

**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**



ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ

Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών και Αειφόρος Ανάπτυξη

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Έλεγχος και Πρόταση Αναβάθμισης και Ενίσχυσης Σχολικού Κτιρίου

ΚΑΖΑΚΟΥ ΣΤΑΜΑΤΙΝΑ

Επιβλέπων : ΔΡ. ΚΥΡΙΑΖΟΠΟΥΛΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ

ΑΘΗΝΑ 2019

**UNIVERSITY OF WEST ATTICA
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**



POSTGRADUATE PROGRAM (MSC)

Seismic and Energy Retrofit of Structures and Sustainable Development

POSTGRADUATE THESIS:

Control and Proposal for Upgrading and Strengthening School Building

KAZAKOU STAMATINA

Supervisor: Dr. KYRIAZOPOULOS ANTONIOS

ATHENS 2019

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Κυριαζόπουλο για την καθοδήγησή του στην εκπόνηση της Διπλωματικής μου εργασίας καθώς και την άριστη συνεργασία. Θερμά ευχαριστώ όλα τα άτομα που συνέβαλαν με τη βοήθειά τους και τη στηριξή τους στην εκπόνηση της.

Πίνακας περιεχομένων

ΣΥΝΟΨΗ	7
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	8
ABSTRACT	10
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1.....	11
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	11
1.1 Σκοπός Της Εργασίας	11
1.2 Διατύπωση Του Προβλήματος	11
1.3 Ιστορική Εξέλιξη Των Κανονισμών.....	12
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2.....	15
ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΑΙ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ	15
2.1 Ορισμοί.....	15
2.2 Τεκμηρίωση Φέροντος Οργανισμού Υφιστάμενου Δομήματος	15
2.3 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ).....	16
2.3.1 Σκυρόδεμα.....	16
2.3.2 Χάλυβας.....	17
2.3.3 Τοίχοι πλήρωσης	17
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3.....	18
ΒΑΣΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	18
3.1 Έλεγχοι Ασφαλείας.....	18
3.2 Εξίσωση ασφαλείας.....	18
3.2.1 Συντελεστής Ασφαλείας γ_{sd}	19
3.2.2 Συντελεστής Ασφαλείας γ_{Rd}	19
3.2.3 Συντελεστές Ασφαλείας γ_g, γ_m	19
3.3 Δείκτης Ανεπάρκειας Δομικού Στοιχείου λ	20
3.4 Μορφολογική Κανονικότητα	20
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4.....	22
ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	22
4.1 Εισαγωγή.....	22
4.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής	22
4.3 Προσομοίωση και Ανάλυση.....	22
4.3.1 Καθορισμός κόμβου ελέγχου	23
4.3.2 Κατανομή σεισμικών φορτίων	23
4.4 Στάθμες Επιτελεστικότητας.....	24

4.5 Παράμετροι	25
4.5.1 Καμπύλη Ικανότητας	25
4.5.3 Στοχευόμενη Μετακίνηση	26
4.5.4 Σεισμική Συμπεριφορά	26
4.6 Προσομοίωση Τοιχοπληρώσεων	27
4.7 Πρωτεύοντα και Δευτερεύοντα Στοιχεία	28
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5	29
ΕΝΙΣΧΥΣΗ	29
5.1 Εισαγωγή	29
5.2. Επιλογή Συστήματος Επεμβάσεων	29
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6	31
ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	31
6.1 Εισαγωγή	31
6.5 Προσομοίωση Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης	37
6.5.1 Φορτία	37
6.5.2 Κατηγορία εδάφους.....	37
6.5.3 Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας.....	38
6.5.4 Προσομοίωση φορέα στον χώρο.....	39
6.6 Διαστασιολόγηση	41
6.7 Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης	42
6.5 Προέλεγχος	43
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7	47
ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	47
7.1 Γενικά	47
7.2 Παράμετροι	47
7.3 Αποτελέσματα Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης	51
7.3.1 Καμπύλη Ικανότητας.....	52
7.3.2 Διγραμμική Καμπύλη Ικανότητας.....	53
7.3.3 Στοχευόμενη Μετακίνηση.....	54
7.3.4 Σεισμική Δράση Πριν Την Ενίσχυση.....	55
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8	57
ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	57
8.1 Εισαγωγή	57
8.2 Ενισχύσεις Με Μανδύα Εκτοξευόμενου Σκυροδέματος	57

8.2.1 Αστοχίες από κάμψη. Υποστυλώματα - τοιχία	57
8.2.2 Αστοχίες από κάμψη. Δοκοί.....	58
8.3 Ενισχύσεις Ινοπλισμένα Πολυμερή (ΙΟΠ).....	59
8.4 Αποτελέσματα Μετά Τις Ενισχύσεις	59
8.4.1 Έλεγχοι αστοχιών υπό κάμψη και διάτμηση.....	59
8.4.2 Σεισμική δράση μετά την ενίσχυση	60
8.4.3 Στοχευόμενη μετακίνηση	62
8.4.4 Διγραμμική Καμπύλη Ικανότητας.....	63
8.4.5 Καμπύλη Ικανότητας.....	64
8.4.6 Σύγκριση αποτεσμάτων.....	65
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9.....	67
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	67
Βιβλιογραφία - Αναφορές	68
Παραρτήματα	69

ΣΥΝΟΨΗ

Η παρούσα εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια της μεταπτυχιακής εργασίας για το Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών «Δομοστατικά Έργα» του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής. Αντικείμενο της μεταπτυχιακής εργασίας είναι ο έλεγχος επάρκειας και η αντισεισμική αναβάθμιση ενός διώροφου σχολικού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το κτίριο μελετήθηκε και κατασκευάστηκε το 1984-85 με βάση τον Ελληνικό Αντισεισμικό κανονισμό του 1959 με αποτέλεσμα να υστερεί σε αντισεισμική θωράκιση. Το σχολικό συγκρότημα βρίσκεται στην Πεύκη και ανήκει στο Δήμο Λυκόβρυσης- Πεύκης. Η Πεύκη ανήκει στο νομό Αττικής λίγα χιλιόμετρα μακριά από το ρήγμα της Πάρνηθας που κατά καιρούς έχει απασχολήσει τους σεισμολόγους. Η μελέτη της αντισεισμικής αναβάθμισης έγινε με βάση τον κανονισμό επεμβάσεων του 2017 και με τη βοήθεια του στατικού προγράμματος SCADA PRO.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι ο αντισεισμικός έλεγχος και η ενίσχυση υφιστάμενου σχολικού κτιρίου με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, η ενίσχυση έγινε σύμφωνα με τον κανονισμό επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2^η αναθεώρηση 2017). Το σχολικό κτίριο βρίσκεται στην Πεύκη, ανήκει στο Δήμο Λυκόβρυσης – Πεύκης, κατασκευάστηκε το 1985-1986 και σύμφωνα με τα στοιχεία που έχουμε για πανομοιότυπες κατασκευές διαπιστώθηκε ότι έχει μελετηθεί με τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος 1954 και με τον αντισεισμικό σχεδιασμό του 1959. Τα υλικά της κατασκευής, σύμφωνα με τα σχέδια των ξυλοτύπων του φέροντος οργανισμού, είναι σκυρόδεμα B225 και χάλυβας StIb. Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 το κτίριο είναι κατηγορίας σπουδαιότητας III.

Σύμφωνα με στατιστικά στοιχεία για την Ελλάδα, από άποψη σεισμικότητας, κατέχει την πρώτη θέση στη Μεσόγειο και την Ευρώπη καθώς και την έκτη θέση σε παγκόσμιο επίπεδο. Η ασφάλεια των κτιρίων και γενικότερα των κατασκευών αποτελεί αναμφίβολα καθοριστικό παράγοντα για την προστασία ζωής σε περίπτωση σεισμού. Για το λόγο αυτό συντάχθηκε και άρχισε να ισχύει το 1959 ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός που αφορούσε όλη την επικράτεια και είναι η πρώτη φορά που προβλέπεται ο συνυπολογισμός των οριζόντιων σεισμικών δράσεων στον στατικό υπολογισμό του φορέα και οι περιοχές κατατάσσονται σε σεισμικές ζώνες. Η θέσπιση του Αντισεισμικού Κανονισμού δεν σήμαινε ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν με αυτόν διέθεταν ικανοποιητική αντοχή σε σεισμό. Υπάρχει μεγάλο ποσοστό κτιρίων που έχουν κτιστεί πριν το 1959 και αυτά χρήζουν αντισεισμική αναβάθμιση με υψηλή προτεραιότητα στα δημόσια κτίρια της χώρας. Με βάση τα προαναφερθέντα το 1997 ανατέθηκε στον ΟΑΣΠ (Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας) να γίνει Προσεισμικός έλεγχος στα δημόσια κτίρια.

Η θέσπιση των αντισεισμικών κανονισμών ήταν ένα σημαντικό βήμα. Υπάρχουν όμως πολλά κτίρια με ηλικία μεγαλύτερη των τριών δεκαετιών, τα οποία δε χτίστηκαν με βάση τους σύγχρονους κανονισμούς παρότι μέχρι και σήμερα στεγάζουν σημαντικές δημόσιες υπηρεσίες και αποτελούν χώρους συνάθροισης πολλών ατόμων, όπως σχολεία ή νοσοκομεία. Αυτή η ανάγκη οδήγησε στη σύνταξη του Κανονισμού Επεμβάσεων (Καν.Επε) ο οποίος είναι μια προσπάθεια για έναν πλήρη και ολοκληρωμένο κανονισμό που έχει ως στόχο την θεσμοθέτηση κριτηρίων και κανόνων εφαρμογής έτσι ώστε να γίνει η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους, καθώς και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις. Το 2012 ο ΚΑΝ.ΕΠΕ έγινε υποχρεωτικός για όλες τις μελέτες ενίσχυσης και επισκευής κτιρίων.

Λόγω της αυστηροποίησης των αντισεισμικών κανονισμών, δημιουργήθηκε η ανάγκη για άμεση αξιολόγηση της σεισμικής τρωτότητας και ενίσχυσης σημαντικών κτιρίων όπως για σχολεία ή νοσοκομεία. Στα πλαίσια αυτής της προσπάθειας εντάσσεται και η παρούσα εργασία.

Το κτίριο μας όπως αναφέρθηκε χτίστηκε με βάση τον αντισεισμικό σχεδιασμό του 1959, για το λόγο αυτό χρήζει άμεση αντισεισμική θωράκιση. Το τμήμα του κτιρίου που μελετάμε αποτελείται κυρίως από αίθουσες, τουαλέτες και διαδρόμους. Αποτελείται από το ισόγειο και δύο ορόφους, το συνολικό εμβαδόν είναι 1085,10 m² και ο κάθε όροφος είναι 361,70 m². Η εκπόνηση της διπλωματικής μελέτης έγινε με την βοήθεια του στατικού προγράμματος Scada Pro. Σχετικά με την ανάλυση που χρησιμοποιήθηκε για την αποτίμηση της φέρουσας τοιχοποιίας ήταν η ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover analysis). Εισάγοντας παραμέτρους στο πρόγραμμα από τον κανονισμό επεμβάσεων και εκτελώντας πρώτα μια ελαστική ανάλυση η οποία θα μας καθοδηγήσει για την εκλογή της μετέπειτα ανάλυσης δίνοντάς μας στοιχεία για τους δείκτες ανεπάρκειας της κατασκευής καθώς επίσης και στοιχεία για την μορφολογική ικανότητα, στη συνέχεια και με βάσεις την ανελαστική ανάλυση λαμβάνουμε αποτελέσματα για τη διγραμμική καμπύλη και τη στοχευόμενη μετακίνηση. Ερμηνεύοντας τα αποτελέσματα που μας έδωσε η ανελαστική στατική ανάλυση γίνονται οι απαραίτητες ενισχύσεις για δοκούς και υποστυλώματα είτε με μανδύες σκυροδέματος είτε με μανδύες FRP.

Στο κεφάλαιο 1 διατυπώνεται ο σκοπός και το θέμα της εργασίας καθώς και τα προβλήματα που καλούμαστε να αντιμετωπίσουμε. Στη συνέχεια γίνεται μια ιστορική ανασκόπηση της εξέλιξης των αντισεισμικών κανονισμών μέχρι σήμερα.

Στο κεφάλαιο 2 παρουσιάζεται η μεθοδολογία συλλογής του ιστορικού του δομήματος, ενώ γίνεται αναφορά στο συντελεστή αξιοπιστίας δεδομένων που με βάση αυτό έγινε η αποτίμηση και εκτέλεση της ανελαστικής ανάλυσης.

Το κεφάλαιο 3 κάνει αναφορά στους συντελεστές ασφαλείας τους οποίους χρησιμοποιούμε για την καλύτερη προσομοίωση την κατασκευής.

Το κεφάλαιο 4 αναφέρεται στη προσομοίωση και την ανελαστική ανάλυση όπως επίσης και τις στάθμες επιτελεσματικότητας με βάση τα όσα αναφέρει ο κανονισμός επεμβάσεων.

Το κεφάλαιο 5 αναλύει το ποιες ενισχύσεις μπορούμε να επιλέξουμε με βάση τις αστοχίες που έχουμε.

Το κεφάλαιο 6 κάνει μια παρουσίαση των χαρακτηριστικών του κτιρίου και τα αποτελέσματα του προελέγχου.

Στο κεφάλαιο 7 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης. Βλέπουμε την καμπύλη ικανότητας, τη στοχευόμενη μετακίνηση που μας έδωσε το κτίριο καθώς επίσης και τη διγραμμική καμπύλη.

Το κεφάλαιο 8 αναφέρει τις ενισχύσεις που έγιναν στο υπάρχον κτίριο σε υποστυλώματα και δοκάρια και τα αποτελέσματα της νέας καμπύλης ικανότητας, της στοχευόμενης μετακίνησης και της διαγραμμικής καμπύλης ικανότητας.

Τέλος, στο κεφάλαιο 9 διατυπώνονται τα συμπεράσματα της μελέτης.

ABSTRACT

The purpose of this thesis is the seismic control and reinforcement of an existing school building with a concrete bearing body in accordance with the Intervention Regulation (KANEPHE, 2nd revision 2017). The school building is located in Pefki, and it was built in 1986 and has been studied under the reinforced concrete regulation 1954 and the seismic design of 1959. The materials of the construction, according to the calculations and the drawings of the bearer body is B225 concrete and StIIIb steel.

According to statistics, Greece, in terms of seismicity, ranks first in the Mediterranean and Europe and sixth in the world. The safety of buildings and of construction in general is undoubtedly a key factor in protecting lives in the event of an earthquake. For this reason, the first anti-seismic regulation was drafted and entered into force in 1959 and this is the first time that horizontal seismic actions have been included in the static vector calculation and the areas are classified as seismic zones. The introduction of the Earthquake Regulation did not mean that the structures designed with it, in particular the reinforced concrete floors, had sufficient earthquake resistance. There is a large proportion of buildings built before 1959, and these require high priority earthquake upgrades in public buildings in the country. On the basis of the above, in 1997, OASP (Seismic Planning and Protection Organization) was commissioned to conduct pre-earthquake control on public buildings.

The introduction of anti-seismic regulations was an important step. However, there are many buildings older than three decades that were not built according to modern regulations even though they still host important public services and are a gathering place for many people, such as schools or hospitals. This need has led to the drafting of the Intervention Regulation (NEC) which is an attempt at a comprehensive and comprehensive regulation aiming at establishing criteria so as to assess the carrying capacity of existing structures and rules for anti-seismic enforcement, redesign, and any interventions, repairs or reinforcements. In 2012, (KANEPHE) became mandatory for all building reinforcement and repair studies.

Due to the tightening of seismic regulations, the need for an immediate assessment of seismic vulnerability and the enhancement of important buildings such as schools, hospitals, etc. was created in the context of this effort. According to EAC 2000, our building is of major importance III.

Our building, as mentioned, was built based on the 1959 earthquake-proof design and therefore requires immediate earthquake-proof shielding. The part of the building we are studying consists of rooms, toilets, corridors etc. It consists of three floors the total area is 1085.10 m² and each floor is 361.70 m². The diploma study was done with the help of the static program Scada Pro. The analysis used to evaluate the bearing masonry was Pushover analysis. When performing the pushover analysis (static inelastic analysis) the simulation is subjected to horizontal loads distributed in a manner proportional to the inertial forces of the earthquake, which increase monotonically until a structural element is no longer capable of carrying its vertical loads. By introducing parameters into the program given by the regulation and first performing a resilient analysis that will give us the indicators of failure of the construction, then performing the resilient analysis we obtain results for the linear curve and the targeted displacement. Interpreting the results of the program gives us the necessary reinforcement for beams and columns with either concrete mats or FRP mats.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Σκοπός Της Εργασίας

Σκοπός της εργασίας είναι ο προσεισμικός έλεγχος Δημόσιου κτιρίου και η πρόταση αναβάθμισης και ενίσχυσής του. Το κτίριο μελετήθηκε και κατασκευάστηκε το 1984-85 με βάση τον Ελληνικό Αντισεισμικό κανονισμό του 1959 με αποτέλεσμα να υστερεί σε αντισεισμική θωράκιση. Το σχολικό συγκρότημα βρίσκεται στην Πεύκη και ανήκει στο Δήμο Λυκόβρυσης - Πεύκης. Η Πεύκη ανήκει στο νομό Αττικής και βρίσκεται λίγα χιλιόμετρα μακριά από το ρήγμα της Πάρνηθας που κατά καιρούς έχει απασχολήσει τους σεισμολόγους. Η μελέτη της αντισεισμικής αναβάθμισης έγινε με βάση τον κανονισμό επεμβάσεων του 2017 και με τη βοήθεια του στατικού προγράμματος SCADA Pro.

1.2 Διατύπωση Του Προβλήματος

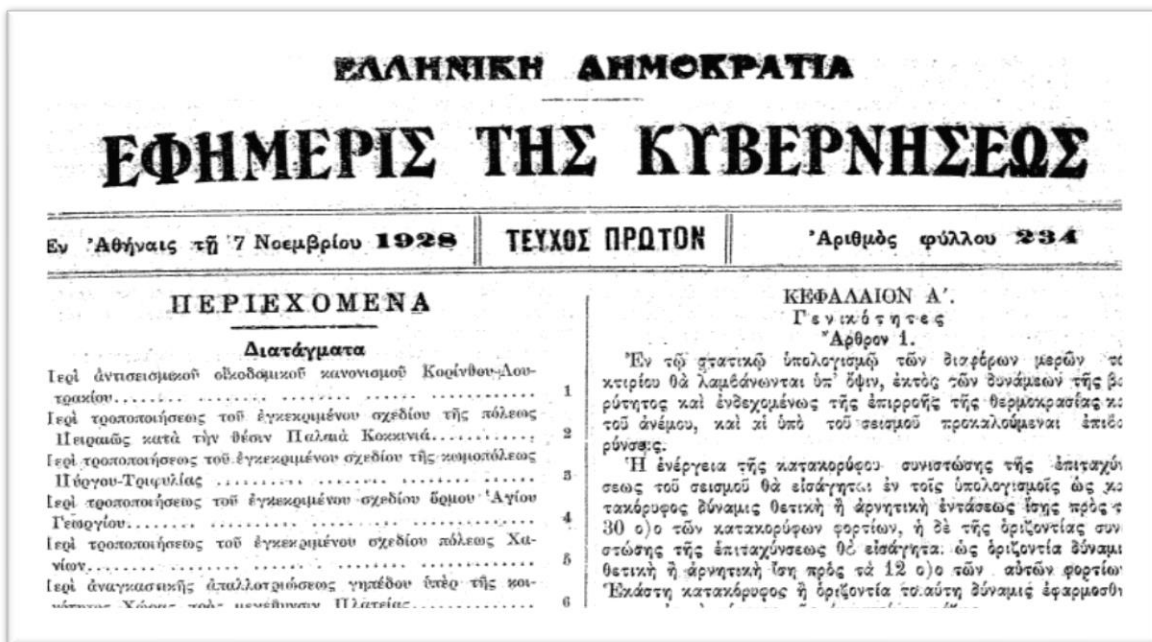
Η Ελλάδα είναι η πρώτη χώρα σε σεισμική επικινδυνότητα και η έκτη σε παγκόσμιο επίπεδο. Τα τελευταία χρόνια με την εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών τα νέα κτίρια έχουν βελτιώσει τη συμπεριφορά τους απέναντι στους σεισμούς και μπορούν να ανταποκριθούν σε σεισμούς μεγαλύτερους των 6 ρίχτερ. Η αντισεισμική δόμηση των κτιρίων αποτελεί καθοριστικό παράγοντα για την αντιμετώπιση του σεισμικού κινδύνου. Παρόλα αυτά τη μεγαλύτερη πλειοψηφία των κτιρίων στην χώρα (περίπου το 70%) την αποτελούν κτίρια που έχουν κατασκευαστεί κυρίως από οπλισμένο σκυρόδεμα και με παλαιότερους κανονισμούς οπότε και υστερούν στον σχεδιασμό έναντι σεισμών και στην πλαστιμότητα των δομικών στοιχείων. Η αντισεισμική αναβάθμιση των κτιρίων αποτελεί θέμα ζωτικής σημασίας καθότι υπάρχει ο κίνδυνος της απώλειας ανθρώπινων ζωών. Για το λόγο αυτό δημιουργήθηκε ανάγκη για θέσπιση αντισεισμικού σχεδιασμού για κτίρια περισσότερο άτρωτα στις σεισμικές καταπονήσεις.

Στο πλαίσιο των παραπάνω στηρίχθηκε και η εκλογή του θέματος της διπλωματικής μελέτης. Έτσι λοιπόν το κτίριο που μελετάμε ανήκει στα κτίρια που χρήζουν αντισεισμική αναβάθμιση καθώς είναι κτίριο μελετημένο με κανονισμό πριν το 1959 και συνεπώς αντιμετωπίζει έλλειψη αντισεισμικού σχεδιασμού. Η εκτέλεση της αντισεισμικής αναβάθμισης χρήζει την καλή γνώση όχι μόνο των αντισεισμικών κανονισμών αλλά και την εμπειρία του μηχανικού. Θα πρέπει να επιλεγθεί ορθά ανάλογα με τα στοιχεία που δίνονται για το υπό μελέτη κτίριο αν θα εκτελεστεί για παράδειγμα στατική ή ανελαστική ή ανάλυση χρονοιστορίας καθώς κάθε κτίριο έχει τις δικές του απαιτήσεις. Για να γίνει η αποτίμηση της κατασκευής συλλέγονται τα στοιχεία της κατασκευής και στη συνέχεια εκτελείται η ανάλυση, στο συγκεκριμένο κτίριο εκτελέστηκε η ανελαστική στατική ανάλυση. Έχοντας τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τις ανεπάρκειες των δομικών στοιχείων για το αν δηλαδή το υποστύλωμα ή αντίστοιχα κάποιο δοκάρι ή κόμβος αστοχεί λόγω διάτμησης ή κάμψη ενισχύουμε την κατασκευή.

1.3 Ιστορική Εξέλιξη Των Κανονισμών

Το πρόβλημα της αντισεισμικής μελέτης των κατασκευών προέκυψε αναγκαστικά μέσα στο χρόνο. Στο πρώτο μισό του 20^{ου} αιώνα η αντιμετώπιση ήταν τοπική και δεν αφορούσε το σύνολο της χώρας παρά μόνο περιοχές που είχαν ήδη πληγεί από κάποιο καταστροφικό σεισμό.

1928: Η αρχή ήταν το προεδρικό διάταγμα του 1928 το οποίο όριζε την κατασκευή και επισκευή των κτιρίων στην πληγείσα περιοχή του Λουτρακίου – Κορίνθου μετά τον πολύ ισχυρό σεισμό των 6.3R. Στον κανονισμό είναι η πρώτη φορά που τα σεισμικά φορτία συνυπολογίζονται στο στατικό υπολογισμό ως ποσοστό των κατακόρυφων φορτίων. Επιπλέον, συμπεριλήφθηκαν και άρθρα για την επισκευή κτιρίων με βλάβες από το σεισμό.



Εικόνα 1. ΠΔ 1-11-1928 (ΦΕΚ 234Α/7-11-1928) "Περί Αντισεισμικοῦ Οικοδομικοῦ Κανονισμοῦ Κορίνθου Λουτρακίου"

1959: Νέα διατάγματα συμπλήρωναν ἢ επέκτειναν την εφαρμογή του κανονισμοῦ και σε άλλα μέρη της χώρας ὅμως την πρώτη καθολική θέσπιση του αντισεισμικοῦ σχεδιασμοῦ που να αφορά ὅλη τη χώρα ἔχουμε το 1959 με τον πρώτο «Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό». Το βασικό νέο στοιχείο που εισηγάγε στο σχεδιασμό των κατασκευῶν οπλισμένου σκυροδέματος ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 εἶναι ο χάρτης σεισμικῆς επικινδυνότητας. Για πρώτη φορά οι περιοχές της χώρας κατατάχθηκαν σε τρεῖς κατηγορίες σε ασθενῶς, μετρίως και σε ισχυρῶς σεισμόπληκτοι περιοχές. Ἐγινε ἐπίσης, διαχωρισμός και στα εδάφη σε τέσσερις κατηγορίες σε εδάφη μικρῆς, μέτριας, μεγάλης και ἐξαιρετικῆς σεισμικῆς επικινδυνότητας.

Μια άλλη ριζική αλλαγή στον μέχρι τότε κανονισμό ήταν ότι πλέον η διαστασιολόγηση θα γινόταν με βάση το ότι οι σεισμικές δυνάμεις θα εφαρμόζονται στα κέντρα των αντίστοιχων μαζών και θα λαμβάνονται ίσες προς τα αντίστοιχα κατακόρυφα φορτία πολλαπλασιασμένα προς τον συντελεστή ϵ , ο λεγόμενος συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης που τότε κυμαινόταν από 0,04 έως 0,16. Παρόλα αυτά οι κατασκευές συνέχισαν να μην διαθέτουν την απαιτούμενη θωράκιση σε περιπτώσεις μεγάλου σεισμού και κυρίως σε πολυώροφα κτίρια από σκυρόδεμα. Για τον υπολογισμό του Οπλισμένου Σκυροδέματος, των ξύλινων και σιδηρών κατασκευών συνέχισε να ισχύει ο Γερμανικός κανονισμός του 1925, 1926 και 1919 αντίστοιχα. Ένας κανονισμός που υστερούσε κατά πολύ στην τοπική πλαστιμότητα.



Εικόνα 2. ΒΔ 19-2-1959 (ΦΕΚ 36Α/26-2-1959) "Περί Αντισεισμικού Αντισεισμικού Κανονισμού Κανονισμού Οικοδομικών Οικοδομικών Έργων"

1984: Το 1984 ο ΕΑΚ του 1959 τροποποιήθηκε με βασικές αλλαγές όπως η επιβολή της τριγωνικής κατανομής των σεισμικών φορτίων με μέγιστη στην κορυφή του κτιρίου, ο έλεγχος των οριζόντιων μετακινήσεων λόγω σεισμού και τέλος θεσπίστηκε πληθώρα ελέγχων στα δομικά στοιχεία κατασκευών από Ο.Σ σε κόμβους πλαισίων και στις τοιχοπλοιώσεις για την εξασφάλιση της πλαστιμότητας. Είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι λόγω της εξάπλωσης των ηλεκτρονικών υπολογιστών άλλαξε ριζικά ο τρόπος των στατικών επιλύσεων. Επιπλέον, εισάγεται ο συντελεστής σπουδαιότητας, αναλόγως κοινωνικού και οικονομικού ενδιαφέροντος του έργου, με τον οποίο πολλαπλασιάζεται ο συντελεστής (ϵ) για τον προσδιορισμό των οριζοντίων συνιστωσών των σεισμικών δυνάμεων



Εικόνα 3. ΕΑΚ1959 (ΦΕΚ 239B/16-4-1984)

1992: Το 1992 δημιουργήθηκε ο νέος ελληνικός κανονισμός (NEAK). Ο κανονισμός έλαβε υπόψη και τις μέχρι τότε διεθνείς εξελίξεις. Βασικές αλλαγές στον κανονισμό ήταν οι αλλαγές που έγιναν στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας. Ορίστηκαν ως θεμελιώδεις απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς των σχεδιαζομένων δομημάτων, η αποφυγή κατάρρευσης, ο περιορισμός των βλαβών και η διασφάλιση ελάχιστης στάθμης λειτουργιών. Εισάγεται ο ικανοτικός έλεγχος καθώς και ο υπολογισμός των μετακινήσεων των ορόφων. Ορίζονται τέσσερις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας με αντίστοιχες σεισμικές επιταχύνσεις εδάφους $\alpha = 0.12, 0.16, 0.24, 0.36$. και επίσης ορίζονται τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων. Στον υπολογισμό η συμπεριφορά της ίδιας της κατασκευής με τον συντελεστή συμπεριφοράς, τον συντελεστή απόσβεσης και τον συντελεστή θεμελίωσης. Λαμβάνεται υπ' όψιν η τυχηματική εκκεντρότητα. Ορίζονται οι δράσεις και οι συντελεστές συνδυασμού τους. Έγινε υποχρεωτική η κατασκευή σεισμικού αρμού μεταξύ κτιρίων.

1999: Το 1999 ο NEAK του 1992 αναθεωρήθηκε με κάποιες μικρές αλλαγές γνωστός ως Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ 2000. Αποτελεί αναθεώρηση, συμπλήρωση και βελτίωση του NEAK, με προσαρμογή προς τους Ευρωκώδικες 8 και EC 7.

Τέλος όσον αφορά τον Κανονισμό Επεμβάσεων είναι γνωστό ότι η επιτροπή σύνταξης του Κανεπέ συγκροτήθηκε το 2001 και το 2004 είχαμε τον πρώτο κανονισμό του Κανεπέ. Έκτοτε έχουν γίνει αρκετές αλλαγές, το 2013 είχαμε την 1η αναθεώρησή του κανονισμού και το 2017 είχαμε την 2η αναθεώρησή που χρησιμοποιείται έως σήμερα. Η σύνταξη του κανονισμού έχει αρκετές δυσκολίες αφού δεν έχουμε να κάνουμε με ένα νέο δόμημα στο οποίο θα του δώσουμε εμείς τις ιδιότητες, αλλά έχουμε να κάνουμε με ένα υπάρχον δόμημα του οποίου οι ποικίλες συμπεριφορές πρέπει πρώτα να γίνουν κατανοητές, κι ύστερα να τροποποιηθούν.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΑΙ ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ

2.1 Ορισμοί

- ✓ **Δομητική επέμβαση** θεωρείται οποιαδήποτε εργασία έχει ως αποτέλεσμα την στοχευόμενη μεταβολή των υφισταμένων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος και έχει ως αποτέλεσμα την τροποποίηση της αποκρίσής του.
- ✓ **Επισκευή** είναι η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική του φέρουσα ικανότητα.
- ✓ **Ενίσχυση** νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, οι οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του αρχικού σχεδιασμού.

2.2 Τεκμηρίωση Φέροντος Οργανισμού Υφιστάμενου Δομήματος

Για να γίνει η διαστασιολόγηση ενός υφιστάμενου δομήματος ελέγχονται τα αρχιτεκτονικά σχέδια τόσο για τον φέροντα οργανισμό όσο και για τις τοιχοπλοιώσεις, για να διαπιστωθεί αν έχει ακολουθηθεί η αρχιτεκτονική μελέτη. Στη συνέχεια συντάσσεται το ιστορικό της κατασκευής, διερευνάται με αυτό τον τρόπο αν έχουν γίνει επεμβάσεις ή αλλαγές χρήσης ή αλλαγή ακόμα και στα φορτία που πρέπει να παραλάβει η κατασκευή. Ερευνάται το έτος κατασκευής αλλά και το αν έχουν γίνει εργασίες συντήρησης και αν ναι ποιες ήταν αυτές και κάθε πότε γινόντουσαν.

Εξετάζεται ο φέρον οργανισμός για τυχόν αστοχίες είτε αυτές έχουν προέλθει από κακοτεχνία είτε από σεισμικές καταπονήσεις. Ο έλεγχος γίνεται με μεγάλη προσοχή καθότι ανάλογα με το είδος των βλαβών θα γίνει και η κατάλληλη ενίσχυση. Η πιο σημαντική διαδικασία είναι αυτή του ελέγχου καθώς η προσομοίωση πρέπει να είναι κοντά στα πραγματικά δεδομένα που θα βασιστεί η μελέτη αποτίμησης. Η διαδικασία του ελέγχου μπορεί να γίνει είτε οπτικά είτε με εργαστηριακούς ελέγχους. Η ανελαστική ανάλυση θα υποδείξει τα στοιχεία εκείνα του φέροντος οργανισμού που έχουν βλάβες και χρήζουν επισκευή. Σημαντικό είναι να αναφερθεί ότι οι εκτεταμένες ενισχύσεις οριζοντίων και κατακόρυφων στοιχείων συνεπάγεται με αύξηση του ίδιου βάρους της κατασκευής.

2.3 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ)

Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων χρησιμοποιείται από τον ΚΑΝ.ΕΠΙΕ για να κατηγοριοποιήσει την επάρκεια των πληροφοριών που έχουμε συλλέξει για το υπό εξέταση κτίριο. Η Σ.Α.Δ μπορεί να είναι διαφορετική σε κάθε όροφο. Έτσι ανάλογα με τις πληροφορίες που συλλέγουμε είτε για έναν όροφο είτε για ολόκληρο το κτίριο, κατατάσσουμε τα δεδομένα μας σε μία από τις ακόλουθες τρεις κατηγορίες:

- ❖ «Υψηλή»
- ❖ «Ικανοποιητική»
- ❖ «Ανεκτή»

2.3.1 Σκυρόδεμα

Το σκυρόδεμα ερευνάται για να γίνει ο προσδιορισμός της θλιπτική αντοχής και του μέτρου ελαστικότητας. Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό μιας υφιστάμενης κατασκευής χρησιμοποιείται η επιτόπου αντοχή σκυροδέματος σε κάθε κρίσιμη περιοχή δομικού στοιχείου. Λαμβάνεται υπόψη ότι η αναμενόμενη αντοχή του σκυροδέματος θα αποδίδει διακυμάνσεις καθώς εξαρτάται από τη θέση του στον φορέα, και ανάλογα με τις συνθήκες σκυροδέτησης, συμπύκνωσης και συντήρησης.

Όταν δεν υπάρχουν ενδείξεις τοπικών κακοτεχνιών, οι τιμές αντοχής σκυροδέματος που χρησιμοποιούνται στους υπολογισμούς για κάθε χαρακτηριστική θέση στο φορέα, επιτρέπεται να προέρχονται από μετρήσεις που γίνονται σε ένα επιλεγμένο ποσοστό του συνόλου των θέσεων αυτών στο κτίριο. (παρατίθενται τα ποσοστά βλ. εικόνα 6) Η εκτίμηση της αντοχής του σκυροδέματος σε κάθε κρίσιμη περιοχή δομικού στοιχείου γίνεται με αξιόπιστες έμμεσες (μη καταστροφικές) μεθόδους με την προϋπόθεση ότι πρώτα θα γίνει η κατάλληλη βαθμονόμηση από άτομα που έχουν την αντίστοιχη εμπειρία και γνώση.

Το πλήθος των χαρακτηριστικών θέσεων στις οποίες γίνονται τέτοιες μετρήσεις ανά όροφο και είδος δομικού στοιχείου πρέπει να είναι αρκετό για την επιζητούμενη αξιοπιστία. Σύμφωνα με τον Καν.Επε για να προσδιορισθεί η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος γίνεται συνδυασμός έμμεσων μεθόδων και πυρηνοληψίας, ώστε να δίνεται η δυνατότητα ελέγχου σε περισσότερες θέσεις, με μεγαλύτερη αξιοπιστία. Επιπρόσθετα ο κανονισμός προτείνει για μικρά (μέχρι δώροφα) κτίρια το απολύτως ελάχιστο απαιτούμενο πλήθος πυρήνων, να είναι $n=3$, από ομοειδή δομικά στοιχεία. Για μεγαλύτερα κτίρια, απαιτούνται τουλάχιστον 3 πυρήνες ανά δυο ορόφους, οπωσδήποτε όμως 3 πυρήνες στο κρίσιμο όροφο.

ΣΤΑΘΜΕΣ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ (Σ.Α.Δ)		
	Επαρκές Ποσοστό Κάλυψης Για Κάθε Όροφο	
	Κατακόρυφα στοιχεία	Οριζόντια Στοιχεία
Υψηλή	Το 45% των κατακόρυφων στοιχείων	Το 25% των οριζόντιων στοιχείων (δοκοί ή πλάκες)
Ικανοποιητική	Το 30% των κατακόρυφων στοιχείων	Το 15% των οριζόντιων στοιχείων (δοκοί ή πλάκες)
Ανεκτή	-	-

Εικόνα 4. Ποσοστό κάλυψης για κάθε όροφο

2.3.2 Χάλυβας

Σύμφωνα με τον Καν.Επε ο προσδιορισμός της κατηγορίας του χάλυβα οπλισμού υφισταμένου κτιρίου αποτελεί απαραίτητη προϋπόθεση για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Η κατάταξη του χάλυβα γίνεται με οπτική αναγνώριση (σε επιφάνεια λεία ή με νευρώσεις, τυχόν αναγνώσιμες σημάνσεις στην επιφάνεια των ράβδων), σε συνδυασμό και με την εποχή κατασκευής του κτιρίου. Στην περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. για την αντοχή του χάλυβα θεωρείται «ικανοποιητική». Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα που θα χρησιμοποιούνται κατά τον έλεγχο της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων, επιτρέπεται να λαμβάνονται από τα προβλεπόμενα στους αντίστοιχους Κανονισμούς για την κατηγορία χάλυβα.

Στην περίπτωση που υπάρχουν αμφιβολίες για την αξιοπιστία της κατάταξης του χάλυβα με οπτική αναγνώριση, θα χρησιμοποιούνται τα χαρακτηριστικά που θα προκύπτουν από κατάλληλη διερεύνηση για τον προσδιορισμό των «πραγματικών» χαρακτηριστικών του χάλυβα (όριο διαρροής, αντοχή, ολκιμότητα) πρέπει να περιλαμβάνει τη δοκιμή σε τρία (3) τουλάχιστον δείγματα περίπου ίδιας διαμέτρου από δομικά στοιχεία του κρίσιμου ορόφου. Αν από τα δείγματα αυτά, διαπιστωθεί η παρουσία χαλύβων που κατατάσσονται σε διαφορετικές κατηγορίες, τότε η έρευνα πρέπει να επεκταθεί, ώστε να προσδιοριστούν τα δομικά στοιχεία στα οποία έχει εφαρμοστεί κάθε κατηγορία. Μόνον στην περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. για την αντοχή του χάλυβα θεωρείται «υψηλή».

2.3.3 Τοίχοι πλήρωσης

Για τον προσδιορισμό της συμπεριφοράς των τοιχοποιιών ενδιαφέρουν κυρίως η θλιπτική αντοχή, η διατμητική αντοχή και τα αντίστοιχα μέτρα ελαστικότητας. Όταν δε διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, τα ως άνω χαρακτηριστικά μπορούν να προσδιοριστούν έμμεσα από ημιεμπειρικές σχέσεις, με βάση τα επιμέρους χαρακτηριστικά όπως την αντοχή λιθοσωμάτων, την αντοχή κονιάματος, το πάχος των αρμών, το πάχος και την αντοχή του επιχρίσματος. Στην περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. για τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας θεωρείται «ικανοποιητική» ενώ στις περιπτώσεις όπου τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας προκύπτουν από διερεύνηση επιτόπου ή και εργαστηριακές δοκιμές επαρκούς αριθμού δοκιμών, η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρείται «υψηλή».

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΒΑΣΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

3.1 Έλεγχοι Ασφαλείας

Οι συντελεστές ασφαλείας των υφιστάμενων και των προστιθέμενων υλικών μας εξασφαλίζουν την καλύτερη αξιοπιστία στην προσομοίωση της κατασκευής καθώς ενδέχεται να υπάρχουν αβεβαιότητες στις διατιθέμενες πληροφορίες που οφείλεται στις δυσχέρειες των εργασιών του ποιοτικού ελέγχου.

3.2 Εξίσωση ασφαλείας

Τόσο τα πρωτεύοντα, όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία του κτιρίου πρέπει να μπορούν να παραλάβουν τις δυνάμεις και τις παραμορφώσεις που αντιστοιχούν στα κριτήρια ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας.

Η ανίσωση ασφαλείας αφορά έναν γενικό έλεγχο ισορροπίας του δομήματος. Θα πρέπει κατά τη φάση της διαστασιολόγησης, σε όλες τις θέσεις ελέγχου να ικανοποιείται η βασική ανίσωση ασφαλείας.

$$S_d < R_d$$

$$S_d = \gamma_{sd} * S (S_k * \gamma_f) \text{ και } R_d = (1 / \gamma_{rd}) * R (R_k / \gamma_m)$$

Όπου:

S_d: Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις

R_d: Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών)

S_k: Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των βασικών και τυχηματικών δράσεων, για τις οποίες υπάρχει πιθανότητα υπερβάσεως σε 50 έτη

R_k: Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις και έχουν ορισμένη πιθανότητα υποσκελίσεως

γ_f, γ_m: Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών, με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές.

γ_{sd}, γ_{rd}: Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες (σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων και οι κάθε είδους αντιστάσεις

3.2.1 Συντελεστής Ασφαλείας γ_{sd}

Για τα προσομοιώματα της ανάλυσης και συμπεριφοράς, καθώς και για τους ελέγχους, χρησιμοποιούνται κατάλληλοι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_{sd} , γ_{Rd} για να ληφθούν υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες που τα συνοδεύουν. Αν το σύνολο των σεισμικών δράσεων μπορεί να ληφθεί από νέους και επαρκείς φορείς τότε ο συντελεστής λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα. Διαφορετικά οι συντελεστές εξαρτώνται από την έκτασή αλλά και το είδος των βλαβών. Σύμφωνα πάντα με τον Καν.Επέ σε περίπτωση που δεν υπάρχουν ακριβή στοιχεία μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι τιμές γ_{sd} κατά τον παρακάτω πίνακα:

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

Εικόνα 5. Συντελεστής γ_{sd} ανάλογα με το είδος των βλαβών

3.2.2 Συντελεστής Ασφαλείας γ_{Rd}

Ο γ_{Rd} είναι συντελεστής υπεραντοχής λόγω σκλήρυνσης από παραμόρφωση του χάλυβα και καθορίζεται ανάλογα με τη Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ), ο οποίος μπορεί να λαμβάνει τιμές ως εξής:

	Υψηλή	Ικανοποιητική	Ανεκτή
Πρωτεύοντα στοιχεία	1,25	1,40	1,50
Δευτερεύοντα στοιχεία	1,0	1,0	1,0

Εικόνα 6. Συντελεστής γ_{Rd} για πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία

3.2.3 Συντελεστές Ασφαλείας γ_g , γ_m

Ανάλογα με τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων των γεωμετρικών στοιχείων της κατασκευής επιλέγεται και ο κατάλληλος συντελεστής γ_g .

ΣΤΑΘΜΕΣ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ (Σ.Α.Δ)			
	Για βασικούς συνδυασμούς και δυσμενείς επιρροές	Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις συνδυασμών και επιρροών	γ_m
Υψηλή			$\gamma_c=1.15$ και $\gamma_s=1.05$
Ικανοποιητική	$\gamma_g=1.35$	$\gamma_g=1.10$	$\gamma_c=1.30$ και $\gamma_s=1.15$
Ανεκτή	$\gamma_g=1,50$ ή $1,20$	$\gamma_g=1.20$ ή $\gamma_g=1.00$	$\gamma_c=1.45$ και $\gamma_s=1.25$

Εικόνα 7. Συντελεστές γ_g και γ_c

3.3 Δείκτης Ανεπάρκειας Δομικού Στοιχείου λ

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

$$\lambda = S/R_m$$

S είναι το εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού

R_m είναι η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών.

Οι λόγοι λ υπολογίζονται τόσο για την αποτίμηση όσο και για τον ανασχεδιασμό, σε κάθε πρωτεύον φέρον στοιχείο και ο μεγαλύτερος λόγος λ για ένα επιμέρους στοιχείο σε έναν όροφο θεωρείται κρίσιμος λόγος λ για τον όροφο.

3.4 Μορφολογική Κανονικότητα

Μια σημαντική παράμετρος του κανονισμού που καθορίζει τη μέθοδο ανάλυσης που θα επιλέξουμε είναι το κτίριο να είναι μορφολογικά κανονικό. Αυτό μας εξασφαλίζει ότι θα έχουμε ομοιόμορφη κατανομή των σεισμικών φορτίων. Είναι σημαντικό σε ένα κτίριο τα σεισμικά φορτία να κατανέμονται σχετικά ομοιόμορφα σε όλη την κατασκευή γιατί σε διαφορετική περίπτωση θα μπορούσαν να προκύψουν καταστροφικά σενάρια (π.χ μαλακός όροφος).

Η κατάλληλη μέθοδος που μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση εξαρτάται από τα μορφολογικά χαρακτηριστικά του κτιρίου, τα οποία επηρεάζουν τη συμπεριφορά του υπό σεισμικές δράσεις. Για τα υφιστάμενα κτίρια (σύμφωνα με τον Καν.επε) πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω συνθήκες:

- Να μην διακόπτεται καθ' ύψος κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων ούτε να συνεχίζει σε διαφορετικό φάτνωμα
- Κανένας φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν συνεχίζει στον γειτονικό όροφο σε εκτός επιπέδου εσοχή
- Ο μέσος όρος του δείκτη ανεπάρκειας λ_k των δομικών στοιχείων ανά όροφο δε θα πρέπει να υπερβαίνει το 150% ($\lambda_k > 1,5\lambda_k - 1$) του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ενός γειτονικού ορόφου, όπου:

$$\lambda_k = \frac{\sum_1^n \lambda_i V_{si}}{\sum_1^n V_{si}}$$

λ_i : ο δείκτης ανεπάρκειας για το κύριο στοιχείο i του ορόφου,

V_{si} : η αντίστοιχη δρώσα τέμνουσα (από ελαστική ανάλυση με χρήση του ελαστικού φάσματος του ΕΚ 8-1)

n : ο αριθμός των κύριων στοιχείων του ορόφου «Κ».

- Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου, για μια δεδομένη διεύθυνση της σεισμικής δράσης, το πηλίκο του λόγου λ , στοιχείου που βρίσκεται στη μια πλευρά του ορόφου, προς το αντίστοιχο λόγο στοιχείου που βρίσκεται σε οποιαδήποτε άλλη πλευρά (του ορόφου) υπερβαίνει το 1,5 ($\lambda_i < 1.5\lambda_j$). Ο κανόνας αυτός αφορά ορόφους των οποίων το υπερκείμενο διάφραγμα δεν είναι ευπαραμόρφωτο εντός του επιπέδου του.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

4.1 Εισαγωγή

Η ανωδομή μιας κατασκευής κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης υφίσταται ταλάντωση λόγω της εξαναγκασμένης κίνησης στην οποία υποβάλλεται το τμήμα της κατασκευής κάτω από την επιφάνεια του εδάφους. Κατά τη διάρκεια της ταλάντωσης η ενέργεια που εισάγεται στο ταλαντούμενο σύστημα εναλλάσσεται διαδοχικά από κινητική σε δυναμική ενέργεια η οποία αποθηκεύεται προσωρινώς υπό μορφή παραμορφώσεων στα μέλη της κατασκευής αναπτύσσοντας έτσι σε αυτά εντατικά μεγέθη. Γίνεται άρα φανερό ότι τα στοιχεία της κατασκευής θα πρέπει να είναι σχεδιασμένα κατά τρόπον ώστε να ανταποκρίνονται με επιτυχία στις υποβαλλόμενες παραμορφώσεις μέχρις ότου να απορροφηθεί πλήρως η ενέργεια που εισάγεται στο δομικό σύστημα. (πηγή Καραγιάννης)

Η ανελαστική στατική ανάλυση είναι από τις πιο σύνθετες αναλύσεις αποτίμησης και ανασχεδιασμού. Ο βασικός στόχος της ανάλυσης αυτής είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση. Η στατική ανελαστική ανάλυση δίνει αποτελέσματα που βρίσκονται ανάμεσα στις ελαστικές μεθόδους και την ανελαστική δυναμική μέθοδο. Έτσι, η ανάλυση Pushover παρότι δεν έχει την ακρίβεια της ανελαστικής δυναμικής, δεδομένου ότι τα σεισμικά φορτία τα λαμβάνει υπόψη προσεγγιστικά ως στατικά, οδηγεί ωστόσο σε σημαντικά ακριβέστερη εκτίμηση της απόκρισης της κατασκευής σε σχέση με τις ελαστικές μεθόδους, ενώ η εφαρμογής της είναι πολύ πιο απλή από την αντίστοιχη ανελαστική δυναμική.

4.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής

Για να εκτελεστεί η ανελαστική στατική ανάλυση θα πρέπει η Σ.Α.Δ να είναι το λιγότερο «ικανοποιητική». Επιπλέον η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών δε πρέπει να είναι σημαντική, διαφορετικά πρέπει μαζί με την ανελαστική ανάλυση να εκτελεστεί και μία δυναμική ανάλυση. Έτσι γίνονται έλεγχοι και με τις δυο μεθόδους και επιτρέπεται η αύξηση κατά 25% για όλες τις παραμέτρους των ελέγχων.

4.3 Προσομοίωση και Ανάλυση

Η καμπύλη αντίστασης αφορά τη σχέση ανάμεσα στην τέμνουσα βάσεως και την οριζόντια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, υπολογίζεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου οι οποίες κυμαίνονται από μηδέν μέχρι και πέρα από την μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος. Η

καμπύλη αντίστασης αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του ΕΚ 8-1. Τα οριζόντια φορτία εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις («θετική»-«αρνητική») και ο έλεγχος γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο.

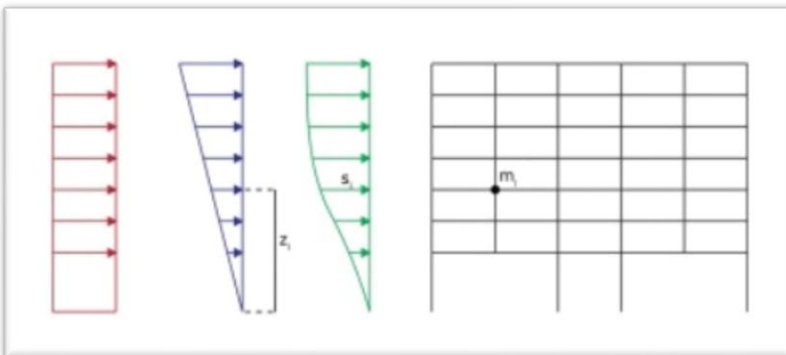
Το αναλυτικό προσομοίωμα υιοθετεί τέτοιο βαθμό διακριτοποίησης ώστε να λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης – παραμόρφωσης κάθε περιοχής στην οποία μπορεί να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά. Στο προσομοίωμα συμπεριλαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης-παραμόρφωσης κάθε περιοχής στην οποία μπορεί να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά. Η σχέση έντασης – παραμόρφωσης κάθε στοιχείου συμπεριλαμβάνεται στο προσομοίωμα, μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρις αστοχίας, οι οποίες περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του πλαστικού στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίσταση του.

4.3.1 Καθορισμός κόμβου ελέγχου

Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου – δεν υπολογίζονται οι μη πλήρεις όροφοι ούτε και οι απολήξεις των κλιμακοστασίων. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία.

4.3.2 Κατανομή σεισμικών φορτίων

Τα οριζόντια στατικά φορτία εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δυο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, έτσι ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανωτέρων ιδιομορφών. Οι κατανομή μπορεί να είναι είτε τριγωνική είτε ορθογωνική.



Εικόνα 8 Τριγωνική και ορθογωνική κατανομή φορτίων

4.3.3 Προσδιορισμός Ιδιοπεριόδου

Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση θα εκτιμάται με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης της.

$$T_c = T^* \sqrt{K_o/K_e}$$

4.4 Στάθμες Επιτελεστικότητας

Για λόγους κοινωνικό-οικονομικούς έχουν θεσπιστεί κάποιες κατηγορίες με τις οποίες κατατάσσουμε τα κτίρια ανάλογα με τη χρήση τους. Οι στάθμες επιτελεστικότητας για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό της κατασκευής διακρίνονται με βάση το είδος και το επίπεδο των βλαβών που αναπτύσσονται στην κατασκευή, δηλαδή στο φέροντα και μη φέροντα οργανισμό, από το σεισμό σχεδιασμού. Πριν την επιλογή των κριτηρίων επιτελεστικότητας είναι απαραίτητο να γίνει ο διαχωρισμός των στοιχείων της κατασκευής που φορτίζονται λόγω των μετακινήσεων που επιβάλλονται στην κατασκευή από τα σεισμικά φορτία σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα.

4.4.1 Περιορισμένες βλάβες

Στην Α' στάθμη ο φορέας έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, τα δομικά στοιχεία δεν έχουν διαρρεύσει και διατηρούν την αντοχή και την δυσκαμψία τους. Η κύρια λειτουργία της κατασκευής δεν διακόπτεται ούτε κατά τη διάρκεια ούτε μετά το σεισμό σχεδιασμού. Οι βλάβες στο φέροντα οργανισμό περιορίζονται σε αραιές τριχοειδείς ρωγμές. Αντίστοιχα, οι βλάβες στο μη φέροντα οργανισμό είναι ελάχιστες.

4.4.2 Σημαντικές βλάβες

Στη Β' στάθμη όπου έχουμε προστασία ζωής και παρουσίας των ενοίκων. Παρουσιάζονται επισκευάσιμες βλάβες στο φέροντα οργανισμό και μη ουσιώδεις φθορές στο μη φέροντα οργανισμό. Επιτρέπεται να εμφανίσουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις. Τα πρωτεύοντα μέλη εξασφαλίζεται ότι διαθέτουν αρκετό περιθώριο ασφαλείας έναντι της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας. Οι δευτερεύουσες δοκοί επιτρέπεται να μην ελέγχονται για την συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας σύμφωνα με το ΚΑΝ.ΕΠΕ. Αυτή η στάθμη Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία επιτελεστικότητας επιτρέπει εξαιρετικά μικρή πιθανότητα απειλής της σωματικής ακεραιότητας των χρηστών. Επιτρέπει επίσης την εμφάνιση βλαβών στον ηλεκτρομηχανολογικό εξοπλισμό καθώς και σε διακοσμητικά αρχιτεκτονικά στοιχεία και περιορισμένη πιθανότητα πτώσης μη αγκυρούμενων αντικειμένων.

4.4.3 Οιονεί κατάρρευση

Στη Γ' στάθμη έχουμε αποφυγή κατάρρευσης. Οι βλάβες στο φέροντα οργανισμό κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού αναμένεται να είναι εκτεταμένες και, κατά κανόνα, μη επισκευάσιμες, παρόλ' αυτά ο φορέας διατηρεί έστω και οριακά τη φέρουσα ικανότητά του έναντι κατακορύφων φορτίων, χωρίς να εξασφαλίζει περιθώριο αντοχής για αποφυγή κατάρρευσης σε μετασεισμό. Παρουσιάζονται εκτεταμένες βλάβες στο μη φέροντα οργανισμό που θέτουν σε κίνδυνο τη σωματική ακεραιότητα των χρηστών. Πάντως για προσαρτήματα υψηλού κινδύνου που πληρούν τις αντίστοιχες προϋποθέσεις του αντισεισμικού κανονισμού δεν υπάρχει κίνδυνος πτώσης σε χώρους συνάθροισης του κοινού.

4.5 Παράμετροι

Οι απλοποιημένες ανελαστικές αναλυτικές μέθοδοι που βασίζονται στη μέθοδο ελέγχου των μετακινήσεων απαιτούν τον προσδιορισμό τριών πρωταρχικών παραμέτρων: της ικανότητας, της απαίτησης σε μετακίνηση και της συμπεριφοράς. Οι παράμετροι αυτές αναπτύσσονται διεξοδικά στις παραγράφους που ακολουθούν.

4.5.1 Καμπύλη Ικανότητας

Η καμπύλη ικανότητας απεικονίζει τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου του κτιρίου σε σχέση με τη δύναμη ή την επιτάχυνση. Η συνολική ικανότητα της κατασκευής εξαρτάται από την επιμέρους ικανότητα των δομικών στοιχείων που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό. Προκειμένου να προσδιοριστεί η ικανότητα πέρα από το όριο διαρροής, απαιτείται κάποιας μορφής ανελαστική ανάλυση, όπως η μέθοδος σταδιακού ελέγχου των μετακινήσεων (ΣΕΜ - pushover analysis). Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιεί μία σειρά από διαδοχικές ελαστικές αναλύσεις για την προσέγγιση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Καθεμία από τις αναλύσεις αυτές αποτελεί ένα ξεχωριστό υπολογιστικό βήμα. Τα αποτελέσματα κάθε ανάλυσης προστίθενται στα αποτελέσματα της προηγούμενης έτσι ώστε να προσεγγιστεί το συνολικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης V με μετακίνηση στην κορυφή της κατασκευής δ , η οποία ονομάζεται καμπύλη ικανότητας.

Η καμπύλη δύναμης – μετακίνησης του καταγράφει τη μεταβολή της τέμνουσας βάσης καθώς μεταβάλλεται η μετακίνηση στην κορυφή του κτιρίου για σταδιακή αύξηση του καθ' ύψος κατανεμημένου πλευρικού φορτίου.

4.5.2 Εξιδανικευμένη καμπύλης δύναμης- μετακίνησης

Η μη-γραμμική σχέση δύναμης – μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, αντικαθίστανται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και τις αντίστοιχες δύναμης διαρροής V_y του κτιρίου.

4.5.3 Στοχευόμενη Μετακίνηση

Η κίνηση του εδάφους κατά τη διάρκεια ενός σεισμού προκαλεί στις κατασκευές σύνθετες οριζόντιες μετακινήσεις που μεταβάλλονται με το χρόνο. Η παρακολούθηση αυτών των μετακινήσεων σε κάθε χρονικό βήμα έτσι ώστε να καθοριστούν οι απαιτήσεις σχεδιασμού είναι πολύ δύσκολη. Στις ανελαστικές μεθόδους χρησιμοποιείται ως συνθήκη σχεδιασμού ένα σύνολο πλευρικών μετακινήσεων. Για μία δεδομένη κατασκευή και εδαφική κίνηση, η απαίτηση σε μετακίνηση αποτελεί εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης σεισμικής απόκρισης της κατασκευής.

Η στοχευόμενη μετακίνηση δι' υπολογίζεται συνεκτιμώντας κατάλληλα όλους τους παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Επιτρέπεται να γίνεται θεώρηση της μετακίνησης ενός ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου το οποίο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται ο έλεγχος, με κατάλληλη διόρθωση ώστε να προκύπτει η αντίστοιχη μετακίνηση του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Προς τούτο αρκεί να λαμβάνονται προσεγγιστικώς υπόψη.

- Η διαφορά ελαστικής – ανελαστικής μετακίνησης
- Η διαφορά της μετακίνησης του ανωτέρω μονοβάθμιου συστήματος και του «κόμβου ελέγχου» του κτιρίου
- Η διαφορά της μετακίνησης ενός ελαστοπλαστικού μονοβάθμιου συστήματος και ενός αντίστοιχου συστήματος με φθίνουσα δυσκαμψία
- Η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως και μετακίνηση

Η στοχευόμενη μετακίνηση επαυξάνεται κατάλληλα για να συνεκτιμηθούν τα στρεπτικά φαινόμενα.

4.5.4 Σεισμική Συμπεριφορά

Από τη στιγμή που έχουν καθοριστεί η καμπύλη ικανότητας και η απαίτηση σε μετακίνηση, μπορεί να γίνει ο έλεγχος συμπεριφοράς της κατασκευής. Με τον έλεγχο συμπεριφοράς εξασφαλίζεται ότι τα φέροντα, αλλά και τα μη φέροντα στοιχεία εφόσον έχουν συμπεριληφθεί στο προσομοίωμα της κατασκευής, δεν έχουν υποστεί βλάβες πέρα από τα επιτρεπτά όρια για τη επιλεγμένη στάθμη επιτελεστικότητας, όταν υποβάλλονται στις εντάσεις και μετακινήσεις που αντιστοιχούν στην απαίτηση σε μετακίνηση.

Η διαδικασία που ακολουθείται είναι σε γενικές γραμμές η ακόλουθη:

- Αρχικά ελέγχεται η συνολική συμπεριφορά της κατασκευής έτσι ώστε να επαληθευτεί, ότι η ικανότητα παραλαβής οριζόντιων σεισμικών φορτίων δεν έχει μειωθεί πάνω από το 20% της μέγιστης τιμής της. Επίσης, για την απαίτηση σε μετακίνηση που έχει υπολογιστεί, οι τιμές των λόγων της πλευρικής μετακίνησης μεταξύ των ορόφων προς το ύψος τους δεν πρέπει να ξεπερνούν τις μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές που αντιστοιχούν στην επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό της κατασκευής.
- Στη συνέχεια γίνεται κατηγοριοποίηση των επιμέρους φορέων του φέροντος οργανισμού σε διάφορους τύπους. Οι πιο συνηθισμένοι από αυτούς, είναι πλαισιακοί φορείς δοκών και υποστυλωμάτων ή πλακών και υποστυλωμάτων.
- Πριν ακόμη γίνει η ανάλυση, έχει προηγηθεί διαχωρισμός των στοιχείων της κατασκευής που συνεισφέρουν στην πλευρική δυσκαμψία ή φορτίζονται λόγω των πλευρικών μετακινήσεων που επιβάλλονται στην κατασκευή από τα σεισμικά φορτία, σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα.
- Για κάθε έναν από τους επιμέρους φορείς του φέροντος οργανισμού προσδιορίζονται τα κρίσιμα στοιχεία και ελέγχονται οι δράσεις που καταπονούν τα στοιχεία αυτά ανάλογα με το αν είναι πλάστιμες ή μη πλάστιμες.
- Προκειμένου η κατασκευή να ανταποκρίνεται στους ελάχιστους ανεκτούς στόχους αποτίμησης και ανασχεδιασμού που αντιστοιχούν στην επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας, η απαίτηση σε αντοχή καθώς και η παραμόρφωση των κρίσιμων στοιχείων πρέπει να είναι μικρότερες από τις συγκεκριμένες 'οριακές' τιμές που αντιστοιχούν στα κριτήρια επιτελεστικότητας της στάθμης.

4.6 Προσομοίωση Τοιχοπληρώσεων

Οι τοιχοπληρώσεις δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων (βαρύτητας), πλην του ίδιου βάρους τους. Υπό σεισμό, μπορούν να προσομοιωθούν είτε ως διατμητικό φάτνωμα/ πέτασμα, ορθοτροπικό, με τέσσερις κόμβους - αρθρώσεις προς τους αντίστοιχους κόμβους του τοιχοπληρωμένου πλαισίου. Είτε, απλούστερα, ως ισοδύναμη αμφιαρθρωτή θλιβόμενη διαγώνια ράβδος με συγκεκριμένο πλάτος b .

Όταν εντός ενός φανώματος η τοιχοπλήρωση έχει ανοίγματα, η προσομοίωση της θα πρέπει να προσαρμόζεται καταλλήλως, ελέγχοντας κατά πόσο η διάταξη των ανοιγμάτων επιτρέπει την λειτουργία διατμητικού φανώματος ή την διαμόρφωση λοξών θλιβόμενων ράβδων τοιχοποιίας, για τις οποίες να εξασφαλίζονται συνοριακές συνθήκες επιτρέπουσες την συμμετοχή των θλιβόμενων ράβδων στο σχήμα αντίστασης του πλαισίου. Κατά τον έλεγχο αυτόν λαμβάνεται καταλλήλως υπόψη

και το κατά πόσον τα κάθε είδους ανοίγματα περιβαλλόνται από διαζώματα ή πλαίσια, οριζόντια ή και κατακόρυφα.

Όταν η τοιχοπλήρωση προσομοιώνεται ως ισοδύναμη θλιβόμενη διαγώνια ράβδος, τα μεγέθη που υπεισέρχονται στον σχεδιασμό και στους υπολογισμούς θα εκτιμώνται καταλλήλως, ως ακολούθως:

- Το πάχος t της θλιβόμενης διαγωνίου, θα εκτιμάται όπως και για τα προσομοιώματα του διατμητικού φατνώματος
- Το πλάτος b της θλιβόμενης διαγωνίου, θα εκτιμάται με βάση την ισοδυναμία και το συμβιβαστό παραμορφώσεων και δυνάμεων
- Η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοπλήρωσης κατά την διεύθυνση της διαγώνιας, μπορεί να συνεκτιμάται με βάση τη μέση θλιπτική αντοχή κατά την κατακόρυφη διεύθυνση, λαμβάνοντας υπόψη και την εξαιτίας εγκάρσιων εφελκυστικών τάσεων απομειωσή της.

4.7 Πρωτεύοντα και Δευτερεύοντα Στοιχεία

Πρωτεύοντα θεωρούνται τα φέροντα στοιχεία είτε είναι υποστυλώματα είτε τοιχώματα που συμβάλλουν στην αντοχή του κτιρίου έναντι κατάρρευσης υπό σεισμική δράση λόγω κίνησης του εδάφους σε οποιαδήποτε διεύθυνση.

Δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται τα στοιχεία όπως για παράδειγμα οι τοίχοι πλήρωσης ή τα φυτευτά υποστυλώματα στα οποία η συνεισφορά τους στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων, είτε δεν είναι σημαντική, είτε δεν μπορεί να καθοριστεί με βεβαιότητα λόγω χαμηλής δυσκαμψίας, αντοχής ή πλαστιμότητας. Ο διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα διαχωρίζει τα στοιχεία σε κρίσιμα και μη κρίσιμα προς κατάρρευση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΕΝΙΣΧΥΣΗ

5.1 Εισαγωγή

Οι ενισχύσεις έχουν ως στόχο την αύξηση της αντοχής των δομικών στοιχείων που καταπονούνται περισσότερο και υπάρχει κίνδυνος να μην μπορέσουν να αντέξουν τα κατακόρυφα φορτία τους σε περίπτωση σεισμού. Η επιλογή της ενίσχυσης γίνεται για να αυξηθεί η αντοχή ή η δυσκαμψία της κατασκευής καθώς επίσης για την αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης ή για τη μείωση της σεισμικής απαίτησης.

5.2. Επιλογή Συστήματος Επεμβάσεων

Η επιλογή της ενίσχυσης καθορίζεται ανάλογα με την επιθυμητή παρέμβαση που θέλουμε να κάνουμε στο κτίριο μας.

Ενίσχυση για ανεπάρκεια οπλισμού

- ❖ Αν έχουμε ανεπάρκεια του εφελκόμενου οπλισμού σε ένα δομικό στοιχείο τότε μπορούμε να γίνει ενίσχυση με επικόλληση ελασμάτων από χάλυβα.
- ❖ Αν έχουμε ανεπάρκεια του οπλισμού διάτμησης μπορεί να γίνει ενίσχυση είτε με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, είτε με εξωτερικά στοιχεία από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή.
- ❖ Η ανεπάρκεια οπλισμού σε ένα κόμβο μπορεί να αντιμετωπισθεί με ενίσχυση με μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα, είτε με χιαστί κολλάρα από χαλύβδινα στοιχεία, είτε με επικολλητά ελάσματα από χάλυβα, είτε με υφάσματα από ινοπλισμένα πολυμερή, είτε με προσθήκη νέων οριζόντιων και κατακόρυφων συνδετήρων.

Ενίσχυση για ανεπάρκεια πέλματος

- ❖ Η ανεπάρκεια του θλιβόμενου πέλματος ενός δομικού στοιχείου μπορεί να αντιμετωπιστεί είτε με προσθήκη κλειστού μανδύα είτε με έγχυτο σκυρόδεμα.
- ❖ Η ανεπάρκεια ενός στοιχείου σε τέμνουσα λόγω λοξής θλίψης ($V_{sd} > V_{rdmax}$) αντιμετωπίζεται είτε με περισφιγξη είτε με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος, κατά προτίμηση με τη μορφή μανδύα.

Ενίσχυση για αύξηση δομικού στοιχείου

- ❖ Η αύξηση της καμπτικής αντίστασης δομικού στοιχείου Ο.Σ μπορεί να επιτευχθεί με νέον οπλισμό που προστίθεται στο εφελκυτόμενο πέλμα και ενσωματώνεται πλήρως σε νέα στρώση σκυροδέματος.
- ❖ Η αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας ραβδόμορφων δομικών στοιχείων επιτυγχάνεται με την επιβολή εξωτερικής περισφιγξης ή με εφαρμογή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα.
- ❖ Η αύξηση της δυσκαμψίας ενός δομικού στοιχείου Ο.Σ με προσθήκη νέων εξωτερικών στοιχείων, μπορεί να εκτιμηθεί αναλυτικά με θεώρηση του στοιχείου ως σύνθετου μέλους ή προσεγγιστικά με τη χρήση συντελεστών μονολιθικότητας, εφόσον διατίθεται προς τούτο αξιόπιστα στοιχεία.

Ενίσχυση για αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας

- ❖ Η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η προσθήκη τοιχωμάτων δικτυωτών συνδέσμων, η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων κατ' επέκταση υφιστάμενων υποστυλωμάτων και η χρήση σύνθετων υλικών.
- ❖ Αν ο στόχος είναι η ταυτόχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης λαμβάνοντας υπόψη τον επιθυμητό βαθμό αύξησης του μεγέθους καθενός από τα παραπάνω χαρακτηριστικά. Στην περίπτωση που οι απαιτούμενες αυξήσεις είναι ιδιαίτερα υψηλές και για τα τρία χαρακτηριστικά, είναι κατά κανόνα αναπόφευκτη η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων.
- ❖ Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης μπορεί να επιτευχθεί είτε με εξωτερική περισφιγξη είτε με τοπική απομείωση της δυσκαμψίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ

6.1 Εισαγωγή

Το υπό μελέτη κτίριο αφορά το 2^ο δημοτικό σχολείο που βρίσκεται στην οδό Ρήγα Φεραίου 17, στο Δήμο Λυκόβρυση- Πεύκης του Νομού Αττικής και ανήκει στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΙΙ. Το κτίριο κτίσθηκε με βάση τον ελληνικό κανονισμό του 1959. Το συγκρότημα των σχολικών κτιρίων αποτελείται από πέτρινο κτίριο κατασκευής προ του 1959 και ένα από φέροντα οργανισμό κατασκευής 1985 που είναι και αυτό που μελετάμε. Για την εκπόνηση της εργασίας δεν μελετήθηκε το σύνολο του σχολικού κτιρίου αλλά το νότιο τμήμα αυτού. Έτσι λόγω των χρονικών περιορισμών που θέτει η ίδια η φύση της εργασίας μελετήθηκε το νότιο τμήμα του κτιρίου το οποίο χωρίζεται με σεισμικό αρμό πλήρους διαχωρισμού* από το βόρειο τμήμα. Το βόρειο τμήμα ενώνεται επίσης με σεισμικό αρμό πλήρους διαχωρισμού από το διπλανό πέτρινο κτίριο κατασκευής προ του 1950.

Το τμήμα του κτιρίου που μελετάμε αποτελείται από αίθουσες, τουαλέτες, διαδρόμους κλπ. Αποτελείται από τρεις ορόφους, το συνολικό εμβαδόν είναι 1085,10 m² και ο κάθε όροφος είναι 361,70 m².



Εικόνα 9

*ο όρος σεισμικός αρμός πλήρους διαχωρισμού εννοεί να αποδεικνύεται ότι κατά τον σεισμό σχεδιασμού οι μετατοπίσεις των δύο γειτονικών κτιρίων να είναι τέτοιες ώστε τα φέροντα στοιχεία των κτιρίων να μην έρχονται σε επαφή.

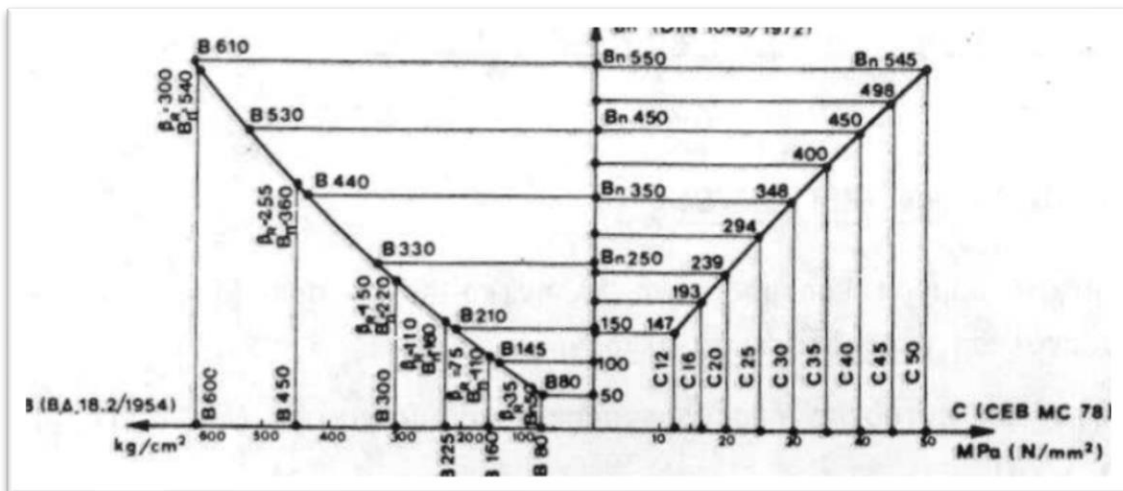
6.2. Διερεύνηση και Τεκμηρίωση Φ.Ο.

Πριν ξεκινήσει η προσομοίωση του σχολείου έγινε ένας επιτόπου έλεγχος του κτιρίου και διαπιστώθηκε ότι η μελέτη έχει ακολουθηθεί με βάση την αρχιτεκτονική μελέτη. Το κτίριο δεν έχει υποστεί τροποποιήσεις ή αλλαγές στα φορτία ή γενικά οποιαδήποτε επέμβαση που θα μπορούσε να επηρεάσει τον φέροντα οργανισμό. Λειτουργεί κανονικά ως σχολείο επομένως η συντήρηση είναι απαραίτητη και γίνεται κάθε δυο χρόνια. Όσον αφορά τυχόν βλάβες ή φθορές διαπιστώθηκε ότι δεν έχουμε αστοχίες στον φέροντα οργανισμό, παρατηρήθηκαν σε ορισμένα σημεία τριχοειδείς ρωγμές λόγω όμως του μικρού μήκους και βάθους αγνοήθηκαν. Δυστυχώς λόγω της φύσεως της εργασίας δε μας δόθηκε η δυνατότητα να γίνει κάποιος μη καταστροφικός έλεγχος έτσι ώστε να μπορέσουμε να πάρουμε δείγματα για να διαπιστωθεί αν οι ποιότητες των υλικών συμπίπτουν με αυτές που αναφέρονται με βάση τα στατικά σχέδια. Για το λόγο αυτό στην επόμενη ενότητα 6.3 παρουσιάζονται οι υπολογισμοί που έγιναν υπέρ της ασφαλείας προκειμένου να προσεγγίσουμε με ασφάλεια την υπάρχουσα ποιότητα των υλικών.

6.3 Ποιότητα Υλικών

✓ Σκυρόδεμα

Η θεμελίωση αποτελείται από πέδιλα και πεδιλοδοκούς. Το κτίριο είναι από σκυρόδεμα κατηγορίας B225 σύμφωνα με την αντιστοιχία από τον παρακάτω πίνακα. Για κυλινδρική διατομή είναι $0.8 \cdot 225 = 180 \text{ kg/cm}^2$ (18 MPa) δηλαδή 18MPa.



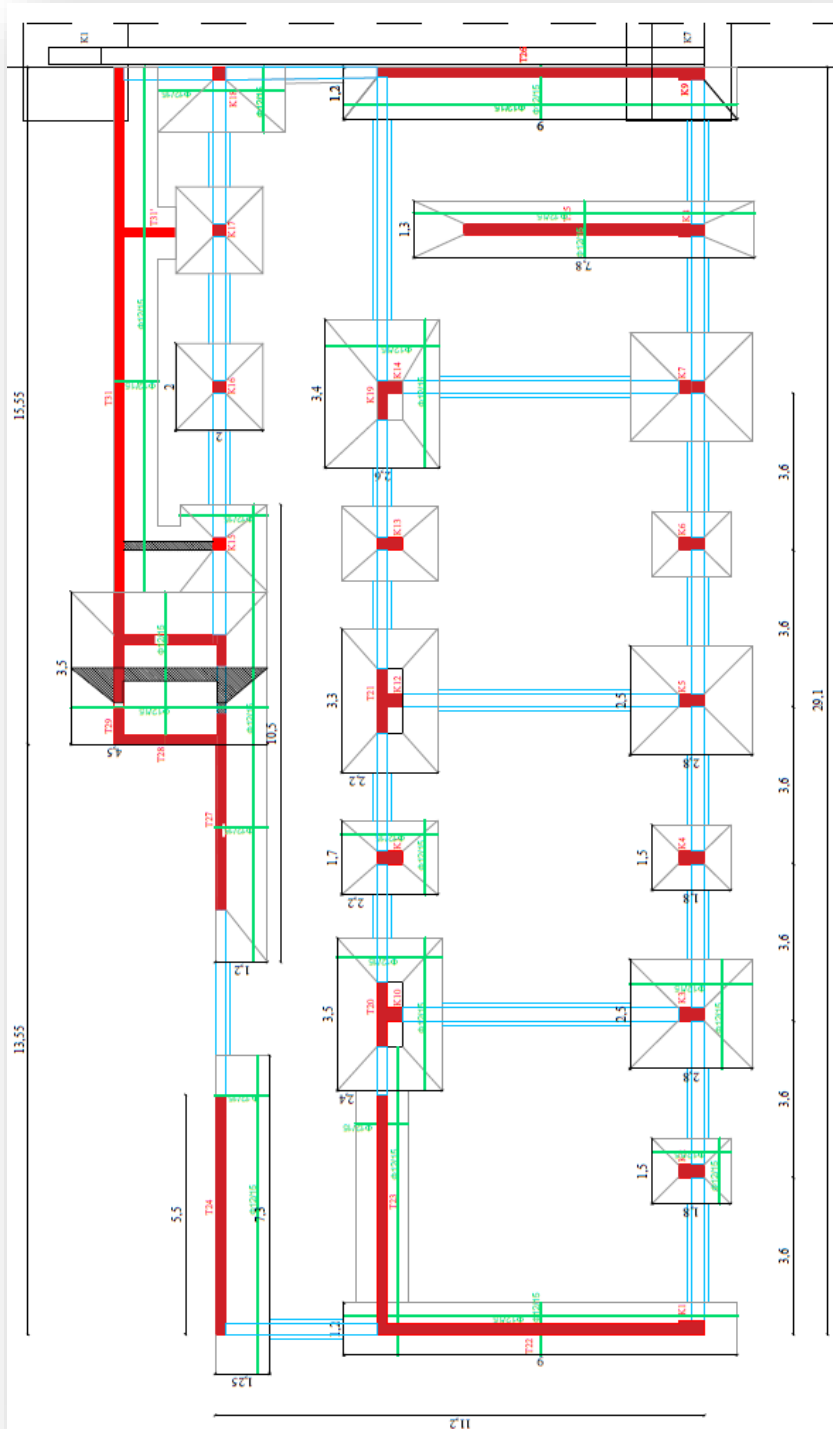
Εικόνα 10.

✓ Χάλυβας

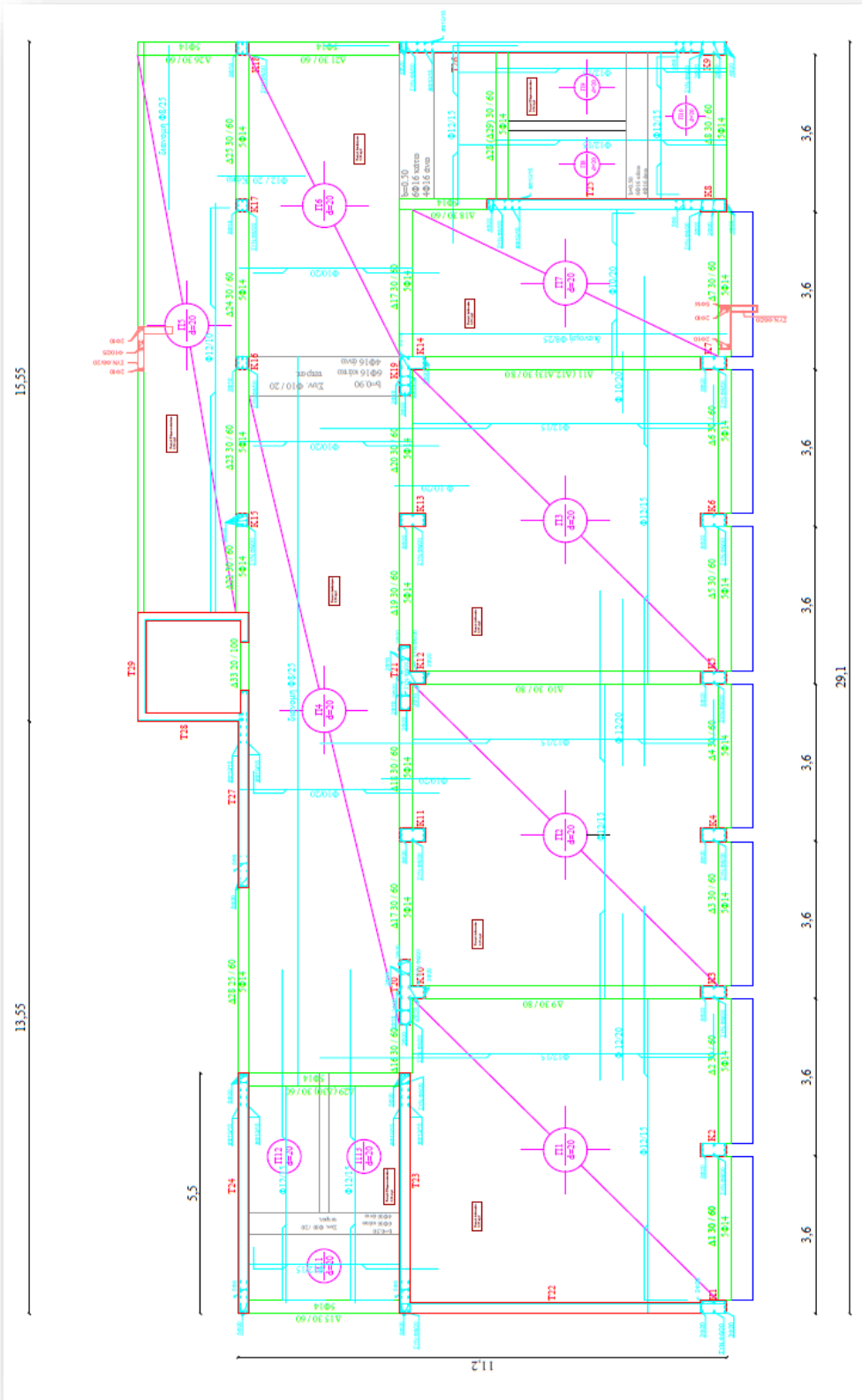
Η ποιότητα του χάλυβα είναι STIIIb με όριο διαρροής 400MPa ενώ οι λείες ράβδοι είναι προϊόντα θερμής έλασης και εν συνεχεία ψυχρής διαδικασίας. Το μέτρο ελαστικότητας είναι ίσο με $E_s = \text{GPa}$.

6.4 Ξυλότυποι υφιστάμενου κτιρίου

Παρακάτω παρατίθενται τα σχέδια των ξυλότυπων των κατόψεων για τη θεμελίωση, το ισόγειο, τον Α' όροφο αλλά και το Β' όροφο.



Εικόνα 11: Ξυλότυπος Θεμελίωσης



Εικόνα 13: Ξυλότυπος Α' Ορόφου

6.5 Προσομοίωση Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης

Πριν γίνει η εκτέλεση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης θα πρέπει πρώτα να εισάγουμε στο σύστημα τα στοιχεία που έχουμε για τα μόνιμα και κινητά φορτία της κατασκευής.

6.5.1 Φορτία

Τα φορτία χωρίζονται σε μόνιμα και κινητά. Παρακάτω παρατίθενται τα φορτία με βάση τα σχέδια των ξυλοτύπων.

Για τα μόνιμα φορτία έχουμε:

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος: 24 τ/μ^2
- Βάρος δρομικής οπτοπλινθοδομής: 0.21 τ/μ^2
- Βάρος μπατικής οπτοπλινθοδομής: 0.36 τ/μ^2
- Επικάλυψη ορόφου: 0.12 τ/μ^2
- Επικάλυψη βατού δώματος: 0.35 τ/μ^2
- Επικάλυψη μη βατού δώματος: 0.25 τ/μ^2
- Επικάλυψη κλιμακοστασίου: 0.12 τ/μ^2

Ενώ για τα κινητά φορτία:

- Κινητό αιθουσών ορόφου: 0.35 τ/μ^2
- Κινητό διαδρόμων, εξωστών, κλιμακοστασίων, αιθουσών συγκέντρωσης : 0.50 τ/μ^2
- Κινητό βατού δώματος: 0.20 τ/μ^2
- Κινητό μη βατού δώματος: 0.15 τ/μ^2

Όσον αφορά το πάχος της πλάκας είναι 20 εκατοστά για όλους τους ορόφους. Είναι οπλισμένες με ράβδους $\Phi 10/20$, $\Phi 12/15$ και $\Phi 12/20$. Το μικτό ύψος ορόφου είναι 3.40m.

6.5.2 Κατηγορία εδάφους

Δεν βρέθηκε εδαφοτεχνική μελέτη επίσης δεν υπήρχε δυνατότητα εδαφοτεχνικής έρευνας. Οπότε με βάση τον Πίνακα 2.5 του ΕΑΚ 2000 και τα στοιχεία που υπάρχουν για τα εδάφη της περιοχής κατατάσσουμε το εδαφός στην κατηγορία Β. Το σχέδιο της μελέτης μας δίνει για επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{εδ}=1,50\text{kg/cm}^2$.

B	<p>Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.</p> <p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις σκληρής προσυμπίεσμνης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p>
Γ	<p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.</p>

Εικόνα 15. Πίνακας κατηγορίας εδαφών ΠΗΓΗ ΕΑΚ 2000

Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
T_1	0.10	0.15	0.20	0.20
T_2	0.40	0.60	0.80	1.20

Εικόνα 16. ΠΗΓΗ ΕΑΚ 2000

6.5.3 Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας

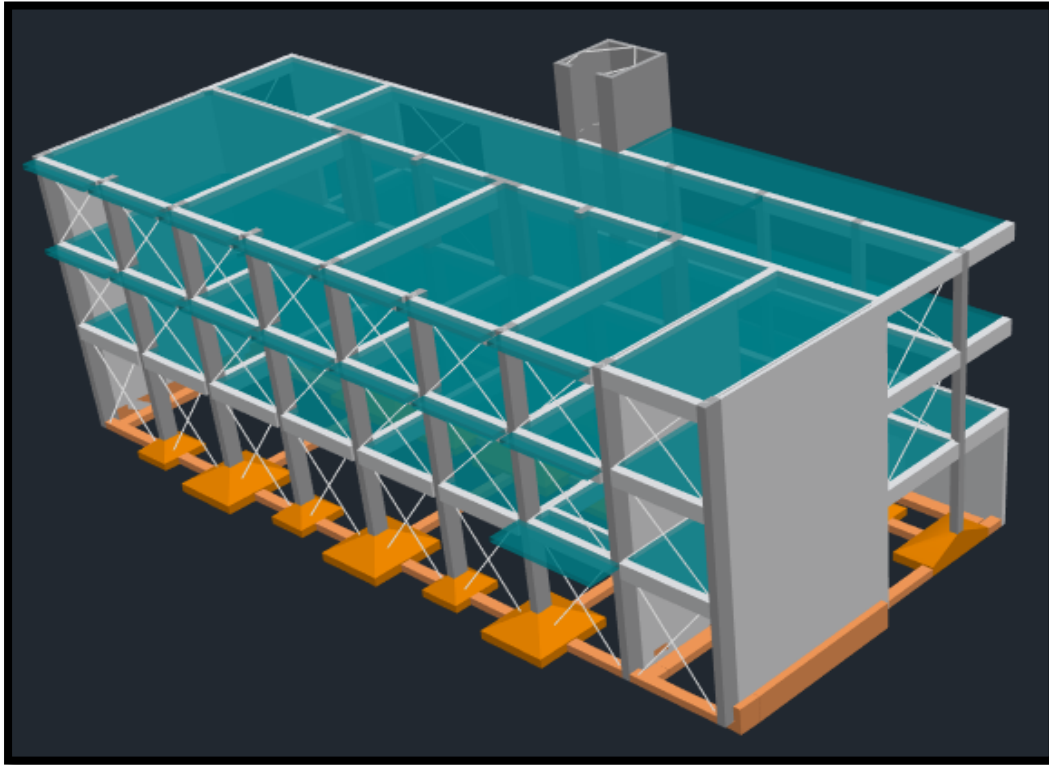
Οι σεισμικές δράσεις των κατασκευών εξαρτώνται από τη σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής, για το λόγο αυτό εδώ και μισό αιώνα έχει δημιουργηθεί ο χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας. Έτσι ανάλογα με το ποια περιοχή βρίσκεται το δόμημα δίνεται και ο αντίστοιχος συντελεστής επιτάχυνσης.

Όσον αφορά το κτίριο που μελετάμε, με βάση τα κατασκευαστικά σχέδια διαπιστώσαμε ότι το κτίριο ανήκει στη σεισμική Ζώνη I, έχει σεισμικό συντελεστή $\varepsilon=0.08$ και συντελεστής επιτάχυνσης σχεδιασμού $\alpha_g=0,16g$.

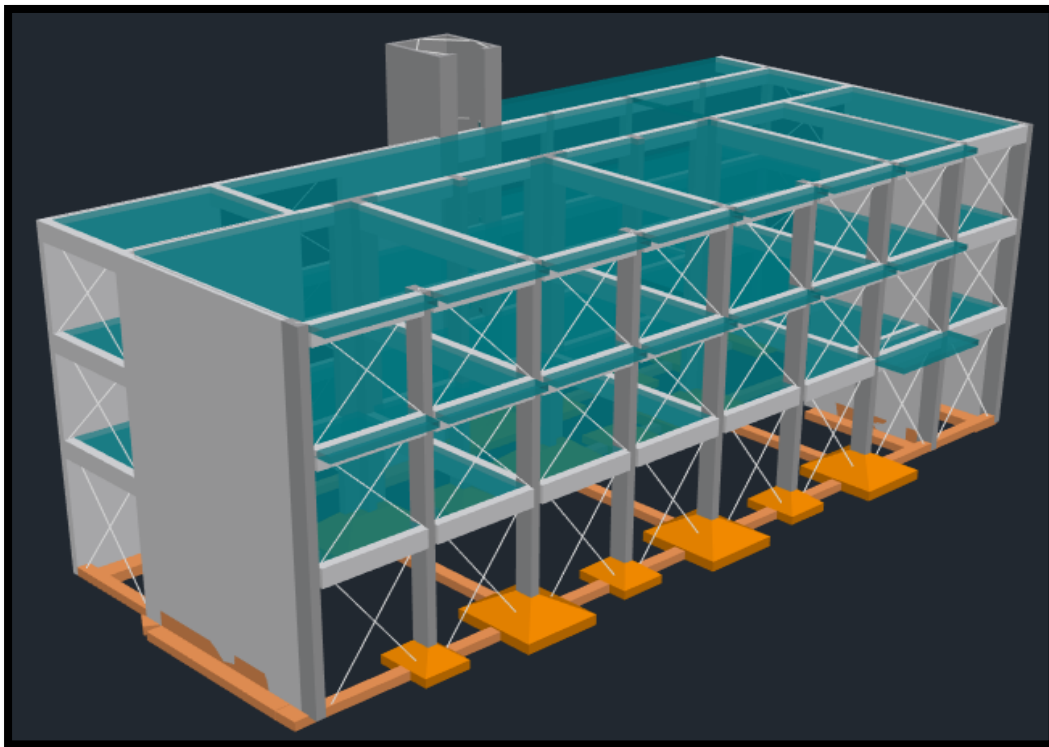
ΠΙΝΑΚΑΣ ΙΙ.			
Σεισμικότητα περιοχών	Επικινδυνότητα εδαφών		
	α	β	γ
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,08	0,12	0,16

Εικόνα 17. Οι συντελεστές σεισμικής επικινδυνότητας (Πηγή ΦΕΚ 16/04/84)

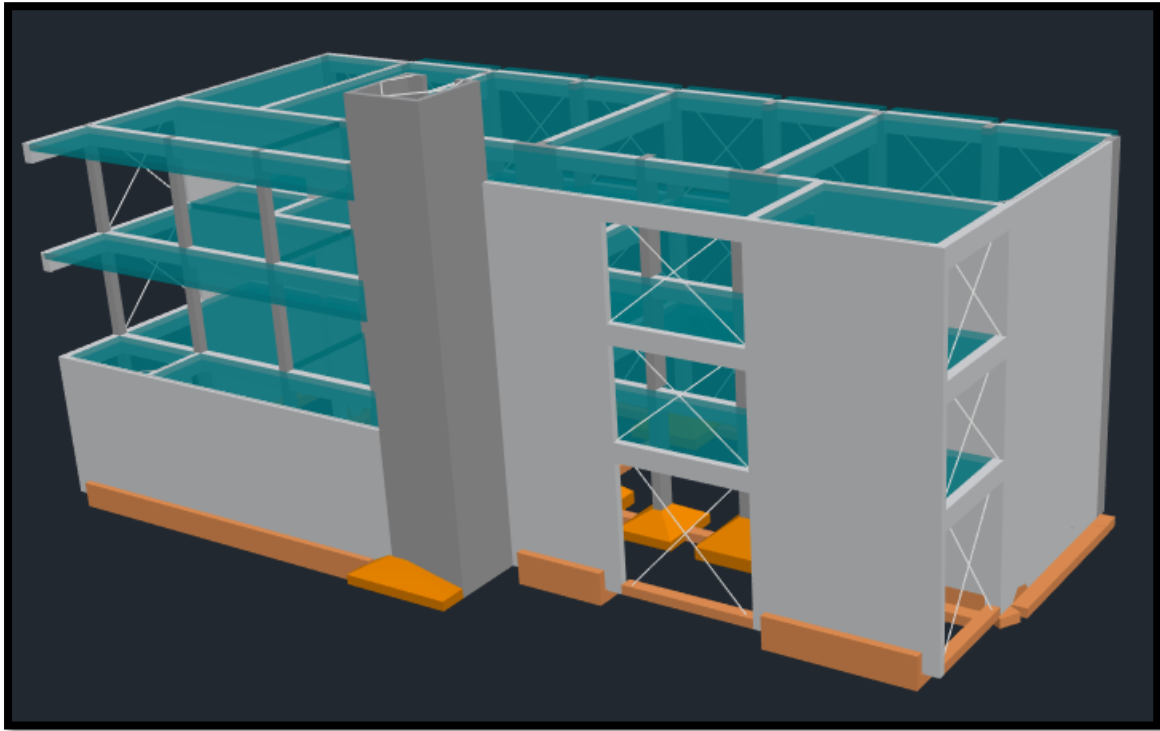
6.5.4 Προσομοίωση φορέα στον χώρο



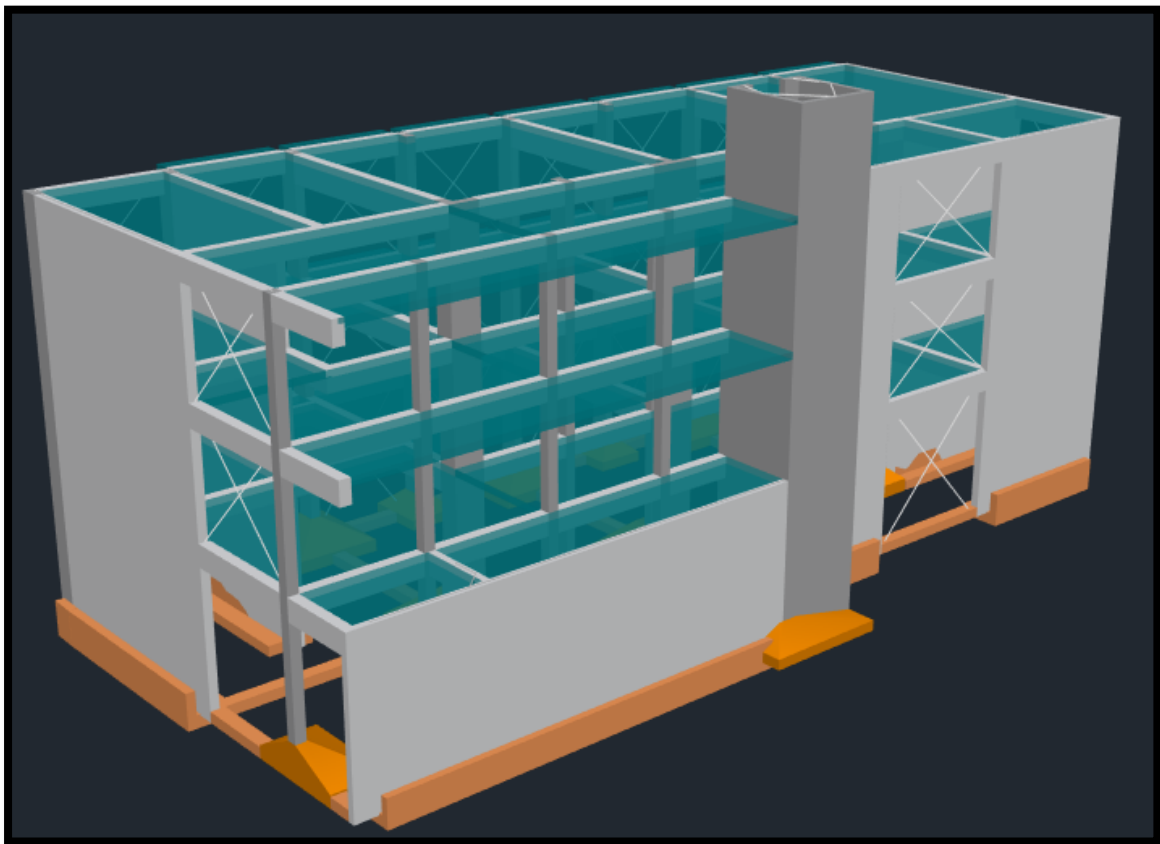
Εικόνα 18. Βορειοανατολική όψη κτίσματος



Εικόνα 19. Νοτιοανατολική όψη κτίσματος



Εικόνα 20. Νοτιοδυτική όψη κτίσματος



Εικόνα 21. Βοριοδυτική όψη κτίσματος

6.6 Διαστασιολόγηση

Αρχικά ορίστηκαν και τροποποιήθηκαν οι παράμετροι των υλικών ανά δομικό στοιχείο προσαρμόζοντάς τα με τα νέα χαρακτηριστικά των νέων υλικών και τροποποιώντας αντίστοιχα τις αντοχές με βάση τα όσα ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Οι τιμές f_{cm} και f_{ym} προέρχονται από την κατηγορία του σκυροδέματος που έχουμε. Όταν ο έλεγχος γίνονται σε όρους παραμορφώσεων, οι χαρακτηριστικές τιμές είναι ίσες με τις μέσες τιμές ($f_{ck}=f_{cm}$ και $f_{yk}=f_{ym}$) ενώ όταν ο έλεγχος γίνεται σε όρους δυνάμεων λαμβάνονται οι μέσες τιμές μείον μια τυπική απόκλιση ($f_{ck}=f_{cm}-s$ και $f_{sk}=f_{cm}-s$).

Προβλέπει επίσης επιμέρους συντελεστές ασφάλειας γ_m (γ_c και γ_s για σκυρόδεμα και χάλυβα αντίστοιχα) οι οποίοι για τα υφιστάμενα υλικά διαφοροποιούνται αν ο έλεγχος γίνεται σε όρους δυνάμεων και αν γίνεται σε όρους παραμορφώσεων και εξαρτώνται από τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 4.5.3.) Παρακάτω παρατίθεται ο υπολογισμός των παραμέτρων με βάση την ποιότητα των υλικών και την στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων που για την περίπτωση μας είναι «ικανοποιητική».

Για το σκυρόδεμα γνωρίζουμε ότι είναι κατηγορίας B225 αρά σύμφωνα με την 6.3 έχουμε εφελκυστική αντοχή:

$$f_{cm} = 18 \text{ Mpa}$$

Ενώ ο χάλυβας είναι κατηγορίας STIIIb με εφελκυστική αντοχή:

$$f_{ym} = 450 \text{ Mpa}$$

Γίνονται δυο έλεγχοι ένας έλεγχος σε όρους δυνάμεων για ψαθυρά στοιχεία και ένας έλεγχος σε όρους παραμορφώσεων για πλάστιμα στοιχεία.

- Έλεγχοι σε όρους δυνάμεων

$$f_k = f_m - s \quad \text{και} \quad f_d = f_k / \gamma_m$$

Σκυρόδεμα

$$S = 0,10 * f_{cm} \rightarrow f_{ck} = f_{cm} - 0,1 * f_{cm} = 0,90 * f_{cm}$$

Για ανεκτή ΣΑΔ $\rightarrow \gamma_c = 1,65$

$$\text{Άρα } f_{cd} = 0,9 * \frac{18 \text{ Mpa}}{1,65} = 9,81 \text{ Mpa}$$

Χάλυβας

$$S = 0.15 * f_{ym} \rightarrow f_{yk} = f_{ym} - 0.15 * f_{ym} = 0,85 * f_{ym}$$

Για ανεκτή ΣΑΔ $\rightarrow \gamma_s = 1,25$

$$\text{Άρα } f_{yd} = 0,85 * \frac{450 \text{MPa}}{1,25} = 306 \text{MPa}$$

- Έλεγχοι σε όρους παραμορφώσεων (για “πλάστιμα” δομικά στοιχεία)

$$f_k = f_m \text{ και } f_d = f_k / \gamma_m$$

Σκυρόδεμα

$$\text{Για ανεκτή ΣΑΔ } \rightarrow \gamma_c = 1.20 \text{ άρα } f_{cd} = \frac{18}{1.20} = 15 \text{MPa}$$

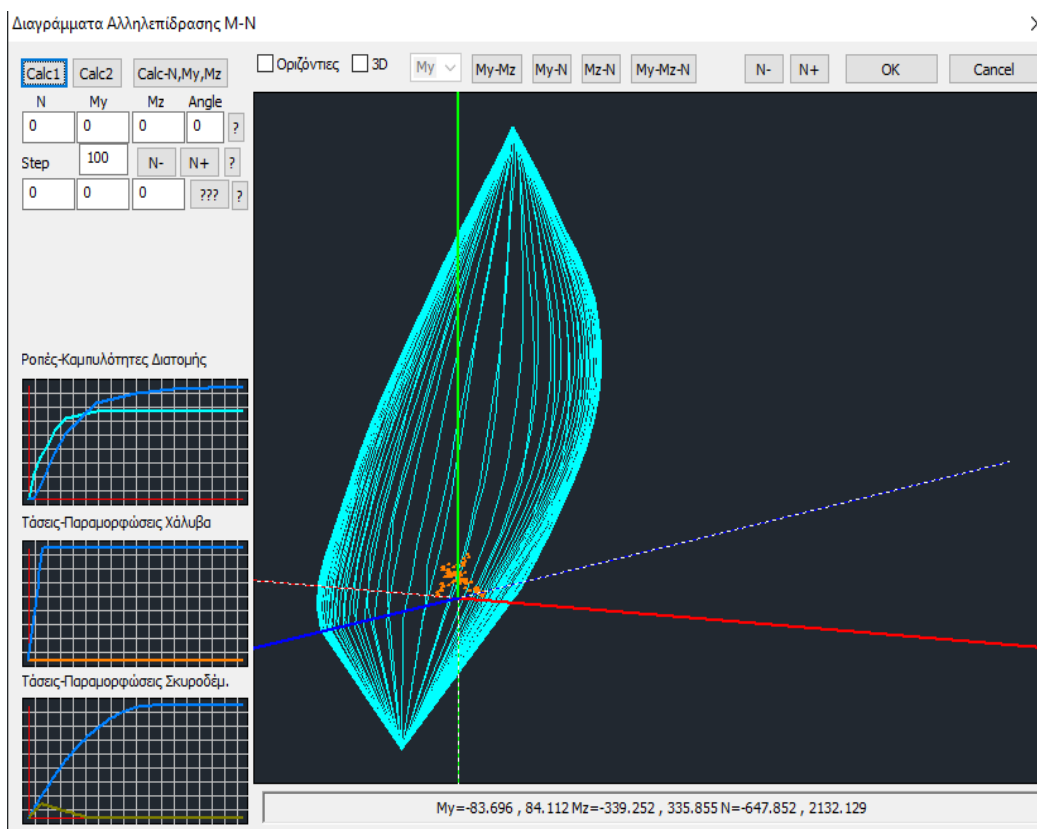
Χάλυβας

$$\text{Για ανεκτή ΣΑΔ } \rightarrow \gamma_c = 1.20 \text{ άρα } f_{yd} = \frac{450}{1.20} = 375 \text{MPa}$$

Αφού εισαχθούν οι παράμετροι για το χάλυβα και για το σκυρόδεμα στην συνέχεια τροποποιούμε τον υπάρχοντα οπλισμό.

6.7 Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης

Ο υπολογισμός των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης έγινε με βάση τη γεωμετρία της διατομής, την ποιότητα των υλικών και τον οπλισμό της. Πριν εκτελέσουμε την pushover έγινε υπολογισμός των διαγραμμάτων M-N για όλα τα υποστυλώματα του φορέα και όλες τις στάθμες. Πρόκειται για τον υπολογισμό και την εμφάνιση των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης ροπών αξονικής, με βάση τη γεωμετρία της διατομής, την ποιότητα των υλικών και τον οπλισμό της.



Εικόνα 22. Διάγραμμα αλληλεπίδρασης

6.5 Προέλεγχος

Πριν τη διαστασιολόγηση εκτελούμε τον προέλεγχο, ο οποίος είναι ουσιαστικά ένα σενάριο προκαταρκτικής ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό των κριτηρίων επιλογής του είδους της ανάλυσης και μας δίνει μια πρώτη εικόνα της κανονικότητας του κτιρίου και της αντίστασης του κτιρίου σε σεισμό. Μπορούμε να επιλέξουμε να εκτελέσουμε είτε δυναμική ανάλυση είτε στατική. Οι προκαταρκτικές ελαστικές αναλύσεις χρησιμοποιούνται προκειμένου να εξετασθεί αν πληρούνται τα κριτήρια που θέτει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για το αν επιτρέπεται να εφαρμοστεί ελαστική (στατική ή δυναμική) ανάλυση για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό της κατασκευής.

Για το υφιστάμενο κτίριο επιλέχθηκε το σενάριο ανάλυσης του “Προελέγχου Static”. Το βασικό εκτός των άλλων είναι οι δείκτες ανεπάρκειας των δομικών στοιχείων “λ” οι οποίοι δίνουν μια πρώτη εικόνα της αντίστασης του κτιρίου σε σεισμό. Εξετάστηκε επίσης και η μορφολογική κανονικότητα του κτιρίου.

Οι έλεγχοι που γίνονται για να καθορισθεί αν θα εκτελέσουμε ανελαστική στατική ανάλυση είναι οι εξής:

❖ Έλεγχος διαφοράς μαζών και ακαμψιών

Το κτίριο σε καθ' ύψος τομή δεν πρέπει να παρουσιάζει ασύμμετρη κατανομή της μάζας ή της δυσκαμψίας. Ο έλεγχος ικανοποιεί τα κριτήρια .

Έλεγχος Διαφοράς Μαζών και Ακαμψιών Σταθμών Κτιρίου (παρ.4.2.3.3.)								
α/α	Συν/κο	Συν.Μάζα	Συνολικές Ακαμψίες	Διαφορές Μαζών - Ακαμψιών				
Στάθμης	Υψός (M)	KN/g	$K_i \cdot 10^3$ (KNM)	$(M_{i+1}-M_i)/M_i$	$(K_{i+1}-K_i)/K_i$	(ΔM_i)	(ΔK_i-X)	(ΔK_i-Z)
			(K_i-X)	(K_i-Z)				
1	4.600	295.118	7382.085	6301.276				
2	8.000	261.849	6294.022	7749.392	ελ. 0.11	ελ. 0.14	ανξ. 0.22	
3	11.400	221.507	6294.022	7749.392	ελ. 0.15	ανξ. 0.00	ανξ. 0.00	
Μάζες : Η Αύξηση πρέπει ≤ 0.35 - Η Ελάττωση πρέπει ≤ 0.50								
Ακαμψίες : Η Αύξηση πρέπει ≤ 0.35 - Η Ελάττωση πρέπει ≤ 0.50								
Ο έλεγχος ικανοποιεί τα κριτήρια κανονικότητας								

Εικόνα 23. Έλεγχος Διαφοράς Μαζών και Ακαμψιών Σταθμών Κτιρίου

❖ Έλεγχος της σεισμικής τέμνουσας τοιχωμάτων

Το κτίριο διαθέτει σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.

Σεισμική Τέμνουσα Τοιχωμάτων Παρ. 5.1.2.							Στάθμη Αναφοράς: 0 0.000 (m)	
α/α	Τεμν. Τοιχ./Συνολ.Τεμν.	=	nvx	Τεμν. Τοιχ./Συνολ.Τεμν.	=	nvz		
Στάθμης	(Kn)	(Kn)		(Kn)	(Kn)			
1 ***	3-1077.116	1092.111	0.99 ΕΠ.	41-1852.497	1865.744	0.99 ΕΠ.		
2	3-2323.814	2355.930	0.99 ΕΠ.	41-2813.533	2819.253	1.00 ΕΠ.		
3	9-1298.502	1324.294	0.98 ΕΠ.	46-2076.595	2102.417	0.99 ΕΠ.		
Καθορισμός συστήματος κτιρίου X : Πλάστιμο Σύστημα Τοιχείων (Συζευγμένων ή μη)								
Καθορισμός συστήματος κτιρίου Z : Πλάστιμο Σύστημα Τοιχείων (Συζευγμένων ή μη)								
*** = Στάθμη ελέγχου nv απο κανονισμό								

Εικόνα 24. Σεισμική τέμνουσα τοιχωμάτων

❖ Έλεγχος σχετικής μετακίνησης μεταξύ ορόφων και κόμβων

Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε έναν γειτονικό όροφο δεν πρέπει να υπερβαίνει το 1.5 (εξαιρούνται ο τελευταίος όροφος). Το κτίριο δεν πρέπει να παρουσιάζει έντονα ασύμμετρη κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη, σε οποιονδήποτε όροφο. Ο πρώτος έλεγχος αφορά τη σχετική μετακίνηση μεταξύ των ορόφων (υπερκείμενου και υποκείμενου) και ο έλεγχος κόμβων αφορά τη μετακίνηση του κάθε κόμβου του ορόφου, σε σχέση με τη μέση μετακίνηση του ορόφου στον οποίο ανήκει. Και οι δυο αυτοί έλεγχοι γίνονται ανά κατεύθυνση.

Έλεγχος μέσης σχετικής μετακίνησης μεταξύ κόμβων ορόφου (παρ.5.5.2α(iii))								
α/α Στάθμ.	Συνδυασμ.		Σχετική Μετ/ση		Λόγοι μετακινήσεων		---Αποτέλεσμα---	
	x	z	x (mm)	z (mm)	x	z	x	z
1	40	13	-0.12	-0.34	1.69	8.00	Δεν Ικαν.	Ικανοπ.
2	40	13	-0.04	-0.14	4.37	12.69	Δεν Ικαν.	Ικανοπ.
3	63	13	0.07	-0.20	3.04	8.10	Δεν Ικαν.	Ικανοπ.
Οι λόγοι δεν πρέπει να υπερβαίνουν το 1.5 --- Ο έλεγχος Δεν Ικανοποιείται								

Εικόνα 25. Έλεγχος μέσης σχετικής μετακίνησης μεταξύ κόμβων ορόφου

❖ Έλεγχος των ιδιοπεριόδων

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου T_0 είναι μικρότερη του $4 T_c$ ή $2s$, (βλ. ΕΚ 8-1).

Έλεγχος ιδιοπεριόδων κτιρίου (παρ.5.5.2 α(ii))			
Διεύθυνση Ix :	T_{Ix} (sec)=	0.5031	$4 \cdot T_c$ (sec)= 2.00 Ικανοποιείται
Διεύθυνση IIz:	T_{IIz} (sec)=	0.5031	$4 \cdot T_c$ (sec)= 2.00 Ικανοποιείται
Πρέπει: $T_x, T_z < \min(4T_c, 2s)$ --- Ο έλεγχος Ικανοποιείται			

Εικόνα 26. Έλεγχος ιδιοπεριόδου κτιρίου

❖ Έλεγχοι των δεικτών ανεπάρκειας και της μορφολογικής κανονικότητας

Για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda \leq 2.5$, ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει $\lambda > 2.5$ και το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό. Ο έλεγχος του δείκτη λ γίνεται ανά στάθμη ξεχωριστά για δοκούς και στύλους και αναγράφεται, σε κάθε στάθμη, ο αριθμός των δοκών που είναι πάνω ή κάτω από 2.5 και το ποσοστό επί του συνόλου των δοκών ή των στύλων του κτιρίου αντίστοιχα. Τα κάτω σύνολα είναι τα αθροίσματα ανά δομικό στοιχείο και συνολικά. Ο Έλεγχος μορφολογικής κανονικότητας περιλαμβάνει το κριτήριο του μέσου δείκτη ανεπάρκειας λ_{ki} του κάθε ορόφου.

Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων (παρ.5.5.2 α(i))

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψός (M)	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο			
		λ<=2.5		λ>2.5		λ<=2.5		λ>2.5		λ<=2.5		λ>2.5	
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	4.600	20	22%	12	13%	68	36%	2	1%	88	31%	14	5%
2	8.000	14	16%	15	17%	55	29%	3	2%	69	25%	18	6%
3	11.400	20	22%	9	10%	50	26%	8	4%	70	25%	17	6%
Σύνολο		54	60%	36	40%	173	91%	13	7%	227	81%	49	17%

Για όλα τα στοιχεία πρέπει λ<=2.5. Εάν λ>2.5 το κτίριο πρέπει να είναι μορφολογικά κανονικό. ----- Ο έλεγχος Δεν Ικανοποιείται

Εικόνα 27. Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας λ

Επομένως με βάση τα παραπάνω θα εφαρμόσαμε ανελαστική στατική ανάλυση για την αποτίμηση και ενίσχυση του σχολείου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

7.1 Γενικά

Κατά την εφαρμογή της Pushover ανάλυσης ασκείται στην κατασκευή μια σταδιακά αυξανόμενη δύναμη (τριγωνική ή ορθογωνική) μέχρις ότου να φτάσει στην αστοχία. Βήμα βήμα σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των μελών (δοκών, υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων) όλου του φορέα. Καθώς αυτές σχηματίζονται, απομειώνεται σταδιακά η αντοχή των κόμβων στην αρχή και στο τέλος του μήκους του στοιχείου. Στα τελευταία βήματα της ανάλυσης δημιουργείται μηχανισμός κατάρρευσης από τις σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις στα δομικά στοιχεία της κατασκευής, των οποίων οι πλαστικές παραμορφώσεις είναι τέτοιες έτσι ώστε τα στοιχεία δεν μπορούν να παραλάβουν περαιτέρω ένταση και η κατασκευή οδηγείται στην αστοχία.

7.2 Παράμετροι

Για να εκτελέσουμε την ανελαστική στατική ανάλυση πρώτα ορίσαμε τις παραμέτρους. Αρχικά επιλέχθηκε από ποια στάθμη μέχρι ποια θέλουμε να εφαρμοστεί το οριζόντιο στατικό φορτίο και στη συνέχεια επιλέχθηκαν οι σεισμικοί συνδυασμοί.

Σεισμικοί συνδυασμοί	
<input checked="" type="checkbox"/> $F_x + k F_z$	<input checked="" type="checkbox"/> Τριγωνική Κατανομή
<input type="checkbox"/> $F_x - k F_z$	<input checked="" type="checkbox"/> Ορθογωνική Κατανομή
<input checked="" type="checkbox"/> $-F_x + k F_z$	<input type="checkbox"/> Τυχηματικές εκκεντρότητες E_x
<input type="checkbox"/> $-F_x - k F_z$	<input type="checkbox"/> Τυχηματικές εκκεντρότητες E_z
<input checked="" type="checkbox"/> $F_z + k F_x$	<input type="checkbox"/> Επιλογή Τέμνουσας Βάσης Από Φάσμα Σχεδιασμού.
<input type="checkbox"/> $F_z - k F_x$	Συντελεστής Εγκάρσιας Φόρτισης (k)
<input checked="" type="checkbox"/> $-F_z + k F_x$	<input type="text" value="0.3"/>
<input type="checkbox"/> $-F_z - k F_x$	

Εικόνα 28. Σεισμικοί συνδυασμοί

❖ Φάσμα απόκρισης

Στη συνέχεια επιλέξαμε το φάσμα απόκρισης να είναι Ελαστικό σύμφωνα με την 4.4.1.3 του Κανονισμού. Γενικώς χρησιμοποιούνται τα φάσματα απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης, κατά ΕΚ 8-1, συναρτήσει της ιδιοπεριόδου T του κτιρίου και του ποσοστού κρίσιμης ιξώδους απόσβεσης ξ ή του δείκτη συμπεριφοράς q .

❖ Ενεργές Τοιχοπληρώσεις

Η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων έγινε με διαγώνιους θλιβόμενους ράβδους που δε συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων. Για να συμπεριληφθούν οι τοιχοπληρώσεις λάβαμε υπόψη τον Καν.Επε όπου αναφέρεται στην προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων λέγοντα τα εξής:

- Όταν υπάρχουν δύο μεγάλα ανοίγματα κοντά σ' αμφότερα τα άκρα του φατνώματος, η τοιχοπλήρωση αμελείται.
- Όταν υπάρχει άνοιγμα με διαστάσεις οι οποίες δεν υπερβαίνουν το 20% των αντίστοιχων διαστάσεων του φατνώματος και είναι τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φατνώματος, η επιρροή του στα χαρακτηριστικά της τοιχοπλήρωσης μπορεί να αμελείται.
- Όταν υπάρχει άνοιγμα, τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φατνώματος, του οποίου οι διαστάσεις πλησιάζουν ή υπερβαίνουν το 50% των αντίστοιχων διαστάσεων του φατνώματος, η τοιχοπλήρωση μπορεί να αμελείται.
- Όταν υπάρχει άνοιγμα τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φατνώματος, του οποίου οι διαστάσεις είναι μεταξύ του 20% και του 50% των αντίστοιχων διαστάσεων του φατνώματος, τότε είναι δυνατόν να ληφθούν υπόψη δύο λοξοί θλιπτήρες ανά φάτνωμα. Αυτοί οι θλιπτήρες θα ξεκινούν απο τα δύο άκρα της κυρίας διαγωνίου και θα καταλήγουν κοντά στο μέσον της υπερκείμενης και της υποκείμενης δοκού αντιστοίχως.

❖ Έλεγχος επιρροών 2ας Τάξης (θ)

Στην ανελαστική ανάλυση, οι στατικές επιρροές 2ας τάξεως συνεκτιμώνται στην ανάλυση ενσωματώνοντας στο προσομοίωμα την μη-γραμμική σχέση έντασης-παραμόρφωσης όλων των στοιχείων που φέρουν αξονικά φορτία.

❖ Κόμβος ελέγχου

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου -στην οροφή του τελευταίου πλήρους ορόφου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία.

❖ Μέγιστη μετακίνηση

Η μέγιστη μετακίνηση επιλέγεται σαν ποσοστό του συνολικού ύψους του κτιρίου, είναι ένας άλλος τρόπος για να ορισθεί ένα όριο στα βήματα πριν ο φορέας γίνει μηχανισμός. Η διαδικασία σταματάει μόλις η μέγιστη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ξεπεράσει το συγκεκριμένο ποσοστό του ύψους του κτιρίου.

❖ Εύρος λάμδα (%)

Η παράμετρος αυτή αφορά το φορτικό συντελεστή λ και υπολογίζεται για κάθε βήμα και για κάθε στοιχείο. Η ελάχιστη τιμή από όλα τα δομικά στοιχεία καθορίζει εκείνο το στοιχείο στο οποίο θα δημιουργηθεί η πλαστική άρθρωση.

❖ Ενεργός δυσκαμψία

Η ενεργός δυσκαμψία υπολογίζει τις ακαμψίες των στοιχείων του φέροντα οργανισμού και υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$K = \frac{M_y * L_s}{3 * \theta_y} \quad (1)$$

M_y : η ροπή

θ_y : γωνία στροφής χορδής στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Η ενεργός δυσκαμψία K του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από την Εξ. (1) στις δύο ακραίες διατομές το στοιχείου. Αν οι διατομές αυτές έχουν μη-συμμετρικό σχήμα ή σπλισμό (δηλαδή, διαφορετικό για θετική ή αρνητική ροπή κάμψης), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών του K από την Εξ. (1) για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική).

❖ Υπολογισμός σταθερής τιμής μήκους διάτμησης L_S

Επιλέγουμε τον υπολογισμό του μήκους διάτμησης των στοιχείων σε σχέση με το αν υπολογιστεί με σταθερή τιμή με βάση το μήκος τους σε όλα τα βήματα όπως προβλέπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ή εάν θα υπολογίζεται σε κάθε βήμα της ανελαστικής ανάλυσης με βάση τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν όπου $L_s = M/V$ στην ακραία διατομή του στοιχείου, δηλαδή η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών.

❖ Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων

Ανάλογα με τη στάθμη αξιοπιστίας των γεωμετρικών δεδομένων των υφισταμένων στοιχείων επιλέγουμε την τιμή γ_g για τις μόνιμες δράσεις. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα με βάση τα στοιχεία που καταφέραμε να συλλέξουμε επιλέχθηκε η «ικανοποιητική» στάθμη.

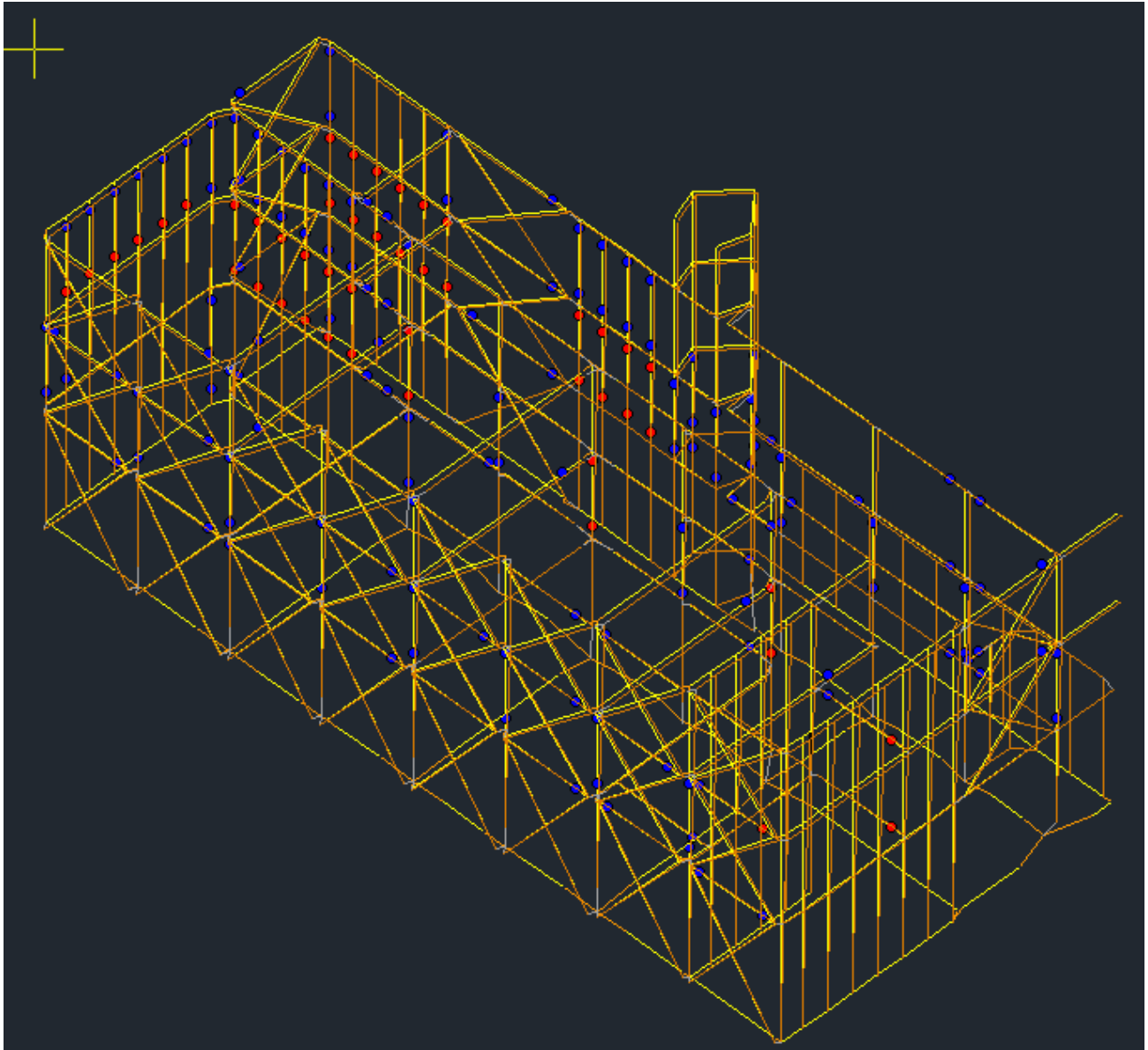
❖ Στόχοι Αποτίμησης ή Ανασχεδιασμού

Οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού προκύπτουν από το συνδυασμό των Σταθμών Επιτελεστικότητας και των Σταθμών Σεισμικής Επικινδυνότητας. Ανάλογα με τη Στάθμη Επιτελεστικότητας που έχει επιλέξει ο κύριος του έργου και με δεδομένο ότι η διάρκεια ζωής μιας κατασκευής είναι τα 50 έτη, η σεισμική δράση σχεδιασμού μπορεί να έχει υπέρβαση 10% στα 50 χρόνια δηλαδή περίοδο επαναφοράς στα 475 έτη, είτε 50% στα 50 χρόνια με περίοδο επαναφοράς τα 72 έτη. Στην περίπτωση μας επιλέχθηκε Προστασία ζωής και υπέρβαση 10%.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Σεισμική Δράση Σχεδιασμού
Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Περιορισμός βλαβών)	10% στα 50 χρόνια 50% στα 50 χρόνια
Προστασία ζωής (Σημαντικές βλάβες)	10% στα 50 χρόνια 50% στα 50 χρόνια
Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης	10% στα 50 χρόνια 50% στα 50 χρόνια

7.3 Αποτελέσματα Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης

Το πρόγραμμα μας δίνει τη δυνατότητα να δούμε την παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα σε κάθε βήμα της ανάλυσης. Παρακάτω βλέπουμε ένα παράδειγμα τέτοιου γραφήματος από τη δική μας ανάλυση όπου με κόκκινο συμβολίζονται οι αστοχίες των μελών (για $S_d > R_d$) ενώ με μπλε χρώμα εμφανίζονται τα μέλη που δεν έχουν αστοχήσει για βήμα 81. Συγκεκριμένα το σχήμα αφορά τριγωνική κατανομή με συνδυασμό $-F_x + 0.30F_z$ με τέμνουσα βασης $V_b = 5273.76$ και $\lambda = 0.253$.



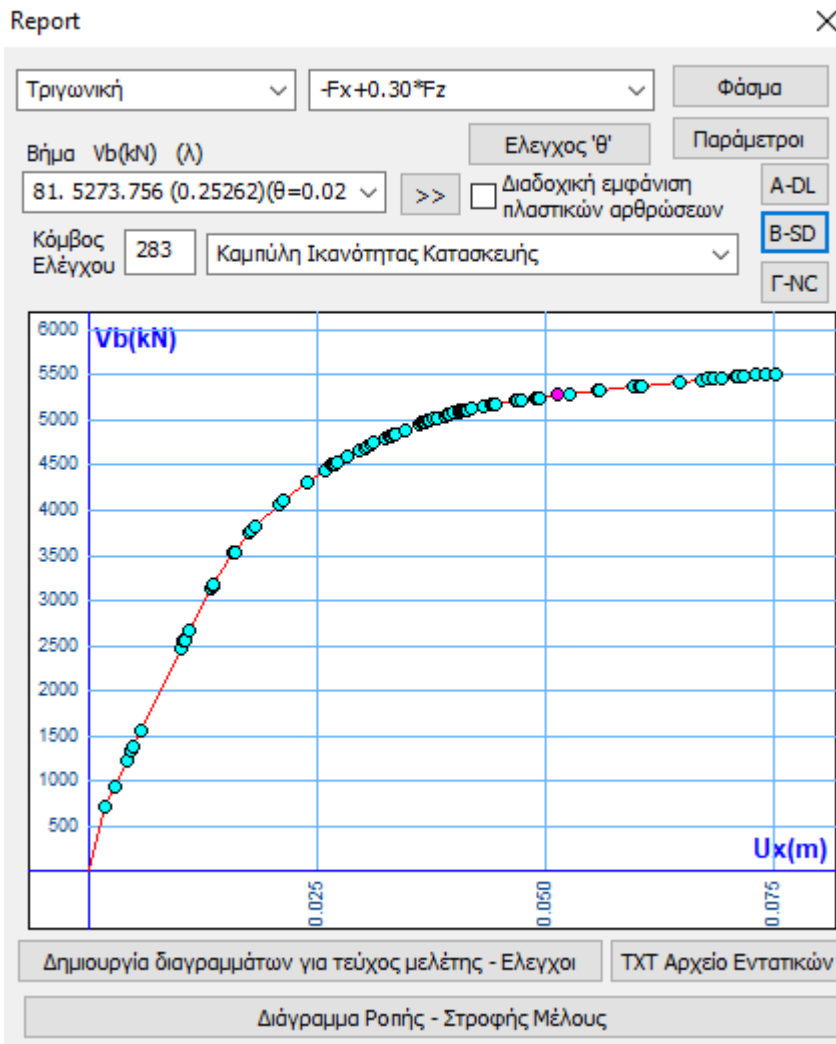
Εικόνα 29. Παραμόρφωσιακή κατάσταση του φορέα για τυχαίο βήμα της ανάλυσης

7.3.1 Καμπύλη Ικανότητας

Αν αποτυπώσουμε τη σχέση μεταξύ της τέμνουσας βάσης και της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου για κάθε βήμα της ανελαστικής ανάλυσης σε διάγραμμα παίρνουμε αυτό που ονομάζουμε καμπύλη ικανότητας.

Η καμπύλη ικανότητας ή καμπύλη αντίστασης, όπως αλλιώς ονομάζεται, είναι πολύ βασικό αποτέλεσμα της ανελαστικής ανάλυσης με τη βοήθεια της οποίας θα υπολογίσουμε και τις στοχευόμενες μετακινήσεις όπως θα δούμε στη συνέχεια

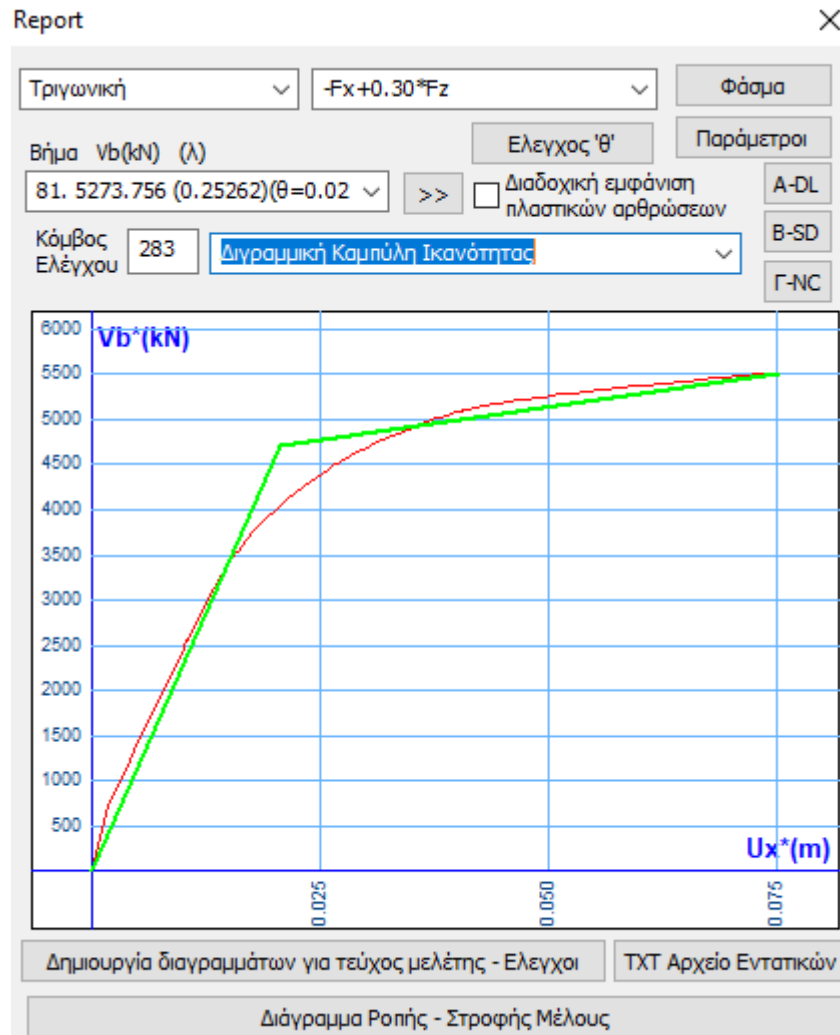
Το επιλεγμένο βήμα στο σχήμα εμφανίζεται με ροζ χρώμα και αντιπροσωπεύει τη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο πρώτο και ασθενέστερο μέλος της κατασκευής, όταν δηλαδή, για το συγκεκριμένο παράδειγμα, η τέμνουσα βάσης έχει τιμή $V_b=5273,756$ (kN) με αντίστοιχο φορτικό συντελεστή $\lambda=0,2526$



Εικόνα 30. Καμπύλη Ικανότητας

7.3.2 Διγραμμική Καμπύλη Ικανότητας

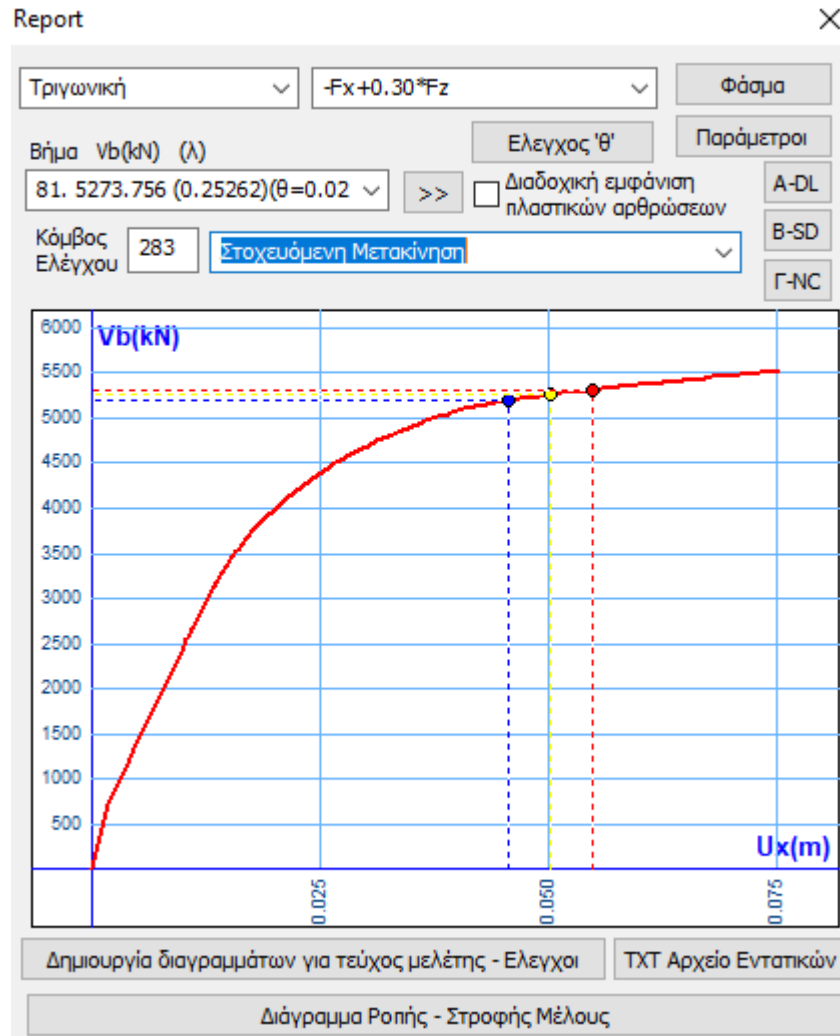
Με σκοπό να υπολογίσουμε τη στοχευόμενη μετακίνηση προσεγγίζουμε την καμπύλη ικανότητας με μία εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη όπου ο πρώτος κλάδος της έχει κλίση K_e και ο δεύτερος $\alpha \cdot K_e$, όπου K_e η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία. Το α είναι ένας συντελεστής που δεν ξεπερνάει το 0.1 και προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της καμπύλης ικανότητας που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας u_i , πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα.



Εικόνα 31. Διγραμμική Καμπύλη Ικανότητας

7.3.3 Στοχευόμενη Μετακίνηση

Στοχευόμενη μετακίνηση είναι η μέγιστη μετακίνηση που επιτρέπουμε στο κτίριο μας (όπως μετράται στον κόμβο ελέγχου) ούτως ώστε να ικανοποιεί τη στάθμη επιτελεστικότητας που έχουμε επιλέξει. Στο σχήμα αποτυπώνονται οι τρεις διαφορετικές τιμές στοχευόμενης μετακίνησης για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, με την πιο μικρή να αφορά την πιο αυστηρή στάθμη κοκ. Το πώς υπολογίζονται οι τιμές το είδαμε παραπάνω (ενότητα 4.5.3)



Εικόνα 32. Στοχευόμενη Μετακίνηση

7.3.4 Σεισμική Δράση Πριν Την Ενίσχυση

Παρακάτω εμφανίζονται τα δεδομένα, για τα φάσματα, τη στάθμη επιτελεστικότητας και την έκταση των βλαβών και στη συνέχεια, για κάθε ανάλυση, η μέγιστη τέμνουσα βάσης, η αντίστοιχη μέγιστη μετακίνηση και ο λόγος υπεραντοχής,

Για τις σεισμικές δράσεις που είχαμε τις περισσότερες αστοχίες παρατηρούμε ότι Για τριγωνική κατανομή $-Fz+0.30 \cdot Fx$ τότε $V=6879,954$ (KN), η αντίστοιχη μέγιστη μετακίνηση είναι 0.097m και λόγος υπεραντοχής 4.134.

Για ορθογωνική κατανομή $Fz+0.30 \cdot Fx$ έχουμε $V=7169,557$ (KN), η αντίστοιχη μέγιστη μετακίνηση είναι 0.081 m και λόγος υπεραντοχής 4.129.

Για ορθογωνική κατανομή $-Fz+0.30 \cdot Fx$ η μέγιστη τέμνουσα βάσης είναι $V=8140.411$ (KN) η αντίστοιχη μέγιστη μετακίνηση είναι 0.093 m και λόγος υπεραντοχής 4.354.

Στάθμες Επιτελεστικότητας - Ελαστικά Φάσματα						
Ζωή σχεδιασμού (έτη) = 50						
Εκθέτης $\kappa = 3.00$						
		Περίοδοι Επαναφοράς	Πιθαν.Υπέρβασης	ag		
		--TR(έτη)	TLR(έτη)	----PR()	--PLR()	
Περιορισμένες Βλάβες (A-DL)		475	475	10	10	0.16000
Σημαντικές Βλάβες (B-SD)		475	475	10	10	0.16000
Οιονεί Κατάρρευση (Γ-NC)		475	475	10	10	0.16000
Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων : Ικανοποιητική $\gamma_g=1.35$						
Έκταση Βλαβών : Χωρίς Βλάβες & Χωρίς Επεμβάσεις $\gamma_{sd}=1.00$						
Κόμβος Ελέγχου : 283 (11.40m)						
A/A	Είδος Ανάλυσης-Κατανομής	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Μέγιστη Μετακ. (m)	Λόγος Υπεραντοχής		
1	Τριγωνική $Fx+0.30 \cdot Fz$	5377.777	0.082	6.908		
9	Τριγωνική $-Fx+0.30 \cdot Fz$	5517.155	0.075	7.551		
17	Τριγωνική $Fz+0.30 \cdot Fx$	5892.415	0.077	4.119		
25	Τριγωνική $-Fz+0.30 \cdot Fx$	6879.954	0.097	4.134		
101	Ορθογωνική $Fx+0.30 \cdot Fz$	6625.282	0.081	6.467		
109	Ορθογωνική $-Fx+0.30 \cdot Fz$	6763.954	0.072	7.035		
117	Ορθογωνική $Fz+0.30 \cdot Fx$	7169.557	0.081	4.129		
125	Ορθογωνική $-Fz+0.30 \cdot Fx$	8140.411	0.093	4.354		
Ελάχιστος Λόγος Υπεραντοχής X =		6.467	(5)			
Ελάχιστος Λόγος Υπεραντοχής Z =		4.119	(3)			

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

8.1 Εισαγωγή

Εφόσον εκτελέσαμε την ανελαστική στατική ανάλυση το πρόγραμμα μας έδωσε τα αποτελέσματα για την αντίσταση κάθε στοιχείου είτε είναι δοκός είτε υποστύλωμα. Ένα στοιχείο χρήζει ενίσχυση όταν παύει να έχει την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα και σεισμικά φορτία. Αυτό μας το δίνει η παρακάτω σχέση. Αν ο λόγος της παρακάτω σχέσης ξεπερνάει το 1 τότε θεωρούμε ότι το μέλος χρήζει ενίσχυση.

$$S_d < R_d$$

$$S_d = \gamma_{sd} * S (S_k * \gamma_f) \text{ και } R_d = \left(\frac{1}{\gamma_{rd}}\right) * R * \left(\frac{R_k}{\gamma_m}\right)$$

8.2 Ενισχύσεις Με Μανδύα Εκτοξευόμενου Σκυροδέματος

8.2.1 Αστοχίες από κάμψη. Υποστυλώματα - τοιχία

Για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων και τοιχιών που αστοχούν από κάμψη αποφασίσαμε να επιλέξουμε ενίσχυση με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Τα μέλη που θα ενισχύσουμε είναι τα υποστυλώματα που το πρόγραμμα μας υπέδειξε ότι αστοχούν.

Παρακάτω ένα παράδειγμα ενίσχυσης μέλους:

Για το υποστύλωμα – τοιχείο και μέλος 290 το πρόγραμμα μας έδωσε για πριν την ενίσχυση τα εξής:

$$\frac{\gamma_{sd} * \theta_{sd}}{\frac{\theta_{pl}}{\gamma_{rd}}} = \frac{0.00209}{0.00042} = 5,016 > 1$$

Για την ενίσχυση του τοιχείου που αστοχεί από κάμψη επιλέξαμε την χρήση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος επιλέξαμε πάχος μανδύα 7cm.

Για τα υλικά επιλέξαμε Σκυρόδεμα κατηγορίας: C20/25,

Χάλυβας (κύριος): B500c

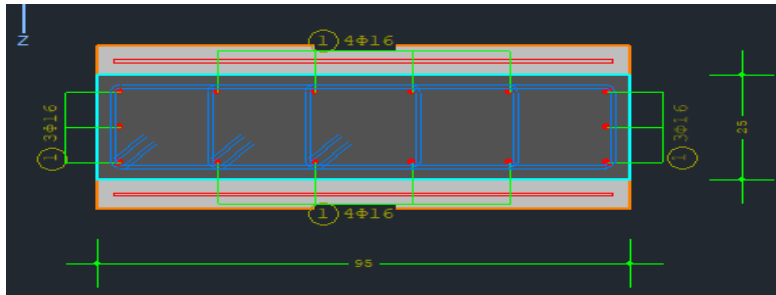
Βλήτρα – Αναρτήσεις: B500c

Χάλυβας (Συνδ/τήρων): B500c

Για το ενισχυμένο πλέον μέλος 290 το πρόγραμμα μας έδωσε τις εξής τιμές:

$$\frac{\gamma_{sd} * \theta_{sd}}{\frac{\theta_{pl}}{\gamma_{rd}}} = \frac{0.00166}{0.00544} = 0.306 > 1$$

Άρα το τοιχείο πλέον δεν αστοχεί.



Εικόνα 34. Ενίσχυση υποστύλιματος με χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος

8.2.2 Αστοχίες από κάμψη. Δοκοί

Για την ενίσχυση των δοκών που αστοχούν από κάμψη επιλέξαμε ενίσχυση με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Πάχος μανδύα 7 cm

Σκυρόδεμα C20/25

Χάλυβας B500c

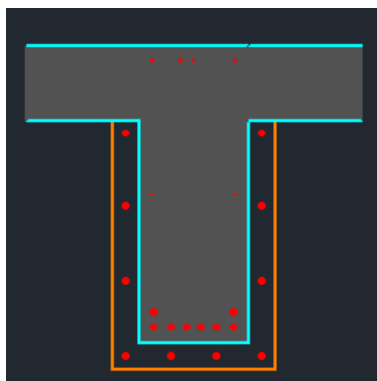
Μανδύας άνω πέλμα και παρειές

Πρόσθετος Οπλισμός με 4Φ20

Συνδετήρες Φ8/20

Γωνιακά Φ20

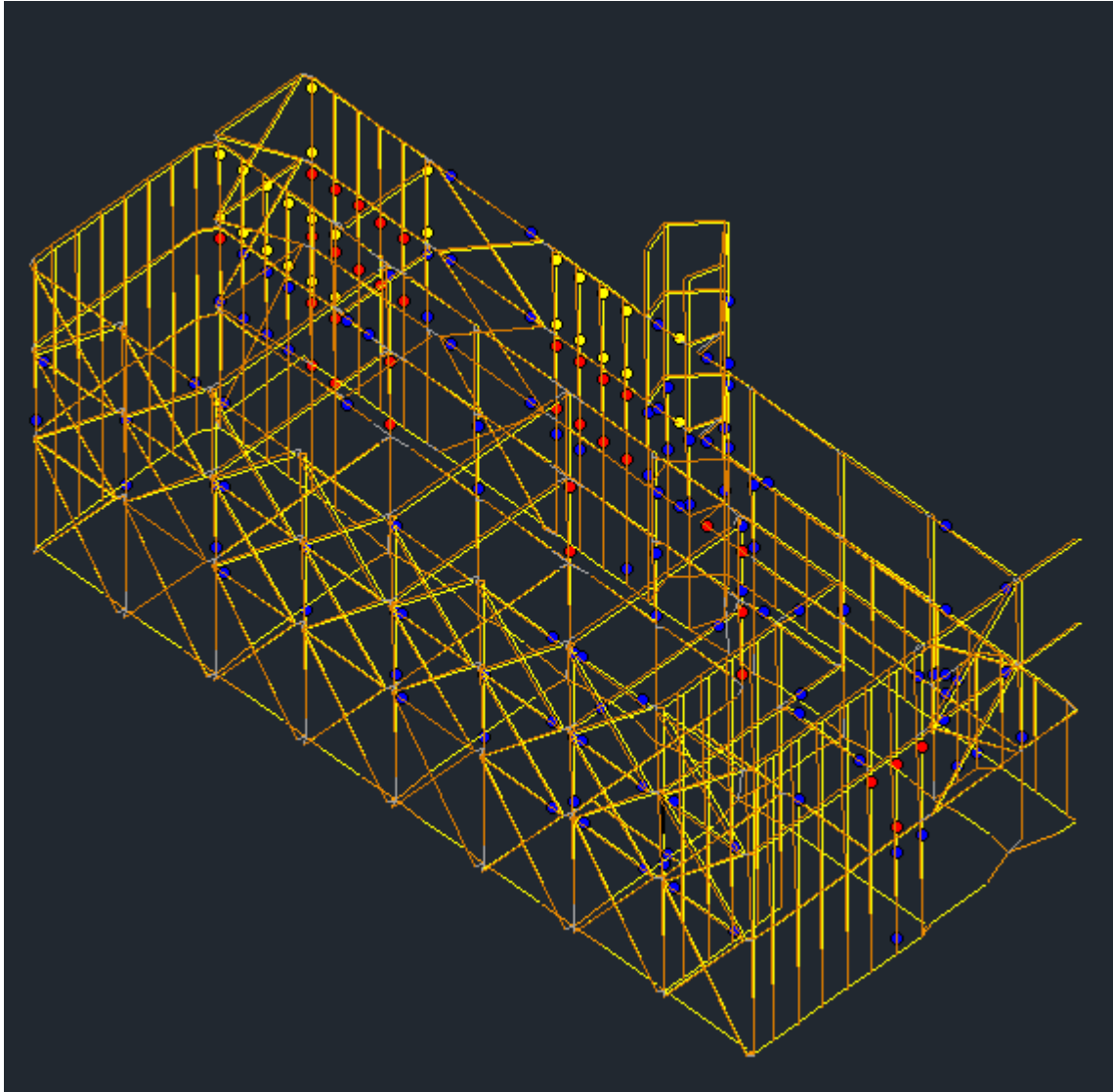
Ενδιάμεσα 2Φ20



Εικόνα 35. Ενίσχυση σε δοκό με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

8.4.2 Σεισμική δράση μετά την ενίσχυση

Απεικόνιση του φορέα για σεισμικό συνδυασμό $-F_x+0.30 \cdot F_z$ για το βήμα 92 όπου η τέμνουσα βάσης ισούται με την επιλεγμένη στοχευόμενη μετακίνηση.



Εικόνα 37. Παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα για συγκεκριμένο βήμα

Για τις σεισμικές δράσεις που είχαμε τις περισσότερες αστοχίες παρατηρούμε ότι :

Για τριγωνική κατανομή $-Fz+0.30*F_x$ η μέγιστη τέμνουσα βάσης είναι $V=8303.305$ (KN) η αντίστοιχη μέγιστη μετακίνηση είναι 0.089m και λόγος υπεραντοχής 4.394.

Για ορθογωνική κατανομή $Fz+0.30*F_x$ έχουμε $V=7648.331$ (KN), η αντίστοιχη μέγιστη μετακίνηση είναι 0.080m και λόγος υπεραντοχής 5.538.

Για ορθογωνική κατανομή $-Fz+0.30*F_x$ τότε $V=8303.305$ (KN), η αντίστοιχη μέγιστη μετακίνηση είναι 0.089m και λόγος υπεραντοχής 4.394.

Στάθμες Επιτελεστικότητας - Ελαστικά Φάσματα

Ζωή σχεδιασμού (έτη) = 50

Εκθέτης $\kappa = 3.00$

	Περίοδοι Επαναφοράς Πιθαν.Υπέρβασης				ag
	--TR (έτη)	TLR (έτη)	----PR ()	--PLR ()	
Περιορισμένες Βλάβες (A-DL)	475	475	10	10	0.16000
Σημαντικές Βλάβες (B-SD)	475	475	10	10	0.16000
Οιονεί Κατάρρευση (Γ-NC)	475	475	10	10	0.16000

Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων : Ικανοποιητική $\gamma_g=1.35$

Εκταση Βλαβών : Χωρίς Βλάβες & Χωρίς Επεμβάσεις $\gamma_{sd}=1.00$

Κόμβος Ελέγχου : 283 (11.40m)

A/A	Είδος Ανάλυσης-Κατανομής	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Μέγιστη Μετακ. (m)	Λόγος Υπεραντοχής
1	Τριγωνική $F_x+0.30*F_z$	6167.855	0.052	6.022
9	Τριγωνική $-F_x+0.30*F_z$	6705.194	0.060	10.532
17	Τριγωνική $F_z+0.30*F_x$	6489.853	0.080	5.765
25	Τριγωνική $-F_z+0.30*F_x$	7182.880	0.094	4.261
101	Ορθογωνική $F_x+0.30*F_z$	7664.630	0.053	6.404
109	Ορθογωνική $-F_x+0.30*F_z$	8251.738	0.055	9.982
117	Ορθογωνική $F_z+0.30*F_x$	7648.331	0.080	5.538
125	Ορθογωνική $-F_z+0.30*F_x$	8303.305	0.089	4.394

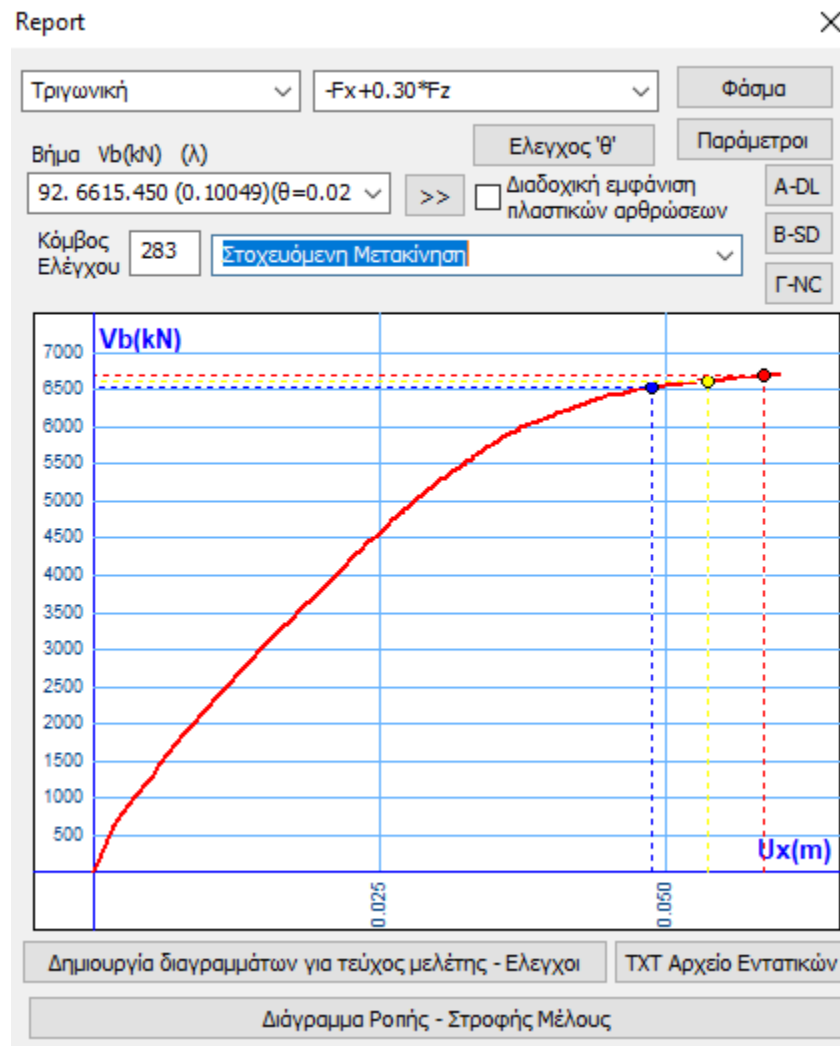
Ελάχιστος Λόγος Υπεραντοχής X = 6.022 (1)

Ελάχιστος Λόγος Υπεραντοχής Z = 4.261 (4)

Εικόνα 38

8.4.3 Στοχευόμενη μετακίνηση

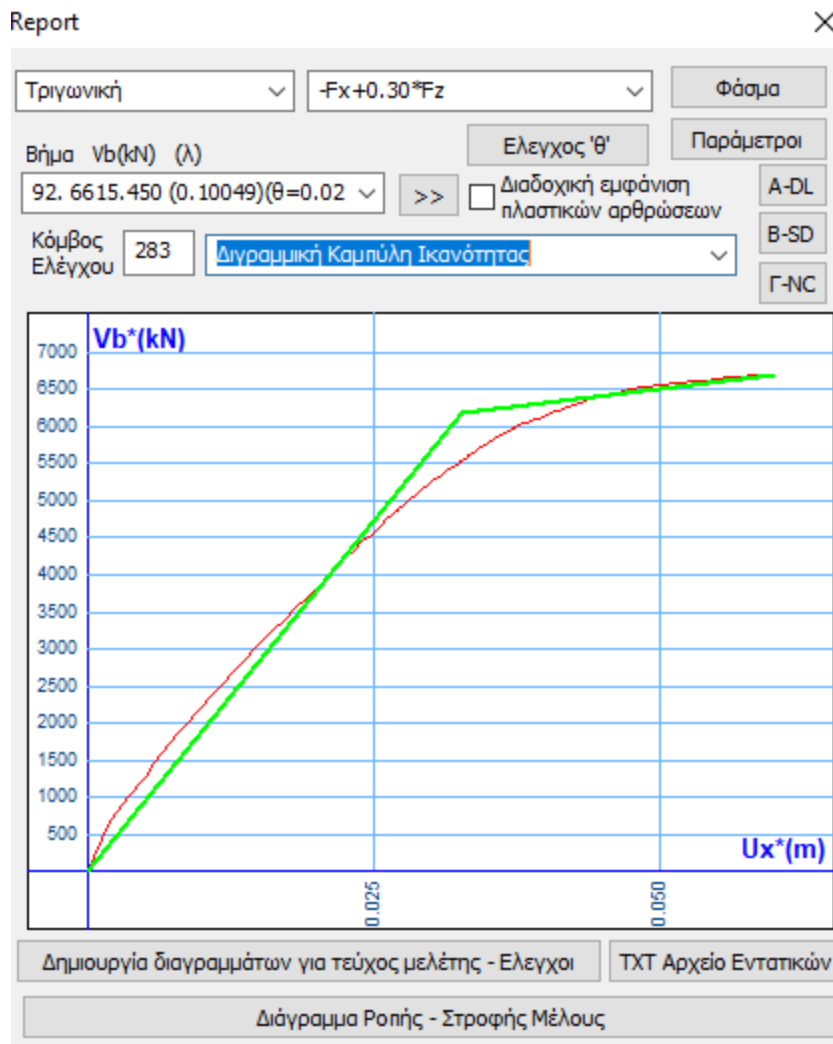
Στοχευόμενη μετακίνηση υπολογισμένη μετά την ενίσχυση.



Εικόνα 39

8.4.4 Διγραμμική Καμπύλη Ικανότητας

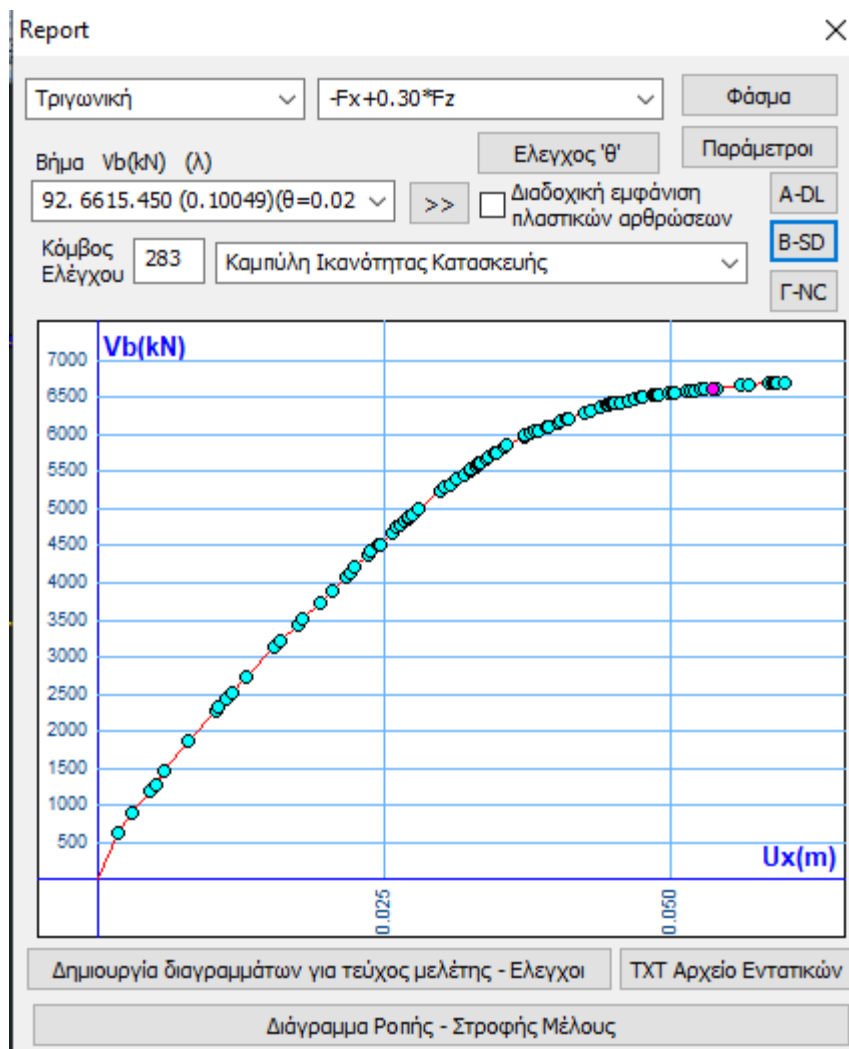
Η διγραμμική καμπύλη ικανότητας υπολογισμένη μετά την ενίσχυση.



Εικόνα 40

8.4.5 Καμπύλη Ικανότητας

Στο παρακάτω γράφημα βλέπουμε σημειωμένο το βήμα για το οποίο η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ισούται με τη στοχευόμενη μετακίνηση για στάθμη επιτελεστικότητας B-SD (προστασία ζωής). Το βήμα αυτό είναι, μετά την ενίσχυση, το 92° με τέμνουσα βάσης $V_b=6616,45\text{KN}$ και $\lambda=0,100$ ενώ πριν την ενίσχυση αυτό συνέβαινε στο 81° βήμα, με τέμνουσα βάσης $V_b=5273,76\text{KN}$ και $\lambda=0,2526$. Επομένως, η ενίσχυση που έγινε βοήθησε σημαντικά στην αντίσταση του κτιρίου σε σεισμικές δυνάμεις.



Εικόνα 41

8.4.6 Σύγκριση αποτεσμάτων

Παρακάτω βλέπουμε αποσπάσματα από τα αποτελέσματα της pushover με σκοπό να εκτιμήσουμε την αλλαγή που έγινε στο κτίριο μετά την ενίσχυση του. Συγκεκριμένα το εάν πλέον ικανοποιεί τη στάθμη επιτελεστικότητας που επιλέξαμε. Για παράδειγμα, για το συνδυασμό δράσεων $F_x + 0.3F_z$ και για το σεισμό ελέγχου με περίοδο επαναφοράς 475 έτη η μέγιστη μετακίνηση πριν την ενίσχυση υπολογίζεται σε 0.082. Αντίστοιχα η στοχευόμενη μετακίνηση για στάθμη B ήταν 0.056 και προφανώς δεν ικανοποιείται. Μετα την ενίσχυση η στοχευόμενη μετακίνηση είναι 0.057 η μέγιστη μετακίνηση είναι 0.052 και άρα το κτίριο μας είναι επιτελεστικότητας B για τη συγκεκριμένη δράση.

Αντίστοιχες συγκρίσεις μπορούν να γίνουν και για τους υπόλοιπους συνδυασμούς δράσεων. Τα αποτελέσματα είναι αντίστοιχα στις άλλες περιπτώσεις με ενδείξεις βελτίωσης μετά την ενίσχυση.

ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ							
	C0	C1	C2	C3	Se (T) (m/sec ²)	Te (sec)	
Περιορισμένες Βλάβες (A-DL)	1.30	1.00	1.00	1.00	3.57	0.66	
Σημαντικές Βλάβες (B-SD)	1.30	1.00	1.10	1.00	3.57	0.66	
Οιονεί Κατάρρευση (Γ-NC)	1.30	1.00	1.20	1.00	3.57	0.66	

Είδος Ανάλυσης - Κατανομής :	$F_x + 0.30 * F_z$ - Τριγωνική (1)						
	Περιορισμένες Βλάβες (A-DL)					0.051 (m)	
Στοχευόμενες Μετακινήσεις :	Σημαντικές Βλάβες (B-SD)					0.056 (m)	
	Οιονεί Κατάρρευση (Γ-NC)					0.061 (m)	

Δοκοί ($F_x + 0.30 * F_z$ - Τριγωνική) (1)							

ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ							
	C0	C1	C2	C3	Se (T) (m/sec ²)	Te (sec)	
Περιορισμένες Βλάβες (A-DL)	1.30	1.00	1.00	1.00	3.51	0.67	
Σημαντικές Βλάβες (B-SD)	1.30	1.00	1.10	1.00	3.51	0.67	
Οιονεί Κατάρρευση (Γ-NC)	1.30	1.00	1.20	1.00	3.51	0.67	

Είδος Ανάλυσης - Κατανομής :	$F_x + 0.30 * F_z$ - Τριγωνική (1)						
	Περιορισμένες Βλάβες (A-DL)					0.052 (m)	
Στοχευόμενες Μετακινήσεις :	Σημαντικές Βλάβες (B-SD)					0.057 (m)	
	Οιονεί Κατάρρευση (Γ-NC)					0.063 (m)	

Δοκοί ($F_x + 0.30 * F_z$ - Τριγωνική) (1)							

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

Στάθμες Επιτελεστικότητας - Ελαστικά φάσματα

Ζωή σχεδιασμού (έτη) = 50
Εκθέτης $\kappa = 3.00$

	Περίοδοι Επαναφοράς Πιθαν.Υπέρβασης				ag
	--TR (έτη)	TLR (έτη)	----PR ()	--PLR ()	
Περιορισμένες Βλάβες (A-DL)	475	475	10	10	0.16000
Σημαντικές Βλάβες (B-SD)	475	475	10	10	0.16000
Οιονεί Κατάρρευση (Γ-NC)	475	475	10	10	0.16000

Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων : Ικανοποιητική $\gamma_d=1.35$
Εκταση Βλαβών : Χωρίς Βλάβες & Χωρίς Επεμβάσεις $\gamma_{sd}=1.00$

Κόμβος Ελέγχου : 283 (11.40m)

A/A	Είδος Ανάλυσης-Κατανομής	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Μέγιστη Μετακ. (m)	Λόγος Υπεραντοχής
1	Τριγωνική Fx+0.30*Fz	5377.777	0.082	6.908
9	Τριγωνική -Fx+0.30*Fz	5517.155	0.075	7.551
17	Τριγωνική Fz+0.30*Fx	5892.415	0.077	4.119
25	Τριγωνική -Fz+0.30*Fx	6879.954	0.097	4.134
101	Ορθογωνική Fx+0.30*Fz	6625.282	0.081	6.467
109	Ορθογωνική -Fx+0.30*Fz	6763.954	0.072	7.035
117	Ορθογωνική Fz+0.30*Fx	7169.557	0.081	4.129
125	Ορθογωνική -Fz+0.30*Fx	8140.411	0.093	4.354

Ελάχιστος Λόγος Υπεραντοχής X = 6.467 (5)
Ελάχιστος Λόγος Υπεραντοχής Z = 4.119 (3)

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

Στάθμες Επιτελεστικότητας - Ελαστικά φάσματα

Ζωή σχεδιασμού (έτη) = 50
Εκθέτης $\kappa = 3.00$

	Περίοδοι Επαναφοράς Πιθαν.Υπέρβασης				ag
	--TR (έτη)	TLR (έτη)	----PR ()	--PLR ()	
Περιορισμένες Βλάβες (A-DL)	475	475	10	10	0.16000
Σημαντικές Βλάβες (B-SD)	475	475	10	10	0.16000
Οιονεί Κατάρρευση (Γ-NC)	475	475	10	10	0.16000

Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων : Ικανοποιητική $\gamma_d=1.35$
Εκταση Βλαβών : Χωρίς Βλάβες & Χωρίς Επεμβάσεις $\gamma_{sd}=1.00$

Κόμβος Ελέγχου : 283 (11.40m)

A/A	Είδος Ανάλυσης-Κατανομής	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Μέγιστη Μετακ. (m)	Λόγος Υπεραντοχής
1	Τριγωνική Fx+0.30*Fz	6167.855	0.052	6.022
9	Τριγωνική -Fx+0.30*Fz	6705.194	0.060	10.532
17	Τριγωνική Fz+0.30*Fx	6489.853	0.080	5.765
25	Τριγωνική -Fz+0.30*Fx	7182.880	0.094	4.261
101	Ορθογωνική Fx+0.30*Fz	7664.630	0.053	6.404
109	Ορθογωνική -Fx+0.30*Fz	8251.738	0.055	9.982
117	Ορθογωνική Fz+0.30*Fx	7648.331	0.080	5.538
125	Ορθογωνική -Fz+0.30*Fx	8303.305	0.089	4.394

Ελάχιστος Λόγος Υπεραντοχής X = 6.022 (1)
Ελάχιστος Λόγος Υπεραντοχής Z = 4.261 (4)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος επάρκειας και έγινε η ενίσχυση του υφιστάμενου σχολικού κτιρίου. Οι αναλύσεις έγιναν με τη βοήθεια του στατικού προγράμματος SCADA Pro. Για την αποτίμηση της κατασκευής έγινε ανελαστική στατική ανάλυση (pushover).

Αφότου εκτελέσαμε την ανελαστική στατική ανάλυση διαπιστώσαμε ότι το σχολικό κτίριο είχε σοβαρές ανεπάρκειες υπό κάμψη και διάτμηση σε στύλους και δοκούς, οι ανεπάρκειες αυτές είναι αποτέλεσμα των γενικών προβλημάτων που αντιμετωπίζουν τα κτίρια της περιόδου αυτής.

Για τις ενισχύσεις στα υποστρώματα επιλέχθηκε η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Για τις δοκούς έγινε χρήση τόσο εποξειδικής ρητίνης όσο και εκτοξευόμενου σκυροδέματος κατά περίπτωση. Στόχος των ενισχύσεων ήταν να αυξηθεί η δυσκαμψία του κτιρίου και να βελτιωθεί η σεισμική του ικανότητα.

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα πριν και μετά την ενίσχυση παρατηρούμε ότι υπάρχει μείωση της μέγιστης μετακίνησης για τις περισσότερες σεισμικές δράσεις και σημαντική αύξηση της τέμνουσας βάσης όπως επίσης παρατηρήσαμε αύξηση στην υπεραντοχή.

Διαπιστώθηκε δηλαδή ότι με την ενίσχυση του σχολικού κτιρίου αυξήθηκε η αντοχή του και βελτιώθηκε η συμπεριφορά του. Το κτίριο πλέον ανταποκρίνεται καλύτερα στα στατικά και σεισμικά φορτία.

Βιβλιογραφία - Αναφορές

- ΟΑΣΠ "Συστάσεις Για Προσεισμικές Και Μετασεισμικές Επεμβάσεις Σε Κτίρια" Απρίλιος 2001
- ΚΑΝ.ΕΠΕ Κανονισμός Επεμβάσεων, 2^η Αναθεώρηση 2017 (ΦΕΚ 2984_Β_30_8_2017)
- ΤΕΕ "Ενίσχυση Κατασκευών για σεισμικά φορτία" Αθήνα 2004
- ΤΕΕ "Πρακτικά – Διδακτικά Εγχειρίδια. Μέθοδοι Για Την Επιτόπου Αποτίμηση των Χαρακτηριστικών Των Υλικών"
- "Περί Αντισεισμικού Οικοδομικού Κανονισμού Κορίνθου Λουτρακίου" ΠΔ 1-11-1928 (ΦΕΚ 234Α/7-11-1928)
- "Περί Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων" ΒΔ 19-2-1959 (ΦΕΚ 36Α/26-2-1959), Αθήνα 1959
- "Τροποποίηση και συμπλήρωση του Β.Δ 19/26 Φεβρουαρίου του 1959 "Περί Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων", (ΦΕΚ 239Β/16-4-1984), Αθήνα 1984
- Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΝΕΑΚ, ΦΕΚ 613Β/12-10-1992), Αθήνα 1992
- ΕΑΚ2000 (ΦΕΚ 2184 Β'/20-12-1999), Αθήνα 1999
- Α.Ι. Καραμπίνης. "Διατομές οπλισμένου σκυροδέματος σχεδιασμένες με Διαφορετικούς Κανονισμούς σε Μεγέθη Ορθής Έντασης", Αθήνα 1990
- Νέξης Χρήστος, Δρίτσος Στέφανος "Κατηγοριοποίηση Παλαιών Χαλύβων Οπλισμένου Σκυροδέματος Σύμφωνα Με Τα Ισχύοντα Πρότυπα", Αθήνα 2008
- Ι.Ν.Δουδούμης "Η Εξέλιξη των Αντισεισμικών Κανονισμών και ο Ρόλος του Σεισμού της Θεσσαλονίκης το 1978" ,16th European Conference on earthquake engineering, Thessaloniki, 2018
- Χρήστος Χ. Καραγιάννης "Σχεδιασμός Συμπεριφοράς Κατασκευών Από Οπλισμένο Σκυρόδεμα Έναντι Σεισμού" Αθήνα 2013
- SCADA PRO 20 "Μελέτη Αποτίμησης και Ανασχεδιασμού κτιρίου βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ"
- Θ. Γ. Βουδικλάρης "Αντισεισμικός Κανονισμός από τη βρεφική ηλικία στην ωριμότητα"

Παράρτημα

ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ				
ΔΟΚΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΑΝΩ ΠΕΛΜΑ	ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
K1	0.60*0.30	3Φ20	2Φ20	
K2	0.60*0.30	3Φ20	2Φ20	Φ8/20
K3	0.60*0.30	3Φ20	2Φ20	Φ8/20
K4	0.60*0.30	3Φ20	2Φ20	Φ8/20
K5	0.60*0.30	8Φ20	2Φ20	Φ8/20
K6	0.60*0.30	8Φ20	2Φ20	Φ8/20
K7	0.60*0.30	8Φ20	2Φ20	Φ8/20
K10	1.5*0.60*0.30	2Φ20,2Φ20,2Φ20,3Φ20,2Φ16,2Φ16	2Φ20	Φ8/20
K11	0.60*0.30	8Φ20	2Φ20	Φ8/20
K12	1.5*0.60*0.30	2Φ20,2Φ20,2Φ20,3Φ20,2Φ16,2Φ16	2Φ20	Φ8/20
K13	0.60*0.30	8Φ20	2Φ20	Φ8/20
K14	0.90*0.60	3Φ20,3Φ20,4Φ20,2Φ16,2Φ16	2Φ20	Φ8/20
K15	0.30*0.30	8Φ18	2Φ20	Φ8/20
K16	0.30*0.30	8Φ18	2Φ20	Φ8/20
K17	0.30*0.30	8Φ18	2Φ20	Φ8/20
K18	0.30*0.30	8Φ18	2Φ20	Φ8/20
K19	0.90*0.60	3Φ20,3Φ20,4Φ20,2Φ16,2Φ16	2Φ20	Φ8/20

Εικόνα 42

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ Α΄ ΟΡΟΦΟΥ			
ΔΟΚΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΑΝΟΙΓΜΑ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
K2	0.60*0.30	8Φ20	Φ8/20
K3	0.60*0.30	8Φ20	Φ8/20
K4	0.60*0.30	8Φ20	Φ8/20
K5	0.60*0.30	8Φ20	Φ8/20
K6	0.60*0.30	8Φ20	Φ8/20
K7	0.60*0.30	8Φ20	Φ8/20
K10	1.5*0.60*0.30	2Φ20,2Φ20,2Φ20,3Φ20,2Φ16,2Φ16	Φ8/20
K11	0.60*0.30	8Φ20	Φ8/20
K12	1.5*0.60*0.30	2Φ20,2Φ20,2Φ20,3Φ20,2Φ16,2Φ16	Φ8/20
K13	0.60*0.30	8Φ20	Φ8/20
K14	0.90*0.60	3Φ20,3Φ20,4Φ20,2Φ16,2Φ16	Φ8/20
K15	0.30*0.30	8Φ18	Φ8/20
K16	0.30*0.30	8Φ18	Φ8/20
K17	0.30*0.30	8Φ18	Φ8/20
K18	0.30*0.30	8Φ18	Φ8/20
K19	0.90*0.60	3Φ20,3Φ20,4Φ20,2Φ16,2Φ16	Φ8/20

Εικόνα 43

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ Β' ΟΡΟΦΟΥ			
ΔΟΚΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΑΝΟΙΓΜΑ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
K2	0.60*0.30	8Φ20	Φ8/20
K3	0.60*0.30	8Φ20	Φ8/20
K4	0.60*0.30	8Φ20	Φ8/20
K5	0.60*0.30	8Φ20	Φ8/20
K6	0.60*0.30	8Φ20	Φ8/20
K7	0.60*0.30	8Φ20	Φ8/20
K10	1.5*0.60*0.30	2Φ20,2Φ20,2Φ20,3Φ20,2Φ16,2Φ16	Φ8/20
K11	0.60*0.30	8Φ20	Φ8/20
K12	1.5*0.60*0.30	2Φ20,2Φ20,2Φ20,3Φ20,2Φ16,2Φ16	Φ8/20
K13	0.60*0.30	8Φ20	Φ8/20
K14	0.90*0.60	3Φ20,3Φ20,4Φ20,2Φ16,2Φ16	Φ8/20
K15	0.30*0.30	8Φ18	Φ8/20
K16	0.30*0.30	8Φ18	Φ8/20
K17	0.30*0.30	8Φ18	Φ8/20
K18	0.30*0.30	8Φ18	Φ8/20
K19	0.90*0.60	3Φ20,3Φ20,4Φ20,2Φ16,2Φ16	Φ8/20

Εικόνα 44

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΟΚΩΝ ΟΡΟΦΗΣ ΙΣΟΓΕΙΟΥ					
ΔΟΚΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΣΤΗΡΙΞΗ	ΑΝΟΙΓΜΑ	ΣΤΗΡΙΞΗ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
Δ1	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ2	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ3	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ4	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ5	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ6	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ7	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ8	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ9	0.80*0.30	2Φ20,4Φ20	8Φ20,2Φ12	2Φ20,4Φ20	Φ8/20
Δ10	0.80*0.30	2Φ20,4Φ20	8Φ20,2Φ12	2Φ20,4Φ20	Φ8/20
Δ11(Δ12- Δ13)	0.80*0.30	2Φ20,4Φ20	8Φ20,2Φ12	2Φ20,4Φ20	Φ8/20
Δ14	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ15	0.60*0.30	4Φ18	5Φ14		Φ8/20
Δ16	0.60*0.30	4Φ18	4Φ18	4Φ18	Φ8/15
Δ17	0.60*0.30	2Φ14	5Φ14,2Φ14,2Φ14	2Φ14	Φ8/20
Δ18	0.60*0.30	2Φ14	5Φ14,2Φ14,2Φ14	2Φ14	Φ8/20
Δ19	0.60*0.30	2Φ14	5Φ14,2Φ14,2Φ14	2Φ14	Φ8/20
Δ20	0.60*0.30	2Φ14	5Φ14,2Φ14,2Φ14	2Φ14	Φ8/20
Δ21	0.60*0.30	4Φ18	5Φ14		Φ8/20
Δ22	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ23	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ24	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ25	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ26	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ28	0.60*0.25	4Φ18	5Φ14	4Φ18	Φ8/20
Δ29(Δ30)	0.60*0.30		5Φ14		Φ8/20
Δ31(Δ32)	0.60*0.30		5Φ14		Φ8/20
Δ33	1.00*0.20	4Φ14,4Φ14	4Φ14,4Φ14	4Φ14,4Φ14	Φ8/20

Εικόνα 45

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΟΚΩΝ Α΄ ΟΡΟΦΟΥ					
ΔΟΚΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΣΤΗΡΙΞΗ	ΑΝΟΙΓΜΑ	ΣΤΗΡΙΞΗ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
Δ1	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ2	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ3	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ4	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ5	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ6	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ7	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ8	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ9	0.80*0.30	2Φ20,4Φ20	8Φ20,2Φ12	2Φ20,4Φ20	Φ8/20
Δ10	0.80*0.30	2Φ20,4Φ20	8Φ20,2Φ12	2Φ20,4Φ20	Φ8/20
Δ11	0.80*0.30	2Φ20,4Φ20	8Φ20,2Φ12	2Φ20,4Φ20	Φ8/20
Δ12	0.60*0.30	4Φ18	4Φ18	4Φ18	Φ8/20
Δ13	0.60*0.30	2Φ14	5Φ14,2Φ14,2Φ14	2Φ14	Φ8/20
Δ14	0.60*0.30	2Φ14	5Φ14,2Φ14,2Φ14	2Φ14	Φ8/20
Δ15	0.60*0.30	2Φ14	5Φ14,2Φ14,2Φ14	2Φ14	Φ8/20
Δ16	0.60*0.30	2Φ14	5Φ14,2Φ14,2Φ14	2Φ14	Φ8/20
Δ17	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ18	0.60*0.30		5Φ14		Φ8/20
Δ19	0.60*0.30	4Φ18	5Φ14	2Φ14	Φ8/20
Δ20	0.60*0.25	4Φ18	5Φ14	4Φ18	Φ8/20
Δ21	0.60*0.30	4Φ18	5Φ14		Φ8/20
Δ22	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ23	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ24	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ25	0.60*0.30	4Φ18	5Φ14	5Φ16	Φ8/20
Δ26	0.60*0.30	5Φ14	3Φ16	5Φ14	Φ8/20
Δ28(Δ29)	0.60*0.25		5Φ14		Φ8/20
Δ31	1.00*0.20	4Φ14,4Φ14	4Φ14,4Φ14	4Φ14,4Φ14	Φ8/20
Δ32(Δ33)	1.00*0.20	4Φ14,4Φ14	4Φ14,4Φ14	4Φ14,4Φ14	Φ8/20

Εικόνα 46

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΟΚΩΝ Β' ΟΡΟΦΟΥ					
ΔΟΚΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΣΤΗΡΙΞΗ	ΑΝΟΙΓΜΑ	ΣΤΗΡΙΞΗ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
Δ1	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ2	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ3	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ4	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ5	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ6	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ7	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ8	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ9	0.80*0.30	2Φ20,4Φ20	8Φ20,2Φ12	2Φ20,4Φ20	Φ8/20
Δ10	0.80*0.30	2Φ20,4Φ20	8Φ20,2Φ12	2Φ20,4Φ20	Φ8/20
Δ11	0.80*0.30	2Φ20,4Φ20	8Φ20,2Φ12	2Φ20,4Φ20	Φ8/20
Δ12	0.60*0.30	4Φ18	4Φ18	4Φ18	Φ8/20
Δ13	0.60*0.30	2Φ14	5Φ14,2Φ14,2Φ14	2Φ14	Φ8/20
Δ14	0.60*0.30	2Φ14	5Φ14,2Φ14,2Φ14	2Φ14	Φ8/20
Δ15	0.60*0.30	2Φ14	5Φ14,2Φ14,2Φ14	2Φ14	Φ8/20
Δ16	0.60*0.30	2Φ14	5Φ14,2Φ14,2Φ14	2Φ14	Φ8/20
Δ17	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ18	0.60*0.30		5Φ14		Φ8/20
Δ19	0.60*0.30	4Φ18	5Φ14	2Φ14	Φ8/20
Δ20	0.60*0.25	4Φ18	5Φ14	4Φ18	Φ8/20
Δ21	0.60*0.30	4Φ18	5Φ14		Φ8/20
Δ22	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ23	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ24	0.60*0.30	5Φ14	5Φ14	5Φ14	Φ8/20
Δ25	0.60*0.30	4Φ18	5Φ14	5Φ16	Φ8/20
Δ26	0.60*0.30	5Φ14	3Φ16	5Φ14	Φ8/20
Δ28(Δ29)	0.60*0.25		5Φ14		Φ8/20
Δ31	1.00*0.20	4Φ14,4Φ14	4Φ14,4Φ14	4Φ14,4Φ14	Φ8/20
Δ32(Δ33)	1.00*0.20	4Φ14,4Φ14	4Φ14,4Φ14	4Φ14,4Φ14	Φ8/20

Εικόνα 47

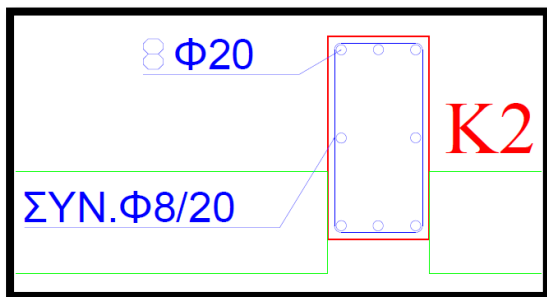
Οπλισμοί φερόντων στοιχείων

✓ Υποστυλώματα

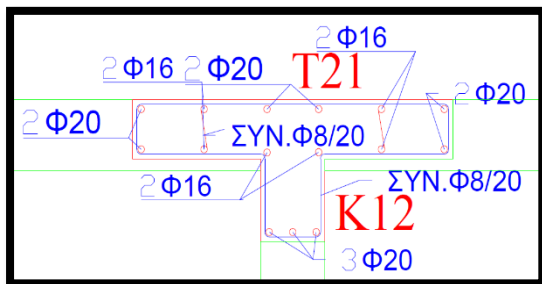
Τα ορθογωνικά υποστυλώματα έχουν ράβδους διαμέτρου $8\Phi 20$ στις 4 γωνίες της διατομής και ανάμεσα και συνδετήρες $\Phi 8$ ανά 20cm . (Βλ. εικόνα 48)

Τα τύπου **T** υποστυλώματα στις γωνίες έχουν ράβδους διαμέτρου $\Phi 20$ εκτός από ενδιάμεσα που είναι $2\Phi 16$ και συνδετήρες $\Phi 8$ ανά 20cm . (Βλ. εικόνα 49)

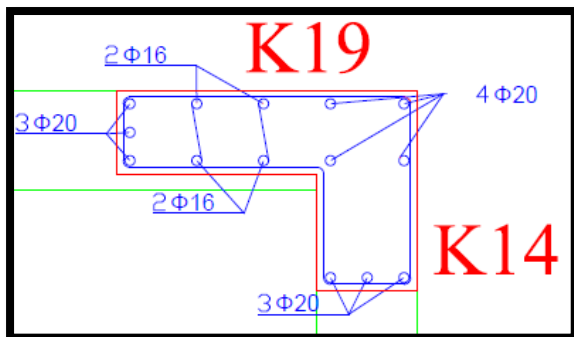
Τα τύπου **Γ** υποστυλώματα έχουν ράβδους διαμέτρου $\Phi 20$ στις γωνίες, ενώ ενδιάμεσα είναι $2\Phi 16$ και συνδετήρες $\Phi 8$ ανά 20cm . (Βλ. εικόνα 50)



Εικόνα 48. Όπλιση ορθογωνικού υποστυλώματος



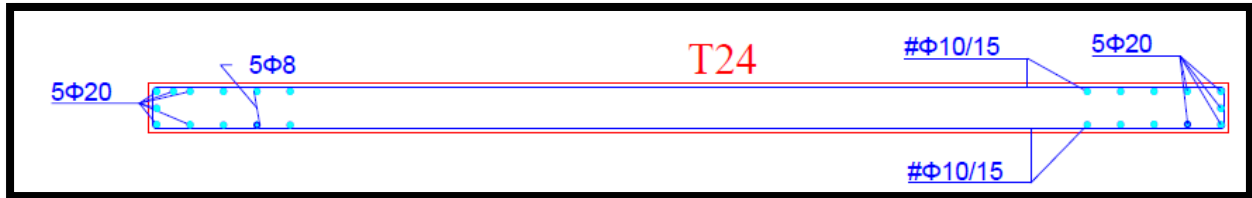
Εικόνα 49. Όπλιση υποστυλώματος μορφής T



Εικόνα 50. Όπλιση υποστυλώματος μορφής Γ.

✓ Τοιχεία

Τα τοιχεία είναι πάχους 20cm με οπλισμό στις γωνίες 4Φ20 και στις πλευρές σχάρες 2#Φ10/20. Ενδεικτικά το τοιχείο T24. (Βλ. εικόνα 51)

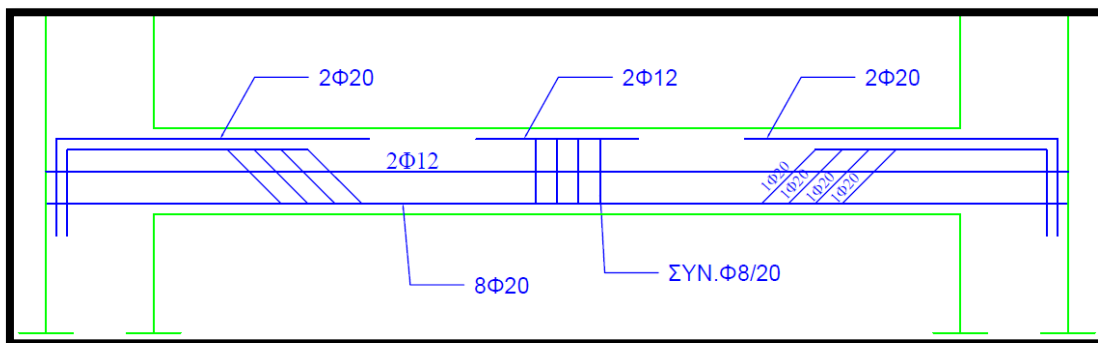


Εικόνα 51

✓ Δοκοί

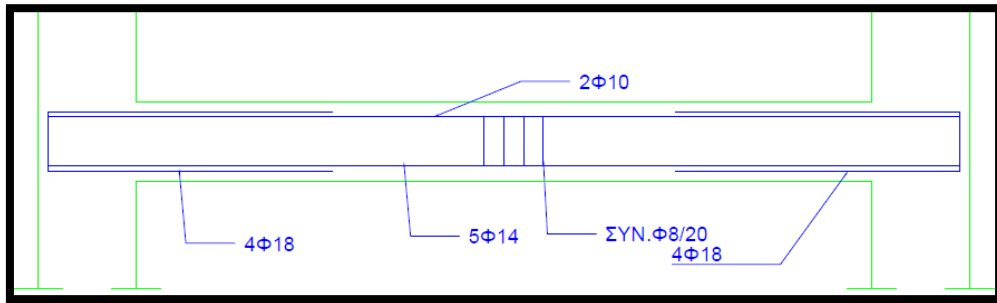
Έχουμε 3 κύριους τρόπους όπλισης των δοκών:

Στην εικόνα 18 βλέπουμε ότι οι δοκοί οπλίζονται με 5Φ14 στο κάτω πέλμα ενώ στο άνω πέλμα έχουμε 2Φ12. Οι τέσσερις ράβδοι κάτω πέλματος Φ20 κάμπτονται προς τα επάνω υπό 45 μοίρες στην περιοχή της στήριξης, διέρχονται δια μέσου του ακραίου υποστυλώματος προς την εξώτατη παρειά όπου και κάμπτονται προς τα κάτω και αγκυρώνονται με συνδετήρες Φ8/20. Δια μέσου των ενδιάμεσων υποστυλωμάτων οι ράβδοι που έχουν καμφθεί προς τα επάνω συνεχίζουν ευθύγραμμα στο επόμενο φάτνωμα όπου και αγκυρώνονται στο πάνω πέλμα της δοκού.



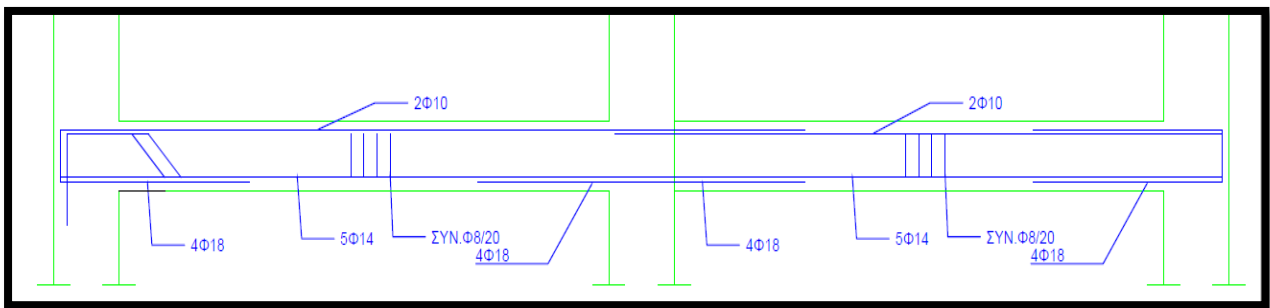
Εικόνα 52

Στην εικόνα 19 έχουμε 5Φ14 στο κάτω πέλμα και 2Φ10 πάνω πέλμα. Συνδετήρες Φ8/20. Οι τέσσερις ράβδοι Φ18



Εικόνα 53

Στην εικόνα 20 βλέπουμε ότι οι δοκοί **B9** και **B10** οπλίζονται με 5Φ14 κάτω και 2Φ10 στο κάτω πέλμα.....



Εικόνα 54

✓ Τοιχώματα ασανσέρ

Τα τοιχεία είναι πάχους 20cm και οπλίζονται στις γωνίες με 4Φ20 και στις πλευρές με 2#Φ10/20.

