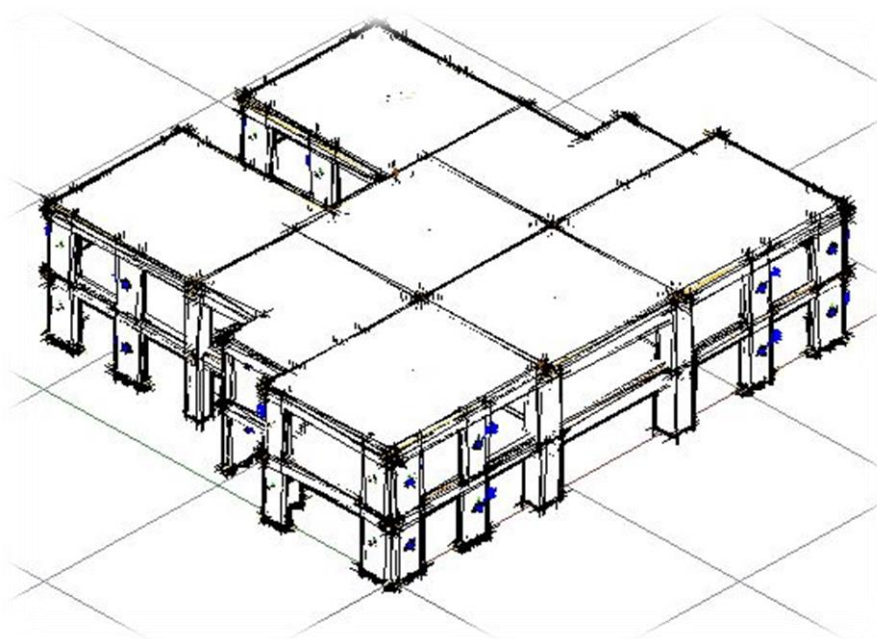




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Μελέτη ενίσχυσης σχολικού κτιρίου με συμβατικές και νέες τεχνικές



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αλέξανδρος Μ. Χάμψας

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Οκτώβριος 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016/35

Χάμψας Α. Μ. (2016).
Μελέτη ενίσχυσης σχολικού κτιρίου με συμβατικές και νέες τεχνικές
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/35
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Champsas A. M. (2016).
Design and reinforcement of a school building with conventional and new techniques
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/35
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Περιεχόμενα

Περίληψη.....	4
Abstract.....	5
Ευχαριστίες.....	6
1 Εισαγωγή.....	7
1.1 Γενικά.....	7
1.2 Στόχος της εργασίας.....	7
1.3 Διάρθρωση της εργασίας.....	8
2 Παρουσίαση του υπό μελέτη κτιρίου.....	9
2.1 Εισαγωγή.....	9
2.2 Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ).....	9
2.2.1 Γενικά για τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	9
2.2.2 Στάθμες επιτελεσματικότητας.....	10
2.2.3 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.).....	10
2.2.4 Συνεκτίμηση των τοιχοποιιών πλήρωσης.....	12
2.2.5 Μέθοδος ανάλυσης.....	12
2.2.6 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας.....	12
2.3 Τεχνική περιγραφή υφιστάμενου φορέα.....	13
2.3.1 Γενικά.....	13
2.3.2 Υλικά.....	14
2.3.3 Διαστάσεις φερόντων στοιχείων και οπλισμοί.....	14
3 Προσομοίωση της κατασκευής.....	19
3.1 Περιγραφή του υπολογιστικού προσομοιώματος.....	19
3.2 Υλικά προσομοιώματος.....	20
3.2.1 Σκυρόδεμα.....	20
3.2.2 Χάλυβας οπλισμού.....	21
3.3 Διατομές στοιχείων φέροντος οργανισμού.....	22
3.3.1 Υποστυλώματα.....	22
3.3.2 Τοιχώματα.....	22
3.3.3 Δοκοί.....	23
3.3.4 Πλάκες.....	23

3.4	Τοιχοποιίες πλήρωσης	24
3.5	Θεμελίωση	24
3.6	Φορτία.....	27
3.7	Παραδοχές	28
3.8	Ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου	29
3.8.1	Γενικά στοιχεία.....	29
3.8.2	Αποτελέσματα ελαστικής ανάλυσης για το συνδυασμό G + Q	29
3.8.3	Υπάρχοντες οπλισμοί	31
3.8.4	Προκαταρκτικός έλεγχος υποστυλωμάτων	33
3.8.5	Ιδιομορφική ανάλυση υφιστάμενης κατασκευής	34
3.9	Αρχικά συμπεράσματα για τη συμπεριφορά του κτιρίου	37
4	Επέμβαση - Αφαίρεση στοιχείων	38
4.1	Περιγραφή της επέμβασης	38
4.2	Ελαστική ανάλυση μετά την επέμβαση	40
4.2.1	Ελαστική στατική ανάλυση	40
4.2.2	Ιδιομορφική ανάλυση	41
4.2.3	Ελαστική δυναμική ανάλυση με χρήση ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q.....	42
4.3	Εντοπισμός σημείων που χρήζουν ενίσχυσης	45
5	Ανασχεδιασμός – Ενίσχυση	46
5.1	Εισαγωγή στα μέτρα ενίσχυσης.....	46
5.2	Ενίσχυση υποστυλωμάτων	47
5.2.1	Εισαγωγή στους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.....	47
5.2.2	Κατασκευαστικές διατάξεις	49
5.2.3	Υλικά	49
5.2.4	Παραδοχές.....	49
5.2.5	Μεταφορά δυνάμεων μεταξύ παλαιού και νέου στοιχείου	50
5.2.6	Διατομές υποστυλωμάτων μετά την ενίσχυση.....	51
5.3	Ενίσχυση δοκών	52
5.3.1	Εισαγωγή στα σύνθετα υλικά	52
5.3.2	Ιδιότητες σύνθετων υλικών.....	53
5.3.3	Διαδικασία εφαρμογής	53
5.3.4	Μηχανισμοί αστοχίας ενίσχυσης με σύνθετα υλικά	54
5.3.5	Διαστασιολόγηση ενισχύσεων από σύνθετα υλικά.....	55

5.3.6	Ενίσχυση δοκών σε κάμψη	56
5.3.7	Ενίσχυση δοκών σε διάτμηση	60
5.4	Ενίσχυση πλακών	63
5.4.1	Καμπτική ενίσχυση πλακών	63
5.4.2	Μεθοδολογία	64
5.4.3	Οπές στις πλάκες οροφής 1 ^{ου} ορόφου.....	66
5.5	Εισαγωγή χαλύβδινων υποστυλωμάτων	69
6	Ανάλυση ενισχυμένου προσομοιώματος – Έλεγχοι.....	70
6.1	Εισαγωγή νέων δεδομένων στο προσομοίωμα.....	70
6.1.1	Υλικά.....	70
6.1.2	Διατομές.....	71
6.1.3	Αναθεωρημένο προσομοίωμα.....	73
6.2	Ελαστική ανάλυση αναθεωρημένου προσομοιώματος.....	75
6.2.1	Ελαστική στατική ανάλυση	75
6.2.2	Ιδιομορφική ανάλυση	75
6.2.3	Ελαστική δυναμική ανάλυση	78
6.3	Έλεγχος επάρκειας υποστυλωμάτων και δοκών	78
6.4	Έλεγχος ευστάθειας υποστυλωμάτων K31 και K32.....	79
6.5	Έλεγχος βέλους δοκών Δ23 και Δ16 και πλάκας Π7	79
6.6	Ικανοτικός έλεγχος κόμβου.....	79
7	Συμπεράσματα	80
8	Βιβλιογραφία	81
	Παράρτημα Α	83
	Παράρτημα Β	87

Μελέτη ενίσχυσης σχολικού κτιρίου με συμβατικές και νέες τεχνικές

Χάμψας Α. Μ. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία με τίτλο «Μελέτη ενίσχυσης σχολικού κτιρίου με συμβατικές και νέες τεχνικές» εκπονήθηκε στα πλαίσια της ολοκλήρωσης του προπτυχιακού κύκλου σπουδών της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Αντικείμενο μελέτης της εργασίας αποτελεί η δομική ενίσχυση υφιστάμενου σχολικού κτιρίου, λόγω αλλαγών που πραγματοποιήθηκαν στο στατικό του σύστημα.

Το κτίριο που μελετήθηκε βρίσκεται στην περιοχή της Θεσσαλονίκης και κατασκευάστηκε σύμφωνα με τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος του 1954 και τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959. Πρόκειται για διώροφο κτίσμα από οπλισμένο σκυρόδεμα με μικτό φέροντα οργανισμό. Έπειτα από αρχιτεκτονική μελέτη αποφασίστηκε η αναδιαμόρφωση των εσωτερικών χώρων του μέσα από ορισμένες επεμβάσεις. Οι επεμβάσεις που προτάθηκαν δημιούργησαν την απαίτηση για διερεύνηση της ανάγκης ενίσχυσης του κτιρίου.

Η πορεία που ακολουθήθηκε για την εξακρίβωση της παραπάνω υπόθεσης αναπτύχθηκε σε τρία επιμέρους στάδια. Αρχικά γίνεται ανάλυση της υπάρχουσας κατασκευής σε κατάλληλο προσομοίωμα, για την αναγνώριση του στατικού συστήματος, και αποτύπωση των υπαρχόντων οπλισμών των φερόντων στοιχείων. Στη συνέχεια πραγματοποιούνται οι επεμβάσεις, όπως προτείνονται στην αρχιτεκτονική μελέτη, με συνέπεια την μεταβολή της εντατικής κατάστασης των στοιχείων του φέροντος οργανισμού και εν μέρει του στατικού συστήματος του κτιρίου. Εντοπίζονται οι στατικές απαιτήσεις της προκύπτουσας κατασκευής και τα σημεία που χρήζουν ενίσχυσης. Τέλος ενισχύεται η κατασκευή όπου απαιτείται, με χρήση παραδοσιακών και νέων μεθόδων και γίνονται οι έλεγχοι με τα κριτήρια που επιβάλλουν ο ΚΑΝ.ΕΠΕ και ο Ευρωκώδικας (EC).

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν σε κατάλληλα χωρικά προσομοιώματα του κτιρίου στο στατικό πρόγραμμα SOFISTIK.

Συνολικά, τα αποτελέσματα οδηγούν στο συμπέρασμα ότι η ενίσχυση κρίνεται αναγκαία. Οι επεμβάσεις ενίσχυσης πραγματοποιούνται με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται η όψη του κτιρίου και οι εσωτερικοί χώροι του σε μεγάλο βαθμό και παράλληλα, όσον αφορά το κατασκευαστικό κομμάτι, όπως ορίζουν οι διατάξεις των κανονισμών.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2016/35

Design and reinforcement of a school building with conventional and new techniques

Champsas A. M. (supervised by Vayas I.)

Abstract

The present Diploma Thesis titled “Design and reinforcement of a school building with conventional and new techniques” was implemented in the framework of the undergraduate course of School of Civil Engineering of National Technical University of Athens. The object of this study work is the structural reinforcement of an existing school building, due to changes to its structural system.

The studied building is in the area of Thessaloniki and was constructed according to the Reinforced Concrete Regulation of 1954 and the Regulation against Earthquakes of 1959. It's a case of a two story building made of reinforced concrete with mixed structural elements. After a new architectural study, a redesign of the internal spaces through certain interventions was decided. The proposed interventions caused the need for the investigation of the eventual structural reinforcement of the building.

The course followed for the verification of the above mentioned thought was implemented through three discrete steps. Initially an analysis of the existing building in a suitable simulation was performed, for the review of the structural system and the registration of the reinforcement of the existing structural bearing elements. In the second step the interventions, as proposed in the architectural study, are implemented, with the consequence of the alteration of the tensional status of the bearing structural elements and partly of the building's static system. The static requirements of the resulting construction were identified as well as the elements that need reinforcement. Finally, the construction is reinforced, where necessary, with conventional and new techniques and checks are performed according to the criteria of the Greek Regulation for structural interventions KAN.EPE. and the Eurocode (EC).

All analyses were performed in suitable structural simulations of the building with the static software “SOFISTIK”.

In total, the results lead to the conclusion that reinforcement is necessary. The reinforcement interventions are implemented in a way that there is not important influence on the external view and the internal spaces of the building and, in parallel, as far as the constructional part is concerned, according to the provisions of the regulations.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π. και επιβλέποντα της εργασίας κ. Ιωάννη Βάγια για την καθοδήγηση και την πολύτιμη βοήθειά του κατά την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου και τους φίλους μου για την αγάπη και την συμπαράστασή τους.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Η ανάγκη της ενίσχυσης των κατασκευών προέκυψε από την απαίτηση για αναπαλαίωση και ενδυνάμωση υφιστάμενων κτισμάτων με ταυτόχρονη διατήρηση της αρχικής τους μορφής. Αφορά κατασκευές με αρχιτεκτονική αξία, όπως ιστορικά κτίρια, μνημεία, ορόσημα, αλλά και δημόσια κτίρια ή κατοικίες κάποιας παλαιότητας.

Στην προσπάθεια διερεύνησης του ζητήματος άρχισαν να διατυπώνονται προτάσεις και μεθοδολογίες για την επίλυση του προβλήματος. Παράλληλα, διευρύνθηκε η επιστημονική γνώση στον τομέα της ερμηνείας και πρόληψης φυσικών φαινομένων και έγινε προσπάθεια για υιοθέτηση ενός κανονιστικού πλαισίου, όσον αφορά τον κτηριακό σχεδιασμό, που θα ενσωμάτωνε τα νέα αυτά ευρήματα.

Τα τελευταία χρόνια, με την εμβάθυνση στον τομέα των υλικών και με τη βοήθεια των ηλεκτρονικών υπολογιστών, που επιτάχυναν και απλοποίησαν τα υπολογιστικά μοντέλα, το πρόβλημα της ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών μελετήθηκε εκτεταμένα και διεξοδικά και οδήγησε στην ανάπτυξη διάφορων μεθόδων και τεχνικών. Συνεπώς, στις μέρες μας, δίδεται η δυνατότητα στον μελετητή μηχανικό να επιλέξει μέσα από ένα πλήθος λύσεων την πλέον ενδεδειγμένη για το εκάστοτε πρόβλημα.

Οι μέθοδοι ενισχύσεων που εφαρμόζονται σήμερα αποσκοπούν στη βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής και στην αναβάθμιση της συνολικής δομικής επίδοσής της. Αυτό επιτυγχάνεται μέσα από την αύξηση της αντοχής των φερόντων στοιχείων, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας. Έτσι επιτυγχάνεται η ενδυνάμωση της κατασκευής και ταυτόχρονα δεν αλλοιώνεται η αρχιτεκτονική της όψη καθώς διατηρείται η αρχική μορφή των κτιρίων, όπου είναι επιθυμητό. Επιπλέον, παρέχεται η δυνατότητα για τμηματική επέμβαση στα σημεία που παρουσιάζονται κατασκευαστικές ελλείψεις ή αδυναμίες.

Τέλος, με την ευελιξία που δίνει η δυνατότητα επιλογής μέσα από διαφορετικές τεχνικές και μεθόδους ενίσχυσης, η επέμβαση γίνεται συγκριτικά πιο οικονομική καθώς επιτυγχάνεται το επιθυμητό αποτέλεσμα με μικρότερο κόστος από εκείνο μιας αντίστοιχης καθολικής επέμβασης που θα απαιτούσε κατεδάφιση και εκ νέου ανέγερση της κατασκευής.

1.2 Στόχος της εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η διερεύνηση της πιθανής ενίσχυσης ενός υπάρχοντος σχολικού κτιρίου. Η ανάγκη για τη μελέτη αυτή προέκυψε μετά από αναδιαμόρφωση των εσωτερικών χώρων του σχολείου, η οποία πραγματοποιήθηκε με σκοπό την λειτουργική αναβάθμιση του. Η επέμβαση είχε ως συνέπεια την αφαίρεση στοιχείων του φέροντος οργανισμού και την διάνοιξη οπών (skylights) στην οροφή του 1^{ου} ορόφου.

Σε πρώτο στάδιο μελετήθηκε το κτίριο στην αρχική του μορφή, πριν την επέμβαση, και κατασκευάστηκε στο πρόγραμμα SOFISTIK το υπολογιστικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για την εκτέλεση των αναλύσεων. Έγινε προκαταρκτική ανάλυση και προσδιορίστηκε η εντατική κατάσταση και η αντοχή των μελών του αρχικού φέροντος

οργανισμού. Στη συνέχεια αφαιρέθηκαν τα στοιχεία και ανοίχθηκαν οι οπές στις πλάκες, σύμφωνα με την αρχιτεκτονική μελέτη. Εντοπίστηκαν τα σημεία που πιθανόν χρήζουν ενίσχυσης και επιλέχθηκαν οι μέθοδοι επέμβασης. Αποφασίστηκε τα υποστυλώματα να ενισχυθούν με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος ενώ οι δοκοί και οι πλάκες με ελάσματα και υφάσματα από ινοπλισμένα πολυμερή. Ακολούθησε η εφαρμογή των επεμβάσεων και ελέγχθηκε η ενισχυμένη κατασκευή σε στατικά και δυναμικά φορτία.

Με βάση τα αποτελέσματα των τελικών ελέγχων έγινε συνολική αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής και εξάχθηκαν τα συμπεράσματα για την αναγκαιότητα ή μη της ενίσχυσης. Όλες οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν είναι ελαστικές ενώ οι έλεγχοι έγιναν όπως ορίζεται από τις διατάξεις των κανονισμών (Κανονισμό Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ και Ευρωκώδικα EC).

1.3 Διάρθρωση της εργασίας

Στο παρόν 1^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ γίνεται μια εισαγωγή στο θέμα της διπλωματικής εργασίας, εντοπίζονται οι στόχοι της και περιγράφεται η συλλογιστική πορεία που ακολουθήθηκε και γίνεται συνοπτική αναφορά στο περιεχόμενο κάθε κεφαλαίου.

Στο 2^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ παρουσιάζεται το υπό μελέτη κτίριο. Παρατίθενται πληροφορίες σχετικά με το φέροντα οργανισμό, τα φορτία που παραλαμβάνει και τα υλικά από τα οποία είναι κατασκευασμένα τα μέλη του. Γίνεται εισαγωγική αναφορά στον ΚΑΝ.ΕΠΕ και τις διατάξεις του.

Στο 3^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ περιγράφεται το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις, οι παραδοχές που έγιναν και η μέθοδος που ακολουθήθηκε κατά την ανάλυση. Παρατίθενται τα αποτελέσματα των πρώτων στατικών αναλύσεων τα οποία περιλαμβάνουν τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τα φέροντα στοιχεία και τους υπάρχοντες οπλισμούς του κτιρίου. Γίνεται αναγνώριση της απόκρισης του κτιρίου και εξάγονται κάποια αρχικά συμπεράσματα για τη συμπεριφορά της κατασκευής ως στατικό σύστημα.

Στο 4^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ γίνεται αναδιαμόρφωση του προσομοιώματος με την αφαίρεση των υποστυλωμάτων και τη διάνοιξη των οπών στις πλάκες της οροφής του 1^{ου} ορόφου. Εξάγονται τα νέα εντατικά μεγέθη, βάσει των οποίων θα γίνει ο σχεδιασμός των ενισχύσεων, και εντοπίζονται τα σημεία στα οποία θα ενισχυθεί η κατασκευή.

Στο 5^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ περιγράφεται η στρατηγική που θα ακολουθηθεί κατά την επέμβαση, με την κατασκευή μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα για τα υποστυλώματα και την ενίσχυση των δοκών και των πλακών με ελάσματα και υφάσματα από ινοπλισμένα πολυμερή (FRP). Γίνεται σύντομη περιγραφή των μεθόδων και του κανονιστικού πλαισίου που εφαρμόζεται στην κάθε μια.

Στο 6^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ παρατίθενται τα αποτελέσματα των αναλύσεων του τελικού προσομοιώματος μετά από την εφαρμογή των ενισχύσεων και γίνεται έλεγχος για την ικανότητα του κτιρίου να παραλάβει τα στατικά φορτία. Επίσης ελέγχεται η αντοχή του σε σεισμό και αποτιμάται το επιλεχθέν σύστημα ενίσχυσης.

Στο 7^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ, αξιολογείται συνολικά η επέμβαση και παρατίθενται τα τελικά συμπεράσματα που εξάχθηκαν από τη μελέτη.

Το τελευταίο κομμάτι αποτελούν οι *βιβλιογραφικές αναφορές* και τα παραρτήματα στα οποία παρουσιάζονται αναλυτικά οι υπολογισμοί που έγιναν στην εργασία.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

2 Παρουσίαση του υπό μελέτη κτιρίου

2.1 Εισαγωγή

Το κτίριο που μελετήθηκε είναι ένα διώροφο κτίσμα που βρίσκεται στην περιοχή της Θεσσαλονίκης και λειτουργεί ως σχολείο. Ο σκελετός του είναι κατασκευασμένος από οπλισμένο σκυρόδεμα και χρονολογείται στα μέσα του προηγούμενου αιώνα, όπου ήταν σε ισχύ ο κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος του 1954 και ο αντισεισμικός κανονισμός του 1959. Κατά συνέπεια το κανονιστικό πλαίσιο με βάση το οποίο έγινε η ανέγερση της κατασκευής απέχει αρκετά από τη σύγχρονη λογική των κανονισμών.

Στο παρόν κεφάλαιο περιγράφεται αναλυτικά η κατασκευή. Δίνονται οι διαστάσεις των χώρων και των δομικών στοιχείων του φέροντος οργανισμού (υποστυλώματα, πλάκες και δοκοί), τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν, τα φορτία για τα οποία μελετήθηκε καθώς και οι παραδοχές που έγιναν κατά τη μελέτη. Επίσης γίνεται αναφορά στον κανονισμό επεμβάσεων και στην εφαρμογή του στο υπό εξέταση κτίριο.

Σημειώνεται ότι, λόγω της απουσίας κατασκευαστικών σχεδίων, έγινε η παραδοχή ότι το κτίριο είναι επαρκώς οπλισμένο για τα φορτία που του ασκούνται πριν την επέμβαση και ότι δεν υπάρχουν σε αυτό βλάβες ή κατασκευαστικές ατέλειες και παραλείψεις.

2.2 Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ)

2.2.1 Γενικά για τον ΚΑΝ.ΕΠΕ

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων συντάχθηκε για να ορίσει ένα κανονιστικό πλαίσιο που θα διέπει τις κάθε είδους επεμβάσεις σε υφιστάμενες κατασκευές. Η τελευταία αναθεώρηση του έγινε το 2013 και ο Κανονισμός είναι σε ισχύ μέχρι σήμερα σε αυτή τη μορφή.

Στον Κανονισμό Επεμβάσεων περιέχονται διατάξεις που καθορίζουν (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2013 § 1.1) :

- i. Τα κριτήρια αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου δομήματος και τη στρατηγική που ακολουθείται.
- ii. Τις ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις όσον αφορά τη φέρουσα ικανότητα ανασχεδιασμένων δομημάτων ή μελών τους. Οι απαιτήσεις αυτές καθορίζονται σε συνάρτηση με το είδος της κατασκευής, τη χρήση του και το χρόνο ανέγερσης.
- iii. Τον τρόπο και τα μέσα με τα οποία μπορεί να γίνει η επέμβαση, δίνοντας τη δυνατότητα στο μελετητή μηχανικό να χρησιμοποιήσει λεπτομερέστερες μεθόδους αρκεί αυτές να ικανοποιούν τις απαιτούμενες προϋποθέσεις.
- iv. Τη συσχέτιση του περιεχομένου του Κανονισμού με άλλους ισχύοντες κανονισμούς όπως κανονισμούς που αφορούν τα υλικά δόμησης, τα επιβαλλόμενα φορτία κ.α.

Ο Κανονισμός έχει συνταχθεί για να χρησιμοποιείται στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα με ή χωρίς βλάβες. Σημειώνεται ότι «έργα υψηλής διακινδύνευσης» δεν καλύπτονται από τον Κανονισμό. Ως «έργα υψηλής διακινδύνευσης» κατατάσσονται αυτά των οποίων ενδεχόμενη βλάβη μπορεί να έχει

σοβαρές συνέπειες σε μεγάλη έκταση έξω από την περιοχή τους όπως φράγματα ή θαλάσσια έργα.

2.2.2 Στάθμες επιτελεστικότητας

Η λογική που ακολουθείται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ, όσον αφορά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό σε υφιστάμενες κατασκευές, επικεντρώνεται στον σχεδιασμό βάσει ενός επιδιωκόμενου στόχου. Αποβλέπουμε δηλαδή, το κτίριο να έχει συγκεκριμένη συμπεριφορά για σεισμό ορισμένης έντασης. Εισάγεται για το λόγο αυτό από τον κανονισμό η έννοια της *στάθμης επιτελεστικότητας*. Η στάθμη επιτελεστικότητας εκφράζει το συνδυασμό αναμενόμενης συμπεριφοράς της κατασκευής και σεισμού σχεδιασμού. Ορίζονται τρεις στάθμες επιτελεστικότητας και δύο επίπεδα σεισμικής έντασης όπως φαίνονται στο παρακάτω σχήμα.

Μια παράμετρος που πρέπει να λαμβάνεται υπόψη όταν γίνεται η επιλογή στόχων αποτίμησης και ανασχεδιασμού είναι η κοινωνική σπουδαιότητα του έργου. Συνεπώς, θα οριστούν διαφορετικοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού όταν μελετάται μια συνήθης κατασκευή όπως μια κατοικία και διαφορετικοί στόχοι αν μελετάται ένας χώρος συνάθροισης κοινού ή μια εγκατάσταση υψηλού κινδύνου.

Πίνακας 2.1 Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	«Οιονεί κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Στο υπό μελέτη κτίριο, λόγω του προορισμού του να λειτουργήσει ως σχολείο, τόσο η αποτίμηση όσο και ο ανασχεδιασμός γίνονται για στάθμη επιτελεστικότητας «Περιορισμένες βλάβες» και σεισμό σχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης 10% εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών (περίοδος επαναφοράς 475 χρόνια). Για αυτόν το στόχο αποτίμησης και ανασχεδιασμού ο ΚΑΝ.ΕΠΕ αναφέρει ότι ο φέρον οργανισμός του κτιρίου αναμένεται να υποστεί μόνο μικρές βλάβες με τα δομικά στοιχεία να διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Επιπλέον, όσον αφορά τη λειτουργικότητα του κτιρίου, καμία λειτουργία δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό, εκτός ίσως από λειτουργίες δευτερεύουσας σημασίας (ΚΑΝ.ΕΠΕ § 2.2.2).

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

Κατά την εκπόνηση μελέτης για υφιστάμενες κατασκευές, υπεισέρχονται στους υπολογισμούς αβεβαιότητες που αφορούν τα δεδομένα και προκύπτουν κατά τη συλλογή στοιχείων. Αυτές οι αβεβαιότητες περιλαμβάνουν ελλιπή στοιχεία για τα υλικά, τη χρονολογία ή τη διαδικασία ανέγερσης της κατασκευής, τους οπλισμούς και τις λεπτομέρειες που τους συνοδεύουν (π.χ. μήκη αγκύρωσης, ματίσματα, υπερκαλύψεις κ.α.). Οι στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων που αφορούν δράσεις ή αντιστάσεις, εκφράζουν την

επάρκεια πληροφοριών περί του υφισταμένου κτιρίου και λαμβάνονται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. (ΚΑΝ.ΕΠΕ § 3.6.1)

Εισάγονται από τον κανονισμό τρεις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων.

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

Ανάλογα με την στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) επιλέγονται κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις γ_{sd} , συντελεστές ασφαλείας για τα υλικά (υπάρχοντα και προστιθέμενα) γ_m και καθορίζεται η μέθοδος που θα χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση (π.χ. ελαστική, ανελαστική στατική). Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων δεν είναι κατ' ανάγκη ίδια για τα υλικά και τα γεωμετρικά δεδομένα του κτιρίου.

Για τα υλικά γίνεται διερεύνηση για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών που υφίστανται στους υπολογισμούς όπως η αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας.

Η στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων επιλέγεται με βάση τον παρακάτω πίνακα :

Πίνακας 2.2 Στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων

ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ		ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	ΔΕΔΟΜΕΝΑ										
				ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ Ή ΑΝΩΔΟΜΗΣ			ΠΑΧΗ, ΒΑΡΗ κ.λπ. ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΕΝΔΥΣΕΩΝ κ.λπ.			ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΙΣΣΗΣ				
				Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή		
ΥΠΑΡΧΟΥΝ	ΔΕΝ ΥΠΑΡΧΟΥΝ	1	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδεδειγμένα εφαρμοστεί, χωρίς τροποποιήσεις	(1)			✓			✓				
✓		2	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις	(2)			✓			✓			✓	
✓		3	Δεδομένο που προέρχεται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα σε σχέδιο της αρχικής μελέτης)	(3)	✓				✓			✓		
	✓	4	Δεδομένο που έχει διαπιστωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτυπωθεί αξιόπιστα	(4)		✓			✓				✓	
	✓	5	Δεδομένο που έχει προσδιοριστεί με έμμεσον αλλά επαρκώς αξιόπιστον τρόπο	(5)	✓				✓			✓		
	✓	6	Δεδομένο που έχει ευλόγως θεωρηθεί κατά την κρίση Μηχανικού	(6)	✓	✓			✓	✓		✓	✓	

Στην παρούσα μελέτη θεωρείται «ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων τόσο για τα υλικά όσο και για τα γεωμετρικά δεδομένα.

2.2.4 Συνεκτίμηση των τοιχοποιιών πλήρωσης

Στο υπό μελέτη κτίριο δεν συνεκτιμούνται οι τοιχοποιίες πλήρωσης στις αναλύσεις τόσο για τα κατακόρυφα όσο και για τα σεισμικά φορτία. Τα προσομοιώματα ανάλυσης του φέροντος οργανισμού δεν περιλαμβάνουν καθόλου τοίχους πλήρωσης.

2.2.5 Μέθοδος ανάλυσης

Για στάθμη επιτελεστικότητας A ο κανονισμός επιτρέπει τη διενέργεια γραμμικών ελαστικών αναλύσεων. Η ανίσωση ασφαλείας έχει τη μορφή που ορίζουν οι διατάξεις του Ευρωκώδικα (EC) και οι έλεγχοι γίνονται σε όρους εντατικών μεγεθών. Συνεπώς όλες οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία είναι γραμμικές ελαστικές ενώ οι έλεγχοι γίνονται συγκρίνοντας τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τα στοιχεία του φορέα με τις αντίστοιχες αντοχές του κάθε στοιχείου. Στους υπολογισμούς προσμετρούνται οι αβεβαιότητες με κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας.

2.2.6 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας

2.2.6.1 Για τα προσομοιώματα

Λαμβάνονται υπόψη επιμέρους συντελεστές ασφαλείας τόσο για τα προσομοιώματα ανάλυσης όσο και για τους ελέγχους. Όταν το σύνολο σχεδόν των σεισμικών δράσεων πρόκειται να αναληφθεί από νέους και επαρκείς φορείς λαμβάνεται επιμέρους συντελεστής ασφαλείας $\gamma_{sd} = 1,00$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ § 4.5.1). Όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται και από το ήδη υπάρχον κτίσμα η τιμή του συντελεστή ασφαλείας λαμβάνεται από τον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 2.3 Τιμές του συντελεστή γ_{sd}

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή / και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή / και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
$\gamma_{sd} = 1,20$	$\gamma_{sd} = 1,10$	$\gamma_{sd} = 1,00$

Για τις ελαστικές αναλύσεις επιτρέπεται η εφαρμογή τους όταν οι παραπάνω συντελεστές επαυξηθούν κατά 0,15 ($\gamma_{sd,el} = \gamma_{sd} + 0,15$). Για την παρούσα εργασία λαμβάνεται τιμή του συντελεστή ίση με $\gamma_{sd,el} = 1,15$.

2.2.6.2 Για τις δράσεις

Για τις μόνιμες δράσεις και για ικανοποιητική Σ.Α.Δ. λαμβάνεται $\gamma_G = 1,35$ για τους βασικούς συνδυασμούς και $\gamma_G = 1,10$ για τους υπόλοιπους συνδυασμούς συμπεριλαμβανομένου και του σεισμικού. Για τις μεταβλητές δράσεις λαμβάνεται ο συντελεστής με την καθιερωμένη τιμή του $\gamma_Q = 1,5$.

2.2.6.3 Για τα υλικά

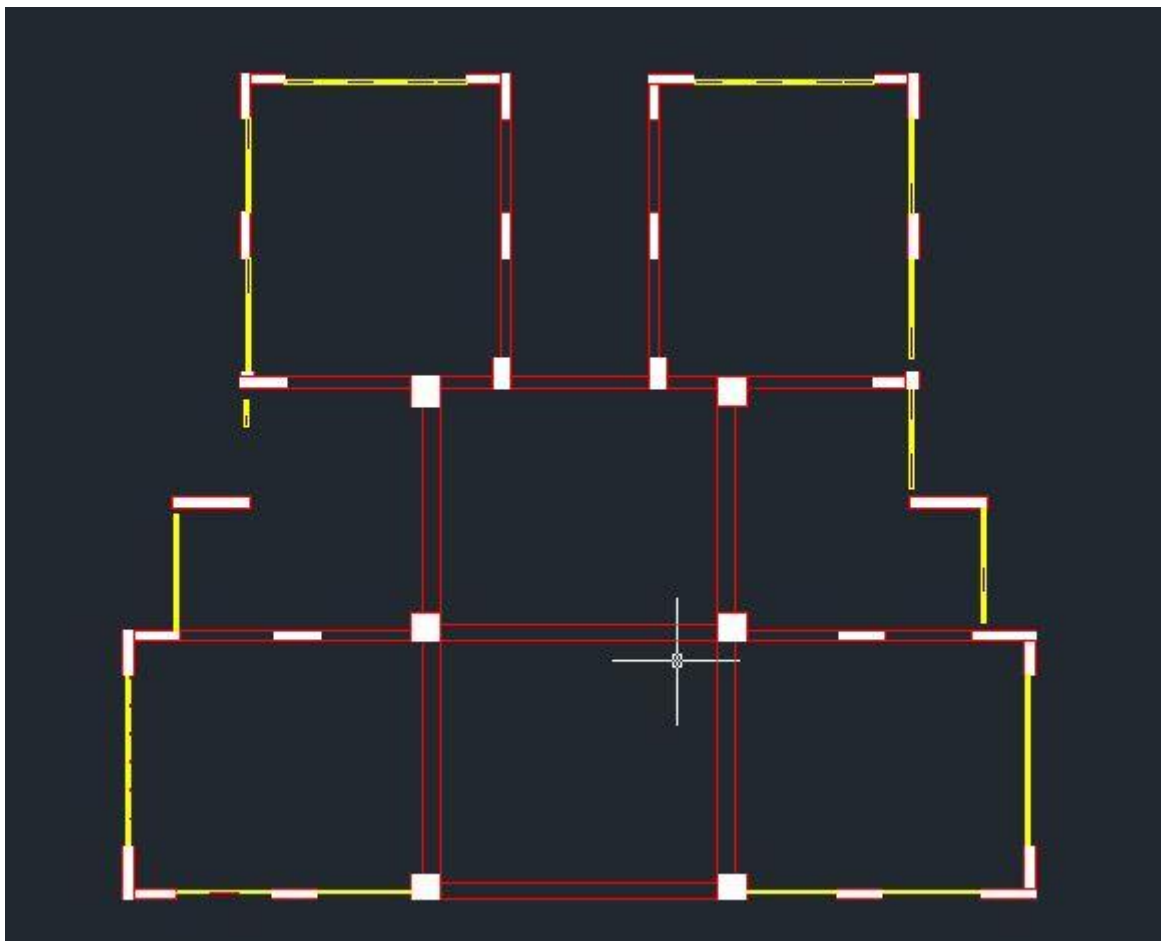
Για τα υφιστάμενα υλικά και για ικανοποιητική Σ.Α.Δ. οι τιμές γ_m θα λαμβάνονται όπως προβλέπουν οι κανονισμοί, δηλαδή $\gamma_c = 1,5$ και $\gamma_s = 1,15$. Για τα προστιθέμενα υλικά λαμβάνονται τιμές συντελεστών μεγαλύτερες από τις καθιερωμένες.

2.3 Τεχνική περιγραφή υφιστάμενου φορέα

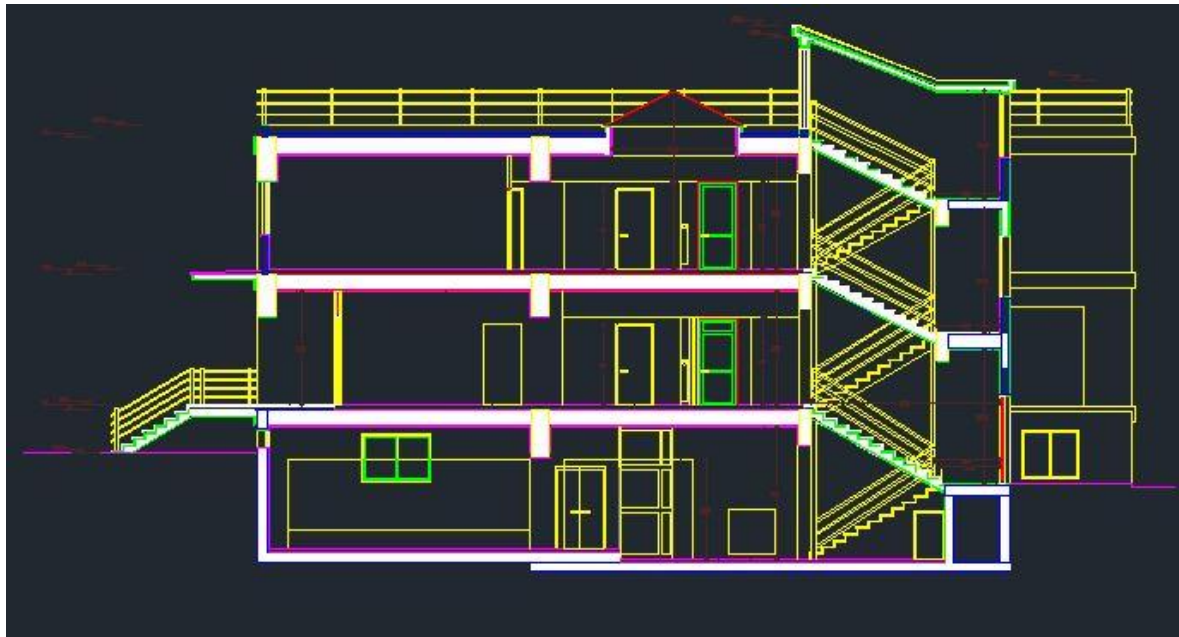
Τα βήματα που ακολουθήθηκαν για την αποτίμηση του φορέα περιλάμβαναν την συλλογή στοιχείων για το δόμημα, την ανάλυση του και την εξαγωγή των εντατικών μεγεθών που καταπονούν τον αρχικό φορέα. Ο υφιστάμενος φορέας καλείται να συμμετάσχει στον ανασχεδιασμένο φορέα και να αναλάβει εκτός από τα κατακόρυφα και σεισμικά φορτία. Συνεπώς η αποτίμησή του γίνεται με αναλυτικές μεθόδους όπως ορίζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Τα προσομοιώματα που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις είναι χωρικά και αντιπροσωπεύουν το σύνολο του φορέα ενώ διευκρινίζεται ότι στο φορέα δεν παρουσιάζονται βλάβες.

2.3.1 Γενικά

Πρόκειται για δώροφο κτίσμα με υπόγειο που λειτουργεί ως σχολείο και έχει κατασκευαστεί με βάση τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 και τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος του 1954. Ο φέρων οργανισμός αποτελείται από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Η κατασκευή σχήματος π (Π), έχει εμβαδόν 441,72 m² και έχει ύψος ορόφου 3 m ενώ το συνολικό της ύψος είναι 7 m.



Σχήμα 2.1 Σκαρίφημα κάτοψης κτιρίου πριν την επέμβαση



Σχήμα 2.2 Τομή κτιρίου πριν την επέμβαση

2.3.2 Υλικά

Το σκυρόδεμα θεωρείται κατηγορίας C 16/20 με χαρακτηριστική αντοχή $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$ ενώ ο χάλυβας θεωρείται κατηγορίας B220 με μέτρο ελαστικότητας $E = 200 \text{ GPa}$ και ονομαστική τιμή αντοχής $f_{sy} = 220 \text{ MPa}$.

Και για τα δύο υλικά λαμβάνεται στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων «ικανοποιητική» όπως προαναφέρθηκε.

2.3.3 Διαστάσεις φερόντων στοιχείων και οπλισμοί

Το κτίριο έχει μικτό φέροντα οργανισμό που αποτελείται από τοιχώματα, υποστυλώματα, δοκούς και πλάκες. Παρατηρείται συμμετρία ως προς άξονα yy' που περνάει από το μέσον του κτιρίου.

2.3.3.1 Κατακόρυφα στοιχεία

Συνολικά σε όλο το κτίριο υπάρχουν τριάντα (30) υποστυλώματα και τοιχώματα που δεν ακολουθούν κάποιο συγκεκριμένο κάρναβο. Τα υποστυλώματα συγκεντρώνονται στο εσωτερικό του κτιρίου και σε αυτά συντρέχουν δοκοί μεγαλύτερων διαστάσεων ($0,45 \text{ m} \times 0,7 \text{ m}$) ενώ τα τοιχώματα διατάσσονται περιμετρικά και σε αυτά συντρέχουν δοκοί τυπικών διαστάσεων ($0,3 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}$). Τα υποστυλώματα είναι ορθογωνικά και τετραγωνικά και οι διαστάσεις τους ποικίλουν αλλά παραμένουν σταθερές και στους δύο ορόφους. Τα τοιχώματα είναι ορθογωνικά και γωνιακά επίσης με σταθερές διαστάσεις και είναι διατεταγμένα και στις δύο διευθύνσεις λειτουργίας του κτιρίου xx' και yy' .

Όσον αφορά τον οπλισμό, τα υποστυλώματα είναι συμμετρικά οπλισμένα με ράβδους διαμέτρου που κυμαίνεται από 12 mm έως 20 mm ($\Phi 12 - \Phi 20$) με διαφορετικό οπλισμό για το ισόγειο και τον 1^ο όροφο. Οι συνδετήρες που χρησιμοποιούνται είναι διαμέτρου 8 mm ($\Phi 8$) και θεωρούνται δίτητοι.

Οι επικαλύψεις λαμβάνονται ίσες με $d_1 = 0,05 \text{ m}$ για τα υποστυλώματα πιο μεγάλων διαστάσεων ($0,8 \times 0,8 \text{ m}$ και $0,8 \times 0,7 \text{ m}$) και $d_1 = 0,03$ για τα υπόλοιπα υποστυλώματα

(0,4 x 0,45 m και 0,5 x 0,8 m). Στους παρακάτω πίνακες αναγράφονται οι διαστάσεις και ο οπλισμός κάθε υποστυλώματος.

Πίνακας 2.4 Διαστάσεις και οπλισμοί υποστυλωμάτων ισόγειου

Ισόγειο	Διαστάσεις			Οπλισμός		
	b (m)	h (m)	A_c (m ²)	A_s (cm ²)	ανά παρειά	Σύνολο
K1	0,8	0,7	0,56	25,13	3Φ20	8Φ20
K2	0,8	0,7	0,56	25,13	3Φ20	8Φ20
K3	0,8	0,8	0,64	25,13	3Φ20	8Φ20
K4	0,8	0,8	0,64	25,13	3Φ20	8Φ20
K5	0,8	0,8	0,64	25,13	3Φ20	8Φ20
K6	0,8	0,8	0,64	25,13	3Φ20	8Φ20
K18	0,4	0,45	0,18	4,52	2Φ12	4Φ12
K20	0,4	0,45	0,18	4,52	2Φ12	4Φ12
K21	0,5	0,8	0,4	6,16	2Φ18	4Φ18
K22	0,5	0,8	0,4	6,16	2Φ18	4Φ18

Πίνακας 2.5 Διαστάσεις και οπλισμοί υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου

1 ^{ος} όροφος	Διαστάσεις			Οπλισμός		
	b (m)	h (m)	A_c (m ²)	A_s (cm ²)	ανά παρειά	Σύνολο
K1	0,8	0,7	0,56	25,13	3Φ20	8Φ20
K2	0,8	0,7	0,56	25,13	3Φ20	8Φ20
K3	0,8	0,8	0,64	25,13	3Φ20	8Φ20
K4	0,8	0,8	0,64	25,13	3Φ20	8Φ20
K5	0,8	0,8	0,64	25,13	3Φ20	8Φ20
K6	0,8	0,8	0,64	25,13	3Φ20	8Φ20
K18	0,4	0,45	0,18	4,52	2Φ12	4Φ12
K20	0,4	0,45	0,18	4,52	2Φ12	4Φ12
K21	0,5	0,8	0,4	6,16	2Φ18	4Φ18
K22	0,5	0,8	0,4	6,16	2Φ18	4Φ18

2.3.3.2 Δοκοί

Στο δόμημα υπάρχουν εικοσιπέντε (25) δοκοί σε κάθε όροφο (συνολικά πενήντα), οι οποίες είναι ορθογωνικές και χωρίζονται σε δύο κατηγορίες ανάλογα με τις διαστάσεις τους.

Στην 1^η κατηγορία ανήκουν οι δοκοί Δ2,Δ5,Δ6,Δ8,Δ13 και Δ14 που βρίσκονται στο εσωτερικό τμήμα του κτιρίου και συντρέχουν στα κεντρικά υποστυλώματα. Οι διαστάσεις τους είναι 0,45 m x 0,70 m και η επικάλυψη θεωρείται ίση με $d_1 = 0,05$ m . Η όπλιση τους έχει γίνει με ράβδους διαμέτρου Φ12 – Φ20 για το διαμήκη οπλισμό και με ράβδους Φ8 για τον εγκάρσιο οπλισμό διάτμησης.

Στη 2^η κατηγορία ανήκουν οι υπόλοιπες δοκοί. Οι διαστάσεις τους είναι 0,3 m x 0,5 m και η επικάλυψη θεωρείται ίση με $d_1 = 0,03$ m . Η όπλιση έχει γίνει επίσης με ράβδους Φ12 – Φ20 για το διαμήκη οπλισμό και με ράβδους Φ8 για τον εγκάρσιο οπλισμό. Στους παρακάτω πίνακες παρατίθενται τα στοιχεία των δοκών.

Πίνακας 2.6 Δοκοί ισόγειου, διαστάσεις και οπλισμοί

Ισόγειο	Διαστάσεις		Οπλισμός Κάμψης		Οπλισμός διάτμησης	
	b (m)	h (m)	Πάνω	Κάτω	A_s (cm ²)	Ανά cm
Δ1	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,364	Φ8/22
Δ2	0,45	0,7	2Φ16	4Φ16	6,545	Φ8/15
Δ3	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,364	Φ8/22
Δ8	0,3	0,5	2Φ12	2Φ14	5,810	Φ8/17
Δ9	0,45	0,7	3Φ16	5Φ20	20,143	Φ8/5
Δ10	0,3	0,5	2Φ12	3Φ12	10,292	Φ8/10
Δ17	0,3	0,5	2Φ14	3Φ16	24,838	Φ8/5
Δ18	0,3	0,5	3Φ10	2Φ12	4,364	Φ8/22
Δ19	0,3	0,5	2Φ14	3Φ16	27,391	Φ8/4
Δ5	0,45	0,7	4Φ16	5Φ20	23,298	Φ8/4
Δ6	0,45	0,7	4Φ16	5Φ20	23,647	Φ8/4
Δ12	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,364	Φ8/22
Δ13	0,45	0,7	2Φ16	4Φ20	20,143	Φ8/4
Δ14	0,45	0,7	2Φ16	4Φ20	21,119	Φ8/4
Δ16	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,364	Φ8/22
Δ23	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,364	Φ8/22
Δ22	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,364	Φ8/22
Δ21	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,364	Φ8/22
Δ20	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,364	Φ8/22

Πίνακας 2.7 Δοκοί 1^{ου} ορόφου, διαστάσεις και οπλισμοί

1ος όροφος	Διαστάσεις		Οπλισμός Κάμψης		Οπλισμός διάτμησης	
	b (m)	h (m)	Πάνω	Κάτω	A _s (cm ²)	ανά cm
Δ1	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,363636	Φ8/22
Δ2	0,45	0,7	2Φ16	4Φ16	6,545455	Φ8/15
Δ3	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,363636	Φ8/22
Δ8	0,3	0,5	2Φ12	2Φ14	6,655696	Φ8/15
Δ9	0,45	0,7	2Φ16	4Φ20	13,39177	Φ8/7
Δ10	0,3	0,5	2Φ12	2Φ14	9,475842	Φ8/10
Δ17	0,3	0,5	2Φ12	3Φ16	21,35014	Φ8/4
Δ18	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,363636	Φ8/22
Δ19	0,3	0,5	2Φ12	3Φ16	23,38361	Φ8/4
Δ5	0,45	0,7	2Φ16	5Φ20	15,85797	Φ8/6
Δ6	0,45	0,7	2Φ16	5Φ20	16,32038	Φ8/6
Δ12	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,363636	Φ8/22
Δ13	0,45	0,7	2Φ16	4Φ16	6,545455	Φ8/15
Δ14	0,45	0,7	2Φ16	4Φ16	6,545455	Φ8/15
Δ16	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,363636	Φ8/22
Δ23	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,363636	Φ8/22
Δ22	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,363636	Φ8/22
Δ21	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,363636	Φ8/22
Δ20	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,363636	Φ8/22

2.3.3.3 Πλάκες

Τα φορτία μεταβιβάζονται στο φέροντα οργανισμό μέσω των πλακών. Στο υπό μελέτη κτίριο οι πλάκες θεωρούνται απαραμόρφωτες μέσα στο επίπεδό τους και λειτουργούν ως διαφράγματα. Έχουν πάχος $h = 0,40$ m και στους δύο ορόφους και είναι οπλισμένες με τον ελάχιστο οπλισμό όπως ορίζει ο κανονισμός με ράβδους Φ12 ($A_{s,min} = 8,08$ cm²/m , που μεταφράζεται σε 8Φ12 ανά μέτρο ή 1Φ12 ανά 125 εκατοστά (cm). Η επικάλυψη θεωρείται ίση με $d_1 = 0,04$ m .

2.3.3.4 Τοιχοποιίες πλήρωσης

Για την παρούσα μελέτη δεν γίνεται αναφορά στους τοίχους πλήρωσης ως δομικά στοιχεία. Θεωρείται ότι δεν έχουν δυσμενή επιρροή στο φορέα και δεν συνεκτιμώνται στην ανάληψη κατακόρυφων ή σεισμικών δράσεων. Γίνεται η παραδοχή ότι στο κτίριο η τοιχοποιία είναι μπατική και προσμετρείται μόνο ως επιπλέον φόρτιση που καταπονεί το φέροντα οργανισμό στις μόνιμες δράσεις.

2.3.3.5 Θεμελίωση

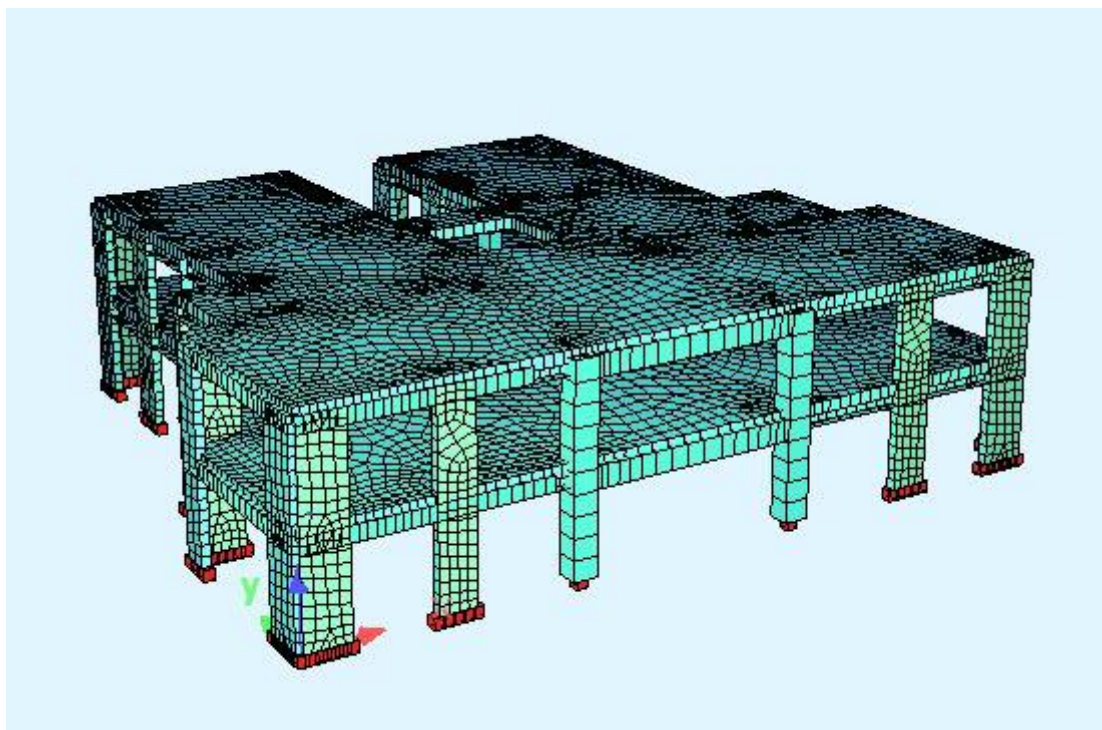
Στην κατασκευή υπάρχει υπόγειο το οποίο δεν μελετήθηκε στα πλαίσια της παρούσας εργασίας. Θεωρήθηκε ότι το κτίριο θεμελιώνεται στη στάθμη του εδάφους. Οι συνθήκες θεμελίωσης για τα υποστυλώματα είναι πλήρεις πακτώσεις, δηλαδή όλοι οι βαθμοί ελευθερίας, μετακνησιακοί και στρωφικοί, θεωρούνται δεσμευμένοι και στις τρεις διευθύνσεις του φορέα.

3 Προσομοίωση της κατασκευής

3.1 Περιγραφή του υπολογιστικού προσομοιώματος

Η προσομοίωση της κατασκευής έγινε στο πρόγραμμα SOFISTIK. Πρόκειται για πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων που δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να κατασκευάσει ή να εισάγει χωρικά και επίπεδα μοντέλα τα οποία μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εκτέλεση στατικών και δυναμικών αναλύσεων. Το πρόγραμμα είναι εφοδιασμένο και σχεδιασμένο καταλλήλως ώστε να μπορεί να εκτελέσει αναλύσεις σύμφωνα με τις διατάξεις διάφορων κανονισμών μεταξύ των οποίων και ο Ευροκώδικας (EC).

Το χωρικό μοντέλο που κατασκευάστηκε συντίθεται από γραμμικά και επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία προσομοιώθηκαν οι δοκοί και τα υποστυλώματα ενώ τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση των πλακών και των τοιχωμάτων. Επίσης προσομοιώθηκαν τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν, τα φορτία και οι συνδυασμοί φορτίσεων. Στο πρόγραμμα SOFISTIK εκτελέστηκαν όλες οι αναλύσεις, στατικές και δυναμικές για την αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής πριν την τροποποίηση της και μετά τον ανασχεδιασμό και την ενίσχυσή της. Όλες οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν είναι ελαστικές. Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται το προσομοίωμα του υφιστάμενου κτιρίου πριν την επέμβαση.



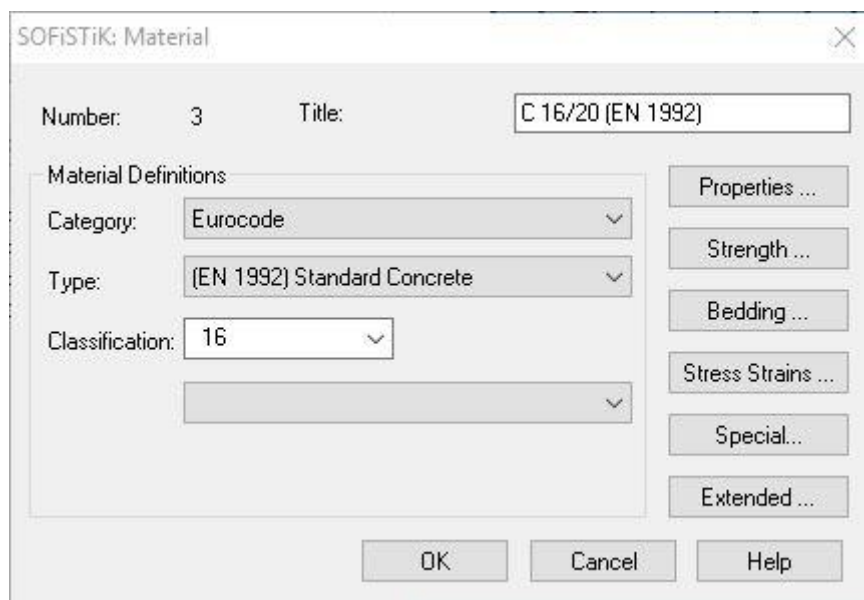
Σχήμα 3.1 Προσομοίωμα του κτιρίου στο πρόγραμμα SOFISTIK

3.2 Υλικά προσομοιώματος

Το πρόγραμμα διαθέτει βιβλιοθήκη υλικών που χρησιμοποιούνται συνήθως στις κατασκευές, όπως σκυρόδεμα, χάλυβας οπλισμών και κατασκευαστικός κ.α., με καταγεγραμμένες τις ιδιότητες τους. Ορίζονται αρχικά τα υλικά που υπάρχουν στο κτίριο πριν την επέμβαση, δηλαδή σκυρόδεμα κλάσης C 16/20 και χάλυβας οπλισμών ποιότητας B 220.

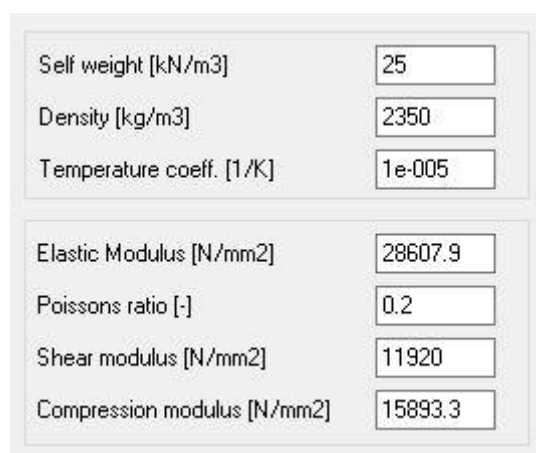
3.2.1 Σκυρόδεμα

Ορίζεται το υλικό *Eurocode Standard Concrete C16/20 (EN 1992)* που υπάρχει ήδη καταγεγραμμένο στο πρόγραμμα και έχει τις παρακάτω ιδιότητες.



The screenshot shows the 'SOFISTiK: Material' dialog box. The 'Number' field is set to 3 and the 'Title' field is 'C 16/20 (EN 1992)'. Under 'Material Definitions', the 'Category' is 'Eurocode', the 'Type' is '(EN 1992) Standard Concrete', and the 'Classification' is '16'. On the right side, there are buttons for 'Properties ...', 'Strength ...', 'Bedding ...', 'Stress Strains ...', 'Special...', and 'Extended ...'. At the bottom, there are 'OK', 'Cancel', and 'Help' buttons.

Σχήμα 3.2 Ορισμός υλικού στο SOFISTiK (σκυρόδεμα C16/20)



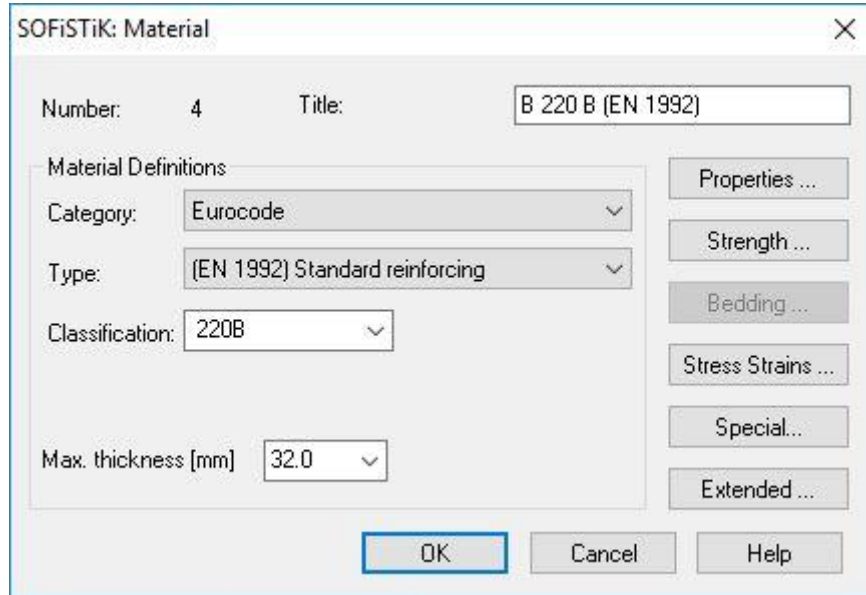
The screenshot shows the material properties dialog box for concrete C16/20. The properties are listed in two sections:

Self weight [kN/m ³]	25
Density [kg/m ³]	2350
Temperature coeff. [1/K]	1e-005
Elastic Modulus [N/mm ²]	28607.9
Poissons ratio [-]	0.2
Shear modulus [N/mm ²]	11920
Compression modulus [N/mm ²]	15893.3

Σχήμα 3.3 Ιδιότητες σκυροδέματος C16/20

3.2.2 Χάλυβας οπλισμού

Ορίζεται το υλικό *Eurocode standard reinforcing B 220 B (EN 1992)* που υπάρχει ήδη στο πρόγραμμα και έχει τις παρακάτω ιδιότητες.



Σχήμα 3.4 Ορισμός υλικού στο SOFiSTiK (χάλυβας B220)

Self weight [kN/m ³]	78.5
Density [kg/m ³]	7850
Temperature coeff. [1/K]	1.2e-005
Elastic Modulus [N/mm ²]	200000
Poissons ratio [-]	0.3
Shear modulus [N/mm ²]	76923.1
Compression modulus [N/mm ²]	166667

Σχήμα 3.5 Ιδιότητες χάλυβα B220

3.3 Διατομές στοιχείων φέροντος οργανισμού

3.3.1 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία με άξονα αναφοράς τον άξονα που διέρχεται από το κέντρο βάρους της διατομής. Ορίζονται οι διαστάσεις, το υλικό της διατομής και του οπλισμού, η επικάλυψη και άλλες κατασκευαστικές λεπτομέρειες όπως η διάμετρος των ράβδων οπλισμού, η ελάχιστη και η μέγιστη απόσταση μεταξύ τους και η κλίση των σκελών του οπλισμού διάτμησης.

Section Title: K1 0.8x0.7

Material: 5 C 16/20 (EN 1992)

Height: [mm] 700.0 enforced

Width: [mm] 800.0 enforced

Factor for Torsional moment: 1

Vy Factor for shear deformation: 0

Vz Factor for shear deformation: 0

Position of origin: Centre of gravity

Reinforcement

Material: 6 B 220 B (EN 1992)

Stirrup material: 6 B 220 B (EN 1992)

Type of reinforcement: asymmetric with torsion u/l

Kind of Reinforcement: line reinforcement

Inclination shear link: [°] 90

No minimum shear reinforcement

Width of equivalent hollow section: [mm] 186.7

	u [mm]	Area [cm ²]	Diameter [mm]
Upper	50.0		20
Lower	50.0		20
Side	50.0		20

Distance of Bars: [mm] 0.0

Minimum Distance of Bars: [mm] 40.0

Maximum Distance of Bars: [mm] 1000.0

Σχήμα 3.6 Παράδειγμα ορισμού υποστυλώματος στο SOFISTIK

3.3.2 Τοιχώματα

Για την προσομοίωση των τοιχωμάτων χρησιμοποιήθηκαν επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Εισάγονται το πάχος $d = 0.30$ m και τα υλικά της διατομής και των οπλισμών.

SOFISTIK: Structural Area

General | Meshing | Support/Bedding | Geometry | Edges | Loads

Numbering

Number 9 Group 1

Increase group number

Name K24y

Thickness 0.300 [m]

Materials

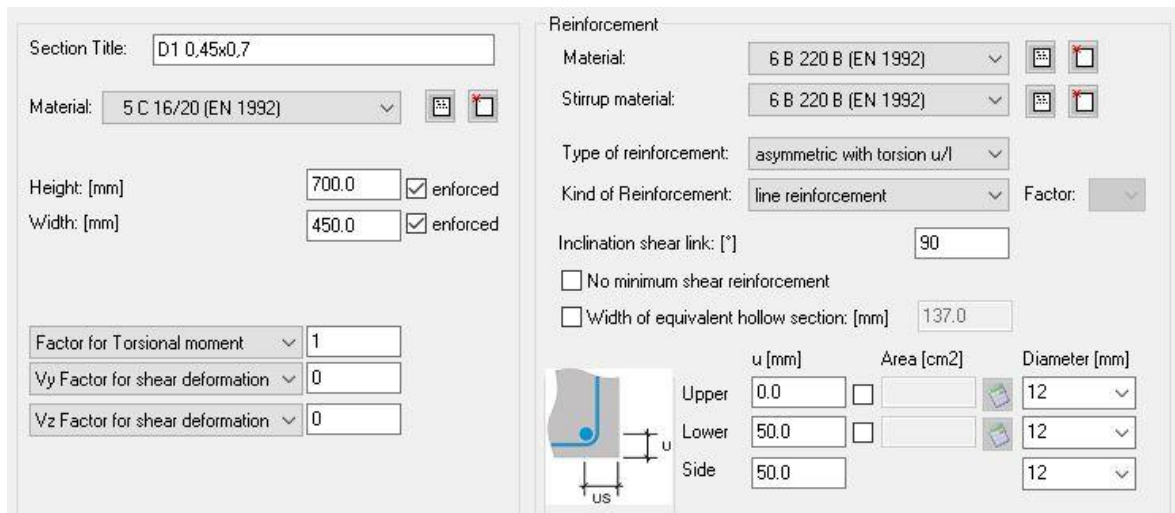
Area 5: C 16/20 (EN 1992)

Reinforcement 6: B 220 B (EN 1992)

Σχήμα 3.7 Παράδειγμα ορισμού τοιχώματος στο SOFISTIK

3.3.3 Δοκοί

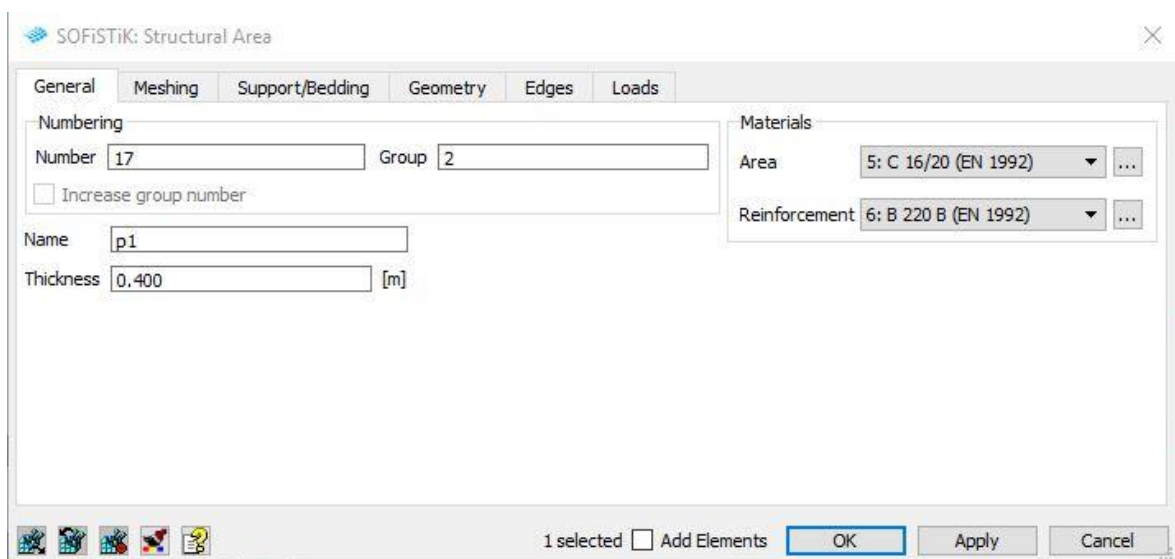
Οι δοκοί ακολουθούν δύο χαρακτηριστικές διατομές. Η μια είναι 0,47m x 0,70 m και η άλλη είναι 0,3m x 0,5m. Προσομοιώνονται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία και τα υλικά που χρησιμοποιούνται είναι τα προαναφερθέντα (C16/20 και B220).



Σχήμα 3.8 Παράδειγμα ορισμού διατομής δοκού στο SOFISTIK

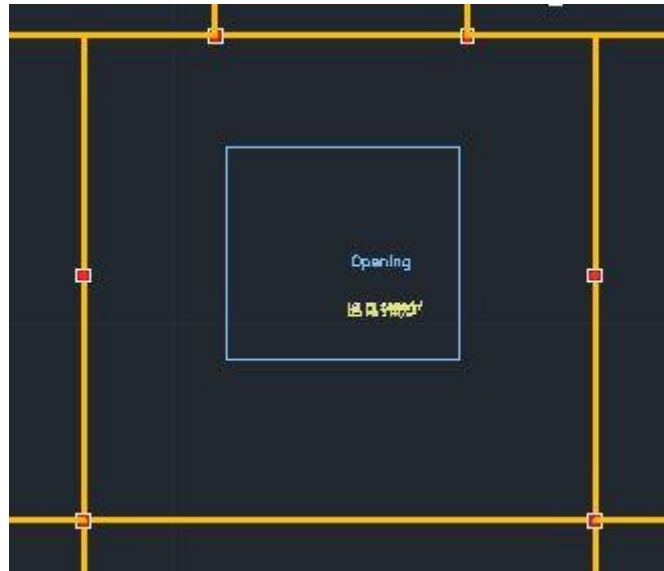
3.3.4 Πλάκες

Η κάτοψη κάθε ορόφου αποτελείται από οκτώ (8) πλάκες πάχους $h = 0,40$ m που εδράζονται επί των δοκών. Η προσομοίωση των πλακών έγινε με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία τύπου Structural Area πάχους 400 mm από τα υλικά που ορίστηκαν παραπάνω.



Σχήμα 3.9 Ορισμός επιφανειακού στοιχείου πλάκας στο SOFISTIK

Στην πλάκα οροφής του 1^{ου} ορόφου διαμορφώνεται άνοιγμα σε σχήμα ορθογώνιου που εξυπηρετεί το φυσικό φωτισμό του εσωτερικού του κτηρίου (skylight). Συγκεκριμένα, η κατασκευαστική αυτή λεπτομέρεια βρίσκεται στην πλάκα Π 5 και έχει εμβαδόν ίσο με $A \approx 10,9 \text{ m}^2$ ($3,44 \text{ m} \times 3,17 \text{ m}$). Το SOFISTIK, με την εντολή opening που διαθέτει, επιτρέπει τη δημιουργία ανοιγμάτων σε επιφανειακά στοιχεία.



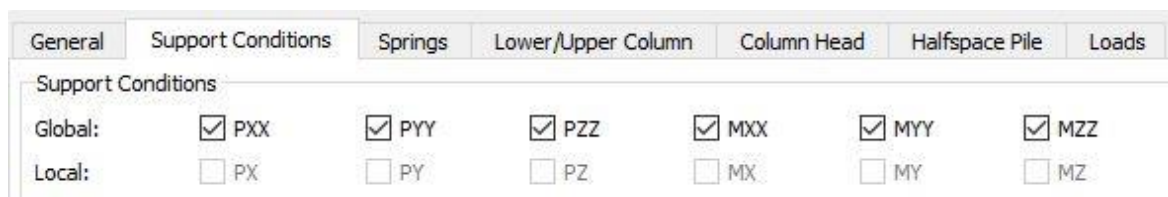
Σχήμα 3.10 Άνοιγμα πλάκας οροφής 1^{ου} ορόφου

3.4 Τοιχοποιίες πλήρωσης

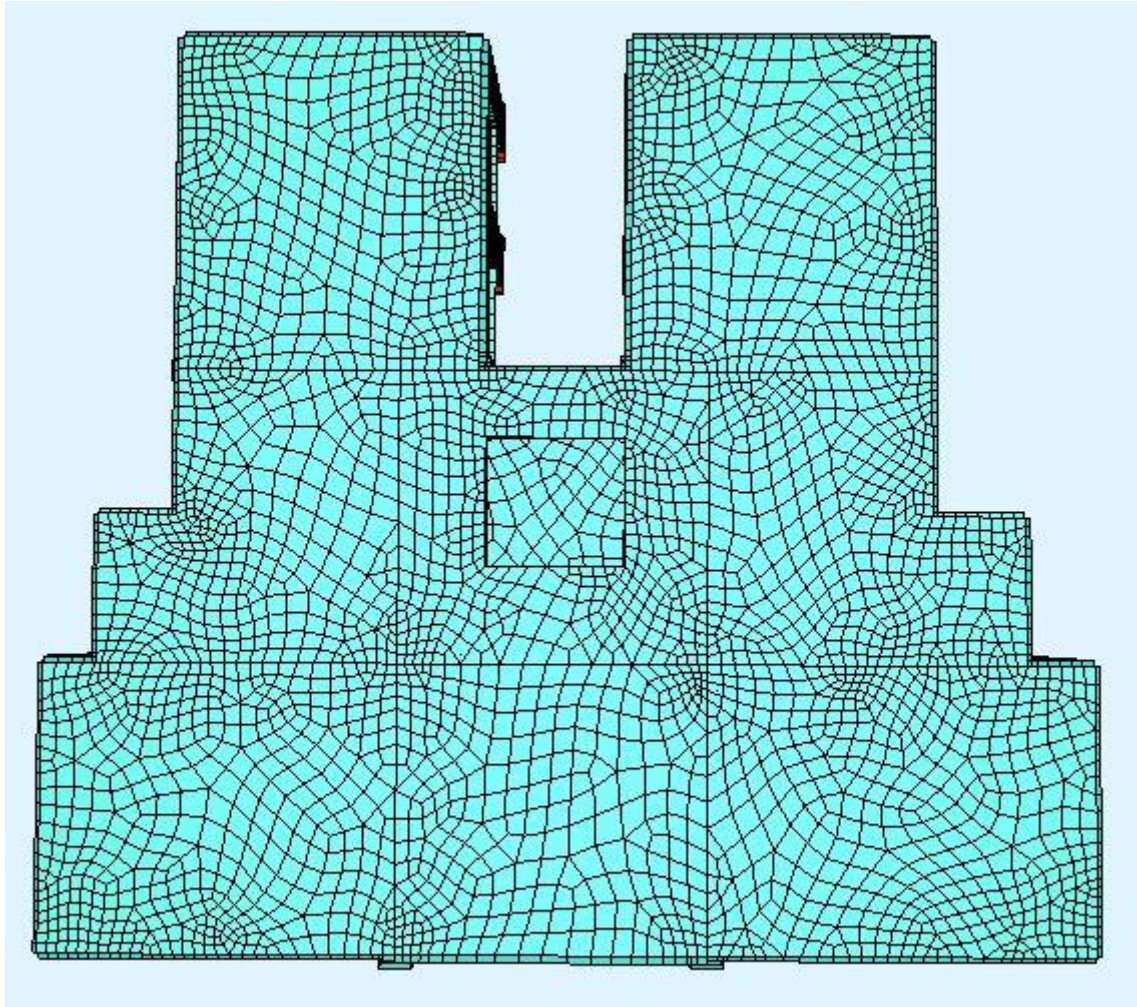
Στο υπό μελέτη δόμημα, οι τοιχοποιίες πλήρωσης, όπως προαναφέρθηκε (§ 2.2.3.4 της παρούσας εργασίας), δεν συνεκτιμώνται στην ανάληψη ούτε κατακόρυφων, ούτε σεισμικών δράσεων, καθώς η μη συνεκτίμηση αυτή δεν έχει δυσμενείς επιπτώσεις για το φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο. Οι τοιχοποιίες λαμβάνονται υπόψη μόνο κατά τον υπολογισμό του ίδιου βάρους της κατασκευής, όπου το φορτίο τους μεταβιβάζεται στις γειτονικές πλάκες με μέθοδο που αναλύεται παρακάτω.

3.5 Θεμελίωση

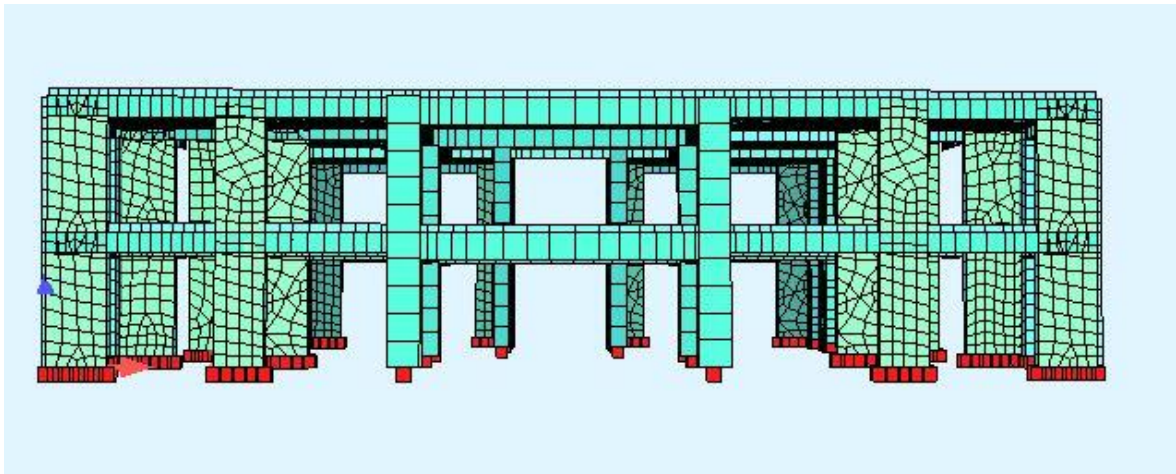
Το κτίριο θεωρείται πλήρως πακτωμένο στο έδαφος καθώς το υπόγειο δεν μελετάται στα πλαίσια της παρούσας εργασίας. Ορίζονται οι συνθήκες στήριξης στο SOFISTIK με δέσμευση όλων των βαθμών ελευθερίας σε κάθε διεύθυνση για τα υποστυλώματα του ισογείου.



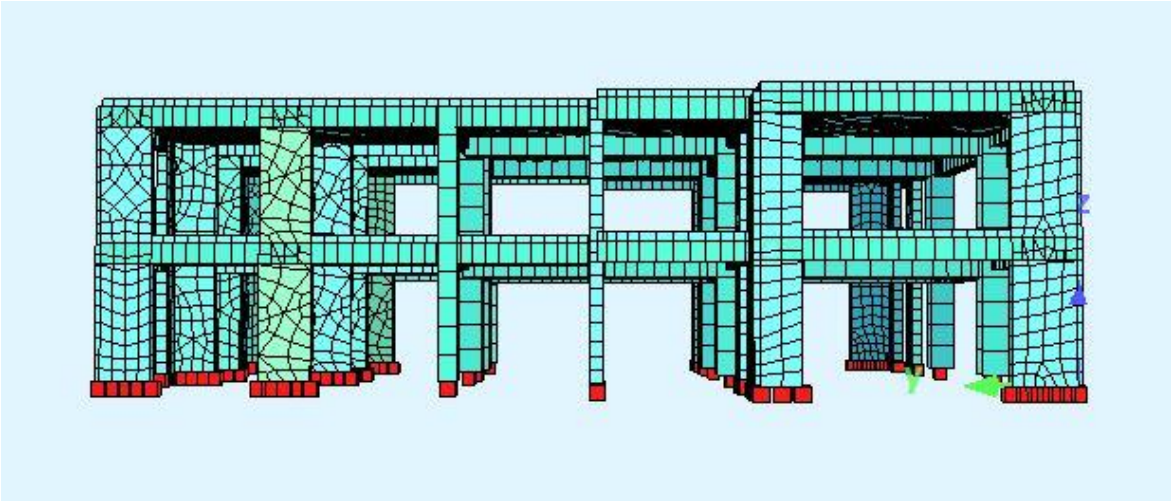
Σχήμα 3.11 Συνθήκες στηρίξεως των υποστυλωμάτων στο έδαφος



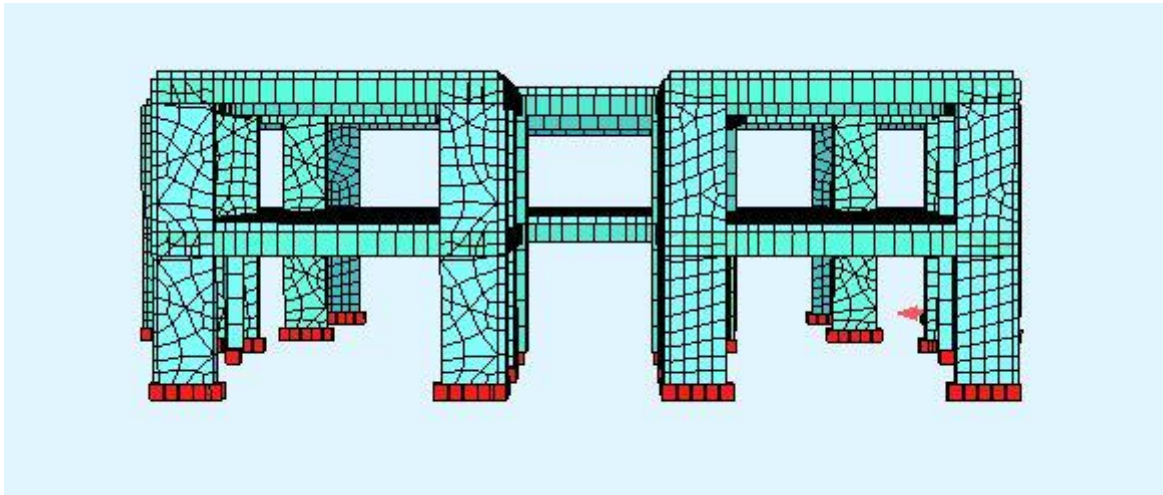
Σχήμα 3.12 Κάτοψη προσομοιώματος



Σχήμα 3.13 Όψη προσομοιώματος



Σχήμα 3.14 Όψη προσομοιώματος



Σχήμα 3.15 Όψη προσομοιώματος



Σχήμα 3.16 Όψη προσομοιώματος

3.6 Φορτία

Τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή υπολογίζονται με βάση τα στοιχεία που υπάρχουν για τα υλικά (πυκνότητα, ίδιο βάρος) και όπως υποδεικνύουν οι διατάξεις του Ευρωκώδικα κατ' αναλογία με τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Το ίδιο βάρος των στοιχείων του φέροντος οργανισμού υπολογίζεται αυτόματα από το SOFISTIK, σύμφωνα με τις ιδιότητες των υλικών.

Στις μόνιμες δράσεις συγκαταλέγονται το ίδιο βάρος πλακών, δοκών και υποστυλωμάτων, τα φορτία από τις τοιχοποιίες πλήρωσης και τα φορτία των επικαλύψεων των πλακών. Στις μεταβλητές δράσεις συμπεριλαμβάνονται τα κινητά φορτία όπως ορίζονται στον Ευρωκώδικα.

Μόνιμες δράσεις

1. Το ίδιο βάρος των πλακών είναι ίδιο για όλες τις πλάκες και υπολογίζεται ως εξής:

$$g_k = h_{\text{πλάκας}} * \gamma_c$$

$$\text{Υπολογίζεται } g_k = 0,40 \text{ (m) } * 25 \text{ (kN/m}^3 \text{) } = 10 \text{ kN/m}^2$$

2. Για τις επικαλύψεις λαμβάνεται φορτίο ίσο με $g_k' = 1 \text{ kN/m}^2$
3. Φορτία τοιχοποιίας πλήρωσεως

Τα φορτία τοιχοποιιών πλήρωσης υπολογίζονται με τον παρακάτω τρόπο:

$$G_{\text{τοιχ}} = \gamma_{\text{τοιχ}} * (H_{\text{ορόφου}} - h_{\text{δοκού}})$$

όπου $\gamma_{\text{τοιχ}} = 3,6 \text{ kN/m}^2$ για μπατική τοιχοποιία.

Με ομοιομόρφιση των φορτίων προέκυψαν τα τελικά φορτία τοιχοποιίας επί των πλακών που δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.1 Φορτία τοιχοποιίας ομοιομορφισμένα επί των πλακών

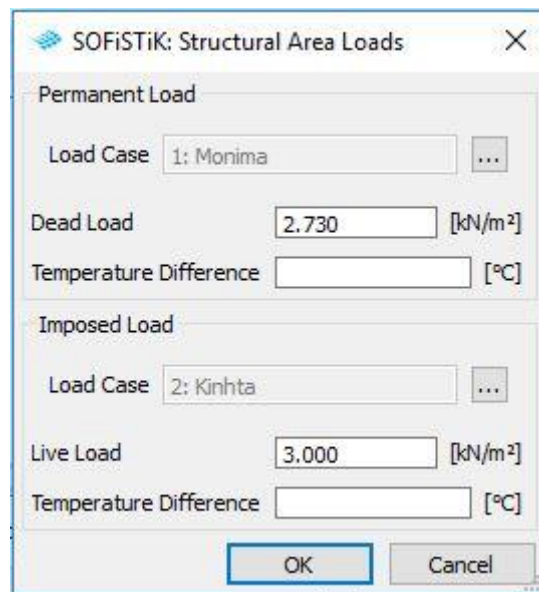
	$G_{\text{τοιχ}} \text{ (KN/m}^2\text{)}$
Π1	2,835
Π2	2,731
Π3	2,644
Π4	3,426
Π5	2,314
Π6	3,246
Π7	3,836
Π8	3,848

Μεταβλητές δράσεις

Το κτίριο πρόκειται να λειτουργήσει ως σχολείο και ανήκει στην τρίτη κατηγορία σπουδαιότητας (III). Ο Ευρωκώδικας ορίζει κινητό φορτίο ίσο με 3 kN/m^2 για τα σχολεία. Συνεπώς επιβάλλεται ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο επί των πλακών:

$$Q = 3 \text{ kN/m}^2$$

Σημειώνεται ότι το ίδιο βάρος των πλακών, των δοκών και των υποστυλωμάτων λαμβάνεται αυτόματα μέσω του υλικού τους από το πρόγραμμα. Τα κινητά φορτία και τα φορτία από τις τοιχοποιίες εισάγονται στο προσομοίωμα ως area loads στις πλάκες.



Σχήμα 3.17 Ορισμός φορτίων επί των πλακών

3.7 Παραδοχές

Λόγω της απουσίας λεπτομερών κατασκευαστικών σχεδίων, έγινε η υπόθεση ότι συντρέχουν σε όλα τα υποστυλώματα δοκοί τυπικής διατομής ($0,3\text{m} \times 0,5\text{m}$) εκτός αν υποδεικνύεται διαφορετικά στα σχέδια.

Για τον προσδιορισμό των υπάρχοντων οπλισμών του φορέα και ελλείψει κατασκευαστικών σχεδίων, έγινε η παραδοχή ότι οι υπάρχοντες οπλισμοί του κτιρίου είναι ικανοί να παραλάβουν το συνδυασμό φόρτισης $G + Q$ και ότι είναι σε συμφωνία με τις διατάξεις περί ελαχίστων οπλισμών που ορίζονται στον Ευρωκώδικα. Για τον υπολογισμό αυτό έγιναν αναλύσεις τύπου Design στο SOFiSTiK τόσο για τα γραμμικά στοιχεία όσο και για τις πλάκες.

3.8 Ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου

3.8.1 Γενικά στοιχεία

Η αρχική ανάλυση του υπάρχοντος κτιρίου έχει στόχο τον προσδιορισμό της γενικής συμπεριφοράς της κατασκευής ως στατικό σύστημα και τον υπολογισμό των οπλισμών της. Λόγω της έλλειψης κατασκευαστικών σχεδίων γίνεται η υπόθεση, υπέρ της ασφαλείας, ότι στο κτίριο υπάρχουν οπλισμοί ικανοί να παραλάβουν το συνδυασμό φόρτισης $G + Q$. Η παραδοχή αυτή που υποεκτιμά την ικανότητα των υπάρχοντων οπλισμών γίνεται για να ληφθεί υπόψη η παλαιότητα του κτιρίου.

Ο προσδιορισμός των υπάρχοντων οπλισμών γίνεται με χρήση του υποπρογράμματος BEMESS, που είναι ενσωματωμένο στο SOFISTIK. Η διαδικασία που ακολουθείται επιβάλλει την εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης για τον επιλεχθέντα συνδυασμό και εν συνεχεία την εκτέλεση του task *design beam element* και *design area element*. Σημειώνεται ότι γίνεται η παραδοχή ικανοποίησης των απαιτήσεων των κανονισμών για ελάχιστο ποσοστό οπλισμού τόσο για τα υποστυλώματα και τις δοκούς όσο και για τις πλάκες.

Τέλος, πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση για τον προσδιορισμό των ιδιομορφών του κτιρίου και διενεργείται ένας υποτυπώδης έλεγχος της επάρκειας των υποστυλωμάτων σε αξονικό φορτίο που προκαλείται από το συνδυασμό $1,35G + 1,5Q$.

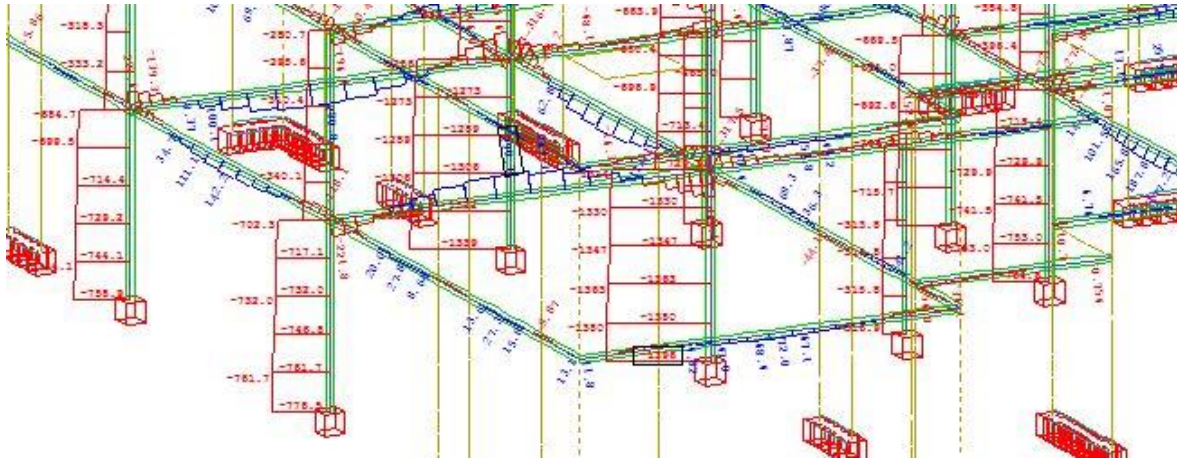
3.8.2 Αποτελέσματα ελαστικής ανάλυσης για το συνδυασμό $G + Q$

Η ελαστική ανάλυση για το συνδυασμό $G + Q$ πέρα από τα εντατικά μεγέθη που θα χρησιμοποιηθούν για την εύρεση των οπλισμών, δίνει και μια εικόνα για την απόκριση του αρχικού φορέα σε οποιαδήποτε φόρτιση. Από τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών παρατηρούμε ότι η μεγαλύτερη ένταση αναπτύσσεται στο εσωτερικό τμήμα του κτιρίου όπως φαίνεται στην κάτωψη. Τα στοιχεία δηλαδή που εντείνονται περισσότερο είναι τα κεντρικά υποστυλώματα και οι δοκοί μεγαλύτερων διαστάσεων που συντρέχουν σε αυτά.



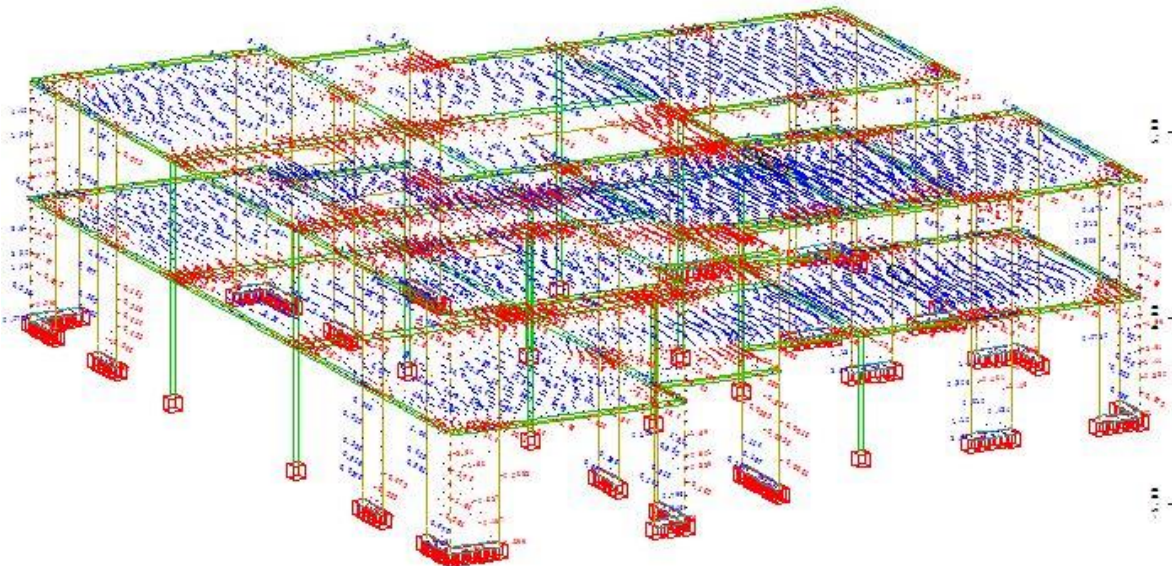
Σχήμα 3.18 Ροπές κάμψης M_y

Μπορούμε να πούμε δηλαδή, ότι ο κυρίως σκελετός του δομήματος αποτελείται από τα υποστυλώματα K1 έως K6 και τα K21 και K22 και τις συντρέχουσες σε αυτά δοκούς. Παρατηρούμε ακόμα ότι οι περιμετρικές δοκοί εντείνονται εμφανώς λιγότερο από τις κεντρικές. Τα υποστυλώματα στα οποία συναντάται η μεγαλύτερη ροπή είναι τα K1 και K2 ενώ αυτά με την μεγαλύτερη αξονική δύναμη είναι τα K3 και K4.



Σχήμα 3.19 Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων N_x

Όσον αφορά τις πλάκες, αυτές που καταπονούνται περισσότερο καμπτικά είναι οι συγκριτικά πιο επιμήκεις Π7 και Π8 λόγω του μικρού μήκους της διάστασής τους στη διεύθυνση y '.



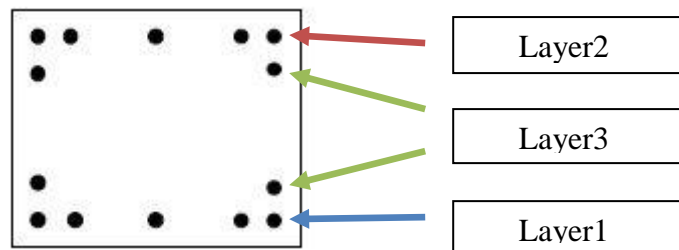
Σχήμα 3.20 Ροπές κάμψης πλακών στον τοπικό άξονα x (M_{xx})

Τα παραπάνω σχήματα παρατίθενται για ποιοτική αναπαράσταση της έντασης του φορέα και κατανόηση της συμπεριφοράς του ως στατικό σύστημα.

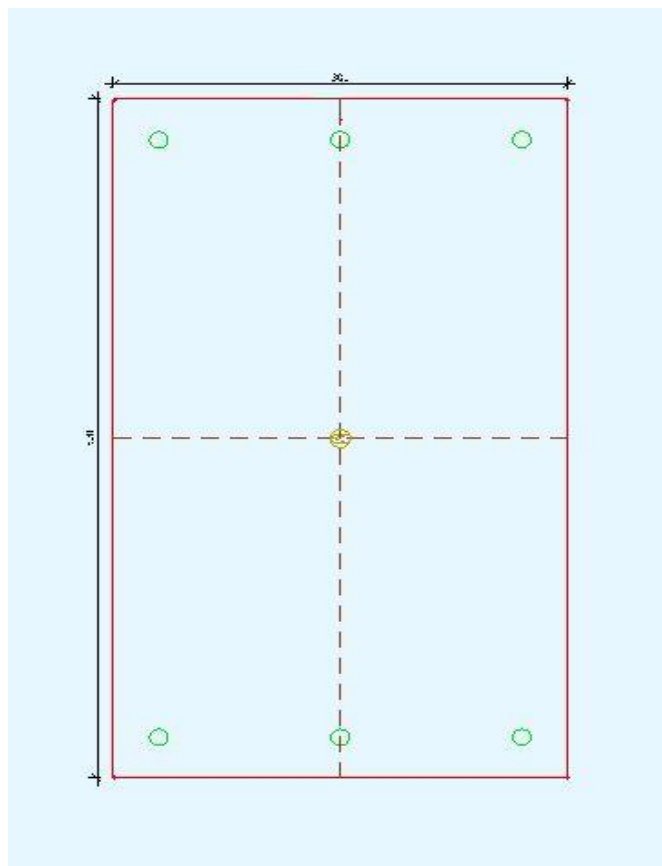
3.8.3 Υπάρχοντες οπλισμοί

Οι υπάρχοντες οπλισμοί υπολογίζονται από το πρόγραμμα για τον συνδυασμό $G + Q$ έχοντας δώσει σαν δεδομένα κατά τον ορισμό των διατομών τη μορφή της όπλισης. Συγκεκριμένα, για τα υποστυλώματα έχει οριστεί συμμετρική όπλιση ενώ για τις δοκούς ασύμμετρη με οπλισμό για στρέψη (asymetric with torsion).

Για τα γραμμικά στοιχεία (δοκούς και υποστυλώματα), το SOFISTIK διατάσσει τους οπλισμούς σε τρία επίπεδα (layers). Στο layer 1 τοποθετείται ο κάτω οπλισμός, στο layer 2 ο πάνω οπλισμός και στο layer 3, προαιρετικά αν χρειαστεί, πρόσθετος οπλισμός στα πλάγια της διατομής.

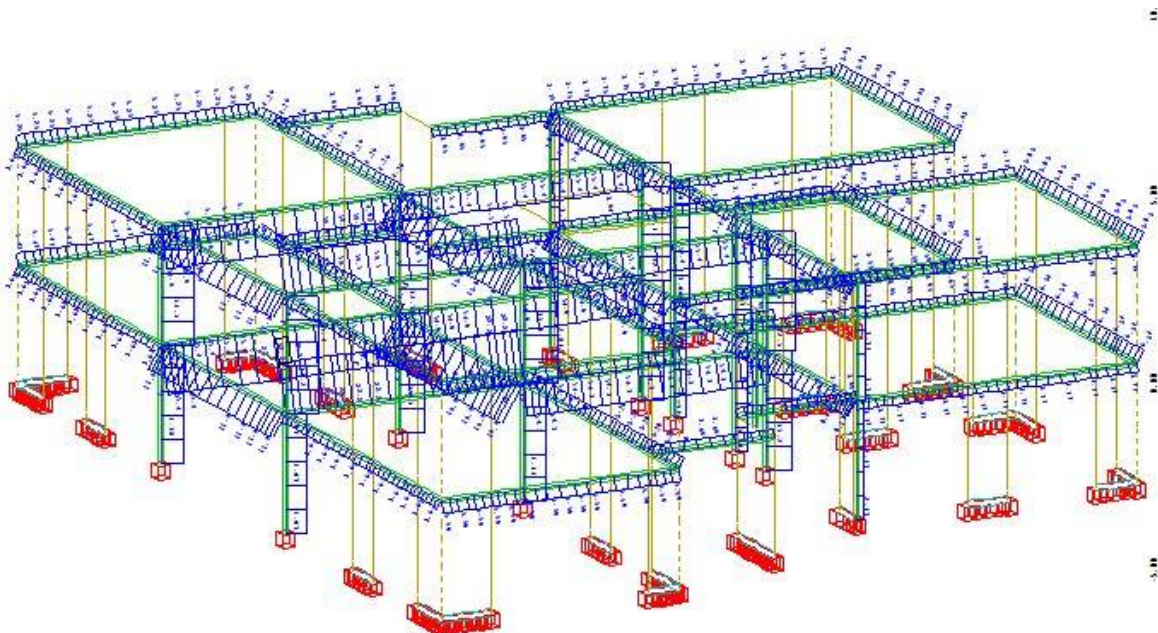


Σχήμα 3.21 Ορισμός οπλισμών από το SOFISTIK



Σχήμα 3.22 Διατομή τυπικής δοκού διαστάσεων 0,3m x 0,5m

Οι οπλισμοί όπως υπολογίστηκαν αναγράφονται στην § 2.3.3 της παρούσας εργασίας. Παρακάτω φαίνονται διαγράμματα με τους υπάρχοντες οπλισμούς δοκών και υποστυλωμάτων όπως διανέμονται στο κτίριο.



Σχήμα 3.23 Οπλισμοί γραμμικών στοιχείων

Για τα επιφανειακά στοιχεία χρησιμοποιείται από το πρόγραμμα η υπορουτίνα Bemess. Ορίστηκαν, πριν την εκτέλεση της ανάλυσης, η μορφή της διάταξης του οπλισμού (ορθογωνική), η διάμετρος των ράβδων, οι επικαλύψεις και το ελάχιστο επιτρεπτό εμβαδόν χάλυβα οπλισμού ανά μέτρο ($A_{s,min}$) όπως υπολογίστηκαν από τις διατάξεις του Ευρωκώδικα.

Common Graphical Output

Design parameter

Selection	Type	Direction and Distance	Reinforcement	Crack Control
1 Remaining Groups	Two Layers (orthogonal)	0.00° ; 0.00° 35.0mm ; 35.0mm ; 10.0mm ; 10.0mm...	12mm ; 8.08cm ² /m ... 12mm ; 8.08cm ² /m ...	- ; - ; - - ; - ; -

Distance

	Top (A)	Bottom (B)
Outer reinforcement (H)	35.0 mm	35.0 mm
Inner reinforcement (DH)	10.0 mm	10.0 mm

Σχήμα 3.24 Ορισμός λεπτομερειών όπλισης επιφανειακών στοιχείων

3.8.4 Προκαταρκτικός έλεγχος υποστυλωμάτων

Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται για να επιβεβαιωθεί η επάρκεια των διαστάσεων των υποστυλωμάτων για τα αξονικά φορτία που τους ασκούνται και για να διαπιστωθεί ο βαθμός ενεργοποίησης τους. Ελέγχεται αν η τιμή του ανηγμένου αξονικού φορτίου ξεπερνάει τη μονάδα, ή αλλιώς αν η ασκούμενη στο υποστύλωμα αξονική ξεπερνάει τη θλιπτική αντοχή της αντίστοιχης διατομής άοπλου σκυροδέματος. Από τον έλεγχο διαπιστώθηκε ότι όλα τα υποστυλώματα δέχονται αξονικά φορτία περίπου στο 10% με 20% της αντοχής τους.

Πίνακας 3.2 Έλεγχος ανηγμένου αξονικού φορτίου υποστυλωμάτων ισογείου

<i>Ισόγειο</i>				f_{cd} (kPa)	10666,667
	N_{sd} (kN)	b (m)	h (m)	ν	
K1	806	0,8	0,7	0,134933	επαρκεί
K2	830,7	0,8	0,7	0,139068	επαρκεί
K3	1721	0,8	0,8	0,2521	επαρκεί
K4	1643	0,8	0,8	0,240674	επαρκεί
K5	989,3	0,8	0,8	0,144917	επαρκεί
K6	987,6	0,8	0,8	0,144668	επαρκεί
K18	155,2	0,45	0,4	0,080833	επαρκεί
K20	156,1	0,45	0,4	0,081302	επαρκεί
K21	356,1	0,5	0,8	0,083461	επαρκεί
K22	358,9	0,5	0,8	0,084117	επαρκεί

Πίνακας 3.3 Έλεγχος ανηγμένου αξονικού φορτίου υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου

1^{ος} όροφος

	N_{sd} (kN)	b(m)	h(m)	ν	
K1	377,2	0,8	0,7	0,063147	επαρκεί
K2	388,3	0,8	0,7	0,065006	επαρκεί
K3	795,5	0,8	0,8	0,116528	επαρκεί
K4	760,7	0,8	0,8	0,111431	επαρκεί
K5	460,6	0,8	0,8	0,067471	επαρκεί
K6	461,2	0,8	0,8	0,067559	επαρκεί
K18	76,3	0,45	0,4	0,03974	επαρκεί
K20	76,3	0,45	0,4	0,03974	επαρκεί
K21	155,9	0,5	0,8	0,036539	επαρκεί
K22	157,3	0,5	0,8	0,036867	επαρκεί

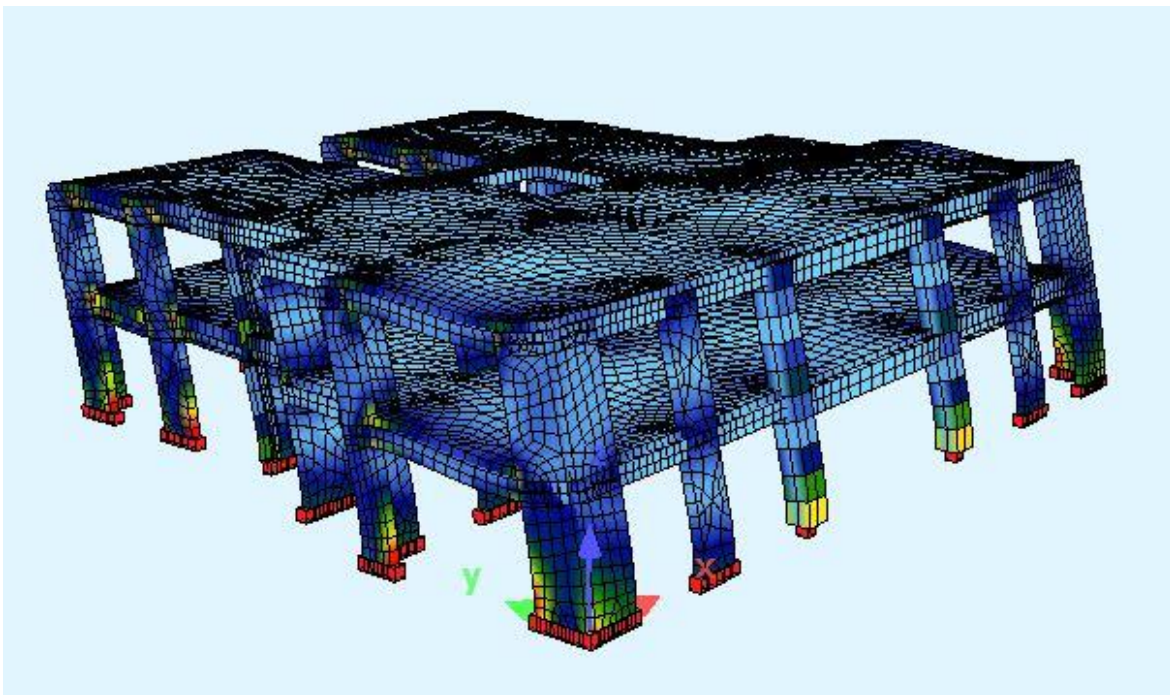
3.8.5 Ιδιομορφική ανάλυση υφιστάμενης κατασκευής

Οι ιδιομορφές υπολογίστηκαν από την εξίσωση $| [K] - [M] \cdot \omega^2 | = 0$. Οι πρώτες έξι ιδιομορφές ενεργοποιούν μεγαλύτερο από το 90% της μάζας της κατασκευής και στις δύο διευθύνσεις xx' και yy' . Παρακάτω δίνονται οι ιδιοσυχνότητες και ιδιοπερίοδοι της κατασκευής καθώς και οι αντίστοιχες ιδιομορφές.

Πίνακας 3.5 Ιδιοσυχνότητες και ιδιοπερίοδοι υφιστάμενης κατασκευής

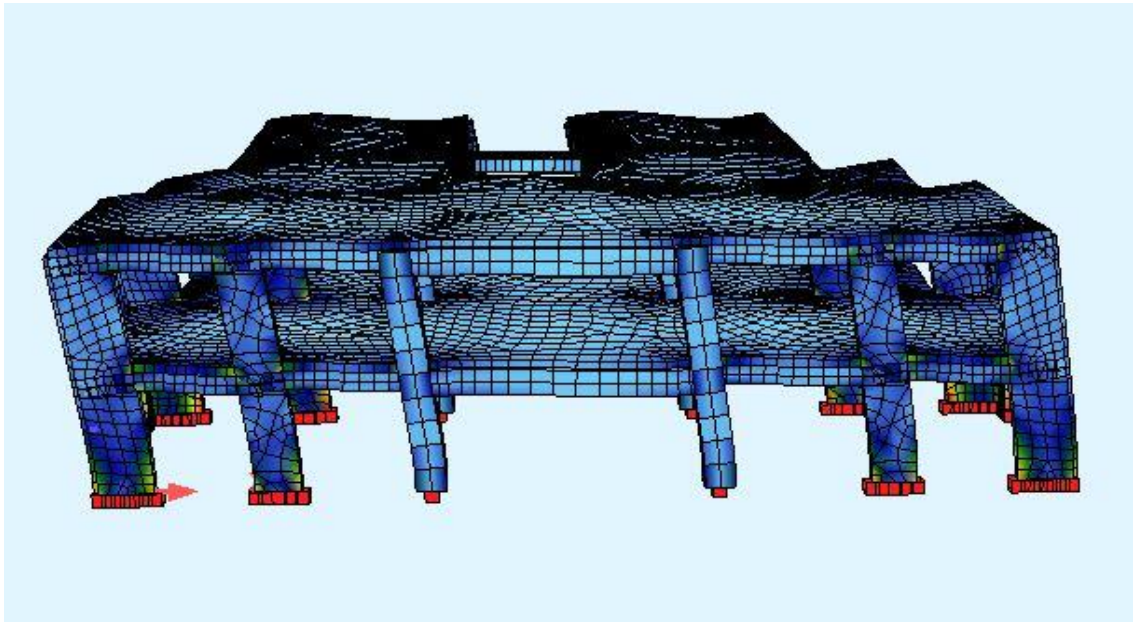
	Ιδιομορφές	
	f (hz)	T (s)
1 ^η	6,879	0,14537
2 ^η	7,698	0,129904
3 ^η	8,818	0,113404
4 ^η	19,375	0,051613
5 ^η	21,315	0,046915
6 ^η	24,615	0,040626

1^η Ιδιομορφή (μεταφορική κατά τη διεύθυνση y)



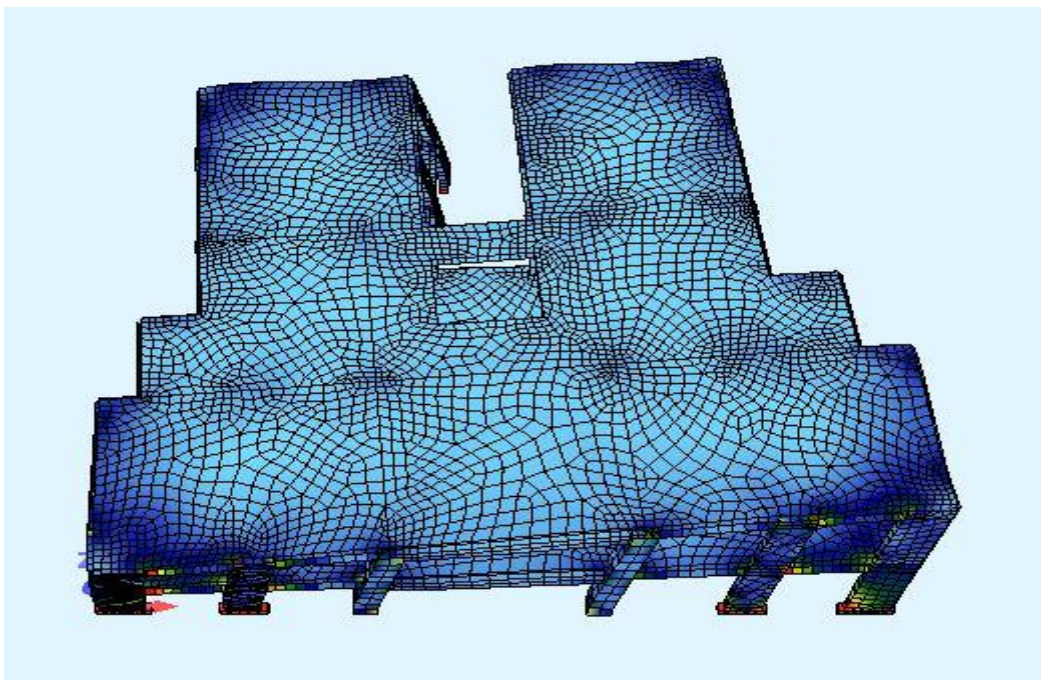
Σχήμα 3.25 Εικόνα 1^{ης} ιδιομορφής (T = 0,145 s)

2^η Ιδιομορφή (μεταφορική κατά τη διεύθυνση x)



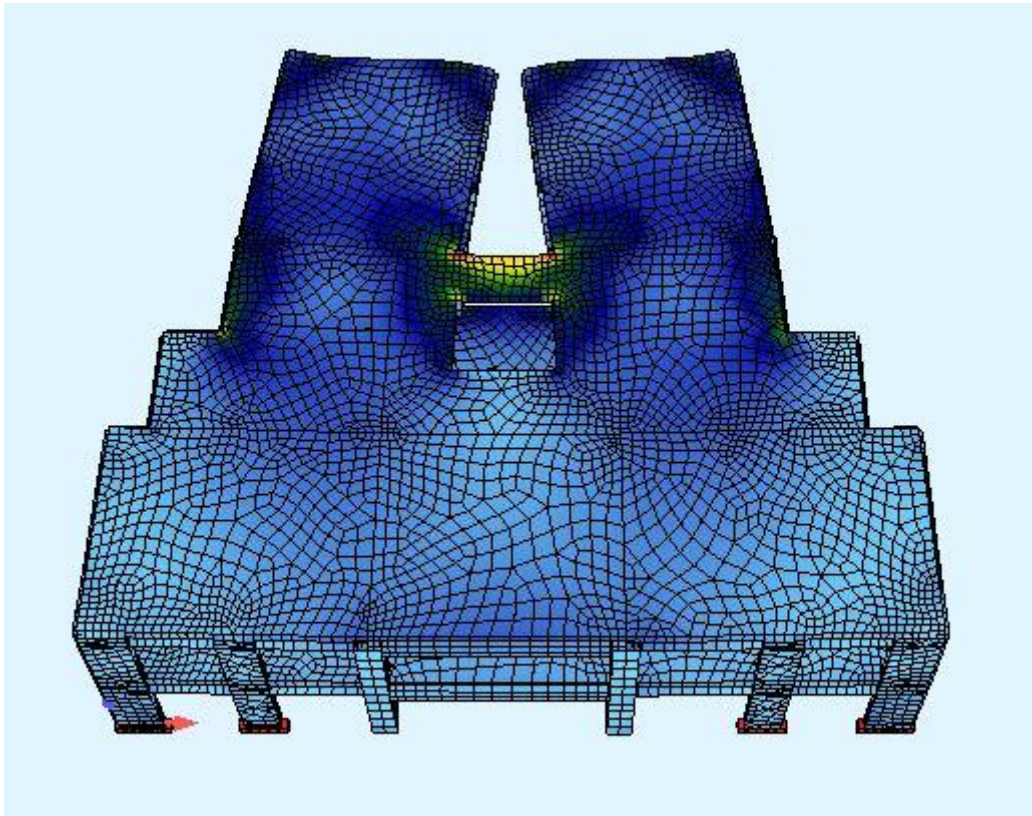
Σχήμα 3.26 Εικόνα 2^{ης} ιδιομορφής ($T = 0,130$ s)

3^η Ιδιομορφή (στροφική εντός του επιπέδου xy)



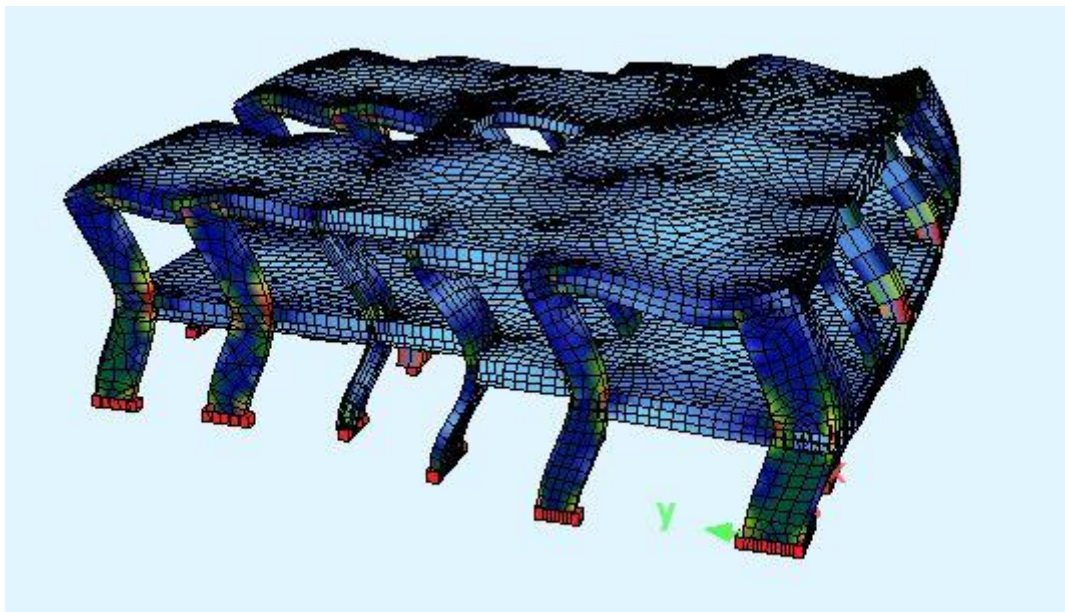
Σχήμα 3.27 Εικόνα 3^{ης} ιδιομορφής ($T = 0,113$ s)

4^η Ιδιομορφή



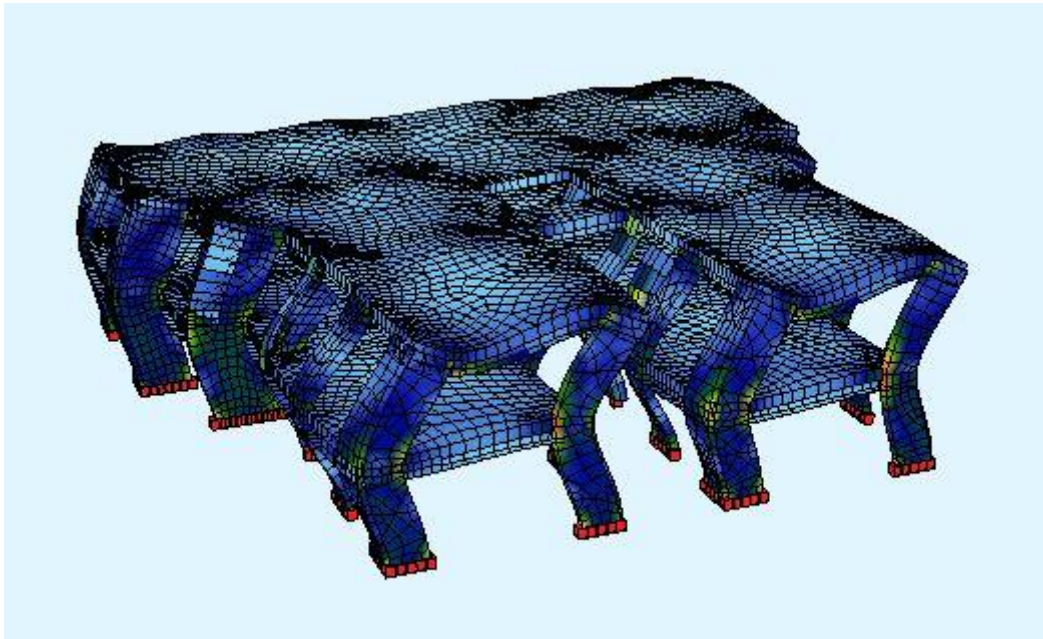
Σχήμα 3.28 Εικόνα 4^{ης} ιδιομορφής (T = 0,516 s)

5^η Ιδιομορφή



Σχήμα 3.29 Εικόνα 5^{ης} ιδιομορφής (T = 0,047 s)

6^η Ιδιομορφή



Σχήμα 3.30 Εικόνα 6^{ης} ιδιομορφής (T = 0,0406 s)

3.9 Αρχικά συμπεράσματα για τη συμπεριφορά του κτιρίου

Η ελαστική ανάλυση που εκτελέστηκε στον αρχικό φορέα πριν την επέμβαση, έδωσε ορισμένα στοιχεία για την συμπεριφορά του κτιρίου.

Αρχικά διαπιστώθηκε η σημασία των εσωτερικών υποστυλωμάτων και των δοκών μεγαλύτερης διαμέτρου που βρίσκονται στο κεντρικό μέρος του κτιρίου. Αποτυπώνεται μέσα από την εικόνα των διαγραμμάτων των εντατικών μεγεθών η λειτουργία αυτού του κεντρικού τμήματος ως εσωτερικού σκελετού για το δόμημα.

Για τις διαστάσεις των υποστυλωμάτων διαπιστώθηκε η επάρκειά τους με τον έλεγχο για το ανηγμένο αξονικό φορτίο.

Όσον αφορά τους οπλισμούς, οι πλάκες προέκυψε ότι είναι οπλισμένες με το $A_{s,min}$ ενώ για τα υποστυλώματα και τις δοκούς τα στοιχεία δίνονται στην §2.2.3 και στα παραρτήματα.

4 Επέμβαση - Αφαίρεση στοιχείων

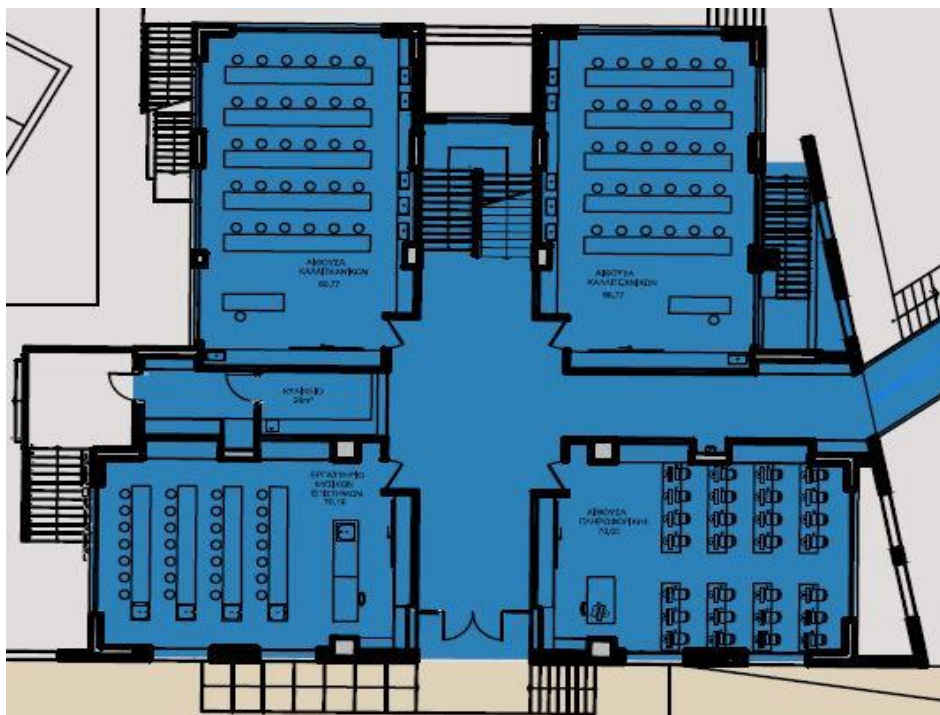
4.1 Περιγραφή της επέμβασης

Οι προτάσεις για επέμβαση στο δόμημα συντελούνται με σκοπό την αναδιαμόρφωση των εσωτερικών χώρων του σχολικού κτιρίου και αφορούν δύο τύπους επεμβάσεων. Την αφαίρεση υποστυλωμάτων και τη δημιουργία οπών στην οροφή για φυσικό φωτισμό του εσωτερικού του κτιρίου.

Σύμφωνα με την αρχιτεκτονική μελέτη, αφαιρούνται τα υποστυλώματα K5 και K6 από τον κεντρικό πυρήνα-σκελετό του κτιρίου, τα υποστυλώματα K17 και K19 και το υποστυλώμα K20 του 1^{ου} ορόφου. Επιπλέον, ανοίγονται τρεις οπές στην πλάκα οροφής 1^{ου} ορόφου και συγκεκριμένα δύο οπές στην πλάκα Π2 και μία στην πλάκα Π3 διαστάσεων 1,5m x 1,5m.

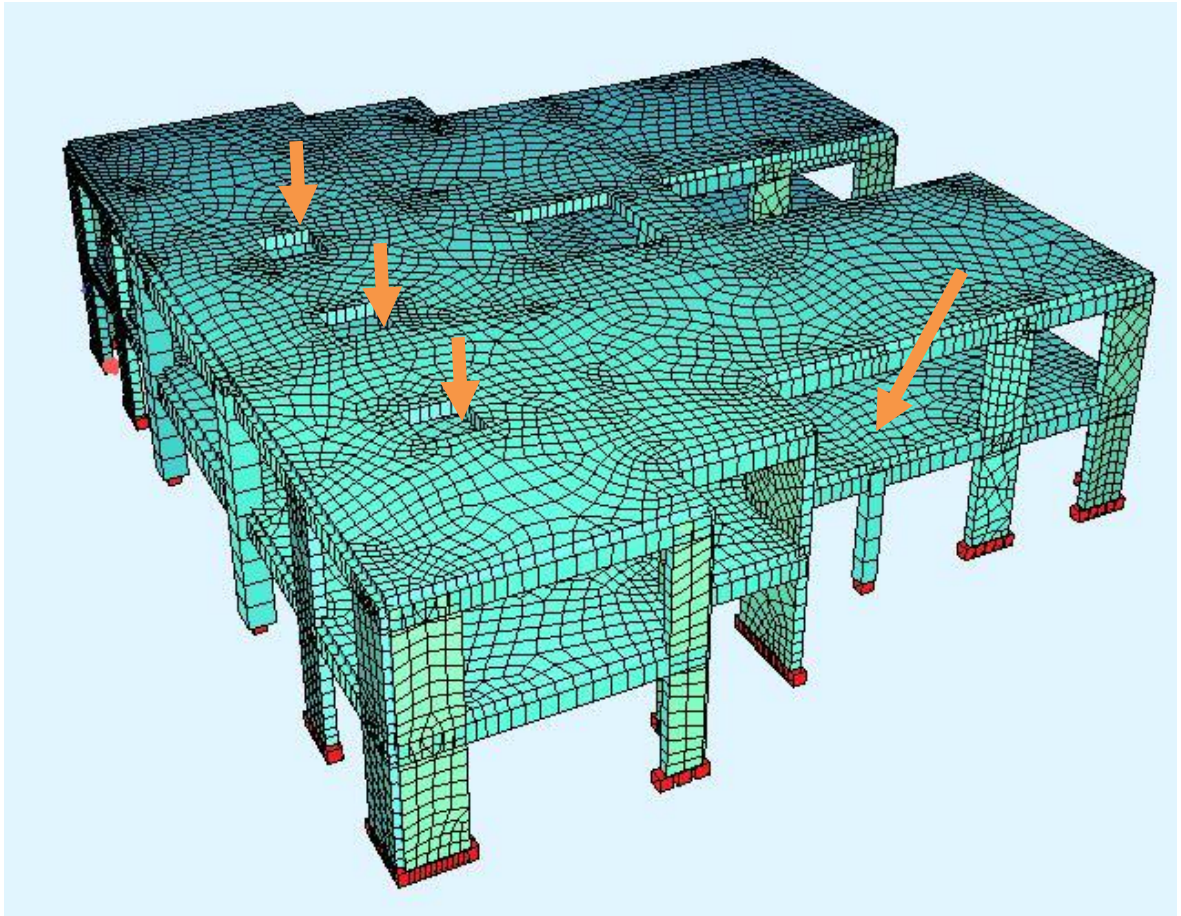
Η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε για την μελέτη των επιπτώσεων της επέμβασης αυτής περιλάμβανε τρία στάδια. Αρχικά, την εφαρμογή τους στο υπάρχον προσομοίωμα με απομάκρυνση των στοιχείων που αφαιρούνται και δημιουργία των ανοιγμάτων στις πλάκες. Εν συνεχεία, την εκτέλεση αναλύσεων για τον προσδιορισμό της νέας εντατικής κατάστασης και τον εντοπισμό των αδυναμιών και των σημείων που χρήζουν ενίσχυσης και τέλος τη λήψη αποφάσεων για την ενίσχυση της κατασκευής και τις μεθόδους που θα χρησιμοποιηθούν.

Παρακάτω δίνονται τα σχέδια του κτιρίου από την αρχιτεκτονική μελέτη και η μορφή που παίρνει το προσομοίωμα μετά την επέμβαση.

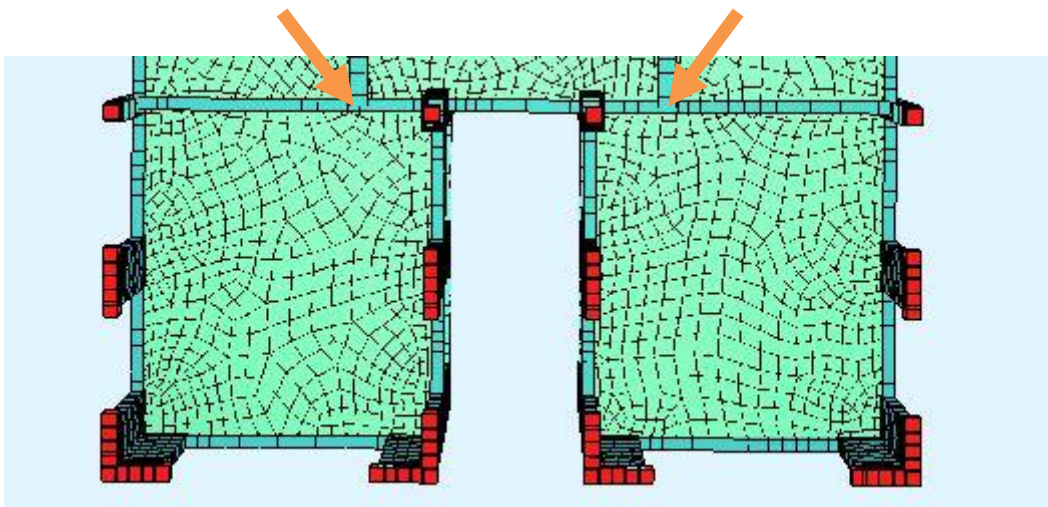


Σχήμα 4.1 Κάτοψη ισογείου – αρχιτεκτονική πρόταση

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται η εικόνα που έχει το προσομοίωμα μετά από την αφαίρεση των υποστυλωμάτων και τη διάνοιξη των οπών στην οροφή του. Με τα χρωματιστά βέλη υποδεικνύονται τα σημεία που υπέστησαν αλλαγές.



Σχήμα 4.2 Μορφή προσομοιώματος μετά τις επεμβάσεις



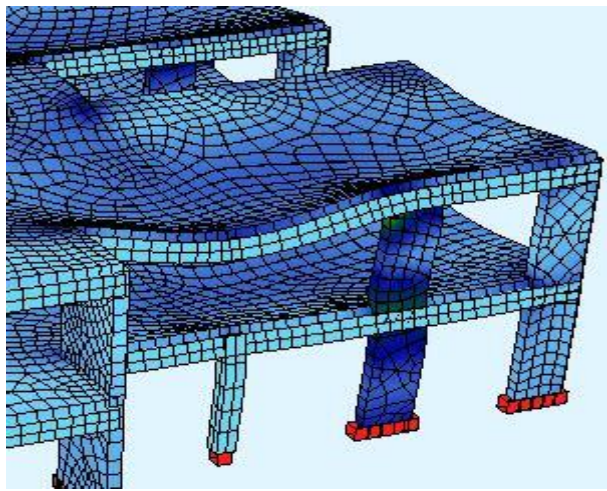
Σχήμα 4.3 Αφαίρεση υποστυλωμάτων K5 και K6

4.2 Ελαστική ανάλυση μετά την επέμβαση

4.2.1 Ελαστική στατική ανάλυση

Το νέο προσομοίωμα υποβάλλεται σε στατική ελαστική ανάλυση για το συνήθη συνδυασμό $S_d = 1,35G + 1,5Q$. Από τη μορφή του παραμορφωμένου κτιρίου γίνεται μια ποιοτική ανάγνωση της συμπεριφοράς της κατασκευής.

Με μια πρώτη ματιά είναι εμφανής η επίδραση που έχει στο κτίριο η αφαίρεση του υποστυλώματος K20 στο 2^ο όροφο του κτιρίου. Παρατηρούμε έντονη κρέμαση της δοκού Δ23 που υπέρκειται του υποστυλώματος K20 και εντονότερες παραμορφώσεις στις γειτονικές πλάκες Π7 και Π4 όπως φαίνεται και στο σχήμα 4.4.

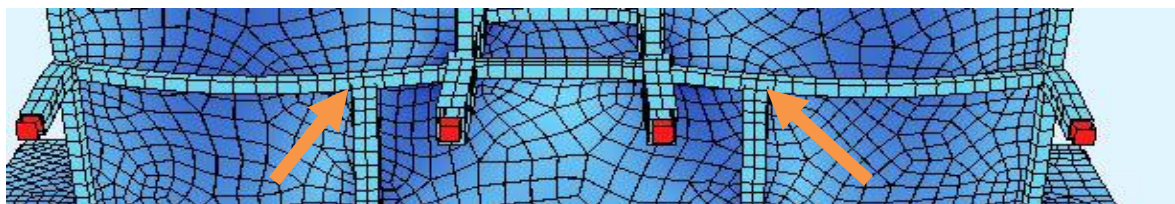


Σχήμα 4.4 Άμεση επίδραση της αφαίρεσης του υποστυλώματος K20

Μελετώντας τα αποτελέσματα από τα εντατικά μεγέθη παρατηρούμε μια έντονη αύξηση του αξονικού φορτίου (της τάξης του 250%) των δοκών K21 και K22 λόγω της αφαίρεσης των γειτονικών υποστυλωμάτων K5 και K6. Για το μεν υποστυλώμα K21 από την αρχική φόρτιση $N_{sd} = 356,1$ kN περνάμε σε μια φόρτιση ίση με $N_{sd}' = 1244$ kN για το δε K22 από την αρχική φόρτιση $N_{sd} = 358,9$ kN περνάμε στην $N_{sd}' = 1182$ kN.

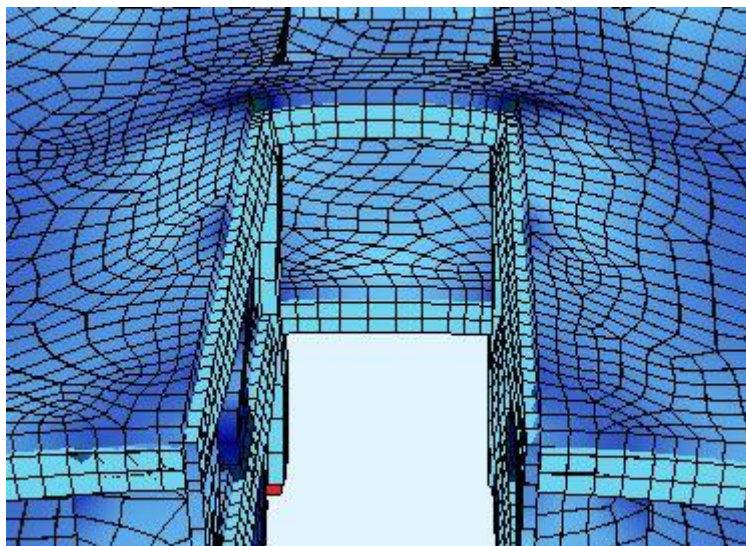
Ακόμα παρατηρείται σημαντική αύξηση των εντατικών μεγεθών (αξονικών και τεμνουσών δυνάμεων και καμπτικών ροπών) όλων των υποστυλωμάτων και μερικών δοκών ενώ και οι πλάκες καταπονούνται με μεγαλύτερες ροπές με τις σημαντικότερες αυξήσεις να καταγράφονται στις πλάκες Π4 και Π7. Τα ανοίγματα (skylights) που δημιουργήθηκαν στις πλάκες Π2 και Π3 δεν προκαλούν έντονες αλλαγές λόγω της μικρής έκτασής τους.

Ένα άλλο σημείο που έχει υποστεί αλλαγές στη στατική του απόκριση είναι οι δοκοί Δ17-Δ13 και Δ19-Δ14, οι οποίες εφελκύνονται τώρα σε μεγαλύτερο μήκος με τις Δ13 και Δ14 να στηρίζονται έμμεσα στις Δ17 και Δ19.



Σχήμα 4.5 Άμεση επίδραση της αφαίρεσης των δοκών K5 και K6

Σε συνέπεια αυτού, το κομμάτι της πλάκας Π4 ανάμεσα στις δοκούς K21 και K22 καθώς και η ενδιάμεση δοκός Δ18 καταπονούνται εξ' ολοκλήρου με αρνητικές ροπές μετά την αφαίρεση των υποστυλωμάτων K5 και K6. Οι διαπιστώσεις αυτές αποτυπώνονται στα σχήματα 4.5 και 4.6. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρατίθενται αναλυτικά στα παραρτήματα.



Σχήμα 4.6 Επίδραση της αφαίρεσης των δοκών K5 και K6 στην πλάκα οροφής 1^{ου} ορόφου

4.2.2 Ιδιομορφική ανάλυση

Μετά την εκτέλεση ιδιομορφικής ανάλυσης παρατηρούνται αλλαγές στις τιμές των ιδιοσυχνοτήτων και ιδιοπεριόδων, που εξηγείται από την αφαίρεση των υποστυλωμάτων (μείωση της συνολικής μάζας και της δυσκαμψίας του κτιρίου). Από την άλλη μεριά τα σχήματα των ιδιομορφών παραμένουν ίδια με αυτά του αρχικού δομήματος.

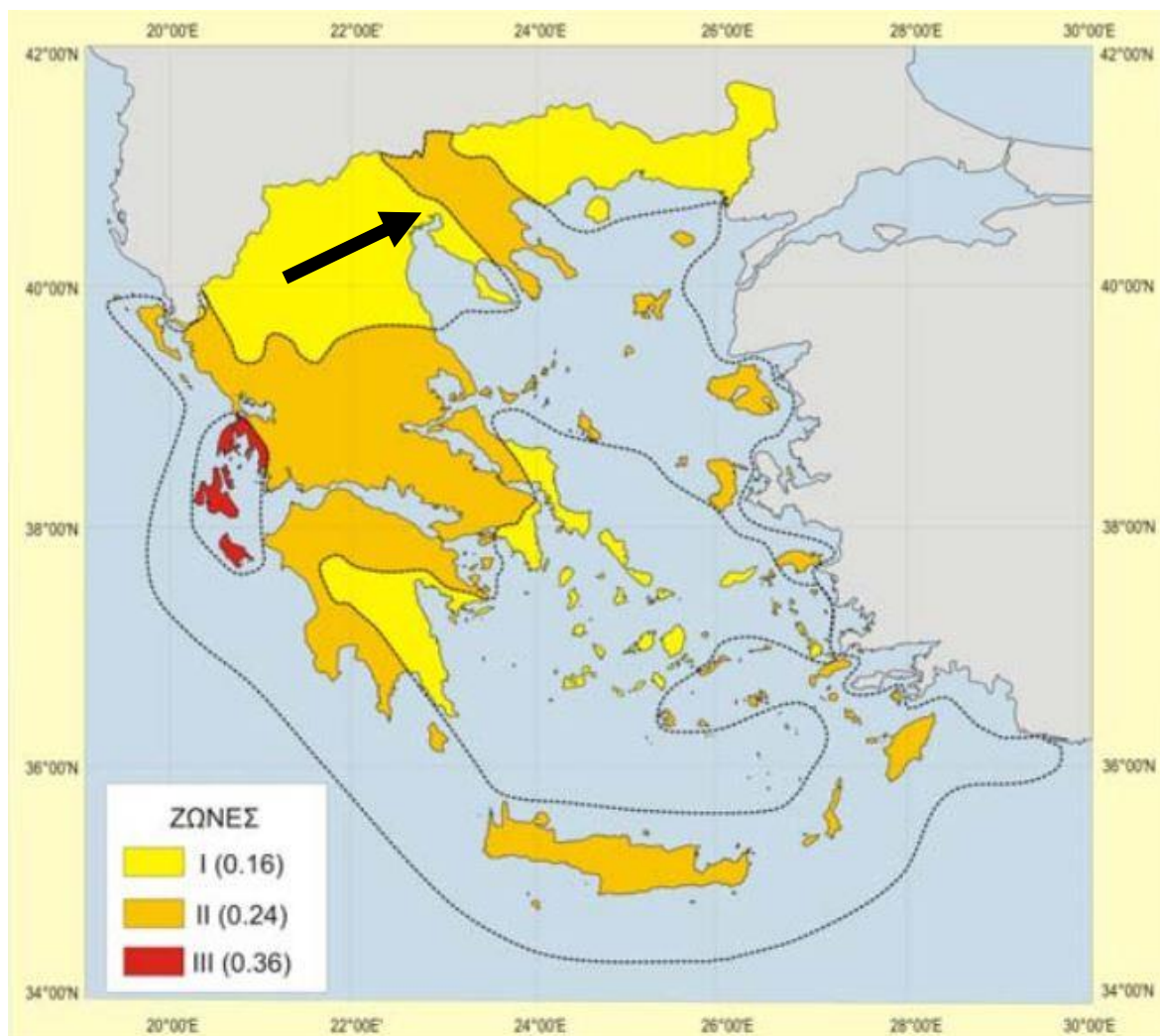
Πίνακας 4.1 Ιδιοσυχνότητες και ιδιοπερίοδοι κατασκευής μετά την αφαίρεση των υποστυλωμάτων

	Ιδιομορφές	
	f (hz)	T (s)
1 ^η	6,62	0,151
2 ^η	7,23	0,138
3 ^η	8,79	0,113
4 ^η	19,26	0,052
5 ^η	20,33	0,049
6 ^η	22,67	0,044

4.2.3 Ελαστική δυναμική ανάλυση με χρήση ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q

Εκτελείται ελαστική δυναμική ανάλυση με χρήση ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q . Λόγω της στάθμης επιτελεστικότητας και της παλαιότητας του κτιρίου επιλέγεται η τιμή για τον καθολικό δείκτη συμπεριφοράς να είναι $q = 1$ (KAN.ΕΠΕ. § 4.6). Η ανάλυση που εκτελείται λαμβάνει υπόψη την απομείωση της δυσκαμψίας των στοιχείων του φέροντος οργανισμού λόγω της ρηγμάτωσης του σκυροδέματος (cracked condition). Για την ανάλυση θα χρησιμοποιηθεί το ελαστικό φάσμα απόκρισης όπως ορίζεται στον Ευρωκώδικα 8 (EC) ενώ για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων χρησιμοποιείται η μέθοδος επαλληλίας ιδιομορφικών αποκρίσεων CQC (Complete Quadratic Combination).

Η κατασκευή βρίσκεται στην περιοχή της Θεσσαλονίκης που βρίσκεται στην 1^η ζώνη σεισμικότητας σύμφωνα με τον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας. Κατ' επέκταση εφαρμόζεται η αντίστοιχη επιτάχυνση αναφοράς $a_{gR} = 0,16 * g$, όπου g η επιτάχυνση της βαρύτητας της γης.



Σχήμα 4.7 Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας

Λόγω της λειτουργίας του κτιρίου ως σχολείο, ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την κατηγορία σπουδαιότητας του δομήματος λαμβάνεται ίσος με $\gamma_i = 1,20$.

Πίνακας 4.2 Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας για κτίρια

Κατηγορία	γ_i	Χρήση κτιρίου
I	0.8	Κτήρια δευτερεύουσας σημασίας για την δημόσια ασφάλεια π.χ. γεωργικά κτήρια κλπ.
II	1.0	Συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν στις προηγούμενες κατηγορίες.
III	1.2	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, κλπ.
IV	1.4	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

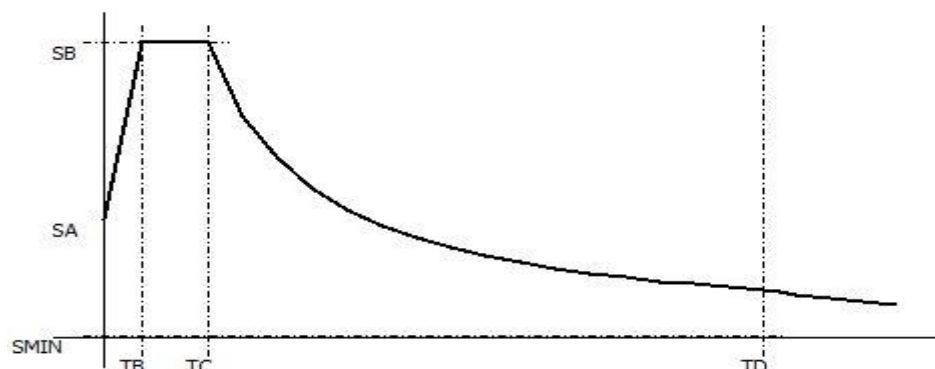
Το έδαφος θεωρείται κατηγορίας A, δηλαδή βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5m ασθενέστερου γεωλογικού υλικού, και ο συντελεστής εδάφους ισούται με $S = 1,00$ ενώ οι χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι έχουν τις τιμές που αναγράφονται στον παρακάτω πίνακα (4.3).

Πίνακας 4.3 Τιμές των παραμέτρων του φάσματος ελαστικής απόκρισης

Εδαφικός τύπος	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.40	0.15	0.5	2.0

Η ιξώδης απόσβεση λαμβάνεται ίση με 5% οπότε ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης λαμβάνεται ίσος με $\eta = 1$.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{\zeta + 5}} \geq 0,55 \quad , \text{το } \zeta \text{ τίθεται επί τοις εκατό} \quad (4.1)$$



Σχήμα 4.8 Ελαστικό φάσμα απόκρισης κατά τον Ευρωκώδικα

Η ανάλυση έγινε από την υπορουτίνα DYNA του SOFISTIK η οποία ακολουθεί τις διατάξεις του Ευρωκώδικα σε ό,τι αφορά τις παραμέτρους του ελαστικού φάσματος απόκρισης.

The system has **9422 Degrees Of Freedom**

Number of eigenvalues:

Storage Loadcase Number:

Primary Loadcase:

Σχήμα 4.9 Εισαγωγή δεδομένων για την ελαστική δυναμική ανάλυση στο SOFISTIK

SOFISTIK: Earthquake

Eigenvalues | Damping | Additional Masses | Directions of Action | Response Spectra (horizontal directions) | Response Spectra (optional) | Response Spectra (optional)

Response Spectra: EC-1 | Elastic Spectra | Design Spectra | EC 8 Type 1, Soil Class A

Acceleration: [m/s²]

Factor horizontal: [-]

Factor vertical: [-]

These factors represent a **multiplier of the spectral value** (e.g. importance factor).

Expert Settings:

- Soil Class: A
- a-base [m/sec²]: ###
- Modal Damping (D): default
- Rigid Acceleration (SA): 1.000
- Constant Acceleration (SB)*: 2.500
- Minimum Acceleration (SMIN): 0.0
- Time Value (TB): 0.150
- Time Value (TC): 0.400
- Time Value (TD): 2.5
- Cut-Off Time Value (TE): 0.0
- Exponent (TC < T < TD): 1.000
- Exponent (T > TD): 2.000

Process immediately

OK Cancel Help

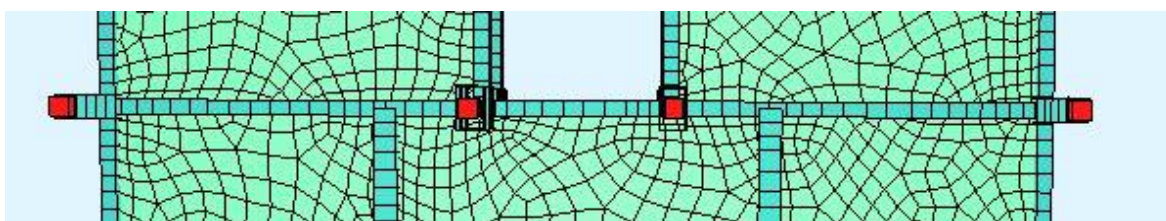
Σχήμα 4.10 Παράμετροι ελαστικού φάσματος στο SOFISTIK

Η μάζα του κτιρίου υπολογίστηκε από το πρόγραμμα σε $m = 1557,993$ tn ενώ για τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκαν οι έξι πρώτες ιδιομορφές με τις οποίες επιτυγχάνεται ενεργοποίηση του 94,5% της μάζας του κτιρίου κατά τον άξονα xx' και 96,8% κατά τον άξονα yy' . Τα αποτελέσματα από τη δυναμική ανάλυση παρατίθενται αναλυτικότερα στα παρατήματα.

4.3 Εντοπισμός σημείων που χρήζουν ενίσχυσης

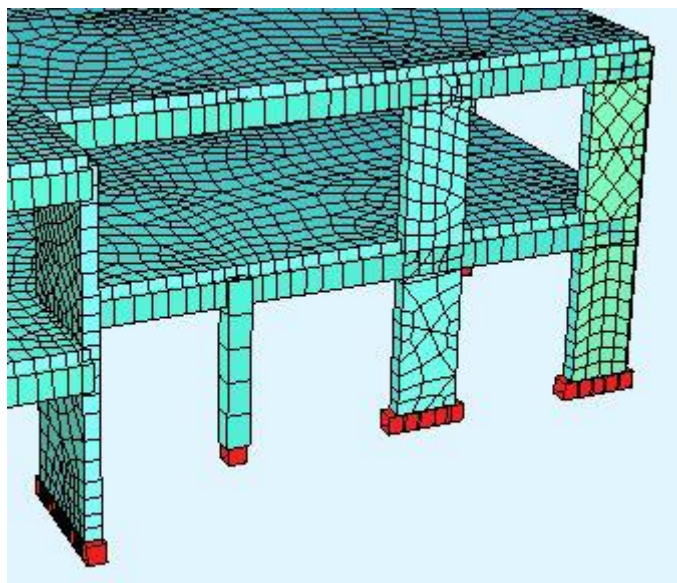
Μετά το πέρας της εκτέλεσης των αναλύσεων εντοπίστηκαν τα σημεία του φορέα που χρειάζονται ενίσχυση. Αρχικά η αφαίρεση των υποστυλωμάτων K5 και K6 αύξησε την καταπόνηση των υπολοίπων υποστυλωμάτων της κατασκευής τόσο αξονικά όσο και καμπτικά με αποτέλεσμα την απαίτηση για ενίσχυσή τους. Επιπλέον, άλλαξε η μορφή έδρασης των δοκών Δ13 και Δ14 που πλέον μεταφέρουν τα φορτία των πλακών έμμεσα μέσω των δοκών Δ17 και Δ19.

Μπορούμε να πούμε ότι το σημείο που έχει υποστεί τη μεγαλύτερη μεταβολή από στατικής άποψης είναι το φάτνωμα που αποτελείται από τις δοκούς Δ17-Δ18-Δ19 και περιλαμβάνει τα υποστυλώματα K18-K20-K21-K22 λόγω της αφαίρεσης των K5-K6. Οι δοκοί Δ17 και Δ19 καλούνται πια να αναλάβουν επιπρόσθετα φορτία και αναπτύσσουν μεγαλύτερες ροπές κάμψης στα ανοίγματα και τέμνουσες δυνάμεις στις στηρίξεις καθιστώντας αναγκαία την ενίσχυσή τους.



Σχήμα 4.11 Φάτνωμα δοκών Δ17-Δ18-Δ19

Ένα άλλο σημείο που θα ενισχυθεί είναι η δοκός Δ23 του 2^{ου} ορόφου καθώς η απομάκρυνση του υποστυλώματος K18 στον υπόψη όροφο αύξησε το άνοιγμα της δοκού επηρεάζοντας την ένταση και παραμόρφωση της ίδιας της δοκού, αλλά και των υπερκείμενων πλακών Π4 και Π7.



Σχήμα 4.12 Δοκός Δ23 2^{ου} ορόφου

Τέλος θα ενισχυθούν οι πλάκες της οροφής του κτιρίου στις οποίες δημιουργήθηκαν ανοίγματα για την αποκατάσταση των οπλισμών που αφαιρέθηκαν λόγω του ανοίγματος των οπών (Skylights).

5 Ανασχεδιασμός – Ενίσχυση

5.1 Εισαγωγή στα μέτρα ενίσχυσης

Η στρατηγική που ακολουθείται για την ενίσχυση ενός δομήματος περιλαμβάνει πολλές μεταβλητές και εξαρτάται από διάφορους παράγοντες καθιστώντας τη διαδικασία της επιλογής της μεθόδου ενίσχυσης πολύπλοκη και χρονοβόρα. Στον αντίποδα, η πληθώρα μεθόδων που είναι διαθέσιμες στον τομέα των ενισχύσεων των κατασκευών δίνει τη δυνατότητα στο μελετητή μηχανικό να επιλέξει την καταλληλότερη δυνατή λύση για το κάθε πρόβλημα.

Μετά και από την εκτέλεση των αναλύσεων του αναθεωρημένου προσομοιώματος καταγράφηκαν οι αδυναμίες της κατασκευής και εντοπίστηκαν τα σημεία στα οποία απαιτείται ενίσχυση του φορέα. Αποφασίστηκε να ενισχυθούν τα υποστυλώματα, ορισμένες δοκοί και ορισμένες πλάκες. Οι οπλισμοί των περισσότερων υποστυλωμάτων βρέθηκαν ελλιπείς για την ανάληψη των ροπών που δρουν στην κατασκευή, ενώ κάποιες δοκοί κρίθηκαν ανεπαρκείς για τα νέα φορτία που καλούνται να αναλάβουν μετά την επέμβαση. Επίσης, η διάνοιξη των οπών στις πλάκες της οροφής επιβάλλει την ενίσχυση των πλακών σε εκείνα τα σημεία.

Τα μέτρα που θα ληφθούν για την ενίσχυση της κατασκευής περιλαμβάνουν χρήση παλαιών και νέων μεθόδων. Συγκεκριμένα, για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων αποφασίστηκε να χρησιμοποιηθούν ολόπλευροι, συνεχείς και στους δύο ορόφους, μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα. Για τις δοκούς θα χρησιμοποιηθούν ελάσματα από σύνθετα υλικά με σκοπό την καμπτική ενίσχυσή τους και υφάσματα από ινοπλισμένα πολυμερή για την αύξηση της φέρουσας ικανότητάς τους σε τέμνουσα ενώ όσον αφορά τις πλάκες θα χρησιμοποιηθούν επίσης ελάσματα περιμετρικά των οπών που ανοίχθηκαν αλλά και για την καμπτική τους ενίσχυση. Τέλος, αποφασίστηκε η εισαγωγή δύο υποστυλωμάτων από χάλυβα στο ισόγειο τα οποία θα συντελέσουν στην μείωση του ανοίγματος συγκεκριμένων δοκών που στηρίζονται έμμεσα ως αποτέλεσμα της αφαίρεσης των υποστυλωμάτων K5 και K6.

Τα υποστυλώματα στα οποία θα κατασκευαστούν μανδύες, και στους δύο ορόφους, είναι τα K1,K2,K3,K4,K18,K20,K21 και K22 ενώ οι πλάκες που θα ενισχυθούν είναι οι Π2,Π3,Π5,Π7 και Π8 του 2^{ου} ορόφου. Από πλευράς δοκών, η πλειονότητα θα ενισχυθεί με ινοπλισμένα πολυμερή και στους δύο ορόφους.

Στη συνέχεια του παρόντος κεφαλαίου γίνεται παρουσίαση των μεθόδων που χρησιμοποιήθηκαν στην ενίσχυση του κτιρίου και τεχνική περιγραφή της διαδικασίας που ακολουθείται για την εφαρμογή τους. Αναλύεται η κάθε μέθοδος ξεχωριστά και γίνεται αναφορά στις παραδοχές που πραγματοποιήθηκαν κατά την εισαγωγή των νέων στοιχείων στο προσομοίωμα.

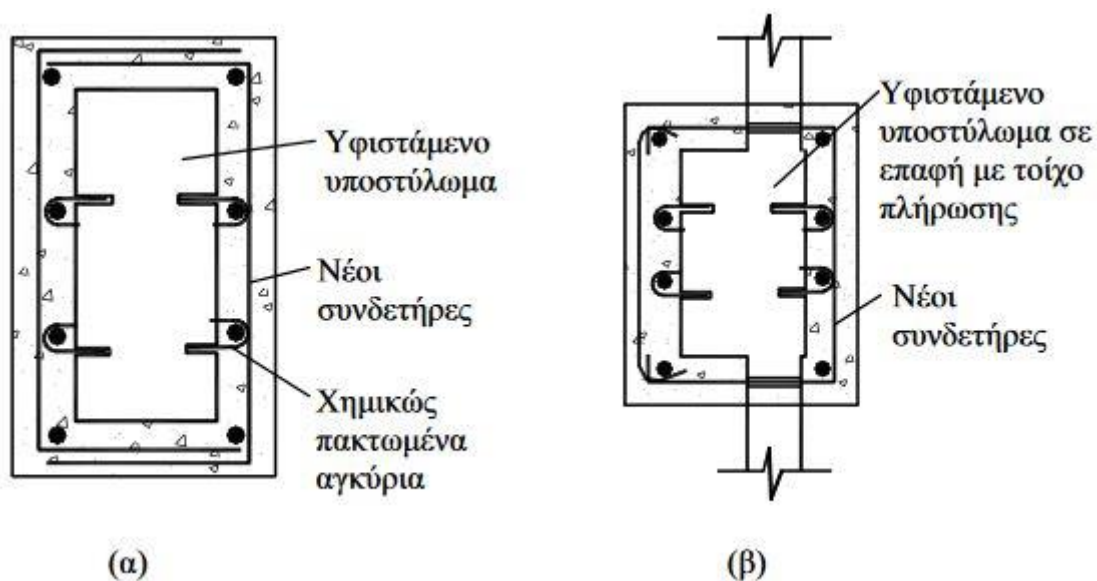
5.2 Ενίσχυση υποστυλωμάτων

5.2.1 Εισαγωγή στους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

Η ενίσχυση κατακόρυφων στοιχείων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος αποτελεί μια συνήθη μέθοδο ενδυνάμωσης των κατασκευών που εφαρμόζεται με επιτυχία και έχει μελετηθεί εκτεταμένα. Πρόκειται στην ουσία για πρόσθετη στρώση σκυροδέματος που κατασκευάζεται περιμετρικά του υπάρχοντος υποστυλώματος και το εσωκλείει. Με τη νέα στρώση σκυροδέματος αυξάνεται η διατομή του στοιχείου και δίνεται η δυνατότητα όπλισής της με νέες διαμήκειες και εγκάρσιες ράβδους χάλυβα.

Με τη μέθοδο αυτή επιτυγχάνεται αύξηση της αντοχής του στοιχείου, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας ενώ συντελείται και περίσφιξη του υπάρχοντος στοιχείου λόγω της εξωτερικής μανδύωσής του που αυξάνει ακόμη περισσότερο την αντοχή και την πλαστιμότητα. Μια άλλη εφαρμογή που έχει η μέθοδος αυτή είναι στην επισκευή υποστυλωμάτων με σοβαρές ή και μικρότερες βλάβες. Ακόμα, εφαρμόζεται για την ενίσχυση δοκών όταν απαιτείται αύξηση της διατομής της δοκού και σε κόμβους δοκών υποστυλωμάτων.

Σημαντικό πλεονέκτημα της μεθόδου είναι η καλή γνώση των ιδιοτήτων των υλικών που χρησιμοποιούνται (σκυρόδεμα, χάλυβας) και η μακροχρόνια εφαρμογή τους στην πράξη. Ενώ, ένα ακόμα πλεονέκτημα είναι ότι διατηρείται αμετάβλητη η κατασκευή από αρχιτεκτονικής άποψης ενώ με τη νέα στρώση σκυροδέματος παρέχεται πυροπροστασία στο στοιχείο στο οποίο εφαρμόζεται.

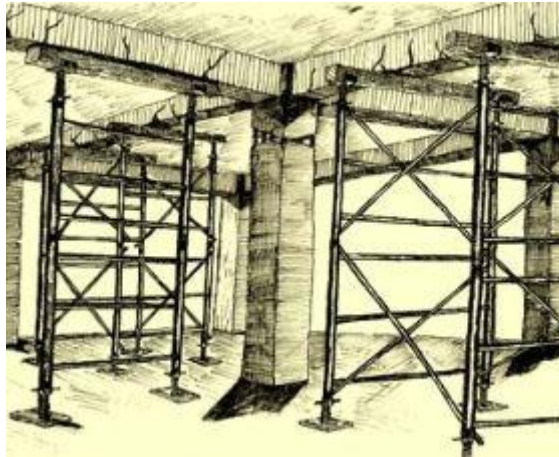


Σχήμα 5.1 Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος σε (α) εσωτερικό υποστύλωμα και (β) περιμετρικό υποστύλωμα

Οι μανδύες κατασκευάζονται στην πλειονότητά τους είτε με έγχυτο σκυρόδεμα είτε με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Η 1^η περίπτωση εφαρμόζεται για κατασκευή μανδύων πάχους μεγαλύτερου από οχτώ εκατοστά (8 cm) ενώ η 2^η για μανδύες των οποίων το πάχος δεν υπερβαίνει τα δέκα εκατοστά (10 cm). Για την κατασκευή μανδύων με έγχυτο σκυρόδεμα είναι αναγκαία η χρήση ξυλότυπων σε αντίθεση με το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ενώ η 1^η

μέθοδος μειονεκτεί κατά τη σκυροδέτηση (δυσκολία στην κατασκευή του μανδύα στην κορυφή του υποστυλώματος) και η 2^η απαιτεί ειδική μέριμνα κατά τη συντήρηση.

Η διαδικασία που ακολουθείται για την κατασκευή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα απαιτεί προσωρινή υποστύλωση του στοιχείου που πρόκειται να υποστεί την επέμβαση ούτως ώστε να αποφορτισθεί, απομάκρυνση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος, αν υπάρχει, και επισκευή τυχόν κατεστραμμένων, από οξείδωση ή άλλους παράγοντες, ράβδων οπλισμού. Ακολούθως, εκτραχύνεται το σκυρόδεμα και καθαρίζεται με νερό υπό πίεση ενώ διατάσσονται και συγκολλούνται οι νέοι οπλισμοί και οι αναρτήσεις. Τέλος τοποθετείται ο ξυλότυπος και γίνεται η σκυροδέτηση του νέου σκυροδέματος.



Σχήμα 5.2 Προσωρινή υποστύλωση και αποφόρτιση



Σχήμα 5.3 Κατασκευή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα

5.2.2 Κατασκευαστικές διατάξεις

Σύμφωνα με τους κανονισμούς, το ελάχιστο πάχος για μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος που κατασκευάζεται με έγχυτο σκυρόδεμα πρέπει να είναι 80 – 120 mm ενώ το ελάχιστο πάχος μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πρέπει να είναι 50 mm.

Για τους νέους οπλισμούς που θα τοποθετηθούν ισχύουν οι διατάξεις που αφορούν τα υποστυλώματα γενικότερα ενώ ορίζονται ελάχιστα για τους διατμητικούς συνδέσμους που θα χρησιμοποιηθούν στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου σκυροδέματος και για τις αποστάσεις μεταξύ των βλήτρων.

Ακόμα, η επιφάνεια του νέου σκυροδέματος δεν πρέπει να ξεπερνά το διπλάσιο της επιφάνειας της διατομής του υπάρχοντος υποστυλώματος ($A_c' < 2 \cdot A_c$) και η αντοχή του νέου σκυροδέματος πρέπει να είναι μια κατηγορία μεγαλύτερη από την αντοχή του παλαιού σκυροδέματος.

5.2.3 Υλικά

Τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν στους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος είναι σκυρόδεμα κατηγορίας C 20/25 με χαρακτηριστική αντοχή κυβικού δοκιμίου $f_{ck} = 20$ MPa και χάλυβας κλάσης B500 C με χαρακτηριστική αντοχή $f_s = 500$ MPa και μέτρο ελαστικότητας $E_s = 200$ GPa.

5.2.4 Παραδοχές

Η λογική που ακολουθείται στην ενίσχυση των υποστυλωμάτων στην παρούσα εργασία είναι αυτή της « ενεργητικής ενίσχυσης » · η ενίσχυση δηλαδή γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε τα στοιχεία που θα προστεθούν να είναι ικανά να παραλάβουν τόσο τα μελλοντικά (κινητά, επικαλύψεις κ.α.) όσο και τα υπάρχοντα (μόνιμα) φορτία. Βάσει αυτής της λογικής θεωρούμε ότι το σύνολο της ροπής που καταπονεί το κάθε υποστυλώμα θα αναληφθεί από τους οπλισμούς του μανδύα που θα προστεθεί. Για το λόγο αυτό δεν χρησιμοποιούνται, στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, οι συντελεστές μονολιθικότητας k_k , k_r και k_μ .

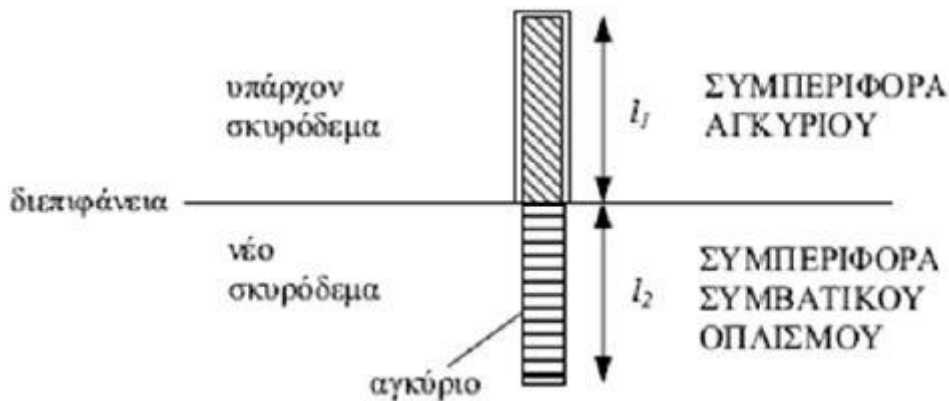
Για τις ιδιότητες των υλικών, γίνεται η παραδοχή ότι η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος του νέου υποστυλώματος μετά την ενίσχυση προκύπτει ως σταθμισμένος μέσος των αντοχών του παλιού και του νέου σκυροδέματος και υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση.

$$f_{ck}' = \frac{(f_{ck, \text{υπάρχων}} \cdot A_{\text{υπάρχων}} + f_{ck, \text{νέο}} \cdot A_{\text{νέο}})}{A_{\text{συνολικό}}} \quad (5.1)$$

Η προσθήκη των μανδύων επιβαρύνει με πρόσθετα φορτία τη θεμελίωση και ενδέχεται να προκαλέσει την ανάγκη για ενίσχυση των θεμελίων. Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας θεωρείται ότι περιβάλλονται με μανδύα και τα αντίστοιχα υποστυλώματα του υπογείου και δεν διερευνάται η ενίσχυση της θεμελίωσής τους.

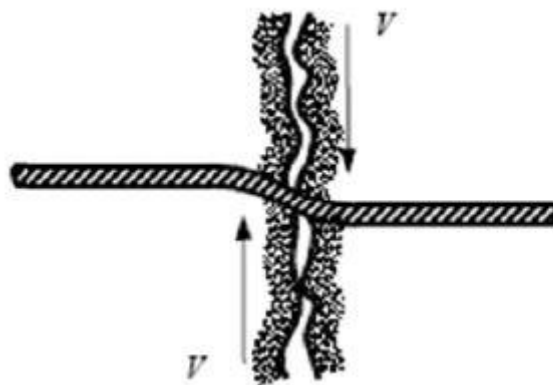
5.2.5 Μεταφορά δυνάμεων μεταξύ παλαιού και νέου στοιχείου

Η μεταφορά των δυνάμεων από το υπάρχον υποστύλωμα στο μανδύα επιτυγχάνεται με καλή σύνδεση μεταξύ των παλαιών και των νέων στοιχείων. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται μεταλλικά στοιχεία σε μορφή ράβδων τα οποία τοποθετούνται κάθετα στη διεύθυνση του υποστύλωματος και λειτουργούν είτε ως διατμητικοί σύνδεσμοι (βλήτρα), είτε ως αγκύρια. Τα μεταλλικά αυτά στοιχεία τοποθετούνται σε οπές που ανοίγονται στο υπάρχον υποστύλωμα και αγκυρώνονται με χρήση εποξειδικής κόλλας ή ειδικού κονιάματος.



Σχήμα 5.4 Λειτουργία αγκυρίου

Η διαδικασία τοποθέτησης περιλαμβάνει τα εξής στάδια. Αρχικά ανοίγεται η τρύπα στο υπάρχον στοιχείο με τρυπάνι (η τρύπα πρέπει να είναι 6 mm μεγαλύτερη από τη διάσταση της μεταλλικής ράβδου που θα εισαχθεί). Εν συνεχεία, καθαρίζεται η οπή και τοποθετείται ο μεταλλικός σύνδεσμος οπότε και διογκώνεται αν πρόκειται για μηχανικό σύνδεσμο ή πληρώνεται η οπή με κατάλληλη ποσότητα ρητίνης αν πρόκειται για χημική αγκύρωση.



Σχήμα 5.5 Διατμητικός σύνδεσμος – βλήτρο

5.2.6 Διατομές υποστυλωμάτων μετά την ενίσχυση

Οι μανδύες των υποστυλωμάτων θεωρείται ότι κατασκευάζονται από έγχυτο σκυρόδεμα και έχουν πάχος $d = 10 \text{ cm}$. Τα υποστυλώματα με τις νέες διαστάσεις και τους νέους οπλισμούς φαίνονται στους παρακάτω πίνακες.

Πίνακας 5.1 Διατομές ενισχυμένων υποστυλωμάτων ισόγειου

Ισόγειο	Ενισχυμένο υποσύλωμα					
	b(mm)	h(mm)	$A_c(\text{m}^2)$	$A_s(\text{mm}^2)$	ανά παρειά	Σύνολο
K1	1	0,9	0,9	1571	5Φ20	16Φ20
K2	1	0,9	0,9	1571	5Φ20	16Φ20
K3	1	1	1	1571	5Φ20	16Φ20
K4	1	1	1	1571	5Φ20	16Φ20
K18	0,6	0,65	0,39	1018	4Φ18	12Φ18
K20	0,6	0,65	0,39	804	4Φ16	12Φ16
K21	0,7	1	0,7	2454	5Φ25	16Φ25
K22	0,7	1	0,7	2454	5Φ25	16Φ25

Πίνακας 5.2 Διατομές ενισχυμένων υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου

1 ^{ος} όροφος	Ενισχυμένο υποσύλωμα					
	b(mm)	h(mm)	$A_c(\text{m}^2)$	$A_s(\text{mm}^2)$	ανά παρειά	Σύνολο
K1	1	0,9	0,9	1571	5Φ20	16Φ20
K2	1	0,9	0,9	1571	5Φ20	16Φ20
K3	1	1	1	1571	5Φ20	16Φ20
K4	1	1	1	1571	5Φ20	16Φ20
K18	-	-	-	-	-	-
K20	0,6	0,65	0,39	804	4Φ16	12Φ16
K21	0,7	1	0,7	1257	4Φ20	12Φ20
K22	0,7	1	0,7	1257	4Φ20	12Φ20

Ως οπλισμός διάτμησης τοποθετούνται ράβδοι διαμέτρου 10 mm ανά 8 εκατοστά (Φ10/8) για αύξηση της πλαστιμότητας. Καλύπτονται οι διατάξεις του Ευρωκώδικα που ορίζουν ελάχιστη διάμετρο ράβδου 6 mm ή $d_{bl}/4$ και οι απαιτήσεις για ικανοτικό σχεδιασμό έναντι τέμνουσας, με μηχανισμό αστοχίας του υποστυλώματος πρώτα σε κάμψη και στη συνέχεια σε τέμνουσα.

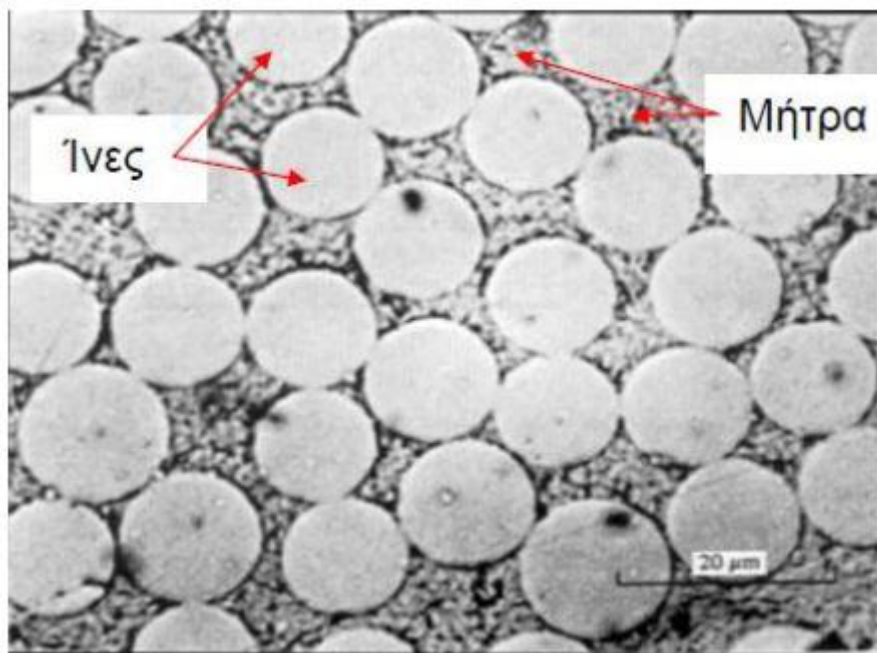
5.3 Ενίσχυση δοκών

5.3.1 Εισαγωγή στα σύνθετα υλικά

Οι δοκοί αποφασίστηκε να ενισχυθούν με σύνθετα υλικά. Για την καμπτική τους ενίσχυση θα χρησιμοποιηθούν ελάσματα ενώ για τη διατμητική τους ενίσχυση υφάσματα σύνθετων υλικών. Τα υλικά αυτά, που ονομάζονται αλλιώς ινοπλισμένα πολυμερή ή FRP (Fiber Reinforced Polymers), χρησιμοποιούνται τα τελευταία χρόνια ως υλικά ενισχύσεων λόγω των εξαιρετικών ιδιοτήτων τους.

Πρόκειται για μίξη ινών άνθρακα, αραμιδίου ή γυαλιού σε μήτρα εποξειδικής ρητίνης και κυριότερο πλεονέκτημά τους είναι ο συνδυασμός *υψηλής εφελκυστικής αντοχής* και *πολύ χαμηλού ειδικού βάρους* με άμεση συνέπεια να μην επιβαρύνονται οι κατασκευές με πρόσθετα φορτία. Επιπλέον, διαθέτουν πολύ μικρό πάχος και χαρακτηρίζονται από ευκολία στην χρήση χάρις στην απλή και γρήγορη διαδικασία εφαρμογής και στη μεγάλη διαθεσιμότητα σε διαφορετικά μεγέθη. Έχουν υψηλή αντοχή σε διάβρωση και υπάρχει δυνατότητα αναστρεψιμότητας της επέμβασης.

Στον αντίποδα, είναι ευαίσθητα στις υψηλές θερμοκρασίες, γεγονός που τα καθιστά τρωτά σε περίπτωση πυρκαγιάς. Άλλα μειονεκτήματά τους είναι το υψηλό κόστος καθώς και η έλλειψη διαθέσιμων συνεργείων με τεχνογνωσία στον τομέα των σύνθετων υλικών.



Σχήμα 5.6 Τομή σύνθετου υλικού

Τα σύνθετα υλικά χρησιμοποιούνται κυρίως για ενίσχυση δομικών στοιχείων από σκυρόδεμα, τοιχοποιία ή ξύλο και στοχεύουν στην αύξηση της αντοχής σε κάμψη και διάτμηση αλλά και στην περίσφιξη των υπόψη στοιχείων. Κατασκευάζονται σε μορφή ελασμάτων συγκεκριμένων διαστάσεων (πάχους 1 – 2 mm και πλάτους 50 – 200 mm) και ρολών υφάσματος ορισμένου πάχους (0,1 – 0,5 mm).

5.3.2 Ιδιότητες σύνθετων υλικών

Στα σύνθετα υλικά, οι δυνάμεις αναλαμβάνονται κυρίως από τις ίνες σε διεύθυνση παράλληλη με αυτές ενώ η μήτρα παίζει το ρόλο της συγκολλητικής ουσίας μεταξύ των ινών. Χάριν της μήτρας δηλαδή, επιτυγχάνεται η μεταφορά δυνάμεων μεταξύ των ινών και παρέχεται σε αυτές προστασία από διάβρωση ενώ καθορίζονται και κάποιες μηχανικές ιδιότητες του σύνθετου υλικού όπως η αντοχή σε διεύθυνση κάθετα στις ίνες.

Οι μήτρες είναι ρητίνες που συναντώνται κυρίως σε τρεις μορφές: εποξειδικές, πολυεστερικές και βινυλεστερικές. Οι εποξειδικές ρητίνες θεωρούνται η καλύτερη λύση για τα σύνθετα υλικά, αλλά έχουν υψηλότερο κόστος σε σχέση με τα άλλα δύο είδη ρητινών, ενώ οι πολυεστερικές και οι βινυλεστερικές ρητίνες χαρακτηρίζονται από δυσάρεστη οσμή σε χώρους που δεν έχουν εκκενωθεί, χαρακτηριστικό που οφείλεται στη χημική τους σύσταση.

Πίνακας 5.3 Τεχνικά χαρακτηριστικά ρητινών

Είδος ρητίνης	Μέτρο ελαστικότητας E (GPa)	Εφελκυστική αντοχή (MPa)	Οριακή παραμόρφωση εφελκυστικής αστοχίας (%)	Πυκνότητα (gr/cm ³)
Εποξειδική	2-4.5	55-130	4-14	1.1-1.3
Πολυεστερική	2.1-4.1	20-105	1-6.5	1-1.45
Βινυλεστερική	3-3.6	73-81	3.5-5.5	1.12-1.32

5.3.3 Διαδικασία εφαρμογής

Η σωστή εφαρμογή των σύνθετων υλικών στην κατασκευή διαδραματίζει σημαίνοντα ρόλο στην αποτελεσματικότητα της επέμβασης, καθώς όπως προαναφέρθηκε, τα σύνθετα υλικά παρουσιάζουν μεγάλη ελαστικότητα και υψηλή εφελκυστική αντοχή μόνο σε διεύθυνση παράλληλη στις ίνες τους.

Η συνηθέστερη διαδικασία που ακολουθείται για την εφαρμογή των σύνθετων υλικών στα στοιχεία προς ενίσχυση περιλαμβάνει τα παρακάτω στάδια. Αρχικά, καθαιρείται το επίχρισμα και αποκαθίστανται οι βλάβες του δομικού στοιχείου, αν υπάρχουν. Εν συνεχεία, καθαρίζεται η επιφάνεια που πρόκειται να επικολληθεί το σύνθετο υλικό και γίνεται επάλειψή του με την κόλλα – ρητίνη που θα χρησιμοποιηθεί. Τοποθετείται η πρώτη στρώση του σύνθετου υλικού και αγκυρώνεται στο ενισχυόμενο στοιχείο στα σημεία που προβλέπεται. Τέλος, τοποθετούνται οι υπόλοιπες στρώσεις του σύνθετου υλικού και αφού ολοκληρωθεί και η σκλήρυνσή τους διαμορφώνονται τα επισχρίσματα.

Άλλες, όχι τόσο διαδεδομένες, τεχνικές εφαρμογής των σύνθετων υλικών είναι η εφαρμογή με προένταση, όπου τα ελάσματα επικολλούνται ενώ βρίσκονται υπό τάνυση, η επιταχυνόμενη σκλήρυνση με θέρμανση, όπου επιτυγχάνεται σημαντική μείωση στον απαιτούμενο χρόνο εφαρμογής της ενίσχυσης και η χρησιμοποίηση προκατασκευασμένων ελασμάτων (χρησιμοποιούνται συνήθως σε σχήματα γωνιών Γ ή U και εφαρμόζονται για αύξηση της διατμητικής αντοχής και περίσφιγξη). Τελευταία μέθοδος είναι η εφαρμογή σύνθετων υλικών σε εγκοπές. Η διαδικασία εφαρμογής αυτής της μεθόδου περιλαμβάνει τη διάνοιξη εγκοπών – υποδοχών στο ενισχυόμενο στοιχείο μέσα στις οποίες τοποθετείται ή επικολλείται το σύνθετο υλικό. Πλεονεκτεί έναντι των υπολοίπων στον τομέα της συνάφειας και της προστασίας γενικότερα από εξωτερικούς παράγοντες.



Σχήμα 5.8 Σύνθετο έλασμα σε εγκοπή

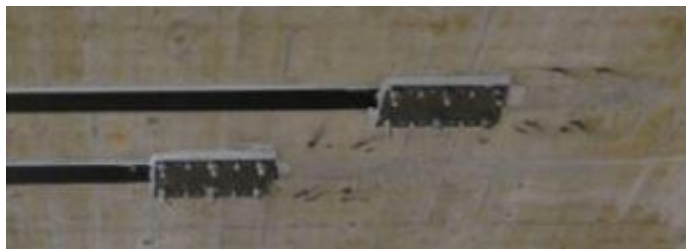
5.3.4 Μηχανισμοί αστοχίας ενίσχυσης με σύνθετα υλικά

Υπάρχουν δύο βασικοί μηχανισμοί αστοχίας της ενίσχυσης από σύνθετα υλικά. Ο πρώτος αφορά τη θραύση του ίδιου το υλικού όταν ξεπεράσει την αντοχή του που προκαλείται από θραύση των ινών του σύνθετου υλικού. Υπενθυμίζεται εδώ ότι τα σύνθετα υλικά συμπεριφέρονται ελαστικά συνεπώς δεν μπορούν να αναπτύξουν μεταλαστικές παραμορφώσεις και η αστοχία τους είναι ψαθυρή.

Ο δεύτερος τρόπος αστοχίας αφορά την αγκύρωση και χαρακτηρίζεται από την αποκόλληση του σύνθετου υλικού από το στοιχείο που ενισχύεται. Συνήθως η αποκόλληση ως μηχανισμός αστοχίας συμβαίνει πριν από τη θραύση, γεγονός που κάνει την αγκύρωση σημαντικό παράγοντα της αντοχής του σύνθετου υλικού.

Ορισμένα μέτρα που μπορούν να ληφθούν για να αποφευχθεί η πρόωγη αποκόλληση είναι η επιμελής επισκευή του ενισχυόμενου στοιχείου με πλήρωση των ρωγμών του με εποξειδική ρητίνη, η εξασφάλιση ότι το σκυρόδεμα του ενισχυόμενου μέλους είναι καλής ποιότητας (θλιπτική αντοχή τουλάχιστον 2000 psi) και η προσεκτική εφαρμογή του σύνθετου υλικού στις γωνίες της τοιχοποιίας (στις εξωτερικές γωνίες θα πρέπει να δίνεται καμπυλότητα στο έλασμα ή ύφασμα και στις εσωτερικές γωνίες καλό είναι να αποφεύγεται η χρήση ενιαίου ελάσματος και να προτιμούνται ξεχωριστά ελάσματα για κάθε επίπεδο με διακοπή της συνέχειας στην εσωτερική γωνία).

Μία μέθοδος που μπορεί να εξασφαλίσει την συγκράτηση του σύνθετου υλικού είναι η μηχανική αγκύρωση που πραγματοποιείται με πλάκες και αγκύρια από χάλυβα.



Σχήμα 5.9 Μηχανική αγκύρωση με χάλυβδινες πλάκες

5.3.5 Διαστασιολόγηση ενισχύσεων από σύνθετα υλικά

Όπως προαναφέρθηκε, η ενίσχυση με σύνθετα υλικά αστοχεί είτε λόγω θραύσης του ίδιου του υλικού, είτε λόγω πρόωρης αποκόλλησης του από το μέλος που ενισχύεται. Οι μηχανισμοί αστοχίας μεταφράζονται μαθηματικά με τις παρακάτω σχέσεις, με βάση τις οποίες γίνεται η διαστασιολόγηση των ενισχύσεων.

- Αστοχία του ίδιου του υλικού

$$\sigma_{jd} = \frac{f_{jk}}{\gamma_m} \quad , \text{ όπου } \gamma_m \text{ είναι ο συντελεστής του υλικού} \quad (5.2)$$

- Πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης

$$\sigma_{jd} = \frac{\sigma_{j,crit}}{\gamma_{Rd}} \quad , \text{ όπου } \gamma_{Rd} \text{ είναι ο συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1,2.} \quad (5.3)$$

$$\sigma_{j,crit} = \beta * \frac{\tau_{αποκ}^b}{t_j} * L_e \quad , \text{ όπου} \quad (5.4)$$

$$\beta = \beta_w * \beta_L \text{ διορθωτικός συντελεστής με} \quad (5.5)$$

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2 - \frac{b_j}{b_w}}{1 + \frac{b_j}{b_w}}} \text{ συντελεστή πλάτους οπλισμού ενίσχυσης και}$$

$$\beta_L = \sin\left(\frac{\pi * \lambda}{2}\right) = \lambda * (2 - \lambda) \text{ συντελεστή διαθέσιμου μήκους αγκύρωσης}$$

με $\lambda = L_{av}/L_e < 1$ και L_{av} το διατιθέμενο μήκος αγκύρωσης

$$\tau_{αποκ} = f_{ctm} \text{ (MPa)}$$

L_e είναι το ενεργό μήκος αγκύρωσης που υπολογίζεται ως εξής:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_j * t_j}{2 * f_{ctm}}} \text{ (MPa , mm)} \quad (5.6)$$

5.3.6 Ενίσχυση δοκών σε κάμψη

5.3.6.1 Μεθοδολογία

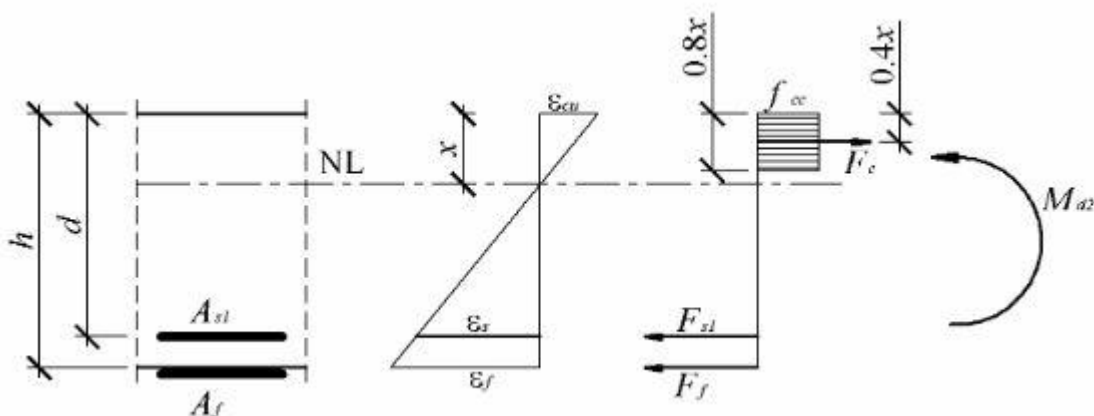
Η ενίσχυση των δοκών σε κάμψη γίνεται με ελάσματα από ινοπλισμένα πολυμερή (FRP) που επικολλούνται στο εφελκυσμένο πέλμα τους. Η σύνδεση του υπάρχοντος στοιχείου με το πρόσθετο έλασμα θεωρείται μονολιθική και το έλασμα συμπεριφέρεται σαν πρόσθετος εξωτερικός οπλισμός.

Γενικά, προτείνεται να χρησιμοποιούνται ελάσματα με μικρό πάχος (μικρότερο από 4mm) και να αποφεύγονται τα ματίσματα του υλικού ενίσχυσης. Επιπλέον είναι σκόπιμο να μην χρησιμοποιούνται περισσότερες από τρεις (3) στρώσεις σύνθετου υλικού όταν πρόκειται για ελάσματα και πέντε (5) στρώσεις όταν πρόκειται για υφάσματα ενώ, όσον αφορά την αγκύρωση, αυτή πρέπει να πραγματοποιείται σε θλιβόμενη περιοχή πέρα από το σημείο μηδενισμού των ροπών.

Η διαδικασία που ακολουθήθηκε για τον υπολογισμό του απαιτούμενο υλικού ενίσχυσης περιγράφεται παρακάτω. Αρχικά, υπολογίζεται η ροπή αντοχής του στοιχείου πριν την ενίσχυση M_1 και η ροπή που καλείται να αναλάβει το στοιχείο μετά την ενίσχυση M_2 . Θα γίνει διαστασιολόγηση της ενίσχυσης για την ροπή $\Delta M = M_2 - M_1$ σύμφωνα με τον τύπο :

$$A_j = \frac{\Delta M_{d0}}{z * \sigma_{jd}} \quad (5.7)$$

Όπου $z = 0,9*d_j$ ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων με d_j το στατικό ύψος μετρούμενο από τη στάθμη του εξωτερικού οπλισμού.



Σχήμα 5.10 Λειτουργία ενισχυμένης με FRP διατομής

Ο υπολογισμός των ενισχύσεων πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό FRP-Analysis. Εισήχθησαν ως δεδομένα οι διαστάσεις των στοιχείων, οι ποιότητες των υπάρχοντων υλικών και οι υφιστάμενοι οπλισμοί καθώς και τα εντατικά μεγέθη πριν και μετά την επέμβαση και υπολογίσθηκαν από το πρόγραμμα τα χαρακτηριστικά των ενισχύσεων και οι αντοχές των στοιχείων μετά την ενίσχυση.

FRP-Analysis

FLEXURAL STRENGTHENING | **SHEAR STRENGTHENING** | **CONFINEMENT**

Data Input

Cross Section Diagram: Shows a rectangular cross-section with width b , height h , and effective depth d_2 . Reinforcement areas are labeled A_{s1} , A_{s12} , and A_{s2} . Distances from the bottom edge are d_{11} and d_{12} . The FRP area is A_f .

Type of Cross Section: T-beam Rectangular beam

Cross Section Geometry:

Width	$b =$	0,3	[m]
Effective width	$b_{eff} =$	0	[m]
Height	$h =$	0,5	[m]
Slab thickness	$h_f =$	0	[m]

Concrete:

- Strength class: C 16/20
- Mean strength: $f_{cm} = 24,20$ [N/mm²]
- Creep coefficient: $\varphi = 2,5$

Composite Materials:

- Elastic modulus: $E_f = 165$ [kN/mm²]
- Limiting strain: $\varepsilon_{f,lim} = 0,015$ [-]
- Source: Sika CarboDur Properties

Steel Reinforcement:

- Elastic modulus: $E_s = 200$ [kN/mm²]
- Characteristic yield stress: $f_{yk} = 220$ [N/mm²]
- Top: $A_{s2} = 226$ [mm²] at distance $d_2 = 0,01$ [m]
- Bottom: $A_{s12} = 0$ [mm²] at distance $d_{12} = 0$ [m]
- Bottom: $A_{s11} = 603$ [mm²] at distance $d_{11} = 0,03$ [m]

Bending Moments:

- Bending moment during strengthening: $M_o = 19,1$ [kNm]
- Required design moment after strengthening: $M_{sd} = 60,2$ [kNm]
- Acting moment - Rare load: $M_{ser,r} = 0$ [kNm]
- Acting moment - Quasi-permanent load: $M_{ser,q-p} = 0$ [kNm]

Σχήμα 5.11 Εισαγωγή δεδομένων στο πρόγραμμα FRP-Analysis

Flexural Strengthening - Results

Ultimate Limit State

Resisting design moment before strengthening	$M_{rd,o} = 52,81$	[kNm]
Required FRP cross section for ULS	$A_f = 6,56$	[mm ²]
Resisting design moment after strengthening	$M_{rd} = 60,21$	[kNm]
Degree of strengthening	$\frac{M_{rd}}{M_{rd,o}} = 1,140$	

Σχήμα 5.12 Εξαγωγή αποτελεσμάτων από το πρόγραμμα FRP-Analysis

5.3.6.2 Διαστασιολόγηση και τεχνικά χαρακτηριστικά ελασμάτων

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιούνται για όλες τις δοκούς ελάσματα από ινοπλισμένο πολυμερές (FRP) με τα εξής τεχνικά χαρακτηριστικά:

- Μέτρο ελαστικότητας $E_f = 165 \text{ (kN/mm}^2\text{)}$
- Ανηγγμένη παραμόρφωση θραύσης $\varepsilon_{fu} = 0,017$
- Πλάτος $b_f = 120 \text{ (mm)}$
- Πάχος $t_f = 1,2 \text{ (mm)}$

Οι ενισχύσεις γίνονται στις δοκούς Δ1, Δ2, Δ3, Δ5, Δ6, Δ8, Δ9, Δ10, Δ13, Δ14, Δ17, Δ18, Δ19, Δ20, Δ21, Δ22 και Δ23 του ισογείου και στις δοκούς Δ1, Δ3, Δ13, Δ14, Δ16, Δ18, Δ19 και Δ23 του 1^{ου} ορόφου. Σημειώνεται ότι στις δοκούς Δ18 του ισογείου και του 1^{ου} ορόφου το έλασμα τοποθετείται στο πάνω πέλμα της δοκού καθώς αυτό είναι εφελκόμενο.

Σε όλες τις ενισχυόμενες δοκούς τοποθετείται μια στρώση ελάσματος των παραπάνω χαρακτηριστικών ενώ στη δοκό Δ18 τοποθετούνται δύο στρώσεις ελάσματος. Τα στοιχεία των ενισχύσεων και οι ροπές αντοχής των δοκών μετά την ενίσχυση παρατίθενται στους παρακάτω πίνακες.

Πίνακας 5.4 Ενισχύσεις σε κάμψη δοκών ισογείου

Ισόγειο

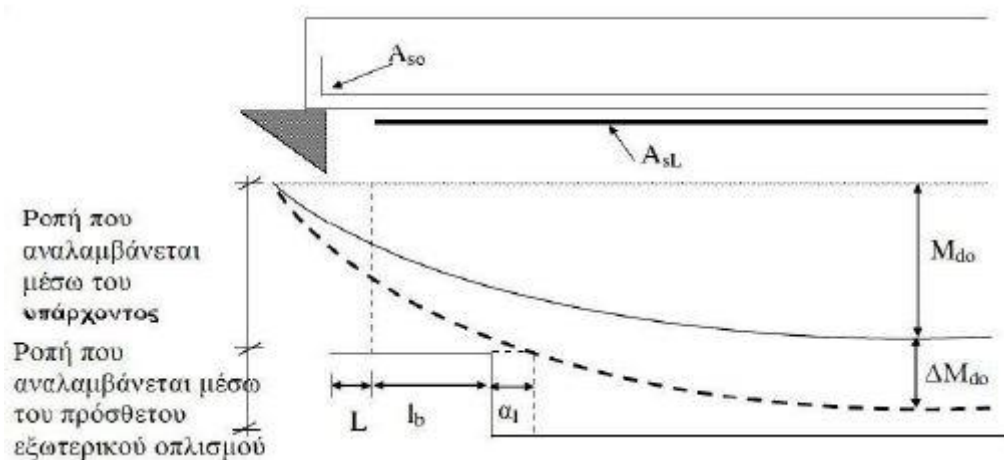
	$A_{f,req}(\text{mm}^2)$	$t_f(\text{mm})$	$b_f(\text{mm})$	n	$M_{rd}(\text{kNm})$	$M_{ed}(\text{kNm})$
Δ1	44,69	1,2	120	1	129,7	74,3
Δ2	45,9	1,2	120	1	270,9	165,9
Δ3	44,69	1,2	120	1	129,7	74,8
Δ8	59,1	1,2	120	1	132,5	88,8
Δ9	19,73	1,2	120	1	356,1	217,6
Δ10	62,6	1,2	120	1	133,2	94,7
Δ17	23,31	1,2	120	1	146,2	77,1
Δ18	179,06	1,2	120	2	-169	-141,2
Δ19	22,57	1,2	120	1	146,2	71,2
Δ5	86,79	1,2	120	1	359,6	314,12
Δ6	82,68	1,2	120	1	359,6	308,2
Δ12	0	0	0	0	20,02	19,1
Δ13	57,96	1,2	120	1	319,1	234,52
Δ14	57,85	1,2	120	1	319,1	234,3
Δ16	0	0	0	0	20,02	19,8
Δ23	35,05	1,2	120	1	129,7	57,5
Δ22	32,67	1,2	120	1	129,7	55,5
Δ21	25,95	1,2	120	1	129,7	45,9
Δ20	25,66	1,2	120	1	129,7	47,62

Πίνακας 5.5 Ενισχύσεις σε κάμψη δοκών 1^{ου} ορόφου

1ος
όροφος

	$A_{f,req}(mm^2)$	$t_f(mm)$	$b_f(mm)$	n	$M_{rd}(kNm)$	$M_{ed}(kNm)$
Δ1	24,84	1,2	120	1	129,7	49,7
Δ2	0	0	0	0	98,47	71,8
Δ3	23,66	1,2	120	1	129,7	48,3
Δ8	0	0	0	0	27,24	16,4
Δ9	0	0	0	0	152,18	92,6
Δ10	0	0	0	0	27,24	11,3
Δ17	0	0	0	0	52,81	42,5
Δ18	171,96	1,2	120	2	-165	-144,8
Δ19	17,2	1,2	120	1	140,5	72,3
Δ5	0	0	0	0	188,3	166,9
Δ6	0	0	0	0	188,3	175,4
Δ12	0	0	0	0	20,02	14,7
Δ13	5,1	1,2	120	1	289,2	95,1
Δ14	4,3	1,2	120	1	289,2	103,1
Δ16	19,05	1,2	120	1	129,7	42,8
Δ23	19,05	1,2	120	1	129,7	43,5
Δ22	0	0	0	0	20,02	5,45
Δ21	0	0	0	0	20,02	5,8
Δ20	0	0	0	0	20,02	10,5

Στην παρακάτω εικόνα παρουσιάζεται σχηματικά η λειτουργία της εξωτερικής στρώσης οπλισμού στην ανάληψη καμπτικής έντασης.



Σχήμα 5.13 Λειτουργία πρόσθετου οπλισμού

5.3.7 Ενίσχυση δοκών σε διάτμηση

5.3.7.1 Γενικά

Η ενίσχυση των δοκών σε διάτμηση πραγματοποιείται με ολόσωμους μανδύες μορφής U από υφάσματα ινοπλισμένου πολυμερούς που επικολλούνται στις δοκούς με ρητίνες και αγκυρώνονται στις πλάκες. Οι μανδύες εφαρμόζονται περιμετρικά της κρέμασης της δοκού, με τις ίνες να σχηματίζουν γωνία 90° ως προς τον άξονα της δοκού. Στην συγκεκριμένη μορφή ενίσχυσης, όπου ενισχύονται πλακοδοκοί, ο μανδύας δεν περιβάλλει το σύνολο της δοκού οπότε απαιτείται καλή αγκύρωσή του στη θλιβόμενη ζώνη.

Για την εφαρμογή ανοικτών ενισχύσεων ο κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) επιτρέπει την επέμβαση υπό τις παρακάτω προϋποθέσεις. Αρχικά, πρέπει το ύψος του στοιχείου να είναι επαρκές για την εξασφάλιση της δύναμης που καλούνται να αναλάβουν οι νέοι συνδετήρες. Επίσης, το αρχικό στοιχείο χωρίς την ενίσχυση πρέπει να είναι ικανό να παραλάβει φορτία του συνδυασμού φόρτισης $G + \psi_2 Q$ και είναι απαραίτητο οι εργασίες που θα εκτελεστούν να είναι υψηλής στάθμης.

5.3.7.2 Μηχανισμοί αστοχίας

Οι μηχανισμοί αστοχίας παραμένουν ίδιοι όπως και στην περίπτωση εφαρμογής σύνθετων υλικών για την ενίσχυση στοιχείου σε κάμψη με μικρές διαφοροποιήσεις. Για τις κλειστές ενισχύσεις κρίσιμος είναι ο μηχανισμός αστοχίας που αφορά τη θραύση του ίδιου του υλικού ενώ, για τις ανοιχτές ενισχύσεις κρίσιμος είναι ο μηχανισμός αστοχίας που αφορά την αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης από το στοιχείο. Πιο συγκεκριμένα :

- Θραύση του ίδιου του υλικού ενίσχυσης προκαλείται όταν το υλικό αναπτύξει τάση ίση με :

$$\sigma_{jd} = \frac{f_{jk}}{\gamma_m} \quad (5.8)$$

Όπου $f_{jk} = E_j * \epsilon_{j,crit}$, με E_j το μέτρο ελαστικότητας του σύνθετου υλικού και $\epsilon_{j,crit} = k_v * \epsilon_{j,max}$, με $k_v = 1/2$ συντελεστή που εκφράζει την τριγωνική κατανομή των παραμορφώσεων κατά μήκος της κρίσιμης λοξής ρωγμής.

- Πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης προκαλείται όταν :

$$\sigma_{jd} = \frac{\sigma_{j,crit}}{\gamma_{Rd}} \quad (5.9)$$

Με $\sigma_{j,crit} = \sigma_{j,max} * k_v$, όπου $k_v = 0,40 + 0,25 * \lambda$.

5.3.7.3 Μεθοδολογία

Η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού για την περίπτωση ενίσχυσης δοκού με ινοπλισμένα πολυμερή προκύπτει από τον παρακάτω τύπο:

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} + V_{jd} \quad (5.10)$$

Όπου V_{cd} και V_{wd} είναι οι τέμνουσες που αναλαμβάνουν το σκυρόδεμα και οι συνδετήρες του αρχικού στοιχείου και V_{jd} είναι η τέμνουσα που αναλαμβάνει ο πρόσθετος οπλισμός διάτμησης.

Για στοιχεία με ορθογωνική διατομή η V_{jd} υπολογίζεται ως εξής:

$$V_{jd} = n \cdot \sigma_{jd} \cdot \rho_j \cdot b_w \cdot h_{j,eff} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin^2\alpha \quad (5.11)$$

n ο αριθμός στρώσεων του υλικού ενίσχυσης

σ_{jd} η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης

ρ_j το γεωμετρικό ποσοστό του εξωτερικού οπλισμού

b_w το πλάτος της διατομής

$h_{j,eff}$ το ενεργό ύψος της ενίσχυσης για την ανάληψη τέμνουσας

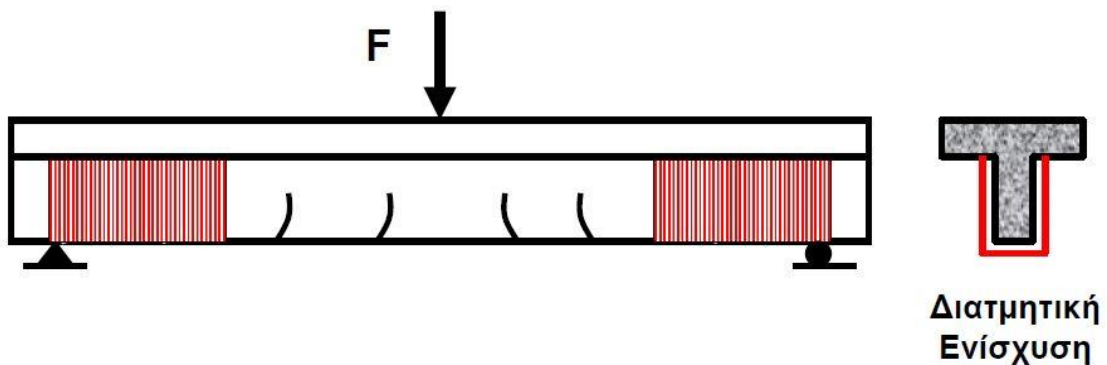
θ η γωνία μεταξύ της διεύθυνσης του άξονα του στοιχείου και της διεύθυνσης των ρωγμών που θα αναπτυχθούν (λαμβάνεται ίση με 45°)

α η γωνία του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης με τον άξονα του στοιχείου (λαμβάνεται 90°)

Για τη συνήθη περίπτωση όπου $\theta = 45^\circ$ και $\alpha = 90^\circ$ η σχέση (5.9) γίνεται:

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \rho_j \cdot b_w \cdot h_{j,eff} \quad (5.12)$$

Και το $h_{j,eff}$ μπορεί να θεωρηθεί ίσο με $2d/3$, όπου d το στατικό ύψος του στοιχείου.



Σχήμα 5.14 Μορφή ανοιχτής ενίσχυσης με ύφασμα από FRP

5.3.7.4 Διαστασιολόγηση και τεχνικά χαρακτηριστικά υφάσματος

Για τη διατμητική ενίσχυση όλων των δοκών χρησιμοποιούνται μανδύες υφασμάτων από ινοπλισμένα πολυμερή με τα παρακάτω χαρακτηριστικά :

- $E_f = 230 \text{ (kN/mm}^2\text{)}$
- $t_f = 0,34 \text{ (mm)}$
- $\varepsilon_{fu} = 0,015$

Οι ενισχύσεις γίνονται στις δοκούς Δ2, Δ3, Δ5, Δ6, Δ8, Δ12, Δ16, Δ17, Δ18, Δ19, Δ20, Δ21, Δ22, Δ23 του ισόγειου και στις Δ5, Δ6, Δ8, Δ9, Δ10, Δ13, Δ14, Δ16, Δ17, Δ18, Δ19, Δ20, Δ21, Δ22, Δ23 του 1^{ου} ορόφου. Σε όλες τοποθετείται μία στρώση υφάσματος με τα παραπάνω χαρακτηριστικά σε μορφή ολόπλευρου μανδύα.

Οι υπολογισμοί έγιναν στο πρόγραμμα FRP-Analysis. Εισήχθησαν ως δεδομένα οι διαστάσεις των στοιχείων, οι ποιότητες των υπαρχόντων υλικών και οι υφιστάμενοι οπλισμοί καθώς και τα εντατικά μεγέθη πριν και μετά την επέμβαση και υπολογίσθηκαν από το πρόγραμμα το πάχος του FRP και η αντοχή του στοιχείου.

FRP-Analysis

FLEXURAL STRENGTHENING | SHEAR STRENGTHENING | CONFINEMENT

Data Input

Concrete

- Strength class: C 16/20
- Mean strength: $f_{cm} = 24,20 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Composite Materials

- Elastic modulus: $E_f = 230 \text{ [kN/mm}^2\text{]}$
- Ultimate tensile strain: $\varepsilon_{fu} = 0,015 \text{ [-]}$
- Limiting strain: $\varepsilon_{f,lim} = 0,006 \text{ [-]}$
- Type of fibres: Carbon (CFRP)
- Material: Sika CarboDur Properties

Method of Anchorage

- Closed jacket
- Open jacket

Cross Section Geometry

- Width: $b = 0,3 \text{ [m]}$
- Static depth: $d = 0,5 \text{ [m]}$
- Angle between fibres direction and member axis: $\alpha = 90 \text{ [degrees]}$

Type of Application

- Continuous jacket: Width $b_f = 0 \text{ [m]}$, Spacing $s_f = 0 \text{ [m]}$
- Discrete strips

Increase of Shear Capacity

- Additional shear: $V_{fd} = 34,5 \text{ [kN]}$

Shear Strengthening

- Required FRP thickness: $t_f = 0,03 \text{ [mm]}$
- Additional shear: $V_{fd} = 34,50 \text{ [kN]}$

Σχήμα 5.15 Ενίσχυση δοκού σε τέμνουσα με το FRP-Analysis

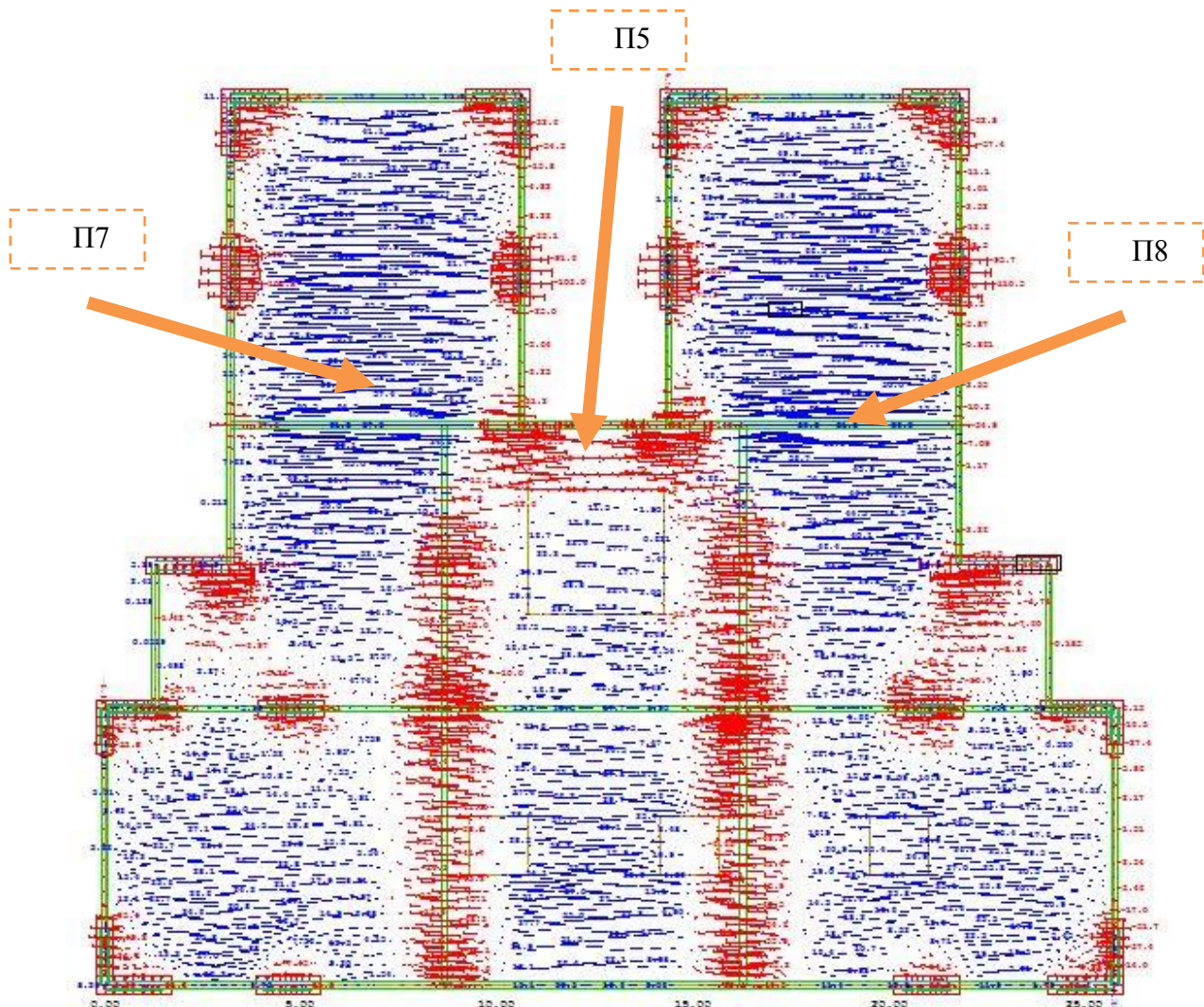
5.4 Ενίσχυση πλακών

5.4.1 Καμπτική ενίσχυση πλακών

Η ενίσχυση των πλακών σε κάμψη θα γίνει με ελάσματα από ινοπλισμένα πολυμερή με παρόμοιο τρόπο με αυτόν της ενίσχυσης των δοκών. Τα ελάσματα έχουν τα παρακάτω τεχνικά χαρακτηριστικά:

- Μέτρο ελαστικότητας $E_f = 165 \text{ (kN/mm}^2\text{)}$
- Ανηγγμένη παραμόρφωση θραύσης $\varepsilon_{fu} = 0,017$
- Πλάτος $b_f = 100 \text{ (mm)}$
- Πάχος $t_f = 1,2 \text{ (mm)}$

Οι πλάκες που θα ενισχυθούν είναι οι Π5, Π7 και Π8 και στους δύο ορόφους σε αρχικό στάδιο ενώ θα ενισχυθούν και οι Π2, Π3 της οροφής του 1^{ου} ορόφου περιμετρικά των οπών που ανοίχθηκαν.

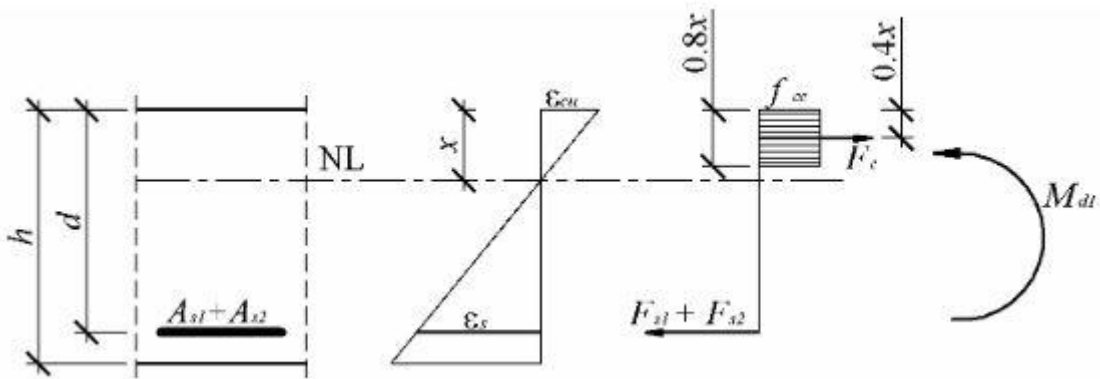


Σχήμα 5.16 Πλάκες προς ενίσχυση

5.4.2 Μεθοδολογία

Η μεθοδολογία που εφαρμόστηκε για την ενίσχυση των πλακών ακολουθούσε τα παρακάτω βήματα. Αρχικά υπολογίστηκε η ροπή αντοχής των πλακών σε κάμψη. Οι υπάρχοντες οπλισμοί διαμορφώνονταν σε $A_s = 8,08 \text{ cm}^2/\text{m}$ πάνω και κάτω που μεταφράζονται σε ροπή αντοχής $M_{Rd} = 60,7 \text{ kNm}$. Στη συνέχεια, μετά την εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης στο SOFISTIK, προσδιορίστηκαν οι δράσεις ροπές που καταπονούν τις πλάκες (M_{Ed}). Οι ενισχύσεις διαστασιολογήθηκαν για $\Delta M = M_{Ed} - M_{Rd}$.

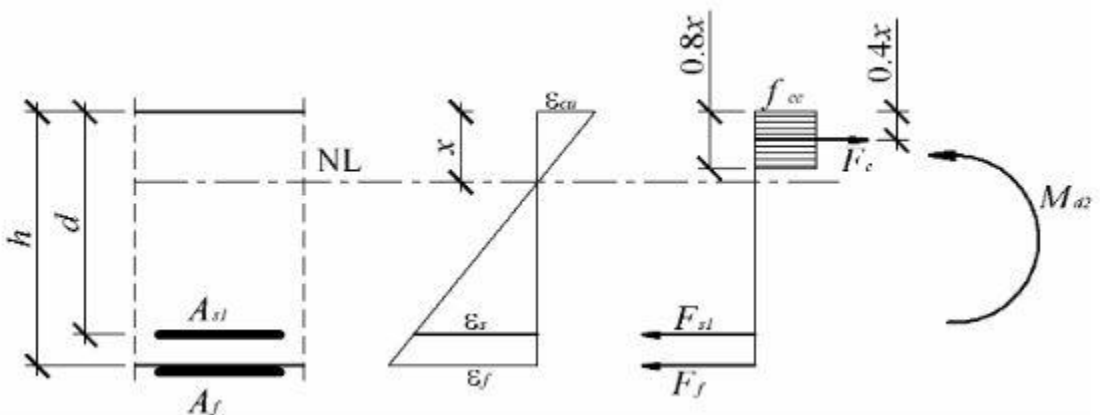
Χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος ισοδύναμου οπλισμού. Έγινε δηλαδή η υπόθεση ότι την πρόσθετη ροπή καλείται να αναλάβει πρόσθετος οπλισμός A_{s2} και ότι η συνολική δράση ροπή M_d αναλαμβάνεται από τον οπλισμό $A_{s1} + A_{s2}$.



Σχήμα 5.17 Μηχανισμός εσωτερικών δυνάμεων

$$M_{d1} = 0,6 * F_c * \chi + (F_{s1} + F_{s2}) * (d - \chi) \quad (5.13)$$

Επόμενο βήμα ήταν να χρησιμοποιηθεί ένας ισοδύναμος μηχανισμός ανάληψης ροπών που θα αντικαθιστούσε τον πρόσθετο οπλισμό από χάλυβα A_{s2} στην στάθμη του αρχικού οπλισμού με τον οπλισμό A_f από ινοπλισμένα πολυμερή που τοποθετείται στην κάτω πλευρά της δοκού.



Σχήμα 5.18 Μηχανισμός εσωτερικών δυνάμεων για πλάκα με A_f από FRP

$$M_{d2} = 0,6 * F_c * \chi + F_{s1} * (d - \chi) + F_f * (h - \chi) \quad (5.14)$$

Σκοπός της μεθόδου ήταν να διατηρηθεί ίδια η ικανότητα ανάληψης ροπών και στις δύο διατομές. Πρακτικά αυτό σημαίνει : $M_{d1} = M_{d2}$.

Αντικαθιστώντας τις σχέσεις (5.11) και (5.12) στην παραπάνω ισότητα προκύπτει :

$$F_{s2} * (d - \chi) = F_f * (h - \chi) \quad (5.15)$$

ή ισοδύναμα :

$$A_{s2} * \sigma_{s2} * (d - \chi) = A_f * \sigma_f * (h - \chi) \quad (5.16)$$

$$A_f = \frac{E_s \varepsilon_s (d - \chi)}{E_f \varepsilon_f (h - \chi)} A_{s2} \quad (5.17)$$

Η τελική σχέση ισοδυναμίας διαμορφώνεται ως εξής :

$$A_f = \frac{E_s (d - \chi)^2}{E_f (h - \chi)^2} A_{s2} \quad (5.18)$$

5.4.2.1 Διαστασιολόγηση ενισχύσεων πλακών

Οι ενισχύσεις που εφαρμόστηκαν παρατίθενται στους παρακάτω πίνακες :

Πίνακας 5.6 Ενισχύσεις πλακών ισογείου

Ισόγειο

	Π7	Π8
$M_{Ed}(\text{kNm})$	72,9	67,2
$A_{f,req}(\text{mm}^2)$	18,13	14,29
t_f (mm)	1,2	1,2
b_f (mm)	50	50
$M_{Rd}(\text{kNm})$	110	110

Πίνακας 5.7 Ενισχύσεις πλακών 1^{ου} ορόφου

1^{ος} όροφος

	Π5	Π7	Π8
$M_{Ed}(\text{kNm})$	-139,2	71,3	64,9
$A_{f,req}(\text{mm}^2)$	92,13	17,93	11,04
t_f (mm)	1,2	1,2	1,2
b_f (mm)	100	50	50
$M_{Rd}(\text{kNm})$	-181,31	110	110

Σημειώνεται ότι στην πλάκα Π5 τα ελάσματα τοποθετούνται στο πάνω μέρος.

5.4.3 Οπές στις πλάκες οροφής 1^{ου} ορόφου

5.4.3.1 Μεθοδολογία

Οι οπές που ανοίχθηκαν στην πλάκα οροφής του 1^{ου} ορόφου απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή κατά την επέμβαση καθώς μαζί με το σκυρόδεμα αφαιρείται και οπλισμός που αλλάζει την αντοχή της πλάκας και προκαλεί ανακατανομή των ροπών. Έτσι, εκτός από την ενίσχυση λόγω αύξησης του φορτίου θα γίνει πρόσθετη ενίσχυση για την αντικατάσταση των οπλισμών που αφαιρέθηκαν. Η ενίσχυση θα γίνει με ελάσματα από ινοπλισμένα πολυμερή (FRP) τα οποία θα επικολληθούν πάνω και κάτω από την πλάκα στην περιοχή περιμετρικά της οπής.



Σχήμα 5.19 Διάταξη ενίσχυσης από FRP σε οπές πλακών

Η διαστασιολόγηση για τις ενισχύσεις ακολουθεί τη λογική που περιγράφηκε παραπάνω (§ 5.4.2) με μόνη διαφορά ότι στις ενισχύσεις (A_{f1}) προστίθεται επιπλέον οπλισμός A_{f2} ικανός να αντικαταστήσει τους οπλισμούς A_{s2} που αφαιρέθηκαν λόγω της διάνοιξης της οπής σε κάθε πλάκα. Ο τελικός οπλισμός ενίσχυσης ισούται με το άθροισμα των δύο αυτών μεγεθών ($A_f = A_{f1} + A_{f2}$).

Οπές ανοίχθηκαν στις πλάκες Π2 και Π3 της οροφής ενώ θα ενισχυθεί με ελάσματα και η Π5 περιμετρικά της οπής που προϋπήρχε. Όλες οι πλάκες είναι οπλισμένες με τον ελάχιστο οπλισμό $A_s = 8,08 \text{ cm}^2/\text{m}$ που αντιστοιχεί σε $\Phi 12/125 \text{ cm}$. Για τις Π2 και Π3 οι οπές έχουν εμβαδόν $A=2,25 \text{ m}^2$ ($1,5 \times 1,5 \text{ m}$) οπότε κάνουμε την παραδοχή ότι αφαιρούνται 2 ράβδοι σε κάθε διεύθυνση υπέρ της ασφαλείας που μεταφράζεται σε $A_{s2}=2,26 \text{ cm}^2$. Κάνοντας χρήση της σχέσης (5.18) υπολογίζουμε τον απαιτούμενο οπλισμό ενίσχυσης A_f .

$$A_f = \frac{E_s(d - \chi)^2}{E_f(h - \chi)^2} A_{s2} \quad (5.18)$$

5.4.3.2 Διαστασιολόγηση και τεχνικά χαρακτηριστικά

Τα ελάσματα που θα χρησιμοποιηθούν για την ενίσχυση έχουν τα παρακάτω τεχνικά χαρακτηριστικά :

- Μέτρο ελαστικότητας $E_f = 165 \text{ (kN/mm}^2\text{)}$
- Ανηγγμένη παραμόρφωση θραύσης $\varepsilon_{fu} = 0,017$
- Πλάτος $b_f = 100 \text{ (mm)}$
- Πάχος $t_f = 1,4 \text{ (mm)}$

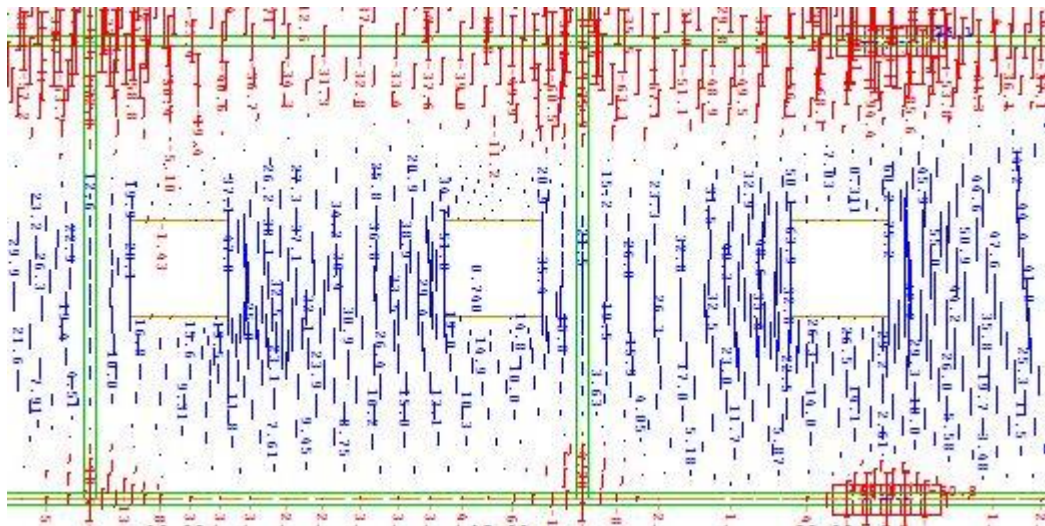
Οι ενισχύσεις που πραγματοποιήθηκαν αφορούν τις προαναφερθείσες πλάκες και πιο συγκεκριμένα :

- *Πλάκα Π2*

Τοποθετούνται δύο (2) στρώσεις ελασμάτων πάνω και κάτω σε κάθε πλευρά περιμετρικά της οπής με τα πιο πάνω τεχνικά χαρακτηριστικά.

- *Πλάκα Π3*

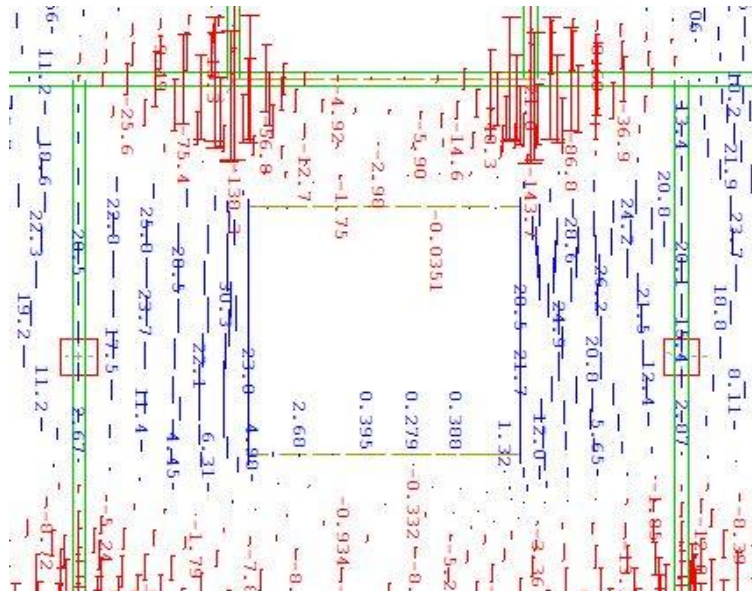
Τοποθετούνται δύο (2) στρώσεις ελασμάτων πάνω και κάτω σε κάθε πλευρά περιμετρικά της οπής και μια επιπλέον στρώση στο κάτω μέρος της πλάκας δεξιά και αριστερά της οπής για να αναληφθούν οι πρόσθετες ροπές ΔΜ. Συνολικά δηλαδή τοποθετούνται δύο (2) στρώσεις ελασμάτων πάνω και κάτω από την οπή και τρεις (3) στρώσεις δεξιά και αριστερά της οπής.



Σχήμα 5.20 Κάτοψη πλακών Π2 και Π3

- Πλάκα Π5

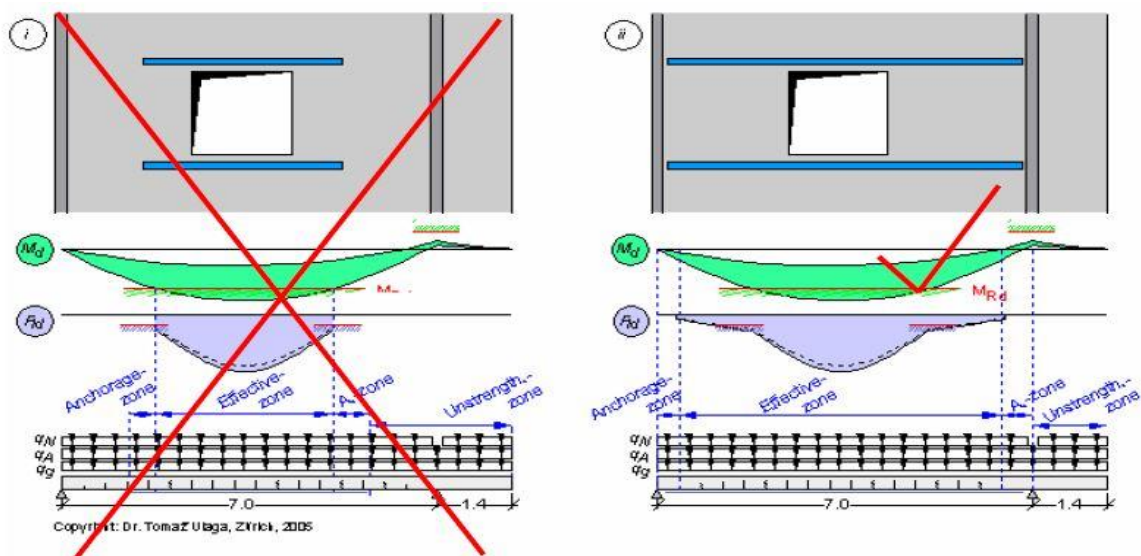
Εκτός από την ενίσχυση που τοποθετήθηκε στο πάνω μέρος της πλάκας και περιγράφηκε στην § 5.4.2.1 τοποθετείται πρόσθετος οπλισμός από ινοπλισμένα πολυμερή με τα προαναφερθέντα τεχνικά χαρακτηριστικά. Τοποθετείται μια (1) στρώση ελάσματος πάνω και κάτω περιμετρικά της οπής.



Σχήμα 5.21 Κάτοψη πλάκας Π5

5.4.3.3 Αγκύρωση ελασμάτων

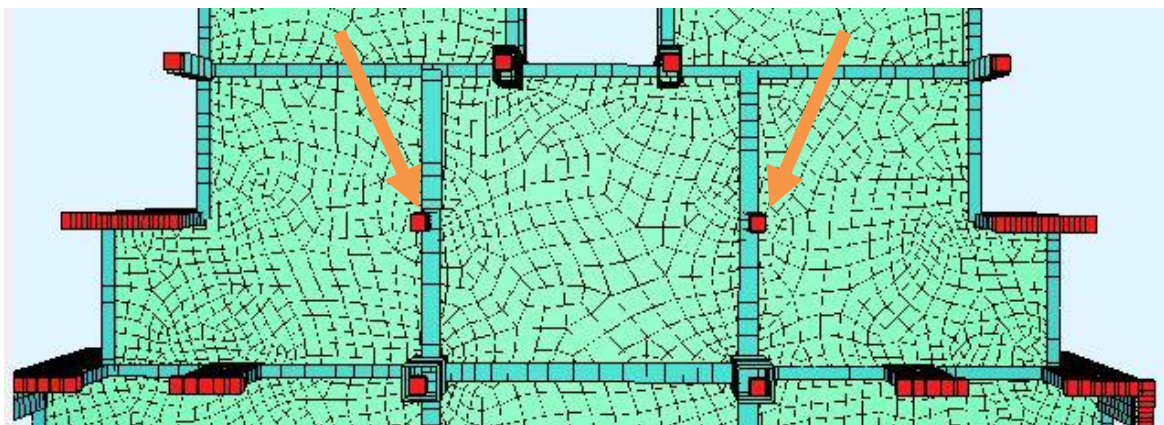
Συνίσταται τα ελάσματα να αγκυρώνονται στο μη ρηγματωμένο τμήμα της πλάκας όπως περιγράφεται σχηματικά στην παρακάτω εικόνα.



Σχήμα 5.22 Αγκύρωση ελασμάτων σε πλάκες

5.5 Εισαγωγή χαλύβδινων υποστυλωμάτων

Σαν πρόσθετο μέτρο ενίσχυσης αποφασίζεται η τοποθέτηση δύο χαλύβδινων υποστυλωμάτων K31 και K32 πρότυπης διατομής στο ισόγειο του κτιρίου με σκοπό την ανακούφιση των δοκών Δ13 και Δ14 που παραλαμβάνουν μεγαλύτερο φορτίο μετά την αφαίρεση των υποστυλωμάτων K5 και K6. Ως επακόλουθο της επέμβασης αυτής μειώνεται η τέμνουσα των δοκών Δ17 και Δ19 κοντά στα υποστυλώματα K21 και K22. Αποφασίζεται η μη τοποθέτηση υποστυλωμάτων και στον 1^ο όροφο λόγω των μειωμένων φορτίων.



Σχήμα 5.23 Χαλύβδινα Υποστυλώματα K31 και K32

Τοποθετούνται χαλύβδινα υποστυλώματα διατομής HEB 400 από κατασκευαστικό χάλυβα S355. Τα χαρακτηριστικά τους παρατίθενται παρακάτω.

Πίνακας 5.8 Στοιχεία Χαλύβδινης δοκού HEB 400

HEB 400				
A (m ²)	W _y (1/m ²)	W _z (1/m ²)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)
0,019778	110,789	207,517	0,000577	0,000108
N _{pl} (kN)	V _{y,pl} (kN)	V _{z,pl} (kN)	M _{y,pl} (kN)	M _{z,pl} (kN)
7021,11	2951,41	1434,26	1147,24	391,96

6 Ανάλυση ενισχυμένου προσομοιώματος – Έλεγχοι

6.1 Εισαγωγή νέων δεδομένων στο προσομοίωμα

Αφού αποφασίστηκαν τα μέτρα που περιγράφηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο έγιναν οι απαραίτητες αλλαγές στο προσομοίωμα για να αποτυπώνεται πιο σωστά η συμπεριφορά της ενισχυμένης κατασκευής.

Ορίστηκαν νέα υλικά για τους μανδύες και για τα πρόσθετα υποστυλώματα και αναθεωρήθηκαν κάποιες διατομές. Ακολούθησαν οι τελικές αναλύσεις και οι έλεγχοι.

6.1.1 Υλικά

Για τους μανδύες έγινε η παραδοχή ότι όλη η ροπή αναλαμβάνεται από τους νέους οπλισμούς και γι' αυτό δεν χρησιμοποιούνται οι συντελεστές μονολιθικότητας. Η διαφορά στις αντοχές μεταξύ των υπαρχόντων και των προστιθέμενων υλικών λαμβάνεται υπόψη μέσω του τύπου (5.1) :

$$f_{ck}' = \frac{(f_{ck,υπάρχων} * A_{υπάρχων} + f_{ck,νέο} * A_{νέο})}{A_{συνολικό}}$$

Ορίζονται στο SOFISTIK καινούργια υλικά με τις ιδιότητες σκυροδέματος για τα υποστυλώματα που θα ενισχυθούν με μανδύα. Για τα υποστυλώματα K1, K2, K3 και K4 η αντοχή προκύπτει ίση με $f_{ck}=17,44$ MPa , για τα υποστυλώματα K18 και K20 η αντοχή υπολογίζεται ίση με $f_{ck}=18,15$ MPa ενώ για τα υποστυλώματα K21 και K22 η αντοχή είναι ίση με $f_{ck}=17,71$ MPa.

The image shows a dialog box titled "SOFISTiK: Material Strength-Properties (Concrete) : Mandyas K1/2/3/4". It contains various input fields for material properties. The "Material safety factor [-]" is set to 1.5. The "Characteristic strength [MPa]" is 17.44, and the "Design value of strength" is also 17.44. The "Tensile strength [MPa]" is 2.21042, and the "Lower fractile strength value" is 1.54729. The "Design Bond strength [MPa]" is 2.32094, "Fatigue strength [MPa]" is 12.2667, and "Mean strength [MPa]" is 28. The "Calc. mean strength [MPa]" is 0, and the "Elasticity modul for CE [N/mm2]" is 31460. On the right side, "Compressive failure energy [kN/m3]" is 20, "Tensile failure energy [kN/m3]" is 0.05, and "Friction in cracks [-]" is 0.2. Below these, "Tensile strength after cracking [MPa]" is 0, "Ultimate tensile strength [MPa]" is 0, and "Design tensile strength [MPa]" is 1.03153. At the bottom, there are "OK", "Cancel", and "Help" buttons.

Property	Value
Material safety factor [-]	1.5
Characteristic strength [MPa]	17.44
Design value of strength	17.44
Tensile strength [MPa]	2.21042
Lower fractile strength value	1.54729
Design Bond strength [MPa]	2.32094
Fatigue strength [MPa]	12.2667
Mean strength [MPa]	28
Calc. mean strength [MPa]	0
Elasticity modul for CE [N/mm2]	31460
Compressive failure energy [kN/m3]	20
Tensile failure energy [kN/m3]	0.05
Friction in cracks [-]	0.2
Tensile strength after cracking [MPa]	0
Ultimate tensile strength [MPa]	0
Design tensile strength [MPa]	1.03153

Σχήμα 6.1 Ορισμός υλικού μανδύα στο SOFISTIK

Ακόμα ορίζεται υλικό χάλυβα οπλισμών των μανδύων κατηγορίας B 500 C.

Για τα υποστυλώματα K31 και K32 από χάλυβα διατομής HEB 400 ορίζεται το υλικό S 355 που αναφέρεται σε κατασκευαστικό χάλυβα ανάλογης κλάσης τα χαρακτηριστικά του οποίου φαίνονται στο παρακάτω σχήμα.

SOFiSTiK: Material Strength-Properties (Steel) : S 355 (EN 1993)

Material safety factor [-]	1	Relative bond strength [-]	0
Yield strength [MPa]	355	EC2 bond coefficient [-]	0
Tensile strength [MPa]	490		
Compressive strength [MPa]	490		
Compressive yield strength	355		
Limit strain [‰]	100		
Limit of proportionality [‰]	355	Relaxation (0.70 ft) [-]	0
Permanent strain of yield stress [MPa]	0	Relaxation (0.55 ft) [-]	0
Hardening module [N/mm ²]	0	Max. thickness [mm]	40
Allowed stress range [MPa]	0		

Buttons: OK, Cancel, Help

Σχήμα 6.2 Ορισμός υλικού για τα υποστυλώματα K31 και K32

6.1.2 Διατομές

6.1.2.1 Διατομές υποστυλωμάτων με μανδύες

Ορίζονται νέες διατομές για τα υποστυλώματα που ενισχύονται με μανδύα ούτως ώστε να ληφθεί υπόψη η αύξηση των διαστάσεων αλλά και η αύξηση στο ίδιο βάρος της κατασκευής από την προσθήκη των επιπλέον στοιχείων. Χρησιμοποιούνται τα υλικά με ιδιότητες σκυροδέματος που ορίστηκαν και ο χάλυβας οπλισμού κλάσης B 500 C.

Section Title: B/H = 1000 / 1000 mm

Material: 7 Mandyas K1/2/3/4

Height: [mm] 1000.0 enforced

Width: [mm] 1000.0 enforced

Factor for Torsional moment: 1

Vy Factor for shear deformation: 0

Vz Factor for shear deformation: 0

Position of origin: Centre of gravity

Reinforcement

Material: 3 B 500 C (EN 1992)

Stirrup material: 3 B 500 C (EN 1992)

Type of reinforcement: asymmetric with torsion u/1

Kind of Reinforcement: line reinforcement

Inclination shear link: [°] 90

No minimum shear reinforcement

Width of equivalent hollow section: [mm] 250.0

	u [mm]	Area [cm ²]	Diameter [mm]
Upper	50.0		20
Lower	50.0		20
Side	50.0		20

Distance of Bars: [mm] 0.0

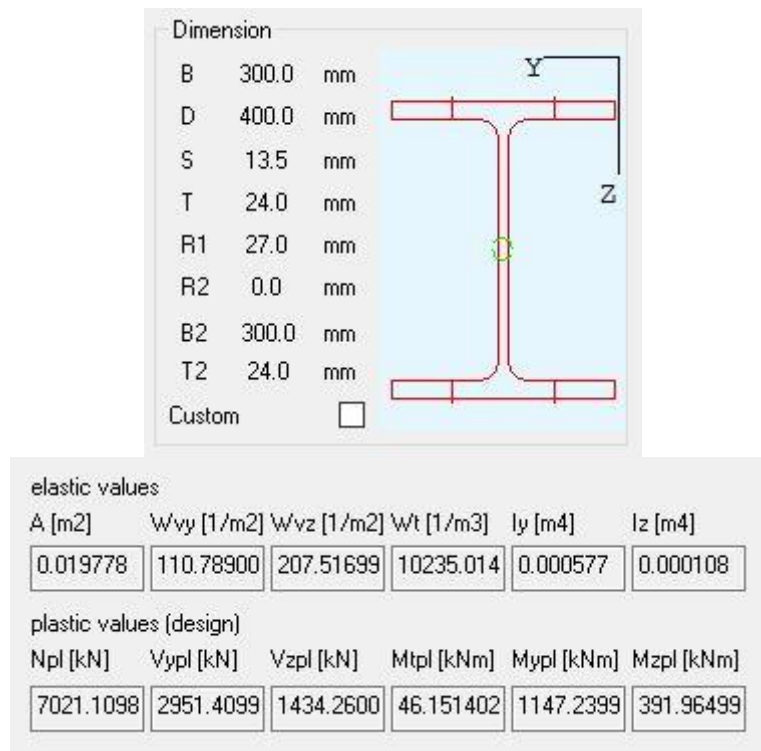
Minimum Distance of Bars: [mm] 40.0

Maximum Distance of Bars: [mm] 1000.0

Σχήμα 6.3 Ορισμός διατομής μανδύα στο SOFiSTiK

6.1.2.2 Διατομές πρόσθετων χαλύβδινων υποστυλωμάτων

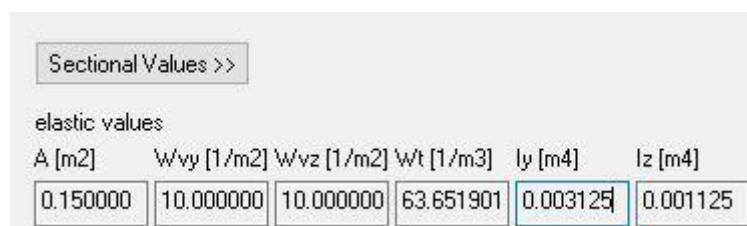
Ορίζονται οι πρότυπες διατομές από χάλυβα κατηγορίας HEB 400 που θα χρησιμοποιηθούν για την προσομοίωση των υποστυλωμάτων K31 και K32 που προστίθενται στο ισόγειο. Το SOFISTIK υπολογίζει από μόνο του τα μηχανικά χαρακτηριστικά της διατομής όπως οι ροπές αδρανείας (I_y και I_z) αλλά και τις αντοχές σε θλίψη, κάμψη και διάτμηση. Τα τεχνικά χαρακτηριστικά τους διακρίνονται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 6.4 Ορισμός διατομής HEB 400

6.1.2.3 Διατομές ενισχυμένων με FRP δοκών

Για την προσομοίωση των ενισχυμένων δοκών χρησιμοποιείται η μέθοδος της ισοδύναμης διατομής. Κατά τη μέθοδο αυτή, η διατομή του ελάσματος από ινοπλισμένα πολυμερή μετατρέπεται σε ισοδύναμη διατομή σκυροδέματος με βάση το λόγο μέτρων ελαστικότητας σκυροδέματος και ινοπλισμένου πολυμερούς. Υπολογίζεται ο συντελεστής $n = E_c / E_j$ και χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των ροπών αδρανείας των ενισχυμένων δοκών (και κατ' επέκταση και των δυσκαμψιών). Οι νέες ροπές αδρανείας εισάγονται στο προσομοίωμα.



Σχήμα 6.5 Εισαγωγή νέων ροπών αδρανείας στο SOFISTIK

6.1.3 Αναθεωρημένο προσομοίωμα

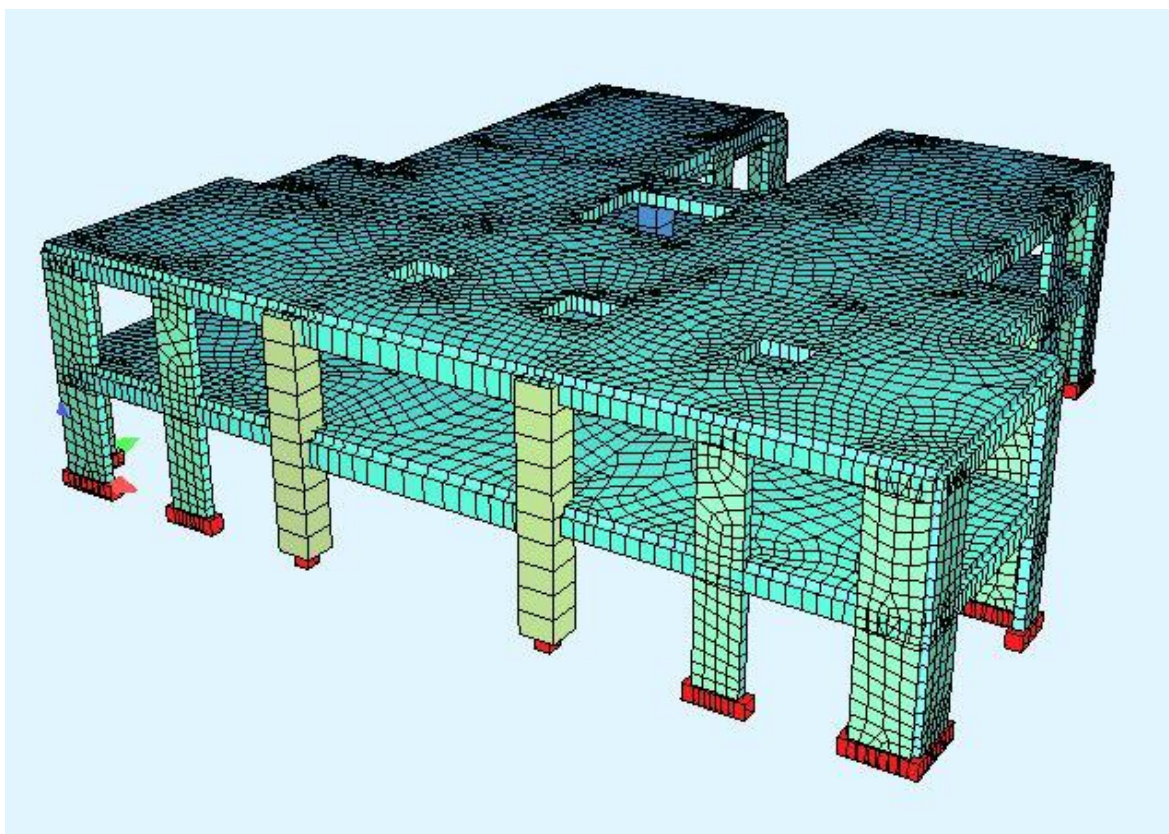
Με την προσθήκη των νέων υλικών και την εισαγωγή των πρόσθετων μελών στο μοντέλο προκύπτει το τελικό προσομοίωμα της κατασκευής όπως διαμορφώνεται μετά τις επεμβάσεις ενίσχυσης του δομήματος.

Ανακεφαλαιώνοντας, κατά την επέμβαση ενισχύθηκαν τα υποστυλώματα K1, K2, K3, K4, K18, K20, K21, K22 με μανδύες με αποτέλεσμα την αύξηση της διατομής τους. Για την καλύτερη αποτύπωση της συμπεριφοράς τους ορίσθηκαν νέα υλικά με ιδιότητες σκυροδέματος και τροποποιημένες αντοχές.

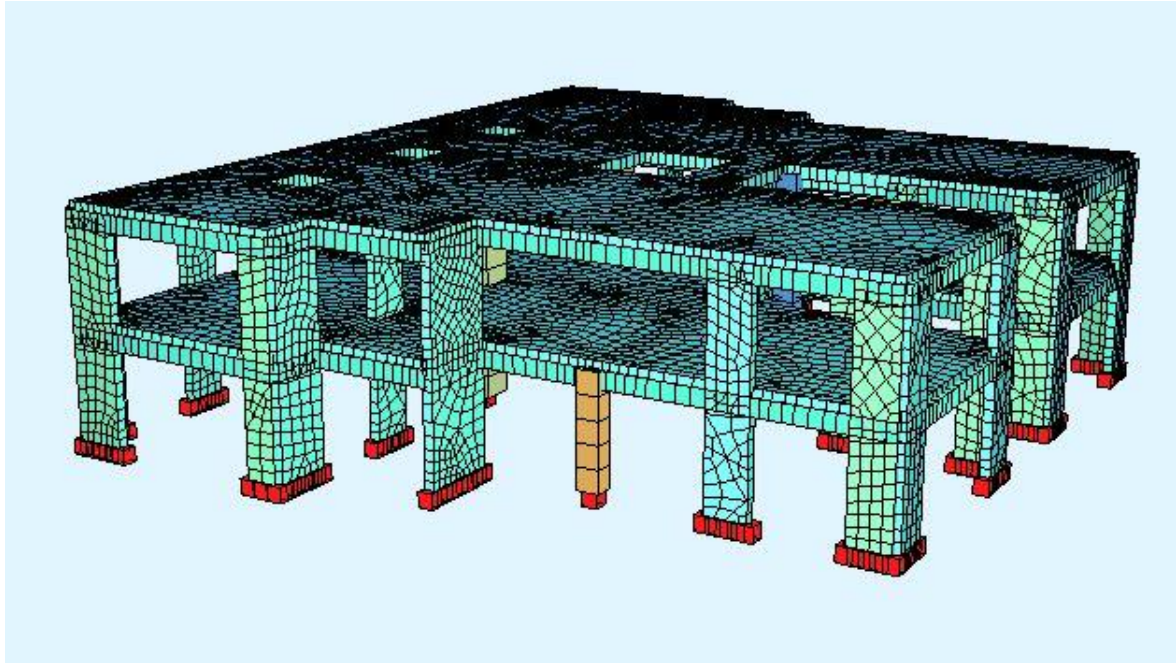
Προστέθηκαν στο προσομοίωμα τα υποστυλώματα K31 και K32 στο ισόγειο. Τα υποστυλώματα αυτά είναι χαλύβδινα από κατασκευαστικό χάλυβα κλάσης S 355 ενώ η διατομή τους είναι κατηγορίας HEB 400.

Μετά και την αναθεώρηση του προσομοιώματος ακολούθησαν οι τελικές αναλύσεις (ελαστική στατική και δυναμική) και οι έλεγχοι επάρκειας σε όρους εντατικών μεγεθών, ο έλεγχος ευστάθειας των χαλύβδινων υποστυλωμάτων και έλεγχος λειτουργικότητας για τις παραμορφώσεις της πλάκας σε συγκεκριμένα σημεία.

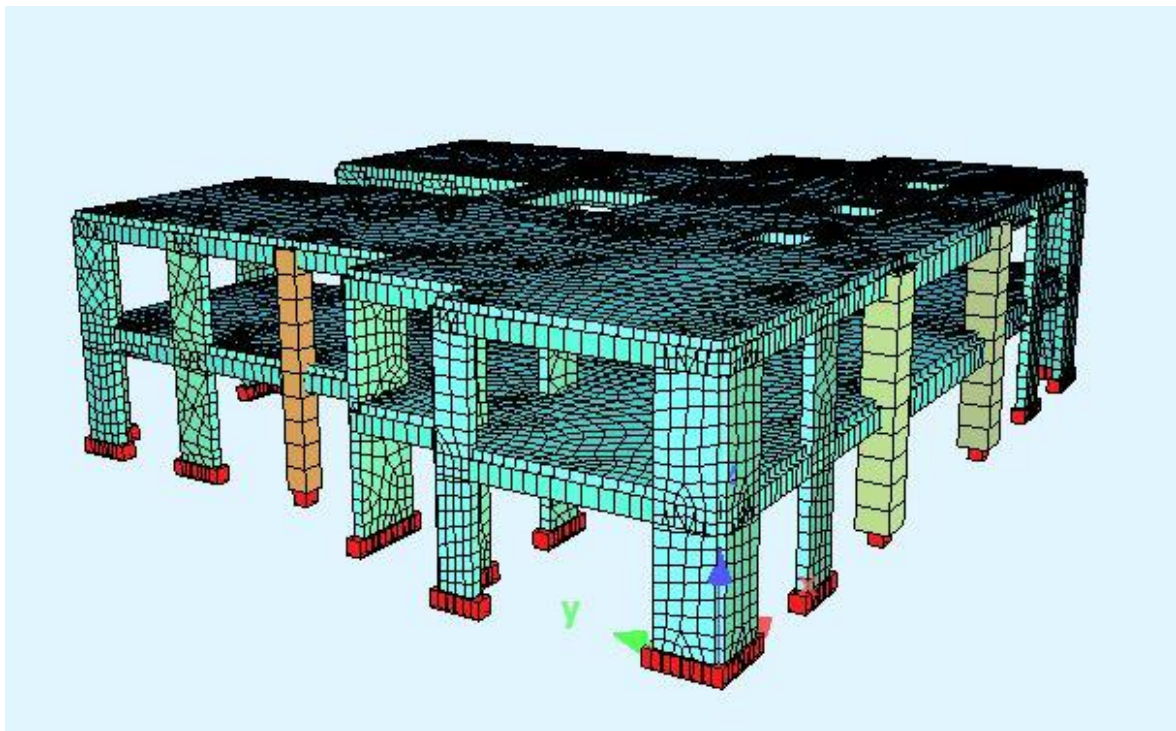
Στις εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζεται το προσομοίωμα που αναπαριστά την κατασκευή στην τελική της μορφή.



Σχήμα 6.6 Τελική μορφή προσομοιώματος (1)



Σχήμα 6.7 Τελική μορφή προσομοιώματος (2)



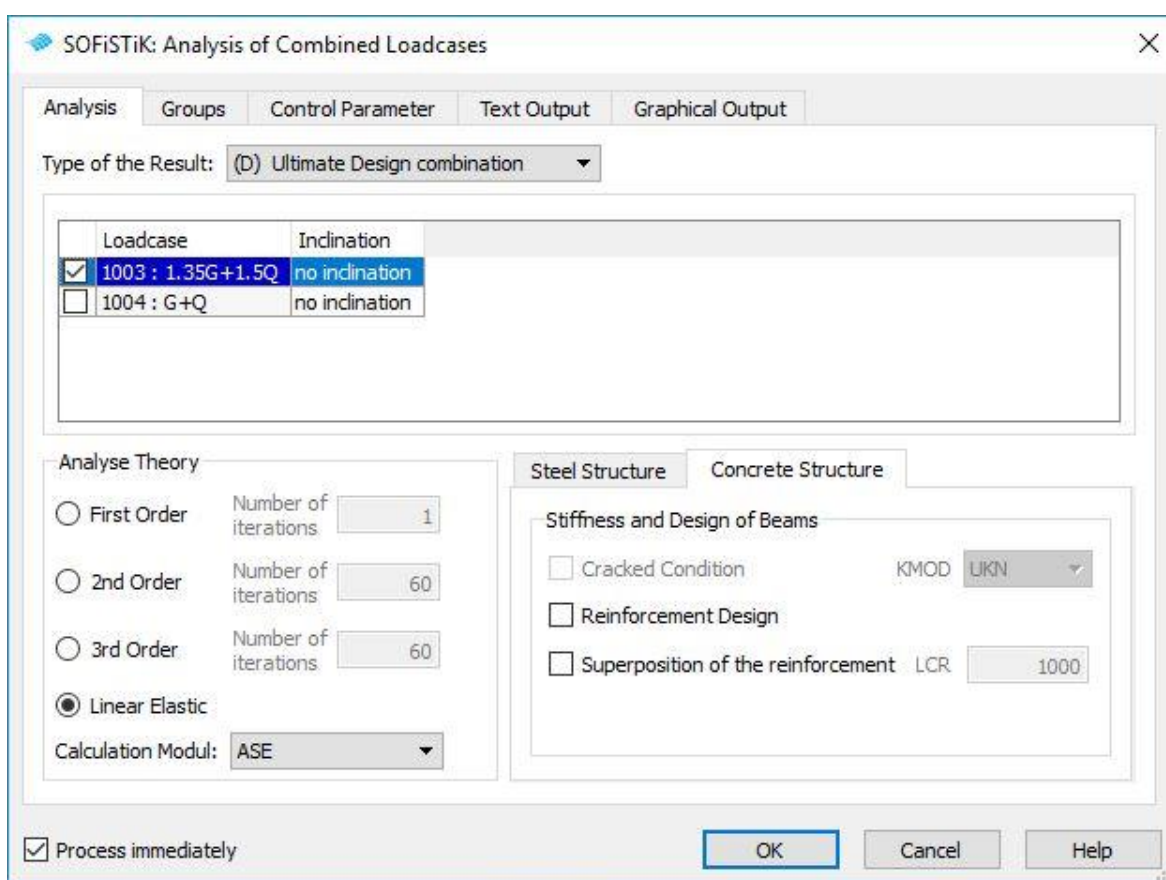
Σχήμα 6.8 Τελική μορφή προσομοιώματος (3)

6.2 Ελαστική ανάλυση αναθεωρημένου προσομοιώματος

Οι έλεγχοι επάρκειας των μελών γίνονται σε όρους εντατικών μεγεθών με τα τελευταία να προκύπτουν από τα δυσμενέστερα αποτελέσματα μεταξύ των συνδυασμών 1,35G+1,5Q για στατική φόρτιση και G + 0,6Q για την δυναμική ανάλυση.

6.2.1 Ελαστική στατική ανάλυση

Η ελαστική στατική ανάλυση πραγματοποιείται για το συνδυασμό 1,35Q + 1,5Q. Τα εντατικά μεγέθη πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή $\gamma_{el} = 1,15$ που ορίζει ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) για ελαστικές αναλύσεις.



Σχήμα 6.9 Διενέργεια ελαστικής ανάλυσης στο SOFiSTiK

6.2.2 Ιδιομορφική ανάλυση

Η ιδιομορφική ανάλυση πραγματοποιείται για την απόκτηση πλήρους εικόνας της συμπεριφοράς της κατασκευής υπό σεισμική φόρτιση. Τα στοιχεία της ιδιομορφικής ανάλυσης παρατίθενται στους παρακάτω πίνακες.

Πίνακας 6.1 Αδρανειακά χαρακτηριστικά κατασκευής

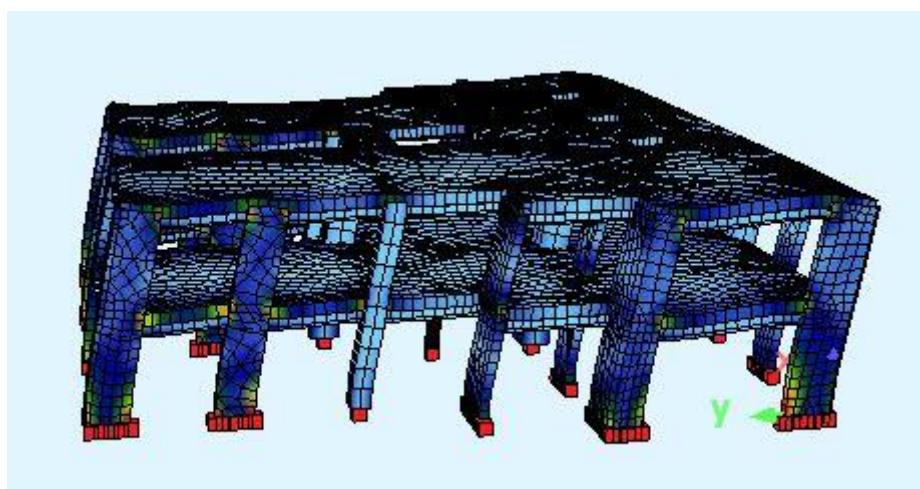
	X(m)	Y(m)	Z(m)
Κέντρο βάρους	12,645	9,89	4,64
Μάζα (tn)	1596,187	1596,187	-

Πίνακας 6.2 Ιδιομορφές κατασκευής πριν και μετά την επέμβαση

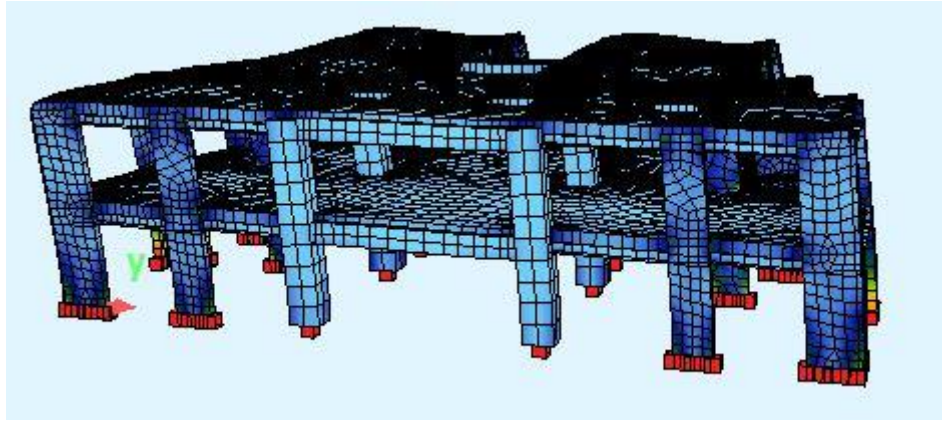
<i>Πριν</i>	Ιδιομορφές	
	f (hz)	T (s)
1	6,879	0,14537
2	7,698	0,129904
3	8,818	0,113404
4	19,375	0,051613
5	21,315	0,046915
6	24,615	0,040626

<i>Μετά</i>	Ιδιομορφές	
	f (hz)	T (s)
1	7,19	0,139082
2	7,62	0,13132
3	9,16	0,109182
4	19,32	0,051773
5	23,44	0,042669
6	24,48	0,040846

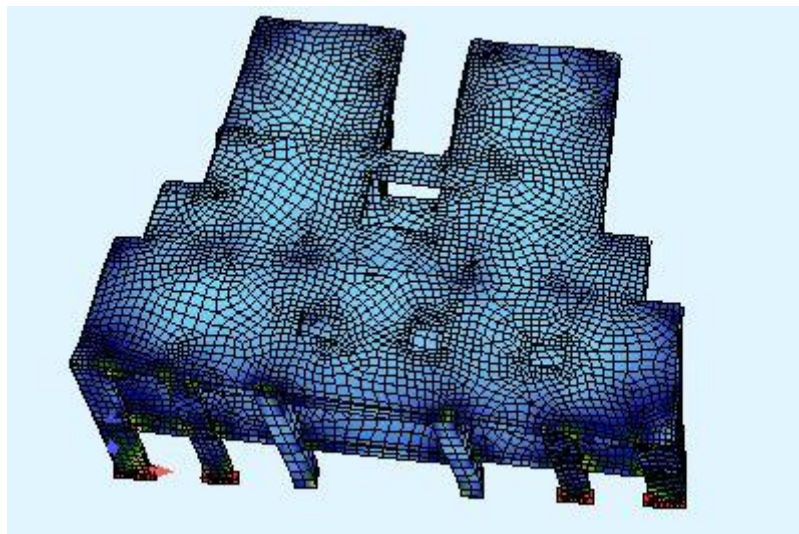
Οι ιδιομορφές διατηρούν τα ίδια σχήματα με αυτά των ιδιομορφών πριν την ενίσχυση αλλά παρατηρείται μικρή μείωση στις τιμές των ιδιοπεριόδων που οφείλεται στην προσθήκη μάζας και δυσκαμψίας από τους μανδύες των υποστυλωμάτων και από τα χαλύβδινα υποστυλώματα. Στις παρακάτω εικόνες φαίνονται τα σχήματα των έξι πρώτων ιδιομορφών.



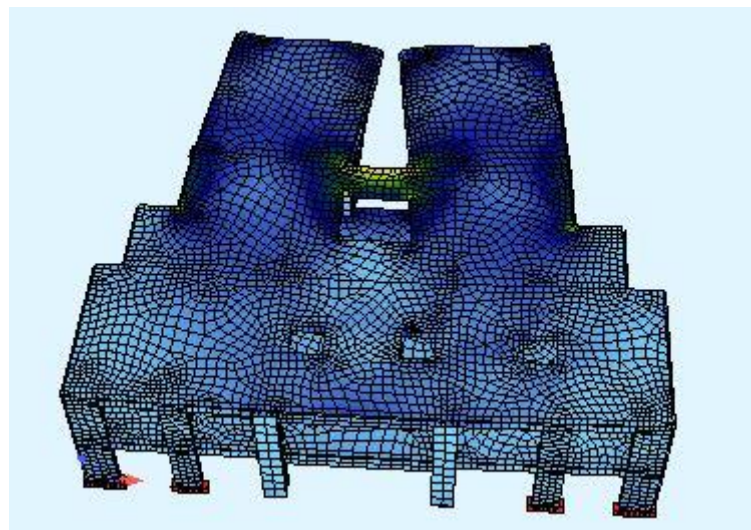
Σχήμα 6.10 1^η Ιδιομορφή



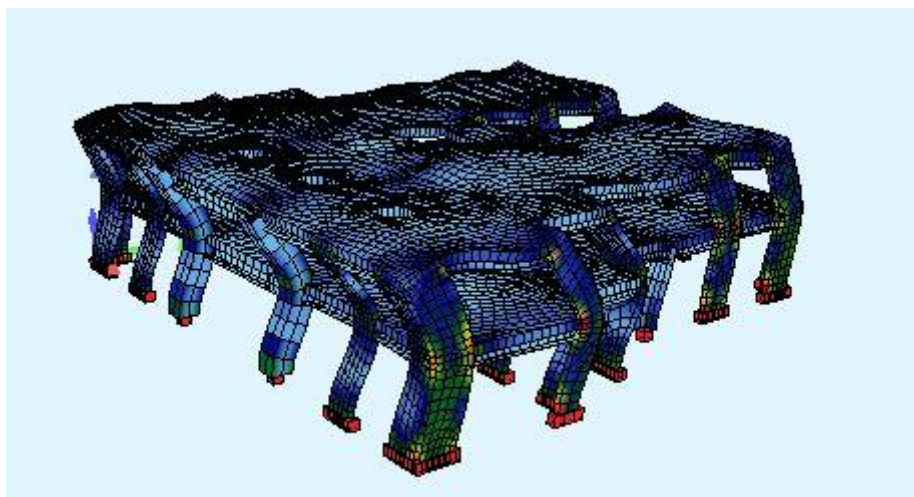
Σχήμα 6.11 2^η Ιδιομορφή



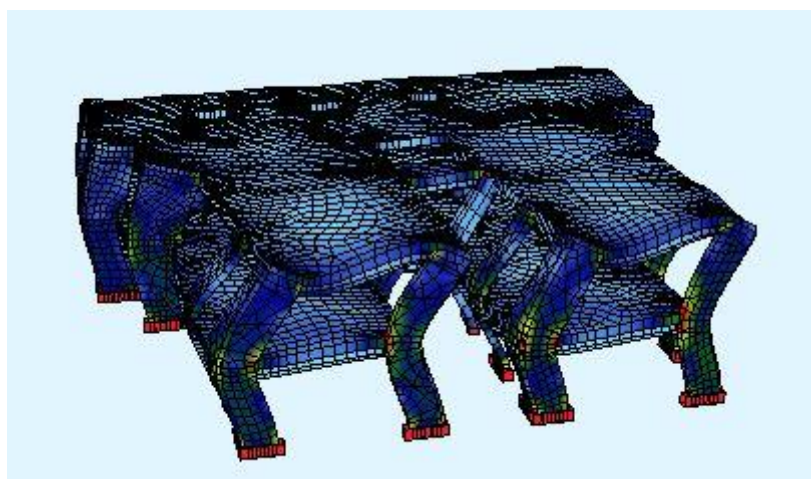
Σχήμα 6.12 3^η Ιδιομορφή



Σχήμα 6.13 4^η Ιδιομορφή



Σχήμα 6.14 5^η Ιδιομορφή



Σχήμα 6.15 6^η Ιδιομορφή

6.2.3 Ελαστική δυναμική ανάλυση

Η δυναμική ελαστική ανάλυση γίνεται για το σεισμικό συνδυασμό $G + \psi_2 Q$ με το $\psi_2=0,6$ για κτίριο κατηγορίας σπουδαιότητας III. Για την εξαγωγή αποτελεσμάτων χρησιμοποιούνται οι έξι πρώτες ιδιομορφές που ικανοποιούν την απαίτηση για ενεργοποίηση του 90% της συνολικής μάζα του κτιρίου. Χρησιμοποιείται από το πρόγραμμα η μέθοδος επαλληλίας CQC για την επαλληλία των ιδιομορφών.

Παρατηρήθηκε ότι τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για τους ελέγχους των υποστυλωμάτων προέκυψαν από τη δυναμική ανάλυση ενώ για τις δοκούς και τις πλάκες από την στατική ανάλυση όπως ήταν αναμενόμενο.

6.3 Έλεγχος επάρκειας υποστυλωμάτων και δοκών

Οι αντοχές των υποστυλωμάτων υπολογίστηκαν με χρήση του προγράμματος Structural Design – RC Column Capacity (EC2). Όλα τα υποστυλώματα κρίνονται επαρκή μετά την ενίσχυση τόσο σε στατικά όσο και σε σεισμικά φορτία.

Οι αντοχές των δοκών υπολογίστηκαν στο πρόγραμμα Structural Design – RC Beam Capacity (EC2) και στο πρόγραμμα FRP Analysis. Όλες οι δοκοί κρίνονται επαρκείς.

6.4 Έλεγχος ευστάθειας υποστυλωμάτων K31 και K32

Τα χαλύβδινα υποστυλώματα K31 και K32 ελέγχθηκαν έναντι λυγισμού και κρίθηκαν επαρκή. Τα αποτελέσματα παρατίθενται στον παρακάτω πίνακα.

Υποστυλώματα K31/K32

Έλεγχος σε λυγισμό

Ned(KN)	γ_{M1}	f_y (MPa)	E(MPa)
581	1	355	210000
<i>Στοιχεία διατομής</i>		HEB400	
A(cm ²)	197,8		
L(m)	3,1	L _{cr} (cm)	201,5
I(cm ⁴)	57680		

Μεγέθη υπολογισμού

ϵ	0,813616513		
λ_1	76,39859061		
i(cm)	17,07652437		
λ	11,79982505		
N _{cr}	294438,2249	N _b ,R _d (KN)	
α	0,21		7021,9
$\bar{\lambda}$	0,154450821		
Φ	0,507144864		
χ	1		

6.5 Έλεγχος βέλους δοκών Δ23 και Δ16 και πλάκας Π7

Λόγω της αφαίρεσης του υποστυλώματος K18 του 1^{ου} ορόφου απαιτείται έλεγχος παραμορφώσεων των γειτονικών δοκών καθώς και της υπερκείμενης πλάκας. Τα βέλη που υπολογίστηκαν από το SOFISTIK είναι για την πλάκα $a = 2,904$ mm και για τις δοκούς $a_{\max} = 2,956$ mm. Ο Ευρωκώδικας ορίζει τον παρακάτω έλεγχο :

$$a \leq l / 250 = 18,72 \text{ mm} , \text{ Για να μη βλαφθεί η εμφάνιση και η εν γένει χρησιμότητα των στοιχείων}$$

$$a \leq l / 500 = 9,36 \text{ mm} , \text{ Για να μη βλαφθούν ευαίσθητα διαχωριστικά στοιχεία.}$$

Και τα δύο κριτήρια ικανοποιούνται.

6.6 Ικανοτικός έλεγχος κόμβου

Ικανοποιείται ο έλεγχος που απαιτεί να προηγείται η αστοχία των δοκών από την αστοχία των υποστυλωμάτων και εξασφαλίζεται με το παρακάτω κριτήριο :

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (6.1)$$

7 Συμπεράσματα

Στην παρούσα εργασία μελετήθηκε η ενίσχυση σχολικού κτιρίου λόγω των τροποποιήσεων που υπέστη στο φέροντα οργανισμό του. Οι τροποποιήσεις περιλάμβαναν την αφαίρεση υποστυλωμάτων και μικρές κατασκευαστικές επεμβάσεις στην οροφή. Τα συμπεράσματα που εξήχθησαν είναι τα εξής :

- Αρχικά, η ενίσχυση του κτιρίου φάνηκε αναγκαία από την εκτέλεση της πρώτης στατικής ανάλυσης μετά την αφαίρεση των στοιχείων καθώς από την εικόνα του προσομοιώματος εντοπίστηκαν τα σημεία που υφίσταντο εντονότερη καταπόνηση. Αυτά ήταν οι δοκοί Δ16, Δ19 και Δ23 του 1^{ου} ορόφου και τα υποστυλώματα Κ21 και Κ22 που βρίσκονται στο ίδιο φάτνωμα με τα αφαιρεθέντα υποστυλώματα.
- Λόγω της ιδιαιτερότητας της κατασκευής, με τις αρχιτεκτονικές παρεμβάσεις που είχαν πραγματοποιηθεί, δεν ήταν δυνατό να χρησιμοποιηθούν εκτεταμένα απλούστερες στην εφαρμογή τεχνικές όπως η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων. Για το λόγο αυτό επιλέχθηκαν οι μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα και τα στοιχεία από ινοπλισμένα πολυμερή.
- Από την επέμβαση επιτεύχθηκε αύξηση της αντοχής των στοιχείων του φέροντος οργανισμού και της δυσκαμψίας του κτιρίου συνολικά γεγονός που αποδεικνύεται από τη μείωση των ιδιοπεριόδων της κατασκευής.
- Οι πλάκες δεν παρουσίασαν ανάγκη εκτεταμένης ενίσχυσης και έδειξαν επαρκή αντοχή μετά την επέμβαση. Εξαιρέση αποτελούν οι πλάκες Π7 και Π8 που θεωρούνται καμπτόμενες σε μια διεύθυνση και βρίσκονται στο φάτνωμα που επηρεάζεται περισσότερο από την επέμβαση.
- Η διάνοιξη των οπών στην πλάκα της οροφής του 1^{ου} ορόφου μείωσε την αντοχή των αντίστοιχων πλακών και κρίθηκε απαραίτητη η ενίσχυση γύρω από τα σημεία που πραγματοποιήθηκε. Η μέθοδος ενίσχυσης με ελάσματα από ινοπλισμένα πολυμερή (FRP) αποδεικνύεται η πιο αποτελεσματική για την αντιμετώπιση τέτοιων επεμβάσεων καθώς επιτυγχάνεται η αύξηση της αντοχής τοπικά στο σημείο που εφαρμόζεται η ενίσχυση χωρίς να φορτίζεται επιπλέον η κατασκευή και ταυτόχρονα παραμένει αμετάβλητη η όψη της πλάκας και οι διαστάσεις της.
- Τέλος, αποτιμώντας συνολικά την κατασκευή εξάγεται το συμπέρασμα ότι το κεντρικό μέρος του δομήματος λειτουργεί σαν εσωτερικός σκελετός και καταπονείται σε μεγαλύτερο βαθμό και τα υπόλοιπα στοιχεία συμμετέχουν στην ανάληψη των φορτίων επικουρικά και ανακουφίζουν το κεντρικό τμήμα.

8 Βιβλιογραφία

1. Αναστασιάδης Κ. (1989), «Αντισεισμικές Κατασκευές Ι», Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
2. Απόστολος Κωνσταντινίδης, «Αντισεισμικά Κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα Στατική και Σεισμική Ανάλυση», τόμος Β.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. «Σχεδιασμός Δομικών Έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», εκδόσεις Κλειδάριθμος.
4. Βάγιας Ι. «Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», εκδόσεις Κλειδάριθμος.
5. Θ. Τάσιος, Ε. Βιντζηλαίου, Π Γιαννόπουλος, Π Πλαϊνης, Ι. Σιγάλας, Κ. Τρέζος, Σ. Τσουκαντάς (2011), «Σημειώσεις για τις κατασκευές από Ω.Σ.».
6. Θ.Π.Τάσιος, Π. Ι. Γιαννόπουλος, Κ. Γ. Τρέζος, Σ. Γ. Τσουκαντάς, (2005), «Ωπλισμένο Σκυρόδεμα».
7. Θ. Π. Τάσιος (2009) «Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων»
8. Ο.Α.Σ.Π., ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2013), Κανονισμός Επεμβάσεων, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, 1^η Αναθεωρημένη Έκδοση Ιούλιος 2013
9. Σπυράκος Κ. (2004), «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία», Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας
10. Στέφανος Η. Δρίτσος, «Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Σημειώσεις 2015-2016
11. Ψυχάρης Ι., Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας, σημειώσεις για το μάθημα 9^ο εξαμήνου πολιτικών μηχανικών ΕΜΠ.
12. Σημειώσεις για τη χρήση των ευρωκωδίκων EN 1990 : Βάσεις Σχεδιασμού των Φερουσών Κατασκευών EN1991: Δράσεις επί των κατασκευών
13. Anil K. Chopra, «Δυναμική των κατασκευών, Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική», Τρίτη έκδοση, εκδόσεις Μ. Γκίουρδας
14. Eurocode 2, Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1992-1-1: 2004E. European Committee for Standardization (CEN), Brussels 2004

15. Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1: 2004E. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2004
16. Portland Cement Association (2006), «An engineer's guide to: Openings in concrete floor slabs»
17. Two-way Concrete Slabs with Openings, Experiments, Finite Elements Analysis and Design, Piotr Rusinowski 2005:200 CIV, Luleå University of Technology
18. Έλεγχος Υφιστάμενων Κατασκευών σύμφωνα με τον νέο Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Παπαχρηστίδης Αριστείδης, Βαδαλούκας Γεώργιος, Σεμινάριο ΚΑΝ.ΕΠΕ., Χαλκίδα, Δεκέμβριος 2009.
19. «Αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενου κτιρίου βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.», Μητρολιού Σοφία, Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, Θεσσαλονίκη 2015.
20. «Έλεγχος επάρκειας και ενίσχυση σχολικού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα», Κοκκινάκος Δημήτριος, Μεταπτυχιακή εργασία, Αθήνα 2011.
21. «Ενίσχυση δομικών μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα και φέρουσα τοιχοποιία με ινοπλισμένα πολυμερή », Χιώτης Δημήτριος , Μεταπτυχιακή εργασία, Αθήνα 2012.

Παράρτημα Α

Στοιχεία φέροντος οργανισμού - Υποστυλώματα και δοκοί

Διαστάσεις και οπλισμοί υποστυλωμάτων σε κάμψη

Ισόγειο	Διαστάσεις			Οπλισμός		
	b (m)	h (m)	A_c (m ²)	A_s (cm ²)	ανά παρειά	Σύνολο
K1	0,8	0,7	0,56	25,13	3Φ20	8Φ20
K2	0,8	0,7	0,56	25,13	3Φ20	8Φ20
K3	0,8	0,8	0,64	25,13	3Φ20	8Φ20
K4	0,8	0,8	0,64	25,13	3Φ20	8Φ20
K5	0,8	0,8	0,64	25,13	3Φ20	8Φ20
K6	0,8	0,8	0,64	25,13	3Φ20	8Φ20
K18	0,4	0,45	0,18	4,52	2Φ12	4Φ12
K20	0,4	0,45	0,18	4,52	2Φ12	4Φ12
K21	0,5	0,8	0,4	6,16	2Φ18	4Φ18
K22	0,5	0,8	0,4	6,16	2Φ18	4Φ18

1 ^{ος} όροφος	Διαστάσεις			Οπλισμός		
	b (m)	h (m)	A_c (m ²)	A_s (cm ²)	ανά παρειά	Σύνολο
K1	0,8	0,7	0,56	25,13	3Φ20	8Φ20
K2	0,8	0,7	0,56	25,13	3Φ20	8Φ20
K3	0,8	0,8	0,64	25,13	3Φ20	8Φ20
K4	0,8	0,8	0,64	25,13	3Φ20	8Φ20
K5	0,8	0,8	0,64	25,13	3Φ20	8Φ20
K6	0,8	0,8	0,64	25,13	3Φ20	8Φ20
K18	0,4	0,45	0,18	4,52	2Φ12	4Φ12
K20	0,4	0,45	0,18	4,52	2Φ12	4Φ12
K21	0,5	0,8	0,4	6,16	2Φ18	4Φ18
K22	0,5	0,8	0,4	6,16	2Φ18	4Φ18

Οπλισμοί υποστυλωμάτων σε διάτμηση

Ισόγειο

	Vrd	As/s	δίτμητοι Φ8	As=1cm ²
K1	399,0779	11,6	0,0862069	Φ8/8
K2	402,7829	11,6	0,0862069	Φ8/8
K3	572,1606	11,6	0,0862069	Φ8/8
K4	560,4606	11,6	0,0862069	Φ8/8
K5	462,4056	11,6	0,0862069	Φ8/8
K6	462,1506	11,6	0,0862069	Φ8/8
K18	118,0722	6,55	0,15267176	Φ8/15
K20	118,2072	6,55	0,15267176	Φ8/15
K21	249,6716	7,67	0,1303781	Φ8/13
K22	250,0916	7,67	0,1303781	Φ8/13

1ος όροφος

	Vrd	As/s	δίτμητοι Φ8	As=1cm ²
K1	296,8922	11,6	0,0862069	Φ8/8
K2	298,5572	11,6	0,0862069	Φ8/8
K3	404,4855	11,6	0,0862069	Φ8/8
K4	399,2655	11,6	0,0862069	Φ8/8
K5	354,2505	11,6	0,0862069	Φ8/8
K6	354,3405	11,6	0,0862069	Φ8/8
K18	83,92346	6,54	0,1529052	Φ8/15
K20	83,92346	6,54	0,1529052	Φ8/15
K21	201,6103	9,15	0,10928962	Φ8/10
K22	201,8203	9,4	0,10638298	Φ8/10

Αντοχή υποστυλωμάτων σε διάτμηση

Ισόγειο

	Vrdmax	Ved	k	ρ_1	σ_{cp}	vmin	Vrdc
K1	1283,144	48,185	1,534522	0,002	1,439286	0,266126	272,8588
K2	1283,144	56,35	1,534522	0,002	1,483393	0,266126	276,5638
K3	1466,45	40,71	1,5	0,002	2,689063	0,257196	427,9102
K4	1466,45	47,495	1,5	0,002	2,567188	0,257196	416,2102
K5	1466,45	31,74	1,5	0,002	1,545781	0,257196	318,1552
K6	1466,45	30,59	1,5	0,002	1,543125	0,257196	317,9002
K18	412,439	4,623	1,666667	0,002	0,862222	0,301232	77,50177
K20	412,439	4,623	1,666667	0,002	0,867222	0,301232	77,63677
K21	916,5312	12,995	1,5	0,002	0,89025	0,257196	159,5151
K22	916,5312	13,11	1,5	0,002	0,89725	0,257196	159,9351

1^{ος} όροφος

	Vrdmax	Ved	k	ρ_1	σ_{cp}	vmin	Vrdc
K1	1283,144	121,785	1,534522	0,002	0,673571	0,266126	208,5388
K2	1283,144	124,89	1,534522	0,002	0,693393	0,266126	210,2038
K3	1466,45	78,085	1,5	0,002	1,242969	0,257196	289,0852
K4	1466,45	92,805	1,5	0,002	1,188594	0,257196	283,8652
K5	1466,45	60,375	1,5	0,002	0,719688	0,257196	238,8502
K6	1466,45	56,58	1,5	0,002	0,720625	0,257196	238,9402
K18	412,439	10,488	1,666667	0,002	0,423889	0,301232	65,66677
K20	412,439	10,3615	1,666667	0,002	0,423889	0,301232	65,66677
K21	916,5312	20,47	1,5	0,002	0,38975	0,257196	129,4851
K22	916,5312	20,815	1,5	0,002	0,39325	0,257196	129,6951

Διαστάσεις και οπλισμοί δοκών

Ισόγειο	Διαστάσεις		Οπλισμός Κάμψης		Οπλισμός διάτμησης	
	b (m)	h (m)	Πάνω	Κάτω	A _s (cm ²)	Ανά cm
Δ1	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,364	Φ8/22
Δ2	0,45	0,7	2Φ16	4Φ16	6,545	Φ8/15
Δ3	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,364	Φ8/22
Δ8	0,3	0,5	2Φ12	2Φ14	5,810	Φ8/17
Δ9	0,45	0,7	3Φ16	5Φ20	20,143	Φ8/5
Δ10	0,3	0,5	2Φ12	3Φ12	10,292	Φ8/10
Δ17	0,3	0,5	2Φ14	3Φ16	24,838	Φ8/5
Δ18	0,3	0,5	3Φ10	2Φ12	4,364	Φ8/22
Δ19	0,3	0,5	2Φ14	3Φ16	27,391	Φ8/4
Δ5	0,45	0,7	4Φ16	5Φ20	23,298	Φ8/4
Δ6	0,45	0,7	4Φ16	5Φ20	23,647	Φ8/4
Δ12	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,364	Φ8/22
Δ13	0,45	0,7	2Φ16	4Φ20	20,143	Φ8/4
Δ14	0,45	0,7	2Φ16	4Φ20	21,119	Φ8/4
Δ16	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,364	Φ8/22
Δ23	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,364	Φ8/22
Δ22	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,364	Φ8/22
Δ21	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,364	Φ8/22
Δ20	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,364	Φ8/22

1ος όροφος	Διαστάσεις		Οπλισμός Κάμψης		Οπλισμός διάτμησης	
	b (m)	h (m)	Πάνω	Κάτω	A _s (cm ²)	ανά cm
Δ1	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,363636	Φ8/22
Δ2	0,45	0,7	2Φ16	4Φ16	6,545455	Φ8/15
Δ3	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,363636	Φ8/22
Δ8	0,3	0,5	2Φ12	2Φ14	6,655696	Φ8/15
Δ9	0,45	0,7	2Φ16	4Φ20	13,39177	Φ8/7
Δ10	0,3	0,5	2Φ12	2Φ14	9,475842	Φ8/10
Δ17	0,3	0,5	2Φ12	3Φ16	21,35014	Φ8/4
Δ18	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,363636	Φ8/22
Δ19	0,3	0,5	2Φ12	3Φ16	23,38361	Φ8/4
Δ5	0,45	0,7	2Φ16	5Φ20	15,85797	Φ8/6
Δ6	0,45	0,7	2Φ16	5Φ20	16,32038	Φ8/6
Δ12	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,363636	Φ8/22
Δ13	0,45	0,7	2Φ16	4Φ16	6,545455	Φ8/15
Δ14	0,45	0,7	2Φ16	4Φ16	6,545455	Φ8/15
Δ16	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,363636	Φ8/22
Δ23	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,363636	Φ8/22
Δ22	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,363636	Φ8/22
Δ21	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,363636	Φ8/22
Δ20	0,3	0,5	2Φ12	2Φ12	4,363636	Φ8/22

Παράρτημα Β

Στοιχεία ενισχύσεων

Ενισχύσεις πλακών

h	0,4	γrd	1,2	βL	1	εj,crit	0,017
z	0,324	fctm	1,9	τb,αποκ	1,9		

Ισόγειο

tj(mm)	bj(mm)	βw	β	Ej(MPa)	Le(mm)	σj,crit(MPa)	σjd(MPa)
1,2	100	1,314257	1,314257	165000	228,2658	475	395,8333
1,2	100	1,314257	1,314257	165000	228,2658	475	395,8333
1,2	100	1,314257	1,314257	165000	228,2658	475	395,8333

1^{ος} όροφος

tj(mm)	bj(mm)	βw	β	Ej(MPa)	Le(mm)	σj,crit(MPa)	σjd(MPa)
1,2	100	1,314257	1,314257	165000	228,2658	475	395,8333
1,2	100	1,314257	1,314257	165000	228,2658	475	395,8333
1,2	100	1,314257	1,314257	165000	228,2658	475	395,8333
1,2	100	1,314257	1,314257	165000	228,2658	475	395,8333
1,2	100	1,314257	1,314257	165000	228,2658	475	395,8333

Ενισχύσεις δοκών σε κάμψη

Ισόγειο

	Afreq	tf	bf	n	Mrd	Med
Δ1	44,69	1,2	120	1	129,7	74,3
Δ2	45,9	1,2	120	1	270,9	165,9
Δ3	44,69	1,2	120	1	129,7	74,8
Δ8	59,1	1,2	120	1	132,5	88,8
Δ9	19,73	1,2	120	1	356,1	217,6
Δ10	62,6	1,2	120	1	133,2	94,7
Δ17	23,31	1,2	120	1	146,2	77,1
Δ18	179,06	1,2	120	2	-169	-141,2
Δ19	22,57	1,2	120	1	146,2	71,2
Δ5	86,79	1,2	120	1	359,6	314,12
Δ6	82,68	1,2	120	1	359,6	308,2
Δ12	0	0	0	0	20,02	19,1
Δ13	57,96	1,2	120	1	319,1	234,52
Δ14	57,85	1,2	120	1	319,1	234,3
Δ16	0	0	0	0	20,02	19,8
Δ23	35,05	1,2	120	1	129,7	57,5
Δ22	32,67	1,2	120	1	129,7	55,5
Δ21	25,95	1,2	120	1	129,7	45,9
Δ20	25,66	1,2	120	1	129,7	47,62

1^{ος}

όροφος

	Af	tf	bf	n	Mrd	Med
Δ1	24,84	1,2	120	1	129,7	49,7
Δ2	0	0	0	0	98,47	71,8
Δ3	23,66	1,2	120	1	129,7	48,3
Δ8	0	0	0	0	27,24	16,4
Δ9	0	0	0	0	152,18	92,6
Δ10	0	0	0	0	27,24	11,3
Δ17	0	0	0	0	52,81	42,5
Δ18	171,96	1,2	120	2	-165	-144,8
Δ19	17,2	1,2	120	1	140,5	72,3
Δ5	0	0	0	0	188,3	166,9
Δ6	0	0	0	0	188,3	175,4
Δ12	0	0	0	0	20,02	14,7
Δ13	5,1	1,2	120	1	289,2	95,1
Δ14	4,3	1,2	120	1	289,2	103,1
Δ16	19,05	1,2	120	1	129,7	42,8
Δ23	19,05	1,2	120	1	129,7	43,5
Δ22	0	0	0	0	20,02	5,45
Δ21	0	0	0	0	20,02	5,8
Δ20	0	0	0	0	20,02	10,5

Ενίσχυση δοκών σε διάτμηση

Ισόγειο

	Vrd1	Ved	DV	tf	Vfd	Vrd
Δ1	75,16152	69,5	0	0,34	0	75,16152
Δ2	156,8308	289,5	132,6692	0,34	235	391,8308
Δ3	75,16152	99,5	24,33848	0,34	133	208,1615
Δ8	86,365	168,4	82,035	0,34	133	219,365
Δ9	309,005	305,5	0	0,34	0	309,005
Δ10	121,095	128,7	7,605	0,34	133	254,095
Δ17	233,795	240,2	6,405	0,34	133	366,795
Δ18	75,16152	146,9	71,73848	0,34	133	208,1615
Δ19	253,575	288,1	34,525	0,34	133	386,575
Δ5	344,31	406	61,69	0,34	235	579,31
Δ6	348,22	400,9	52,68	0,34	235	583,22
Δ12	75,16152	113,9	38,73848	0,34	133	208,1615
Δ13	309,005	245,9	0	0,34	0	309,005
Δ14	319,93	252,6	0	0,34	0	319,93
Δ16	75,16152	80	4,83848	0,34	133	208,1615
Δ23	75,16152	107,9	32,73848	0,34	133	208,1615
Δ22	75,16152	148,9	73,73848	0,34	133	208,1615
Δ21	75,16152	150,7	75,53848	0,34	133	208,1615
Δ20	75,16152	131,9	56,73848	0,34	133	208,1615

1^{ος} όροφος

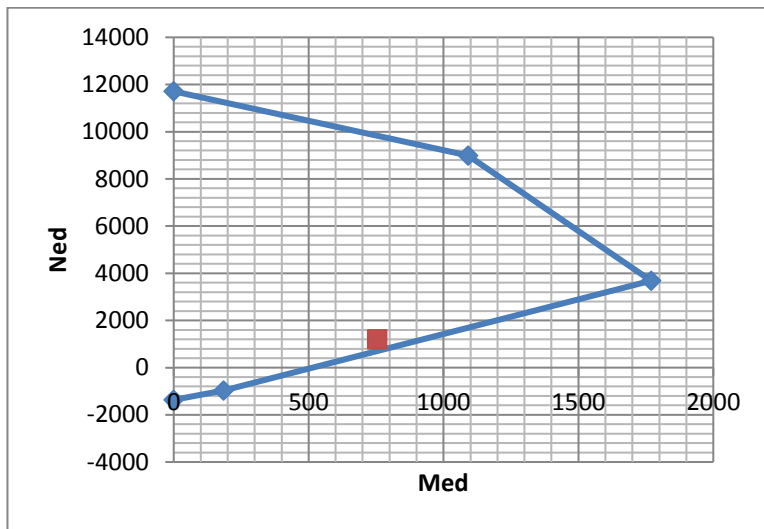
	Vrd1	Ved	DV	tf	bw	Vfd	Vrd
Δ1	75,16152	69,8	0	0,34	600	0	75,16152
Δ2	156,8308	109,1	0	0,34	600	0	156,8308
Δ3	75,16152	65	0	0,34	600	0	75,16152
Δ8	92,92	131	38,08	0,34	600	133	225,92
Δ9	233,45	265,7	32,25	0,34	600	235	468,45
Δ10	114,77	151,2	36,43	0,34	600	133	247,77
Δ17	206,77	265,8	59,03	0,34	600	133	339,77
Δ18	75,16152	103,5	28,33848	0,34	600	133	208,1615
Δ19	222,525	295,3	72,775	0,34	600	133	355,525
Δ5	261,05	291	29,95	0,34	600	235	496,05
Δ6	266,225	336,9	70,675	0,34	600	235	501,225
Δ12	75,16152	73,3	0	0,34	600	0	75,16152
Δ13	156,8308	299,4	142,5692	0,34	600	235	391,8308
Δ14	156,8308	293,9	137,0692	0,34	600	235	391,8308
Δ16	75,16152	130,5	55,33848	0,34	600	133	208,1615
Δ23	75,16152	110,7	35,53848	0,34	600	133	208,1615
Δ22	75,16152	113,8	38,63848	0,34	600	133	208,1615
Δ21	75,16152	138,1	62,93848	0,34	600	133	208,1615
Δ20	75,16152	113,1	37,93848	0,34	600	133	208,1615

Μανδύες υποστυλωμάτων

Ισόγειο

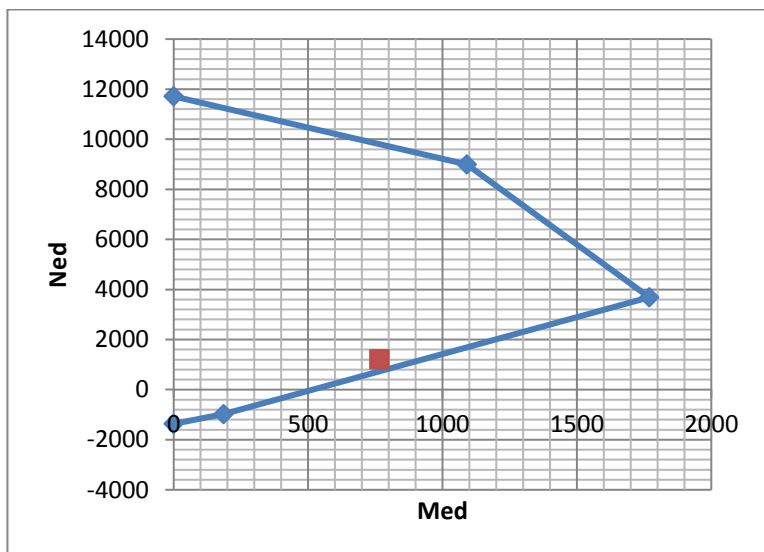
K1	b'x	b'y	d1	A's	
	1000	900	50	1571	5Φ20

Ned	Myed	Mzed
1207	753,7	518,9



K2	b'x	b'y	d1	A's	
	1000	1000	50	1571	5Φ20

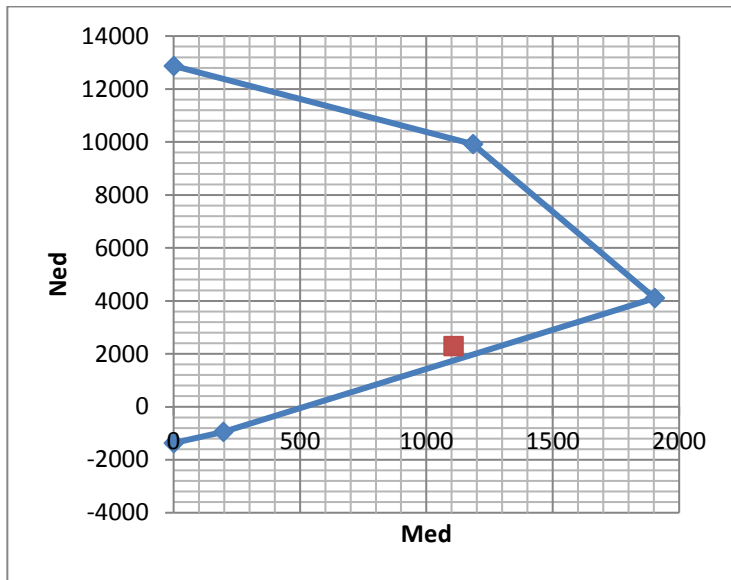
Ned	Myed	Mzed
1207	765,1	516,6



K3

b'x	b'y	d1	A's	
1000	1000	50	1571	5Φ20

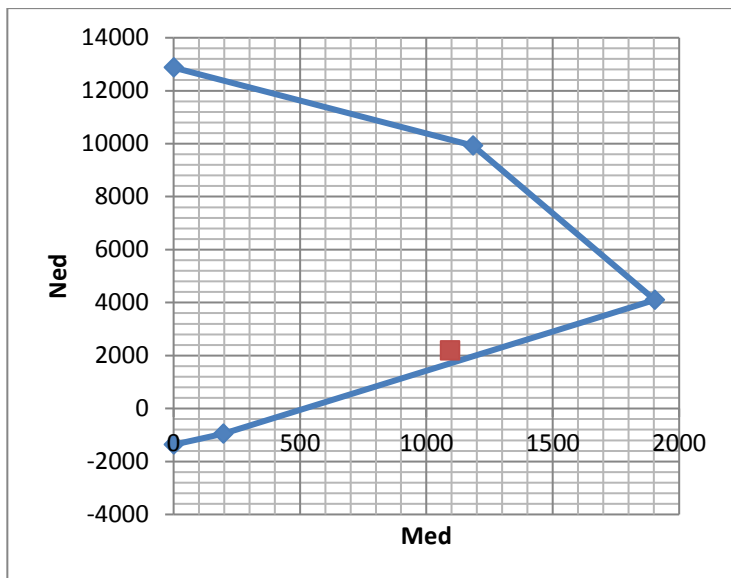
Ned	Myed	Mzed
2288	1107	719,4



K4

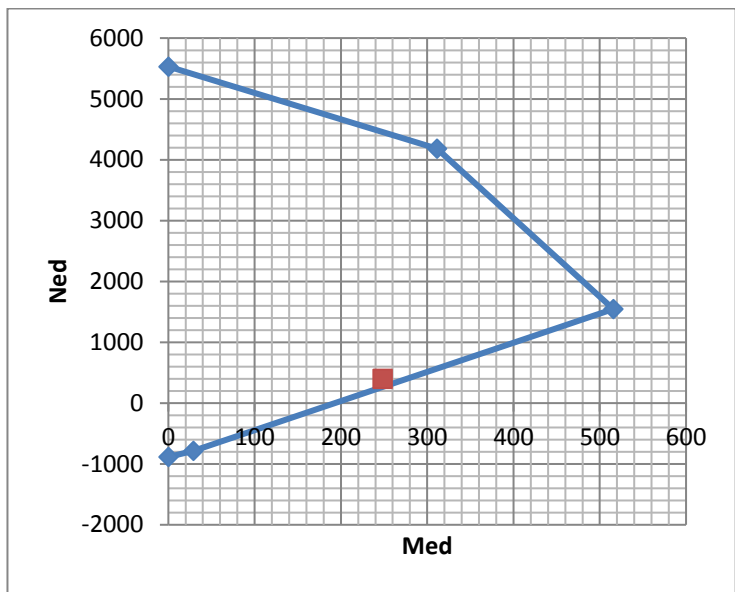
b'x	b'y	d1	A's	
1000	1000	50	1571	5Φ20

Ned	Myed	Mzed
2188	1093	727,1



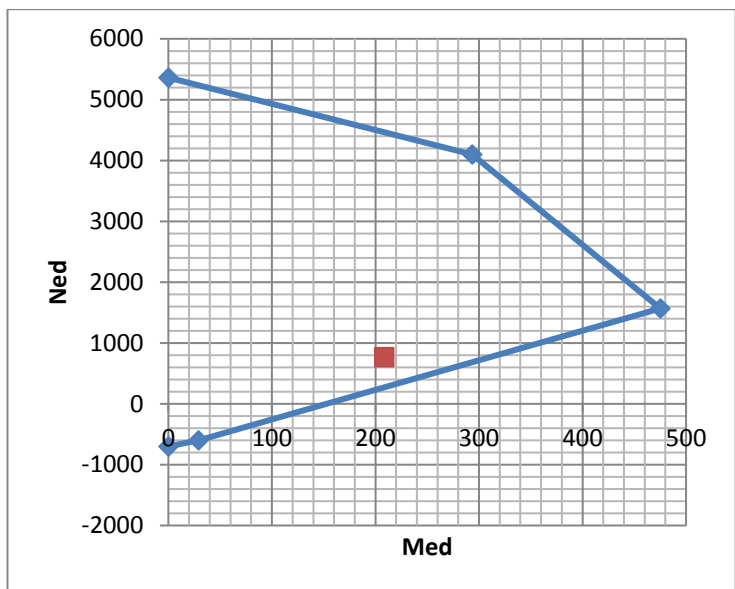
K18 b'x b'y d1 A's
 600 650 50 1018 4Φ18

Ned Myed Mzed
 399,3 248,4 152,6



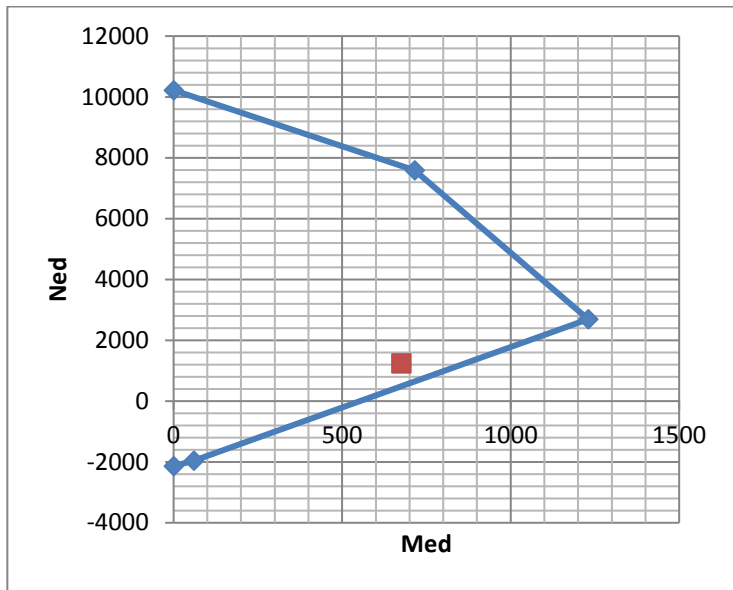
K20 b'x b'y d1 A's
 600 650 50 804 4Φ16

Ned Myed Mzed
 766,2 208,6 134,6



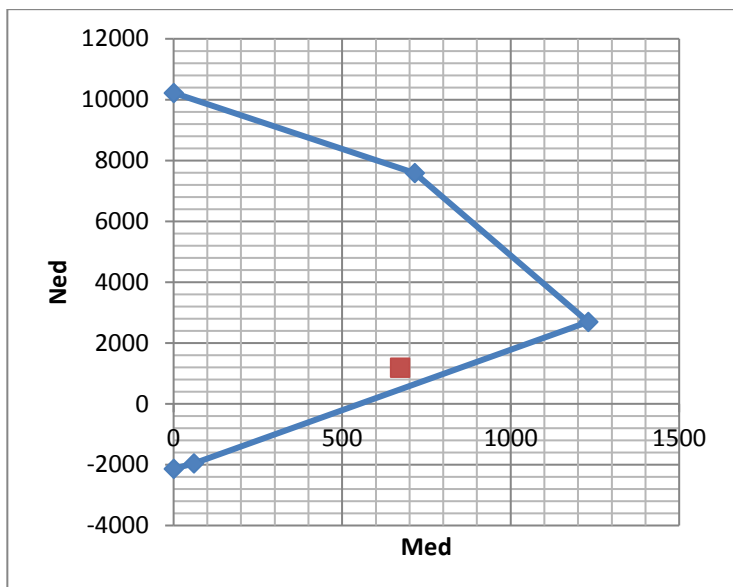
K21	b'x	b'y	d1	A's	
	700	1000	50	2454	5Ø25

Ned	Myed	Mzed
1244	675,4	318,9



K22	b'x	b'y	d1	A's	
	700	1000	50	2454	5Ø25

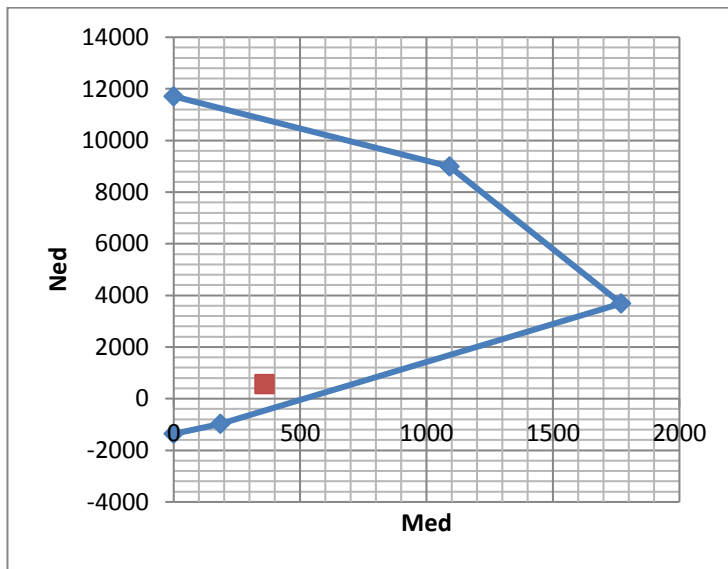
Ned	Myed	Mzed
1182	671,7	322,4



1^{ος} όροφος

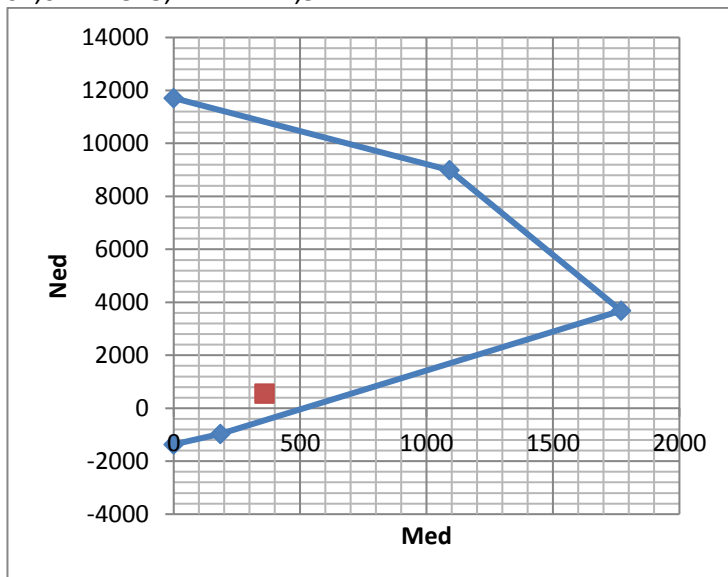
	b'x	b'y	d1	A's	
K1	1000	900	50	1571	5Φ20

Ned	Myed	Mzed
556	358,5	233,5



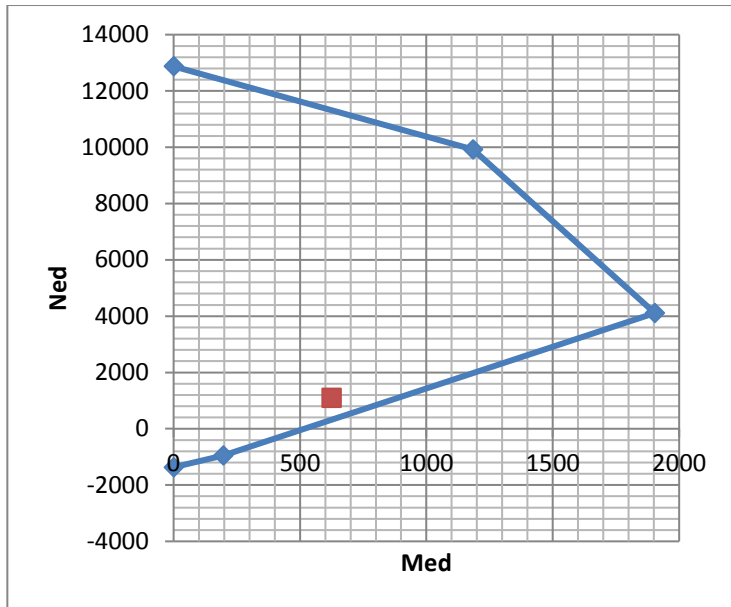
K2	b'x	b'y	d1	A's	
	1000	900	50	1571	5Φ20

Ned	Myed	Mzed
567,6	373,7	241,5



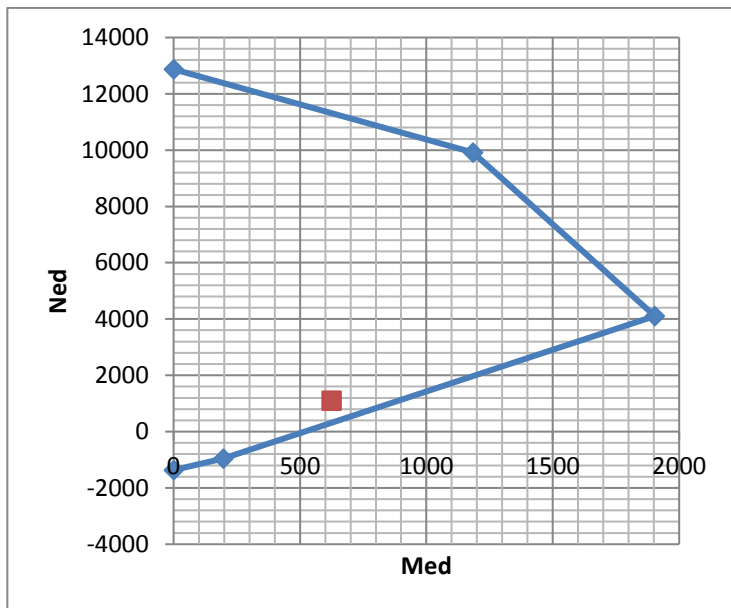
K3 b'x bý d1 A's
 1000 1000 50 1571 5Ø20

Ned Myed Mzed
 1102 624,6 418,3



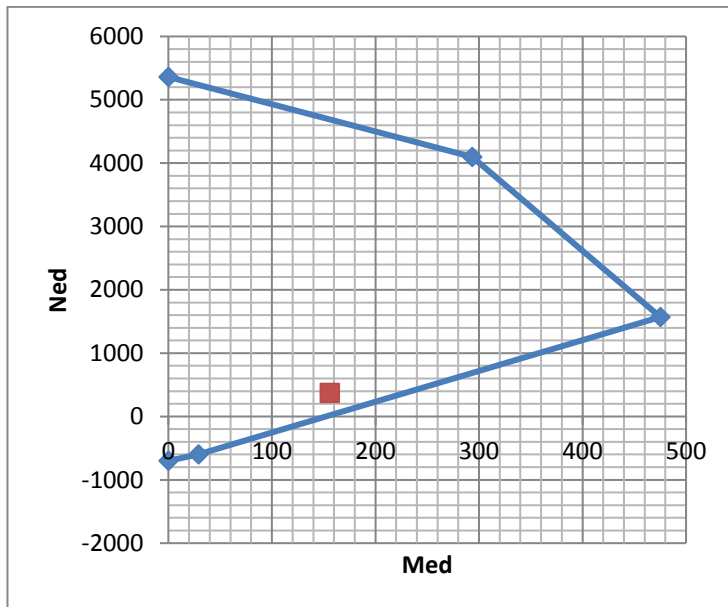
K4 b'x bý d1 A's
 1000 1000 50 1571 5Ø20

Ned Myed Mzed
 1157 596,1 427,4



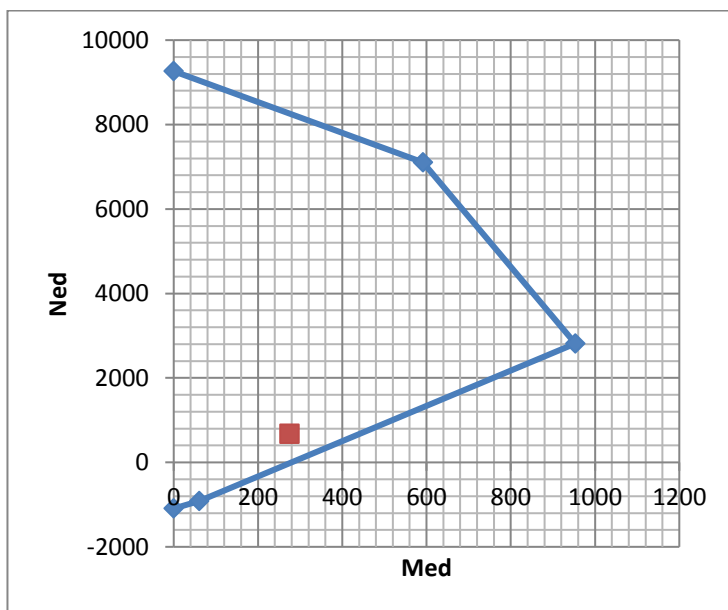
K20 b'x b'y d1 A's
 600 650 50 804 4Φ16

Ned Myed Mzed
 371,3 156 101,4



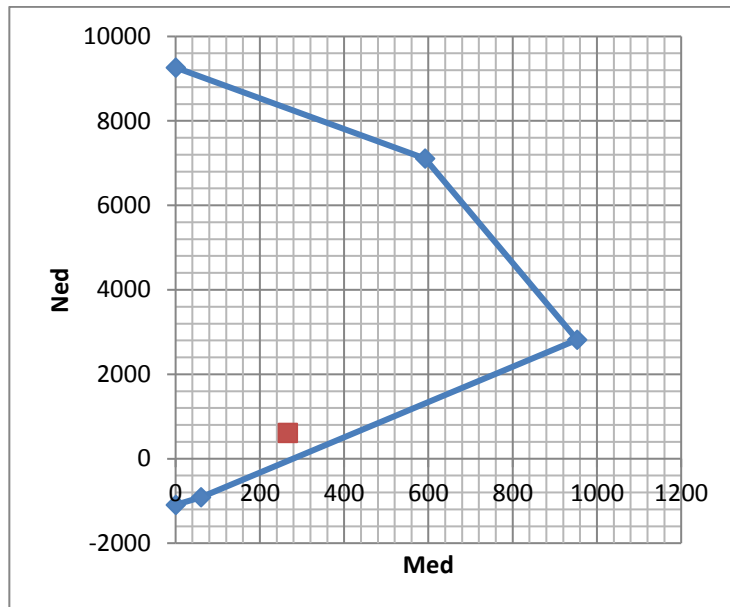
K21 b'x b'y d1 A's
 700 1000 50 1257 4Φ20

Ned Myed Mzed
 673,2 275 218,9



K22 b'x b'y d1 A's
 700 1000 50 1257 4Φ20

Ned Myed Mzed
 614,9 266,3 228,7



Φύλλο υπολογισμού ισοδύναμης διατομής δοκών

	Διαστάσεις(cm)	Εμβαδόν(cm ²)	Απόσταση από πάνω Ίνα(cm)	Ροπή Αδράνειας(cm ⁴)
<i>Πλάκα σκυροδέματος</i>				
B	30	1500		
d	50		Zc	Ico
			25	312500
<i>Διαστάσεις FRP</i>				
bw	10	1,4	0,07	
tw	0,14		Za	Iao
			50,07	0,00228
<i>K.B. FRP</i>				
	0,07	1,4		
<i>Συνολική Διατομή</i>				
η	0,173375758	1529,64	Ze	Ieo
E1	28607		25,068	324404,51
E2	165000		Hu	
			25,071	

