξεύεται από τον εγχυτήρα. Επίσης μπορεί να τοποθετηθεί σε οποιουδήποτε τύπου και μεγέθους επιφάνεια είτε αυτή είναι κάθετη είτε ανάποδη. Είναι ένα ιδιαίτερα ανθεκτικό και ομοιογενές υλικό χάρη στο συνδυασμό των ιδιοτήτων, της μεγάλης πυκνότητας και χαμηλής διαπερατότητας του. Τέλος η τεχνική εκτόξευσης παρέχει ευκολία

πρόσβασης ακόμα και στις πιο δύσκολες και δυσπρόσιτες θέσεις αφού ο χώρος που χρειάζεται για να γίνει η σκυροδέτηση είναι ιδιαίτερα μικρός.

Σχήμα 2.1: Ενίσχυση υποστηλώματος με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Σχήμα 2.2: Όπλιση του μανδύα σκυροδέματος

2.2.3 Σύνθεση εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα έχει μια θεμελιώδη διαφοροποίηση σε σχέση με το κοινό μπετόν σε ότι αφορά τη σύνθεση. Το αρχικό μίγμα που εκτοξεύεται έχει διαφορετική αναλογία υλικών από το τελικά εγκατεστημένο υλικό. Αυτό οφείλεται στην αναπήδηση των υλικών. Έτσι η μελέτη σύνθεσης για να έχει τα σωστά αποτελέσματα πρέπει να λαμβάνει υπ'όψη και το ποσοστό των ανακλώμενων υλικών. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα συντίθεται από τσιμέντο, αδρανή, νερό και μπορεί να περιέχει πρόσθετα υλικά, βελτιωτικά όπως και να είναι οπλισμένο με ίνες.

Τσιμέντο: Όπως και στο συμβατό σκυρόδεμα, χρησιμοποιείται τσιμέντο τύπου Portland. Πρέπει να είναι φρέσκο και αποθηκευμένο σε μια ξηρά περιοχή ή σε ένα κατάλληλο σιλό. Η μέγιστη θερμοκρασία του τσιμέντου στο χώρο αποθήκευσης δεν πρέπει να ξεπερνά τους 70 ^{o}C. Συνίσταται η χρήση τσιμέντου τύπου 1 εάν έτσι βοηθείται η ανάπτυξη αντοχών των πρώτων ωρών με τη χρήση επιταχυντών πήξης και σκλήρυνσης. Γενικότερα η επιλογή του τύπου του τσιμέντου εξαρτάται συνήθως από την συμβατότητα με τους επιταχυντές που βρίσκονται στη διάθεση μας.

Αδρανή: Τα αδρανή που χρησιμοποιούνται είναι συνήθως λεπτόκοκκα. Το μίγμα των αδρανών πρέπει να βρίσκεται εντός των υποζωνών Δ και Ε των πινάκων των κοκκομετρικών διαβαθμίσεων. Συνίσταται η υποζώνη Ε.

Νερό: Το πόσιμο νερό είναι κατάλληλο ενώ όταν προέρχεται από άλλες πηγές πρέπει να ελεγχθεί έτσι ώστε να είναι καθαρό και απαλλαγμένο από σάκχαρα, έλαια και σωματίδια που μπορεί να επιδράσουν με το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και με το χάλυβα. Ο λόγος Ν/Τ έχει μεγάλη σημασία τόσο στην επίτευξη ικανοποιητικής θλιπτικής αντοχής όσο και στη μείωση του βαθμού της αναπήδησης και κυμαίνεται μεταξύ 0.4 και 0.55 ανάλογα με τις προδιαγραφές του σκυροδέματος. Πιο συγκεκριμένα:

- Λόγος Ν/Τ για υγρό σκυρόδεμα χαμηλών προδιαγραφών: < 0,55
- Λόγος Ν/Τ για υγρό σκυρόδεμα μεσαίων προδιαγραφών: < 0,50
- Λόγος Ν/Τ για υγρό σκυρόδεμα υψηλών προδιαγραφών: < 0,46

Πρόσθετα υλικά: Λόγω της φύσεως των έργων απαιτείται τόσο ταχεία πήξη του υλικού όσο και ταχεία ανάπτυξη των αντοχών. Ως πρόσθετα μπορούν να χρησιμοποιηθούν ιπτάμενη τέφρα, σκωρία υψικαμίνου, οξείδια του πυριτίου και ως βελτιωτικά επιταχυντικά πήξης και σκλήρυνσης, πρόσμικτα για τη μείωση ή εξουδετέρωση της συστολής ξήρανσης, για την αύξηση της πρόσφυσης και θιξοτροπικά πρόσμικτα που εμποδίζουν το «σακούλιασμα».

Ίνες: Στην περίπτωση του ινοπλισμένου εκτοξευόμενου σκυροδέματος, το υλικό των ινών μπορεί να είναι από χάλυβα, πολυμερές ή γυαλί. Οι ίνες αυξάνουν την παραμόρφωση του υλικού κατά την αστοχία, περιορίζουν τη ρηγμάτωση και δίνουν μια μικρή αύξηση στην εφελκυστική του αντοχή. Οι ίνες διαφέρουν εκτός από το υλικό στο μήκος και τη μορφή και το μήκος τους κυμαίνεται από 12 έως 50 mm.

Η θερμοκρασία του μίγματος κυμαίνεται στους 10 με 25 ^{o}C αλλιώς πρέπει να ληφθούν κατάλληλα μέτρα όπως θέρμανση ή ψύξη των αδρανών ή του νερού.

2.2.4 Κατηγορίες εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Πίνακας 2.1: Κατηγορίες εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Κατηγορία αντοχής	Cs20	Cs25	Cs30	Cs35	Cs40	Cs45	Cs50	Cs55
Χαρακτηριστική αντοχή f_{ck} (Mpa) κύβου (15x15x15 cm)	20	25	30	35	40	45	50	55

2.2.5 Μέθοδοι ανάμειξης

Οι δύο ευρύτατα χρησιμοποιούμενες τεχνικές παραγωγής Ε.Σ είναι η ξηρή και η υγρή μέθοδος.

2.2.5.1 Ξηρή μέθοδος

Το τσιμέντο και τα αδρανή αναμειγνύονται επαρκώς και τροφοδοτούνται σε μια ειδικά για αυτό το σκοπό σχεδιασμένη μηχανή όπου το μίγμα υπόκειται σε πίεση και μεταφέρεται με ρεύμα πεπιεσμένου αέρα και σωληνώσεων σε ένα ακροφύσιο όπου προστίθεται το νερό δια ψεκασμού και κατάλληλο επιταχυντικό πρόσμικτο. Το τελικό μίγμα εκτοξεύεται με συνεχή τρόπο προς τη θεση σκυροδέτησης.

2.2.5.2 Υγρή μέθοδος

Τσιμέντο, αδρανή και νερό αναμειγνύονται σε κατάλληλο αναμεικτήρα και τροφοδοτούνται σε μια ειδικά για αυτό το σκοπό σχεδιασμένη μηχανή, όπου το μίγμα μεταφέρεται μέσω σωληνώσεων είτε με ρεύμα πεπιεσμένου αέρα είτε συνηθέστερα με άντληση σε ένα ακροφύσιο στο οποίο προστίθεται το επιταχυντικό πρόσμικτο. Το τελικό μίγμα εκτοξεύεται με συνεχή τρόπο προς τη θέση σκυροδέτησης. Άλλες μέθοδοι που βρίσκονται υπό ανάπτυξη ή χρησιμοποιούνται από όχι ιδιαίτερα ευρύ κύκλο είναι η μέθοδος θαλάμου αεροστροβίλου (βίαιης ανάμιξης), η μέθοδος κυλιόμενου τύπου και η μέθοδος SEC.

2.2.6 Εκτόξευση σκυροδέματος

Η εκτόξευση του σκυροδέματος θα πρέπει να γίνει με τέτοιο τρόπο ώστε το τελικό προϊόν να έχει συμπαγή και πυκνή δομή, επαρκώς επικολλημένη με την επιφάνεια της βάσης. Η τροφοδοσία του υλικού θα είναι τέτοια ώστε να τηρούνται οι αναλογίες των υλικών του τελικού μίγματος, να μην υπάρχουν εμφράξεις του εξοπλισμού και να διατηρείται μια σταθερή ροή στο ακροφύσιο.

Η θερμοκρασία του μίγματος πριν την εκτόξευση πρέπει να κυμαίνεται από 5 έως 35 ^{o}C, με συνιστώμενο εύρος θερμοκρασίας μεταξύ 10 και 25 ^{o}C.

Η απόσταση του ακροφυσίου από την προσβαλλόμενη επιφάνεια συνιστάται να είναι μεταξύ 0.5-1 m. Η μέγιστη και η ελάχιστη επιτρεπόμενη απόσταση είναι 1.5 και 0.5 m αντίστοιχα. Η κατεύθυνση του ακροφυσίου και της εκτόξευσης θα είναι κατά το δυνατόν κάθετη προς την επιφάνεια βάσης, με στόχο την ελαχιστοποίηση του ανακλώμενου υλικού. Κάθε στρώση θα δομείται με κατεύθυνση από τα κατώτερα προς τα ανώτερα τμήματα και ο

χειριστής θα συμπληρώνει το συνολικό πάχος της στρώσης με συνεχόμενες κυκλικές ή ελλειπτικές κινήσεις του ακροφυσίου, χωρίς κινήσεις μπρος-πίσω.

Το πάχος κάθε στρώσης Ε.Σ. όταν δεν χρησιμοποιούνται επιταχυντές πήξης συνίσταται να είναι:

- 10 mm σε στρώσεις οροφής και 20 mm σε κατακόρυφες στρώσεις, όταν περιλαμβάνονται οπλισμοί οι οποίοι θα καλύπτονται με πρόσθετα 10 mm.
- Μέγιστο 30 mm σε στρώσεις οροφής και μέγιστο 50 mm σε κατακόρυφες στρώσεις όταν δεν περιλαμβάνονται οπλισμοί.

Κάθε πρόσθετη στρώση Ε.Σ. εκτοξεύεται όταν η προηγούμενη έχει αποκτήσει ικανοποιητική αντοχή. Ο χρόνος αναμονής για την επόμενη στρώση κυμαίνεται από τρεις εώς πέντε ώρες σε θερμοκρασίες περιβάλλοντος 20 ^{o}C, όταν δεν χρησιμοποιούνται επιταχυντές πήξης.

Όταν εφαρμόζεται μονή στρώση μεγάλου πάχους (τουλάχιστον 150 mm), η στρώση δομείται με μια γωνία εκτόξευσης περίπου 45° ώστε το υλικό της αναπήδησης να κυλά προς τα έξω. Όταν έχει διαστρωθεί πλέγμα οπλισμών θα μειώνεται η απόσταση του ακροφυσίου από την επιφάνεια και η γωνία εκτόξευσης θα αποκλίνει ελαφρά από την ορθή ώστε το σκυρόδεμα να περνά και να συγκρατείται πίσω από τις ράβδους του πλέγματος. Το ίδιο συμβαίνει στην περίπτωση ύπαρξης οπλισμών μεγάλης διαμέτρου ή συγκεντρωμένου οπλισμού.

Όταν το σκυρόδεμα εκτοξεύεται προς τον οπλισμό, η μπροστινή πλευρά της ράβδου πρέπει να παραμείνει καθαρή και το εκτοξευόμενο υλικό να ρέει πίσω και γύρω από την ράβδο δημιουργώντας έτσι ένα συμπυκνωμένο σκυρόδεμα πίσω από αυτή.

Κατά την εκτόξευση, ένα ποσοστό του υλικού που έχει εκτοξευθεί προς την επιφάνεια βάσης δεν προσκολλάται σε αυτή και αναπηδά εκτός της θέσης προσβολής. Οι παράγοντες που επηρεάζουν την ποσότητα αναπήδησης είναι:

- Πάχος στρώσης.
- Κοκκομετρική κατανομή.
- Κλίση και χειρισμός ακροφυσίου.
- Όγκος και πίεση αέρα.
- Ιδιότητες πρόσφυσης.
- Πρώιμες αντοχές.
- Τύπος ινών (αν χρησιμοποιούνται).
- Μέθοδος εκτόξευσης.

Το υλικό της αναπήδησης δεν πρέπει ποτέ και για κανένα λόγο να καλυφθεί με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Θα πρέπει να απομακρύνεται από το έργο και απαγορεύεται να χρησιμοποιηθεί για παραγωγή συμβατικού ή εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Για την διαμόρφωση της τελικής επιφάνειας θα πρέπει να απομακρύνονται τα σωματίδια που έχουν προσκολληθεί ανεπαρκώς χρησιμοποιώντας μια μαλακή πλαστική βούρτσα, μία έως δύο ώρες μετά την εκτόξευση.

Σχήμα 2.3: Όπλιση μανδύα σκυροδέματος σε δοκό

2.2.7 Έλεγχοι

Υπάρχουν 4 τύποι ελέγχων:

- Οπτικός έλεγχος: Γίνεται επί τόπου στο έργο και αφορά τον εντοπισμό κακοτεχνιών πριν, μετά και κατά την διάρκεια εκτόξευσης κάθε στρώσης σκυροδέματος.
- Γεωμετρικός έλεγχος: Γίνεται επί τόπου στο έργο και αφορά τον εντοπισμό αποκλίσεων από την προβλεπόμενη στη μελέτη γεωμετρία των κατασκευαζόμενων στοιχείων. Χρησιμοποιούνται οι κλασικές μέθοδοι γεωμετρικής αποτύπωσης στοιχείων.
- Μηχανικός (κρουστικός) έλεγχος: Γίνεται επί τόπου στο έργο και αφορά την στερεότητα και συνοχή της επέμβασης. Γίνεται με ελαφρές κρούσεις με σφυρί βάρους 1 kg. Ελέγχεται η δημιουργία ρωγμών στην διεπιφάνεια επεμβάσεως καθώς και ο ήχος των κρούσεων.
- Εργαστηριακός έλεγχος: Περιλαμβάνει 2 κατηγορίες δοκιμών:

  α) Η κατηγορία δοκιμών Ε1 αφορά τον έλεγχο ικανοποίησης των κριτηρίων συμμόρφωσης για την προβλεπόμενη χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας, της αντοχής σε κάμψη, της δυσθραυστότητας και ιδιοτήτων όπως η πυκνότητα, η αντίσταση σε παγετό και η διαπερατότητα.

  β) Η κατηγορία δοκιμών Ε2 αποσκοπεί στην εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής του εκτοξευόμενου σκυροδέματος έτσι όπως διαστρώθηκε και συντηρήθηκε στις πραγματικές συνθήκες του έργου, καθώς και στον έλεγχο εξασφάλισης επαρκούς συνάφειας μεταξύ του Ε.Σ. και της βάσης.

Δεν είναι λίγες οι φορές που μέσω των παραπάνω ελέγχων παρατηρούνται διάφορες κακοτεχνίες. Ενδεικτικά αναφέρονται:

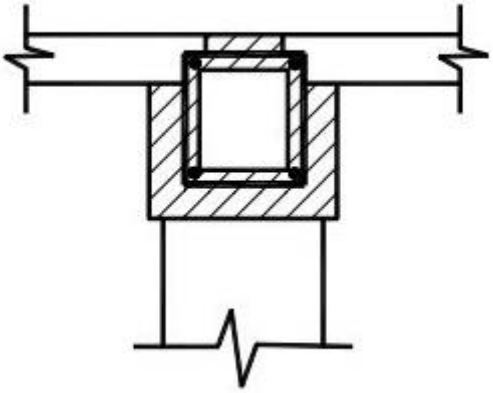
- Εγκλωβισμός ανακλώμενου υλικού.
- Συσσώρευση υπερψεκαζόμενου υλικού.
- Δημιουργία κενών.
- Ανεπαρκής επικάλυψη των ράβδων οπλισμού.
- Δημιουργία αδύναμων περιοχών λόγω απόμιξης του σκυροδέματος.

2.2.8 Χρήσεις

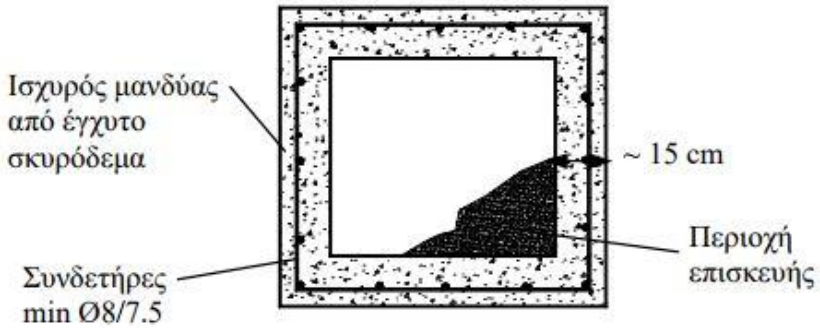
Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα εφαρμόζεται κυρίως σε:

- Επισκευές κτιρίων στους μανδύες δομικών στοιχείων (υποστυλωμάτων, δοκών, πλακών) και στην ενίσχυση φερουσών τοιχοποιιών και λιθοδομών.
- Σταθεροποίηση πρανών και εκσκαφών.
- Επισκευές σε μεγάλα έργα όπως σήραγγες, φράγματα από σκυρόδεμα, λιμενικά έργα, γέφυρες.
- Αποκατάσταση βλαβών λόγω πυρκαγιάς.

Όλα τα παραπάνω ισχύουν για κατασκευές οπλισμένου Ε.Σ. ακόμα και σε περιοχές με σεισμό, αρκεί η έκταση των βλαβών να είναι μεσαία.



Σχήμα 2.4: Διατομή ενισχυμένης δοκού με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα



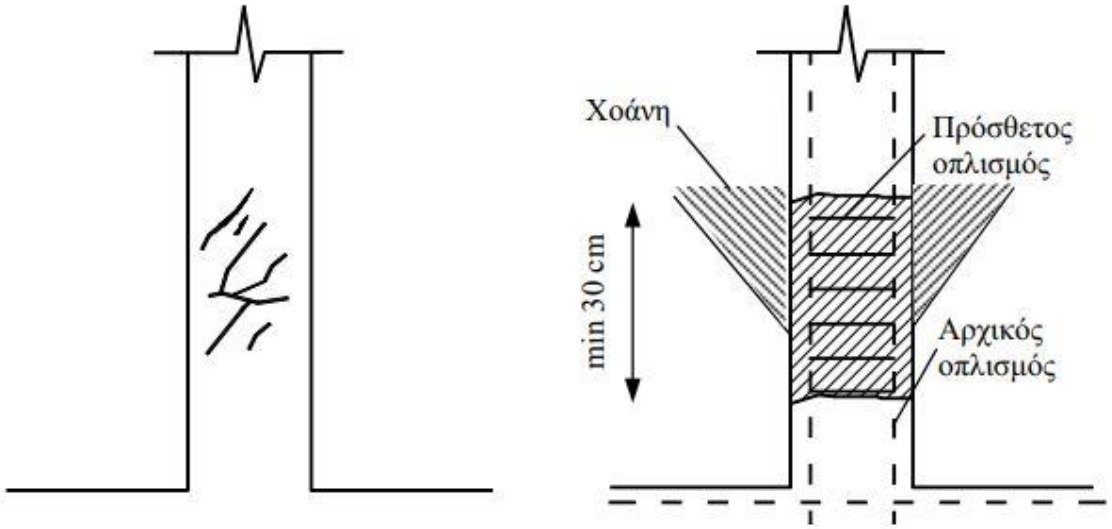
Σχήμα 2.5: Διατομή ενισχυμένου υποστηλώματος με μανδύα σκυροδέματος

2.2.9 Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα της μεθόδου

Τα πλεονεκτήματα της μεθόδου ενίσχυσης με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι τα εξής:

- Εκτοξεύεται ακόμα και σε κατακόρυφες επιφάνειες ή σε επιφάνειες με μεγάλες κλίσεις.
- Επιτυγχάνεται το ίδιο αποτέλεσμα με μικρότερα πάχη μανδύα σε σχέση με το έγχυτο (καλουπωτό) σκυρόδεμα.
- Επιτυγχάνεται καλύτερη συνεργασία και πρόσφυση με το υπάρχον-παλαιό σκυρόδεμα λόγω της εκτόξευσης με υψηλή πίεση.
- Έχει υψηλές αντοχές λόγω του χαμηλού συντελεστή νερού/τσιμέντου
- Δεν απαιτείται ξυλότυπος (καλούπωμα).
- Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα επιστρώνεται και επιπεδοποιείται μετά την εκτόξευση ώστε να δώσει μία επίπεδη τελική επιφάνεια όπου αυτό απαιτείται.

Από την άλλη, το προφανές μειονέκτημα της μεθόδου είναι η σημαντική δυσκολία εφαρμογής που περιλαμβάνει διατρήσεις πλακών και δοκών, επί τόπου τοποθετήσεις οπλισμών, επίπονες διαδικασίες σκυροδέτησης με έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και βεβαίως τη σημαντική αύξηση των διαστάσεων των υπό ενίσχυση στοιχείων. Η αύξηση αυτή δεν είναι άλλωστε πάντοτε εφικτή στο επίπεδο της πράξης (αρχιτεκτονικοί περιορισμοί, περιορισμοί ιδιοκτησίας, κλπ.). Σημειώνεται εξ'άλλου ότι οι διαφοροποιήσεις των διαστάσεων των υποστυλωμάτων αλλάζουν τα δυναμικά χαρακτηριστικά των κατασκευών και άρα την εισαγόμενη σεισμική ένταση - ενέργεια αλλά και την εσωτερική κατανομή των μεγεθών έντασης. Επισημαίνεται έτσι ότι η αλλαγή των διαστάσεων των υποστυλωμάτων άνευ ιδιαίτερης μελέτης είναι δυνατόν να αυξήσει υπέρμετρα τη σχετική ένταση των ενισχυμένων στοιχείων και τελικώς να οδηγήσει σε αστοχία αυτών.



Σχήμα 2.6: Αποκατάσταση υποστυλώματος με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος της βλαμμένης περιοχής

2.2.10 Συμπεράσματα

Η κατασκευή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνηθέστερη πρακτική για την περίπτωση που το συνολικό πάχος του μανδύα δεν υπερβαίνει τα 10 cm. Αν και δεν απαιτείται ξυλότυπος, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας του μανδύα. Για το σκοπό αυτό γίνεται συνήθως χρήση οδηγών. Πρέπει επίσης να τονιστεί, ότι η συστολή ξηράνσεως είναι μεγαλύτερη στη συγκεκριμένη κατηγορία μανδυών, οπότε έχει μεγαλή σημασία η σωστή συντήρησή τους με εφαρμογή όλων των σχετικών διατάξεων του Κανονισμού Τεχνολογίας Σκυροδέματος.

2.3 Ενίσχυση με Σύνθετα Υλικά (Ινοπλισμένα Πολυμερή-FRP)

2.3.1 Γενικά

Κύριο μειονέκτημα των έως τώρα επεμβάσεων ήταν η δυσκολία εφαρμογής τους. Η επιστημονική έρευνα στο πεδίο αυτό κατέληξε στην ανάπτυξη μιας νέας τεχνικής ενίσχυσης με χρήση σύνθετων υλικών που αποτελούνται από το συνδυασμό ινών (π.χ. άνθρακα, γυαλιού, αραμιδίου) σε μήτρα εποξειδικής ρητίνης ή πλεγμένες σε ύφασμα ώστε να σχηματίζουν αντίστοιχα δύσκαμπτα ελάσματα ή εύκαμπτα υφάσματα μίας ή δύο διευθύνσεων (Ινοπλισμένα πολυμερή - Fiber Reinforced Polymers - FRP). Η ενίσχυση με FRP μπορεί να εφαρμοσθεί σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως δοκοί, πλακοδοκοί πλάκες, υποστυλώματα, τοιχία, κόμβοι, σε στοιχεία από φέρουσα τοιχοποιία καθώς και σε στοιχεία από ξύλο. Μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως τένοντες ή ως μέσο ενίσχυσης στο σκυρόδεμα, είτε μεμονωμένα είτε σε συνδυασμό με προεντεταμένο χάλυβα ή χάλυβα οπλισμού. Η εφαρμογή τους ως οπλισμός ενίσχυσης στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος ή φέρουσας τοιχοποιίας συνίσταται στην μέσω εποξειδικών ρητινών επικόλληση τους σε εξωτερικές επιφάνειες δομικών μελών με προσανατολισμό ινών τέτοιο ώστε να παραλαμβάνουν εφελκυστικές δυνάμεις.

2.3.2 Υλικά

Τα βασικά συστατικά των σύνθετων υλικών ως σύστημα ενίσχυσης είναι: οι ίνες σε πολυμερική μήτρα και η κόλλα εφαρμογής τους σε επιφάνειες σκυροδέματος ή τοιχοποιίας. Πιο αναλυτικά:

Ίνες: Στον κλάδο των οικοδομικών και τεχνικών έργων οι πιο κοινές χρησιμοποιούμενες ίνες διαμέτρου 5-25μm είναι:

- Οι ίνες γυαλιού (με πυκνότητα 2300-2400 kg/m^3). Υπάρχουν 4 τύποι υαλονημάτων: Τύπου Ε με μειονέκτημα τη μείωση της αντοχής στο αλκαλικό περιβάλλον του σκυροδέματος, τύπου Z ή AR με μεγάλη αντοχή σε αλκαλικό περιβάλλον και τύπου S με υψηλή αντοχή και υψηλό μέτρο ελαστικότητας.
- Οι ίνες άνθρακα (με πυκνότητα 1800-1900 kg/m^3). Οι τύποι των ανθρακονημάτων διαφέρουν ανάλογα αν παρασκευάζονται από θερμική κατεργασία του πολυακρυλονιτριλίου (υψηλής εφελκυστικής αντοχής και μέτρου ελαστικότητας) είτε μέσω απόσταξης κάρβουνου. Μπορούν να χρησιμοποιηθούν χωριστά ή από κοινού με τις ίνες γυαλιού ως υβρίδιο για να αυξηθεί η ακαμψία ενός δομικού μέλους.

- Οι ίνες αραμιδίου (με πυκνότητα 1450 kg/m^3) διακρίνονται ανάλογα με το αν προέρχονται από αρωματικό πολυαμίδιο (Κέβλαρ 29-χαμηλού μέτρου ελαστικότητας, Κέβλαρ 49-υψηλού μέτρου ελαστικότητας) ή αρωματικό πολυαιθεραμίδιο, με κύριο πλεονέκτημα την πολύ καλή συμπεριφορά σε κρουστικά φορτία.

Μήτρα: Υπάρχουν δύο κύριοι τύποι πολυμερών που χρησιμοποιούνται ως μήτρες, θερμοσκληρυνόμενα και θερμοπλαστικά. Τα θερμοσκληρυνόμενα χρησιμοποιούνται στον κλάδο των οικοδομικών και τεχνικών έργων και είναι οι εποξειδικές ρητίνες και σπανιότερα ο πολυεστέρας ή βινυλεστέρας. Οι εποξειδικές ρητίνες υπερέχουν των άλλων τύπων μήτρας λόγω των εξαιρετικών μηχανικών χαρακτηριστικών και της μεγάλης ανθεκτικότητας σε δυσμενείς περιβαλλοντικές επιδράσεις. Προσφάτως έχουν γίνει προσπάθειες αντικατάστασης των πολυμερικών μητρών με υλικά βασισμένα στο τσιμέντο (τσιμεντοκονιάματα τροποποιημένα με πολυμερή, TRM).

Κόλλα: Κατά κανόνα χρησιμοποιείται ως κόλλα εποξειδική ρητίνη δυο συστατικών που εφαρμόζεται μεταξύ του υποστρώματος και του σύνθετου υλικού, εξασφαλίζοντας έτσι τη συνεργασία τους και τη μεταφορά τάσεων από το πρώτο στο δεύτερο. Η χρήση εποξειδικών ρητινών στις κατασκευές προϋποθέτει την κατανόηση τριών βασικών εννοιών: χρόνος εργασιμότητας (pot life), χρόνος εφαρμογής (open time), θερμοκρασία υαλώδους μετάπτωσης Tg (glass transition temperature).

Πίνακας 2.2: Ενδεικτικές ιδιότητες ινών

	Μέτρο ελαστικότητας (KN/mm^2)	Εφελκυστική αντοχή (N/mm^2)	Οριακή παραμόρφωση εφελκυστικής αστοχίας (%)
Άνθρακας			
Υψηλής αντοχής	215-235	3500-4800	1.4-2.0
Υπερ-υψηλής αντοχής	215-235	3500-6000	1.5-2.3
Υψηλού μέτρου ελαστικότητας	350-500	2500-3100	0.5-0.9
Υπερ-υψηλού μέτρου ελας/τας	500-700	2100-2400	0.2-0.4
Γυαλί			
E	70-75	1900-3000	3.0-4.5
Z	70-75	1900-3000	3.0-4.5
S	85-90	3500-4800	4.5-5.5
Αραμίδιο			
Χαμηλού μέτρου ελαστικότητας (Κέβλαρ 29)	70-80	3500-4100	4.3-5.0
Υψηλού μέτρου ελαστικότητας (Κέβλαρ 49, Twaron)	115-130	3500-4000	2.5-3.5

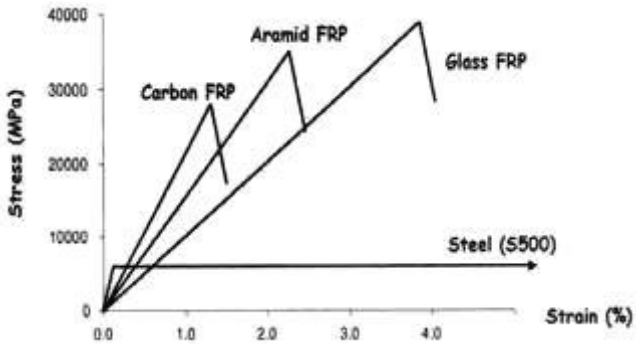
Πίνακας 2.3: Ενδεικτικές ιδιότητες εποξειδικών ρητινών και σύγκριση με σκυρόδεμα και χάλυβα

Ιδιότητα (σε 20°C)	Εποφειδική ρητίνη	Σκυρόδεμα	Χάλυβας
Πυκνότητα (kg/m^3)	1100-1700	2350	7800
Μέτρο ελαστικότητας(KN/mm^2)	0.5-20	20-50	205
Μέτρο διάτμησης (KN/mm^2)	0.2-8.0	8-21	80
Λόγος Poisson	0.3-0.4	0.2	0.3
Εφελκυστική αντοχή (N/mm^2)	9-30	1-4	200-600
Διατμητική αντοχή (N/mm^2)	10-30	2-5	150-400
Θλιπτική αντοχή (N/mm^2)	55-110	25-150	200-600
Οριακή παραμόρφωση σε εφελκυσμό(%)	0.5-5	0.015	20-25
Ενέργεια θραύσης (Jm^{-2}) - κατά προσέγγιση	200-1000	100	10^5-10^6
Συντελεστής θερμικής διαστολής (10^{-6}/°C)	25-100	11-13	10-15
Υδατοαπορροφητικότητα: 7ημ.-25°C (%κ.β)	0.1-3	5	0
Θερμοκρασία υαλώδους μετάπτωσης (°C)	50-80	/	/

2.3.3 Ιδιότητες

Η μέθοδος εφαρμογής ενισχύσεων με σύνθετα υλικά πλεονεκτεί έναντι των συμβατικών μεθόδων διότι τα σύνθετα υλικά παρουσιάζουν:

- Εξαιρετικά μεγάλη εφελκυστική αντοχή (πολλαπλάσια του χάλυβα).
- Μικρό βάρος (1/4-1/5 του βάρους του χάλυβα).
- Αύξηση αντοχής και παραμορφωσιμότητας της κατασκευής δίχως μεταβολή της γεωμετρίας ή της δυσκαμψίας της.
- Ανθεκτικότητα σε διαβρωτικά περιβάλλοντα και μεγάλη διάρκεια ζωής, διαθεσιμότητα σε πολύ μεγάλα μήκη και μεγάλη «ευκαμψία».
- Ιδιαίτερα ανταγωνιστικό κόστος επέμβασης.



Σχήμα 2.7: Σχέσεις τάσης-παραμόρφωσης σε εφελκυσμό, για σύνθετα υλικά και χάλυβα

Με τη χρήση των σύνθετων υλικών σε κατασκευές είναι δυνατή η αύξηση της αντοχής σε κάμψη και διάτμηση καθώς και η περίσφιξη θλιβόμενων στοιχείων (αύξηση παραμορφωσιμότητας και αντοχής σκυροδέματος). Επίσης επιτυγχάνεται αύξηση της

πλαστιμότητας περιοχών πλαστικών αρθρώσεων και ικανοποίηση των απαιτήσεων για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (μείωση των βελών κάμψης και της αναμενόμενης ρηγμάτωσης). Η θερμοσκληρυνόμενη ρητίνη δίνει αντοχή σε θερμότητα και υγρασία, ενώ η ενίσχυση με ίνες γυαλιού αυξάνει την αντοχή και έχει καλή επίδοση σε μεγάλο εύρος θερμοκρασιών.

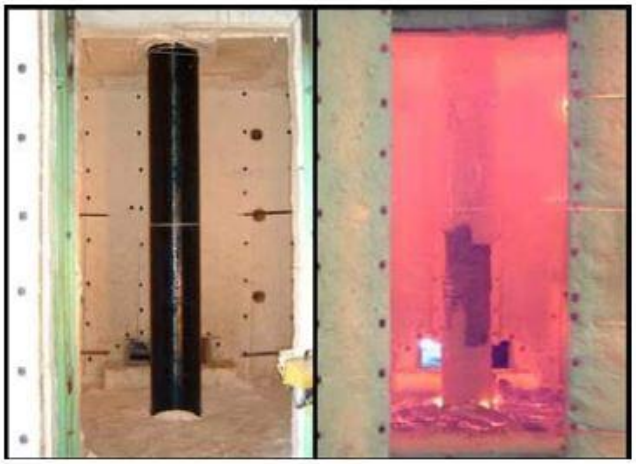
Μετά από έρευνες 9 ετών της ISIS CANADA (2004-05) πάνω στα FRP από ίνες υάλου (GFRP), διαπίστωσαν την ανθεκτικότητά τους σε διάβρωση όταν χρησιμοποιούνται ως οπλισμός ενίσχυσης σε στοιχεία σκυροδέματος. Δείγματα πάρθηκαν από πέντε γέφυρες στον Καναδά (κατασκευασμένες προ εφταετίας ή παλαιότερα) όπου διαπιστώθηκε πως δεν παρουσίασαν καθόλου διάβρωση, χημική φθορά, απώλεια υλικού ή ρωγμές. Το μέτρο ελαστικότητας των GFRP είναι τόσο κοντά στο μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος που τα καθιστά πολύ πιο συμβατά με το σκυρόδεμα συγκριτικά με άλλα υλικά ενίσχυσης ενώ δοκιμές των GFRP υπό συνθήκες κόπωσης απέδειξαν πως συμπεριφέρονται 20 φορές καλύτερα από το συμβατικό χάλυβα υπό τις ίδιες συνθήκες. Επίσης έχει αποδειχθεί ότι η αποκατάσταση και επανακατοίκηση κτιρίων συμφέρει να γίνεται με FRP κυρίως λόγω της μεγάλης διάρκειας ζωής που παρουσιάζουν και του ελάχιστου κόστους συντήρησης. Τέλος η ενίσχυση και συντήρηση των παλαιών μνημείων έχει αποδειχθεί πως συντελείται αποτελεσματικά (πάντα με διατήρηση της αρχικής αισθητικής) με χρήση ράβδων και υφασμάτων από FRP κυρίως σε τοιχοποιίες.

Επίσης έρευνες του JCI (Japan Concrete Institute) για τη σύνθεση νέων ράβδων από FRP ανθεκτικές στη θερμότητα για εφαρμογή τους σε στοιχεία σκυροδέματος επέφεραν καινοτόμες εφαρμογές. Τα πειράματα διεξάχθηκαν σε ήδη διαθέσιμες στο εμπόριο ράβδους FRP και στις νέας τεχνολογίας ράβδους οι οποίες αποτελούνται από ίνες άνθρακα και αραμιδίου εμποτισμένες με φαινολικές PH (phenol) και πολυεστεραμιδικές CP (cross-linked polyesteramide resins) ρητίνες. Δοκιμές αντίστασης σε θερμότητα, ανθεκτικότητας σε αλκαλικό περιβάλλον, αντοχής σε εφελκυσμό των ράβδων και δοκιμές αντοχής σε κάμψη ενισχυμένων με FRP δοκών σκυροδέματος, διεξήχθησαν σε ποικίλες θερμοκρασίες. Παρατηρήθηκε λοιπόν πως οι νέες ράβδοι εμποτισμένες με PH παρουσίασαν υψηλή ανθεκτικότητα σε σχέση με τις κοινές ράβδους. Ενώ δοκός σκυροδέματος ενισχυμένη με FRP από ίνες άνθρακα εμποτισμένες με PH έδειξε εξαιρετική συμπεριφορά σε υψηλές θερμοκρασίες συγκρίσιμη με αυτή των ενισχυμένων με συμβατικό χάλυβα δοκών.

Ωστόσο βασικά μειονεκτήματα είναι η πτωχή συμπεριφορά σε υψηλές θερμοκρασίες, το σχετικά υψηλό κόστος (που μειώνεται δραματικά με το χρόνο) και η έλλειψη πλαστιμότητας (όχι όμως και παραμορφωσιμότητας η οποία συμβάλλει στην αύξηση της πλαστιμότητας των στοιχείων σκυροδέματος). Τέλος η έλλειψη παιδείας που διακρίνει τον τεχνικό κόσμο της χώρας, λόγω της σχετικά πρόσφατης και ραγδαίας ανάπτυξης της συγκεκριμένης τεχνικής είναι σημαντική. Επίσης ένα από τα μεγαλύτερα εμπόδια στη χρήση των FRP είναι ο προβληματισμός σχετικά με την αντοχή και την ανθεκτικότητά τους σε φωτιά. Μετά από τέσσερα χρόνια ερευνών από το ISIS CANADA είναι πλέον αποδεδειγμένο ότι τα νέα FRP είναι πολύ πιο ανθεκτικά σε συνθήκες πυρκαγιάς από ότι στο παρελθόν.

Σχήμα 2.8: Ενίσχυση φέροντα οργανισμού με FRP

Σχήμα 2.9: Αστοχία υποστυλώματος ενισχυμένου με FRP



Σχήμα 2.10: Συμπεριφορά ενισχυμένου υποστυλώματος με ανθρακουφάσματα σε συνθήκες φωτιάς

2.3.4 Συστήματα ενίσχυσης

Τα συστήματα ενίσχυσης στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος ή φέρουσας ικανότητας με σύνθετα υλικά είναι γενικά δύο τύπων: «Υγρής εφαρμογής» (ή επί τόπου σκλήρυνση της μήτρας) και «προκατασκευασμένα» (η σκλήρυνση τη μήτρας έχει προηγηθεί της εφαρμογής). Παρακάτω γίνεται συνοπτικά η παρουσίαση αυτών των συστημάτων.

Συστήματα υγρής εφαρμογής:

- Φύλλα (sheets) ή υφάσματα (fabrics) αποτελούμενα από συνεχείς ίνες μίας (κυρίως) διεύθυνσης, χωρίς μήτρα.

- Υφάσματα (fabrics) αποτελούμενα από συνέχεις ίνες σε δύο τουλάχιστον διευθύνσεις, χωρίς μήτρα.
- Φύλλα (sheets) ή υφάσματα (fabrics) αποτελούμενα από συνεχείς ίνες μίας διεύθυνσης προεμποτισμένα με ρητίνη σε μη σκληρυμένη μορφή.
- Φύλλα (sheets) ή υφάσματα (fabrics) αποτελούμενα από συνεχείς ίνες σε τουλάχιστον δύο διευθύνσεις, προεμποτισμένα με ρητίνη σε μη σκληρυμένη μορφή.
- Συνεχείς ίνες χωρίς μήτρα, συγκεντρωμένες σε μορφή νήματος, το οποίο εμποτίζεται με ρητίνη ενώ τυλίγεται στο υπό ενίσχυση δομικό μέλος.
- Προεμποτισμένες συνεχείς ίνες, συγκεντρωμένες σε μορφή νήματος (tow), το οποίο ενώ τυλίγεται στο υπό ενίσχυση δομικό μέλος, υφίσταται ενδεχομένως και πρόσθετο οπλισμό.

Προκατασκευασμένα Υλικά:

- Προκατασκευασμένα ευθύγραμμα ελάσματα (strips), τα οποία επικολλούνται μέσω ρητίνης. Τα ελάσματα διατίθενται συνήθως σε μορφή ρολών «κουλούρες» και παράγονται με τη μέθοδο εξέλασης ή σπανιότερα της στρωμάτωσης.
- Προκατασκευασμένες ράβδοι (bars) κυκλικής ή συνήθως ορθογωνικής διατομής, οι οποίες τοποθετούνται σε επιφανειακές εγκοπές γεμισμένες με ρητίνη ή πολυμερές κονίαμα.
- Προκατασκευασμένα κελύφη (shells), μανδύες (jackets) ή γωνίες (angles), τα οποία επικολλούνται μέσω ρητίνης.

Σε γενικές γραμμές τα προκατασκευασμένα ελάσματα προτιμώνται έναντι των υφασμάτων (ή φύλλων) όταν η εφαρμογή γίνεται σε επίπεδες επιφάνειες (π.χ. καμπτική ενίσχυση δοκών ή πλακών, χιαστί ή οριζόντια διάταξη για τοιχοποιίες σε εντός επιπέδου τέμνουσα) και απαιτούνται σημαντικά πάχη, ενώ σε άλλες περιπτώσεις (π.χ. μανδύες υποστυλωμάτων, διατμητική ενίσχυση δοκών) η εφαρμογή υφασμάτων μέσω της υγρής μεθόδου είναι προτιμητέα.

2.3.5 Τεχνικές εφαρμογές

Η επιλογή του τύπου, της μορφής και της μεθόδου εφαρμογής των σύνθετων υλικών εξαρτώνται από πολλούς παράγοντες όπως η γεωμετρία και οι διαστάσεις των ως προς ενίσχυση στοιχείων, το είδος της εντατικής τους καταπόνησης, οι περιβαλλοντικές συνθήκες, η εμπειρία του μηχανικού και του εργατικοτεχνικού προσωπικού καθώς και ο προϋπολογισμός της επέμβασης.

Βασική τεχνική: Η βασική τεχνική, η οποία είναι και η πλέον συνηθισμένη (και εφαρμόζεται ουσιαστικά κατ΄ αποκλειστικότητα στη χώρα μας), περιλαμβάνει τη δια χειρός επικόλληση είτε υφασμάτων (προεμποτισμένων με ρητίνη ή μη προεμποτισμένων), είτε προκατασκευασμένων στοιχείων (π.χ. ελάσματα) σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος ή τοιχοποιίας, μέσω εποξειδικών ρητινών.

Ειδικές τεχνικές:

- Αυτοματοποιημένη περιτύλιξη
- Εφαρμογή με προένταση
- Επιταχυμένη σκλήρυνση με θέρμανση
- Προκατασκευασμένα στοιχεία

- Εφαρμογή ράβδων εγκοπής
- Μηχανική στερέωση ελασμάτων με αγκύρια
- Πλέγματα συνεχών ινών σε ανόργανη μήτρα

2.3.6 Προδιαγραφές-Κανονισμοί

2.3.6.1 Επικόλληση ελασμάτων/υφασμάτων

Αποδεκτά υλικά:

Α. Για την εξομάλυνση της επιφάνειας του υποστρώματος, χρησιμοποιούνται μη συρρικνούμενα τσιμεντοειδή κονιάματα ή εποξειδικές πάστες με συνάφεια και εφελκυστική αντοχή, τουλάχιστον κατά 50% μεγαλύτερη από την εφελκυστική αντοχή του υποστρώματος. Τα υλικά πρέπει να συνοδεύονται από αναλυτικά τεχνικά φυλλάδια του παραγωγού, υπόκειται σε έγκριση της Υπηρεσίας.

Β. Η χρήση ελασμάτων από ανθρακονήματα υψηλού μέτρου ελαστικότητας δε συνίσταται, επειδή τα υλικά αυτά έχουν μικρή παραμορφωσιμότητα. Κρίσιμος παράγων είναι η θερμική αντοχή των ελασμάτων, η οποία ορίζεται ως η θερμοκρασία άνω της οποίας το πολυμερές και το συγκολλητικό υλικό αρχίζουν να αποδομούνται και να χάνουν τις μηχανικές τους ιδιότητες. Η κρίσιμη θερμοκρασία για τα ελάσματα CFRP κυμαίνεται μεταξύ 100 ^{o}C-300 ^{o}C. Από θερμικής άποψης ασθενέστερο είναι το συγκολλητικό υλικό. Ο προσδιορισμός της θερμικής διαστολής των ελασμάτων γίνεται σύμφωνα με το πρότυπο EN 1770:1998. Επισημαίνεται ότι η ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή δεν αίρει τυχόν άλλα προβλήματα του στοιχείου από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως π.χ. διάβρωση του οπλισμού.

Γ. Για την επικόλληση των ινοπλισμένων υφασμάτων θα χρησιμοποιούνται εποξειδικές κόλλες χωρίς ανενεργούς διαλύτες με τα εξής χαρακτηριστικά:

- Εποξειδικές κόλλες δυο συστατικών (ρητίνη, σκληρυντής)
- Η κατ’ όγκον αναλογία ανάμειξης σκληρυντή προς ρητίνη θα υπερβαίνει το 1:3
- Το μέτρο ελαστικότητας του σκληρυμένου μίγματος δε θα είναι μικρότερο από το 1/30 του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος.
- Οι αντοχές της κόλλας σε θλίψη και εφελκυσμό θα είναι τουλάχιστον 50% μεγαλύτερες των αντίστοιχων αντοχών του σκυροδέματος.

Οι απαιτήσεις για τα συγκολλητικά υλικά πρέπει να είναι σύμφωνα με το πρότυπο του EN 1504-4:2004 και το Δελτίο της FIB (Federation International du Beton).

2.3.6.2 Προσωπικό-Εξοπλισμός

Το τεχνικό προσωπικό που θα ασχοληθεί με την εφαρμογή της μεθόδου πρέπει να έχει αποδεδειγμένη εμπειρία (βεβαιώσεις) εργοδοτών σε έργα επισκευών και ενισχύσεων. Πριν την έναρξη των εργασιών να γίνεται δοκιμαστική εφαρμογή, προκειμένου η υπηρεσία να διαπιστώσει την ικανότητα του συνεργείου, το οποίο πρέπει να είναι πλήρως εξοπλισμένο. Η επίβλεψη τέλος να γίνεται από μηχανικό πενταετούς τουλάχιστον εμπειρίας.

Σχήμα 2.11: Τοποθέτηση υφάσματος

2.3.6.3 Αποθήκευση/Προσωρινή Τοποθέτηση πριν την Εφαρμογή

Μεγάλη προσοχή πρέπει να δίδεται στην αποθήκευση τους πριν την χρήση τους. Πρέπει να αποφεύγεται η άμεση τοποθέτησή τους σε έδαφος ή δάπεδο κυρίως σε εξωτερικό περιβάλλον ενώ ένα κατάλληλο κάλυμμα κρίνεται απαραίτητο. Οι περιβαλλοντικές συνθήκες θα πρέπει να λαμβάνονται επίσης υπόψη (όπως υψηλές ή πολύ χαμηλές θερμοκρασίες, ακτίνες, χημικές ουσίες κτλ) τόσο κατά την αποθήκευση όσο και κατά τη χρήση και εφαρμογή τους. Τα FRP είναι επιρρεπή σε επιφανειακές φθορές και τομές με αιχμηρά αντικείμενα καταστάσεις που μπορούν να μειώσουν την αντοχή τους.

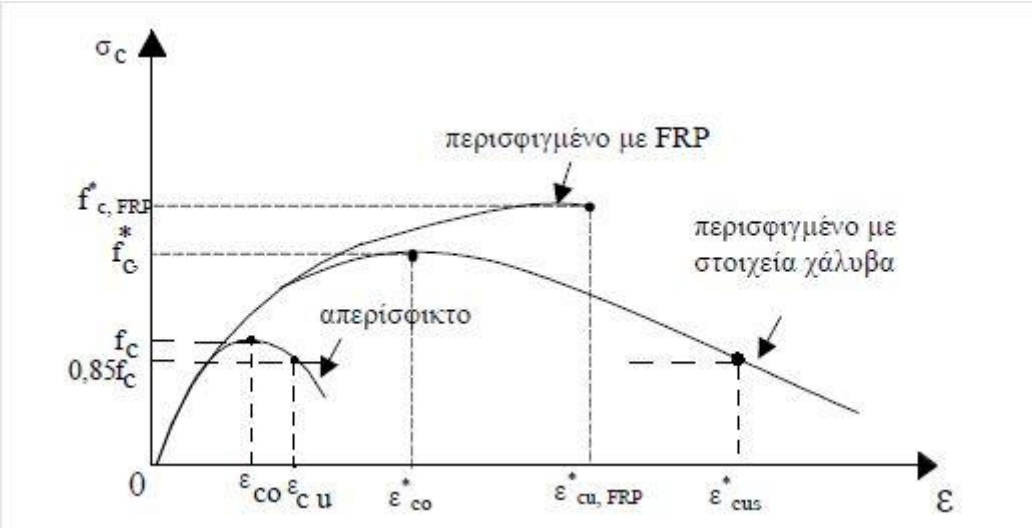
2.3.7 Απαιτήσεις ποιοτικών ελέγχων και δοκιμών για την παραλαβή

Για την διαπίστωση της ορθής εφαρμογής των ινοπλισμένων πολυμερών πρέπει να διεξάγονται οι ακόλουθοι έλεγχοι:

i. Οπτικός έλεγχος: Ο οπτικός έλεγχος αποσκοπεί στον εντοπισμό κακοτεχνιών (π.χ. ύπαρξη πτυχώσεων, φθορών ή τραυματισμών, εγκλωβισμός αέρα μεταξύ υφάσματος και υποστρώματος ή μεταξύ υφασμάτων, ο ελλιπής εμποτισμός των υφασμάτων, η ανομοιομορφία της κατεύθυνσης των ινών, η δημιουργία πτυχώσεων, ο ελλιπής πολυμερισμός της εποξειδικής κόλλας, η μειωμένη συγκολλητική ικανότητα της εποξειδικής κόλλας, το ανεπαρκές μήκος αλληλοκάλυψης των υφασμάτων κλπ). Κατά την διάρκεια της επικόλλησης, θα ελέγχεται η εφαρμογή των κανόνων έντεχνης εκτέλεσης της υγρασίας ώστε τυχούσες κακοτεχνίες να εντοπίζονται έγκαιρα και να αίρονται πριν από την ολοκλήρωση της εργασίας.
ii. Μηχανικός (Κρουστικός) έλεγχος: Ο μηχανικός έλεγχος γίνεται στο τέλος ή και σε ενδιάμεσα στάδια εκτέλεσης της εργασίας για την διαπίστωση της στερεότητας και της συνοχής της επέμβασης με ελαφριές κρούσεις με σφυρί πλαστικής ή ελαστικής επαφής με στρογγυλευμένα άκρα, με προσοχή ώστε να μην τραυματιστεί το ύφασμα. Υπόκωφος ήχος συνεπάγεται πλημμελή συγκόλληση, εγκλωβισμό αέρα, μη τήρηση των χρονικών ορίων εφαρμογής της κόλλας.
iii. Έλεγχος πρόσφυσης: Η πρόσφυση των υφασμάτων επί του σκυροδέματος πρέπει να ελέγχεται με δοκιμή αποκόλλησης δείγματος. Η δοκιμή θεωρείται επιτυχής όταν κάθε δοκίμιο που ελέγχεται δεν εμφανίζει αστοχία στην επιφάνεια υφάσματος και υποστρώματος ή τη διεπιφάνεια μεταξύ των υφασμάτων.

2.3.8 Συμπεράσματα

Ακόμα και αν υπάρχουν κάποια άλυτα θέματα που πρέπει να έχουν προτεραιότητα στις μελλοντικές έρευνες, καταλήγουμε στο ότι η δυνατότητα σχεδιασμού και εφαρμογής ενισχύσεων με τη χρήση FRP παρέχει σημαντικά πλεονεκτήματα έναντι άλλων μεθόδων ενίσχυσης επέμβασης παρ'όλο το υψηλό κόστος που όμως μειώνεται δραματικά με το χρόνο. Τα υλικά και οι μέθοδοι εφαρμογής εξελίσσονται ταχύτατα δίνοντας προηγμένες ιδιότητες και χαρακτηριστικά. Ωστόσο, δεν παύει να θεωρείται ως μια ακόμα τεχνική ενίσχυσης η οποία συμπληρώνει τις υφιστάμενες. Κυρίως στη χώρα μας, υπάρχει έλλειψη βασικών γνώσεων και παιδείας η οποία πρέπει να καλυφθεί με περαιτέρω έρευνα και ενημέρωση ώστε η συγκεκριμένη τεχνική ενίσχυσης να δίνει ακριβή και αξιόπιστα αποτελέσματα.



Σχήμα 2.12: Σχέση τάσεων-παραμορφόσεων σκυροδέματος απερίσφικτου, περισφιγμένου με FRP ή με στοιχεία χάλυβα

2.4 Ενίσχυση κατασκευών με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας

2.4.1 Γενικά

Μια από τις πιο αποτελεσματικές και ευρέως γνωστές τεχνικές ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι η χρήση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας σε προεπιλεγμένα φατνώματα των φορέων της κατασκευής. Στην Ελλάδα λόγω των συχνών σεισμικών γεγονότων αλλά και της ύπαρξης μεγάλου αριθμού κτιρίων κατασκευασμένων σύμφωνα με τον μη αναθεωρημένο κανονισμό του 1984 υπάρχει η ανάγκη ενίσχυσης των υφιστάμενων κτιρίων για την αποφυγή μη πλάστιμου τρόπου αστοχίας τους αλλά και κατάρρευσής τους. Μέσα από τον έλεγχο τρωτότητας ο μηχανικός εντοπίζει τα σημεία ανεπάρκειας και επιλέγει την κατάλληλη τεχνική για την ενίσχυση του κτιρίου. Οι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας αποτελούν ένα αποτελεσματικό σύστημα αντίστασης έναντι πλευρικών φορτίων και ικανοποιούν τις πρόσθετες απαιτήσεις σε αντοχή, πλαστιμότητα και δυσκαμψία με αποτέλεσμα να αναβαθμίζουν τη σεισμική συμπεριφορά του υφιστάμενου κτιρίου.

2.4.2 Μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι κατά κύριο λόγο μεταλλικοί αφού ο χάλυβας λόγω των όλκιμων χαρακτηριστικών του αναλαμβάνει μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις και απορροφά μεγαλύτερη σεισμική ενέργεια. Οι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας χρησιμοποιούνται για να αυξήσουν την αντοχή σε πλευρική φόρτιση. Με την προσθήκη των συνδέσμων δυσκαμψίας, οι σεισμικές δυνάμεις αναλαμβάνονται κυρίως από τις αξονικές δυνάμεις των συνδέσμων. Η ενίσχυση της κατασκευής με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας αποτρέπει την εμφάνιση ψαθυρής αστοχίας μέσω της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων.

Σχήμα 2.13: Χρήση δικτυωτού χιαστί συνδέσμου σε πολυόροφο κτίριο

2.4.3 Κατηγορίες συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μπορούν να διαχωριστούν στις εξής κατηγορίες:

1) Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης των μελών του συνδέσμου δυσκαμψίας με το ζύγωμα του φατνώματος σε:

- Κεντρικούς
- Έκκεντρους

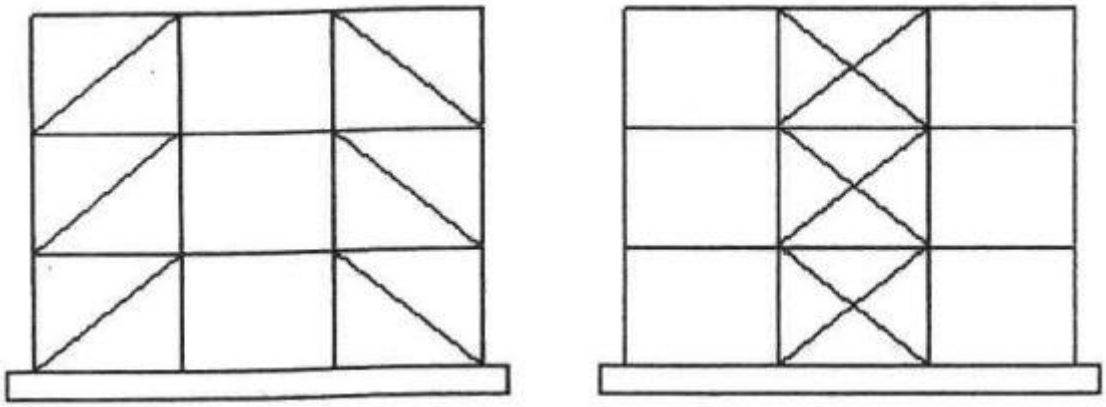
2) Ανάλογα με το είδος της σύνδεσης των δικτυωτών συνδέσμων με την υφιστάμενη κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος σε:

- Συνδέσμους με εξωτερική σύνδεση
- Συνδέσμους με εσωτερική σύνδεση, οι οποίοι κατατάσσονται περαιτέρω ως:
    i. Άμεσης σύνδεσης
    ii. Έμμεσης σύνδεσης.

Προφανώς ένας δικτυωτός σύνδεσμος θα ανήκει και στις δύο κατηγορίες, μπορεί για παράδειγμα να είναι έκκεντρος, εσωτερικός και με άμεση σύνδεση με το υπάρχον πλαίσιο.

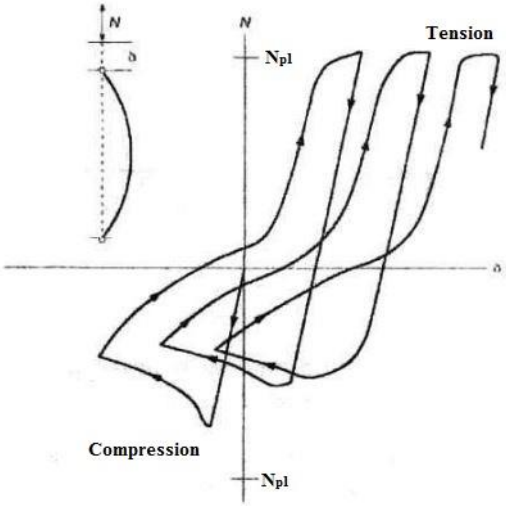
Ακολουθεί περιγραφή των ιδιοτήτων και των κατασκευαστικών λεπτομερειών των παραπάνω κατηγοριών.

1α) *Κεντρικοί*: Είναι η μορφή που χρησιμοποιείται πιο συχνά στην πράξη. Στην κατηγορία αυτή εντάσσονται οι απλοί και χιαστί διαγώνιοι (Τύπος / και Χ αντίστοιχα) και οι σύνδεσμοι τύπου V, Λ ή Κ. Οι σύνδεσμοι τύπου / ή Χ έχουν στοιχεία κατά τη διεύθυνση της μίας ή και των δύο διαγωνίων του φατνώματος αντίστοιχα.



Σχήμα 2.14: Απλοί και Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε πλαισιωτούς φορείς

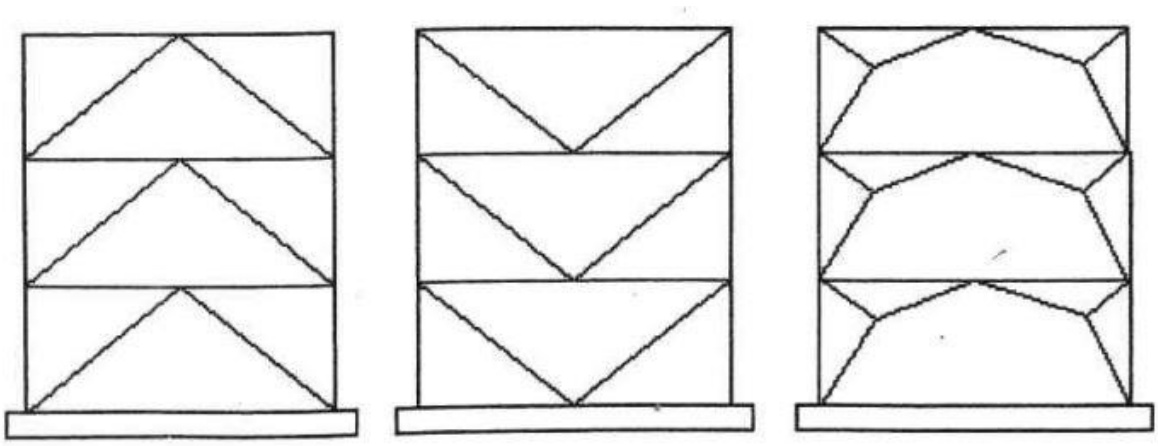
Αναλαμβάνουν μόνο πλευρικά φορτία τα οποία μεταφέρονται μέσω των συνδέσμων και καταπονούν αξονικά τα διαγώνια μέλη και τα κατακόρυφα φορτία αναλαμβάνονται από το πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος. Κατά τη διαστασιολόγησή τους θεωρείται ότι οι εφελκυόμενες διαγώνιοι μόνο συνεισφέρουν στην ανάληψη των εναλλασσόμενων σεισμικών δυνάμεων ενώ οι θλιβόμενες προφανώς αγνοούνται. Έτσι στους χιαστί συνδέσμους τα θλιβόμενα και εφελκυόμενα μέλη βρίσκονται στο ίδιο φάτνωμα ενώ στην περίπτωση των απλών συνδέσμων, σε διαφορετικά φατνώματα. Η θεώρηση ότι το πλευρικό φορτίο αναλαμβάνεται εξολοκλήρου από τις εφελκυόμενες διαγώνιους επιβεβαιώνεται από πειράματα όπου μελετάται η απόκριση πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος ενισχυμένων με απλούς και χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας και μη ενισχυμένων σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Κατά την εφαρμογή θλιπτικού φορτίου τα μέλη παραμορφώνονται πλευρικά και σχηματίζουν πλαστική άρθρωση στο μέσον του μήκους τους που συνεπάγεται μείωση της αντοχής του στοιχείου σε θλίψη. Στη συνέχεια, με τη δράση εφελκυστικής δύναμης, το εφελκυόμενο μέλος αναλαμβάνει το φορτίο και διαρρέει. Ακολουθεί ο λυγισμός του θλιβόμενου μέλους.



Σχήμα 2.15: Ελλειψοειδής βρόγχος υστέρησης του συνδέσμου δυσκαμψίας

Το γενικό συμπέρασμα που προκύπτει είναι η σημαντική αύξηση στη διατμητική αντοχή εντός επιπέδου ενός πλαισίου οπλισμένου σκυροδέματος λόγω της ενίσχυσης του από 2.5 έως 4 φορές για συνδέσμους με ένα διαγώνιο μέλος και χιαστί συνδέσμους αντίστοιχα. Τα προβλήματα λυγισμού που παρουσιάζονται στα θλιβόμενα μέλη και η σχετικά φτωχή μετελαστική συμπεριφορά έχει ως αποτέλεσμα την απότομη αστοχία και την μικρή δυνατότητα απορρόφησης μεγάλου ποσοστού σεισμικής ενέργειας, κάτι που καθιστά δυσμενές το σύστημα αυτό για έναν πλάστιμο σχεδιασμό. Εξάλλου η αύξηση της δυσκαμψίας μπορεί να οδηγήσει σε μεγαλύτερη αδρανειακή δύναμη λόγω σεισμού. Επισημαίνεται ξανά, ωστόσο, η ευεργετική επίδραση τους στην αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας της υφιστάμενης κατασκευής έναντι των σεισμικών δράσεων και η καταλληλότητα χρησιμοποίησης τους σε στάθμη επιτελεστικότητας Β: Προστασία Ζωής.

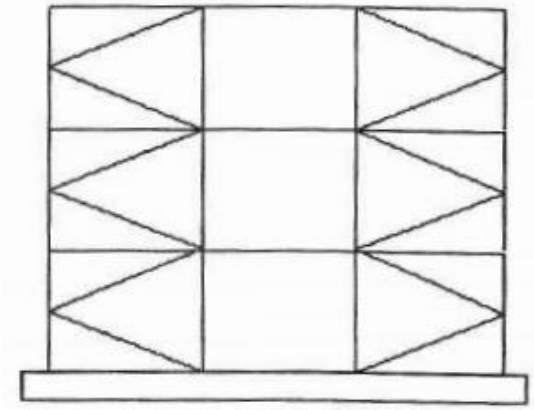
Οι σύνδεσμοι της μορφής V, Λ αποτελούνται από δύο στοιχεία ανά φάτνωμα που συντρέχουν σε ένα κοινό ενδιάμεσο σημείο της δοκού του πλαισίου. Το σημείο αυτό δεν παραβιάζει τη στατική συνέχεια του ζυγώματος και συνεπώς δεν θεωρείται ως στήριξη. Ανάλογα με τη θέση του σημείου σύνδεσης στο φάτνωμα, κάτω ή πάνω, ο σύνδεσμος ονομάζεται τύπου V και τύπου Λ αντίστοιχα. Το σχήμα που ακολουθεί δείχνει τις διάφορες διατάξεις αυτού του είδους.



Σχήμα 2.16: Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ

Η βασική διαφορά των συνδέσμων δυσκαμψίας V, Λ με τους χιαστί και τους απλούς συνδέσμους είναι ότι στον τύπο αυτό και οι θλιβόμενες και οι εφελκυόμενες διαγώνιοι αναλαμβάνουν τις οριζόντιες δυνάμεις και συνεισφέρουν στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων.

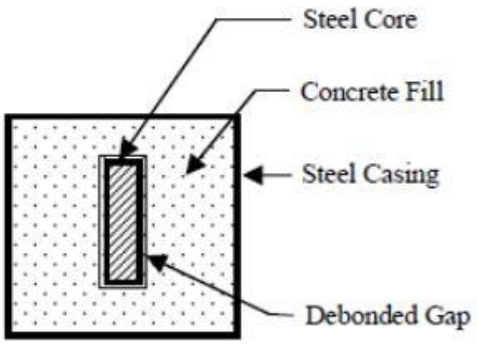
Άλλο ένα είδος δικτυωτού συνδέσμου είναι ο σύνδεσμος της μορφής Κ.



Σχήμα 2.17: Σύνδεσμοι τύπου Κ

Αυτού του είδους οι σύνδεσμοι συνίσταται να αποφεύγονται διότι εισάγουν δυσμενή φαινόμενα δεύτερης τάξεως, δημιουργούν κοντά υποστυλώματα λόγω της σύνδεσής τους με αυτά στο μέσον τους. Επιπλέον απαιτούν τη συμμετοχή του υποστυλώματος στην ανάπτυξη του μηχανισμού διαρροής. Με αυτόν τον τρόπο περιορίζεται η δυνατότητα πλάστιμης συμπεριφοράς του συστήματος πλαίσιο-σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

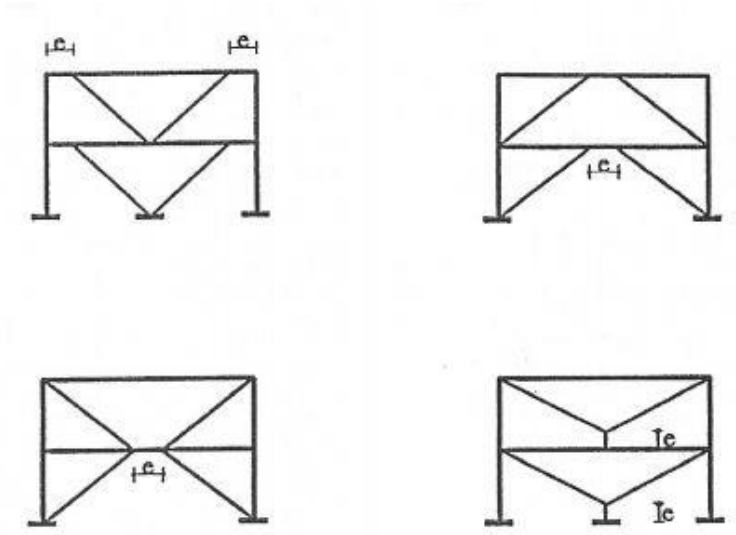
Για την αντιμετώπιση του βασικού προβλήματος του λυγισμού των θλιβόμενων μελών του συνδέσμου δυσκαμψίας έχει προταθεί μια μέθοδος χρήσης διαγώνιων σύμμικτων στοιχείων που είναι ανθεκτικά σε λυγισμό (Buckling Restrained Brace Frame-BRBF system). Πρόκειται για ένα σύστημα από συνδέσμους δυσκαμψίας που παρουσιάζουν ανθεκτικότητα σε λυγισμό και χρησιμοποιούνται από τις αρχές του αιώνα. Αν και η πρώτη τους εφαρμογή τοποθετείται γύρω στο 1988 στην Ιαπωνία άρχισαν να χρησιμοποιούνται στην Αμερική είτε σε καινούργιες κατασκευές ή σε υφιστάμενες το 2000 μετά από πειράματα που πραγματοποιήθηκαν στο Πανεπιστήμιο του Berkeley. Αυτοί οι μεταλλικοί σύνδεσμοι ξεχωρίζουν από τους υπόλοιπους λόγω της μεγάλης τους πλαστιμότητας, της σκληρότητας και της αναμενόμενης συμπεριφοράς τους. Το σύστημα BRBF αποτελείται από ένα μεταλλικό πυρήνα και από σκυρόδεμα που τον περιβάλλει. Ο μεταλλικός πυρήνας αντιστέκεται στις αξονικές τάσεις ενώ το σκυρόδεμα προστατεύει το μεταλλικό πυρήνα από λυγισμό.



Σχήμα 2.18: Διατομή διαγώνιου μέλους BRBF συστήματος

Το BRBF χρησιμοποιείται σα στοιχείο που αντιστέκεται σε πλευρικές δυνάμεις και μειώνει την αστοχία σε λυγισμό των εύκαμπτων στοιχείων της κατασκευής. Διακρίνεται για την πλαστιμότητα του αλλά και για την υστερητική συμπεριφορά του αφού έχει πλήρεις και ισορροπημένους κύκλους υστέρησης. Επιπρόσθετα, παρουσιάζει κοινή συμπεριφορά σε εφελκυστική και θλιπτική διαρροή, πράγμα το οποίο εξαλείφει την αστάθεια λόγω μεταλυγιστικών φορτίων που παρουσιάζουν τα συμβατικά συστήματα (Special Concentric Braced Frames). Τέλος, ξεχωρίζει για την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης που υπερβαίνει τις απαιτήσεις για πλαστική παραμόρφωση σύμφωνα με τους κανονισμούς.

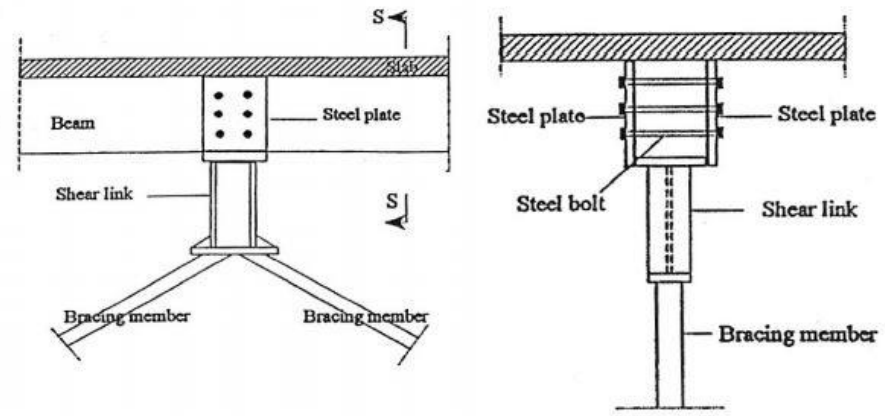
1β) *Έκκεντροι*: Στους έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας τουλάχιστον ένα από τα μέλη συνδέεται με το ζύγωμα έκκεντρα ως προς τον αντίστοιχο κόμβο του υποστυλώματος. Χαρακτηριστικές διατάξεις δίνονται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 2.19: Έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε πλαισιωτούς φορείς

Το τμήμα της δοκού που αποτελεί την έκκεντρη σύζευξη ονομάζεται δοκός σύζευξης και καταπονείται έντονα σε κάμψη και διάτμηση. Ο σχεδιασμός αυτού του στοιχείου βασίζεται στη πλάστιμη συμπεριφορά και διαρροή του έτσι ώστε να απορροφά ενέργεια και να αποτρέπει το λυγισμό των μελών του συνδέσμου δυσκαμψίας. Η μορφή που μας ενδιαφέρει περισσότερο είναι η μορφή Y η ανεστραμμένου Y διότι η δοκός από οπλισμένο σκυρόδεμα δεν έχει μεγάλη δυνατότητα να δρα ως πλάστιμος συνδετήριος σύνδεσμος.

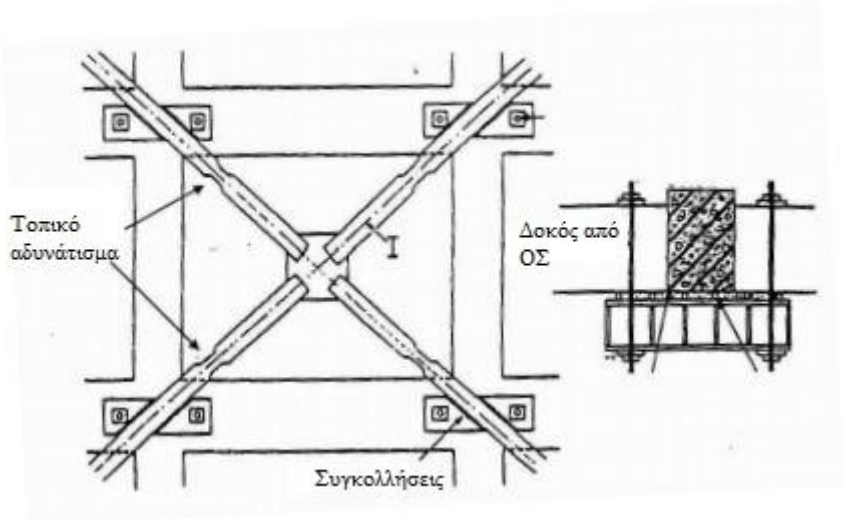
Στη μορφή Y το κατακόρυφο μεταλλικο σκέλος συνδέεται στο μέσο της δοκού του φατνώματος και αναλαμβάνει αποκλειστικά τις σεισμικές δράσεις γι' αυτό ονομάζεται και σεισμικός σύνδεσμος. Είναι λοιπόν, πολύ σημαντικό αυτό το σκέλος να σχεδιαστεί με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας και να φτάσει πρώτο στη διαρροή όταν ενεργούν σεισμικές δυνάμεις, ώστε τα δικτυωτά μέλη να παραμείνουν στην ελαστική περιοχή και να αποφευχθεί πιθανή ψαθυρή αστοχία τους λογω λυγισμού. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί επίσης στη σύνδεση του σεισμικού αυτού συνδέσμου με τη δοκό του πλαισίου για να εξασφαλιστεί η αποτελεσματική μεταφορά του σεισμικού φορτίου.



Σχήμα 2.20: Λεπτομέρεια σεισμικού συνδέσμου και τομή S-S

Το πιο βασικό πλεονέκτημα των έκκεντρων συνδέσμων είναι ότι συνδυάζουν τις πιο απαιτητικές προδιαγραφές για αντισεισμικό σχεδιασμό, δηλαδή υψηλή δυσκαμψία σε κανονικά επίπεδα πλευρικής φόρτισης και πολύ καλή πλαστιμότητα στη σπάνια περίπτωση μεγάλου σεισμικού φορτίου.

2α) *Σύνδεσμοι με εξωτερική σύνδεση*: Αποτελούνται από μεταλλικά δικτυώματα ή μεταλλικά πλαίσια που συνδέονται σε όλο το κτίριο ως εξωτερική υποστήριξη ή πιο συχνά τοπικά εξωτερικά μεμονωμένων πλαισίων. Συνήθως χρησιμοποιούνται στην περίπτωση που η αρχιτεκτονική ή η δομή του κτιρίου δεν επιτρέπει τη χρήση ενσωματωμένου μεταλλικού κτιρίου όπως για παράδειγμα η ύπαρξη τοιχοποιίας. Χαρακτηριστικά σχέδια κατασκευαστικών λεπτομερειών φαίνονται στο παρακάτω σχήμα.

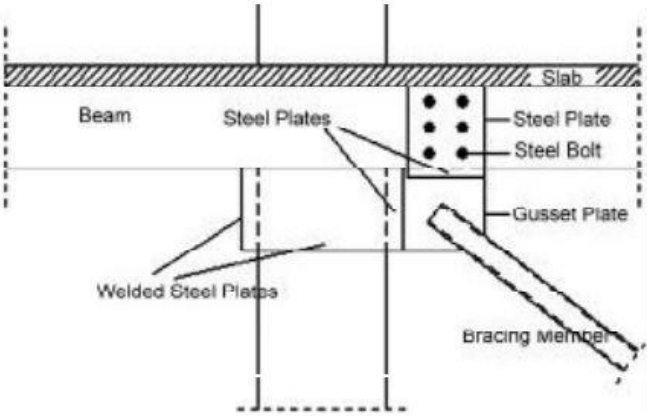


Σχήμα 2.21: Εξωτερικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας (αριστερά) και λεπτομέρεια σύνδεσης του συνδέσμου με το πλαίσιο (δεξιά)

Η ράβδος συγκολλάται σε μεταλλικό έλασμα και αυτό με τη σειρά του συνδέεται στον κόμβο του πλαισίου από οπλισμένο σκυρόδεμα μέσω προεντεταμένων κοχλιών και ρητίνης. Με τον τρόπο αυτό το σύστημα συνδέσμων αναπτύσσει συνεργασία με το υφιστάμενο πλαίσιο και συμμετέχει στην ανάληψη των δυνάμεων λόγω σεισμού. Στα πλεονεκτήματα αυτού του τύπου σύνδεσης περιλαμβάνεται και η ελάχιστη σχεδόν ενόχληση και παρεμπόδιση της λειτουργίας του κτιρίου κατά τη διάρκεια της τοποθέτησής του, αν η τοποθέτησή του γίνεται εξωτερικά. Κρίσιμο σημείο που καθορίζει την αποτελεσματικότητα αυτής της μεθόδου είναι ο λυγισμός των διαγώνιων ράβδων που οφείλεται στο γεγονός ότι η δράσεις μεταφέρονται έκκεντρα από το πλαίσιο στους συνδέσμους. Για την αντιμετώπιση αυτού του φαινομένου έχει προταθεί να εφαρμόζεται τοπική μείωση της διατομής (δημιουργία λαιμού) κοντά στις θέσεις των ενώσεων.

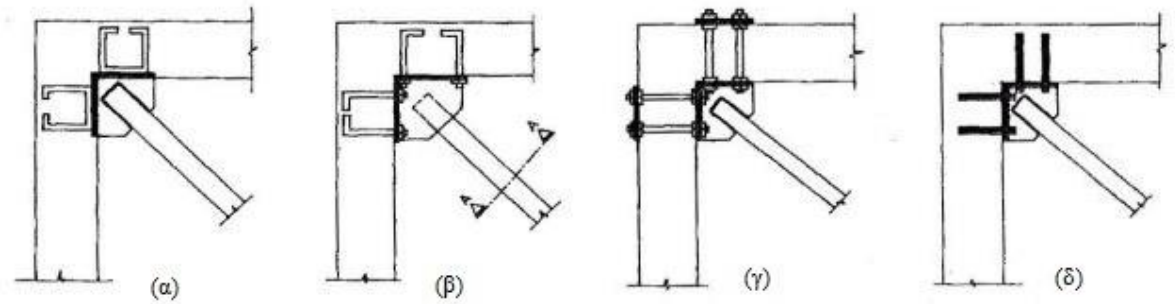
2β) *Σύνδεσμοι με εσωτερική σύνδεση*: Σε αυτήν την περίπτωση σύνδεσης το σύστημα συνδέσμων τοποθετείται στον κενό χώρο μεταξύ της δοκού και των υποστυλωμάτων στο υπάρχον πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος με αποτέλεσμα κάθε πλαίσιο να είναι ξεχωριστά συνδεδεμένο στο εσωτερικό του με ένα σύνδεσμο δυσκαμψίας. Με αυτόν τον τρόπο σύνδεσης αποφεύγεται η μεταφορά των δράσεων στους συνδέσμους με εκκεντρότητα. Άλλο ένα θετικό στοιχείου της μεθόδου αυτής είναι το χαμηλό κόστος και η ευκολία της κατασκευής της. Οι συνδέσεις αυτού του τύπου διακρίνονται σε άμεσες και έμμεσες.

Εσωτερικοί σύνδεσμοι με άμεση σύνδεση: Η σύνδεση γίνεται με χρήση κομβοελασμάτων στους κόμβους του πλαισίου. Η διαγώνια ράβδος συγκολλείται ή κοχλιώνεται στο γωνιακό κομβοέλασμα και αυτό, στη συνέχεια, συνδέεται κοχλιωτά ή με συγκόλληση σε γωνιακά μεταλλικά ελάσματα που είναι επικολλημένα ή αγκυρωμένα στον κόμβο δοκού-υποστυλώματος του πλαισίου οπλισμένου σκυροδέματος. Επιτυγχάνεται παράλληλα και η ενίσχυση του κόμβου, πράγμα απαραίτητο προκειμένου να παραλάβει τις σεισμικές δυνάμεις που του προκαλούν μεγάλη καταπόνηση.



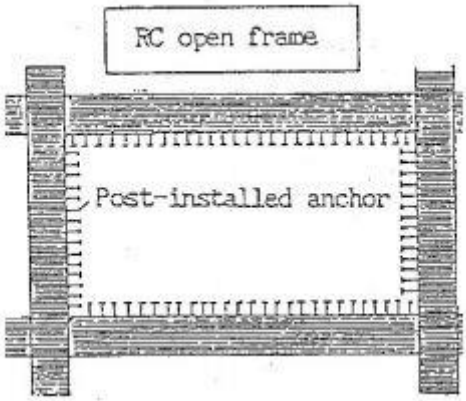
Σχήμα 2.22: Γωνιακό επικολλητό κομβοέλασμα

Στα παρακάτω σχέδια παρουσιάζονται οι πιο συνηθισμένοι τρόποι σύνδεσης που χρησιμοποιούνται στην πράξη. Οι δύο πρώτοι τρόποι αφορούν σε πλαίσια στα οποία δεν έχει γίνει ακόμα σκυροδέτηση ενώ οι δύο τελευταίοι αφορούν σύνδεση σε πλαίσια που ήδη υπάρχουν.



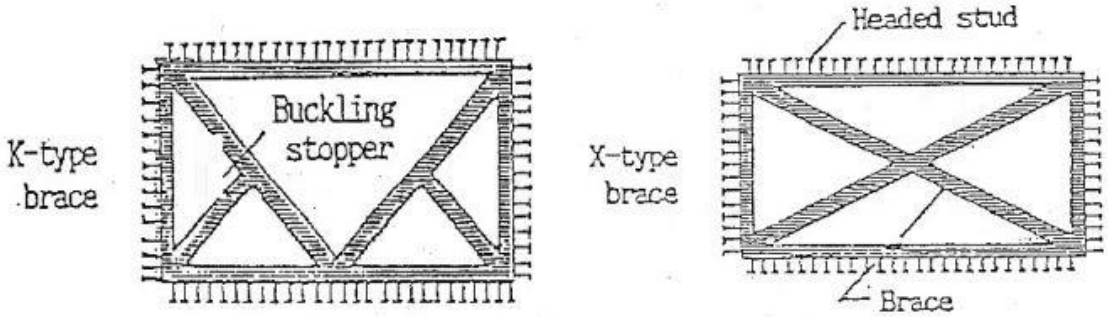
Σχήμα 2.23: Μορφές σύνδεσης δικτυωτών συνδέσμων

Εσωτερικοί σύνδεσμοι με έμμεση σύνδεση: Σε αυτόν τον τρόπο σύνδεσης χαλύβδινα προκατασκευασμένα πλαίσια εισάγονται στο φάτνωμα του πλαισίου που χρειάζεται ενίσχυση και σε αυτά συνδέονται οι έκκεντροι ή κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας π.χ. με χρήση κομβοελασμάτων. Έτσι η μεταφορά των δυνάμεων γίνεται έμμεσα από το πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος στο ενσωματωμένο μεταλλικό πλαίσιο και από αυτό στα δικτυωτά μέλη. Οι βασικές τεχνικές για την πραγματοποίηση της έμμεσης εσωτερικής σύνδεσης είναι δύο. Η πρώτη περιλαμβάνει διατμητική σύνδεση των μεταλλικών πλαισίων με τα στοιχεία (δοκούς, υποστυλώματα) του πλαισίου με χρήση διατμητικών ήλων που αγκυρώνονται σε οπές που βρίσκονται ανά αποστάσεις στο σκυρόδεμα και είναι γεμισμένες με εποξειδική ρητίνη. Τα μεταλλικά πλαίσια και τα περιμετρικά στοιχεία του υφιστάμενου φορέα δρουν ως σύμμικτα στοιχεία οδηγώντας στην ανάπτυξη αξονικών αλλά και διατμητικών και καμπτικών εντάσεων στο μεταλλικό πλαίσιο.



Σχήμα 2.24: Πλαίσιο με διατμητικούς συνδέσμους

Η δεύτερη τεχνική περιλαμβάνει τη χρήση προκατασκευασμένων πλαισίων με συγκολλημένους διατμητικούς συνδέσμους εξ'αρχής. Μια δεύτερη σειρά διατμητικών συνδέσμων αγκυρώνεται με εποξειδική ρητίνη περιμετρικά στα στοιχεία σκυροδέματος και το κενό μεταξύ του εξωτερικού του χαλύβδινου πλαισίου και του σκυροδέματος γεμίζεται με μη συρρικνούμενο κονίαμα υψηλής αντοχής. Με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται καλός βαθμός διατμητικής σύνδεσης.



Σχήμα 2.25: Μεταλλικά προκατασκευασμένα κλειστά πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας

Βασικά μειονεκτήματα της έμμεσης σύνδεσης είναι το κόστος για την κατασκευή της και οι κατασκευαστικές απαιτήσεις που έχει. Επίσης πρέπει να ληφθεί υπόψη πόσο επηρεάζει η διαφορετική δυναμική συμπεριφορά που έχει το μεταλλικό πλαίσιο και το πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος.

2.4.4 Πλεονεκτήματα της μεθόδου

- Με την ενίσχυση της κατασκευής εξασφαλίζεται η επιθυμητή συμπεριφορά έναντι σεισμού: μεγάλη δυσκαμψία σε περιπτώσεις μικρής κλίμακας σεισμού και μεγάλη πλαστιμότητα σε περίπτωση έντονης κίνησης του εδάφους. Μετά από πειράματα προέκυψε το συμπέρασμα ότι η σεισμική απόδοση του ενισχυμένου πλαισίου είναι καλύτερη από εκείνη του μη ενισχυμένου.
- Η χρήση συνδέσμων δυσκαμψίας αυξάνει την αντοχή και την δυσκαμψία της κατασκευής. Ανάλογα με το είδος των συνδέσμων που χρησιμοποιούνται μπορεί να υπάρξει και αύξηση της πλαστιμότητας.
- Προσθήκη μικρού κατακόρυφου φορτίου εξαιτίας του μειωμένου ίδιου βάρους των μεταλλικών συνδέσμων.

- Η χρήση μεταλλικών στοιχείων είναι θετική εφόσον οι ιδιότητες τους είναι ελεγχόμενες.
- Ευκολία και ταχύτητα κατασκευής καθώς και χαμηλό κόστος συγκριτικά με τις άλλες μεθόδους ενίσχυσης.
- Ευκολία επισκευής και αντικατάστασης μέλους μετά από πιθανή αστοχία.
- Ευκολία κατά των έλεγχο των μελών για τυχόν αστοχία, φθορά, διάβρωση ή αλλοίωση.
- Κατά την ενίσχυση της κατασκευής με μεταλλικούς συνδέσμους δεν προκαλείται μεγάλη ενόχληση και αναστάτωση (ειδικά αν μιλάμε για χώρους κατοικίας ή εργασίας).
- Η χρήση μεταλλικών στοιχείων χαρίζει αρχιτεκτονική ευελιξία καθώς δεν παρεμβαίνει στην διαρρύθμιση και στην λειτουργικότητα του κτιρίου και δεν αλλοιώνεται η φυσιογνωμία του κτιρίου.
- Δεν εμποδίζεται ο φυσικός αερισμός και φωτισμός των εσωτερικών χώρων του κτιρίου καθώς το κλείσιμο των ανοιγμάτων είναι περιορισμένο.
- Σε περίπτωση που το φάτνωμα που πρόκειται να ενισχυθεί με μεταλλικούς συνδέσμους έχει τοιχοπλήρωση, τοποθετούνται εξωτερικά του πλαισίου με κατάλληλη διάταξη χωρίς διαφοροποίηση στην συμπεριφορά τους.
- Ο χάλυβας αποτελεί προϊόν 100% ανακυκλώσιμο.

2.4.5 Μειονεκτήματα της μεθόδου

- Στην Ελλάδα, η έλλειψη εξειδικευμένων συνεργείων και η άγνοια χειρισμού οδηγεί σε λάθη κατά την εφαρμογή συνδέσμων δυσκαμψίας.
- Η προτίμηση των στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα κατευθύνει προς την επιλογή άλλων μεθόδων ενίσχυσης.
- Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται κατά τη σύνδεση του υφιστάμενου πλαισίου με τους συνδέσμους δυσκαμψίας ώστε να εξασφαλίζεται η ασφαλής μεταφορά των δυνάμεων μεταξύ των στοιχείων που προστίθενται και αυτών που υπάρχουν.
- Η ανεπάρκεια των κόμβων του πλαισίου από οπλισμένο σκυρόδεμα όπου συνδέονται οι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας αποτελεί ένα βασικό πρόβλημα. Οι σύνδεσμοι μπορούν να φέρουν μεγάλα οριζόντια φορτία και αυτό έρχεται σε αντιδιαστολή με την ανεπάρκεια του υφιστάμενου πλαισίου. Ωστόσο το υφιστάμενο πλαίσιο πρέπει να μεταφέρει τις δράσεις στη θεμελίωση και εν συνεχεία στο έδαφος. Για να μην αστοχήσει, λοιπόν, το υποστύλωμα πρόωρα και για να εκμεταλλευτούμε την πρόσθετη αντοχή με τη χρήση των μεταλλικών στοιχείων μπορούμε να ενισχύσουμε τοπικά με μανδύα τα σημεία σύνδεσης.
- Ένα αμφιλεγόμενο σημείο που αξίζει μνείας είναι η ανεπάρκεια της θεμελίωσης. Από την μία πλευρά, η χρήση μεταλλικών συνδέσμων δεν επιβαρύνει την κατασκευή με μεγάλο βάρος, πράγμα ιδανικό όταν η θεμελίωση δεν έχει επαρκή φέρουσα ικανότητα. Από την άλλη πλευρά, η θεμελίωση μετά την ενίσχυση καλείται να παραλάβει μεγαλύτερες δράσεις με αποτέλεσμα να ελέγχεται αν είναι επιθυμητή η ενίσχυση των θεμελίων . Είναι λοιπόν, ευθύνη του μηχανικού να εκτιμήσει την κατάσταση και τις δυνατότητες της θεμελίωσης ώστε να επιτευχθεί η βέλτιστη και ασφαλέστερη λύση.

2.4.6 Συμπεράσματα

Η ενίσχυση ενός υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με τη χρήση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας θεωρείται μια επιλογή που φέρει ικανοποιητικά αποτελέσματα ως προς την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής. Ανάλογα με το είδος των συνδέσμων που θα επιλεγεί μπορεί να διαπιστωθεί και σημαντική αύξηση της πλαστιμότητας. Με τους μεταλλικούς συνδέσμους βελτιώνουμε τη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου αυξάνοντας την αντοχή του σε πλευρική φόρτιση.

Η ενίσχυση της κατασκευής με αυτήν τη μέθοδο μπορεί να επιτευχθεί σε μικρό χρονικό διάστημα και χωρίς να αποτελέσει τροχοπέδη στην λειτουργία του κτιρίου.

Αν και υπάρχουν διάφοροι τρόποι ενίσχυσης μιας κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα (τοιχώματα, χρήση μανδυών, ενίσχυση θεμελίωσης) ο μηχανικός είναι υπεύθυνος ώστε μετά από εξέταση της κατάστασης και των απαιτήσεων του κτιρίου να προσδιορίσει τον βέλτιστο τρόπο ενίσχυσης.

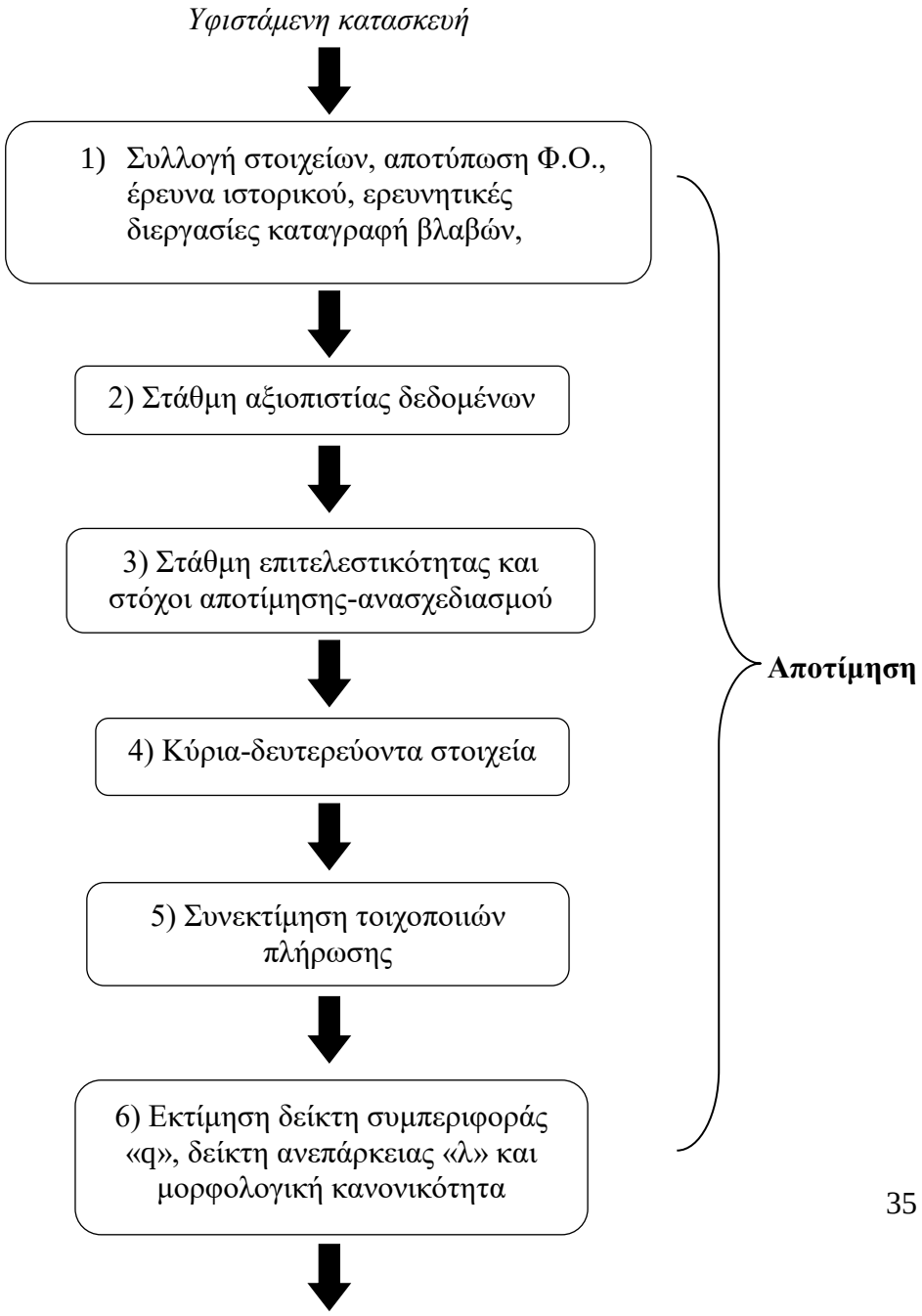
Η διάταξη και ο αριθμός των δικτυωτών συνδέσμων που θα χρησιμοποιηθούν, η ύπαρξη συνδέσμων καθ’ ύψος της κατασκευής καθώς και η ύπαρξη συνδέσμων και στις δυο διευθύνσεις είναι καθοριστικές για τη συμπεριφορά της ενισχυμένης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα.

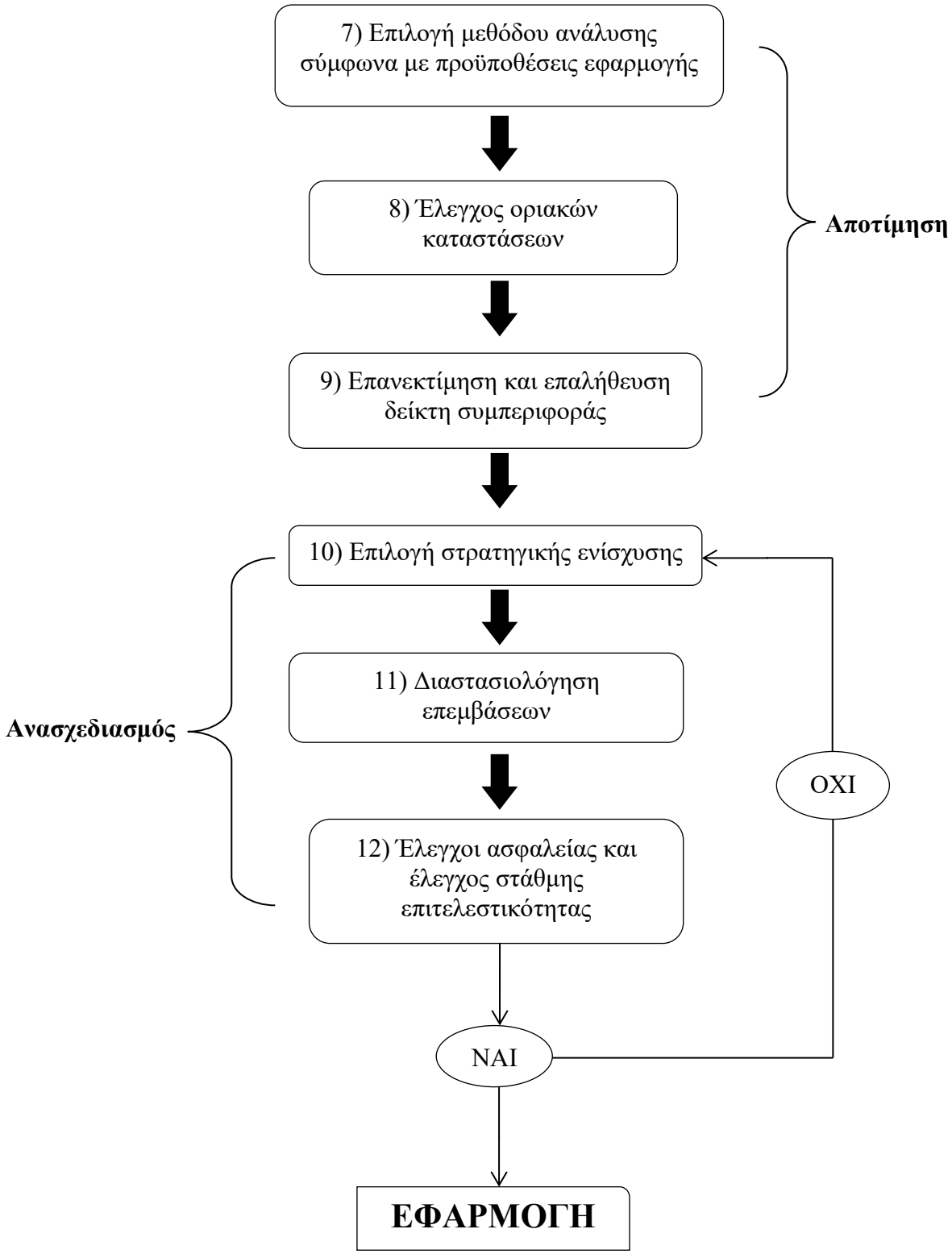
3 Ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις ΚΑΝ.ΕΠΕ.- Διάγραμμα ροής

3.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται τα βήματα που πρέπει να ακολουθήσει ο μελετητής για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό μιας υφιστάμενης κατασκευής και αναλύονται αυτά σύμφωνα με τις ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων. Τέλος γίνεται μία σύντομη σύγκριση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. με τον Ευρωκώδικα 8.

3.2 Διάγραμμα ροής μελέτης υφιστάμενης κατασκευής σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.




7) Επιλογή μεθόδου ανάλυσης σύμφωνα με προϋποθέσεις εφαρμογής
8) Έλεγχος οριακών καταστάσεων
9) Επανεκτίμηση και επαλήθευση δείκτη συμπεριφοράς
Αποτίμηση
10) Επιλογή στρατηγικής ενίσχυσης
11) Διαστασιολόγηση επεμβάσεων
12) Έλεγχοι ασφαλείας και έλεγχος στάθμης επιτελεστικότητας
Ανασχεδιασμός
ΟΧΙ
ΝΑΙ
ΕΦΑΡΜΟΓΗ

3.2.1 Συλλογή στοιχείων, αποτύπωση Φ.Ο., έρευνα ιστορικού, ερευνητικές διεργασίες, καταγραφή βλαβών

Η συλλογή των απαιτούμενων για την αποτίμηση στοιχείων διέπεται από τις ακόλουθες αρχές:

- Τα δεδομένα που απαιτούνται για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων κατασκευών, όπου είναι δυνατόν, θα διασταυρώνονται μεταξύ τους.
- Το πρόγραμμα των επιτόπου και των ερευνητικών εργασιών συνίσταται να συντάσσεται, η δε εκτέλεσή του να εποπτεύεται, από το μελετητή της αποτίμησης, ανάλογα με τις ειδικότερες ανάγκες της μελέτης.
- Η αξιοπιστία των συλλεγόμενων στοιχείων πρέπει να λαμβάνεται καταλλήλως υπόψη στην αποτίμηση των υφιστάμενων κατασκευών και στη διαμόρφωση στρατηγικών επέμβασης.

Κατά την αποτύπωση του φέροντος οργανισμού θα χρησιμοποιηθούν τα σχέδια της αρχικής μελέτης , εφόσον διαπιστωθεί ότι έχουν εφαρμοστεί. Να σημειωθεί ότι απαραίτητη είναι και η αποτύπωση των τοίχων πλήρωσης.

Το ιστορικό ενός δομήματος περιλαμβάνει πληροφορίες σχετικά με:

- Τις φάσεις κατασκευής.
- Μεταγενέστερες επεμβάσεις ή αλλαγές χρήσης, φορτίων κλπ.
- Εμφάνιση βλαβών ή φθορών κατά το παρελθόν και τρόπος αποκατάστασής τους
- Έκτακτες δράσεις (σεισμοί, πυρκαγιά, πρόσκρουση κλπ.).

Η έκτασή του είναι ανάλογη με τη σπουδαιότητα του αντικειμένου.

Ο μελετητής επίσης οφείλει να προγραμματίσει και να επιβλέψει μια σειρά ερευνητικών εργασιών, ώστε να τεκμηριώσει και να αιτιολογήσει τις παραδοχές στις οποίες θα βασιστεί η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής. Τμήματα αυτών των εργασιών αφορούν:

- Την αποτύπωση αφανών στοιχείων. Με διερευνητικές τομές ή με ενόργανες μεθόδους αναζητούνται στοιχεία για:
  i. Θεμελίωση
  ii. Οπλισμούς (διάταξη, λεπτομέρειες όπλισης)
  iii. Τοίχους πλήρωσης (και λεπτομέρειες δόμησής τους)
  iv. Παρουσία άλλων υλικών
- Τα χαρακτηριστικά των υλικών και του τρόπου δόμησης. Ζητούμενα χαρακτηριστικά για το σκυρόδεμα είναι η θλιπτική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας ενώ για το χάλυβα το όριο διαρροής, η εφελκυστική αντοχή και η παραμόρφωση στο μέγιστο φορτίο.
- Το έδαφος θεμελίωσης. Απαιτείται νέα εδαφοτεχνική έρευνα όταν διαπιστωθεί κακή συμπεριφορά της θεμελίωσης. Επίσης, απαιτείται να διατίθεται εδαφοτεχνική έρευνα (νέα ή παλαιά) όταν η επέμβαση προκαλεί πρόσθετες δράσεις στο έδαφος ή όταν λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής. Τέλος για κτίρια σπουδαιότητας I (γ_I=0.80) και II (γ_{II}=1.00) οι τιμές σχεδιασμού των εδαφικών παραμέτρων επιτρέπεται να λαμβάνονται από τη βιβλιογραφία. Όταν τα χαρακτηριστικά του εδάφους δεν είναι γνωστά από εδαφοτεχνική έρευνα, συνίσταται

η διενέργεια παραμετρικών επιλύσεων για εύλογες ακραίες τιμές παραμορφωσιμότητας.

- Άλλους παράγοντες όπως το φυσικό περιβάλλον, η γειτονία άλλων δομημάτων ή υπόγειων έργων, η λειτουργία μηχανημάτων κλπ. οι οποίοι και πρέπει να αξιολογηθούν.

Αν έχει διατεθεί η μελέτη που έχει εφαρμοστεί τότε:

- Γίνεται δειγματοληπτκός έλεγχος/επιβεβαίωση της εφαρμογής των σχεδίων.
- Για οπλισμούς και λεπτομέρειες όπλισης γίνονται τρεις (3) τουλάχιστον διερευνητικές τομές ανά κατηγορία εξεταζόμενου στοιχείου.
- Δίνεται έμφαση σε αγκυρώσεις/παραθέσεις, στις κρίσιμες περιοχές και στις λεπτομέρειες συνδετήρων.

Σε κτίρια στα οποία δε διατίθενται σχέδια ή με σημαντικές αποκλίσεις από την εγκεκριμένη μελέτη:

- Γίνεται διερεύνηση ικανή σε έκταση να δώσει αξιόπιστες πληροφορίες.
- Είναι πρακτικώς αδύνατος ο προσδιορισμός των οπλισμών σε όλες τις θέσεις.
- Γίνεται επιλογή των σημείων ελέγχου, ανάλογα με τη σημασία κάθε στοιχείου για την αντισεισμική ικανότητα του κτιρίου.
- Η γνώση των συνθηκών και των συνηθειών που επικρατούσαν την εποχή της κατασκευής, μπορεί να περιορίσει τις διερευνητικές εργασίες και να αυξήσει την αξιοπιστία τους.

Η καταγραφή βλαβών είναι στοιχείο της αποτύπωσης του φέροντος οργανισμού. Με τον όρο «βλάβη» ονομάζουμε κάθε αλλοίωση ή απομείωση της γεωμετρίας ή των μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων του φέροντος οργανισμού ή των τοιχοπληρώσεων. Εμφανείς βλάβες είναι αυτές οι οποίες είναι εφικτό να εντοπισθούν στο πλαίσιο αυτοψιών και ελέγχων. Αν δεν υπάρχουν βλάβες, το αποτέλεσμα της αποτίμησης, ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, θα οδηγήσει στην απόφαση για ενίσχυση ή όχι του δομήματος. Στην περίπτωση που ήδη υπάρχουν βλάβες, η διαδικασία αποτίμησης έχει δύο σκέλη:

i. Αποτιμάται πρώτα το δόμημα ως έχει, με συνεκτίμηση των βλαβών. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση για επέμβαση (επισκευή ή/και ενίσχυση) ή όχι.
ii. Σε περίπτωση που απαιτείται επέμβαση, αποτιμάται το δόμημα στην προ βλαβών κατάσταση, δηλαδή με την παραδοχή ότι απλώς θα αποκατασταθούν οι βλάβες. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση για απλή μόνο επισκευή ή για επισκευή και ενίσχυση.

3.2.2 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων

Η Σ.Α.Δ. εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφιστάμενου κτιρίου και αφορά δράσεις ή/και αντιστάσεις (π.χ. η αβεβαιότητα στο πάχος πλάκας αφορά τις αντιστάσεις, ενώ η αβεβαιότητα στο πάχος των επιστρώσεων αφορά τις δράσεις). Λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό και δεν είναι αναγκαστικώς

ενιαία για όλο το κτίριο. Για την επιλογή των μεθόδων ανάλυσης θα χρησιμοποιείται η δυσμενέστερη από τις επιμέρους Σ.Α.Δ.

Ανάλογα με τη Σ.Α.Δ.:

- Επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_f για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{sd}.
- Επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{rd}.
- Επιλέγεται κατάλληλη μέθοδος ανάλυσης και επανελέγχου.

Στις υφιστάμενες κατασκευές, οι αριθμητικές τιμές των δεδομένων που υπεισέρχονται στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό ενδέχεται να υπόκεινται σε σφάλματα σημαντικότερα από ότι στην περίπτωση των νέων κατασκευών.

Πώς όμως επιλέγουμε τη Σ.Α.Δ.;

i. Αν υπάρχουν τα σχέδια αρχικής μελέτης:

Πίνακας 3.1: Επιλογή Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων

Προέλευση δεδομένου	Είδος και γεωμετρία φορέα θεμελίωσης ή ανωδομής	Πάχη, βάρη κλπ. Τοιχοπληρώσεων, επιστρώσεων, επενδύσεων	Διάταξη και λεπτομέρειες όπλισης
1) Προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδεδειγμένα εφαρμοστεί χωρίς τροποποιήσεις	ΥΨΗΛΗ	ΥΨΗΛΗ	ΥΨΗΛΗ
2) Προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις	ΥΨΗΛΗ	ΥΨΗΛΗ	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ
3) Προέρχεται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα της αρχικής μελέτης)	ΑΝΕΚΤΗ	ΑΝΕΚΤΗ	ΑΝΕΚΤΗ

ii. Αν δεν υπάρχουν τα σχέδια αρχικής μελέτης:

Πίνακας 3.2: Επιλογή Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων

Προέλευση δεδομένου	Είδος και γεωμετρία φορέα θεμελίωσης ή ανωδομής	Πάχη, βάρη κλπ. Τοιχοπληρώσεων, επιστρώσεων, επενδύσεων	Διάταξη και λεπτομέρειες όπλισης
4) Έχει διαπιστωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτυπωθεί αξιόπιστα	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ
5) Έχει προσδιοριστεί με έμμεσο αλλά επαρκώς αξιόπιστο τρόπο	ΑΝΕΚΤΗ	ΑΝΕΚΤΗ	ΑΝΕΚΤΗ
6) Έχει ευλόγως θεωρηθεί κατά την κρίση του Μηχανικού	ΑΝΕΚΤΗ/ ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΑΝΕΚΤΗ/ ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΑΝΕΚΤΗ/ ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ

Τέλος να αναφέρουμε πως υπάρχει και η «ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ» Σ.Α.Δ. η οποία όμως επιτρέπεται μόνο για δευτερεύοντα στοιχεία.

3.2.3 Στάθμη επιτελεστικότητας και στόχοι αποτίμησης-ανασχεδιασμού

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικοοικονομικών αναγκών, θεσπίζονται μία ή περισσότερες «στάθμες επιτελεστικότητας» (επιθυμιτές συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Αυτές ορίζονται ως εξής:

1. *Άμεση χρήση* μετά το σεισμό είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμία λειτουργία του κτιρίου δε διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από σπάνιες, δευτερέυουσας σημασίας λειτουργίες. Ενδεχομένως παρουσιάζονται μερικές πολύ αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα στο φέροντα οργανισμό.
2. *Προστασία ζωής* είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά το σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιαστούν επισκευάσιμες βλάβες στο φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις φθορές στην οικοσκευή ή τα αποθηκευμένα στο κτίριο υλικά.
3. *Οιονεί κατάρρευση* είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά το σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες σοβαρές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στο φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως μπορεί να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά το σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

Αν συνδυαστεί η στάθμη επιτελεστικότητας με μια σεισμική δράση, με δεδομένη «ανεκτή» πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια ζωής του κτιρίου τότε επιλέγονται οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού.

Πίνακας 3.3: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού

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

Ο στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού επιλέγεται από τον κύριο του έργου υπό τον όρο ότι είναι ίσος ή υψηλότερος από τον ελάχιστο ανεκτό στόχο που ορίζεται από τη Δημόσια Αρχή. Αυτός ορίζεται ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου ως εξής:

Πίνακας 3.4: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού ανά κατηγορία σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	Στόχοι
I	A1,A2,B1,B2,Γ1,Γ2
II	A1,A2,B1,B2,Γ1
III	A1,A2,B1
IV	A1,A2,B1

Κατά τον ορισμό των στόχων πρέπει να λαμβάνονται υπόψη (μεταξύ άλλων) τα ακόλουθα κριτήρια:

i. Κοινωνική σπουδαιότητα του κτιρίου (π.χ. προσωρινή κατασκευή, σύνηθεις κατοικίες, χώροι συγκέντρωσης κοινού, χώροι διαχειρισμού εκτάκτων αναγκών, εγκαταστάσεις υψηλού κινδύνου).
ii. Διαθέσιμα οικονομικά μέσα του υπόψη οικονομικού συνόλου κατά τη δεδομένη χρονική περίοδο.

Οι στόχοι αναφέρονται αποκλειστικά και μόνο στο φέροντα οργανισμό, δηλαδή το σύστημα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων. Δεν προβλέπονται στόχοι για το μη-φέροντα

οργανισμό ο οποίος δε συμμετέχει στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού δεν είναι κατ' ανάγκη ίδιοι. Ενδέχεται οι στόχοι ανασχεδιασμού να είναι μεγαλύτεροι από τους στόχους αποτίμησης.

3.2.4 Κύρια-Δευτερεύοντα στοιχεία

Κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό, ως κύρια εν γένει θα χαρακτηρίζονται τα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία. Τα υπόλοιπα στοιχεία ή φορείς θα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα.

Η βασική συνέπεια του χαρακτηρισμού ενός στοιχείου ή φορέα ως δευτερεύοντος είναι ότι για αυτά ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας και υπάρχει η δυνατότητα διαφοροποίησης ελέγχων για κάθε κατηγορία με αποτέλεσμα να επιτρέπονται μεγαλύτερες μετακινήσεις ή και βλάβες για τα δευτερεύοντα στοιχεία.

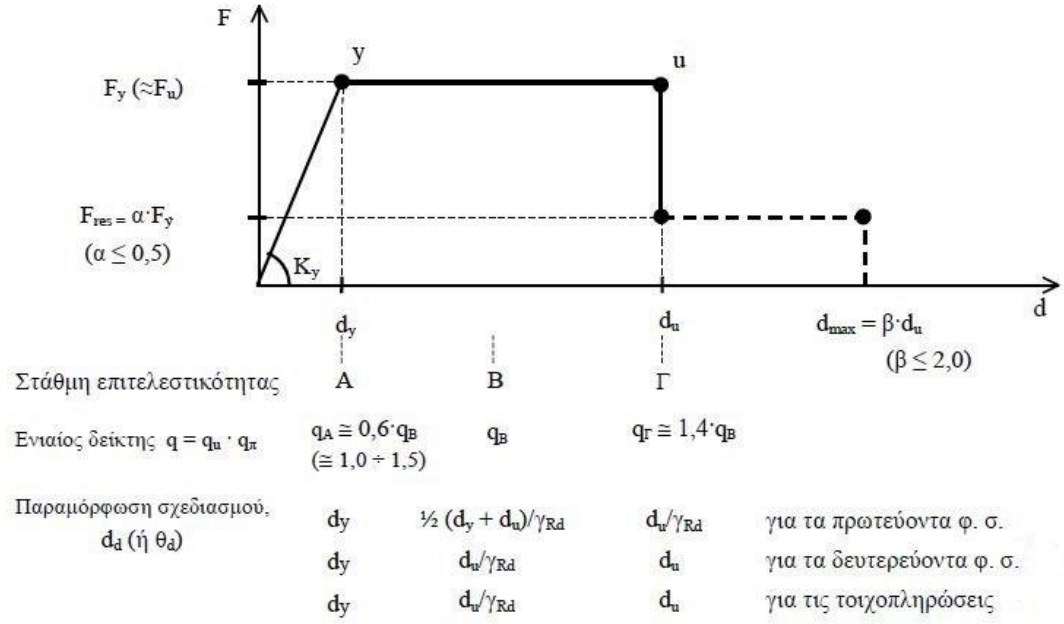
Στην περίπτωση κατά την οποία στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού έχει επιλεγεί η άμεση χρήση μετά το σεισμό, η παραπάνω διάκριση σε κύρια και δευτερεύοντα δεν επιτρέπεται. Επίσης η διάκριση σε κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία δεν αφορά τις τοιχοπληρώσεις.

Η ειδοποιός διαφορά μεταξύ αυτών των κατηγοριών είναι το κατά πόσον ένα στοιχείο ή φορέας είναι κρίσιμο στην αντίσταση του κτιρίου έναντι κατάρρευσης. Επομένως τα δευτερεύοντα στοιχεία μπορεί να συμβάλλουν στην ανάληψη και κατακόρυφων φορτίων αλλά λόγω χαμηλής δυσκαμψίας, αντοχής ή πλαστιμότητας δεν έχουν αξιόπιστο βαθμό συνεισφοράς στην αντίσταση έναντι σεισμού.

Ιδιαίτερα χρήσιμη είναι αυτή η διάκριση στις εξής περιπτώσεις:

- Όταν υπάρχουν μεμονωμένα στοιχεία τα οποία δεν πληρούν τα κριτήρια επιτελεστικότητας, χωρίς όμως να συνεπάγεται αυτό αδυναμία ολόκληρου του φορέα. Και αυτό διότι μπορούν να χαρακτηριστούν ως δευτερεύοντα στοιχεία και ο έλεγχος επάρκειας του φορέα να γίνει χωρίς αυτά (π.χ. δοκοί συζεύξεως τοιχωμάτων, δοκοί με έμμεσες στηρίξεις επί δοκών, φυτευτά υποστυλώματα σε περιπτώσεις ρετιρέ κλπ.), θεωρώντας αρθρωτή σύνδεσή τους με τον κύριο φορέα οπότε και δεν παραλαμβάνουν ροπές.
- Κατά τον ανασχεδιασμό του κτιρίου που χρησιμοποιούνται νέοι φορείς (τοιχώματα, δικτυώματα, πλαίσια) και ο υφιστάμενος φορέας τότε μπορεί να θεωρηθεί ως δευτερεύων.

Τέλος, αξίζει να αναφέρουμε ότι τα δευτερεύοντα στοιχεία δεν μπορεί να συμβάλλουν συνολικώς σε παραπάνω από το 25% της δυσκαμψίας ενός ορόφου.



Σχήμα 3.1: Σκελετικό διάγραμμα συμπεριφοράς (για τα επιμέρους στοιχεία ή για το δόμημα ως σύνολο)

Παρατηρούμε ότι για τα πρωτεύοντα στοιχεία η οριακή παραμόρφωση σχεδιασμού (d_d) ακόμη και για τη στάθμη Γ είναι μικρότερη αυτής που αντιστοιχεί στην οιονεί-αστοχία (d_u) και μάλιστα με ικανοποιητική αξιοπιστία, που εκφράζεται μέσω του γ_{rd}.

Για τα δευτερεύοντα στοιχεία από την άλλη, ο βαθμός βλάβης υπό σεισμόν δεχόμαστε να είναι μεγαλύτερος, ανάλογα και του αν πρόκειται για οριζόντια ή κατακόρυφα φέροντα στοιχεία, για τιμές που στη στάθμη Β διαμορφώνονται επίσης μέσω του γ_{rd}.

Επιπροσθέτως, σχετικώς οριζόντια δευτερεύοντα στοιχεία μπορούν να μη συμμετέχουν στο προσομοίωμα και στον έλεγχο στη στάθμη Β και κυρίως στη Γ, σε περιπτώσεις ανελαστικής ανάλυσης. Στη στάθμη επιτελεστικότητας Α πάντως δεν επιτρέπεται η διάκριση των φερόντων στοιχείων σε κύρια και δευτερεύοντα όπως προείπαμε.

3.2.5 Συνεκτίμηση τοιχοποιιών πλήρωσης

Βασικές αρχές:

- Δεν επιτρέπεται να συνεκτιμώνται στην ανάληψη μη σεισμικών φορτίων.
- Συνίσταται να συνεκτιμώνται στην ανάληψη σεισμικών δράσεων.
- Συνεκτιμώνται *υποχρεωτικά* στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για το φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο) εκτός αν το κτίριο έχει επαρκή τοιχώματα κατά ΕΚ8 (≥50% τέμνουσας βάσης).
- Ο παρών κανονισμός δεν αναφέρεται σε τοιχοποιίες που έχουν κατασκευαστεί ταυτόχρονα με το σκελετό.

Από τις υποχρεώσεις αυτές εξαιρούνται κτίρια που ικανοποιούν τουλάχιστον μία από τις παρακάτω προυποθέσεις:

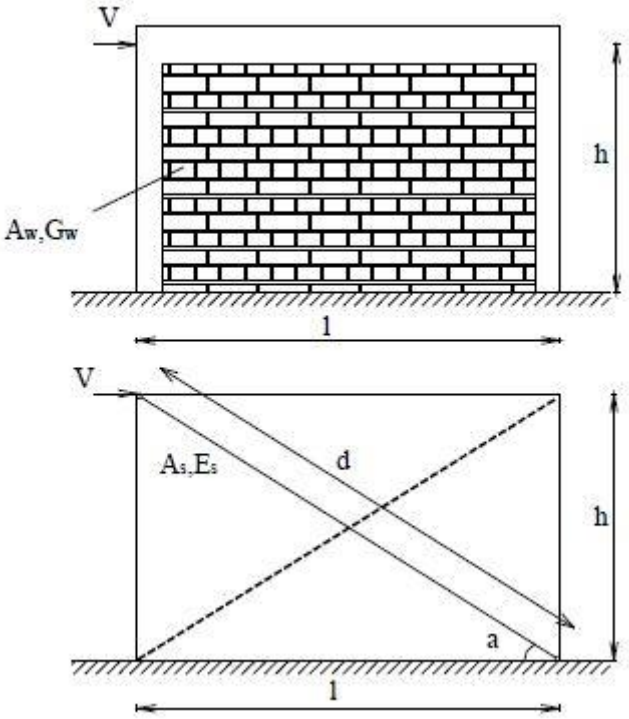
- Έχουν μελετηθεί και κατασκευασθεί σύμφωνα με διατάξεις ΕΑΚ και ΕΚΟΣ 2000 και νεότερων.
- Η πρόσθετη πλευρική δυσκαμψία λόγω των τοιχοπληρώσεων δεν υπερβαίνει το 25% της συνολικής πλευρικής δυσκαμψίας ενός τουλάχιστον ορόφου.

Τα κριτήρια δυσμενούς επιρροής είναι: Οι τοιχοποιίες δεν επιφέρουν αύξηση της σεισμικής τέμνουσας ενός τουλάχιστον πρωτεύοντος κατακόρυφου στοιχείου ή της μετακίνησης ενός ορόφου σε ποσοστό μεγαλύτερο του 15%, σε οποιαδήποτε στάθμη του κτιρίου. Για τον έλεγχο αυτό μπορεί να εφαρμόζεται χωρίς προυποθέσεις η ελαστική στατική ανάλυση.

Οι υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις, συνήθεις και άοπλες με κατ'εξοχήν ψαθυρή και αναξιόπιστη συμπεριφορά, ελέγχονται σε όρους δυνάμεων ή παραμορφόσεων και λαμβάνονται υπόψην μόνο στις στάθμες επιτελεστικότητας Α ή Β. Για τη στάθμη Γ δεν περιλαμβάνονται στο προσομοίωμα και δεν ελέγχονται. Οι προστιθέμενες οπλισμένες τοιχοπληρώσεις ή οι υφιστάμενες που ενισχύθηκαν, μπορούν να ληφθούν υπόψη και για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ, με κατά περίπτωση έλεγχο σε όρους δυνάμεων ή παραμορφόσεων.

Η προσομοίωση τοιχοπληρώσεων γίνεται:

- Μέσω ισοδύναμης αμφιαρθρωτής θλιβόμενης διαγωνίου (κατά την εκάστοτε φορά του σεισμού εντός του πλαισίου) με συγκεκριμένο πλάτος b, ή
- Μέσω διατμητικού φατνώματος, ορθοτροπικού, με τέσσερις κόμβους-αρθρώσεις ως προς τους αντίστοιχους κόμβους του τοιχοπληρωμένου πλαισίου.



Σχήμα 3.2: Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων

Η αντιστοίχηση της δυστένειας (EA) διαγωνίου με τη δυσμησία (GA) φατνώματος γίνεται ως εξής:

$$E_s\ A_s\ =\ \frac{G_w\ A_w}{\cos^2 a\ \sin a} \tag{3.1}$$

Να σημειώσουμε ότι στη δυναμική ανάλυση μπορεί να δοθεί δυστένεια $E_sA_s/2$ σε δύο διαγωνίους, μία θλιβόμενη και μία εφελκυόμενη. Η θλιβόμενη έχει πλάτος ~15% του μήκους της διαγωνίου, θλιπτική αντοχή ίση με το 125% της κατακόρυφης θλιπτικής αντοχής τοιχοποιίας κατά EK6 και μέτρο ελαστικότητας 600 φορές τη θλιπτική αντοχή για στάθμη «Προστασία ζωής» και 900 φορές για «Άμεση χρήση».

Επιρροή ανοιγμάτων:

- Εάν υπάρχει μεγάλο άνοιγμα σε άκρο κάθε φατνώματος τότε η τοιχοπλήρωση αμελείται.
- Εάν υπάρχει άνοιγμα στο κέντρο με εμβαδόν <20% του αντίστοιχου φατνώματος τότε η επιρροή του αμελείται. Αν το άνοιγμα είναι >50% του αντίστοιχου φατνώματος τότε η τοιχοπλήρωση αγνοείται. Για ενδιάμεσες διαστάσεις λαμβάνονται δύο θλιπτήρες, από τη γωνία ως το μέσο της απέναντι δοκού.
- Εάν έχουμε δύο μικρά γειτονικά ανοίγματα, τα θεωρούμε ως ένα που τα περιβάλλει.
- Τέλος, τοιχοπλήρωση χωρίς επαφή με υποστύλωμα στα δύο άκρα του φατνώματος αμελείται.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. δεν αναφέρεται σε φέρουσες τοιχοποιίες που έχουν κατασκευαστεί ταυτόχρονα με το σκελετό. Στις περιπτώσεις αυτές οι τοιχοποιίες συνδέονται με το σκελετό πρακτικώς μονολιθικά και έτσι συμμετέχουν και στην ανάληψη μη σεισμικών δράσεων.

Τα πλεονεκτήματα του να περιλάβουμε τις τοιχοπληρώσεις στο υπολογιστικό μοντέλο είναι τα εξής:

- Αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας. Όταν λαμβάνονται υπόψη οι τοιχοπληρώσεις αυξάνονται τόσο η αντοχή όσο και η δυσκαμψία του κτιρίου. Αυτό έχει ως συνέπεια τη βελτίωση των λόγων επάρκειας και άρα την απαίτηση λιγότερων ή καθόλου ενισχύσεων σε κτίρια τα οποία χωρίς τις τοιχοπληρώσεις απαιτούσαν ενίσχυση του φέροντος οργανισμού τους.
- Διεύρυνση των επιλογών ενίσχυσης. Σε περιπτώσεις όπου μία κατασκευή δεν πληρεί τα κριτήρια επιτελεστικότητας, η ενίσχυση των τοιχοπληρώσεων αντί του φέροντος οργανισμού αποτελεί έναν απλούστερο και οικονομικότερο τρόπο συνολικής αύξησης της αντοχής του κτιρίου.
- Δυνατότητα εντοπισμού και αναγνώρισης με ρεαλιστικό τρόπο των μηχανισμών αστοχίας. Σε όροφο όπου οι τοιχοπληρώσεις αστοχούν νωρίτερα από αυτές ανώτερων ορόφων ενδέχεται να αναπτυχθεί μηχανισμός ορόφου. Αυτό είναι ενδεχόμενο να συμβεί σε κτίρια όπου δεν υπάρχουν ισχυρά τοιχώματα.
- Ρεαλιστικότερη προσομοίωση της κατασκευής. Δυνατότητα ελέγχου της πληρότητας και επάρκειας του τρόπου ροής των δυνάμεων στο φορέα προσομοιώνοντας όλα τα στοιχεία που την επηρεάζουν.

3.2.6 Εκτίμηση δείκτη συμπεριφοράς «q», δείκτη ανεπάρκειας «λ» και μορφολογική κανονικότητα

3.2.6.1 Δείκτης συμπεριφοράς q

Γενικώς, ο ενιαίος (καθολικός) δείκτης συμπεριφοράς ενός δομήματος, διαμορφώνεται από το γινόμενο του παράγοντος υπεραντοχής q_υ και του παράγοντος πλαστιμότητας q_π.

Κατά τη φάση της αποτίμησης του κτιρίου η τιμή αναφοράς q' (για στάθμη επιτελεστικότητας Β) θα επιλέγεται σύμφωνα με τα εξής:

- Την επάρκεια των Κανονισμών κατά την περίοδο μελέτης και κατασκευής του κτιρίου.
- Την τυχόν ύπαρξη ουσιωδών βλαβών (και φθορών), κυρίως σε πρωτεύοντα δομικά στοιχεία.
- Την κανονικότητα κατανομής των εντός ορόφου αλλά και κατ'όροφον υπεραντοχών (καθ'ύψος του δομήματος) και το βαθμό αποκλεισμού δημιουργίας «μαλακού» ορόφου.
- Το πλήθος δομικών στοιχείων στα οποία αναμένεται να εμφανιστούν πλαστικές αρθρώσεις και το οποίο εξαρτάται από την υπεραστικότητα και την κανονικότητα του δομήματος.
- Την ιεράρχηση της εμφάνισης αστοχιών και το βαθμό αποκλεισμού τους στα πρωτεύοντα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία και στους κόμβους.
- Τους τρόπους αστοχίας (πλάστιμοι ή ψαθυροί).
- Τη διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές κάθε δομικού στοιχείου και
- Τους διαθέσιμους επικουρικούς και βοηθητικούς μηχανισμούς αντισεισμικής συμπεριφοράς όπως είναι οι τοιχοπληρώσεις, τα διαφράγματα κτλ.

Όταν δε διατίθενται περισσότερα στοιχεία τότε επιτρέπεται να ληφθούν ως μέγιστες οι τιμές του παρακάτω πίνακα, αναλόγως των βλαβών και των τοιχοπληρώσεων (στο σύνολο του κτιρίου):

Πίνακας 3.5: Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β (Προστασία ζωής)

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995<…	3,0	2,3	2,3	1,7
1985<…<1995	2,3	1,7	1,7	1,3
…<1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Για δομήματα στρεπτικώς ευαίσθητα, ή για τα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους (ανεστραμμένα εκκρεμή), οι τιμές του Πίνακα πολλαπλασιάζονται επί 2/3 αλλά πάντα είναι μεγαλύτερες του 1,0.

Ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού του κτιρίου, λαμβάνονται υπόψη οι διαφοροποιημένες τιμές q* που δίνονται στον παρακάτω πίνακα σε συνάρτηση με την τιμή αναφοράς q’ που ισχύει για στάθμη επιτελεστικότητας Β και αντιστοιχεί στις προβλέψεις και διατάξεις του ΕΚ8-1.

Πίνακας 3.6: Λόγος q*/q’

Στάθμη επιτελεστικότητας		
Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Α)	Προστασία ζωής (Β)	Αποφυγή κατάρρευσης (Γ)
0,6 πάντως δε (1,0<q*<1,5)	1,0	1,4

Για στάθμη Α ή Γ, οι τιμές ενδέχεται να διαφοροποιηθούν αναλόγως και της γενικής συμπεριφοράς του δομήματος. Έτσι οι τιμές 0,6 (Α) ή 1,4 (Γ) μπορούν να κυμανθούν από 0,4 εώς 0,8 ή από 1,2 εώς 1,6 για πιο πλάστιμα ή πιο ψαθυρά συστήματα.

Κατά τον ανασχεδιασμό ο συντελεστής q’ λαμβάνεται ως εξής:

- Για νέο σκελετό (αναβάθμιση/τροποποίηση υφιστάμενων στοιχείων) ή νέους φορείς, ικανούς και επαρκείς, ο q’(Β) λαμβάνεται όπως ο q κατά τις διατάξεις του ΕΚ8-1.
- Σε περιπτώσεις εκτεταμένων αλλά ήπιων παρεμβάσεων λαμβάνονται κατάλληλες, μεγαλύτερες τιμές q’(Β) σε σχέση με αυτές της αποτίμησης.

Σε κάθε περίπτωση πάντως, λαμβάνεται υπόψη η κατάλληλη τιμή του κρίσιμου ποσοστού (ιξώδους) απόσβεσης «ξ», για το υλικό των πρωτευόντων στοιχείων, μέσω του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης «η» (ή κατά ΕΚ8-1).

Γενικώς, για τους σκοπούς του παρόντος κανονισμού και για την εκτίμηση επιμέρους δεικτών που διαμορφώνουν τον q, ως «κρίσιμος» όροφος θεωρείται ο πλέον υπερκαταπονούμενος όροφος, όσον αφορά κυρίως τα πρωτεύοντα στοιχεία του (συνήθως ισόγειο).

3.2.6.2 Δείκτης ανεπάρκειας «λ»

Προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, απαιτείται μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτιρίου, έτσι ώστε για κάθε στοιχείο του να υπολογιστούν οι λόγοι («δείκτες ανεπάρκειας») $\lambda=S_E/R_m$ 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.

Οι λόγοι αυτοί θα υπολογίζονται για κάθε πρωτεύον φέρον στοιχείο. Ο μεγαλύτερος λόγος λ για ένα επιμέρους στοιχείο σε έναν όροφο (το πλέον υπερκαταπονούμενο) θα θεωρείται κρίσιμος λόγος λ για τον όροφο.

Οι δείκτες ανεπάρκειας πέραν του ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον ορισμό της κανονικότητας, δίνουν και μια πρώτη εικόνα της αντίστασης του κτιρίου σε σεισμό. Για παράδειγμα αν λ>4 για μεγάλο αριθμό στοιχείων (άνω του 1/3 του συνόλου) τότε είναι σαφής η ανεπάρκεια και θα περίττευε περαιτέρω αποτίμηση του κτιρίου. Τέλος αξίζει να αναφερθεί ότι για τον προσδιορισμό του κρίσιμου λόγου ορόφου δεν είναι απαραίτητο να λαμβάνονται υπόψη οι δοκοί, εκτός αν πρόκειται για δοκούς κυρίων πλαισίων σε αμιγώς πλαισιακά συστήματα.

3.2.6.3 Μορφολογική κανονικότητα

Ένα κτίριο θεωρείται μορφολογικά κανονικό όταν ικανοποιούνται οι αναφερόμενες στον ΕΚ8-1 συνθήκες. Ειδικότερα , για τα υφιστάμενα κτίρια μπορούν εναλλακτικά να ικανοποιούνται όλες οι παρακάτω συνθήκες:

- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δε διακόπτεται καθ'ύψος ούτε συνεχίζει σε διαφορετικό φάτνωμα.
- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δε συνεχίζει στο γειτονικό όροφο σε εκτός επιπέδου εσοχή.
- Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας λ_k δεν υπερβαίνει το 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ενός γειτονικού (υποκείμενου ή υπερκείμενου) ορόφου, όπου:

$$\lambda_k=\frac{\sum_1^n \lambda i Vsi}{\sum_1^n Vsi} \qquad (3.2)$$

Στη σχέση αυτή, λ_i είναι ο δείκτης ανεπάρκειας για το κύριο στοιχείο *i* του ορόφου, V_{si} είναι η αντίστοιχη δρώσα τέμνουσα (από ελαστική ανάλυση για q=1), και n ο αριθμός των κύριων στοιχείων του ορόφου 'k'.

- Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου, για μία δεδομένη διεύθυνση της σεισμικής δράσης, το πηλίκο του λόγου λ στοιχείου που βρίσκεται στη μία πλευρά του ορόφου, προς τον αντίστοιχο λόγο στοιχείου που βρίσκεται σε οιαδήποτε άλλη πλευρά (του ορόφου) υπερβαίνει το 1,5. Ο κανόνας αυτός αφορά ορόφους των οποίων το υπερκείμενο διάφραγμα δεν είναι ευπαραμόρφωτο εντός του επιπέδου του. Ένας τέτοιος όροφος ονομάζεται στρεπτικώς ασθενής όροφος.

Σχήμα 3.3: Παραδείγματα μη-κανονικότητας καθ'ύψος. Διακοπή φορέα καθ'ύψος (αριστερά), εκτός επιπέδου εσοχή (δεξιά).

3.2.7 Επιλογή μεθόδου ανάλυσης σύμφωνα με προϋποθέσεις εφαρμογής

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

Ελαστική στατική ανάλυση (μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης κατά ΕΚ8-1): Για στάθμη επιτελεστικότητας Α, μπορεί να εφαρμόζεται χωρίς περαιτέρω προϋποθέσεις. Για στάθμες Β ή Γ τότε η εφαρμογή της επιτρέπεται όταν ικανοποιείται το σύνολο των εξής συνθηκών:

- Για όλα τα στοιχεία προκύπτει $\lambda \leq 2,5$ ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει $\lambda > 2,5$.
- Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου T_o είναι μικρότερη του $4*T_c$ ή 2 sec.
- Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε έναν γειτονικό όροφο δεν υπερβαίνει το 1,5 (εξαιρούνται τελευταίος όροφος και προσαρτήματα).
- Το κτίριο δεν παρουσιάζει έντονα ασύμμετρη κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη, σε οποιονδήποτε όροφο.
- Το κτίριο σε καθ'ύψος τομή δεν παρουσιάζει ασύμμετρη κατανομή της μάζας ή της δυσκαμψίας.
- Το κτίριο διαθέτει σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.

Ανεξάρτητα από τα παραπάνω, αν δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες επιτρέπεται η μέθοδος για σκοπούς (μόνο) αποτίμησης. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας

προσομοιώματος γ_{sd} αυξάνονται κατά 0,15. Η μέθοδος αυτή εμφανίζει τα πλεονεκτήματα της απλότητας και της εποπτικότητας.

Ελαστική δυναμική ανάλυση (ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης κατά ΕΚ8-1): Εφαρμόζεται για κτίρια της χώρας μας όταν ισχύει η παρακάτω αναφερόμενη προϋπόθεση η οποία βέβαια δεν είναι απαραίτητη για στάθμη επιτελεστικότητας Α:

- Για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda \leq 2,5$.

Ανεξαρτήτως αυτής, και υπό τον όρο ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται η μέθοδος για σκοπούς (μόνο) αποτίμησης. Τότε οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γsd αυξάνονται κατά 0,15.

Ανελαστική στατική ανάλυση (μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων-ανάλυση Pushover): Συνίσταται όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων». Οι προϋποθέσεις εφαρμογής της είναι οι εξής:

- Κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική.
- Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική (δηλαδή οι τέμνουσες ορόφων που προκύπτουν από ανάλυση για ιδιομορφές που συνεισφέρουν πάνω από 90%, υπερβαίνουν κατά 130% εκείνες που προκύπτουν από ανάλυση μόνο για πρώτη ιδιομορφή), επιτρέπεται να εφαρμόζεται η μέθοδος υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ανάλυση, με την παράλληλη αύξηση 25% των τιμών παραμέτρων ελέγχου και στις δύο μεθόδους.

Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας): Όταν εφαρμόζεται η δυναμική ανελαστική μέθοδος συνίταται να διασφαλίζεται «Ικανοποιητική» Σ.Α.Δ. Η μόνη προϋπόθεση για την εφαρμογή της έπειτα, είναι η επαρκής εμπειρία και εξειδίκευση του Πολιτικού Μηχανικού. Τέλος, συνίσταται να γίνεται παράλληλα και μία ανελαστική στατική ανάλυση.

Εμπειρικές μέθοδοι επιλέγοναι σε ειδικές περιπτώσεις που ισχύουν οι εξής προϋποθέσεις:

- Η αποτίμηση αφορά ένα σημαντικό αριθμό κτιρίων, για τα οποία επιδιώκεται να προσδιορισθεί εάν καταρχήν υπάρχει ανάγκη προσεισμικής ενίσχυσης ή
- Το προς αποτίμηση κτίριο είναι μικρής σημασίας.

Αυτές οι μέθοδοι επιτρέπονται μόνο στις περιπτώσεις που καλύπτονται από σχετικές ειδικές διατάξεις εκδιδόμενες από τη Δημόσια Αρχή.

Προσεγγιστική ανάλυση (μόνο για σκοπούς αποτίμησης) επιλέγεται όταν:

- Η επιλεγόμενη στάθμη επιτελεστικότητας είναι η «Προστασία ζωής» ή η «Αποφυγή κατάρρευσης»
- Στο κτίριο δεν υπάρχουν βλάβες ή κακοτεχνίες.

Στις περιπτώσεις αυτές γίνεται μια προσεγγιστική αναλυτική εκτίμηση της έντασης σε κρίσιμα στοιχεία του φορέα, χωρίς λεπτομερή ανάλυση προσομοιώματος του συνόλου του κτιρίου.

3.2.8 Έλεγχος οριακών καταστάσεων

Κατά τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων υπολογίζονται οι διαθέσιμες αντιστάσεις των κρίσιμων περιοχών όλων των δομικών στοιχείων (δηλαδή τα εντατικά μεγέθη αντίστασης ή/και οι ανεκτές γωνίες πλαστικής στροφής) βάσει ορθολογικών προσομοιωμάτων, ευρύτερα αποδεκτών για τις τρεις διαφορετικές στάθμες επιτελεστικότητας. Οι συντελεστές ασφαλείας θα λαμβάνουν υπόψη τις γεωμετρικές αβεβαιότητες, το σκεδασμό των ιδιοτήτων των υλικών, τις περί αυτού διατιθέμενες πληροφορίες επιτόπου του έργου καθώς και τις ενδεχομένες αβεβαιότητες λόγω της φύσης των εργασιών και των δυσχερειών αποτελεσματικού ποιοτικού ελέγχου. Για πρόσθετες αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων αντίστασης ενισχυμένων κρίσιμων περιοχών χρησιμοποιούνται μειωτικοί συντελεστές γ_{rd}.

Ο έλεγχος ασφαλείας οφείλει να αποδείξει ότι το επιβαλλόμενο κρίσιμο μέγεθος, εντατικό ή παραμορφωσιακό, είναι αξιόπιστα μικρότερο από την αντίστοιχη διαθέσιμη ικανότητα, σε κατάλληλη διατομή ή μέλος ή τμήμα ή σύνολο του δομήματος.

Η γενική ανίσωση ασφαλείας είναι η εξής:

$$Sd = \gamma sd * S(Sk, \gamma f) < 1/\gamma rd * R(Rk/\gamma m) = Rd \qquad (3.3)$$

όπου: S_k: Βλέπε ισχύοντες Κανονισμούς και διαφοροποιήσεις ειδικώς για τις σεισμικές δράσεις.

R_k: Διαφοροποιήσεις, για υλικά υφιστάμενα ή προστιθέμενα ή αναλόγως ελέγχου/αστοχίας.

γ_f: Βλέπε ισχύοντες Κανονισμούς και διαφοροποιήσεις σε λίγες εξαιρετικές περιπτώσεις.

γ_m: Διαφοροποιήσεις όπως R_k.

γ_{sd}: Αυξημένες αβεβαιότητες προσομοιωμάτων για τις συνέπειες των δράσεων.

γ_{rd}: Αυξημένες αβεβαιότητες για τις κάθε είδους αντιστάσεις.

Σε περιπτώσεις δυσανάλογων διαφοροποιήσεων των αποτελεσμάτων, απαιτείται ανάλυση ευαισθησίας και παραμετρική διερεύνηση (μεταβαλλόμενες τιμές ορισμένων παραμέτρων).

Κατά τις γραμμικές, ελαστικές μεθόδους ανάλυσης, ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται γενικώς σε όρους δυνάμεων, κατά τους ισχύοντες Κανονισμούς. Οι μη-γραμμικές, ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης εφαρμόζονται γενικώς για στόχο επιτελεστικότητας Β ή Γ. Ο έλεγχος ασφαλείας δε, γίνεται σε όρους δυνάμεων-μετακινήσεων, με σύγκριση των απαιτήσεων του φάσματος του σεισμού έναντι της μέγιστης διαθέσιμης και στοχευόμενης απόκρισης της «κορυφής» του δομήματος. Στην περίπτωση που η συμπεριφορά των δομικών στοιχείων είναι οιονεί ψαθυρή, ο έλεγχος θα γίνει σε όρους δυνάμεων , με κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας. Αν η συμπεριφορά είναι οιονεί πλάστιμη, ο έλεγχος πραγματοποιείται σε όρους παραμορφώσεων, επίσης με κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας.

Συνοπτικά στους ελέγχους ασφαλείας ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας θα λαμβάνονται:

- Άμεση χρήση (DL): $\theta_d=\theta_y$
- Προστασία ζωής (SD): $\theta_d=1/\gamma_{rd} *(\theta_y+\theta_u)/2$ για πρωτεύοντα στοιχεία.
  $\theta_d=\theta_u/\gamma_{rd}$ για δευτερεύοντα στοιχεία ή τοιχοπληρώσεις.
- Οιονεί κατάρρευση (NC): $\theta_d=\theta_u/\gamma_{rd}$

3.2.9 Επανεκτίμηση και επαλήθευση δείκτη συμπεριφοράς

Μετά τους ελέγχους απαιτείται η προσεγγιστική επανεκτίμηση του δείκτη συμπεριφοράς που έχει επιλεγεί για το επισκευασμένο-ενισχυμένο κτίριο, λαμβάνοντας υπόψη το σύνολο των κριτηρίων που ευοδώνουν την ικανότητα κατανάλωσης ενέργειας όπως:

- Σειρά εμφάνισης αστοχίας οριζοντίων έναντι κατακόρυφων δομικών στοιχείων.
- Τύπος αστοχίας κρίσιμων περιοχών του κάθε δομικού στοιχείου.
- Τοπική διαθέσιμη πλαστιμότητα κρίσιμων περιοχών.
- Διαθέσιμοι δευτερογενείς μηχανισμοί αντιστάσεων μετά από μεγάλες σχετικές μετακινήσεις.
- Ενδεχόμενες συνέπειες της ψαθυρότητας περιορισμένου αριθμού δομικών στοιχείων επί της πλαστιμότητας του συνολικού δομήματος.

Να σημειωθεί ότι στα υφιστάμενα δομήματα δεν έχουν εν γένει τηρηθεί οι απαιτήσεις ικανοτικού σχεδιασμού, περιορισμού αξονικής δύναμης, τοπικής περίσφιγξης κλπ. που ζητούνται για τις νέες κατασκευές, έτσι η εκτίμηση ενός συνολικού διαθέσιμου δείκτη συμπεριφοράς είναι δυσχερής.

Στην περίπτωση που οι τιμές του δείκτη συμπεριφοράς λαμβάνονται τόσο κατά την αποτίμηση όσο και κατά τον ανασχεδιασμό ανάλογα με τις παραμέτρους που αναφέρονται στην παράγραφο 1.6.1 τότε *δεν* απαιτείται επανεκτίμησή του.

3.2.10 Επιλογή στρατηγικής ενίσχυσης

Με βάση τα συμπεράσματα από την αποτίμηση της κατασκευής καθώς και από τη φύση και την έκταση των βλαβών (όταν υπάρχουν), λαμβάνονται αποφάσεις επεμβάσεων με στόχο αφενός μεν την ικανοποίηση των βασικών απαιτήσεων του αντισεισμικού σχεδιασμού (τεχνική φύση), αφετέρου δε την ελαχιστοποίηση του κόστους και την εξυπηρέτηση των κοινωνικών αναγκών (διαχειριστική-διοικητική φύση).

Υιοθετούνται έτσι στρατηγικές τόσο τεχνικού όσο και διοικητικού χαρακτήρα καθώς και συνδυασμός τους.

Στρατηγικές τεχνικού χαρακτήρα:

- Αύξηση της αντοχής του κτιρίου
- Αύξηση της δυσκαμψίας του κτιρίου
- Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης των μελών
- Διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών
- Μείωση των σεισμικών απαιτήσεων (π.χ. σεισμική μόνωση)

Στρατηγικές διοικητικού χαρακτήρα:

- Περιορισμός ή αλλαγή της χρήσης του κτιρίου
- Μερική ή ολική καθαίρεση
- Μονολιθική μεταφορά της κατασκευής σε άλλη θέση

- Απόφαση για «καμία επέμβαση». Στην περίπτωση αυτή μπορεί να γίνει αποδεκτή και μια μείωση της απομένουσας διάρκειας ζωής της κατασκευής υπό τον όρο ότι η μετά ταύτα κατεδάφιση του κτιρίου είναι εγγυημένη.

Είναι αξιοσημείωτο ότι κατά το παρελθόν η στρατηγική ενίσχυσης που υιοθετήθηκε από τους περισσότερους μηχανικούς στόχευε στην ικανοποίηση των απαιτήσεων του εκάστοτε ισχύοντος κανονισμού. Η στρατηγική αυτή μεταφραζόταν σε επεμβάσεις, ώστε η ενισχυμένη κατασκευή να φέρει με ασφάλεια ένα ποσοστό των σεισμικών φορτίων που προέβλεπε ο εκάστοτε εν ισχύ κανονισμός για τις νέες κατασκευές. Στην πραγματικότητα η παραπάνω προσέγγιση δεν αποτελεί στρατηγική, αλλά κριτήριο σχεδιασμού που μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε συνδυασμό με μία από τις στρατηγικές που αναφέρθηκαν.

Η επιλογή των τύπων δομητικής επέμβασης θα γίνεται καταρχήν με βάση γενικά κριτήρια κόστους, διαθεσιμότητας των απαιτούμενων μέσων, κοινωνικών αναγκών κλπ. Για την επιλογή αυτή πρέπει να συνεκτιμάται η οικονομική αξία του δομήματος τόσο πριν όσο και μετά τις επεμβάσεις. Τέτοια κριτήρια θεωρούνται τα ακόλουθα:

- Το κόστος, τόσο το αρχικό όσο και το μελλοντικό (δηλαδή τα έξοδα συντήρησης και οι πιθανές μελλοντικές βλάβες), σε σχέση με τη σπουδαιότητα και την ηλικία του υπόψη κτιρίου.
- Η διαθέσιμη ποιότητα εργασίας (είναι εξαιρετικά σημαντικό τα μέτρα επέμβασης να είναι συμβατά με τα διαθέσιμα μέσα και την ποιότητα εργασίας) και η διαθεσιμότητα του κατάλληλου ποιοτικού ελέγχου.
- Η χρήση του κτιρίου (επίπτωση των εργασιών επέμβασης στη χρήση του κτιρίου).
- Η αισθητική (το σχήμα επέμβασης ενδέχεται να ποικίλει μεταξύ πλήρως αφανών επεμβάσεων και σκόπιμα διακριτών νέων-πρόσθετων στοιχείων).
- Η διατήρηση της αρχιτεκτονικής ταυτότητας των ιστορικών κτιρίων και η συνεκτίμηση του βαθμού αντιστρεψιμότητας των επεμβάσεων.
- Η διάρκεια εκτέλεσης των εργασιών.

Επιπλέον η επιλογή του τύπου, της τεχνικής, της έκτασης και του επείγοντος της επέμβασης θα γίνεται και με βάση κάποια τεχνικά κριτήρια σχετιζόμενα με τη διαπιστωθείσα κατάσταση του κτιρίου, καθώς και με τη μέριμνα για όσο γίνεται μεγαλύτερη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας μετά την επέμβαση. Τέτοια τεχνικά κριτήρια θεωρούνται τα ακόλουθα:

- Όλα τα διαπιστωμένα σοβαρά σφάλματα πρέπει να αποκατασταθούν καταλλήλως..
- Σε περίπτωση εντόνως μη-κανονικών κτιρίων (κυρίως από την άποψη της κατανομής της υπεραντοχής) η δομική κανονικότητα τους πρέπει να βελτιωθεί στο μέγιστο δυνατό βαθμό.
- Όλες οι απαιτήσεις αντίστασης κρίσιμων περιοχών των πρωτευόντων στοιχείων (δηλαδή τα απαιτούμενα εντατικά μεγέθη αντίστασης και η απαιτούμενη ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης) πρέπει να ικανοποιούνται μετά την επέμβαση.
- Όπου είναι δυνατόν θα πρέπει να επιδιώκεται η αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας σε κρίσιμες περιοχές. Πρέπει να λαμβάνεται ιδιαίτερη μέριμνα έτσι ώστε, στο βαθμό που είναι δυνατόν, οι τοπικές επισκευές ή/και ενισχύσεις να μη μειώνουν τη διαθέσιμη πλαστιμότητα των κρίσιμων περιοχών.

- Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ανθεκτικότητα τόσο των νέων όσο και των αρχικών στοιχείων, καθώς και το ενδεχόμενο επιτάχυνσης της φθοράς όταν έλθουν σε επαφή μεταξύ τους.

Με βάση τα προηγούμενα κριτήρια και τα αποτελέσματα της αποτίμησης της κατασκευής, επιλέγονται οι κατάλληλοι τύποι επέμβασης λαμβάνοντας πάντα υπόψη τις συνέπεις των επεμβάσεων στις θεμελιώσεις. Η επιλογή αυτή εντάσσεται σε μια στρατηγική ενίσχυσης , η οποία αποσκοπεί στη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου με την τροποποίηση ή τον έλεγχο βασικών παραμέτρων που επηρεάζουν τη σεισμική συμπεριφορά του.

Θα αναφερθούν τώρα ορισμένοι τύποι επεμβάσεων που συνδέονται με στρατηγικές ενίσχυσης τεχνικού χαρακτήρα, και τι επιτυγχάνει ο καθένας:

- Επιλεκτική ή συνολική ενίσχυση των δομικών στοιχείων ή προσθήκη νέων στοιχείων που αναλαμβάνουν μέρος ή το σύνολο των σεισμικών δράσεων. Αυτό επιτυγχάνει την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας. Στην περίπτωση αυτή ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δοθεί στο σχεδιασμό της θεμελίωσης λόγω της αύξησης της μάζας της κατασκευής αλλά και των σεισμικών φορτίων.
- Βελτίωση της περίσφιγξης των υφισταμένων μελών με συνδετήρες, μεταλλικές πλάκες ή ινοπλισμένα πολυμερή. Έτσι αυξάνεται η ικανότητα παραμόρφωσης.
- Άρση εκείνων των χαρακτηριστικών που συνεπάγονται δυσμενή σεισμική συμπεριφορά έτσι ώστε να διορθωθούν οι κρίσιμες ανεπάρκειες.
- Μείωση της μάζας της κατασκευής, τροποποίηση του δομητικού συστήματος με στόχο την ευεργετική αλλαγή της ιδιοπεριόδου της κατασκευής. Με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται η μείωση των σεισμικών απαιτήσεων.

Πέρα από τις τεχνικές στρατηγικές, υπάρχει και ένας μεγάλος αριθμός εναλλακτικών διαχειριστικών στρατηγικών που πρέπει επίσης να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό των επεμβάσεων. Οι διαχειριστικές στρατηγικές περιλαμβάνουν θέματα όπως: (α) η απόφαση να υλοποιηθούν οι επεμβάσεις ενώ το κτίριο παραμένει σε χρήση ή να εκκενωθεί το κτίριο έως ότου πραγματοποιηθούν οι εργασίες ενίσχυσης, (β) να θεωρηθεί αποδεκτή η υπάρχουσα σεισμική διακινδύνευση της κατασκευής και να μη γίνουν επεμβάσεις ή να αλλαχτεί η χρήση της κατασκευής, έτσι ώστε να είναι αποδεκτή η διακινδύνευση, (γ) να κατεδαφιστεί το υπάρχον κτίριο και να αντικατασταθεί με άλλο, (δ) να υλοποιηθούν οι προτεινόμενες επεμβάσεις προοδευτικά μέσα σε μεγάλης διάρκειας χρονικό περιθώριο ή να ληφθούν προσωρινά μέτρα ενίσχυσης έως ότου αντικατασταθεί η κατασκευή, (ε) εάν οι επεμβάσεις θα γίνουν στο εξωτερικό του κτιρίου, έτσι ώστε να μειωθούν οι αρνητικές επιπτώσεις στους ενοίκους, ή αντίθετα αν οι εργασίες θα γίνουν στο εσωτερικό του κτιρίου προκειμένου να μην αλλοιωθούν τα χαρακτηριστικά της εξωτερικής του όψης.

Αν και πολλοί μηχανικοί θεωρούν ότι οι διαχειριστικές στρατηγικές δεν αποτελούν αντικείμενο της άμεσης αρμοδιότητάς τους, πρέπει να γίνει κατανοητό ότι αυτές ενδέχεται να έχουν πολύ σημαντική επίδραση τόσο στην εφαρμοσιμότητα όσο και στο κόστος της προτεινόμενης τεχνικής στρατηγικής των επεμβάσεων. Είναι γεγονός ότι, κατά κανόνα, η βέλτιστη λύση για ένα κτίριο σχετίζεται με τη λήψη αποφάσεων διαχειριστικής και τεχνικής φύσης. Για τους λόγους αυτούς οι διαχειριστικές στρατηγικές πρέπει να συνεκτιμώνται από το Μηχανικό και να επισημαίνονται στον Κύριο του Έργου προκειμένου να επιλεγεί η κατάλληλη στρατηγική επεμβάσεων.

Στις περιπτώσεις όπου, για τον επιλεγμένο συνδυασμένο στόχο ανασχεδιασμού, η σεισμική συμπεριφορά των μη-φερόντων στοιχείων ενδέχεται να θέσει σε κίνδυνο τη ζωή των ενοίκων (ή τρίτων προσόπων), είτε να έχει συνέπειες στα αποθηκευμένα αγαθά, θα

πρέπει να λαμβάνονται μέτρα για την επισκευή ή ενίσχυση των στοιχείων αυτών (με κατάλληλες συνδέσεις με τα φέροντα στοιχεία, αύξηση αντοχής των μη-φερόντων στοιχείων ή μέτρα στήριξης για την πρόληψη πιθανής πτώσης τμημάτων αυτών των στοιχείων). Επιπροσθέτως, θα λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες επιπτώσεις των επισκευών-ενισχύσεων των μη-φερόντων στοιχείων πάνω στον κύριο οργανισμό. Τέλος, θα λαμβάνονται υπόψη οι συνέπειες του συνόλου των δομητικών επεμβάσεων πάνω στην τοπική και τη συνολική ικανότητα του κτιρίου για απορρόφηση σεισμικής ενέργειας.

3.2.11 Διαστασιολόγηση επεμβάσεων

Όπως έχει αναφερθεί και προγενέστερα, κάθε επέμβαση σε μια υφιστάμενη κατασκευή, με ή χωρίς βλάβες, αποσκοπεί στην εξυπηρέτηση του στόχου ανασχεδιασμού και υλοποιείται με την προσθήκη νέων υλικών ή στοιχείων σε υφιστάμενα δομικά στοιχεία. Μέσω της προσθήκης αυτής, αποκαθίσταται η οιονεί μονολιθική συνεργασία μεταξύ νέων και παλαιών υλικών, η οποία βέβαια ενδέχεται να μην είναι πλήρης λόγω των (μικρών, έστω) σχετικών μετακινήσεων στις διεπιφάνειες επαφής. Για το λόγο αυτό, οι απαιτούμενες συνδέσεις παλαιών/νέων υλικών οφείλουν να ελέγχονται ώστε στη διεπιφάνεια να ισχύει η σχέση:

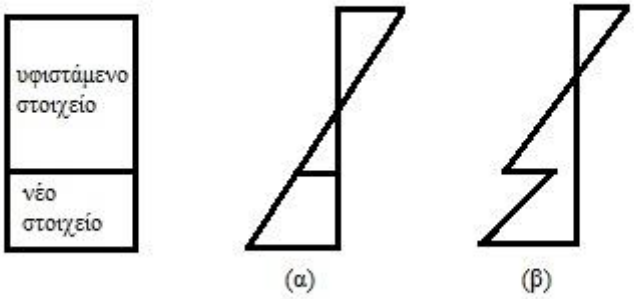
$$R_{id} \geq S_{id} \tag{3.4}$$

όπου:

-R_{id}: η αντίσταση της υπόψη σύνδεσης στη σχετική διεπιφάνεια, η οποία αντιστοιχεί σε ένα μέγεθος μέγιστης ανεκτής σχετικής μετακίνησης.

-S_{id}: η αντίστοιχη δύναμη που δρα στην υπόψη διεπιφάνεια, όπως υπολογίζεται από τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού τα οποία δρουν στην περιοχή.

Όταν δε διατίθενται αξιόπιστες μέθοδοι για την πρόβλεψη της σχετικής ολίσθησης στη διεπιφάνεια, επιτρέπεται να χρησιμοποιείται μια προσεγγιστική μέθοδος μονολιθικής συμπεριφοράς, υπό τον όρο ότι το εντατικό μέγεθος δράσης θα λαμβάνεται ίσο με S_{id}/k όπου k ο αντίστοιχος συντελεστής μονολιθικότητας.



Σχήμα 3.4: Κατανομή παραμορφώσεων σε καμπτόμενη σύνθετη διατομή
(α) με μονολιθική συμπεριφορά
(β) με ολίσθηση στη διεπιφάνεια

Οι επιστρατευόμενες αντιστάσεις των επιμέρους τμημάτων του συνόλου των διεπιφανειών των σύνθετων στοιχείων μετά την επέμβαση, ελέγχονται με βάσει τις απαιτήσεις των αρμόδιων για κάθε υλικό Κανονισμών, λαμβάνοντας υπόψη τις μετακινήσεις στις διεπιφάνειες. Από την άλλη, οι αυξημένες αβεβαιότητες που σχετίζονται με τις αντιστάσεις κατά τη διαστασιολόγηση των στοιχείων μετά την επέμβαση, λαμβάνονται υπόψη μέσω ειδικών συντελεστών ασφαλείας $\gamma_{rd,}$ όπου απαιτείται. Τέλος, η αστοχία του ενισχυόμενου στοιχείου θα πρέπει να προηγείται της αστοχίας των διεπιφανειών παλαιών/νέων υλικών. Για το σκοπό αυτό, ο έλεγχος αντοχής της διεπιφάνειας θα πραγματοποιείται για εντατικά μεγέθη επαυξημένα κατά συντελεστή γ_{sd} = 1,35.

Για την αντίσταση της διεπιφάνειας σε θλίψη εξετάζεται η θλιπτική αντοχή του ασθενέστερου υλικού. Για τον εφελκυσμό ελέγχεται η εφελκυστική αντοχή αποκόλλησης του σκυροδέματος προς το πρόσθετο υλικό υπό ορισμένες συνθήκες (εφελκυστική αντοχή ασθενέστερου υλικού). Τέλος για της αντίσταση της διεπιφάνειας σε διάτμηση υπολογίζονται οι αντιστάσεις συνοχής σκυροδέματος προς σκυρόδεμα, ρητίνη, τριβής σκυροδέματος προς σκυρόδεμα, αντιστάσεις βλήτρων και συνδέσμων μεταξύ παλαιών και νέων οπλισμών.

Οι επεμβάσεις που επιλέγονται μπορούν να κατηγοριοποιηθούν ως:

- Επεμβάσεις σε κρίσιμες περιοχές ραβδόμορφων δομικών στοιχείων (+εικονα από κεφ 8-δριτσος)
- Επεμβάσεις σε κόμβους πλαισίων
- Επεμβάσεις σε τοιχώματα
- Εμφάτνωση πλαισίων
- Προσθήκη νέων παράπλευρων τοιχωμάτων
- Επεμβάσεις σε στοιχεία θεμελίωσης

3.2.12 Έλεγχοι ασφαλείας και έλεγχος στάθμης επιτελεστικότητας

Ανάλογα με τη μέθοδο ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε και τον αναμενόμενο τρόπο αστοχίας (πλάστιμο ή ψαθυρό) επιλέγονται τα κριτήρια ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας, κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό, σε όρους εντατικών ή παραμορφοσιακών μεγεθών. Αυτά θα δίνονται για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ξεχωριστά.

Υπενθυμίζουμε ότι η γενική ανίσωση ασφαλείας είναι η εξής:

$$S_d < R_d \rightarrow \gamma_{sd}\, S(S_k \gamma_f) < 1/\gamma_{rd}\, R(R_k/\gamma_m) \qquad (3.5)$$

Η λογική των ελέγχων ασφαλείας ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας, τον τρόπο αστοχίας και τη χρησιμοποιούμενη ανάλυση συνοψίζεται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 3.7: Κριτήρια ελέγχου επιτελεστικότητας

Κριτήρια ελέγχου επιτελεστικότητας					
	Άμεση χρήση	Προστασία ζωής		Μη-κατάρρευση	
		Ανελαστική ανάλυση	Ελαστική ανάλυση	Ανελαστική ανάλυση	Ελαστική ανάλυση
Πλάστιμα πρωτεύοντα	$\gamma_{sd}S_d \leq R_d$	$\gamma_{sd}\theta_{sd} \leq (\theta_y+\theta_u)/2\gamma_{rd}$	$\gamma_{sd}S_d/m \leq R_m$ $m=(\theta_y+\theta_u)/2\gamma_{rd}\theta_y$	$\gamma_{sd}\theta_{sd} \leq \theta_u/\gamma_{rd}$	$\gamma_{sd}S_d/m \leq R_m$ $m=(\theta_u/\gamma_{rd})/\theta_y$
Πλάστιμα δευτερεύοντα	$\gamma_{sd}\theta_{sd} \leq \theta_y$	$\gamma_{sd}\theta_{sd} \leq \theta_u/\gamma_{rd}$	$\gamma_{sd}S_d/m \leq R_d$ $m=(\theta_u/\gamma_{rd})/\theta_y$	$\gamma_{sd}\theta_{sd} \leq \theta_u$	$\gamma_{sd}S_d/m \leq R_m$ $m=\theta_u/\theta_y$
Τοιχοπληρώσεις	$\gamma_{sd}S_d \leq R_d$ $\gamma_{sd}\gamma_E \leq \gamma_y$	$\gamma_{sd}\gamma_E \leq \gamma_u/1.3$	$\gamma_{sd}S_d/m \leq R_m$ $m=(\gamma_u/1.3)/\gamma_y$	$(\gamma_{sd}\gamma_E \leq \gamma_u)$	$\gamma_{sd}S_d/m \leq R_m$ $m=\gamma_u/\gamma_y$
Ψαθυρά πρωτεύοντα	$\gamma_{sd}S_d \leq V_{Rd}$	$\gamma_{sd}S_d \leq V_{Rd}$	$\gamma_{rd}V_{cd} \leq V_{rd}$	$\gamma_{sd}S_d \leq V_{Rd}$	$\gamma_{rd}V_{cd} \leq V_{rd}$
Ψαθυρά δευτερεύοντα			$V_{cd} \leq V_{rd}$		$V_{cd} \leq V_{rd}$

3.3 Σύντομη σύγκριση EC8-ΚΑΝΕΠΕ

Κύρια διαφορά: Ο EC8 περιορίζεται κυρίως στα θέματα της ανάλυσης, ενώ ο ΚΑΝ.ΕΠΕ εμβαθύνει στα θέματα διαστασιολόγησης και εφαρμογής.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ σαν κανονιστικό κείμενο είναι πιο ολοκληρωμένο για επεμβάσεις, καλύπτει κατασκευαστικές διατάξεις για βλήτρα, ματίσματα, FRP κλπ. Στην Ελλάδα ήδη εφαρμόζεται σε μελέτες δημοσίου αλλά υπάρχουν και παραδείγματα ιδιωτικών μελετών που έχουν γίνει με ΚΑΝ.ΕΠΕ και έχουν περάσει από τις τοπικές πολεοδομίες.

Από την άλλη ο EC8-part 1-3 αφορά μόνο στην αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος και τον υπολογισμό των τοπικών αντιστάσεων/ικανοτήτων παραμόρφωσης των στοιχείων. Οι τύποι που χρησιμοποιεί είναι πρακτικά ίδιοι με αυτούς του ΚΑΝ.ΕΠΕ μιας και οι δύο προέρχονται από ερευνητικές εργασίες του ίδιου καθηγητή. Οι ουσιαστικές διαφορές είναι οι συντελεστές ασφαλείας αλλά και ο προτεινόμενος τρόπος υπολογισμού του σημείου επιτελεστικότητας. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ ενσωματώνει και τη μέθοδο της FEMA για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης.

Επιγραμματικά θα αναφέρουμε τα καινούρια στοιχεία που περιλαμβάνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ σε σχέση με τον EC8:

- Στάθμες και Στόχοι Επιτελεστικότητας (επιλογή τους με συμμετοχή του ιδιοκτήτη)
- Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων
- Έλεγχος $S_d \leq R_d$
  -Σε όρους δυνάμεων για ψαθυρές αστοχίες (διάτμηση)
  -Σε όρους παραμορφώσεων για πλάστιμες αστοχίες (κάμψη)
- Συνυπολογισμός τοιχοπληρώσεων
- Ελαστική ανάλυση με χρήση τοπικών δεικτών συμπεριφοράς (m)
- Εκτίμηση δείκτη συμπεριφοράς (q) σε υφιστάμενες κατασκευές
- Ανελαστικές αναλύσεις
- Πρωτεύοντα-Δευτερεύοντα στοιχεία (σεισμικώς)
- Μέθοδοι επισκευής και ενίσχυσης των καστασκευών
- Υπολογιστικό υπόβαθρο για τον έλεγχο των επεμβάσεων

Μια άλλη σημαντική διαφορά μεταξύ των δύο κανονισμών είναι πως οι προυποθέσεις για την επιλογή της μεθόδου ανάλυσης είναι διαφορετικές.

Ο ευρωκώδικας 8 στο μέρος 3 (παράρτημα Β) καλύπτει, σε αντίθεση με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, και την Αποτίμηση και τον Ανασχεδιασμό μελών σε μεταλλικές και σύμμικτες κατασκευές. Επίσης στο παράρτημα Γ αναφέρεται στις περιπτώσεις κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία.

4 Εφαρμογή του ΚΑΝ.ΕΠΕ. σε κτίριο ΩΣ

4.1 Εισαγωγή

Το αντικείμενο του παρόντος κεφαλαίου είναι η αποτίμηση και ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα, οι διαφορετικές προτάσεις ενίσχυσης του και η επιλογή εκείνης η οποία θα χαρακτηριστεί ως βέλτιστη, πιο εύκολα υλοποιήσημη και φυσικά πιο οικονομική.

Η προσομοίωση του φέροντα οργανισμού του κτιρίου καθώς και οι διάφορες αναλύσεις θα γίνουν με τη βοήθεια του προγράμματος «Fespa».

4.2 Περιγραφή κτιρίου

4.2.1 Γενικά στοιχεία

Η εφαρμογή που παρουσιάζεται αφορά στη μελέτη αποτίμησης και ενίσχυσης πενταόροφου κτιρίου κατοικιών με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η υπό μελέτη κατασκευή βρίσκεται στον ευρύτερο χώρο της Αττικής, ενώ χρονικά ανεγέρθηκε στα μέσα της δεκαετίας του 1970. Το κτίριο αποτελείται συνολικά από πέντε (5) ορόφους, ένας εκ των οποίων είναι pilotis, και θεμελιώνεται τόσο στη στάθμη -1 όσο και στη στάθμη 0 καθώς το έδαφος είναι επικλινές. Το ύψος τόσο του ισογείου όσο και των υπερκείμενων ορόφων είναι 3.00m. Ο σχεδιασμός του κτιρίου έγινε με βάση τον Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 και τον τότε ισχύοντα Αντισεισμικό Κανονισμό Οικοδομικών Έργων του 1959.

Το κτίριο διαθέτει αρκετά δυσμενή χαρακτηριστικά για τη σεισμική του συμπεριφορά όπως εκκεντρότητες, έμμεσες στηρίξεις δοκών, φυτευτά υποστυλώματα κλπ. Σύμφωνα επίσης με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. το κτίριο χαρακτηρίζεται ως Μη-Κανονικό τόσο σε κάτοψη όσο και σε ύψος (κατανομή μαζών), γεγονός το οποίο συμβάλλει στην εμφάνιση ανόμοιων αποτελεσμάτων για τις διαφορετικές κατανομές φόρτισης, όπως θα δουμε και στη συνέχεια, και αυξάνει την ανάγκη για ενίσχυση του.

Να αναφέρουμε τέλος ότι με βάση τα κριτήρια του υποκεφαλαίου 3.2.2 η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων των υλικών και της γεωμετρίας του φορέα λαμβάνεται ως *Ικανοποιητική*.

4.2.2 Υλικά-Λοιπές παράμετροι

Τα υλικά της κατασκευής σύμφωνα με τα τεύχη υπολογισμών και τα σχέδια ξυλοτύπων του φέροντος οργανισμού είναι:

Σκυρόδεμα: B225
Χάλυβας οπλισμού: StIII

Η αντοχή των υλικών λαμβάνεται ίση με τη μέση τιμή αντοχής τους η οποία προκύπτει ανάλογα με την ποιότητα που αναγράφεται στα αρχικά σχέδια της μελέτης, σύμφωνα με τους εξής πίνακες:

Πίνακας 4.1: Ενδεικτικές - προτεινόμενες τιμές χαρακτηριστικής αντοχής και παραμόρφωσης για νέο χάλυβα και αντίστοιχες μέσες τιμές για υφιστάμενο χάλυβα σύμφωνα με Fespa

	Νέος οπλισμός *Χαρακτηρ. τιμές*	Υφιστάμενος οπλισμός *Μέσες τιμές*			
	B500C	S500s ή B500C	S500	StIII ή S400	StI ή S220
Αντοχή f_{yk} ή f_{ym}[Mpa]	f_{yk} = 500	f_{ym} = 550 ÷ 575	f_{ym} = 550 ÷ 575	f_{ym} = 460 ÷ 480	f_{ym} = 260 ÷ 290
Οριακή παραμόρφωση ε_{suk} ή ε_{sum}	6.0 ÷ 7.5%	10%	5%	5%	10 ÷ 12%

Πίνακας 4.2: Μέσες αντοχές για υφιστάμενο σκυρόδεμα ανάλογα με την ποιότητα που προδιαγράφεται στα κατασκευαστικά σχέδια της αρχικής μελέτης σύμφωνα με Fespa.

	Ποιότητα υφιστάμενου σκυροδέματος όπως προδιαγράφεται στην μελέτη		Αποτίμηση Φ.Ι.
	Μέση τιμή κυβικού δοκίμιου [Mpa]	Χαρακτηριστική τιμή κυλινδρικού δοκιμίου f_{ck} [Mpa]	Ενδεικτική Μέση αναμενόμενη τιμή κυλινδρικού δοκιμίου f_{cm} [Mpa]
B160	16		16
B225	22.5		22
B300	30		30
C12/15		12	17÷25
C16/20		16	23÷30
C20/25		20	29÷35
C25/30		25	36÷47

Ως ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας επιλέχθηκε η Ζ1 που αντιστοιχεί σε μέγιστη εδαφική επιτάχυνση α = 0.16.

Το κτίριο χαρακτηρίζεται σπουδαιότητας Σ2 η οποία επιλέγεται για συνήθη κτίρια.

Η κατηγορία εδάφους θα είναι Β (με συντελεστή εδάφους S=1.20) και το έδαφος θεμελίωσης ορίζεται ως «άμμος πολύ συνεκτική». Επίσης η επιτρεπόμενη τάση θεμελίωσης σύμφωνα με τους ξυλότυπους θα είναι $\sigma_{\varepsilon\pi}$ = 250 kN/m^2.

Τέλος οι παραδοχές των μόνιμων και μεταβλητών φορτίων θα είναι οι εξής:

Πινακας 4.3: Παραδοχές μόνιμων και μεταβλητών φορτίων

Μόνιμα φορτία	Ειδικό βάρος σκυροδέματος	25.0 kN/m^3
	Ειδικό βάρος χάλυβα	78.5 kN/m^3
	Δρομικής πλινθοδομής	2.1 kN/m^2
	Μπατικής πλινθοδομής	3.6 kN/m^2
	Επικάλυψη πλακών γενικά	1.2 kN/m^2
	Επικάλυψη κλιμάκων	2.5 kN/m2
Μεταβλητά φορτία	Δάπεδα κατοικιών-γραφείων	2.0 kN/m2
	Κλιμάκων κατοικιώς-γραφείων	3.5 kN/m2
	Δάπεδα εξωστών	5.0 kN/m2

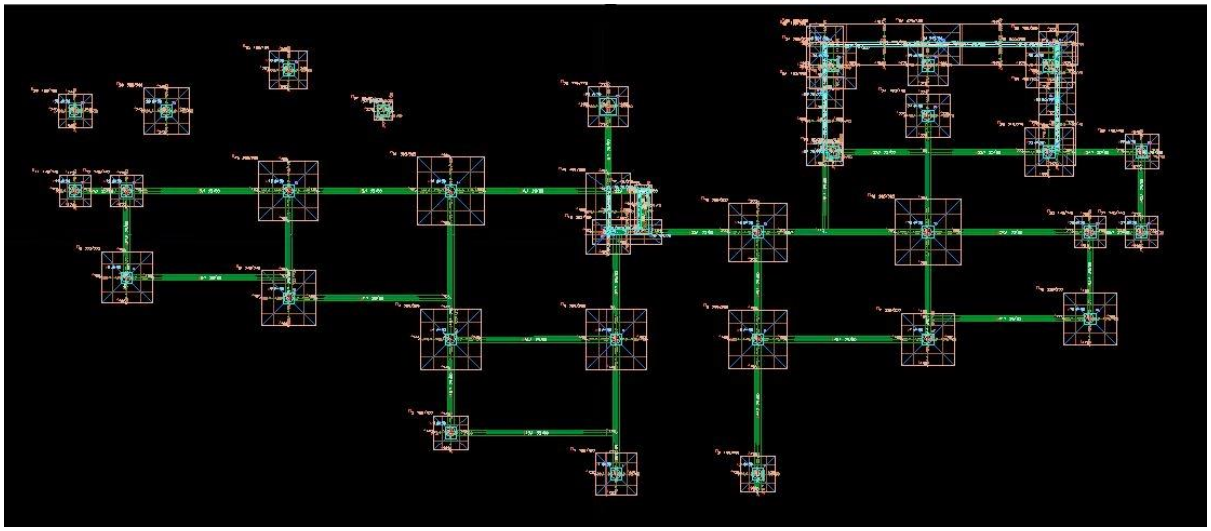
Πίνακας 4.4: Συντελεστές ασφαλείας φορτίων – νέων υλικών

Μόνιμα φορτία	$\gamma_G = 1.35$
Μεταβλητά φορτία	$\gamma_Q = 1.50$
Σκυροδέματος	$\gamma_C = 1.50$
Συντελεστής θλιπτικής αντοχής	$\alpha_{CC} = 0.85$
Χάλυβα οπλισμού	$\gamma_S = 1.15$
Ινοπλισμένα πολυμερή FRP	$\gamma_d = 1.50$
Συντελεστής ασφαλείας σεισμικών δράσεων	$\gamma_E = 1.00$

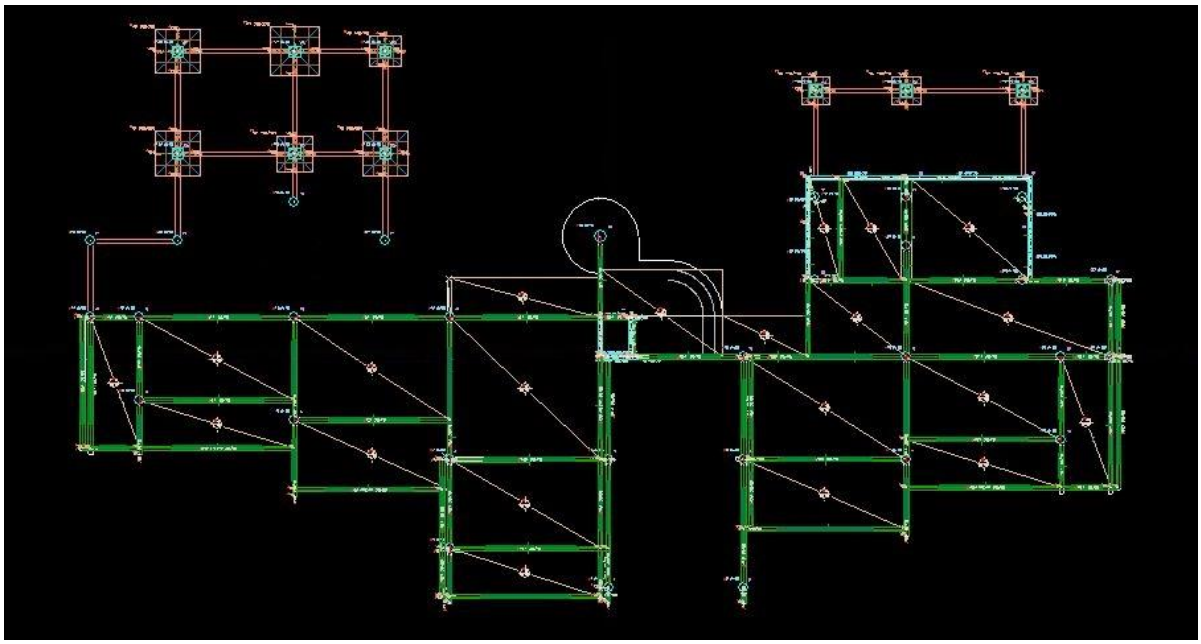
4.2.3 Γεωμετρία κατασκευής

4.2.3.1 Κατόψεις

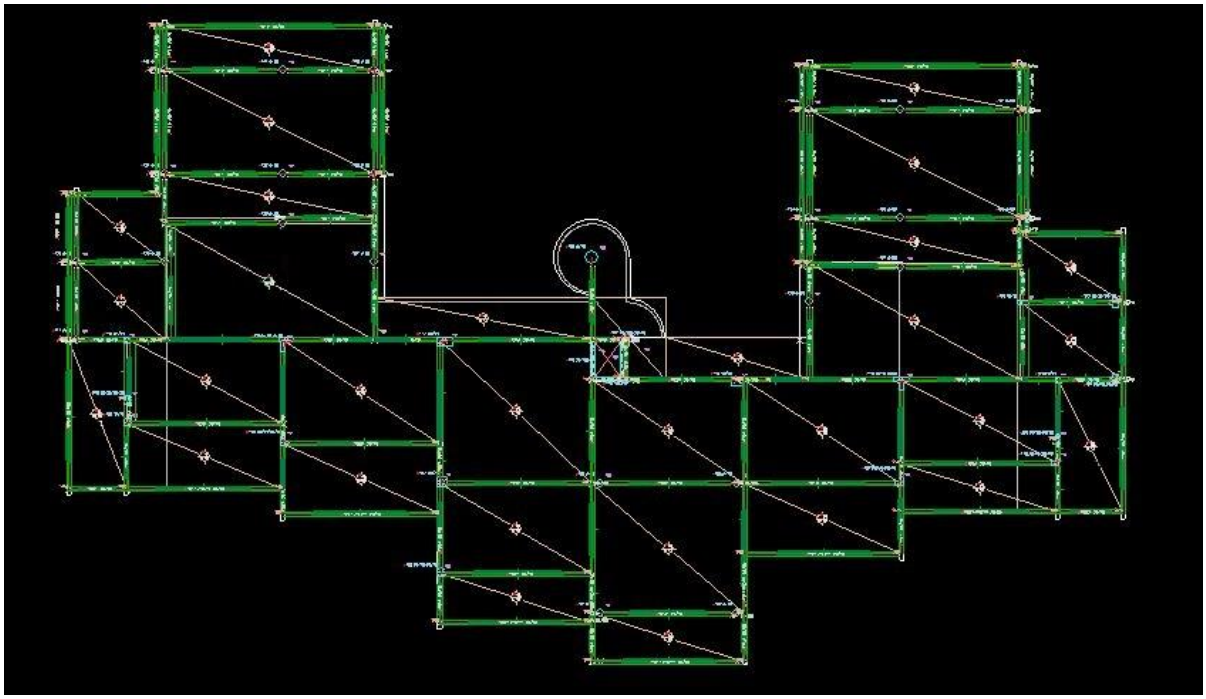
Οι κατόψεις του κτιρίου είναι ανόμοιες ανά όροφο γι’αυτό και θα παρουσιαστούν ξεχωριστά έτσι ώστε να υπάρχει μια αναλυτική εικόνα της κατασκευής.



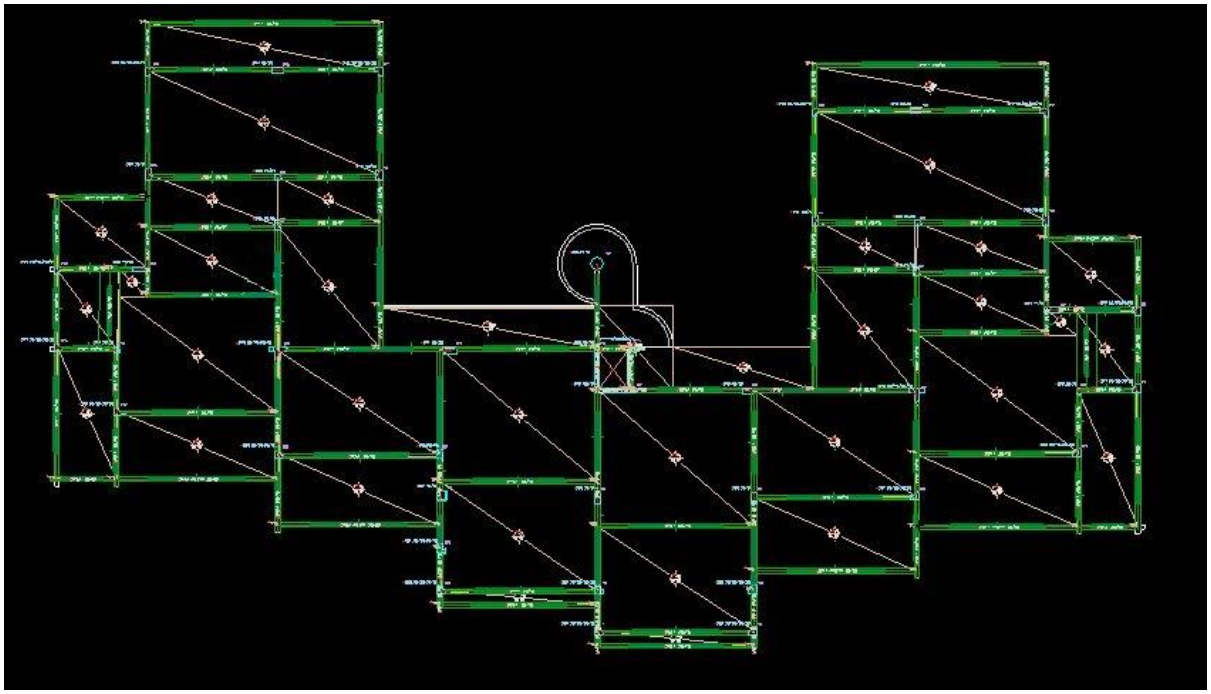
Σχήμα 4.1: Κάτοψη θεμελίωσης (στάθμη -1)



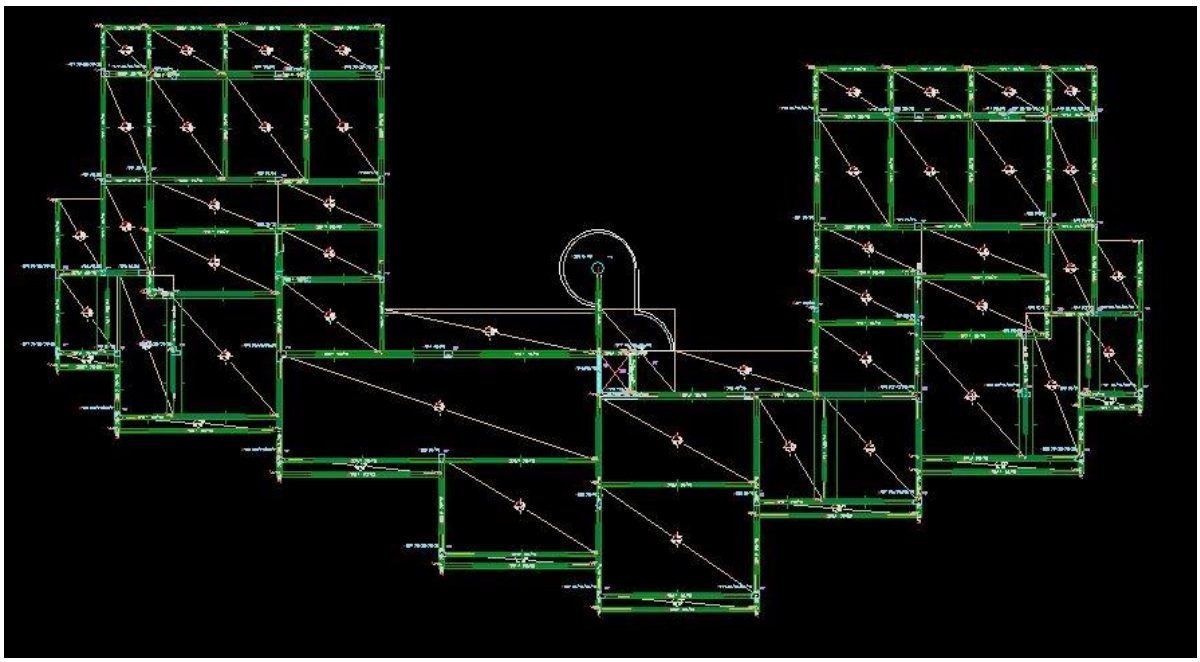
Σχήμα 4.2: Κάτοψη οροφής ισογείου



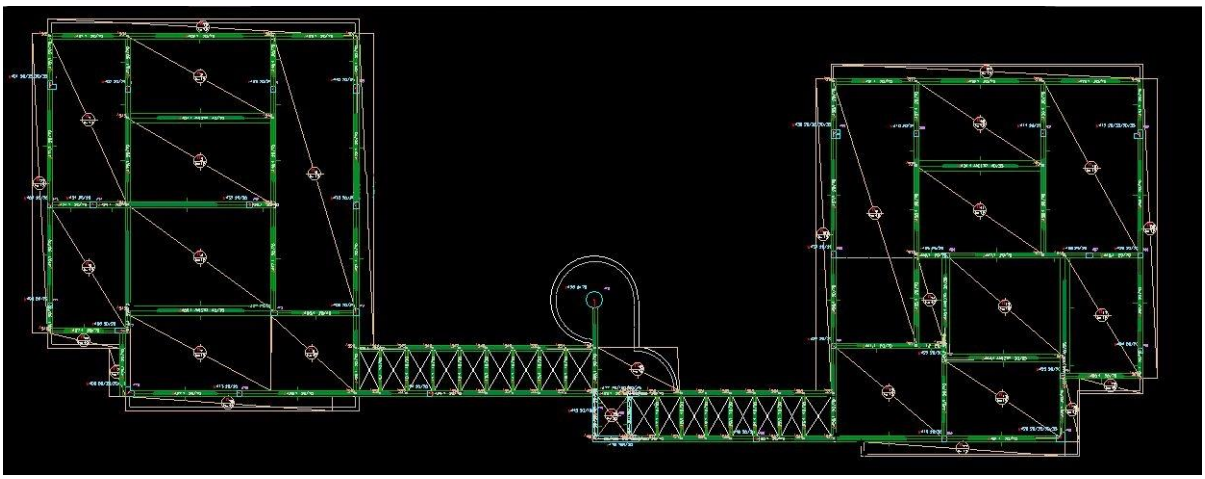
Σχήμα 4.3: Κάτοψη πρώτου ορόφου



Σχήμα 4.4: Κάτοψη δεύτερου ορόφου



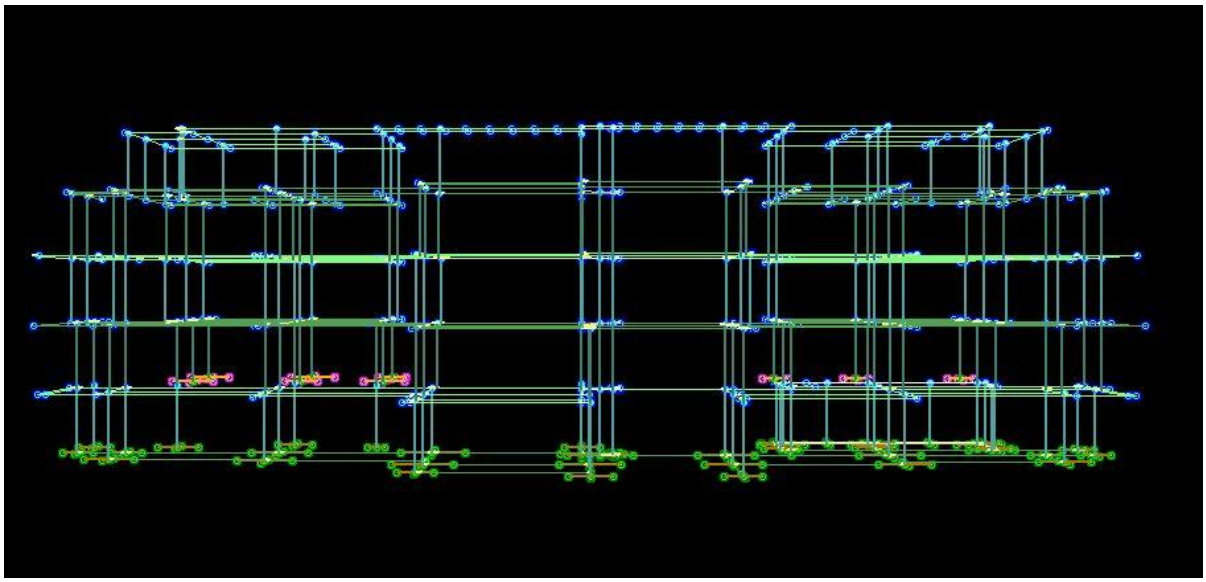
Σχήμα 4.5: Κάτοψη τρίτου ορόφου



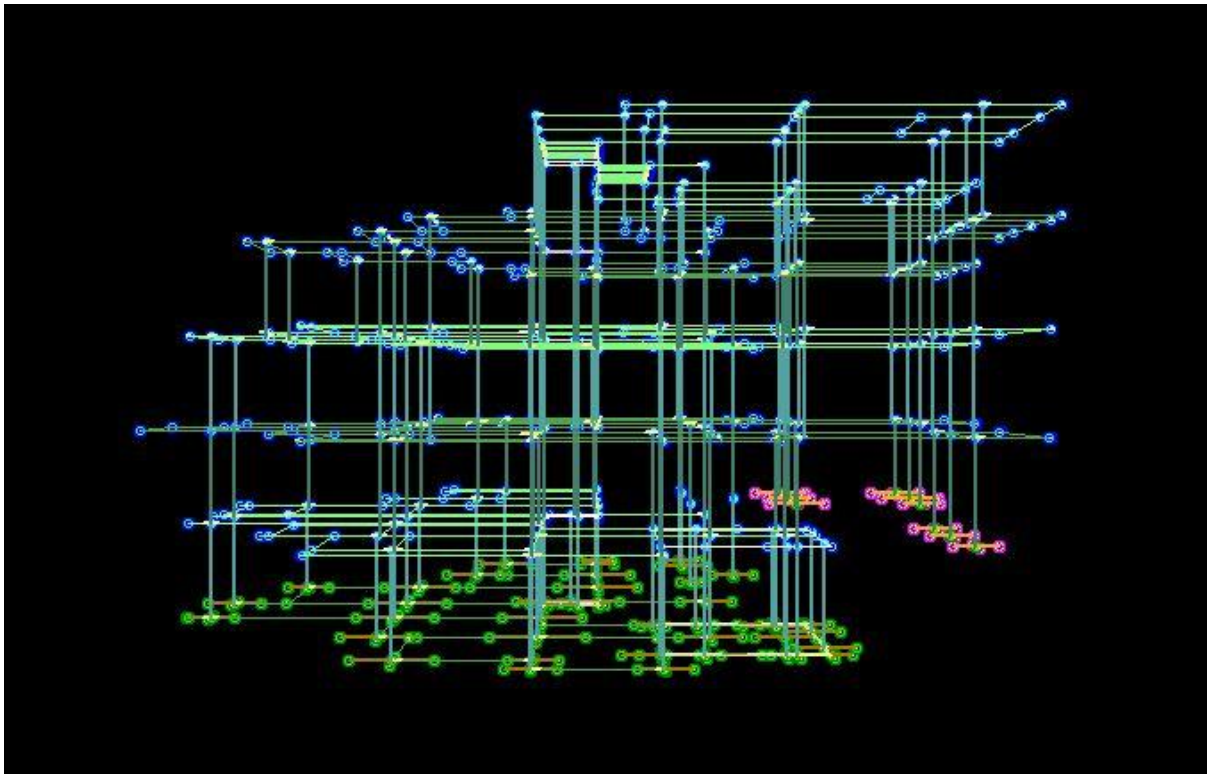
Σχήμα 4.6: Κάτοψη τέταρτου ορόφου

4.2.3.2 Όψεις

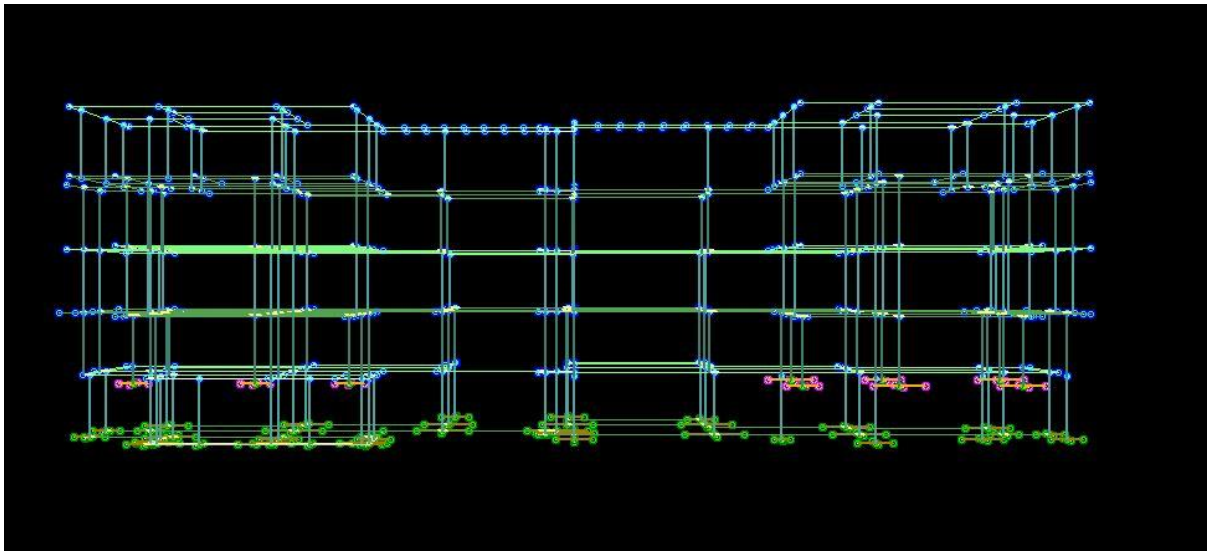
Για καλύτερη αναπαράσταση επισυνάπτονται παρακάτω πέντε (5) όψεις του χωρικού προσομοιώματος του κτιρίου, όπως αυτές προέκυψαν μέσα από το «Fespa».



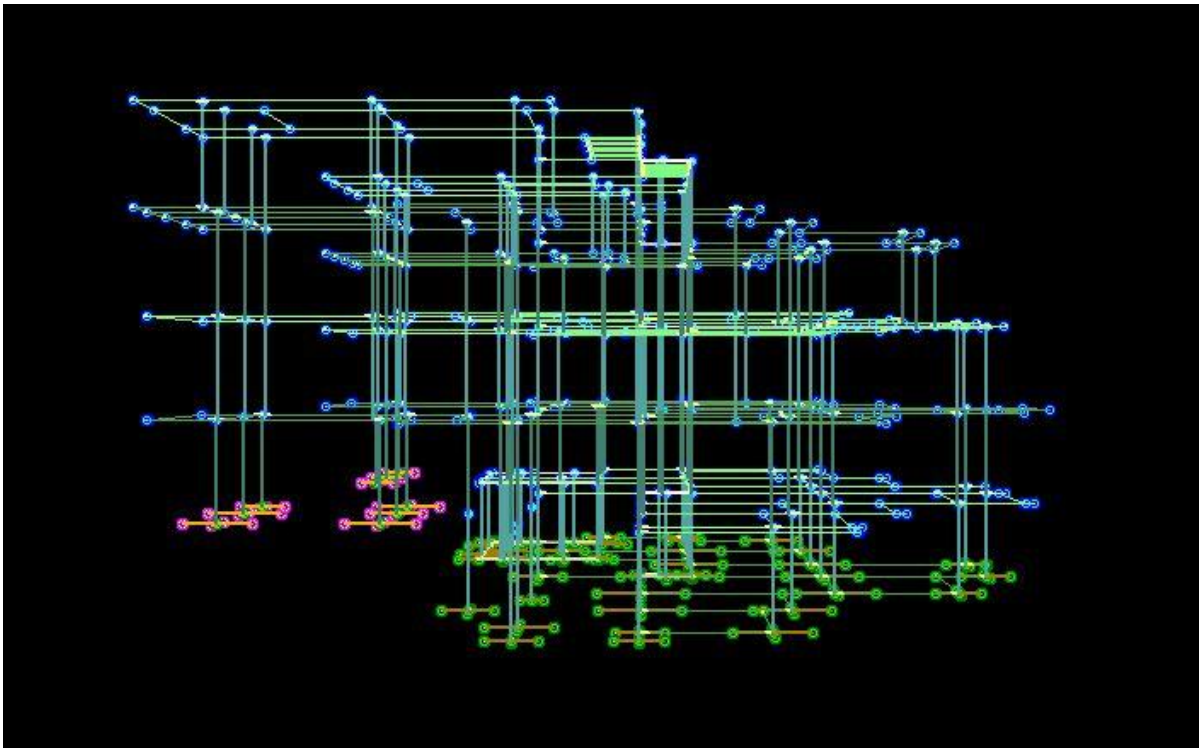
Σχήμα 4.7: Πρόσοψη



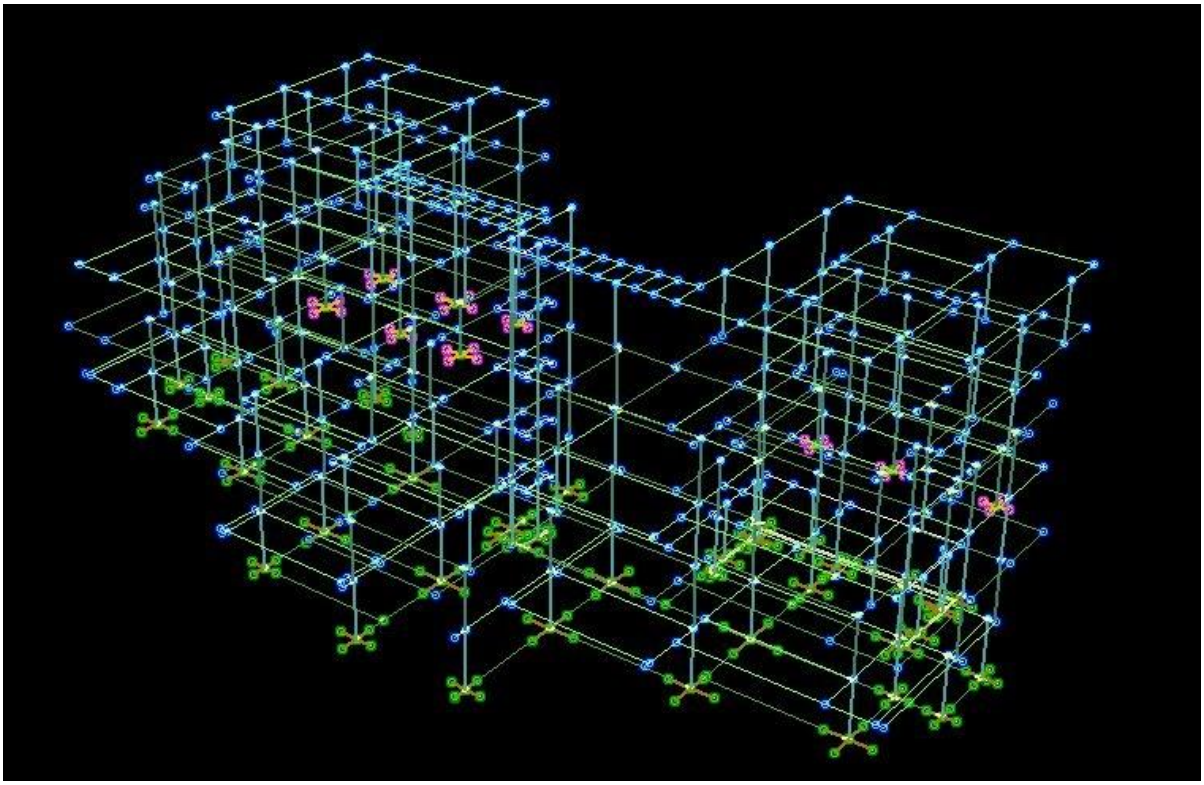
Σχήμα 4.8: Δεξιά όψη



Σχήμα 4.9: Πίσω όψη



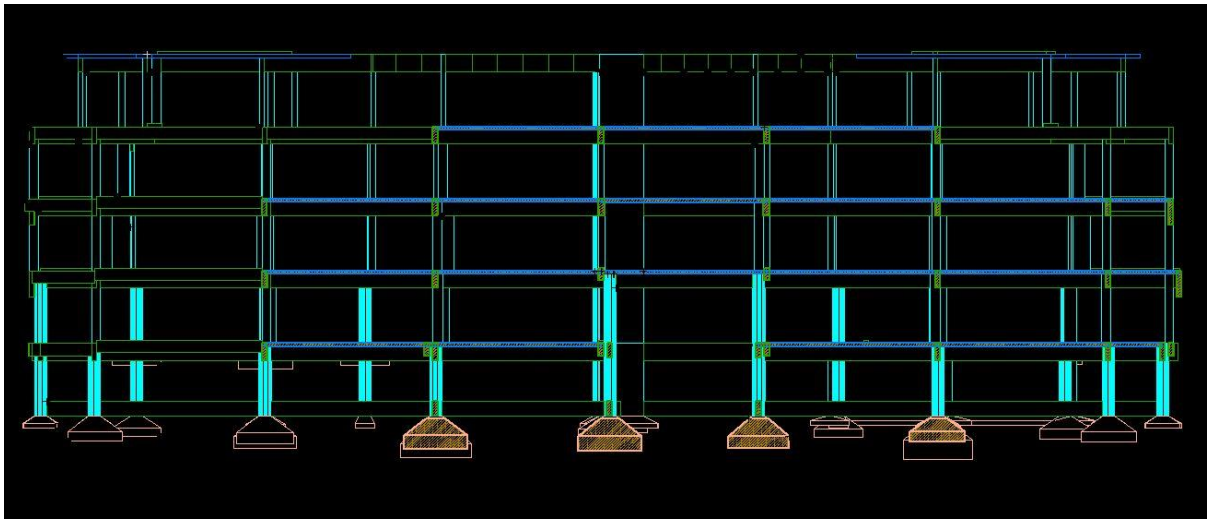
Σχήμα 4.10: Αριστερή όψη



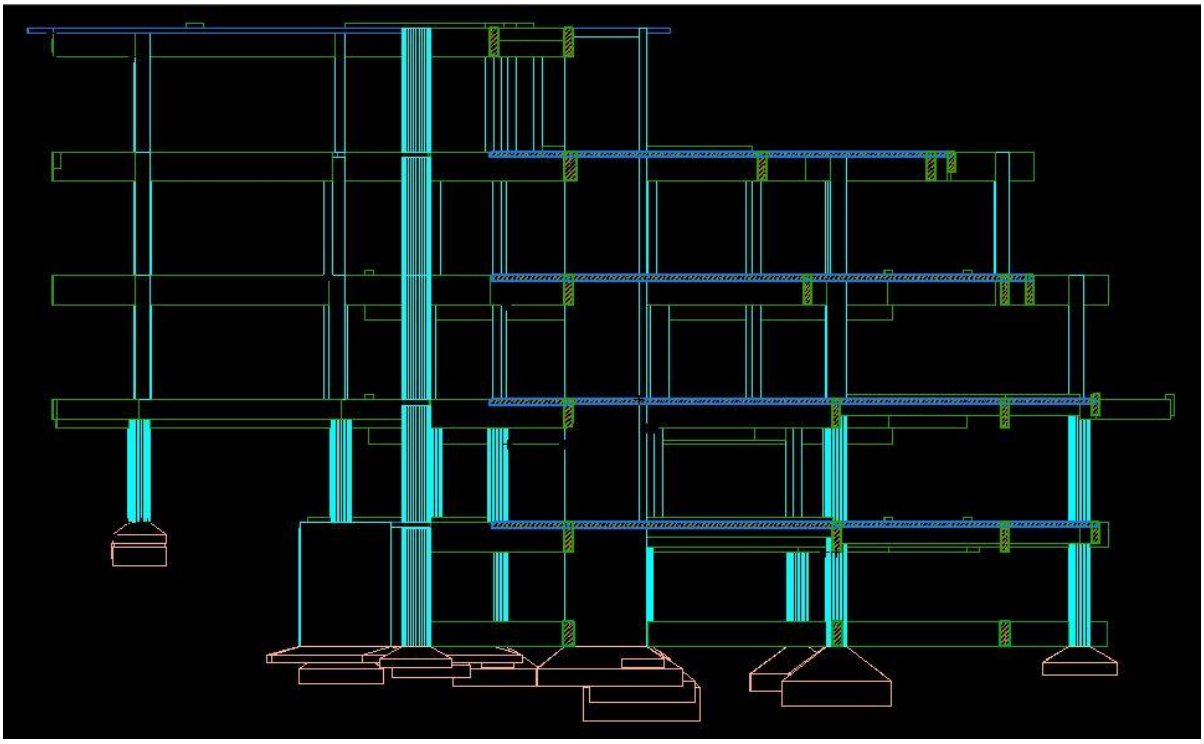
Σχήμα 4.11: Όψη 3/4

4.2.3.3 Χαρακτηριστικές τομές

Επιλέχθηκε να παρουσιαστούν δύο χαρακτηριστικές τομές του κτιρίου, μία ανά διεύθυνση.



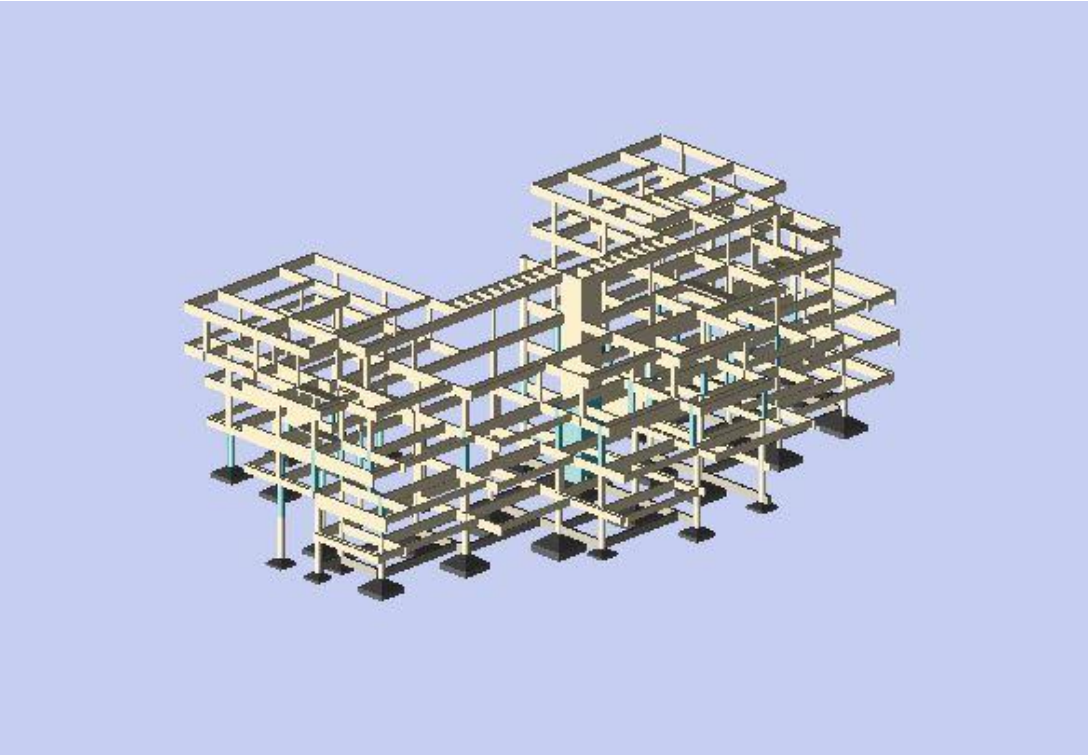
Σχήμα 4.12: Οριζόντια τομή κτιρίου



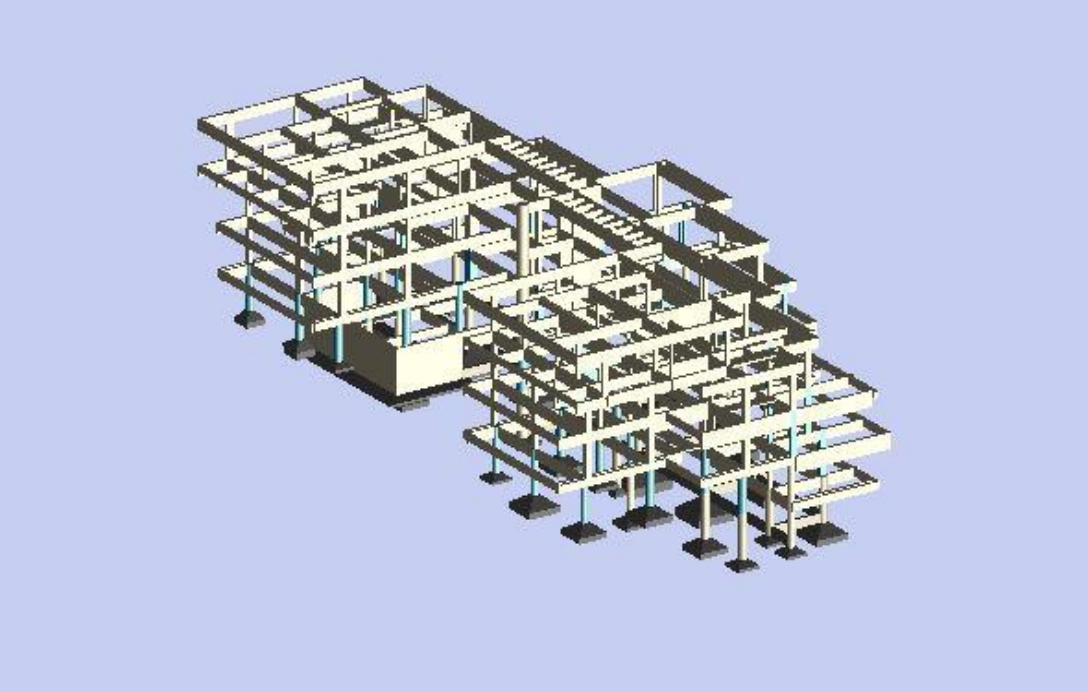
Σχήμα 4.13: Κατακόρυφη τομή κτιρίου

4.2.3.4 3D απεικόνιση φέροντα οργανισμού

Τέλος, παρουσιάζεται και μια 3D απεικόνιση του φέροντα οργανισμού του κτιρίου από δύο διαφορετικές γωνίες παρακολούθησης. Το πρόγραμμα επιλέγει να παραλείψει τις πλάκες σε αυτές τις απεικονίσεις, για λόγους καλύτερης εποπτείας.



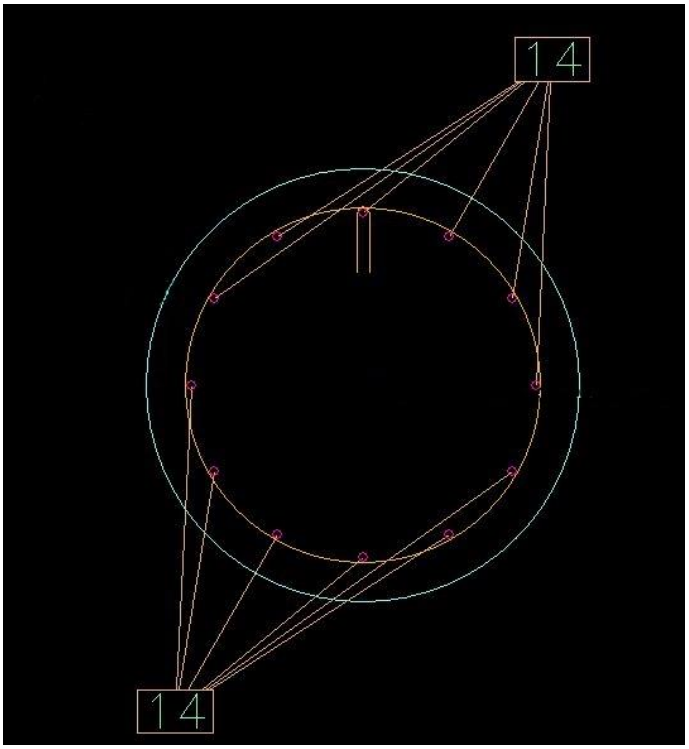
Σχήμα 4.14: Τρισδιάστατη απεικόνιση Α



Σχήμα 4.15: Τρισδιάστατη απεικόνιση Β

4.2.4 Διατομές υποστυλωμάτων και δοκών

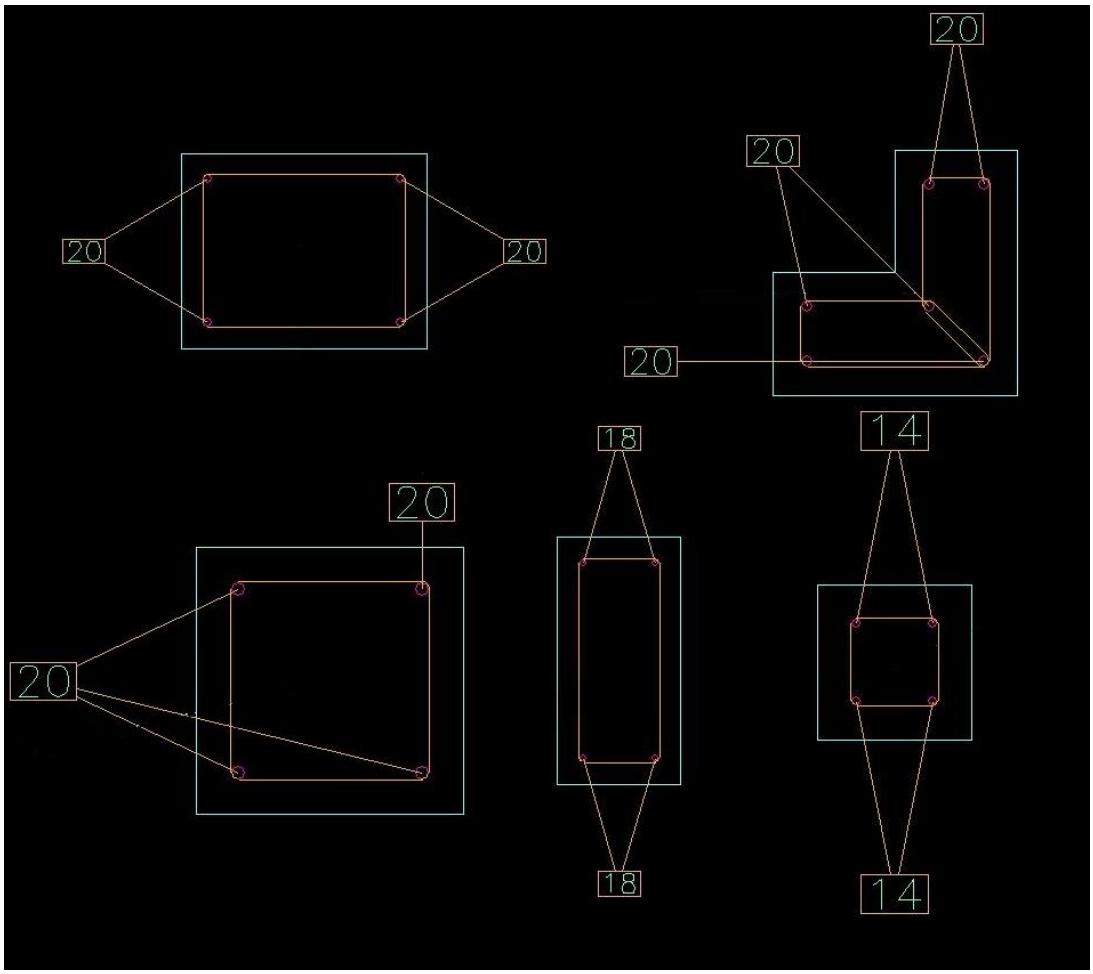
Τα υποστυλώματα του κτιρίου διαφέρουν από όροφο σε όροφο. Τα περισσότερα δε από αυτά δεν έχουν συνέχεια σε όλους τους ορόφους, ενώ υπάρχουν και αρκετά φυτευτά υποστυλώματα. Στο ισόγειο (στάθμη 0) σχεδόν όλα τα υποστυλώματα είναι κυκλικά, ενώ οπλίζονται περιμετρικά με μία τυπική διατομή να έχει την εξής μορφή:



Σχήμα 4.16: Τυπική διατομή υποστυλώματος ισογείου

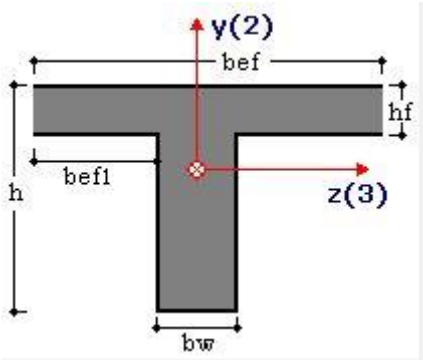
Η πλειοψηφία των κυκλικών υποστυλωμάτων, κάποια από τα οποία συνεχίζονται μέχρι και τον πρώτο όροφο, οπλίζεται περιμετρικά με 12Φ14 όπως η τυπική διατομή που παρουσιάσαμε. Επιπλέον, σε λίγες περιπτώσεις συναντάμε διαφορετικούς οπλισμούς όπως 10Φ22, 15Φ22 και 20Φ22, επίσης σε περιμετρική διάταξη.

Στους υπερκείμενους ορόφους τα υποστυλώματα έχουν τετραγωνικές και ορθογωνικές διατομές, ενώ συναντάμε επίσης και υποστυλώματα με διατομές τύπου Γ. Τόσο τα ορθογωνικά όσο και τα τετραγωνικά υποστυλώματα οπλίζονται ως επί το πλείστον με 4 ράβδους στις γωνίες με διαμέτρους που ποικίλουν, ενώ τα υποστυλώματα τύπου Γ οπλίζονται με 6Φ20 όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 4.17: Συνήθεις διατομές και οπλίσεις πολυγωνικών υποστυλωμάτων κτιρίου

Οι δοκοί του κτιρίου στην πλειοψηφία τους έχουν τη μορφή πλακοδοκού με πλάτος 20cm και ύψος 70cm, ενώ συναντάμε και αρκετές ανεστραμμένες πλακοδοκούς. Μια τυπική διατομή δοκού έχει την εξής μορφή:



Σχήμα 4.18: Τυπική διατομή δοκού κτιρίου

Αναλυτικότερα, οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων αλλά και δοκών του κτιρίου παρουσιάζονται στους πίνακες του Παραρτήματος Α.

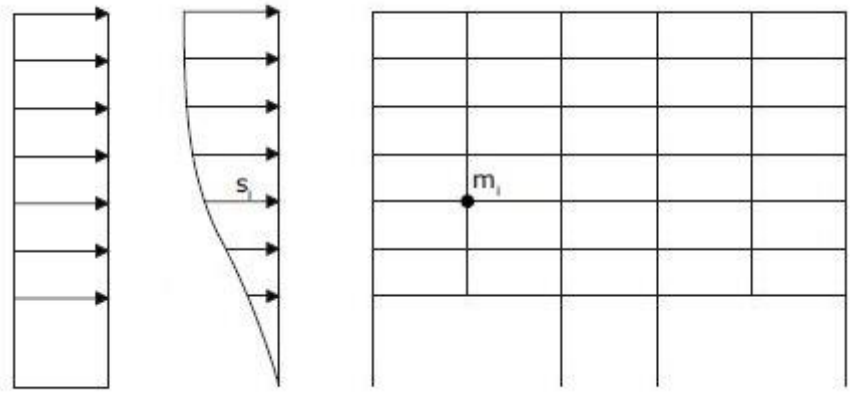
4.3 Προσομοίωση και ανελαστική στατική ανάλυση στο Fespa

Στο πρόγραμμα εισάγεται ο φέρων οργανισμός του κτίριου όπως περιγράφηκε παραπάνω με τις υπάρχουσες διαστάσεις και τους υπάρχοντες οπλισμούς. Τα στοιχεία που θεωρούμε ότι αναλαμβάνουν το σύνολο της σεισμικής δράσης είναι τα υποστυλώματα και οι δοκοί. Οι τοιχοπληρώσεις δεν εισάχθηκαν στο μοντέλο προσομοίωσης καθώς η επίδρασή τους έχει ήδη ληφθεί υπόψη μέσω γραμμικά κατανεμημένων φορτίων στις δοκούς. Βέβαια όπως θα αναφέρουμε παρακάτω, πραγματοποιήθηκε και μία ανάλυση λαμβάνοντας υπόψιν τις τοιχοποιίες πλήρωσης και θα σχολιαστούν τα αποτελέσματά της.

4.3.1 Κατανομές οριζόντιας φόρτισης

Επιλέγονται δύο κατανομές οριζόντιας φόρτισης σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ. (5.7.3.3).

- Ομοιόμορφη φόρτιση: Τα οριζόντια φορτία αναλογούν στη μάζα κάθε όροφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του.
- Ιδιομορφική φόρτιση: Τα οριζόντια φορτία πέρα από την αναλογία με τη μάζα του κάθε ορόφου, είναι συμβατά και προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική φασματική ανάλυση.



Σχήμα 4.19: Ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή φόρτισης (σχήμα από Fespa)

4.3.2 Κατεύθυνση φόρτισης

Το κτίριο θα αναλύεται για φορτία σε δύο διευθύνσεις, με λόγο των αντίστοιχων τεμνουσών βάσεων 10:3 και (χωριστά) 3:10. Αυτό σημαίνει ότι εφαρμόζεται το 100% μιας επιλεχθείσας τέμνουσας βάσεως στη μια διεύθυνση και το 30% της αντίστοιχης τέμνουσας βάσεως στην άλλη διεύθυνση, μέχρις ότου, κατά τη διεύθυνση όπου εφαρμόζεται η μεγαλύτερη τέμνουσα βάσεως να προκύψει μετακίνηση ίση με την αντίστοιχη στοχευόμενη μετακίνηση.

4.3.3 Επιλογή στάθμης επιτελεστικότητας και έλεγχοι του προγράμματος

Για το κτίριο επιλέγεται να γίνει η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας για στάθμη επιτελεστικότητας Β (Προστασία Ζωής) με πιθανότητα υπέρβασης 50% σε 50 χρόνια και Γ (Αποφυγή Οιονεί Κατάρρευσης) με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια επίσης.

Το ζητούμενο για την Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (Β) είναι τα φέροντα στοιχεία να μπορούν μεν να αναπτύξουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις αλλά να διαθέτουν δε επαρκές περιθώριο ασφαλείας έναντι της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας θ_u. Στην Οριακή Κατάσταση Αποφυγής Κατάρρευσης (Γ) το ζητούμενο για τα φέροντα στοιχεία είναι απλά να μην ξεπεράσουν τη διαθέσιμη παραμόρφωση αστοχίας.

Τα κριτήρια συμμόρφωσης για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας δίνονται αναλυτικότερα και στην υποπαράγραφο 3.2.3 του προηγούμενου κεφαλαίου. Όσον αφορά τον έλεγχο σε διάτμηση, η επάρκεια σε όρους τέμνουσας ελέγχεται μόνο για την υψηλότερη Στάθμη Επιτελεστικότητας που εξετάζεται.

Στη συνέχεια και μετά τις αναλύσεις, συντάσεται το διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας του κτιρίου για κάθε περίπτωση φόρτισης. Αυτό αποτελείται καταρχάς από την καμπύλη αντίστασης (ή ικανότητας) η οποία εξαρτάται αποκλειστικά από τις ιδιότητες του κτιρίου τις οποίες έχουμε εισάγει και όχι από το σεισμό. Στη συνέχεια αυτό μετατρέπεται από όρους Δύναμης-Μετακίνησης σε όρους Επιτάχυνσης-Μετακίνησης, σύμφωνα με τη μεθοδολογία του EC8-1. Στους ίδιους άξονες χαράσσεται επίσης και το διάγραμμα Απαίτησης για τα επίπεδα σεισμικής έντασης που αντιστοιχούν σε κάθε εξεταζόμενη Στάθμη Επιτελεστικότητας. Αυτό εξαρτάται αποκλειστικά από την τοποθεσία του κτιρίου και το φάσμα του σεισμού, παραμέτρους που επίσης έχουμε εισάγει στο πρόγραμμα.

Το σημείο τομής των δύο καμπυλών μας δίνει και τη Στοχευόμενη Μετακίνηση του κτιρίου. Αυτή δηλαδή είναι η μετατόπιση του φορέα για την οποία θα πραγματοποιήσουμε τον έλεγχο ανάλογα με κάθε Στάθμη Επιτελεστικότητας.

Τέλος, στο διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας εισάγονται και οι κατακόρυφες γραμμές, οι οποίες (μία για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας) αντιστοιχούν στην τιμή εκείνης της μετακίνησης για την οποία το κτίριο δε θα ικανοποιεί τις απαιτήσεις της εκάστοτε στάθμης. Συγκρίνοντας τη θέση του σημείου της Στοχευόμενης Μετακίνησης με την αντίστοιχη κατακόρυφη γραμμή, μπορούμε να ελέγξουμε και την επάρκεια του κτιρίου.

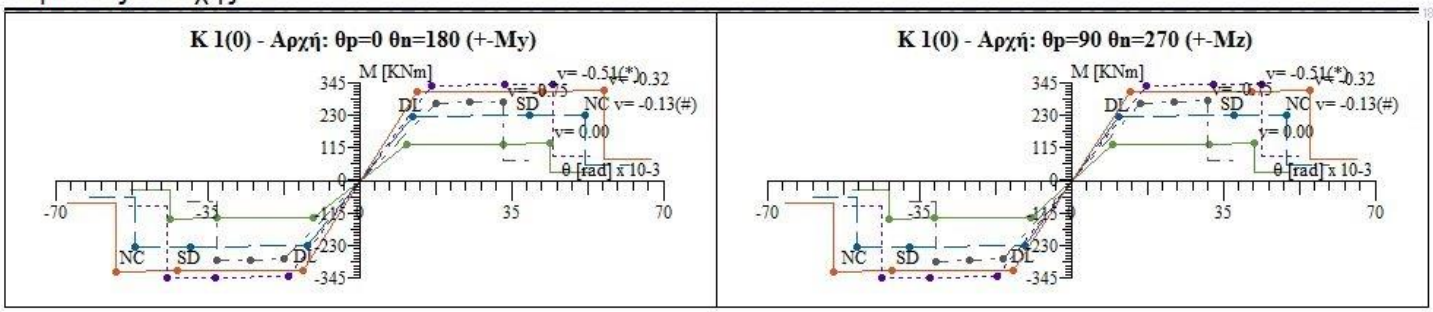
4.3.4 Λόγοι επάρκειας

Το πρόγραμμα επίσης υπολογίζει και τον λόγο επάρκειας «λ» για κάθε μέλος του φέροντα οργανισμού (υποστυλώματα και δοκούς). Αυτός προκύπτει από τη διαίρεση της παραμορφωσιακής ή εντατικής κατάστασης κάθε στοιχείου (S_d) για κάθε στοχευόμενη μετακίνηση με την αντίστασή του (R_d). Προφανώς οι λόγοι επάρκειας θα πρέπει να έχουν τιμές μικρότερες της μονάδας, ειδάλλως το μέλος θα είναι προβληματικό και θα χρειάζεται ενίσχυση.

4.3.5 Αποτελέσματα ανάλυσης

Για κάθε στοιχείο του κτιρίου, το Fespa κατασκευάζει τα διαγράμματα αντοχής (M-θ) για κάθε στοιχείο του φέροντα οργανισμού. Ενδεικτικά θα παρουσιάσουμε τα διαγράμματα αυτά αλλά και τους αντίστοιχους πίνακες για ένα υποστύλωμα και μία δοκό του κτιρίου.

Καμπύλες Αντοχής



Γωνία	Γενικά στοιχεία			Ροπή [kNm]			Γωνία Στροφής Χορδής [rad]		
[deg]	N [kN]	EI_{eff}/EI_{gross}	μθ	DL	SD	NC	DL	SD	NC
0	23,76	9,8%	4,13	129,21	131,67	132,89	1,07E-02	3,30E-02	4,40E-02
	-660,60(#)	15,3%	4,28	228,25	231,94	233,73	1,22E-02	3,90E-02	5,20E-02
	-1611,32	19,6%	4,31	314,42	318,98	321,19	1,31E-02	4,23E-02	5,63E-02
	-2562,05(*)	16,6%	2,69	338,80	341,96	344,05	1,65E-02	3,34E-02	4,45E-02
	-3812,32	12,8%	1,89	275,22	278,87	282,52	1,75E-02	2,53E-02	3,31E-02
90	23,76	9,1%	4,41	129,21	131,73	132,93	9,54E-03	3,16E-02	4,21E-02
	-660,60(#)	14,1%	4,59	228,33	232,04	233,78	1,08E-02	3,73E-02	4,97E-02
	-1611,32	15,5%	4,05	314,39	318,88	321,10	1,36E-02	4,14E-02	5,51E-02
	-2562,05(*)	13,2%	2,53	338,50	341,69	343,93	1,72E-02	3,28E-02	4,37E-02
	-3812,32	11,6%	1,95	277,51	280,78	284,05	1,60E-02	2,36E-02	3,12E-02
180	23,76	9,9%	4,13	-129,20	-131,67	-132,89	-1,07E-02	-3,30E-02	-4,40E-02
	-660,60(#)	15,3%	4,28	-228,25	-231,94	-233,73	-1,22E-02	-3,90E-02	-5,20E-02
	-1611,32	19,6%	4,31	-314,42	-318,98	-321,19	-1,31E-02	-4,23E-02	-5,63E-02
	-2562,05(*)	16,6%	2,69	-338,80	-341,96	-344,05	-1,65E-02	-3,34E-02	-4,45E-02
	-3812,32	12,8%	1,89	-275,22	-278,87	-282,52	-1,75E-02	-2,53E-02	-3,31E-02
270	23,76	9,1%	4,41	-129,21	-131,73	-132,93	-9,54E-03	-3,16E-02	-4,21E-02
	-660,60(#)	14,1%	4,59	-228,33	-232,04	-233,78	-1,08E-02	-3,73E-02	-4,97E-02
	-1611,32	15,5%	4,05	-314,39	-318,88	-321,10	-1,36E-02	-4,14E-02	-5,51E-02
	-2562,05(*)	13,2%	2,53	-338,50	-341,69	-343,93	-1,72E-02	-3,28E-02	-4,37E-02
	-3812,32	11,6%	1,95	-277,51	-280,78	-284,05	-1,60E-02	-2,36E-02	-3,12E-02

(#)=> Αξονική από τα οιονεί μόνιμα φορτία [φόρτιση {G + ψ2*Q}] (*)=> balance point

Αρχή: Διατμητική Αντοχή EC2-1-1 §6.2.3

cotθz [/]	*VRsz* [kN]	*VRmaxz* [kN]	*cotθy* [/]	*VRsy* [kN]	*VRmaxy* [kN]
2,38	653,2	768,4	2,38	653,2	768,4

Διατμητική Αντοχή VR: Διεύθυνση Z

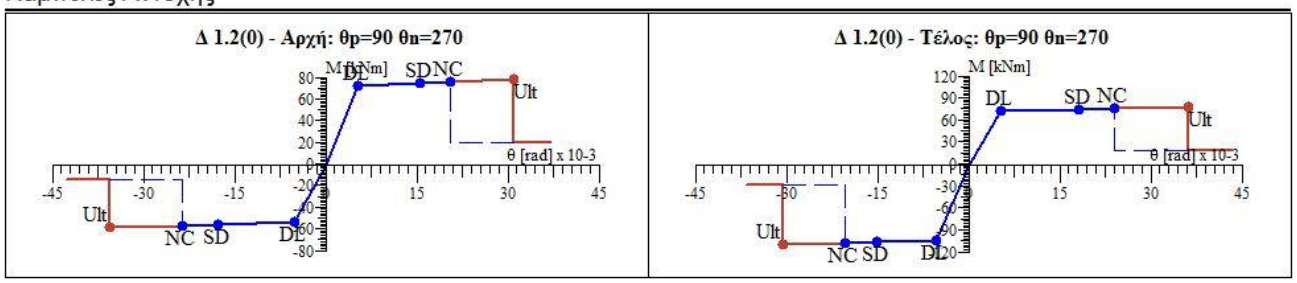
		Πριν την καμπτική διαρροή		Μετά την καμπτική διαρροή		
N [kN]	*VRc* [kN]	*VR* [kN]	*VRmax* [kN]	*μΔ,pl* [/]	*VR* [kN]	*VRmax* [kN]
23,76	88,1	653,2	-	6,01	653,2	-
-660,60(#)	175,6	653,2	-	6,27	653,2	-
-1611,32	175,6	653,2	-	6,33	653,2	-
-2562,05(*)	175,6	653,2	-	3,57	653,2	-
-3812,32	175,6	653,2	-	2,21	653,2	-

Διατμητική Αντοχή VR: Διεύθυνση Y

		Πριν την καμπτική διαρροή		Μετά την καμπτική διαρροή		
N [kN]	*VRc* [kN]	*VR* [kN]	*VRmax* [kN]	*μΔ,pl* [/]	*VR* [kN]	*VRmax* [kN]
23,76	88,1	653,2	-	6,50	653,2	-
-660,60(#)	175,6	653,2	-	6,81	653,2	-
-1611,32	175,6	653,2	-	5,88	653,2	-
-2562,05(*)	175,6	653,2	-	3,31	653,2	-
-3812,32	175,6	653,2	-	2,32	653,2	-

Σχήμα 4.20: Αποτελέσματα επίλυσης για υποστύλωμα K1 (στάθμη 0)

Καμπύλες Αντοχής



Πίνακες M-θ

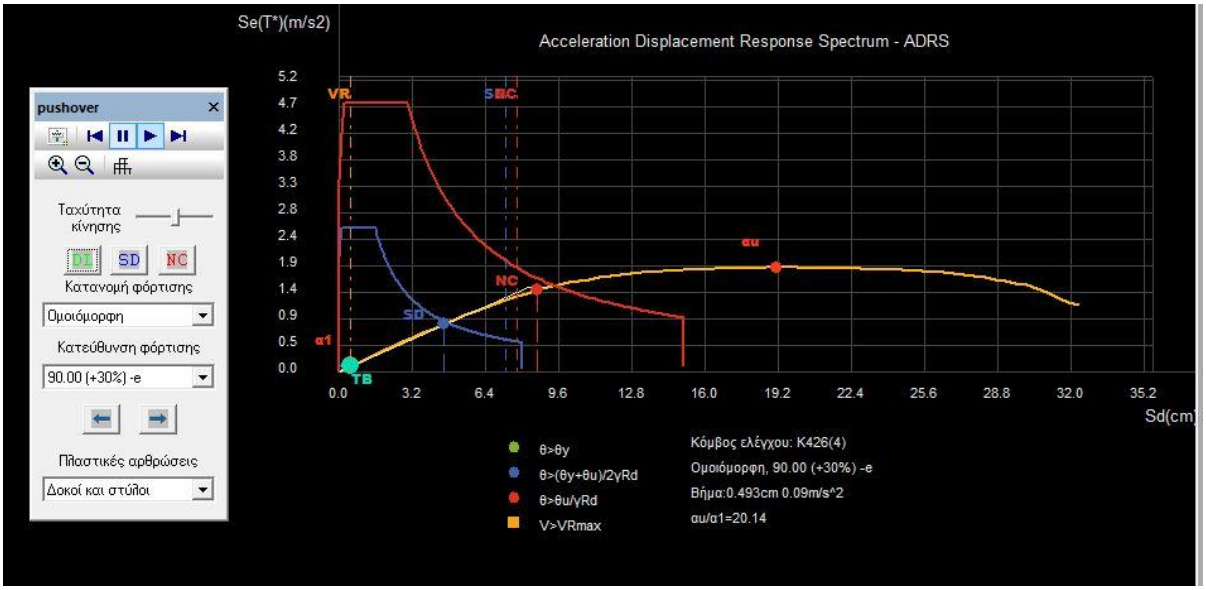
Θέση	Γωνία	Γενικά στοιχεία		Ροπή [kNm]			Γωνία Στροφής Χορδής [rad]			
[\]	[deg]	EI_{eff}/EI_{gross}	μθ	DL	SD	NC	DL	SD	NC	Ult
Αρχή	90 (Mz+)	2,5%	5,87	72,7	75,1	76,3	5,23E-03	1,54E-02	2,05E-02	3,07E-02
Αρχή	270 (Mz-)	1,9%	6,97	-53,1	-54,9	-55,8	-5,11E-03	-1,78E-02	-2,37E-02	-3,56E-02
Τέλος	90 (Mz+)	2,6%	6,89	73,0	75,3	76,4	5,21E-03	1,79E-02	2,39E-02	3,59E-02
Τέλος	270 (Mz-)	3,5%	5,66	-103,9	-106,6	-108,0	-5,38E-03	-1,52E-02	-2,03E-02	-3,05E-02

Διατμητική Αντοχή

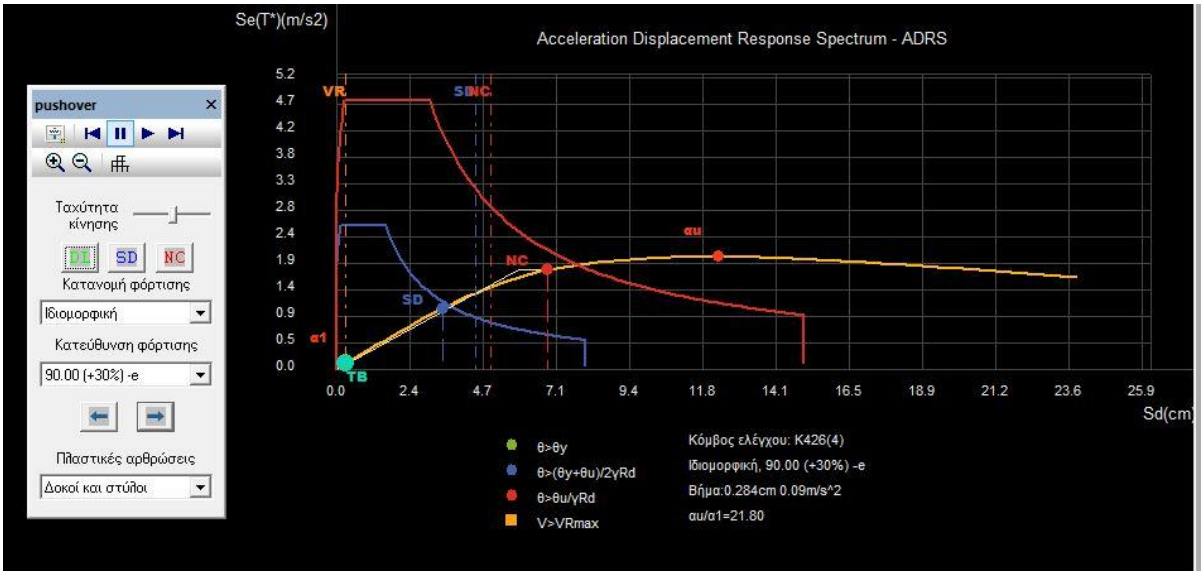
			Αντοχές EC2-1-1 §6.2.3			Πριν την καμπτική διαρροή	Μετά την καμπτική διαρροή		FRP
Θέση *[/]*	*N* *[kN]*	*VRc* *[kN]*	*cotθy* *[/]*	*VRsy* *[kN]*	*VRmaxy* *[kN]*	*VR* *[kN]*	*μΔ,pl* *[/]*	*VR* *[kN]*	*VRfy* *[kN]*
Αρχή	**0,0**	38,1	2,50	137,1	279,0	137,1	5,97	54,9	-
Τέλος	**0,0**	45,2	2,50	137,1	279,0	137,1	4,66	58,0	-

Σχήμα 4.21: Αποτελέσματα επίλυσης για δοκό 2.1 (στάθμη 0)

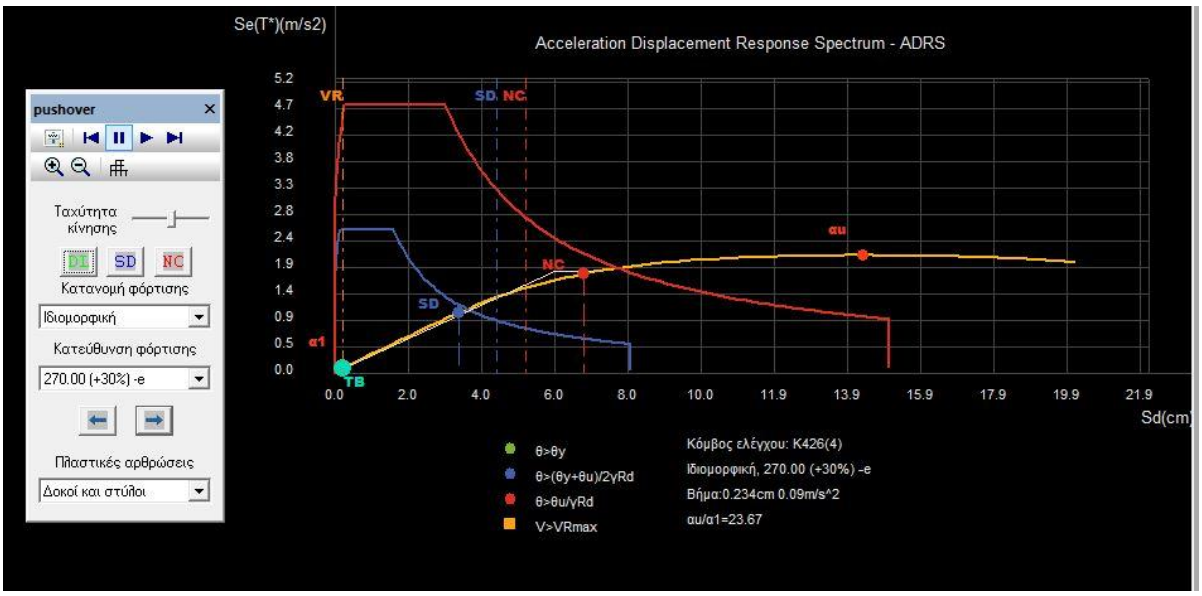
Τα διαγράμματα Απαίτησης-Ικανότητας που προκύπτουν, παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές ανάμεσα στην ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης και την ιδιομορφική κατανομή και αυτό οφείλεται κυρίως στη Μη-Κανονικότητα που το διακρίνει. Πιο συγκεκριμένα από τα δεκαέξι (16) διαγράμματα για την ομοιόμορφη κατανομή μόνο το ένα (1) δεν ικανοποιεί το στόχο σχεδιασμού, ενώ στα υπόλοιπα μισά για την ιδιομορφική κατανομή φόρτισης, τα δέκα (10) δεν εκπληρώνουν το στόχο σχεδιασμού. Ενδεικτικά θα παρουσιάσουμε τρία (3) από αυτά.



Σχήμα 4.22: Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας Α



Σχήμα 4.23: Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας Β



Σχήμα 4.24: Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας Γ

Για να εντοπίσουμε ποια ακριβώς μέλη παρουσιάζουν πρόβλημα και αστοχούν πρώτα, θα ανατρέξουμε στον πίνακα των λόγων επάρκειας τόσο των υποστυλωμάτων, όσο και τον δοκών. Θα παρουσιάσουμε εδώ μόνο τα μέλη που έχουν λόγο επάρκειας μεγαλύτερο της μονάδας.

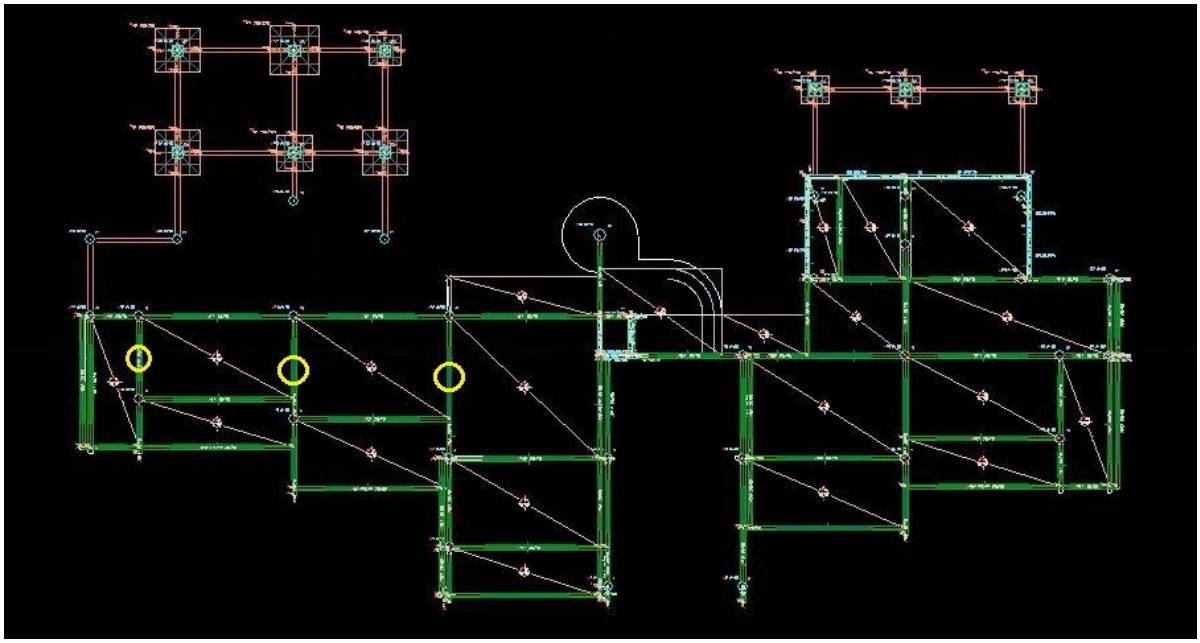
Πίνακας 4.5: Λόγοι επάρκειας Υποστυλωμάτων (Απαίτηση/Ικανότητα)

Μέλος (όροφος)	**λ_{SD} αρχής**	**λ_{SD} τέλους**	**λ_{NC} αρχής**	**λ_{NC} τέλους**	**λ_{VRy}**	**λ_{VRz}**
K 110 (1)	0.68	0.77	1.28	1.73	0.57	0.92
K 213 (2)	0.43	0.53	0.73	1.07	0.69	0.69
K 401 (4)	0.28	0.21	1.10	0.98	0.15	0.12
K 402 (4)	0.25	0.28	1.06	1.05	0.10	0.20
K 414 (4)	0.55	0.75	0.92	1.07	0.11	0.22

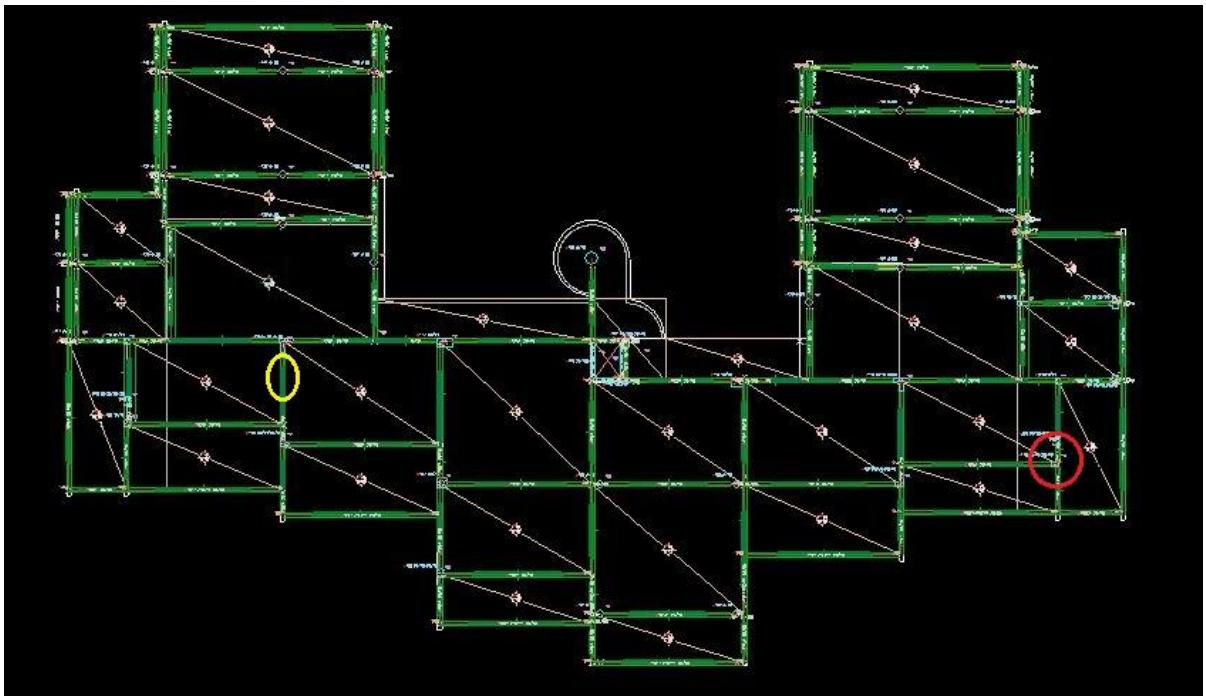
Πίνακας 4.6: Λόγοι επάρκειας Δοκών (Απαίτηση/Ικανότητα)

Μέλος (όροφος)	**λ_{SD} αρχής**	**λ_{SD} τέλους**	**λ_{NC} αρχής**	**λ_{NC} τέλους**	**λ_{VRy}**	**λ_{VRz}**
Δ 19.1 (0)	0.11	-	0.33	-	1.35	-
Δ 27.1 (0)	0.10	0.03	0.37	0.06	1.13	0.85
Δ 29.1 (0)	0.24	-	0.53	-	1.63	-
Δ 133.1 (1)	0.18	-	0.62	-	1.16	-
Δ 208.1 (2)	0.25	-	0.58	-	1.19	-
Δ 208.2 (2)	-	0.22	-	0.62	-	1.04
Δ 227.1 (2)	0.58	-	0.84	-	1.28	-
Δ 243.1 (2)	0.12	-	0.33	-	1.09	-
Δ 248.1 (2)	0.11	-	0.33	-	1.06	-
Δ 259.1 (2)	0.13	-	0.37	-	1.15	-
Δ 327.1 (3)	0.03	-	0.04	-	1.01	-
Δ 369.2 (3)	-	0.06	-	0.09	-	1.21
Δ 380.2 (3)	0.10	-	0.23	-	1.08	-
Δ 381.1 (3)	0.09	-	0.12	-	1.22	-
Δ 421.1 (4)	0.30	1.07	0.34	2.30	0.06	0.63
Δ 422.1 (4)	0.97	0.37	1.70	1.32	0.56	0.25
Δ 449.1 (4)	0.43	0.17	1.42	0.17	0.30	0.17
Δ 456.1 (4)	0.51	0.99	0.79	1.71	0.08	0.55
Δ 457.1 (4)	0.72	0.31	1.12	0.42	0.35	0.13
Δ 479.1 (4)	0.10	0.71	0.08	2.15	0.12	0.20

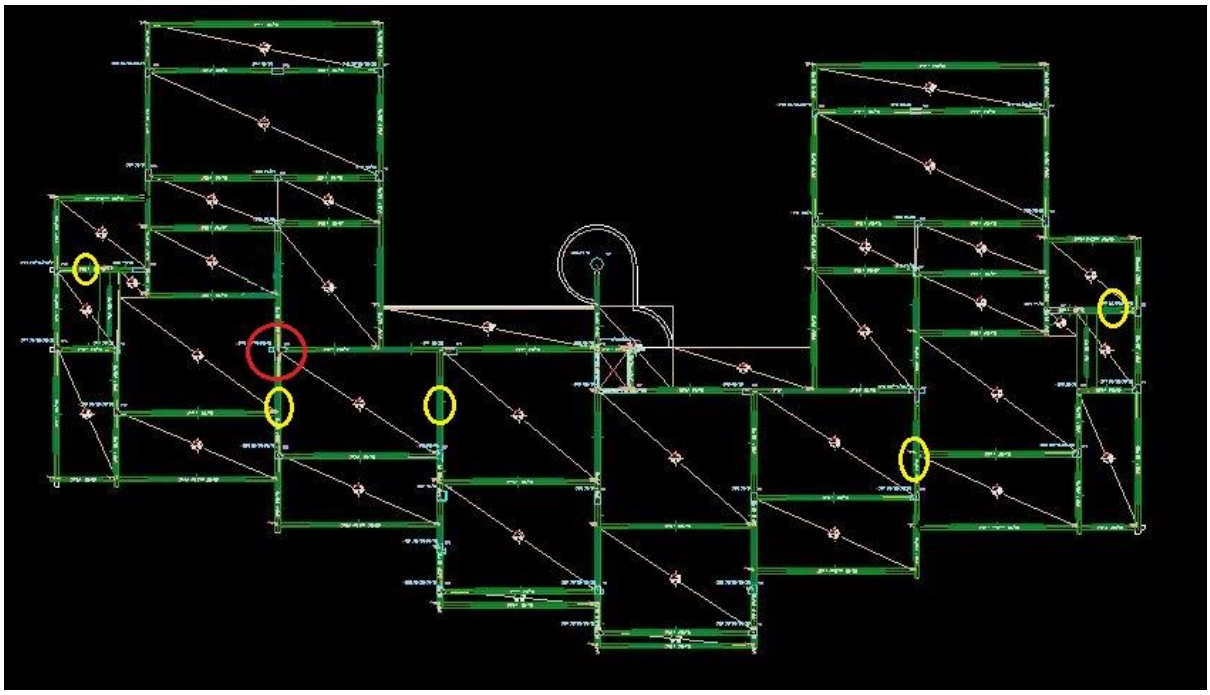
Σύμφωνα με τους παραπάνω πίνακες υπάρχουν πέντε (5) υποστυλώματα και είκοσι (20) δοκοί που παρουσιάζουν πρόβλημα, δηλαδή λόγο επάρκειας λ > 1.0. Οι θέσεις που βρίσκονται τα μέλη αυτά επιδεικνύονται στα παρακάτω σχήματα. Με κίτρινο χρώμα επισημαίνονται οι προβληματικές δοκοί ενώ με κόκκινο τα υποστυλώματα.



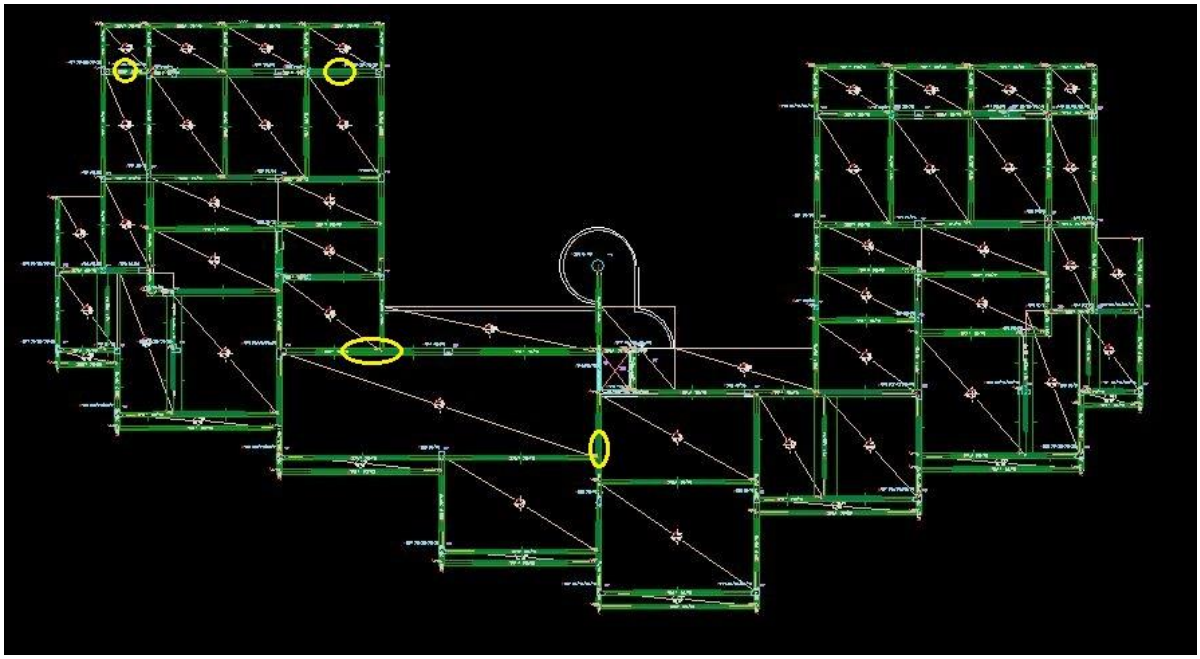
Σχήμα 4.25: Προβληματικά μέλη στη στάθμη 0



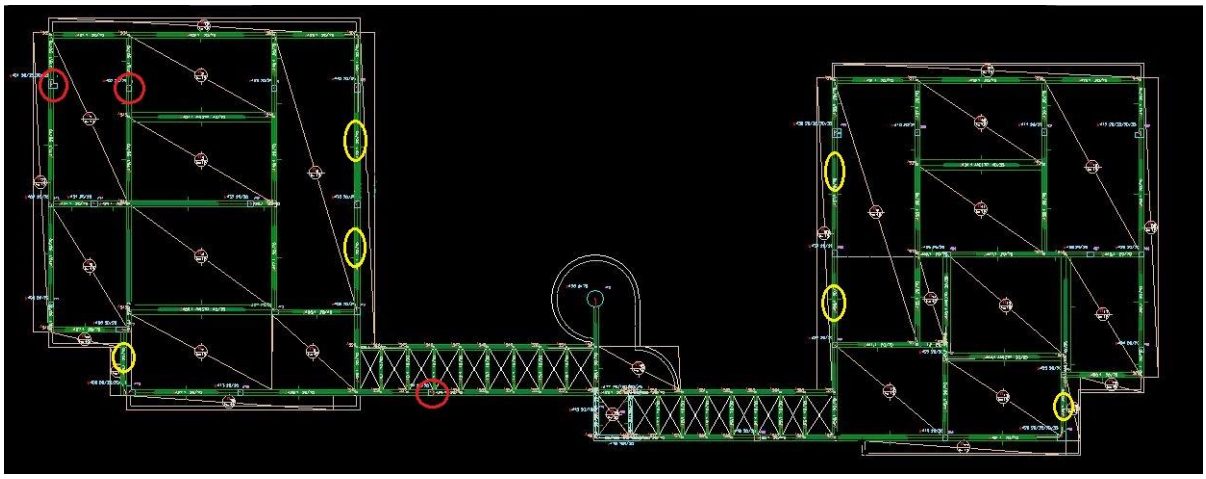
Σχήμα 4.26: Προβληματικά μέλη στη στάθμη 1



Σχήμα 4.27: Προβληματικά μέλη στη στάθμη 2



Σχήμα 4.28: Προβληματικά μέλη στη στάθμη 3



Σχήμα 4.29: Προβληματικά μέλη στη στάθμη 4

Παρά το γεγονός ότι το κτίριο εξετάστηκε για τις στάθμες επιτελεστικότητας Β και Γ αξίζει να αναφέρουμε ότι για σχεδόν όλες τις κατευθύνσεις φορτίσεων, τα διαγράμματα Απαίτησης-Ικανότητας επέδειξαν σοβαρή ανεπάρκεια του κτιρίου όσον αφορά τη Στάθμη Επιτελεστικότητας Α, «Άμεση χρήση μετά το σεισμό». Οι λόγοι επάρκειας για την συγκεκριμένη στάθμη, κυρίως όσον αφορά ένα σημαντικό ποσοστό των δοκών του κτιρίου, ήταν μεγαλύτεροι του 1,0 γεγονός το οποίο δείχνει την ανεπάρκεια τους όσον αφορά τη στάθμη λειτουργικότητάς.

4.3.6 Ανάλυση με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων

Δοκιμαστικά, προστέθηκαν τοιχοπληρώσεις περιμετρικά του κτιρίου στην εξωτερική πλευρά του και έγινε μια νέα αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του. Η προσομοίωση τους έγινε με θεώρηση ισοδύναμης θλιβόμενης διαγωνίου, όπως αναλύθυκε και στο κεφάλαιο 3, με πλάτος 20cm και αντοχή 1.60 Mpa.

Τα αποτελέσματα αυτής ήταν ευμενή για τη συμπεριφορά του κτιρίου αφού προέκυψε πρόβλημα μόνο σε ένα (1) υποστύλωμα και επτά (7) δοκούς ενώ τα διαγράμματα Απαίτησης-Ικανότητας δεν εκπλήρωναν το Στόχο Σχεδιασμού μόνο για τις τρεις (3) από τις τριανταδύο (32) κατευθύνσεις φορτίσεων.

Θεωρήθηκε λοιπόν ορθό και υπέρ της ασφαλείας να μη συνεκτιμηθούν στην τελική ανάλυση για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου για σεισμικά φορτία (αφού και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. μας υποχρεώνει να τις λάβουμε υπόψιν μόνο εάν λειτουργούν δυσμενώς) και η επιρροή τους να λαμβάνεται απλά με τη μορφή κατακόρυφων κατανεμημένων φορτίων στις δοκούς.

Εξάλλου τα δεδομένα που έχουμε για τις υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις του κτιρίου δεν είναι επαρκή για τη συνεκτίμησή τους. Στην περίπτωση που επιλέγαμε να τις συμπεριλάβουμε στο προσομοίωμα θα έπρεπε να πραγματοποιήσουμε επιτόπου δοκιμές στο κτίριο και να συλλέξουμε δοκίμια («καρότα») έτσι ώστε να έχουμε μια αξιόπιστη εικόνα των χαρακτηριστικών τους.

4.4 Ενίσχυση κατασκευής

4.4.1 Γενικά

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της αποτίμησης το κτίριο παρουσιάζει αρκετές βλάβες στις στάθμες επιτελεστικότητας Β (Προστασία ζωής) και Γ (Αποφυγή κατάρρευσης) επομένως κρίνεται απαραίτητη η δομική ενίσχυσή του.

Επιλέγονται καταρχάς προς ενίσχυση τα πέντε (5) υποστυλώματα τα οποία παρουσίασαν προβληματική συμπεριφορά όπως αναφέραμε παραπάνω και μετά την ενίσχυσή τους έγινε νέα ανάλυση η οποία υπέδειξε ποιες δοκοί παραμένουν με λόγο επάρκειας μεγαλύτερο της μονάδας, οπότε χρίζουν ενίσχυσης.

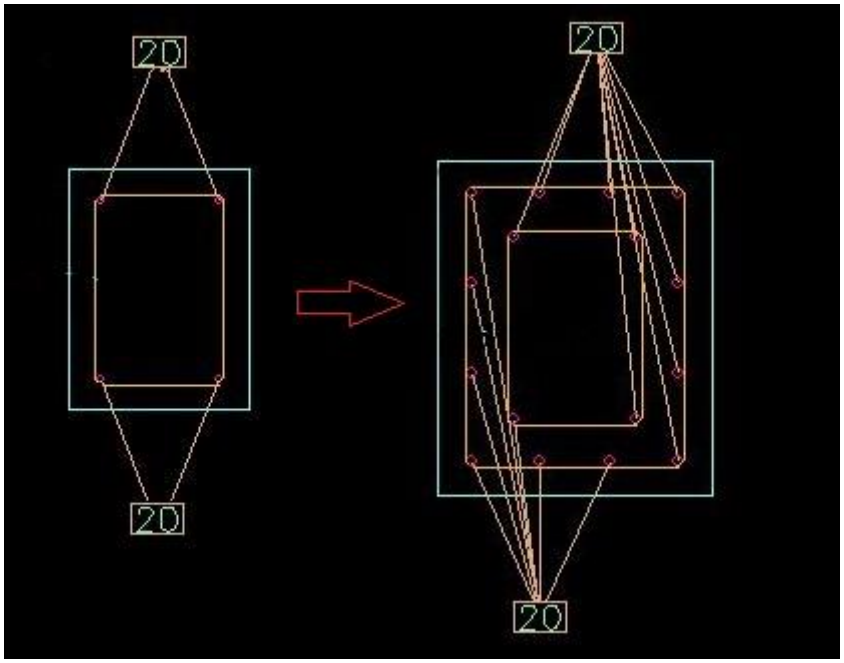
Ένας τρόπος ενίσχυσης που επιλέχθηκε είναι η εφαρμογή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος, δηλαδή η αύξηση της διατομής των στοιχείων. Επιπλέον εξετάστηκε η ενίσχυση με περίσφιγξη μέσω ελασμάτων ινοπλισμένων πολυμερών (FRP) καθώς και διάφοροι συνδυασμοί των δύο τρόπων μαζί. Τέλος, μελετήθηκαν λύσεις ενίσχυσης με τη προσθήκη διαγώνιων μεταλλικών στοιχείων στην κατασκευή, σε συνδυασμό με ενισχύσεις με FRP.

4.4.2 Ενίσχυση με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Τα χαρακτηριστικά του μανδύα σκυροδέματος καθώς και του νέου οπλισμού που τοποθετήθηκε είναι τα εξής:

- Ποιότητα νέου σκυροδέματος: C25/30
- Αντοχή νέου σκυροδέματος:
- Πάχος μανδύα: t = 7.5cm (αυξάνει συνολικά κατά 15cm κάθε διάσταση της διατομής)
- Ποιότητα νέων οπλισμών: B500c
- Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος: Ecm = 29GPa
- Καθαρό πάχος επικάλυψης: c = 3.00cm.

Η διατομή ενός ενισχυμένου υποστυλώματος με μανδύα σκυροδέματος και νέο οπλισμό διαμορφώνεται ενδεικτικά ως εξής:



Σχήμα 4.30: Διαμόρφωση ενισχυμένης διατομής με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στο Fespa

4.4.3 Ενίσχυση με FRP

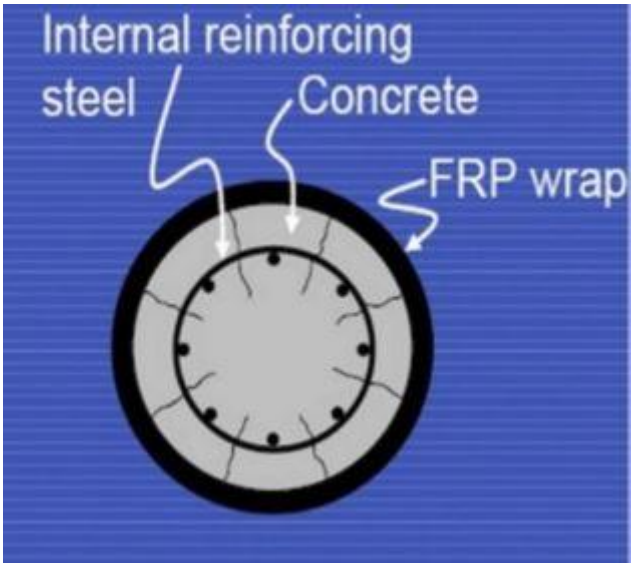
Η ενίσχυση των μελών με ελάσματα απί ινοπλισμένα πολυμερή έγκειται στη βελτίωση της διατμητικής τους ικανότητας καθώς και της διαθέσιμης πλαστιμότητας η οποία επιτυγχάνεται μέσω πρόσθετης περίσφιγξης.

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού που θα χρησιμοποιηθεί για την ενίσχυση εισάγονται στο πρόγραμμα, όπως αυτά δίνονται από τον προμηθευτή, μαζί με το συνολικό πάχος των ελασμάτων. Στα υποστυλώματα εφαρμόζεται πλήρης περιτύλιξη ενώ στις δοκούς λωρίδες ή φύλλα FRP μορφής U.

Τα FRP που χρησιμοποιήθηκαν έχουν τα εξής χαρακτηριστικά:

- Συνολικό πάχος υλικού: t_f = 1.2mm
- Μέτρο ελαστικότητας: E = 300GPa
- Οριακή εφελκυστική αντοχή: f_{uf} = 2500 MPa
- Οριακή ανηγμένη παραμόρφωση: ε_{fu} = 0.015

Η νέα διατομή, ενισχυμένη με FRP θα έχει την εξής μορφή:

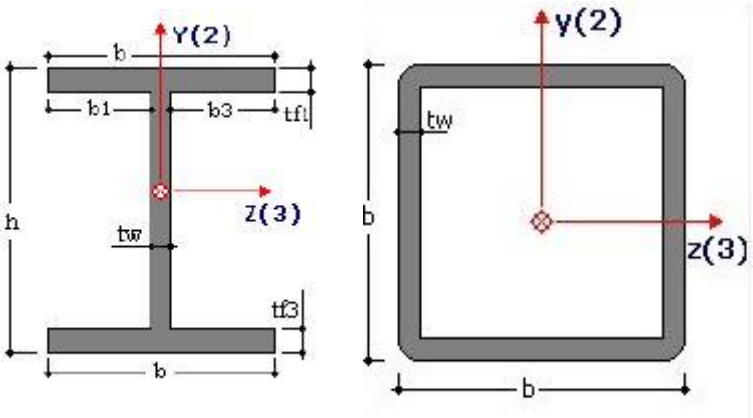


Σχήμα 4.31: Διαμόρφωση ενισχυμένης διατομής με ινοπλισμένα πολυμερή

4.4.4 Ενίσχυση με διαγώνιους μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας

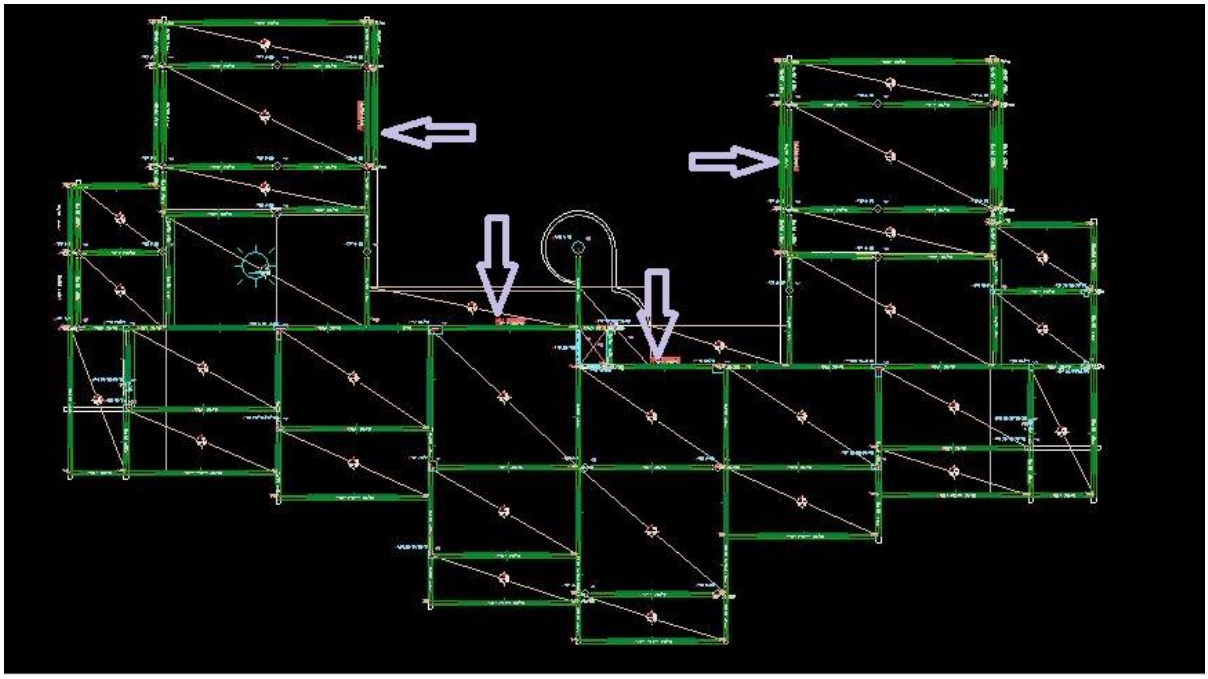
Επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν δύο ειδών διατομές:

- Δοκοί τύπου Η – ΗΕΜ (από ΗΕΜ 240 έως και ΗΕΜ 1000)
- Τετραγωνικές κοιλοδοκοί – SHS (από SHS 160x10 έως SHS 400x20)

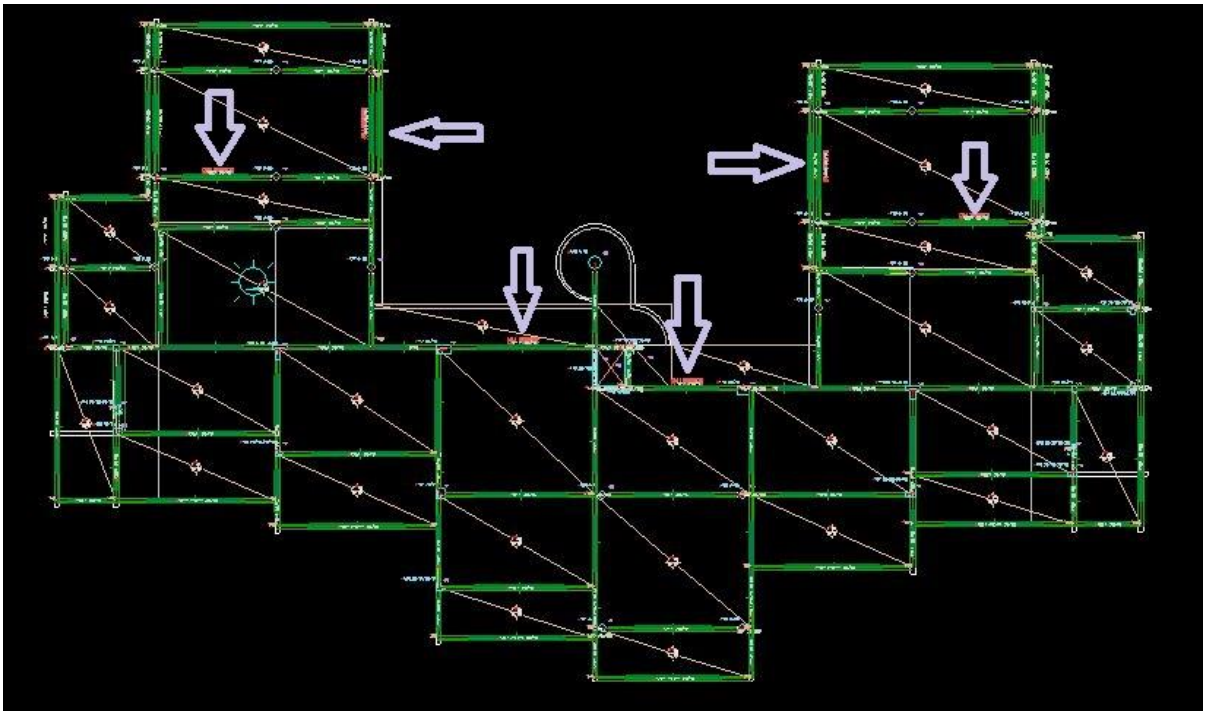


Σχήμα 4.32: Διατομές των μεταλλικών δοκών που χρησιμοποιήθηκαν, από Fespa

Τα κατακόρυφα αυτά χιαστί συστήματα τοποθετήθηκαν ξεκινώντας από τη στάθμη θεμελίωσης μέχρι και τον τελευταίο όροφο, σε άλλες περιπτώσεις δύο ανά διεύθυνση και σε άλλες τέσσερα στην οριζόντια διεύθυνση και δύο στην κατακόρυφη, στα φατνώματα που φαίνονται στα Σχήματα 4.32 και 4.33.



Σχήμα 4.33: Θέσεις μεταλλικών συνδέσμων (δύο συστήματα ανά διεύθυνση)



Σχήμα 4.34: Θέσεις μεταλλικών συνδέσμων (τέσσερα συστήματα στην οριζόντια και δύο στην κατακόρυφη)

4.4.5 Συνδυασμοί ενισχύσεων

Οι διαφορετικοί συνδυασμοί των μεθόδων ενισχύσεων που εξετάστηκαν καθώς και ο αριθμός των μελών για τα οποία προέκυψε απαίτηση ενίσχυσης παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες, κατά περίπτωση.

Πίνακας 4.7: Λύση ενίσχυσης 1

ΛΥΣΗ 1: ΜΑΝΔΥΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ					
Ενισχυμένα Υποστυλώματα			**Ενισχυμένες Δοκοί**		
Όνομα Υποστυλώματος	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**	**Όνομα δοκού**	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**
Κ 110	1	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Δ 19	0	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
Κ 213	2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Δ 27	0	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
Κ 219	2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Δ29	0	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
Κ 401	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Δ 133	1	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
Κ 402	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Δ 177	1	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
Κ 414	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Δ 208	2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
Σύνολο: 6 υποστυλώματα			Δ 227	2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 243	2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 248	2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 259	2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 369	3	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 380	3	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 381	3	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 449	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 453	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 456	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 457	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Σύνολο: 17 δοκοί		

Πίνακας 4.8: Λύση ενίσχυσης 2

ΛΥΣΗ 2: FRP					
Ενισχυμένα Υποστυλώματα			**Ενισχυμένες Δοκοί**		
Όνομα Υποστυλώματος	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**	**Όνομα δοκού**	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**
Κ 110	1	FRP	Δ 19	0	FRP
Κ 213	2	FRP	Δ 27	0	FRP
Κ 401	4	FRP	Δ 29	0	FRP
Κ 402	4	FRP	Δ 133	1	FRP
Κ 414	4	FRP	Δ 208	2	FRP
Σύνολο: 5 υποστυλώματα			Δ 227	2	FRP
			Δ 243	2	FRP
			Δ 248	2	FRP
			Δ 259	2	FRP
			Δ 369	3	FRP
			Δ 380	3	FRP
			Δ 381	3	FRP
			Δ 421	4	FRP
			Δ 422	4	FRP
			Δ 449	4	FRP
			Δ 456	4	FRP
			Δ 457	4	FRP
			Δ 479	4	FRP
			Σύνολο: 18 δοκοί		

Πίνακας 4.9: Λύση ενίσχυσης 3

ΛΥΣΗ 3: ΜΑΝΔΥΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ (Υ) + FRP (Δ)					
Ενισχυμένα Υποστυλώματα			**Ενισχυμένες Δοκοί**		
Όνομα Υποστυλώματος	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**	**Όνομα δοκού**	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**
Κ 110	1	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Δ 19	0	FRP
Κ 213	2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Δ 27	0	FRP
Κ 401	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Δ 29	0	FRP
Κ 402	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Δ 133	1	FRP
Κ 414	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Δ 156	1	FRP
Σύνολο: 5 υποστυλώματα			Δ 177	1	FRP
			Δ 208	2	FRP
			Δ 227	2	FRP
			Δ 243	2	FRP
			Δ 248	2	FRP
			Δ259	2	FRP
			Δ 369	3	FRP
			Δ 380	3	FRP
			Δ 381	3	FRP
			Κ 449	4	FRP
			Δ 456	4	FRP
			Δ 457	4	FRP
			Σύνολο: 17 δοκοί		

Πίνακας 4.10: Λύση ενίσχυσης 4

ΛΥΣΗ 4: FRP (Υ) + ΜΑΝΔΥΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ (Δ)					
Ενισχυμένα Υποστυλώματα			**Ενισχυμένες Δοκοί**		
Όνομα Υποστυλώματος	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**	**Όνομα δοκού**	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**
Κ 110	1	FRP	Δ 19	0	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
Κ 213	2	FRP	Δ 27	0	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
Κ 401	4	FRP	Δ 29	0	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
Κ 402	4	FRP	Δ 133	1	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
Κ 414	4	FRP	Δ 156	1	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
Σύνολο: 5 υποστυλώματα			Δ 208	2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 227	2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 243	2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 248	2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ259	2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 369	3	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 380	3	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 381	3	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 421	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 422	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 449	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 453	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 456	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 457	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 479	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Σύνολο: 20 δοκοί		

Πίνακας 4.11: Λύση ενίσχυσης 5

ΛΥΣΗ 5: ΜΑΝΔΥΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ (ΟΡΟΦΟΙ 0-3) + FRP (ΟΡΟΦΟΣ 4)					
Ενισχυμένα Υποστυλώματα			**Ενισχυμένες Δοκοί**		
Όνομα Υποστυλώματος	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**	**Όνομα δοκού**	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**
Κ 110	1	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Δ 19	0	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
Κ 213	2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Δ 27	0	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
Κ 401	4	FRP	Δ 29	0	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
Κ 402	4	FRP	Δ 133	1	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
Κ 414	4	FRP	Δ177	1	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
Σύνολο: 5 υποστυλώματα			Δ 208	2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 227	2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 243	2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 248	2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 259	2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 369	3	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 380	3	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 381	3	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Δ 421	4	FRP
			Δ 422	4	FRP
			Δ 449	4	FRP
			Δ 456	4	FRP
			Δ 457	4	FRP
			Δ 479	4	FRP
			Σύνολο: 19 δοκοί		

Πίνακας 4.12: Λύση ενίσχυσης 6

ΛΥΣΗ 6: FRP (ΟΡΟΦΟΙ 0-3) + ΜΑΝΔΥΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ (ΟΡΟΦΟΣ 4)					
Ενισχυμένα Υποστυλώματα			**Ενισχυμένες Δοκοί**		
Όνομα Υποστυλώματος	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**	**Όνομα δοκού**	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**
Κ 110	1	FRP	Δ 19	0	FRP
Κ 213	2	FRP	Δ 27	0	FRP
Κ 401	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Δ 29	0	FRP
Κ 402	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Δ 133	1	FRP
Κ 414	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Δ 208	2	FRP
Σύνολο: 5 υποστυλώματα			Δ 227	2	FRP
			Δ 241	2	FRP
			Δ 243	2	FRP
			Δ 248	2	FRP
			Δ 259	2	FRP
			Δ 369	3	FRP
			Δ 376	3	FRP
			Δ 379	3	FRP
			Δ 380	3	FRP
			Δ 381	3	FRP
			Δ 449	4	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
			Σύνολο: 16 δοκοί		

Πίνακας 4.13: Λύση ενίσχυσης 7

ΛΥΣΗ 7:ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΔΙΑΓΩΝΙΟΙ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ + FRP					
Χιαστί μεταλλικοί σύνδεσμοι			**Ενισχυμένες Δοκοί**		
Διατομή	**Όροφος**	**Αριθμός κατακόρυφων συστημάτων (διεύθυνση)**	**Όνομα δοκού**	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**
HEM 1000	0	4 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)	Δ 19	0	FRP
HEM 1000	1	4 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)	Δ 29	0	FRP
HEM 800	2	4 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)	Δ 101	1	FRP
HEM 600	3	4 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)	Δ 102	1	FRP
HEM 400	4	4 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)	Δ 115	1	FRP
Ενισχυμένα Υποστυλώματα			Δ 151	1	FRP
Όνομα Υποστυλώματος	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**	Δ 241	2	FRP
K 133	1	FRP	Δ 243	2	FRP
K 134	1	FRP	Δ 246	2	FRP
K 139	1	FRP	Δ 248	2	FRP
K 140	1	FRP	Δ 259	2	FRP
K 233	2	FRP	Δ 349	3	FRP
K 234	2	FRP	Δ 380	3	FRP
K 239	2	FRP	Δ 381	3	FRP
K 240	2	FRP	**Σύνολο: 14 δοκοί**		
K 401	4	FRP			
Σύνολο: 9 υποστυλώματα					

Πίνακας 4.14: Λύση ενίσχυσης 8

ΛΥΣΗ 8: ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΔΙΑΓΩΝΙΟΙ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ + FRP					
Χιαστί μεταλλικοί σύνδεσμοι			**Ενισχυμένες Δοκοί**		
Διατομή	**Όροφος**	**Αριθμός κατακόρυφων συστημάτων (διεύθυνση)**	**Όνομα δοκού**	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**
SHS 400x20	0	4 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)	Δ 115	1	FRP
SHS 400x20	1	4 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)	**Σύνολο: 1 δοκός**		
SHS 400x20	2	4 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)			
SHS 350x16	3	4 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)			
SHS 200x16	4	4 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)			
Ενισχυμένα Υποστυλώματα					
Όνομα Υποστυλώματος	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**			
K 133	1	FRP			
K 134	1	FRP			
K 139	1	FRP			
K 140	1	FRP			
K 233	2	FRP			
K 234	2	FRP			
Σύνολο: 6 υποστυλώματα					

Πίνακας 4.15: Λύση ενίσχυσης 9

ΛΥΣΗ 9: ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΔΙΑΓΩΝΙΟΙ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ + FRP					
Χιαστί μεταλλικοί σύνδεσμοι			**Ενισχυμένες Δοκοί**		
Διατομή	**Όροφος**	**Αριθμός κατακόρυφων συστημάτων (διεύθυνση)**	**Όνομα δοκού**	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**
SHS 400x20	0	2 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)	Δ 29	0	FRP
SHS 400x20	1	2 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)	Δ 102	1	FRP
SHS 300x16	2	2 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)	Δ 103	1	FRP
SHS 200x12	3	2 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)	Δ 259	2	FRP
SHS 160x10	4	2 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)	Δ 369	3	FRP
Ενισχυμένα Υποστηλώματα			Δ 380	3	FRP
Όνομα Υποστηλώματος	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**	Δ 381	3	FRP
K 133	1	FRP	**Σύνολο: 7 δοκοί**		
K 134	1	FRP			
K 139	1	FRP			
K 233	2	FRP			
K 234	2	FRP			
Σύνολο: 5 υποστηλώματα					

Πίνακας 4.16: Λύση ενίσχυσης 10

ΛΥΣΗ 10: ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΔΙΑΓΩΝΙΟΙ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ + FRP					
Χιαστί μεταλλικοί σύνδεσμοι			**Ενισχυμένες Δοκοί**		
Διατομή	**Όροφος**	**Αριθμός κατακόρυφων συστημάτων (διεύθυνση)**	**Όνομα δοκού**	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**
HEM 500	0	2 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)	Δ 29	0	FRP
HEM 400	1	2 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)	Δ 103	1	FRP
HEM 300	2	2 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)	Δ 115	1	FRP
HEM 300	3	2 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)	Δ 152	1	FRP
HEM 240	4	2 (οριζόντια) + 2 (κατακόρυφη)	Δ 243	2	FRP
Ενισχυμένα Υποστηλώματα			Δ 248	2	FRP
Όνομα Υποστηλώματος	**Όροφος**	**Μέθοδος ενίσχυσης**	Δ 369	3	FRP
K 133	1	FRP	Δ 381	3	FRP
K 140	1	FRP	Δ 449	4	FRP
K 233	2	FRP	Δ 453	4	FRP
K 411	4	FRP	**Σύνολο: 10 δοκοί**		
K 412	4	FRP			
Σύνολο: 5 υποστηλώματα					

4.4.6 Τελική πρόταση λύσης ενίσχυσης

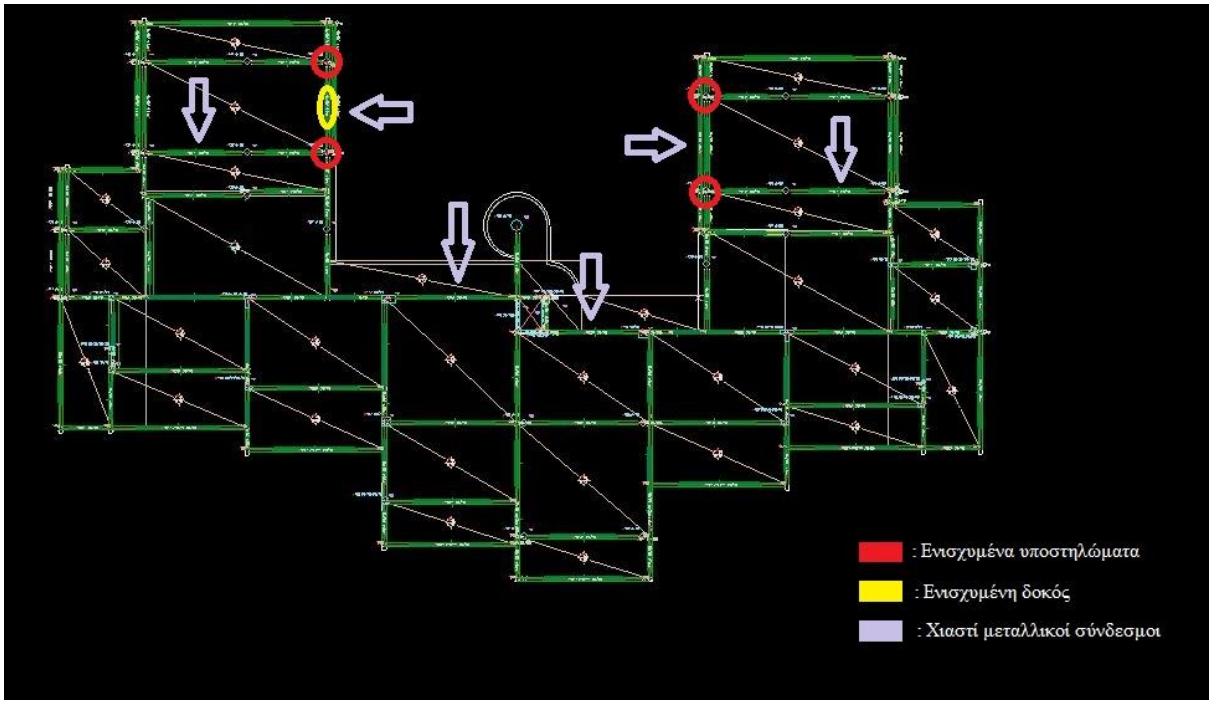
Στις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν παρατηρούμε ότι το κτίριο, στους συνδυασμούς ενίσχυσης με χιαστί μεταλλικούς συνδέσμους (λύσεις 7-10), πέραν της ικανοποίησης των Σταθμών Επιτελεστικότητας Β και Γ, αποκρίνεται πολύ καλύτερα όσον αφορά και τη Στάθμη Α, «Άμεση χρήση», δηλαδή τη λειτουργικότητά του.

Από τις τέσσερις λύσεις αυτές κρίνεται ως βέλτιστη η «Λύση 8» καθώς όπως φαίνεται και στον αντίστοιχο πίνακα, έχει λιγότερες απαιτήσεις πρόσθετης ενίσχυσης σε σχέση με τις υπόλοιπες προτάσεις.

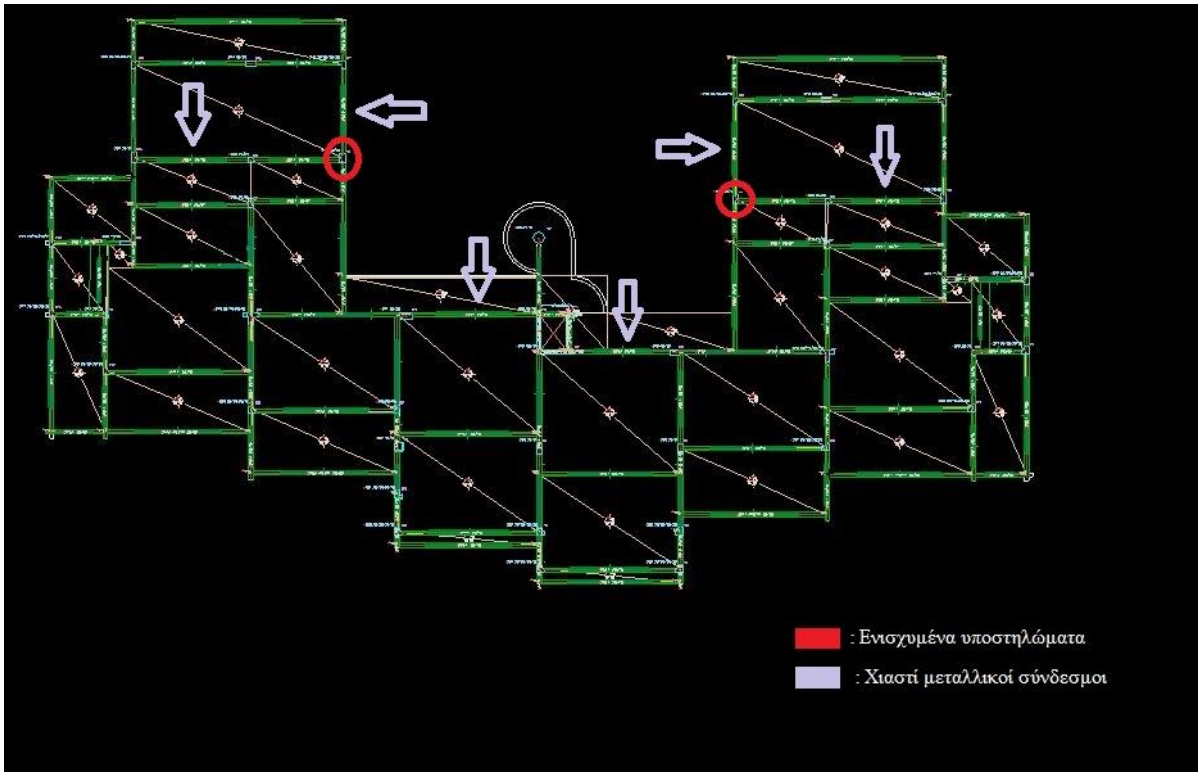
Πιο συγκεκριμένα, στην εφαρμογή της λύσης αυτής τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι μεταλλικοί σύνδεσμοι, σε χιαστί διάταξη, στα φατνώματα τα οποία φαίνονται παραπάνω στο Σχήμα 4.33. Η διατομή τους επιλέχθηκε να είναι τετραγωνική, τύπου SHS, και οι διαστάσεις της απομειώνονται όσο μεγαλύτερος είναι και ο όροφος. Τα κατακόρυφα αυτά συστήματα τοποθετούνται καθ΄ύψος από τη στάθμη της θεμελίωσης του κτιρίου, έως και τον τελευταίο όροφό του.

Η ανάλυση που έγινε στο Fespa μετά την προσθήκη αυτών, υπέδειξε την ανάγκη επιπλέον ενίσχυσης των υποστυλωμάτων K 133, K 134, K 139, K 140, K 233, K 234. Ακολούθησε ενίσχυση και αυτών με τη μέθοδο περίσφιγξης με FRP. Κατόπιν από νέο έλεγχο κατέστη απαραίτητο να ενισχυθεί και η δοκός Δ 115, επίσης με ινοπλισμένα πολυμερή, έτσι ώστε το 100% των μελών του κτιρίου να παρουσιάσει επάρκεια έναντι των Σταθμών Επιτελεστικότητας Β και Γ.

Στις παρακάτω κατόψεις υποδεικνύουμε τις θέσεις που πραγματοποιήθηκαν οι ενισχύσεις αυτές.

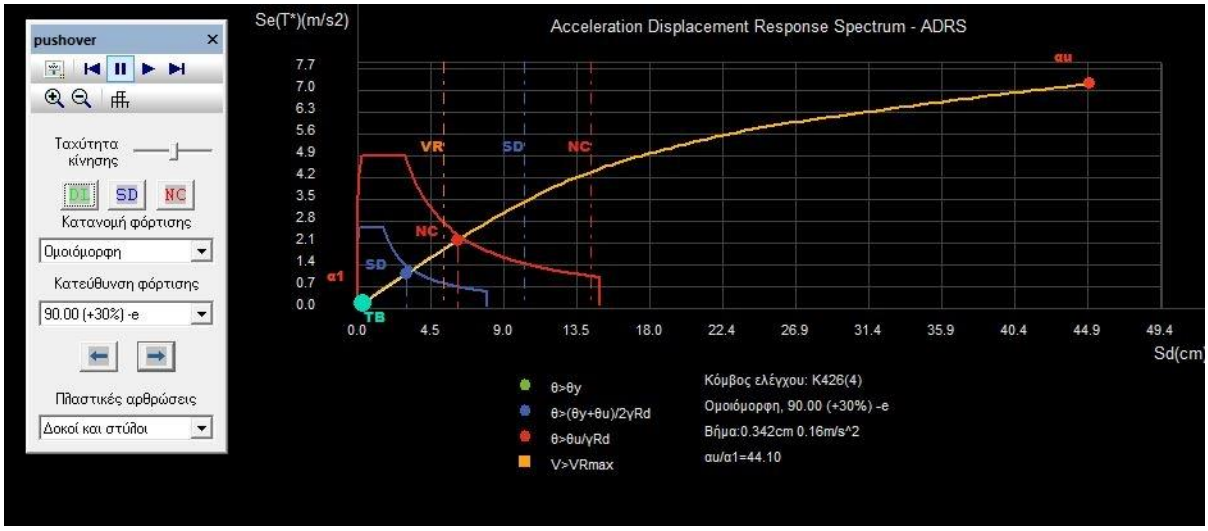


Σχήμα 4.35: Θέσεις ενισχύσεων στη στάθμη 1

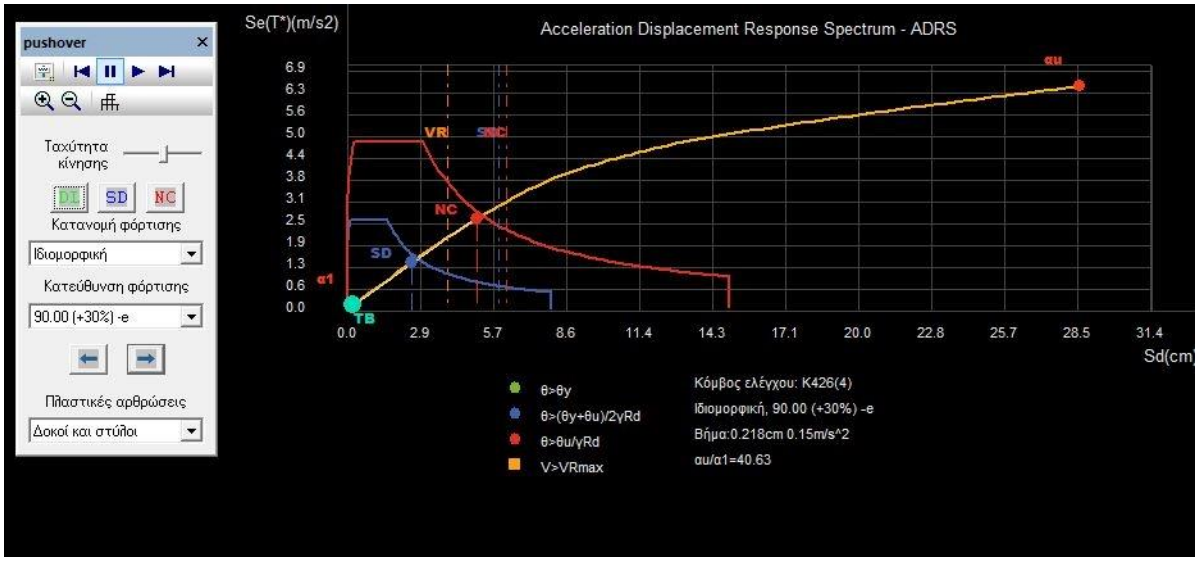


Σχήμα 4.36: Θέσεις ενισχύσεων στη στάθμη 2

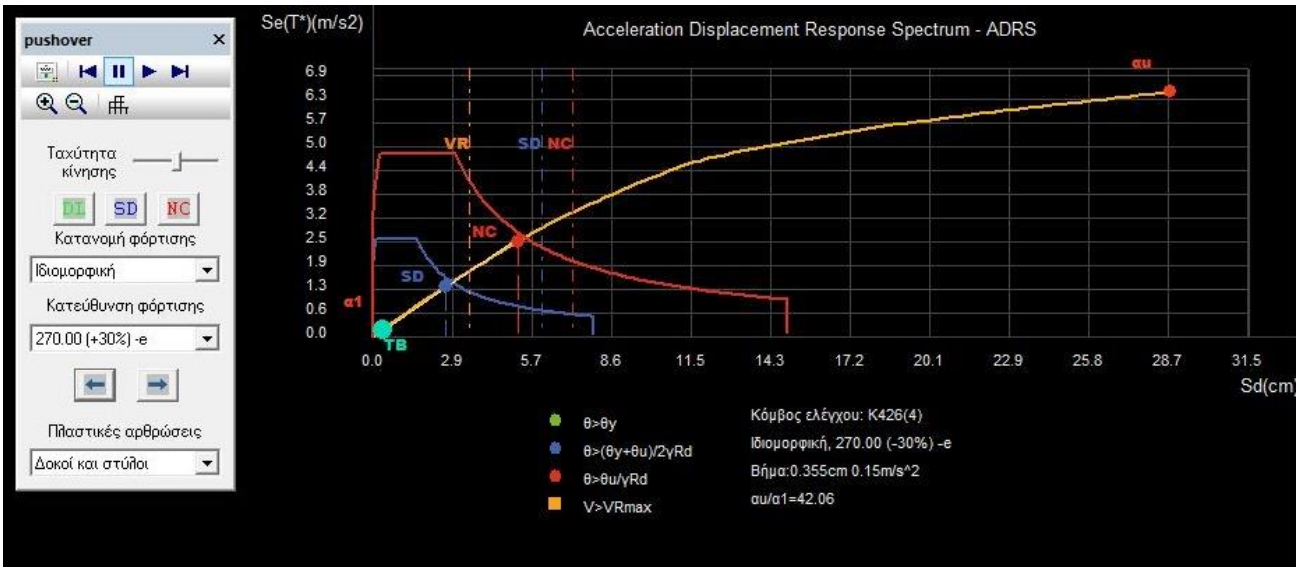
Μετά τις ενισχύσεις, τα διαγράμματα Απαίτησης ικανότητας ADRS ικανοποιούν το στόχο σχεδιασμού και για τις τριανταδύο (32) κατευθύνσεις φόρτισης που εφαρμόστηκαν. Με σκοπό τη δυνατότητα σύγκρισης της αρχικής και τελικής κατάστασης, θα παρουσιάσουμε ενδεικτικά το πώς διαμορφώθηκαν τα διαγράμματα για τις τρεις (3) κατευθύνσεις φόρτισης που παρουσιάσαμε και προηγουμένως, στην παράγραφο 4.3.5.



Σχήμα 4.37: Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας Α’



Σχήμα 4.38: Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας Β’



Σχήμα 4.39: Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας Γ’

Τέλος, οι πίνακες των λόγων επάρκειας των μελών ύστερα από αυτήν την πρόταση ενίσχυσης παρατίθενται παρακάτω, στο Παράρτημα Β.

5 Συμπεράσματα

Η παρούσα εργασία ασχολήθηκε με την αποτίμηση και ενίσχυση κτιρίων ΩΣ με βάση τις διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων. Το κύριο συμπέρασμα που προκύπτει είναι ότι τα κτίρια μεγάλης ηλικίας που έχουν σχεδιαστεί με παλαιούς κανονισμούς δεν καλύπτουν αρκετές από τις κατασκευαστικές απαιτήσεις τις σύγχρονης εποχής με αποτέλεσμα να καθίσταται απαραίτητη η ενίσχυση τους. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. καθορίζει 3 Στάθμες Επιτελεστικότητας σύμφωνα με τις οποίες μπορεί να γίνει η αποτίμηση ενός υφιστάμενου κτιρίου. Ανάλογα με την ικανοποίησή τους ή όχι, λαμβάνεται η απόφαση για ενίσχυση.

Έγινε μια προσπάθεια αποκωδικοποίησης του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και παρουσίασης του σε ένα διάγραμμα ροής το οποίο παρουσιάζει τα βήματα εκείνα και όλες τις παραμέτρους που πρέπει να λάβει υπόψιν ο μελετητής για την αποτίμση και ενίσχυση μιας κατασκευής. Αυτά αναλύονται και ξεχωριστά έτσι ώστε να αποκτίσουμε μια πιο καθαρή εικόνα των απαιτήσεων και κανονιστικών διατάξεων του Κανονισμού.

Αναπτύχθηκαν διάφορες μέθοδοι ενίσχυσης, κάποιες από τις οποίες αναλύθηκαν στο παρόν τεύχος. Από τις παραδοσιακές μεθόδους ενίσχυσης με μανδύα σκυροδέματος και αύξηση της διατομής των στοιχείων μιας κατασκευής, μέχρι και πιο σύνθετες μεθόδους οι οποίες αποτελούν την ενίσχυση των μελών μέσω περίσφιγξης με FRP. Όσο αυξάνεται το γνωστικό επίπεδο για τις νέες αυτές μεθόδους και στην Ελλάδα, αυτές θα κρίνονται προτιμότερες καθώς παρουσιάζουν πλεονεκτήματα στην εφαρμογή τους. Επίσης αποδοτική είναι και η ενίσχυση των κτιρίων με μεταλλικά στοιχεία, διαγώνιους δηλαδή συνδέσμους οι οποίοι προσδίδουν δυσκαμψία στην κατασκευή και βελτιώνουν τη συνολική συμπεριφορά της.

Πραγματοποιήθηκε εφαρμογή του Κανονισμού με τη βοήθεια του προγράμματος Fespa σε πενταόροφο κτίριο, δεκαετίας του 1970 και Μη-Κανονικό σε κάτοψη το οποίο όπως προέκυψε έχει αρκετά κατασκευαστικά κενά. Εξετάστηκαν τόσο οι λόγοι επάρκειας των μελών του ξεχωριστά (λ=Απαίτηση/Ικανότητα) όσο και η συνολική συμπεριφορά του μέσω των διαγραμμάτων Απαίτησης-Ικανότητας (ADRS) και αποφασίστηκε ότι είναι απαραίτητη η ενίσχυσή του καθώς δεν ικανοποιούνταν οι Στόχοι Σχεδιασμού για τις Στάθμες Επιτελεστικότητας Β «Προστασία Ζωής» αλλά και Γ «Αποφυγή Οιονεί Κατάρρευσης». Εφαρμόστηκαν διαφορετικές μέθοδοι ενίσχυσης για να αποτιμηθεί ξανά το κτίριο με αυτές και τελικώς επιλέχθηκε η βέλτιστη λύση.

6 Βιβλιογραφία

1. Ο.Α.Σ.Π. (2006). «Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος» (ΕΚΩΣ 2000). Αθήνα.
2. Ο.Α.Σ.Π. (2012). «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο». Αθήνα.
3. Ο.Α.Σ.Π. (2000). «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός» (ΕΑΚ 2000). Αθήνα.
4. European Committee for Standardization (2003). "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Strengthening and repair of buildings". EN 1998-3:2003
5. European Committee for Standardization (2004). "Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings". EN 1992-1-1.
6. Δρίτσος Σ. (2012). «Αποτίμηση και Επεμβάσεις σε Υφιστάμενες Κατασκευές με βάση τον Ευρωκώδικα 8 και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.». Ημερίδα «Κανονισμός Επεμβάσεων», Αθήνα.
7. Δρίτσος Σ. (2015). «Ενισχύσεις και επισκευές κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος» Πανεπιστήμιο Πατρών, Πολυτεχνική Σχολή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Πάτρα.
8. Καρύδης Γ. «Δομητικές Επεμβάσεις Ενισχύσεων με Ινώδη Σύγχρονα Υλικά». Sika Carbodur. Αθήνα.
9. Κοσμόπουλος Α. (2005). «Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς και ενίσχυση μη-κανονικών σε κάτοψη κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος». Διδακτορική διατριβή, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πολυτεχνική Σχολή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Πάτρα.
10. LH Λογισμική (2013). «Fespa 10-Ευρωκώδικες-Καν.επε., Το επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς». Αθήνα.
11. LH Λογισμική (2013). «Pushover-Θεωρητικά στοιχεία». Αθήνα.
12. Σπυράκος Κ. (2004). «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία». Εκδ. Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας. Αθήνα.
13. Τάσιος Θ. Π. (2012). «Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων». Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο (ΕΜΠ). Αθήνα.
14. Τριανταφύλλου Α. (2006). «Ενισχύσεις Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος και Φέρουσας Τοιχοποιίας με Σύνθετα Υλικά». Πανεπιστήμιο Πατρών, Πολυτεχνική Σχολή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Πάτρα.
15. Τσάμπρας Γ. (2009). «Επισκευές Υφιστάμενων Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με Μεταλλικούς Συνδέσμους Δυσκαμψίας». 15ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών Πανεπιστημίου Πατρών. Πάτρα.
16. Φαρδής Μ. Ν. (2012). «Κανονισμός Επεμβάσεων σε Υφιστάμενα Δομήματα». Σεμινάριο ΤΕΕ, ΟΑΣΠ, ΣΠΜΕ. Αθήνα.
17. http://www.epidomos.gr/gunite.php?id=47&lang=&p_id=28

Παράρτημα Α. Διαστάσεις διατομών υποστυλωμάτων και δοκών κτιρίου

Πίνακας Α.1: Διαστάσεις διατομών υποστυλωμάτων ορόφου 0

Όνομα	Κατηγορία διατομής	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	b [m]	d [m]	b1 [m]	b3 [m]	d1 [m]	d3 [m]	c [m]	Συντελεστής μονολιθικότητας ακαμψίας
Τυπικ.*	Κυκλική	0.00	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
12	Κυκλική	0.00	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.080	1.000
15	Ορθογωνική	0.00	0.200	2.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
16	Ορθογωνική	0.00	1.850	0.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
17	Γάμα1	0.00	0.450	1.800	0.150	0.200	0.000	0.000	0.035	1.000
26	Κυκλική	0.00	0.700	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
81	Ορθογωνική	0.00	0.200	2.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
82	Ορθογωνική	0.00	0.200	2.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
83	Ορθογωνική	0.00	5.000	0.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
84	Ορθογωνική	0.00	5.150	0.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
85 – 86	Ορθογωνική	0.00	0.200	2.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000

*Τυπικ.: 1 – 11, 13, 14, 18 – 25, 27 – 36

Πίνακας Α.2: Διαστάσεις διατομών δοκών ορόφου 0

Όνομα	Είδος	Τύπος Διατομής	bw [m]	h [m]	beff [m]	hf1 [m]	beff1 [m]	hf2 [m]	c [m]	Συντελεστής μονολιθικότητας ακαμψίας
Τυπικ.*	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.200	0.700	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
4.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
5.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.150	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
8.1 - 9.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκό	0.200	0.500	1.000	0.120	0.375	0.000	0.035	1.000
10.1 - 10.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.500	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
11.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.200	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
12.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.500	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
15.1 - 16.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκό	0.200	0.500	1.000	0.120	0.375	0.000	0.035	1.000
21.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.580	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
22.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
24.1 - 24.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκό	0.200	0.500	1.000	0.120	0.375	0.000	0.035	1.000
26.1 - 26.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκό	0.200	0.500	0.650	0.120	0.450	0.000	0.035	1.000
30.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκό	0.200	0.500	1.000	0.120	0.375	0.000	0.035	1.000
34.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.200	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
35.1 - 36.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
41.1 - 41.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκό	0.200	0.500	0.950	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
42.1 - 43.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκό	0.200	0.500	1.000	0.120	0.375	0.000	0.035	1.000
44.1 - 45.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.200	0.580	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
48.1 - 49.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκό	0.200	0.500	1.000	0.120	0.375	0.000	0.035	1.000
55.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκό	0.200	0.500	0.950	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
55.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκό	0.200	0.500	1.000	0.120	0.375	0.000	0.035	1.000
58.1 - 59.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.200	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
60.2 - 61.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.200	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
63.1 - 63.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.200	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
64.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.150	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
65.1 - 67.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.200	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
68.1 - 69.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.500	0.140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
70.1 - 79.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.200	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
80.1 - 97.2	Προσομοίωσης πέδιλο	Ορθογωνική	0.600	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.040	1.000

*Τυπικ.: 1.1 - 3.1, 6.1, 7.1, 13.1 - 14.3, 17.1 - 20.3, 23.1, 25.1, 27.1 - 29.2, 31.1 - 33.1, 34.2, 34.3, 36.2 - 40.1, 46.1 - 47.1, 50.1 - 54.1, 56.1, 60.1, 62.1, 62.2

Πίνακας Α.3: Διαστάσεις διατομών υποστυλωμάτων ορόφου 1

Όνομα	Τύπος	b [m]	d [m]	b1 [m]	b3 [m]	d1 [m]	d3 [m]	φ [°]	c [m]	Συντελεστής μονολιθικότητας ακαμψίας
Τυπικ.*	Κυκλική	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
103	Γάμα2	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
104	Ορθογωνική	0.400	0.450	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
107	Γάμα3	0.400	0.400	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
108	Ορθογωνική	0.350	0.350	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
109	Γάμα2	0.500	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
110	Γάμα3	0.400	0.400	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
112 - 113	Ορθογωνική	0.250	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
114 - 115	Ορθογωνική	0.650	0.350	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
116	Ορθογωνική	0.200	1.800	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
117	Ορθογωνική	1.850	0.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
118 - 119	Ορθογωνική	0.500	0.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
120	Ορθογωνκή	0.200	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
121	Γάμα3	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
122	Γάμα4	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
123	Ορθογωνική	0.500	0.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
126	Κυκλική	0.700	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000

*Τυπικ.: 101, 102, 105, 106, 111, 124, 125, 127 – 142

Πίνακας Α.4: Διαστάσεις διατομών δοκών ορόφου 1

Όνομα	Είδος	Τύπος Διατομής	bw [m]	h [m]	beff [m]	hf1 [m]	beff1 [m]	hf2 [m]	c [m]	Συντελεστής μονολιθικότητας ακαμψίας
Τυπικ.*	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.200	0.700	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
1.1 - 1.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
2.1 - 7.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.200	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
9.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.200	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
10.1 - 13.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.500	0.130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
18.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός Αν.	0.200	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
109.1 - 112.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.500	0.950	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
113.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός Αν.	0.200	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
116.1 - 117.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκό	0.200	0.500	0.950	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
119.1 - 119.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
121.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
123.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	1.080	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
124.1 - 125.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική Αν.	0.200	1.080	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
126.1 - 127.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	ΠλακοδοκόΑν.	0.200	0.500	0.950	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
129.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.500	0.950	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
131.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.500	0.700	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
131.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.500	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
136.1 - 136.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός Αν.	0.200	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
140.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.500	0.950	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000

Όνομα	Είδος	Τύπος Διατομής	bw [m]	h [m]	beff [m]	hf1 [m]	beff1 [m]	hf2 [m]	c [m]	Συντελεστής μονολιθικότητας ακαμψίας
142.1 - 143.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκός	0.200	0.500	0.950	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
144.1 - 144.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκός	0.200	0.500	1.150	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
144.3	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκός	0.200	0.500	0.950	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
146.1 - 148.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκός	0.200	0.500	0.950	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
154.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
157.1 - 159.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκός	0.200	0.500	0.950	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
160.1 - 160.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκός	0.200	0.700	0.950	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
163.1 - 163.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
164.1 - 164.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
166.1 - 167.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
168.1 - 172.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκό	0.200	0.500	0.650	0.120	0.450	0.000	0.035	1.000
173.1 - 176.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
177.1 - 177.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	1.000	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
178.1 - 180.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	1.080	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
181.1 - 181.3	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.500	0.650	0.120	0.450	0.000	0.035	1.000
182.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκός	0.200	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
185.1 - 185.3	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.500	0.650	0.120	0.450	0.000	0.035	1.000
187.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκός	0.150	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000

*Τυπικ.: 8.1, 101.1 - 108.2, 113.1, 113.3 - 115.3, 118.1, 118.2, 120.1 - 121.1, 122.1, 128.1, 130.1, 132.1 - 135.2, 137.1 - 139.1, 141.1, 145.1, 149.1 - 153.2, 154.2 – 156.3, 161.1 – 162.1, 163.3, 165.1, 165.2, 188.1 – 188.4

Πίνακας Α.5: Διαστάσεις διατομών υποστυλωμάτων ορόφου 2

Όνομα	Τύπος	b [m]	d [m]	b1 [m]	b3 [m]	d1 [m]	d3 [m]	φ [°]	c [m]	Συντελεστής μονολιθικότητας ακαμψίας
201	Γάμα2	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
202	Γάμα3	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
203	Γάμα2	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
204	Ορθογωνική	0.400	0.450	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
205 - 206	Ορθογωνική	0.250	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
207	Γάμα3	0.400	0.400	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
209	Γάμα2	0.500	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
210 - 211	Γάμα2	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
212	Ορθογωνική	0.250	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
213	Ορθογωνική	0.600	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
214	Ορθογωνική	0.650	0.350	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
215	Ορθογωνική	0.200	1.800	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
216	Ορθογωνική	1.850	0.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
217	Γάμα1	0.450	1.800	0.150	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
218 - 219	Ορθογωνική	0.450	0.300	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
220	Ορθογωνική	0.200	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
221	Γάμα3	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
222	Γάμα4	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
223	Ορθογωνική	0.750	0.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
224	Ορθογωνική	0.200	0.300	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
225	Γάμα3	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
226	Κυκλική	0.700	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
228	Ορθογωνική	0.750	0.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
229	Γάμα1	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
230	Ορθογωνική	0.250	0.300	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000

231	Ορθογωνική	0.250	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
232	Ορθογωνική	0.250	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
233 - 234	Ορθογωνική	0.300	0.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
235	Ορθογωνική	0.250	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
236	Ορθογωνική	0.250	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
237	Γάμα4	0.400	0.400	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
238	Ορθογωνική	0.500	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
239	Γάμα1	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
240	Γάμα4	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
241	Ορθογωνική	0.500	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
242	Γάμα1	0.400	0.400	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000

Πίνακας Α.6: Διαστάσεις διατομών δοκών ορόφου 2

Όνομα	Είδος	Τύπος Διατομής	bw [m]	h [m]	beff [m]	hf1 [m]	beff1 [m]	hf2 [m]	c [m]	Συντελεστής μονολιθικότητας ακαμψίας
Τυπικ.*	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
1.1 - 8.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.200	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
9.1 - 10.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.900	0.120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
201.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.200	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
205.1 - 206.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός Αν.	0.200	0.570	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
207.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	ΠλακοδοκόΑν.	0.200	0.500	1.150	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
213.1 - 215.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	ΠλακοδοκόΑν.	0.200	0.500	1.150	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
221.1 - 222.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	ΠλακοδοκόΑν.	0.200	0.500	1.150	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
223.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.700	1.150	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
225.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.500	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
228.1 - 229.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.570	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
234.1 - 236.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	1.080	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
240.1 - 240.3	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	1.150	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
249.1 - 250.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.250	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
254.1 - 255.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.250	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
266.1 - 268.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός Αν.	0.200	1.080	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
271.1 - 272.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.500	1.150	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
273.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός Αν.	0.150	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
275.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	ΠλακοδοκόΑν.	0.200	0.500	1.150	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
276.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.700	1.150	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000

*Τυπικ.: 202.1 - 204.1, 208 .1 - 212.1, 216.1 - 220.1, 224.1, 226.1 - 227.2, 230.1 - 233.1, 237.1 - 239.1, 241.1 - 248.3, 251.1 - 253.1, 256.1 - 265.1, 269.1 - 270.2, 274.1.

Πίνακας Α.7: Διαστάσεις διατομών υποστυλωμάτων ορόφου 3

Όνομα	Τύπος	b [m]	d [m]	b1 [m]	b3 [m]	d1 [m]	d3 [m]	φ [°]	c [m]	Συντελεστής μονολιθικότητας ακαμψίας
305	Ορθογωνική	0.200	0.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
306	Ορθογωνική	0.200	0.350	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
307	Γάμα3	0.400	0.400	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
308	Γάμα2	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
309	Γάμα2	0.500	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
311	Γάμα2	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
312	Ορθογωνική	0.200	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
313	Γάμα1	0.400	0.450	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
314 - 315	Ορθογωνική	0.400	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
316	Ορθογωνική	0.200	1.800	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
317	Ορθογωνική	1.850	0.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
318	Ορθογωνική	0.400	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
319	Γάμα4	0.450	0.400	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
320	Ορθογωνική	0.200	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
321	Γάμα3	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
322	Γάμα4	0.350	0.500	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
323	Ορθογωνική	0.500	0.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
324	Ορθογωνική	0.250	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
325	Γάμα3	0.400	0.400	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
326	Κυκλική	0.700	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
328	Ορθογωνική	0.500	0.200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
329	Γάμα1	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
330	Ορθογωνική	0.250	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
331	Ορθογωνική	0.200	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
332	Ορθογωνική	0.250	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
333	Ορθογωνική	0.250	0.300	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
334	Ορθογωνική	0.300	0.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
335	Ορθογωνική	0.250	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
336	Ορθογωνική	0.250	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
337	Γάμα4	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
338	Ορθογωνική	0.500	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
339	Γάμα1	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
340	Γάμα4	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
341	Ορθογωνική	0.500	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
342	Γάμα1	0.400	0.400	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
350	Ορθογωνική	0.200	0.400	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
351 - 352	Γάμα2	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
353	Γάμα3	0.350	0.350	0.200	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000

Πίνακας Α.8: Διαστάσεις διατομών δοκών ορόφου 3

Όνομα	Είδος	Τύπος Διατομή	bw [m]	h [m]	beff [m]	hf1 [m]	beff1 [m]	hf2 [m]	c [m]	Συντελεστής μονολιθικότητας ακαμψίας
Τυπικ.*	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
1.1 - 8.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.200	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
9.1 - 10.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Αν. Πλακοδοκό	0.600	0.420	1.150	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
11.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.900	0.140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
12.1 - 13.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	1.000	0.140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
19.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική Αν.	0.200	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
301.1 - 304.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.400	1.150	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
309.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.420	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
311.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.420	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
312.1 - 312.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.300	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
315.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.500	0.140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
317.1 - 317.3	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.300	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
331.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.420	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
333.1 - 333.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.300	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
334.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.420	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
349.1 - 350.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.250	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
351.1 - 352.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.300	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
359.1 - 360.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.300	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
363.1 - 363.3	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.250	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
364.1 - 365.4	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.350	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
367.2 - 368.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.250	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
369.1 - 370.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.300	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
376.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.300	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
377.1 - 377.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.300	1.000	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
380.3	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.350	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
382.1 - 382.3	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός Αν.	0.250	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
384.1 - 387.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	ΠλακοδοκόΑν.	0.200	0.400	1.150	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
388.1 - 395.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.500	1.150	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
397.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.150	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000

*Τυπικ.: 248.1 - 248.3, 305.1 - 308.1, 310.1, 313.1 - 314.2, 315.2 - 316.4, 318.1 - 330.2, 335.1 - 347.1, 350.2, 353.1 - 358.1, 361.1 - 362.2, 366.1, 367.1, 371.1 - 375.1, 378.1 - 380.2, 380.4 - 381.2, 383.1, 383.2, 396.1

Πίνακας Α.9: Διαστάσεις διατομών υποστυλωμάτων ορόφου 4

Όνομα	Τύπος	b [m]	d [m]	b1 [m]	b3 [m]	d1 [m]	d3 [m]	φ [°]	c [m]	Συντελεστής μονολιθικότητας ακαμψίας
Τυπικ.*	Ορθογωνική	0.200	0.200	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
401	Γάμα2	0.350	0.350	0.20	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
402 - 403	Ορθογωνική	0.200	0.250	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
406	Ορθογωνική	0.500	0.200	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
407	Ορθογωνική	0.250	0.200	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
408	Ορθογωνική	0.200	0.250	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
409	Γάμα2	0.350	0.350	0.20	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
410 - 411	Ορθογωνική	0.200	0.250	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
412	Γάμα3	0.350	0.350	0.20	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
416	Ορθογωνική	0.200	1.800	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
417	Ορθογωνική	1.850	0.200	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
420	Γάμα3	0.350	0.350	0.20	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
426	Κυκλική	0.700	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
431 - 432	Ορθογωνική	0.250	0.200	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
433 - 434	Ορθογωνική	0.200	0.250	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
435 - 436	Ορθογωνική	0.250	0.200	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
439	Γάμα1	0.350	0.350	0.20	0.200	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000
440	Ορθογωνική	0.200	0.350	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.035	1.000

*Τυπικ.: 404, 405, 413 - 415, 418, 419, 421 – 425

Πίνακας Α.10: Διαστάσεις διατομών δοκών ορόφου 4

Όνομα	Είδος	Τύπος Διατομή	bw [m]	h [m]	beff [m]	hf1 [m]	beff1 [m]	hf2 [m]	c [m]	Συντελεστής μονολιθικότητας ακαμψίας
Τυπικ.*	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
1.1 - 8.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική	0.200	3.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
9.1 - 23.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Ορθογωνική Αν.	0.100	0.300	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	1.000
404.1 - 405.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκό	0.400	0.350	1.150	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
406.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.200	0.400	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
408.1 - 408.9	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.150	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
428.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός Αν.	0.150	0.700	2.100	0.140	1.050	0.000	0.035	1.000
434.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός Αν.	0.400	0.350	1.150	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
444.1	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός Αν.	0.300	0.350	1.150	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
445.1 - 445.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός	0.400	0.350	1.150	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000
447.2	Γενικό μέλος (μπετόν)	Πλακοδοκός Αν.	0.300	0.350	1.150	0.120	0.000	0.000	0.035	1.000

Παράρτημα Β. Τελικοί λόγοι επάρκειας μελών ενισχυμένου κτιρίου.

Πίνακας Β.1: Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποστυλωμάτων

Μέλος	Κ/Δ	λSD Αρχής	λSD Τέλους	λNC Αρχής	λNC Τέλους	λ VRy	λ VRz
Κ 1(0)	Κύριο	0.04	0.03	0.06	0.04	0.04	0.06
Κ 2(0)	Κύριο	0.02	0.04	0.03	0.05	0.02	0.03
Κ 3(0)	Κύριο	0.05	0.04	0.07	0.05	0.04	0.04
Κ 4(0)	Κύριο	0.03	0.02	0.04	0.03	0.02	0.05
Κ 5(0)	Κύριο	0.02	0.02	0.04	0.02	0.04	0.06
Κ 6(0)	Κύριο	0.01	0.01	0.02	0.02	0.04	0.02
Κ 7(0)	Κύριο	0.01	0.02	0.02	0.02	0.05	0.02
Κ 8(0)	Κύριο	0.07	0.06	0.10	0.09	0.03	0.08
Κ 9(0)	Κύριο	0.04	0.03	0.06	0.04	0.04	0.09
Κ 10(0)	Κύριο	0.02	0.04	0.03	0.04	0.04	0.01
Κ 11(0)	Κύριο	0.07	0.03	0.10	0.04	0.01	0.07
Κ 12(0)	Κύριο	0.07	0.06	0.11	0.10	0.02	0.08
Κ 13(0)	Κύριο	0.05	0.05	0.08	0.06	0.01	0.08
Κ 14(0)	Κύριο	0.03	0.05	0.04	0.08	0.07	0.09
Κ 15(0)	Δευτ.	0.14	0.08	0.23	0.14	-	0.48
Κ 16(0)	Δευτ.	0.04	0.02	0.10	0.06	-	0.16
Κ 17(0)	Δευτ.	0.14	0.07	0.31	0.10	-	0.54
Κ 18(0)	Κύριο	0.02	0.05	0.03	0.08	0.01	0.05
Κ 19(0)	Κύριο	0.01	0.03	0.02	0.04	0.01	0.02
Κ 20(0)	Κύριο	0.02	0.02	0.03	0.03	0.02	0.02
Κ 21(0)	Κύριο	0.02	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02
Κ 22(0)	Κύριο	0.01	0.03	0.02	0.03	0.02	0.02
Κ 23(0)	Κύριο	0.01	0.01	0.02	0.02	0.01	0.01
Κ 24(0)	Κύριο	0.01	0.03	0.01	0.04	0.01	0.02
Κ 25(0)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Κ 26(0)	Κύριο	0.05	0.02	0.08	0.04	0.02	0.05
Κ 27(0)	Κύριο	0.06	0.02	0.09	0.02	0.02	0.03
Κ 28(0)	Κύριο	0.05	0.02	0.08	0.03	0.03	0.02
Κ 29(0)	Κύριο	0.05	0.02	0.08	0.03	0.02	0.02
Κ 30(0)	Κύριο	0.05	0.02	0.07	0.03	0.02	0.02
Κ 34(0)	Κύριο	0.01	0.03	0.01	0.04	0.04	0.01
Κ 35(0)	Κύριο	0.01	0.03	0.01	0.05	0.02	0.01
Κ 36(0)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.02	0.01	0.01
Κ 81(0)	Κύριο	0.06	0.06	0.08	0.09	-	0.46
Κ 82(0)	Κύριο	0.06	0.07	0.08	0.08	-	0.41
Κ 83(0)	Κύριο	0.02	0.02	0.04	0.02	-	0.28
Κ 84(0)	Κύριο	0.02	0.01	0.03	0.02	-	0.25
Κ 85(0)	Κύριο	0.05	0.06	0.09	0.09	-	0.36
Κ 86(0)	Κύριο	0.05	0.05	0.09	0.07	-	0.39
Κ 101(1)	Κύριο	0.05	0.02	0.06	0.03	0.03	0.03
Κ 102(1)	Κύριο	0.05	0.02	0.07	0.03	0.02	0.04
Κ 103(1)	Κύριο	0.21	0.15	0.23	0.16	0.08	0.12
Κ 104(1)	Κύριο	0.04	0.04	0.06	0.05	0.04	0.09
Κ 105(1)	Κύριο	0.05	0.03	0.07	0.04	0.04	0.05
Κ 106(1)	Κύριο	0.07	0.04	0.10	0.05	0.05	0.07
Κ 107(1)	Κύριο	0.09	0.13	0.13	0.18	0.07	0.12
Κ 108(1)	Κύριο	0.04	0.06	0.06	0.08	0.05	0.08
Κ 109(1)	Κύριο	0.06	0.09	0.09	0.14	0.04	0.09
Κ 110(1)	Κύριο	0.06	0.07	0.08	0.11	0.09	0.17
Κ 111(1)	Κύριο	0.04	0.05	0.05	0.07	0.02	0.05
Κ 112(1)	Κύριο	0.04	0.05	0.07	0.07	0.01	0.04
Κ 113(1)	Κύριο	0.17	0.09	0.20	0.11	0.06	0.12
Κ 114(1)	Κύριο	0.10	0.05	0.18	0.10	0.06	0.12
Κ 115(1)	Δευτ.	0.10	0.06	0.17	0.11	-	0.58

K 116(1)	Δευτ.	0.03	0.02	0.06	0.05	-	0.14
K 117(1)	Δευτ.	0.11	0.10	0.22	0.19	-	0.56
K 118(1)	Κύριο	0.07	0.04	0.11	0.05	0.08	0.02
K 119(1)	Κύριο	0.14	0.09	0.34	0.09	0.04	0.40
K 120(1)	Κύριο	0.07	0.07	0.12	0.12	0.01	0.08
K 121(1)	Κύριο	0.09	0.01	0.13	0.01	0.03	0.07
K 122(1)	Κύριο	0.08	0.02	0.12	0.03	0.03	0.06
K 123(1)	Κύριο	0.08	0.06	0.12	0.07	0.04	0.08
K 124(1)	Κύριο	0.09	0.03	0.12	0.05	0.02	0.04
K 125(1)	Κύριο	0.10	0.10	0.15	0.15	0.01	0.10
K 126(1)	Κύριο	0.04	0.01	0.05	0.01	0.01	0.05
K 127(1)	Κύριο	0.03	0.08	0.04	0.10	0.00	0.02
K 128(1)	Κύριο	0.03	0.05	0.04	0.06	0.02	0.01
K 129(1)	Κύριο	0.02	0.04	0.03	0.05	0.01	0.01
K 130(1)	Κύριο	0.02	0.03	0.03	0.04	0.00	0.01
K 131(1)	Κύριο	0.13	0.09	0.20	0.13	0.09	0.13
K 132(1)	Κύριο	0.11	0.07	0.17	0.10	0.09	0.05
K 133(1)	Κύριο	0.04	0.08	0.06	0.08	0.10	0.07
K 134(1)	Κύριο	0.06	0.10	0.11	0.14	0.11	0.07
K 135(1)	Κύριο	0.07	0.05	0.11	0.07	0.04	0.04
K 136(1)	Κύριο	0.11	0.09	0.17	0.13	0.05	0.12
K 137(1)	Κύριο	0.12	0.07	0.20	0.11	0.11	0.14
K 138(1)	Κύριο	0.13	0.11	0.20	0.14	0.11	0.05
K 139(1)	Κύριο	0.02	0.08	0.04	0.13	0.07	0.01
K 140(1)	Κύριο	0.02	0.08	0.05	0.09	0.07	0.02
K 141(1)	Κύριο	0.18	0.13	0.26	0.15	0.14	0.06
K 142(1)	Κύριο	0.17	0.11	0.25	0.13	0.13	0.12
K 201(2)	Κύριο	0.03	0.09	0.03	0.11	0.05	0.06
K 202(2)	Κύριο	0.04	0.11	0.05	0.14	0.04	0.05
K 204(2)	Κύριο	0.06	0.07	0.09	0.10	0.01	0.12
K 205(2)	Κύριο	0.05	0.09	0.06	0.11	0.02	0.12
K 206(2)	Κύριο	0.05	0.09	0.07	0.13	0.03	0.14
K 207(2)	Κύριο	0.10	0.11	0.16	0.16	0.06	0.11
K 209(2)	Κύριο	0.10	0.10	0.13	0.15	0.08	0.11
K 210(2)	Κύριο	0.11	0.09	0.16	0.15	0.09	0.11
K 211(2)	Κύριο	0.10	0.09	0.13	0.15	0.07	0.09
K 212(2)	Κύριο	0.09	0.09	0.12	0.13	0.01	0.08
K 213(2)	Κύριο	0.18	0.25	0.35	0.41	0.10	0.50
K 214(2)	Κύριο	0.07	0.07	0.11	0.09	0.09	0.04
K 215(2)	Δευτ.	0.11	0.09	0.17	0.13	-	0.75
K 216(2)	Δευτ.	0.03	0.02	0.06	0.05	-	0.16
K 217(2)	Δευτ.	0.11	0.13	0.15	0.21	-	0.62
K 218(2)	Κύριο	0.04	0.05	0.06	0.08	0.06	0.02
K 219(2)	Κύριο	0.15	0.29	0.25	0.47	0.11	0.48
K 220(2)	Κύριο	0.08	0.08	0.13	0.14	0.01	0.09
K 221(2)	Κύριο	0.02	0.09	0.03	0.14	0.05	0.07
K 222(2)	Κύριο	0.02	0.08	0.02	0.14	0.05	0.07
K 223(2)	Κύριο	0.07	0.10	0.09	0.14	0.05	0.06
K 224(2)	Κύριο	0.02	0.09	0.02	0.14	0.01	0.06
K 225(2)	Κύριο	0.11	0.09	0.17	0.13	0.06	0.10
K 226(2)	Κύριο	0.08	0.09	0.09	0.12	0.05	0.24
K 228(2)	Κύριο	0.05	0.04	0.05	0.06	0.02	0.06
K 229(2)	Κύριο	0.08	0.09	0.12	0.14	0.06	0.12
K 230(2)	Κύριο	0.04	0.09	0.05	0.14	0.03	0.07
K 231(2)	Κύριο	0.09	0.10	0.13	0.15	0.02	0.16
K 232(2)	Κύριο	0.03	0.04	0.04	0.05	0.03	0.02
K 233(2)	Κύριο	0.07	0.03	0.07	0.04	0.06	0.02

K 234(2)	Κύριο	0.08	0.03	0.10	0.03	0.05	0.03
K 235(2)	Κύριο	0.02	0.02	0.02	0.03	0.02	0.01
K 236(2)	Κύριο	0.10	0.09	0.16	0.14	0.02	0.18
K 237(2)	Κύριο	0.09	0.09	0.12	0.14	0.03	0.12
K 238(2)	Κύριο	0.07	0.07	0.08	0.10	0.01	0.10
K 239(2)	Κύριο	0.09	0.08	0.15	0.10	0.04	0.06
K 240(2)	Κύριο	0.08	0.12	0.10	0.16	0.04	0.06
K 241(2)	Κύριο	0.05	0.08	0.08	0.11	0.02	0.09
K 242(2)	Κύριο	0.08	0.08	0.10	0.12	0.03	0.09
K 305(3)	Κύριο	0.08	0.09	0.10	0.13	0.01	0.10
K 306(3)	Κύριο	0.07	0.08	0.11	0.12	0.02	0.10
K 307(3)	Κύριο	0.09	0.08	0.14	0.12	0.06	0.10
K 308(3)	Κύριο	0.10	0.06	0.13	0.09	0.07	0.08
K 309(3)	Κύριο	0.08	0.08	0.12	0.11	0.07	0.07
K 311(3)	Κύριο	0.10	0.09	0.14	0.14	0.07	0.08
K 312(3)	Κύριο	0.09	0.09	0.14	0.14	0.00	0.08
K 313(3)	Κύριο	0.08	0.12	0.11	0.17	0.04	0.19
K 314(3)	Κύριο	0.06	0.04	0.08	0.05	0.04	0.02
K 315(3)	Δευτ.	0.05	0.05	0.08	0.08	-	0.39
K 316(3)	Δευτ.	0.02	0.02	0.03	0.04	-	0.16
K 317(3)	Δευτ.	0.06	0.06	0.10	0.09	-	0.26
K 318(3)	Κύριο	0.05	0.05	0.06	0.07	0.04	0.03
K 319(3)	Κύριο	0.08	0.12	0.11	0.18	0.07	0.17
K 320(3)	Κύριο	0.09	0.09	0.14	0.13	0.01	0.10
K 321(3)	Κύριο	0.10	0.09	0.16	0.14	0.06	0.08
K 322(3)	Κύριο	0.11	0.09	0.16	0.12	0.07	0.10
K 323(3)	Κύριο	0.11	0.12	0.17	0.18	0.08	0.03
K 324(3)	Κύριο	0.09	0.08	0.13	0.13	0.02	0.10
K 325(3)	Κύριο	0.09	0.07	0.14	0.12	0.05	0.11
K 326(3)	Κύριο	0.02	0.02	0.03	0.03	0.02	0.07
K 328(3)	Κύριο	0.11	0.11	0.16	0.16	0.06	0.06
K 329(3)	Κύριο	0.10	0.09	0.16	0.14	0.06	0.12
K 330(3)	Κύριο	0.09	0.10	0.12	0.13	0.04	0.09
K 331(3)	Κύριο	0.13	0.15	0.19	0.22	0.01	0.19
K 332(3)	Κύριο	0.05	0.07	0.06	0.10	0.04	0.03
K 333(3)	Κύριο	0.04	0.07	0.06	0.10	0.06	0.04
K 334(3)	Κύριο	0.02	0.04	0.04	0.06	0.02	0.04
K 335(3)	Κύριο	0.03	0.05	0.04	0.07	0.02	0.03
K 336(3)	Κύριο	0.12	0.13	0.19	0.22	0.02	0.18
K 337(3)	Κύριο	0.10	0.10	0.15	0.16	0.07	0.12
K 338(3)	Κύριο	0.09	0.09	0.15	0.15	0.04	0.12
K 339(3)	Κύριο	0.08	0.07	0.13	0.14	0.05	0.07
K 340(3)	Κύριο	0.09	0.12	0.12	0.15	0.07	0.08
K 341(3)	Κύριο	0.12	0.14	0.18	0.19	0.03	0.15
K 342(3)	Κύριο	0.10	0.11	0.16	0.16	0.08	0.10
K 350(3)	Κύριο	0.08	0.04	0.11	0.07	0.02	0.12
K 351(3)	Κύριο	0.06	0.05	0.09	0.07	0.05	0.05
K 352(3)	Κύριο	0.05	0.04	0.07	0.05	0.04	0.04
K 353(3)	Κύριο	0.07	0.05	0.10	0.07	0.03	0.06
K 401(4)	Κύριο	0.12	0.09	0.20	0.14	0.07	0.05
K 402(4)	Κύριο	0.10	0.11	0.14	0.16	0.03	0.08
K 403(4)	Κύριο	0.06	0.07	0.09	0.10	0.02	0.06
K 404(4)	Κύριο	0.11	0.11	0.17	0.16	0.02	0.06
K 405(4)	Κύριο	0.10	0.09	0.16	0.14	0.01	0.06
K 406(4)	Κύριο	0.09	0.09	0.13	0.13	0.05	0.06
K 407(4)	Κύριο	0.09	0.08	0.13	0.10	0.04	0.05
K 408(4)	Κύριο	0.12	0.10	0.16	0.14	0.03	0.08
K 409(4)	Κύριο	0.10	0.04	0.14	0.06	0.04	0.06

K 410(4)	Κύριο	0.06	0.07	0.08	0.10	0.02	0.05
K 411(4)	Κύριο	0.11	0.13	0.15	0.18	0.04	0.08
K 412(4)	Κύριο	0.12	0.10	0.20	0.14	0.11	0.04
K 413(4)	Κύριο	0.07	0.03	0.10	0.05	0.01	0.04
K 414(4)	Κύριο	0.27	0.49	0.32	0.56	0.02	0.12
K 415(4)	Δευτ.	0.02	0.02	0.03	0.03	-	0.15
K 416(4)	Δευτ.	0.01	0.02	0.02	0.03	-	0.13
K 417(4)	Δευτ.	0.02	0.03	0.03	0.04	-	0.04
K 418(4)	Κύριο	0.15	0.20	0.22	0.27	0.02	0.06
K 419(4)	Κύριο	0.08	0.08	0.11	0.11	0.01	0.05
K 420(4)	Κύριο	0.09	0.05	0.14	0.08	0.04	0.07
K 421(4)	Κύριο	0.07	0.06	0.11	0.08	0.02	0.04
K 422(4)	Κύριο	0.08	0.08	0.12	0.12	0.02	0.05
K 423(4)	Κύριο	0.09	0.10	0.14	0.15	0.02	0.06
K 424(4)	Κύριο	0.13	0.12	0.18	0.17	0.01	0.08
K 425(4)	Κύριο	0.13	0.13	0.19	0.19	0.03	0.07
K 426(4)	Κύριο	0.02	0.05	0.02	0.06	0.02	0.12
K 431(4)	Κύριο	0.10	0.10	0.15	0.14	0.05	0.03
K 432(4)	Κύριο	0.07	0.07	0.11	0.11	0.03	0.05
K 433(4)	Κύριο	0.07	0.03	0.09	0.03	0.02	0.03
K 434(4)	Κύριο	0.04	0.01	0.06	0.02	0.01	0.02
K 435(4)	Κύριο	0.07	0.08	0.10	0.12	0.04	0.04
K 436(4)	Κύριο	0.10	0.09	0.15	0.15	0.05	0.04
K 439(4)	Κύριο	0.05	0.02	0.07	0.02	0.02	0.03
K 440(4)	Κύριο	0.05	0.02	0.06	0.03	0.03	0.01

Πίνακας Β.2: Μέγιστα λόγων επάρκειας Υποστυλωμάτων

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος στροφής.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος [/]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [/]
DL	K 331(3)	Κύριο	0.67
SD	K 414(4)	Κύριο	0.49
NC	K 414(4)	Κύριο	0.56

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος [/]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [/]
DL	K 215(2)	Δευτερεύων	0.38
SD	K 215(2)	Δευτερεύων	0.38
NC	K 215(2)	Δευτερεύων	0.75

Πίνακας Β.3: Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας δοκών.

Μέλος	Κ/Δ	λSD Αρχής	λSD Τέλους	λNC Αρχής	λNC Τέλους	λ VRy Αρχής	λ VRy Τέλους
Δ 1.2(0)	Κύριο	0.03	0.03	0.04	0.03	0.16	0.20
Δ 2.1(0)	Κύριο	0.01	0.04	0.01	0.06	0.13	0.16
Δ 3.1(0)	Κύριο	0.03	0.08	0.04	0.10	0.21	0.27
Δ 4.1(0)	Κύριο	0.07	0.01	0.12	0.01	0.31	0.29
Δ 5.1(0)	Κύριο	0.10	0.07	0.14	0.10	0.29	0.33
Δ 6.1(0)	Κύριο	0.03	0.00	0.02	0.01	0.11	0.09
Δ 7.1(0)	Κύριο	0.03	0.01	0.02	0.01	0.11	0.09
Δ 8.1(0)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	0.03
Δ 9.1(0)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.01	-
Δ 9.2(0)	Κύριο	0.01	0.03	0.02	0.02	0.09	0.10
Δ 10.2(0)	Κύριο	0.05	0.04	0.06	0.06	0.13	0.11
Δ 11.1(0)	Κύριο	0.05	0.05	0.04	0.06	0.07	0.30
Δ 12.1(0)	Κύριο	0.04	0.06	0.06	0.08	0.10	0.11
Δ 13.1(0)	Κύριο	0.04	-	0.04	-	0.13	-
Δ 13.2(0)	Κύριο	-	0.00	-	0.00	-	0.12
Δ 14.2(0)	Κύριο	0.03	0.03	0.02	0.03	0.17	0.19
Δ 16.1(0)	Κύριο	0.05	-	0.07	-	0.12	-
Δ 16.2(0)	Κύριο	-	0.05	-	0.05	-	0.14
Δ 17.2(0)	Κύριο	-	0.02	-	0.02	-	0.13
Δ 18.1(0)	Κύριο	0.05	0.08	0.07	0.10	0.19	0.30
Δ 19.1(0)	Κύριο	0.04	-	0.05	-	0.48	-
Δ 19.2(0)	Κύριο	-	0.06	-	0.09	-	0.27
Δ 20.2(0)	Κύριο	0.04	-	0.05	-	0.17	-
Δ 20.3(0)	Κύριο	-	0.05	-	0.07	-	0.14
Δ 21.1(0)	Κύριο	0.06	0.07	0.08	0.09	0.34	0.32
Δ 22.1(0)	Κύριο	0.07	0.06	0.10	0.13	0.34	0.32
Δ 23.1(0)	Κύριο	0.01	0.08	0.02	0.10	0.03	0.08
Δ 24.2(0)	Κύριο	-	0.03	-	0.03	-	0.09
Δ 25.1(0)	Κύριο	0.05	0.01	0.05	0.01	0.07	0.03
Δ 26.2(0)	Κύριο	-	0.03	-	0.02	-	0.14
Δ 27.1(0)	Κύριο	0.04	0.01	0.06	0.02	0.53	0.38
Δ 28.3(0)	Κύριο	-	0.01	-	0.01	-	0.09
Δ 29.1(0)	Κύριο	0.02	-	0.03	-	0.71	-
Δ 29.2(0)	Κύριο	-	0.05	-	0.08	-	0.41
Δ 30.1(0)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	0.08	0.12
Δ 31.1(0)	Κύριο	0.02	0.03	0.02	0.03	0.04	0.13
Δ 32.2(0)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.28	-
Δ 32.3(0)	Κύριο	-	0.01	-	0.01	-	0.17
Δ 33.1(0)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	0.18	0.26
Δ 34.2(0)	Κύριο	0.02	0.05	0.02	0.06	0.12	0.25
Δ 35.1(0)	Κύριο	0.01	0.01	0.02	0.01	0.18	0.23
Δ 36.2(0)	Κύριο	0.02	-	0.02	-	0.11	-
Δ 36.3(0)	Κύριο	-	0.03	-	0.04	-	0.10
Δ 37.1(0)	Κύριο	0.01	0.01	0.02	0.01	0.17	0.14
Δ 38.1(0)	Κύριο	0.02	0.07	0.03	0.08	0.11	0.26
Δ 39.1(0)	Κύριο	0.00	0.02	0.01	0.03	0.01	0.12
Δ 40.1(0)	Κύριο	0.05	0.05	0.07	0.06	0.26	0.13
Δ 41.1(0)	Κύριο	0.00	-	0.00	-	0.10	-
Δ 41.2(0)	Κύριο	-	0.00	-	0.01	-	0.03
Δ 42.1(0)	Κύριο	0.01	0.04	0.01	0.05	0.05	0.12
Δ 43.1(0)	Κύριο	0.04	0.07	0.05	0.12	0.23	0.20
Δ 44.2(0)	Κύριο	0.05	-	0.07	-	0.31	-
Δ 44.3(0)	Κύριο	-	0.04	-	0.06	-	0.29
Δ 45.1(0)	Κύριο	0.04	0.09	0.05	0.13	0.34	0.27
Δ 46.2(0)	Κύριο	0.03	0.03	0.03	0.02	0.12	0.11

Δ 49.1(0)	Κύριο	0.12	0.04	-	0.03	-	0.14	-
Δ 50.3(0)	Κύριο	-	-	0.01	-	0.01	-	0.06
Δ 51.1(0)	Κύριο	0.14	0.04	-	0.04	-	0.20	-
Δ 51.2(0)	Κύριο	-	-	0.06	-	0.09	-	0.12
Δ 52.1(0)	Κύριο	0.34	0.08	-	0.10	-	0.31	-
Δ 52.2(0)	Κύριο	-	-	0.03	-	0.05	-	0.23
Δ 54.1(0)	Κύριο	0.08	0.04	0.01	0.05	0.01	0.11	0.13
Δ 55.1(0)	Κύριο	0.02	0.01	0.02	0.01	0.02	0.05	0.11
Δ 55.2(0)	Κύριο	0.33	0.03	0.02	0.04	0.04	0.30	0.24
Δ 56.1(0)	Κύριο	0.04	0.02	0.06	0.02	0.06	0.04	0.06
Δ 57.1(0)	Κύριο	0.40	0.02	0.02	0.03	0.03	-	-
Δ 64.1(0)	Κύριο	0.01	0.04	0.01	0.06	0.01	0.01	0.02
Δ 98.1(0)	Κύριο	0.50	0.03	0.03	0.04	0.04	-	-
Δ 99.1(0)	Κύριο	0.50	0.03	0.03	0.04	0.04	-	-
Δ 100.1(0)	Κύριο	0.66	0.04	0.04	0.04	0.04	-	-
Δ 14.1(1)	Κύριο	0.45	0.03	0.03	0.03	0.03	-	-
Δ 15.1(1)	Κύριο	0.36	0.02	0.02	0.03	0.03	-	-
Δ 16.1(1)	Κύριο	0.43	0.03	0.03	0.03	0.03	-	-
Δ 17.1(1)	Κύριο	0.52	0.03	0.03	0.04	0.04	-	-
Δ 19.1(1)	Κύριο	0.26	0.02	0.02	0.02	0.02	-	-
Δ 20.1(1)	Κύριο	0.30	0.02	0.02	0.02	0.02	-	-
Δ 21.1(1)	Κύριο	0.28	0.02	0.02	0.02	0.02	-	-
Δ 22.1(1)	Κύριο	0.41	0.02	0.02	0.03	0.03	-	-
Δ 101.2(1)	Κύριο	0.79	0.14	0.25	0.26	0.35	0.21	0.22
Δ 102.1(1)	Κύριο	9.99 !	0.25	0.18	0.46	0.32	0.25	0.10
Δ 103.1(1)	Κύριο	0.61	0.09	0.09	0.12	0.12	0.14	0.12
Δ 104.1(1)	Κύριο	6.67*!	0.15	0.10	0.21	0.14	0.26	0.08
Δ 105.1(1)	Κύριο	0.02	0.01	0.03	0.02	0.04	0.04	0.09
Δ 106.1(1)	Κύριο	0.84	0.08	0.01	0.09	0.02	0.13	0.03
Δ 107.2(1)	Κύριο	0.38	0.02	0.10	0.02	0.11	0.16	0.04
Δ 108.1(1)	Κύριο	0.86	0.09	0.11	0.17	0.18	0.30	0.26
Δ 109.1(1)	Κύριο	0.02	0.01	-	0.03	-	0.01	-
Δ 109.2(1)	Κύριο	0.08	0.01	0.03	0.02	0.05	0.06	0.06
Δ 111.1(1)	Κύριο	0.48	0.14	0.15	0.19	0.19	0.17	0.16
Δ 112.1(1)	Κύριο	0.19	0.03	0.00	0.04	0.00	0.02	0.04
Δ 113.2(1)	Κύριο	0.63	0.13	0.13	0.20	0.19	0.16	0.17
Δ 115.1(1)	Κύριο	0.12	0.07	0.20	0.10	0.37	0.21	0.16
Δ 115.2(1)	Κύριο	0.53	0.10	0.21	0.14	0.30	0.04	0.10
Δ 116.1(1)	Κύριο	0.28	0.09	0.09	0.17	0.13	0.29	0.34
Δ 117.1(1)	Κύριο	0.21	0.03	0.00	0.04	0.01	0.05	0.10
Δ 118.2(1)	Κύριο	0.37	0.09	0.04	0.11	0.04	0.08	0.03
Δ 119.1(1)	Κύριο	0.20	0.00	-	0.01	-	0.08	-
Δ 119.2(1)	Κύριο	-	-	0.01	-	0.03	-	0.08
Δ 120.1(1)	Κύριο	0.07	0.05	-	0.05	-	0.09	-
Δ 120.2(1)	Κύριο	-	-	0.04	-	0.05	-	0.14
Δ 121.1(1)	Κύριο	0.24	0.05	0.02	0.08	0.03	0.11	0.11
Δ 121.2(1)	Κύριο	0.09	0.04	0.06	0.06	0.10	0.32	0.30
Δ 122.1(1)	Κύριο	0.12	0.02	0.01	0.02	0.01	0.11	0.10
Δ 123.1(1)	Κύριο	0.01	0.00	0.06	0.01	0.07	0.03	0.08
Δ 124.1(1)	Κύριο	0.78	0.08	0.10	0.14	0.14	0.36	0.29
Δ 125.1(1)	Κύριο	0.33	0.02	0.01	0.02	0.01	0.09	0.01
Δ 127.1(1)	Κύριο	0.10	0.05	0.00	0.07	0.02	0.05	0.02
Δ 128.1(1)	Κύριο	0.14	0.03	0.01	0.02	0.01	0.17	0.14
Δ 129.1(1)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	0.03
Δ 131.1(1)	Κύριο	0.09	0.01	-	0.01	-	0.28	-
Δ 131.2(1)	Κύριο	-	-	0.01	-	0.01	-	0.06
Δ 132.2(1)	Κύριο	-	-	0.02	-	0.02	-	0.06
Δ 133.1(1)	Κύριο	0.43	0.04	-	0.05	-	0.48	-

Δ 133.2(1)	Κύριο	-	0.15	-	0.23	-	0.29
Δ 135.1(1)	Κύριο	0.08	-	0.11	-	0.18	-
Δ 135.2(1)	Κύριο	-	0.06	-	0.08	-	0.22
Δ 136.1(1)	Κύριο	0.05	-	0.07	-	0.28	-
Δ 136.2(1)	Κύριο	-	0.08	-	0.11	-	0.18
Δ 137.1(1)	Κύριο	0.02	0.02	0.02	0.03	0.10	0.07
Δ 138.1(1)	Κύριο	0.04	0.03	0.04	0.03	0.06	0.08
Δ 139.1(1)	Κύριο	0.03	0.00	0.03	0.01	0.11	0.09
Δ 140.1(1)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.06
Δ 141.1(1)	Κύριο	0.03	0.03	0.04	0.03	0.10	0.10
Δ 142.1(1)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	0.03
Δ 144.1(1)	Κύριο	0.04	0.03	0.04	0.03	0.14	0.11
Δ 144.2(1)	Κύριο	0.11	-	0.19	-	0.23	-
Δ 144.3(1)	Κύριο	-	0.06	-	0.09	-	0.14
Δ 145.1(1)	Κύριο	0.08	0.13	0.12	0.16	0.16	0.19
Δ 146.1(1)	Κύριο	0.03	0.18	0.05	0.27	0.10	0.16
Δ 147.1(1)	Κύριο	0.07	0.07	0.14	0.14	0.17	0.17
Δ 148.1(1)	Κύριο	0.03	0.01	0.03	0.01	0.02	0.04
Δ 149.1(1)	Κύριο	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.14
Δ 150.2(1)	Κύριο	0.10	0.11	0.15	0.15	0.14	0.23
Δ 151.1(1)	Κύριο	0.07	0.13	0.12	0.23	0.18	0.21
Δ 152.2(1)	Κύριο	0.25	0.03	0.40	0.04	0.38	0.06
Δ 153.1(1)	Κύριο	0.03	0.10	0.04	0.13	0.03	0.14
Δ 154.2(1)	Κύριο	0.04	0.04	0.06	0.06	0.07	0.09
Δ 155.1(1)	Κύριο	0.02	0.01	0.03	0.01	0.08	0.06
Δ 156.1(1)	Κύριο	0.05	0.23	0.06	0.35	0.15	0.21
Δ 156.2(1)	Κύριο	0.10	0.15	0.14	0.18	0.08	0.09
Δ 158.1(1)	Κύριο	0.11	0.10	0.14	0.15	0.46	0.48
Δ 159.1(1)	Κύριο	0.03	0.00	0.04	0.00	0.05	0.10
Δ 160.2(1)	Κύριο	0.04	0.01	0.07	0.02	0.08	0.07
Δ 161.1(1)	Κύριο	0.08	0.04	0.10	0.05	0.01	0.13
Δ 162.1(1)	Κύριο	0.00	0.01	0.01	0.01	0.06	0.07
Δ 163.2(1)	Κύριο	0.02	-	0.04	-	0.11	-
Δ 163.3(1)	Κύριο	-	0.03	-	0.04	-	0.10
Δ 164.1(1)	Κύριο	0.02	-	0.03	-	0.08	-
Δ 164.2(1)	Κύριο	-	0.00	-	0.00	-	0.08
Δ 165.1(1)	Κύριο	0.02	0.03	0.03	0.04	0.15	0.12
Δ 166.1(1)	Κύριο	0.01	0.04	0.01	0.03	0.10	0.12
Δ 167.2(1)	Κύριο	0.02	0.05	0.02	0.05	0.12	0.14
Δ 168.1(1)	Κύριο	0.01	0.06	0.01	0.06	0.01	0.04
Δ 170.1(1)	Κύριο	0.01	0.00	0.01	0.00	0.02	0.03
Δ 172.1(1)	Κύριο	0.11	-	0.15	-	0.20	-
Δ 172.2(1)	Κύριο	-	0.10	-	0.14	-	0.18
Δ 173.1(1)	Κύριο	0.10	0.11	0.15	0.15	0.14	0.16
Δ 174.2(1)	Κύριο	-	0.01	-	0.01	-	0.05
Δ 175.1(1)	Κύριο	0.04	-	0.05	-	0.34	-
Δ 175.2(1)	Κύριο	-	0.14	-	0.24	-	0.27
Δ 177.1(1)	Κύριο	0.01	-	0.02	-	0.43	-
Δ 177.2(1)	Κύριο	-	0.01	-	0.02	-	0.13
Δ 178.1(1)	Κύριο	0.00	0.02	0.00	0.03	0.03	0.13
Δ 179.1(1)	Κύριο	0.07	0.07	0.09	0.10	0.24	0.19
Δ 181.2(1)	Κύριο	0.08	0.08	0.07	0.06	0.08	0.08
Δ 182.1(1)	Κύριο	0.14	0.18	0.19	0.24	0.13	0.15
Δ 185.2(1)	Κύριο	0.07	0.08	0.06	0.07	0.08	0.08
Δ 187.1(1)	Κύριο	0.03	0.01	0.04	0.01	0.00	0.02
Δ 188.2(1)	Κύριο	-	0.02	-	0.02	-	0.15
Δ 188.3(1)	Κύριο	0.09	0.12	0.15	0.18	0.32	0.38
Δ 11.1(2)	Κύριο	0.02	0.02	0.02	0.02	-	-

Δ 12.1(2)	Κύριο	0.02	0.02	0.02	0.02	-	-
Δ 13.1(2)	Κύριο	0.02	0.02	0.02	0.02	-	-
Δ 14.1(2)	Κύριο	0.02	0.02	0.02	0.02	-	-
Δ 15.1(2)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-
Δ 16.1(2)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-
Δ 17.1(2)	Κύριο	0.02	0.02	0.02	0.02	-	-
Δ 18.1(2)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-
Δ 201.1(2)	Κύριο	0.05	0.07	0.07	0.08	0.09	0.16
Δ 202.1(2)	Κύριο	0.23	0.29	0.29	0.37	0.23	0.06
Δ 203.1(2)	Κύριο	0.01	0.03	0.01	0.03	0.04	0.13
Δ 204.1(2)	Κύριο	0.09	0.07	0.13	0.10	0.19	0.06
Δ 205.1(2)	Κύριο	0.01	0.05	0.01	0.06	0.12	0.31
Δ 206.1(2)	Κύριο	0.12	0.02	0.14	0.03	0.27	0.06
Δ 207.1(2)	Κύριο	0.01	0.03	0.01	0.05	0.06	0.07
Δ 208.1(2)	Κύριο	0.04	-	0.07	-	0.26	-
Δ 208.2(2)	Κύριο	-	0.02	-	0.03	-	0.29
Δ 209.1(2)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	0.12	0.13
Δ 210.1(2)	Κύριο	0.03	0.01	0.04	0.01	0.14	0.11
Δ 211.1(2)	Κύριο	0.03	0.00	0.02	0.00	0.11	0.09
Δ 212.1(2)	Κύριο	0.02	0.01	0.02	0.01	0.11	0.09
Δ 213.1(2)	Κύριο	0.01	0.02	0.01	0.02	0.03	0.07
Δ 214.1(2)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	0.07	0.07
Δ 215.1(2)	Κύριο	0.00	0.01	0.00	0.01	0.02	0.03
Δ 216.1(2)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	0.12	0.11
Δ 217.1(2)	Κύριο	0.03	0.02	0.02	0.02	0.31	0.29
Δ 218.1(2)	Κύριο	0.00	0.01	0.01	0.01	0.11	0.11
Δ 219.1(2)	Κύριο	0.02	0.03	0.02	0.03	0.10	0.11
Δ 220.1(2)	Κύριο	0.02	0.04	0.04	0.03	0.28	0.30
Δ 221.1(2)	Κύριο	0.01	0.00	0.02	0.00	0.03	0.02
Δ 222.1(2)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	0.07	0.08
Δ 222.2(2)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	0.04	0.03
Δ 223.1(2)	Κύριο	0.02	0.01	0.02	0.01	0.09	0.09
Δ 224.1(2)	Κύριο	0.01	0.03	0.01	0.02	0.10	0.11
Δ 225.1(2)	Κύριο	0.01	0.05	0.01	0.07	0.15	0.21
Δ 226.1(2)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	0.13	0.13
Δ 227.1(2)	Κύριο	0.02	-	0.02	-	0.29	-
Δ 227.2(2)	Κύριο	-	0.02	-	0.04	-	0.16
Δ 228.1(2)	Κύριο	0.02	0.07	0.02	0.08	0.12	0.29
Δ 229.1(2)	Κύριο	0.04	0.00	0.05	0.01	0.28	0.15
Δ 230.1(2)	Κύριο	0.05	0.01	0.07	0.01	0.13	0.25
Δ 231.1(2)	Κύριο	0.02	0.01	0.03	0.02	0.23	0.12
Δ 232.1(2)	Κύριο	0.06	0.18	0.18	0.25	0.12	0.21
Δ 233.1(2)	Κύριο	0.09	0.03	0.11	0.05	0.17	0.10
Δ 235.1(2)	Κύριο	0.11	0.10	0.15	0.13	0.51	0.34
Δ 237.1(2)	Κύριο	0.00	0.02	0.00	0.02	0.05	0.08
Δ 238.1(2)	Κύριο	0.06	0.01	0.09	0.02	0.31	0.21
Δ 240.1(2)	Κύριο	0.02	-	0.02	-	0.25	-
Δ 240.3(2)	Κύριο	-	0.06	-	0.08	-	0.25
Δ 241.1(2)	Κύριο	0.32	0.34	0.45	0.48	0.35	0.41
Δ 242.1(2)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.03	-
Δ 242.2(2)	Κύριο	-	0.02	-	0.02	-	0.10
Δ 243.1(2)	Κύριο	0.06	-	0.09	-	0.67	-
Δ 243.2(2)	Κύριο	-	0.11	-	0.15	-	0.58
Δ 244.1(2)	Κύριο	0.08	-	0.11	-	0.40	-
Δ 244.2(2)	Κύριο	-	0.02	-	0.03	-	0.29
Δ 245.1(2)	Κύριο	0.01	-	0.02	-	0.16	-
Δ 245.2(2)	Κύριο	-	0.10	-	0.13	-	0.11
Δ 246.1(2)	Κύριο	0.07	0.08	0.08	0.10	0.18	0.28
Δ 246.2(2)	Κύριο	0.26	0.24	0.34	0.34	0.16	0.15

Δ 247.2(2)	Κύριο	0.03	-	0.04	-	0.28	-
Δ 247.4(2)	Κύριο	-	0.04	-	0.04	-	0.33
Δ 248.1(2)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.33	-
Δ 248.3(2)	Κύριο	-	0.02	-	0.03	-	0.17
Δ 249.2(2)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.32	-
Δ 249.5(2)	Κύριο	-	0.02	-	0.02	-	0.29
Δ 250.1(2)	Κύριο	0.04	-	0.05	-	0.33	-
Δ 250.2(2)	Κύριο	-	0.14	-	0.18	-	0.17
Δ 251.1(2)	Κύριο	0.19	-	0.28	-	0.28	-
Δ 251.2(2)	Κύριο	-	0.15	-	0.18	-	0.31
Δ 252.1(2)	Κύριο	0.03	-	0.05	-	0.21	-
Δ 252.2(2)	Κύριο	-	0.05	-	0.06	-	0.31
Δ 253.1(2)	Κύριο	0.02	0.02	0.03	0.02	0.19	0.12
Δ 254.2(2)	Κύριο	0.02	-	0.05	-	0.17	-
Δ 254.5(2)	Κύριο	-	0.03	-	0.04	-	0.20
Δ 255.1(2)	Κύριο	0.08	0.05	0.09	0.07	0.35	0.19
Δ 256.1(2)	Κύριο	0.02	0.10	0.02	0.11	0.15	0.11
Δ 257.1(2)	Κύριο	0.07	0.09	0.10	0.12	0.11	0.17
Δ 257.2(2)	Κύριο	0.21	0.20	0.34	0.23	0.10	0.06
Δ 258.1(2)	Κύριο	0.01	-	0.02	-	0.06	-
Δ 258.2(2)	Κύριο	-	0.02	-	0.02	-	0.19
Δ 259.1(2)	Κύριο	0.06	-	0.08	-	0.64	-
Δ 259.2(2)	Κύριο	-	0.12	-	0.18	-	0.59
Δ 260.1(2)	Κύριο	0.09	-	0.12	-	0.39	-
Δ 260.2(2)	Κύριο	-	0.02	-	0.03	-	0.30
Δ 262.1(2)	Κύριο	0.04	-	0.06	-	0.36	-
Δ 262.3(2)	Κύριο	-	0.06	-	0.09	-	0.40
Δ 263.1(2)	Κύριο	0.22	0.25	0.30	0.33	0.24	0.28
Δ 264.1(2)	Κύριο	0.01	0.03	0.01	0.03	0.05	0.08
Δ 265.1(2)	Κύριο	0.09	0.02	0.12	0.03	0.27	0.19
Δ 267.1(2)	Κύριο	0.10	0.08	0.12	0.12	0.47	0.36
Δ 269.1(2)	Κύριο	0.01	0.02	0.01	0.03	0.05	0.10
Δ 270.1(2)	Κύριο	0.03	-	0.04	-	0.18	-
Δ 270.2(2)	Κύριο	-	0.02	-	0.03	-	0.11
Δ 271.1(2)	Κύριο	0.05	0.06	0.05	0.05	0.08	0.08
Δ 272.1(2)	Κύριο	0.09	0.10	0.08	0.08	0.08	0.08
Δ 273.1(2)	Κύριο	0.01	0.00	0.02	0.01	0.01	0.02
Δ 274.1(2)	Κύριο	0.05	0.04	0.07	0.07	0.22	0.20
Δ 275.1(2)	Κύριο	0.02	0.01	0.04	0.01	0.07	0.06
Δ 276.1(2)	Κύριο	0.02	0.02	0.03	0.03	0.05	0.05
Δ 9.1(3)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.15	-
Δ 9.2(3)	Κύριο	-	0.01	-	0.01	-	0.29
Δ 10.1(3)	Κύριο	0.03	-	0.03	-	0.12	-
Δ 10.2(3)	Κύριο	-	0.05	-	0.07	-	0.23
Δ 14.1(3)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-
Δ 15.1(3)	Κύριο	0.02	0.02	0.02	0.02	-	-
Δ 16.1(3)	Κύριο	0.02	0.02	0.02	0.02	-	-
Δ 17.1(3)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-
Δ 18.1(3)	Κύριο	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-
Δ 20.1(3)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-
Δ 21.1(3)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-
Δ 22.1(3)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-
Δ 248.1(3)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.14	-
Δ 248.3(3)	Κύριο	-	0.03	-	0.04	-	0.17
Δ 301.1(3)	Κύριο	0.01	0.05	0.02	0.08	0.07	0.10
Δ 302.1(3)	Κύριο	0.07	0.07	0.11	0.11	0.06	0.04

Δ 303.1(3)	Κύριο	0.04	0.04	0.06	0.04	0.07	0.10
Δ 305.1(3)	Κύριο	0.01	0.07	0.02	0.10	0.07	0.10
Δ 307.1(3)	Κύριο	0.01	0.06	0.01	0.10	0.09	0.11
Δ 309.1(3)	Κύριο	0.02	0.02	0.03	0.02	0.10	0.07
Δ 310.1(3)	Κύριο	0.01	0.02	0.01	0.03	0.06	0.07
Δ 311.1(3)	Κύριο	0.01	0.06	0.01	0.07	0.05	0.11
Δ 312.1(3)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.07	-
Δ 312.2(3)	Κύριο	-	0.00	-	0.00	-	0.13
Δ 313.1(3)	Κύριο	0.00	-	0.00	-	0.03	-
Δ 313.2(3)	Κύριο	-	0.02	-	0.03	-	0.02
Δ 314.1(3)	Κύριο	0.00	-	0.01	-	0.05	-
Δ 314.2(3)	Κύριο	-	0.01	-	0.01	-	0.08
Δ 315.2(3)	Κύριο	0.12	-	0.19	-	0.20	-
Δ 315.3(3)	Κύριο	-	0.03	-	0.04	-	0.24
Δ 316.2(3)	Κύριο	0.04	-	0.10	-	0.11	-
Δ 316.4(3)	Κύριο	-	0.10	-	0.12	-	0.14
Δ 317.1(3)	Κύριο	0.04	-	0.04	-	0.23	-
Δ 317.3(3)	Κύριο	-	0.01	-	0.01	-	0.19
Δ 318.1(3)	Κύριο	0.00	-	0.00	-	0.04	-
Δ 318.2(3)	Κύριο	-	0.01	-	0.01	-	0.04
Δ 319.1(3)	Κύριο	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.02
Δ 320.1(3)	Κύριο	0.01	0.01	0.02	0.01	0.05	0.05
Δ 321.2(3)	Κύριο	0.08	-	0.12	-	0.05	-
Δ 321.3(3)	Κύριο	-	0.02	-	0.03	-	0.11
Δ 322.1(3)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.13	-
Δ 322.2(3)	Κύριο	-	0.02	-	0.04	-	0.05
Δ 323.1(3)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	0.02
Δ 324.1(3)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	0.02
Δ 325.1(3)	Κύριο	0.00	0.00	0.01	0.00	0.04	0.04
Δ 326.2(3)	Κύριο	0.03	-	0.04	-	0.10	-
Δ 326.4(3)	Κύριο	-	0.03	-	0.04	-	0.15
Δ 327.1(3)	Κύριο	0.02	-	0.03	-	0.23	-
Δ 327.3(3)	Κύριο	-	0.09	-	0.13	-	0.19
Δ 328.1(3)	Κύριο	0.16	0.14	0.22	0.22	0.20	0.24
Δ 329.2(3)	Κύριο	0.08	-	0.11	-	0.20	-
Δ 329.3(3)	Κύριο	-	0.03	-	0.05	-	0.19
Δ 330.1(3)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.11	-
Δ 330.2(3)	Κύριο	-	0.01	-	0.01	-	0.06
Δ 331.1(3)	Κύριο	0.08	0.01	0.10	0.01	0.13	0.04
Δ 333.1(3)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.21	-
Δ 333.2(3)	Κύριο	-	0.01	-	0.01	-	0.10
Δ 334.1(3)	Κύριο	0.01	0.04	0.01	0.04	0.06	0.11
Δ 335.1(3)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.12	-
Δ 335.2(3)	Κύριο	-	0.01	-	0.01	-	0.07
Δ 336.2(3)	Κύριο	0.13	-	0.20	-	0.20	-
Δ 336.3(3)	Κύριο	-	0.02	-	0.03	-	0.21
Δ 337.1(3)	Κύριο	0.01	-	0.02	-	0.02	-
Δ 337.2(3)	Κύριο	-	0.00	-	0.00	-	0.04
Δ 338.2(3)	Κύριο	0.12	-	0.17	-	0.12	-
Δ 338.4(3)	Κύριο	-	0.11	-	0.12	-	0.14
Δ 339.1(3)	Κύριο	0.04	-	0.05	-	0.27	-
Δ 339.3(3)	Κύριο	-	0.01	-	0.02	-	0.18
Δ 344.1(3)	Κύριο	0.01	0.05	0.02	0.07	0.07	0.10
Δ 346.1(3)	Κύριο	0.01	0.06	0.01	0.08	0.08	0.10
Δ 349.1(3)	Κύριο	0.07	0.10	0.09	0.13	0.18	0.65
Δ 350.1(3)	Κύριο	0.07	0.01	0.08	0.02	0.47	0.19
Δ 351.1(3)	Κύριο	0.02	0.04	0.01	0.05	0.08	0.19
Δ 352.1(3)	Κύριο	0.03	-	0.04	-	0.32	-
Δ 352.2(3)	Κύριο	-	0.02	-	0.01	-	0.10

Δ 353.1(3)	Κύριο	0.03	0.01	0.06	0.01	0.20	0.20
Δ 354.1(3)	Κύριο	0.02	0.15	0.01	0.30	0.14	0.15
Δ 355.1(3)	Κύριο	0.03	0.01	0.05	0.01	0.07	0.03
Δ 356.1(3)	Κύριο	0.02	-	0.02	-	0.40	-
Δ 356.2(3)	Κύριο	-	0.01	-	0.01	-	0.29
Δ 357.2(3)	Κύριο	0.09	0.13	0.22	0.24	0.12	0.15
Δ 359.1(3)	Κύριο	0.04	0.03	0.06	0.04	0.35	0.41
Δ 360.1(3)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.44	-
Δ 360.2(3)	Κύριο	-	0.04	-	0.06	-	0.17
Δ 361.1(3)	Κύριο	0.10	0.15	0.15	0.22	0.14	0.16
Δ 362.1(3)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.14	-
Δ 362.2(3)	Κύριο	-	0.03	-	0.03	-	0.38
Δ 363.1(3)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.17	-
Δ 363.2(3)	Κύριο	-	0.04	-	0.04	-	0.26
Δ 364.1(3)	Κύριο	0.02	-	0.04	-	0.09	-
Δ 364.2(3)	Κύριο	-	0.06	-	0.08	-	0.25
Δ 365.1(3)	Κύριο	0.08	-	0.11	-	0.45	-
Δ 365.3(3)	Κύριο	-	0.05	-	0.05	-	0.43
Δ 365.4(3)	Κύριο	0.09	0.02	0.09	0.03	0.35	0.28
Δ 366.1(3)	Κύριο	0.02	0.09	0.02	0.09	0.26	0.12
Δ 367.1(3)	Κύριο	0.11	-	0.11	-	0.14	-
Δ 367.2(3)	Κύριο	-	0.06	-	0.07	-	0.40
Δ 368.1(3)	Κύριο	0.07	0.02	0.09	0.04	0.32	0.22
Δ 369.1(3)	Κύριο	0.01	-	0.02	-	0.32	-
Δ 369.2(3)	Κύριο	-	0.02	-	0.02	-	0.40
Δ 370.1(3)	Κύριο	0.03	0.02	0.03	0.02	0.14	0.03
Δ 371.2(3)	Κύριο	0.07	0.11	0.12	0.16	0.26	0.30
Δ 373.1(3)	Κύριο	0.02	0.00	0.04	0.01	0.07	0.07
Δ 374.1(3)	Κύριο	0.01	0.06	0.04	0.10	0.08	0.07
Δ 376.1(3)	Κύριο	0.02	0.04	0.02	0.05	0.37	0.39
Δ 377.1(3)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.17	-
Δ 377.2(3)	Κύριο	-	0.03	-	0.03	-	0.08
Δ 378.1(3)	Κύριο	0.08	0.14	0.11	0.18	0.12	0.13
Δ 379.1(3)	Κύριο	0.01	-	0.02	-	0.26	-
Δ 379.2(3)	Κύριο	-	0.02	-	0.03	-	0.27
Δ 380.1(3)	Κύριο	0.01	0.05	0.02	0.04	0.28	0.31
Δ 380.2(3)	Κύριο	0.03	-	0.03	-	0.33	-
Δ 380.4(3)	Κύριο	-	0.08	-	0.09	-	0.33
Δ 381.1(3)	Κύριο	0.06	-	0.06	-	0.60	-
Δ 381.2(3)	Κύριο	-	0.06	-	0.07	-	0.03
Δ 382.2(3)	Κύριο	0.03	-	0.03	-	0.15	-
Δ 382.3(3)	Κύριο	-	0.03	-	0.03	-	0.26
Δ 383.1(3)	Κύριο	0.06	-	0.06	-	0.19	-
Δ 383.2(3)	Κύριο	-	0.01	-	0.01	-	0.04
Δ 385.1(3)	Κύριο	0.03	0.04	0.07	0.05	0.09	0.08
Δ 386.1(3)	Κύριο	0.09	0.08	0.11	0.10	0.05	0.06
Δ 387.1(3)	Κύριο	0.06	0.02	0.08	0.02	0.11	0.07
Δ 388.1(3)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	0.05	0.06
Δ 389.1(3)	Κύριο	0.02	0.05	0.03	0.08	0.09	0.10
Δ 390.1(3)	Κύριο	0.02	0.03	0.02	0.03	0.09	0.09
Δ 391.1(3)	Κύριο	0.02	0.03	0.02	0.02	0.09	0.09
Δ 392.1(3)	Κύριο	0.02	0.03	0.02	0.02	0.09	0.10
Δ 393.1(3)	Κύριο	0.03	0.02	0.03	0.02	0.09	0.09
Δ 394.1(3)	Κύριο	0.03	0.03	0.03	0.02	0.10	0.10
Δ 395.1(3)	Κύριο	0.01	0.01	0.03	0.02	0.06	0.07
Δ 396.1(3)	Κύριο	0.07	0.04	0.08	0.08	0.15	0.13
Δ 397.1(3)	Κύριο	0.05	0.01	0.05	0.02	0.01	0.01
Δ 9.1(4)	Κύριο	0.04	0.03	0.06	0.04	0.01	0.02
Δ 13.1(4)	Κύριο	0.06	0.07	0.07	0.07	0.00	0.02
Δ 14.1(4)	Κύριο	0.05	0.06	0.06	0.07	0.01	0.02

Δ 15.1(4)	Κύριο	0.04	0.03	0.05	0.05	0.01	0.02
Δ 16.1(4)	Κύριο	0.03	0.04	0.05	0.07	0.02	0.03
Δ 17.1(4)	Κύριο	0.02	0.01	0.03	0.02	0.01	0.02
Δ 18.1(4)	Κύριο	0.05	0.05	0.08	0.07	0.01	0.02
Δ 19.1(4)	Κύριο	0.08	0.05	0.08	0.07	0.01	0.01
Δ 20.1(4)	Κύριο	0.08	0.06	0.09	0.07	0.02	0.01
Δ 22.1(4)	Κύριο	0.07	0.05	0.09	0.06	0.02	0.01
Δ 23.1(4)	Κύριο	0.04	0.05	0.07	0.06	0.01	0.01
Δ 24.1(4)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-
Δ 25.1(4)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-
Δ 26.1(4)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-
Δ 27.1(4)	Κύριο	0.00	0.00	0.01	0.01	-	-
Δ 28.1(4)	Κύριο	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-
Δ 29.1(4)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	-	-
Δ 30.1(4)	Κύριο	0.00	0.00	0.01	0.01	-	-
Δ 31.1(4)	Κύριο	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-
Δ 402.1(4)	Κύριο	0.10	0.11	0.13	0.14	0.04	0.03
Δ 403.1(4)	Κύριο	0.10	0.03	0.13	0.04	0.06	0.03
Δ 404.1(4)	Κύριο	0.00	0.01	0.00	0.01	0.03	0.03
Δ 405.1(4)	Κύριο	0.00	0.01	0.01	0.01	0.06	0.10
Δ 406.1(4)	Κύριο	0.09	0.05	0.11	0.07	0.08	0.05
Δ 407.1(4)	Κύριο	0.01	0.03	0.01	0.03	0.05	0.02
Δ 408.1(4)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.05	-
Δ 408.9(4)	Κύριο	-	0.01	-	0.02	-	0.05
Δ 410.1(4)	Κύριο	0.06	0.01	0.08	0.01	0.05	0.02
Δ 411.1(4)	Κύριο	0.04	0.11	0.05	0.17	0.06	0.06
Δ 414.1(4)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.03	-
Δ 414.2(4)	Κύριο	-	0.01	-	0.02	-	0.04
Δ 415.1(4)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.03	-
Δ 415.2(4)	Κύριο	-	0.03	-	0.03	-	0.09
Δ 417.1(4)	Κύριο	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.05
Δ 418.1(4)	Κύριο	0.03	-	0.03	-	0.04	-
Δ 418.2(4)	Κύριο	-	0.03	-	0.03	-	0.06
Δ 420.1(4)	Κύριο	0.04	-	0.05	-	0.10	-
Δ 420.2(4)	Κύριο	-	0.07	-	0.09	-	0.03
Δ 421.1(4)	Κύριο	0.11	0.13	0.13	0.17	0.07	0.11
Δ 422.1(4)	Κύριο	0.10	0.03	0.13	0.03	0.07	0.04
Δ 424.1(4)	Κύριο	0.01	0.07	0.02	0.08	0.16	0.19
Δ 425.1(4)	Κύριο	0.02	-	0.02	-	0.17	-
Δ 425.2(4)	Κύριο	-	0.02	-	0.02	-	0.07
Δ 427.1(4)	Κύριο	0.02	0.06	0.03	0.07	0.03	0.07
Δ 428.1(4)	Κύριο	0.02	-	0.02	-	0.09	-
Δ 428.4(4)	Κύριο	-	0.01	-	0.01	-	0.10
Δ 429.1(4)	Κύριο	0.02	-	0.02	-	0.06	-
Δ 429.6(4)	Κύριο	-	0.02	-	0.02	-	0.05
Δ 430.1(4)	Κύριο	0.02	-	0.02	-	0.07	-
Δ 430.8(4)	Κύριο	-	0.01	-	0.01	-	0.04
Δ 431.1(4)	Κύριο	0.02	0.08	0.04	0.13	0.04	0.06
Δ 432.1(4)	Κύριο	0.09	0.10	0.13	0.14	0.02	0.04
Δ 433.1(4)	Κύριο	0.07	0.02	0.10	0.04	0.07	0.03
Δ 434.1(4)	Κύριο	0.01	0.01	0.02	0.01	0.08	0.08
Δ 436.1(4)	Κύριο	0.02	-	0.02	-	0.04	-
Δ 436.2(4)	Κύριο	-	0.02	-	0.03	-	0.06
Δ 438.2(4)	Κύριο	-	0.02	-	0.02	-	0.09
Δ 440.1(4)	Κύριο	0.03	0.05	0.02	0.05	0.03	0.12
Δ 441.1(4)	Κύριο	0.02	-	0.02	-	0.06	-

Δ 441.2(4)	Κύριο	-	0.01	-	0.01	-	0.08
Δ 442.1(4)	Κύριο	0.03	0.01	0.05	0.01	0.05	0.03
Δ 442.2(4)	Κύριο	0.10	0.02	0.10	0.04	0.08	0.07
Δ 444.1(4)	Κύριο	0.00	0.01	0.01	0.01	0.04	0.03
Δ 445.1(4)	Κύριο	0.00	-	0.00	-	0.03	-
Δ 445.2(4)	Κύριο	-	0.00	-	0.01	-	0.02
Δ 447.1(4)	Κύριο	0.02	-	0.02	-	0.02	-
Δ 447.3(4)	Κύριο	-	0.02	-	0.02	-	0.07
Δ 448.1(4)	Κύριο	0.07	0.02	0.07	0.03	0.21	0.17
Δ 449.1(4)	Κύριο	0.16	0.04	0.35	0.08	0.08	0.08
Δ 450.1(4)	Κύριο	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02
Δ 452.1(4)	Κύριο	0.06	0.02	0.08	0.03	0.06	0.02
Δ 453.1(4)	Κύριο	0.05	0.15	0.08	0.23	0.05	0.09
Δ 455.1(4)	Κύριο	0.04	-	0.08	-	0.05	-
Δ 455.2(4)	Κύριο	-	0.13	-	0.27	-	0.02
Δ 456.1(4)	Κύριο	0.05	0.24	0.10	0.40	0.08	0.14
Δ 457.1(4)	Κύριο	0.05	0.04	0.06	0.04	0.07	0.02
Δ 459.1(4)	Κύριο	0.01	-	0.02	-	0.03	-
Δ 459.5(4)	Κύριο	-	0.02	-	0.02	-	0.05
Δ 460.1(4)	Κύριο	0.01	-	0.01	-	0.07	-
Δ 460.4(4)	Κύριο	-	0.03	-	0.03	-	0.07
Δ 461.1(4)	Κύριο	0.04	0.02	0.04	0.03	0.07	0.02
Δ 462.1(4)	Κύριο	0.13	-	0.18	-	0.23	-
Δ 462.2(4)	Κύριο	-	0.09	-	0.13	-	0.30
Δ 463.1(4)	Κύριο	0.03	0.05	0.04	0.06	0.14	0.15
Δ 479.1(4)	Κύριο	0.03	0.15	0.09	0.34	0.07	0.08

Πίνακας Β.4: Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος στροφής.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος [/]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [/]
DL	Δ 152.2(1)	Κύριο	2.58
SD	Δ 241.1(2)	Κύριο	0.34
NC	Δ 241.1(2)	Κύριο	0.48

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος [/]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [/]
DL	Δ 349.1(3)	Κύριο	0.56
SD	Δ 349.1(3)	Κύριο	0.56
NC	Δ 29.1(0)	Κύριο	0.71