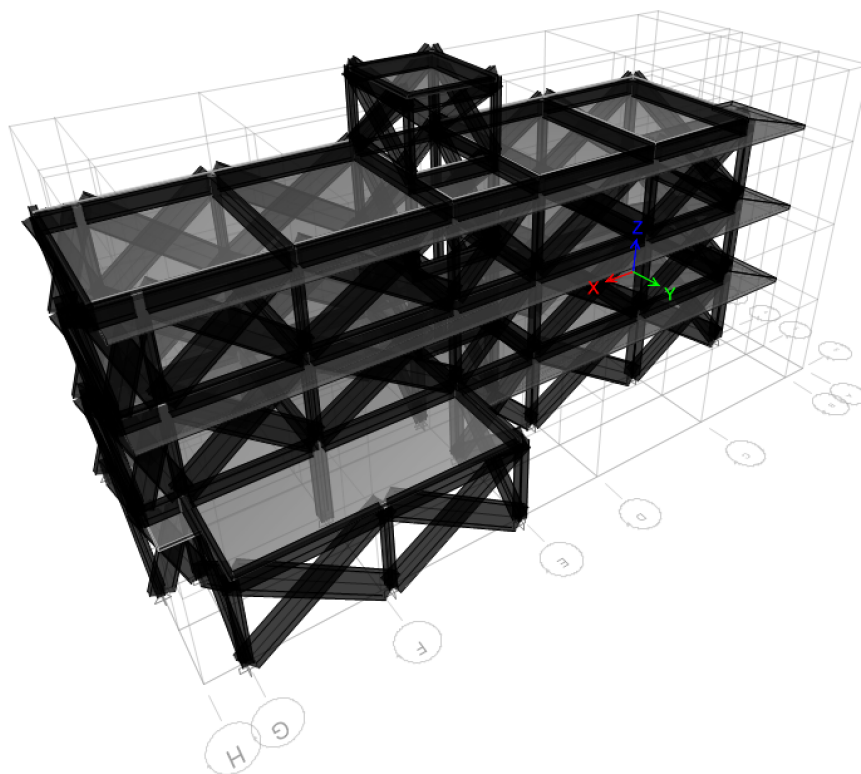




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ

**ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ
ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ
ΣΥΓΚΛΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ**



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΦΡΟΥΣΣΟΣ ΙΩΑΝΝΗΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ:
ΛΑΓΑΡΟΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ
ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΝΙΟΣ 2020

Πρόλογος – Ευχαριστίες

Το παρόν πόνημα υπήρξε για μένα μια ζωηρή πνευματική διεργασία. Η διαδικασία εκπόνησής του δε, θα αποτελεί μια αξιομνημόνευτη εμπειρία εφ' όρου ζωής. Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή μου και Κοσμήτορα της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών, κ. Νίκο Λαγαρό για την άψογη συνεργασία, τις πολύτιμες συμβουλές και το κοινό ενδιαφέρον για τα αποτελέσματα της εργασίας μας.

Θα ήθελα ακόμη να απευθύνω ιδιαίτερες ευχαριστίες στον Χατζηελευθερίου Σταύρο, Διδάκτορα της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών, για την ουσιαστική συμβολή του, την συνολική υποστήριξη και τις ατελείωτες ώρες στο τηλέφωνο.

Τέλος, θα πρέπει να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου προς την οικογένειά μου που υπήρξε συνοδοιπόρος και διαρκής αρωγός στο ταξίδι των προπτυχιακών μου σπουδών.

Αθήνα, Ιούνιος 2020

Φρούσσος Ιωάννης

Βελτιστοποίηση Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφισταμένων Κατασκευών με Σύγκλιση Αποτελεσμάτων Ιδιομορφικής Ανάλυσης

Φρούσσος Ιωάννης
Επιβλέπων: Λαγαρός Νικόλαος

Περίληψη:

Ένας από τους καθοριστικότερους παράγοντες για τη διαπίστωση της στατικής επάρκειας υφισταμένων κατασκευών είναι η ακριβέστερη αποτίμηση της σεισμικής τους συμπεριφοράς. Στην Ελλάδα, οι κατασκευές που χτίστηκαν μετά τη δεκαετία του 1960 – στην πλειοψηφία τους πολυκατοικίες – έχουν αρχίσει να προσεγγίζουν ή και να ξεπερνούν τον χρόνο ζωής του σχεδιασμού τους και να εμφανίζουν ανάγκες για εκτεταμένες ή περιορισμένες επεμβάσεις. Φυσικά, παρόμοια προβλήματα έχουν και ακόμη παλαιότερες κατασκευές που στο χρόνο υλοποίησής τους υπήρχε υποτυπώδης ή και καθόλου αντισεισμικός σχεδιασμός. Εξαιτίας της υψηλής σεισμικότητας που διαθέτει η χώρα μας, είναι σημαντικό να μπορεί να προσδιοριστεί με ακρίβεια και ασφάλεια η ικανότητα σεισμικής απόκρισης των υφισταμένων κατασκευών. Για το λόγο αυτό, επιλέχθηκε κτήριο από οπλισμένο σκυρόδεμα, προσδιορίστηκαν θλιπτική αντοχή και κατάσταση σκυροδέματος με πυρηνοληψία και αναλύθηκε ιδιομορφικά (Μοντέλο-1). Στη συνέχεια, τοποθετήθηκε σύστημα αισθητήρων καταγραφής συχνοτήτων δικής μας κατασκευής σε κρίσιμες θέσεις του κτηρίου. Έχοντας πλέον τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης του μοντέλου και τις πραγματικές ιδιοσυχνότητες του κτηρίου εξακριβώθηκε η απόκλιση στις τιμές των δύο συνόλων. Προσδιορίσαμε τις παραμέτρους που επηρεάζουν την ιδιομορφική ανάλυση, οι οποίες περιορίστηκαν εντός συγκεκριμένων ευρών τιμών, βάσει της διαθέσιμης βιβλιογραφίας. Με την αυτοματοποιημένη διαδικασία συσχετισμού που προσφέρει η επέκταση προγράμματος OCP, πετύχαμε την σύγκλιση των τιμών των ιδιοσυχνοτήτων (Μοντέλο-2). Τέλος, πραγματοποιήθηκε Μη-Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover) στα Μοντέλα 1 και 2 και συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα ως προς την καμπύλη ικανότητας και το σημείο επιτελεστικότητας. Διαπιστώθηκε πως το Μοντέλο-2, με τις πραγματικές ιδιοσυχνότητες, προσεγγίζει με μεγαλύτερη ακρίβεια την πραγματική σεισμική συμπεριφορά του κτηρίου και κατά συνέπεια, μας επιτρέπει να εξάγουμε πιο ασφαλή συμπεράσματα για το αν ικανοποιούνται οι έλεγχοι επάρκειας, αν θα χρειαστεί επέμβαση ή όχι και σε ποιο βαθμό. Για όλες τις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε το στατικό πρόγραμμα «Etabs 2016» της CSI.

Λέξεις Κλειδιά: Ιδιομορφική Ανάλυση, Ιδιοσυχνότητες, Αισθητήρες, Μη-Γραμμική Στατική Ανάλυση, Pushover, Καμπύλη Ικανότητας, Σημείο Επιτελεστικότητας, OCP, Βελτιστοποίηση, Επέμβαση, Etabs 2016

Optimization in Seismic Assessment of Existing Structures via Eigenfrequency Analysis Results Convergence

Froussos Ioannis
Supervisor: Lagaros Nikolaos

Abstract:

One of the most crucial factors to ensure the static adequacy of a structure is the level of accuracy in which we can determine its seismic behavior. In Greece, all buildings constructed after the 1960's – the majority of which are apartment buildings – are now beginning to reach or surpass their designed life-expectancy and are in need of different sorts of repairs and restorations. Buildings even older than that, also face similar problems, because at the time they were constructed, seismic design was at a premature stage or nonexistent. Due to the frequent occurrence of earthquakes in Greece it is significant that we have the ability to determine a building's seismic capacity with high precision. With this purpose in mind we decided to choose an existing building made of reinforced cement concrete and calculate the concrete's compressive strength and condition by carefully extracting various samples. We went onwards and performed modal analysis to calculate the building's eigenfrequencies (Model-1). Next, we placed a self-developed sensor set-up on the surface of specific parts of the building to directly measure the actual occurring eigenfrequencies. We established that there was a difference between the two sets of values. We then specified the variables that affect the modal analysis and defined a value spectrum for each of them, based on the available literature. Using OCP-extension and its automated calibration procedure we were able to alternate Model-1 in order to match the in-situ measurements for the eigenvalues (Model-2). Ultimately, we performed Pushover Analysis, which is a Non-linear Static Analysis, to both Models and compared the Capacity Curves (Pushover Curves) and the Performance Points. The evaluation of the results showed that Model 2 was representing the building's seismic response with much more accuracy, allowing for better conclusions in regard to testing the adequacy and the need for repair actions. All Analysis Procedures were conducted with CSI's "Etabs 2016".

Key Words: Modal Analysis, Eigenvalues, Natural Values, Sensors, Non-linear Static Analysis, Pushover Analysis, Pushover Curve, Performance Point, OCP, Optimization, Repairs, Restoration, Etabs 2016

Πίνακας περιεχομένων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 Εισαγωγή	1
1.1 Ιστορικό Επιλογής Θέματος	1
1.2 Σκοπός και Αντικείμενο.....	2
1.3 Μεθοδολογική Προσέγγιση.....	3
1.4 Διάρθρωση Εργασίας.....	4
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 Ιδιομορφική Ανάλυση	6
2.1 Δυναμική των Κατασκευών.....	6
2.1.1 Δυναμικά Φορτία	6
2.1.2 Σεισμός.....	6
2.1.3 Δυναμική Ανάλυση των Κατασκευών.....	7
2.2 Ιδιομορφική Ανάλυση.....	9
2.3 Επιρροή Ιδιομορφικής Ανάλυσης στον Αντισεισμικό Σχεδιασμό.....	11
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 Μη-Γραμμική Στατική Ανάλυση Pushover	12
3.1 Εισαγωγή	12
3.2 Μεθοδολογία και Βασικά Χαρακτηριστικά.....	12
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Υφιστάμενη Κατασκευή	17
4.1 Βασικά Δεδομένα	17
4.2 Υλικά.....	19
4.2.1 Σκυρόδεμα	19
4.2.1.1 Πυρηνοληψία.....	19
4.2.1.2 Μέθοδος Κρουσίμετρου.....	20
4.2.1.3 Τελικά Αποτελέσματα.....	23
4.2.2 Χάλυβας οπλισμού	23
4.2.2.1 Οπτική Αναγνώριση και Μέθοδος Μεταβολής Ηλεκτρομαγνητικού Πεδίου.....	23
4.2.2.2 Τελικά Αποτελέσματα.....	25

4.2.3 Τοιχοπληρώσεις.....	25
4.3 Ευλότυποι – Τυπικές Διατομές	28
4.4 Φορτίσεις	30
4.5 Θεμελίωση.....	32
4.6 Προσομοίωση.....	33
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Εφαρμογή Ιδιομορφικής Ανάλυσης	52
5.1 Προετοιμασία Προσομοιώματος	52
5.2 Αποτελέσματα Εφαρμογής.....	54
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 Μη-Γραμμική Στατική Ανάλυση Pushover 1	57
6.1 Διαδικασία Εφαρμογής.....	57
6.2 Αποτελέσματα Εφαρμογής	64
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 Μέτρηση Ιδιοσυχνοτήτων	70
7.1 Μετρητικό Σύστημα Αισθητήρων	70
7.2 Μετρούμενες Ιδιοσυχνότητες Κατασκευής.....	71
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 Παράμετροι Επιρροής Ιδιομορφικής Ανάλυσης.....	73
8.1 Εισαγωγή	73
8.2 Μέτρα Ελαστικότητας.....	74
8.2.1 Μέτρο Ελαστικότητας Σκυροδέματος	74
8.2.2 Μέτρο Ελαστικότητας Τοιχοπληρώσεων	75
8.3 Ειδικό Βάρος Σκυροδέματος	78
8.4 Μόνιμα Φορτία Τοιχοπληρώσεων-Επικαλύψεων	78
8.5 Κινητά Φορτία.....	79
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9 Ο.Σ.Ρ.	80
9.1 Γενικά	80
9.2 Εφαρμογή	81
9.2.1 Προετοιμασία.....	81
9.2.2 Αποτελέσματα.....	82

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10 Μη-Γραμμική Στατική Ανάλυση Pushover 2.....	84
10.1 Σύνοψη	84
10.2 Αποτελέσματα	84
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 11 Συμπεράσματα	90
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 12 Βιβλιογραφία	92

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 Εισαγωγή

1.1 Ιστορικό Επιλογής Θέματος

Μετά τον ισοπεδωτικό σεισμό στη Μεσσίνα της Σικελίας το 1908, η τότε Βασιλική Ιταλική Κυβέρνηση αποφάσισε να συστήσει επιτροπή μελέτης της καταστροφής, με αποκλειστικό σκοπό την διερεύνηση και πρόταση μέτρων περιορισμού των μελλοντικών σεισμικών επιπτώσεων. Το πόρισμα αυτής της προσπάθειας είχε ως αποτέλεσμα την πρώτη ποσοτικοποιημένη οδηγία αντισεισμικού σχεδιασμού. Κατά τη διάρκεια του 20^{ου} αιώνα και κυρίως στο δεύτερο μισό του, πληθώρα σφοδρών σεισμικών περιστατικών και ανθρώπινων απωλειών, ανάγκασε αρκετές χώρες να εντάξουν αρχικώς στους οικοδομικούς κανονισμούς τους ορισμένες αντισεισμικές απαιτήσεις και στη συνέχεια να αναπτύξουν συνολικό εθνικό αντισεισμικό κανονισμό, δηλαδή ένα νομικό κείμενο προσδιορισμού των ελάχιστων απαιτήσεων που πρέπει να πληροί μία κατασκευή για να έχει αντισεισμική προστασία. Στην Ελλάδα ο πρώτος Αντισεισμικός Κανονισμός συντάχθηκε και ξεκίνησε να εφαρμόζεται το 1959. Η εξέλιξη του που βρίσκεται σήμερα σε ισχύ, ο Κανονισμός ΕΑΚ 2000, είναι πλήρως συμβατός με τους Ευρωκώδικες, την αντίστοιχη Ευρωπαϊκή προσπάθεια αντισεισμικού σχεδιασμού. Η συλλογική εμπειρία και τα διαθέσιμα στοιχεία συγκλίνουν στο ότι τόσο στην Ευρώπη όσο και στην Ελλάδα κατασκευάζονται πλέον πολύ πιο ανθεκτικές κατασκευές με υψηλή σεισμική θωράκιση. Τι γίνεται όμως με τις ήδη υπάρχουσες κατασκευές που έχουν υλοποιηθεί χωρίς αντισεισμική προστασία;

Έναυσμα για την παρούσα διπλωματική εργασία αποτέλεσαν δύο διαπιστώσεις και μια προσπάθεια. Διαπίστωση νούμερο 1 (προσωπική): Στην Αθήνα, οι περισσότερες πολυκατοικίες χτίστηκαν μαζικά την εποχή της συχνά επονομαζόμενης «πολυκατοικίας της αντιπαροχής». Συγκεκριμένα από τις περίπου 1.000 πολυκατοικίες που κουβαλούσε η πόλη από τον Μεσοπόλεμο, έφτασε να έχει 35.000 το 1980. Δεν θα αναφερθώ στο αρχιτεκτονικό «καλώς» ή «κακώς» αν και έχω άποψη. Θα αναφερθώ όμως στο ότι περίπου 34.000 πολυκατοικίες μοιραία θα φτάσουν σχεδόν ταυτόχρονα στην τελευταία φάση του κύκλου ζωής για τον οποίο σχεδιάστηκαν. Για κτηριακές κατασκευές αυτός ο χρόνος κινείται ενδεικτικά περί τα 50 έτη, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN 1990. Αυτή η ταυτόχρονη συνθήκη θα δημιουργήσει την ανάγκη για άμεση και αξιόπιστη αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και της σεισμικής τους συμπεριφοράς.

Διαπίστωση 2^η (από κοινού): Οι παράμετροι και οι παραδοχές που συνεκτιμώνται και υπεισέρχονται στην διαδικασία αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας μιας υφιστάμενης κατασκευής είναι πολλές και η

φύση της επιρροής του χρόνου και των συνθηκών σε αυτές τέτοια, που ο βαθμός αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων είναι συχνά χαμηλός. Σε συνδυασμό και με τα παραπάνω στοιχεία, γεννιέται μια πρόκληση με αξιοσημείωτη επιστημονική και πρακτική σκοπιμότητα. Η προσπάθεια εξεύρεσης μεθόδων για την εξάλειψη της προκύπτουσας αβεβαιότητας.

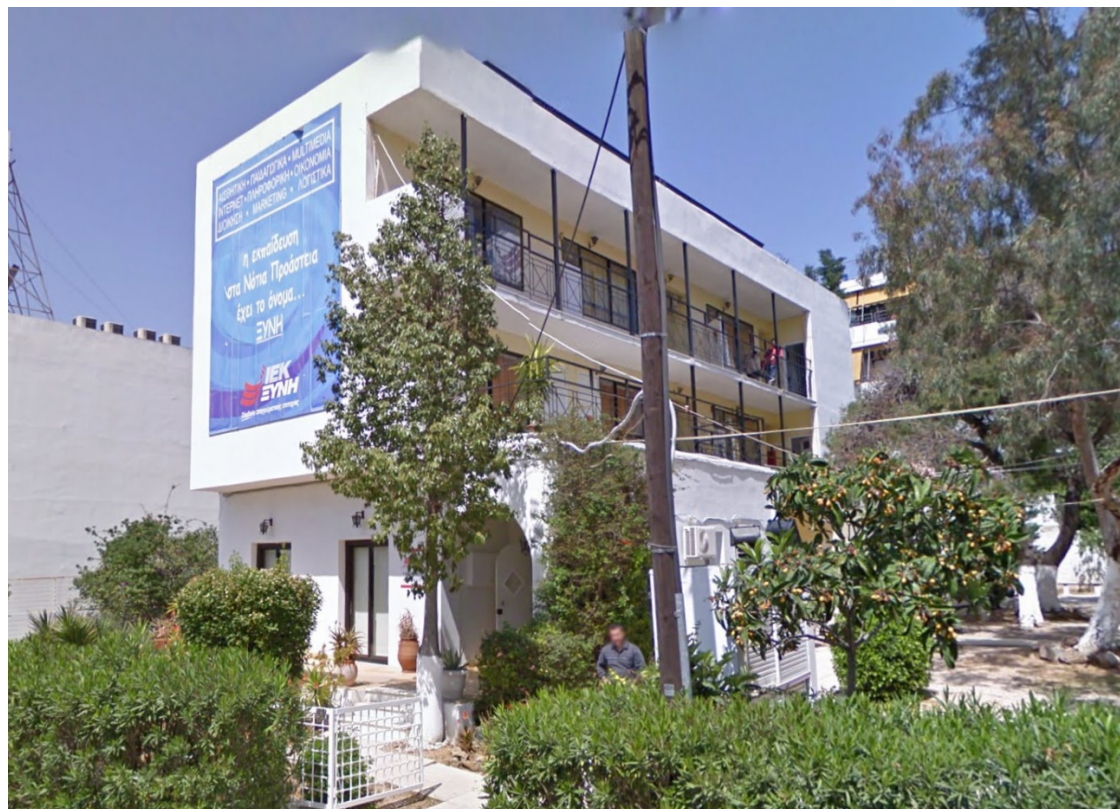
Η προσπάθεια που έδωσε τις δύο διαπιστώσεις μαζί, ήταν αυτή των μελών του Εργαστηρίου Στατικής και Αντισεισμικών Ερευνών, να σχεδιάσουν και τελικά να υλοποιήσουν ένα οικονομικά προσιτό, μικρό και εύκολο στη χρήση σύστημα από αισθητήρες για τη μέτρηση ιδιοσυχνοτήτων σε υπάρχουσες κατασκευές. Μας έδωσε ουσιαστικά την βασική ιδέα για το πως να επιδιώξουμε τη βελτίωση των αποτελεσμάτων των αποτιμήσεων.

1.2 Σκοπός και Αντικείμενο

Επιλέχθηκε υφιστάμενη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα, στην οποία τοποθετήθηκε το σύστημα αισθητήρων και μετρήθηκαν οι ιδιοσυχνότητες της. Πραγματοποιήθηκε Αποτύπωση Οπλισμού και Ποιοτικός Έλεγχος Σκυροδέματος με μη καταστροφικές και ημικαταστροφικές μεθόδους. Συγκεκριμένα εφαρμόστηκε μέθοδος κρουσιμέτρου, μέθοδος μεταβολής ηλεκτρομαγνητικού πεδίου και πυρηνοληψία. Με τα αποτελέσματα του ελέγχου, τη γεωμετρία, τα λοιπά διαθέσιμα στοιχεία και τις προβλεπόμενες από τους κανονισμούς παραδοχές, δημιουργήθηκε το μοντέλο της κατασκευής, το οποίο στη συνέχεια αναλύθηκε ιδιομορφικά. Διαπιστώσαμε ότι υπήρχε απόκλιση μεταξύ των τιμών των ιδιοσυχνοτήτων που είχαν μετρηθεί επί τόπου και εκείνων που υπολογίζονταν μέσω της ανάλυσης.

Στην προκείμενη εργασία επιχειρούμε να εξετάσουμε κατά πόσο αυτή η απόκλιση είναι καθοριστική για την ποιότητα των αποτελεσμάτων της αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας και της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής, όπως αυτά προκύπτουν από την Μη-Γραμμική Στατική Ανάλυση Pushover. Τελικός σκοπός είναι η βελτιστοποίηση της μελέτης αποτίμησης. Με την επιρροή των ιδιοσυχνοτήτων ενός συστήματος στη σεισμική του απόκριση και συγκεκριμένα στην Ανάλυση Pushover να μας είναι ήδη γνωστή, καθώς αναλύεται διεξοδικά στην διαθέσιμη βιβλιογραφία, αποφασίσαμε να επιλέξουμε καθοριστικές για την ιδιομορφική ανάλυση παραμέτρους, να περιορίσουμε κάθε μία από αυτές μέσα σε ένα εύρος επιτρεπόμενων τιμών και μέσω αυτοματοποιημένης διαδικασίας συσχετισμού των τιμών των μεταβλητών, να κάνουμε το μοντέλο μας να συγκλίνει στις επιτόπου μετρημένες ιδιοσυχνότητες. Με εφαρμογή της Μη-Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης Pushover τόσο στο αρχικό όσο και στο τροποποιημένο μοντέλο, θα εξακριβώσουμε την επίπτωση της προσπάθειάς μας στα παραγόμενα αποτελέσματα.

Σε ότι αφορά την κατασκευή στην οποία έγινε η εφαρμογή, πρόκειται για κτήριο που βρίσκεται στην περιοχή της Γλυφάδας, αποτελείται από ισόγειο και δύο ορόφους και έχει χρήση φροντιστηρίου. Ο φέρων οργανισμός του είναι κατασκευασμένος εξολοκλήρου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Είναι επίμηκες, με διαστάσεις κύριων διευθύνσεων 6,40 μ. επί 23,55 μ. και επιφάνεια κάλυψης οικοπέδου 185 τ.μ.



Εικόνα 1.1 Αποψη Κτηρίου από Google Street View

1.3 Μεθοδολογική Προσέγγιση

Αφού οριστικοποιήθηκε ο βασικός επιδιωκόμενος στόχος της εργασίας, ακολούθησε εκτενής έρευνα και κριτική επισκόπηση της διαθέσιμης Ελληνικής και διεθνούς βιβλιογραφίας σχετικά με την Ιδιομορφική Ανάλυση και τις μεθόδους αποτίμησης σεισμικής συμπεριφοράς. Έτσι, συμπληρώθηκε το θεωρητικό υπόβαθρο και αποκτήθηκε η απαραίτητη εις βάθος εξοικείωση με το περιεχόμενο των εννοιών που πραγματεύεται η εργασία. Ακόμη έγινε προσπάθεια διάγνωσης σημείων που χρήζουν περαιτέρω διερεύνησης.

Στη συνέχεια, έγινε η επιλογή της υφιστάμενης κατασκευής καθώς και η μέθοδος αποτίμησής της, η Μη-Γραμμική Στατική Ανάλυση (Pushover). Ακόμη, αποφασίστηκε η χρήση του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή Etabs 2016 για την πραγματοποίηση της

ανάλυσης, του συστήματος αισθητήρων του εργαστηρίου για την μέτρηση των ιδιοσυχνοτήτων και τέλος της προγραμματιστικής επέκτασης OCP για την επεξεργασία των τιμών των παραμέτρων της ιδιομορφικής ανάλυσης.

Τέλος, διατυπώθηκαν και εφαρμόστηκαν όλες οι διαδικασίες συλλογής, επεξεργασίας και παρουσίασης των αποτελεσμάτων των αναλύσεων, και εξασφαλίστηκε η σταθερότητα στις συνθήκες διεξαγωγής τους ώστε τα αποτελέσματα να είναι συγκρίσιμα και τα συμπεράσματα που προκύπτουν αξιόπιστα.

1.4 Διάρθρωση Εργασίας

Στο **πρώτο κεφάλαιο** γίνεται εισαγωγή στους προβληματισμούς και τις συνθήκες που οδήγησαν στην επιλογή του θέματος. Αναφέρονται ο σκοπός και το αντικείμενο της εργασίας, συνοπτικά στοιχεία που θα αναλυθούν διεξοδικά στη συνέχεια καθώς και εργαλεία, μέσα και εφαρμογές που χρησιμοποιήθηκαν για την επίτευξή τους. Επίσης, περιγράφεται η μεθοδολογική προσέγγιση που αποκρυσταλλώνει την συλλογιστική πορεία και τη λογική ακολουθία των βημάτων της εργασίας.

Στο **δεύτερο κεφάλαιο** αναπτύσσεται η έννοια της ιδιομορφικής ανάλυσης των κατασκευών. Παρατίθενται αρχικώς, βασικά θεωρητικά στοιχεία των δυναμικών φαινομένων, του σεισμού και της δυναμικής ανάλυσης των κατασκευών. Ορίζεται η ιδιομορφική ανάλυση και ερμηνεύεται η σημασία των ιδιοσυχνοτήτων και των ιδιομορφών για το δυναμικό σύστημα. Περιγράφεται το βασικό μαθηματικό υπόβαθρο της μεθόδου. Δίνεται έμφαση στην επιρροή της ιδιομορφικής ανάλυσης στον αντισεισμικό σχεδιασμό.

Το **τρίτο κεφάλαιο** αφορά την Μη-Γραμμική Στατική Μέθοδο Pushover. Διερευνώνται οι λόγοι που οδήγησαν στην ανάπτυξη της μεθόδου. Περιγράφονται τα βασικά χαρακτηριστικά και τα συγκριτικά της πλεονεκτήματά, που την ανέδειξαν τα τελευταία χρόνια σε ένα από τα βασικά εργαλεία αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς υφισταμένων κατασκευών.

Στο **τέταρτο κεφάλαιο** παρουσιάζεται λεπτομερώς η υφιστάμενη κατασκευή που έχει επιλεγεί για την εξυπηρέτηση του σκοπού της εργασίας. Εισάγονται τα βασικά δεδομένα και περιγράφεται η διαδικασία προσδιορισμού των χαρακτηριστικών των υλικών της κατασκευής. Προσδιορίζονται τα μέλη, οι τυπικές διατομές, οι φορτίσεις και ο τρόπος θεμελίωσης. Τέλος, περιγράφεται με λεπτομέρεια η διαδικασία αρχικής προσομοίωσης του φορέα στο πρόγραμμα Etabs 2016.

Στο **πέμπτο κεφάλαιο** υλοποιείται η Ιδιομορφική Ανάλυση. Γίνεται προετοιμασία του προσομοιώματος για την εφαρμογή και δίνονται

ορισμένες τελικές διευκρινήσεις. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης στο αρχικό μοντέλο.

Στο **έκτο κεφάλαιο** δίνονται τελικές διευκρινήσεις πριν την εφαρμογή της Μη-γραμμικής Ανάλυσης Pushover στο μοντέλο. Γίνεται περιγραφή της διαδικασίας στο Etabs. Παρατίθενται τα πλήρη αποτελέσματα της ανάλυσης. Ολοκληρώνεται η πρώτη αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς.

Στο **έβδομο κεφάλαιο** μετρούνται οι ιδιοσυχνότητες της κατασκευής. Παρουσιάζεται η διάταξη εγκατάστασης του μετρητικού συστήματος και τα χαρακτηριστικά του. Παρατίθενται τα αποτελέσματα των επιτόπου μετρήσεων.

Στο **όγδοο κεφάλαιο** καταγράφονται οι παράμετροι που επηρεάζουν καθοριστικά την ιδιομορφική ανάλυση και η αβεβαιότητα των τιμών, στην οποία τελικά οφείλεται η απόκλιση των ιδιοσυχνοτήτων. Επιλέγεται εύλογο εύρος τιμών που μπορεί να έχει κάθε μία για την κατασκευή μας, βάσει της διαθέσιμης βιβλιογραφίας και επαρκούς αιτιολόγησης.

Στο **ένατο κεφάλαιο** δίνονται οι βασικές αρχές λειτουργίας της επέκτασης OCP, το ιστορικό ανάπτυξής του και παραδείγματα της χρησιμότητάς του στην επίλυση πρακτικών υπολογιστικών προβλημάτων. Περιγράφεται η αντικειμενική συνάρτηση του συσχετισμού που θέλουμε να εκτελέσει. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της αυτοματοποιημένης διαδικασίας.

Στο **δέκατο κεφάλαιο** δίνονται τελικές διευκρινήσεις πριν την εφαρμογή της δεύτερης Ανάλυσης Pushover στο τροποποιημένο μοντέλο. Παρατίθενται τα πλήρη αποτελέσματα της ανάλυσης. Ολοκληρώνεται η δεύτερη αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής.

Στο **ενδέκατο κεφάλαιο** γίνεται η τελική σύγκριση και ερμηνεία των αποτελεσμάτων μεταξύ των δύο Αναλύσεων Pushover. Περιγράφεται ο τρόπος αξιοποίησης βάσει των παραγόμενων αποτελεσμάτων. Προτείνονται ιδέες για περαιτέρω διερεύνηση σε μέλλοντα χρόνο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 Ιδιομορφική Ανάλυση

2.1 Δυναμική των Κατασκευών

2.1.1 Δυναμικά Φορτία

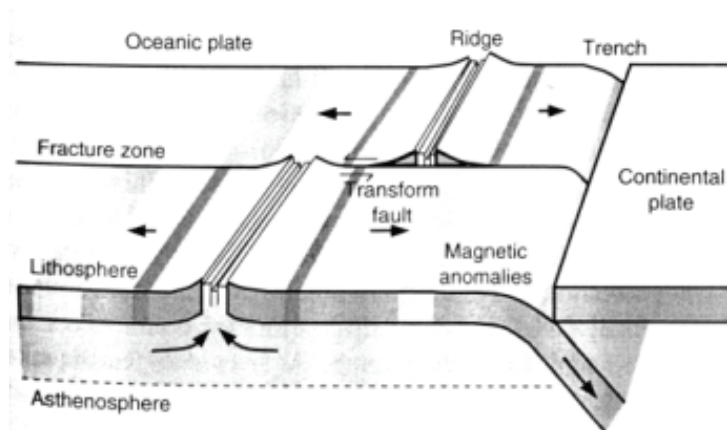
Οι διεγέρσεις και τα φορτία που αυτές επιβάλλουν στις κατασκευές παίρνουν τον επιθετικό προσδιορισμό δυναμικά όταν είναι χρονικώς μεταβαλλόμενα. Συνεπώς, δυναμικά ονομάζονται εκείνα τα φορτία που αλλάζει το μέτρο, η κατεύθυνση ή το σημείο εφαρμογής τους με τον χρόνο. Όταν ο τρόπος που συντελείται αυτή η μεταβολή είναι σταθερός και γνωστός τα δυναμικά φορτία χαρακτηρίζονται αιτιοκρατικά. Όταν πάλι δεν υπάρχει σαφής νόμος που να περιγράφει την εξέλιξη της μεταβολής, τα δυναμικά φορτία ονομάζονται τυχαία ή στοχαστικά και ο ακριβής προσδιορισμός της δυναμικής φόρτισης γίνεται εξαιρετικά απαιτητικός. Σε αυτή την κατηγορία εντάσσονται τα φορτία του ανέμου, των θαλάσσιων κυματισμών, τα φορτία στις γέφυρες λόγω τις διέλευσης οχημάτων και άλλα. Το πιο χαρακτηριστικό στοχαστικό φαινόμενο που μας απασχολεί συνήθως σε σχέση με τις κατασκευές είναι ο σεισμός.

2.1.2 Σεισμός

Σεισμός είναι το φυσικό δυναμικό φαινόμενο που προκαλεί ασυνήθιστες επιταχύνσεις του εδάφους. Η πρόκληση σεισμικών γεγονότων γίνεται εξαιτίας της κίνησης των λιθοσφαιρικών πλακών, οι οποίες συνθέτουν το εξωτερικό κέλυφος της γης. Οι πλάκες επιπλέουν πάνω στην ασθενόσφαιρα που είναι το εξωτερικό στρώμα του μανδύα της γης και αποτελείται από ημίρρευστο υλικό. Εντός του υλικού αναπτύσσονται ρεύματα μεταφοράς που ασκούν εφαπτομενικές τάσεις στις κάτω επιφάνειες των πλακών, οι οποίες συγκλίνουν (ηπειρωτικό σύστημα διάρρηξης) ή αποκλίνουν (ωκεάνιο σύστημα διάρρηξης). Η διάρρηξη προκαλεί τριβές μεταξύ των πετρωμάτων των πλακών, σταδιακή παραμόρφωση και συσώρευση δυναμικής ενέργειας. Τα πετρώματα υπερβαίνουν την αντοχή τους, επέρχεται η θραύση τους και δημιουργείται σεισμικό ρήγμα. Η συσσωρευμένη ενέργεια μετατρέπεται από δυναμική σε κινητική με τη μορφή κυμάτων.

Τα αρχικά σεισμικά κύματα είναι χωρικού τύπου και κατατάσσονται σε δύο είδη, τα διαμήκη και τα εγκάρσια. Καθώς όμως διέρχονται από τα μαλακά εδαφικά στρώματα ανακλώνται και διαθλώνται, με αποτέλεσμα οι πλειοψηφία τους να εκφυλίζεται σε οριζοντίως πολωμένα, εγκάρσια, ελαστικά κύματα, που είναι τελικά και αυτά στα οποία οφείλονται οι κυρίαρχες δονήσεις στην επιφάνεια της γης. Ταυτόχρονα, δημιουργούνται επιφανειακού τύπου κύματα, όπως τα κύματα του Rayleigh και τα κύματα του Love.

Το μέγεθος ενός σεισμού για πολλές δεκαετίες προέκυπτε μέσω της πολύ γνωστής - και δημοσιογραφικά πρωταγωνιστικής - κλίμακας Richter. Πλέον έχει αντικατασταθεί, τουλάχιστον για την επιστήμη του μηχανικού και του αντισεισμικού σχεδιασμού, από το μέγεθος της σεισμικής ροπής M_w . Σε ορισμένες περιπτώσεις που δεν υπάρχουν ενόργανες μετρήσεις μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως ποιοτικό μέτρο εκτίμησης του σεισμού η ένταση, όπως προκύπτει ως τιμή από γνωστές κλίμακες (Mercalli, MSK, επταβάθμια ιαπωνική).



Εικόνα 2.1 Απλοποιημένο Γεωφυσικό Μοντέλο της Ζώνης Διάρρηξης

2.1.3 Δυναμική Ανάλυση των Κατασκευών

Από όλα τα παραπάνω, γίνεται πλήρως κατανοητό πως ο σεισμός είναι μια εξαιρετικά πολύπλοκη δυναμική διέγερση, της οποίας η περιγραφή και ανάλυση απαιτεί συστηματική προσπάθεια, μεθοδικότητα, πλήθος δεδομένων και ισχυρά μαθηματικά εργαλεία. Η παγκόσμια συλλογική εμπειρία έχει αναδείξει την καθοριστική σημασία της μελέτης και πρόβλεψης των σεισμικών φαινομένων για την ασφάλεια του ανθρώπου στο σύγχρονο δομημένο περιβάλλον. Στην υψηλή πολυπλοκότητα του φαινομένου και της ερμηνείας του, έρχεται ωστόσο να προστεθεί ένα ακόμη πρόβλημα, το πως επιβάλλονται τα σεισμικά φορτία στις κατασκευές και με ποιο τρόπο αυτές αποκρίνονται.

Μια από τις πρώτες προσεγγίσεις για τα σεισμικά φορτία επί των κατασκευών, ήταν η θεώρησή τους αρχικώς ως στατικά, στο στάδιο της προμελέτης και εκ των υστέρων ως πρόσθετα αδρανειακά, ανάλογα της μάζας και της εκτιμώμενης επιτάχυνσης του συστήματος της κατασκευής. Η μέθοδος αυτή προοδευτικά αποδείχθηκε ανεπαρκής και τελικά εγκαταλείφθηκε. Σήμερα, τα σεισμικά φορτία εισάγονται με την πραγματική δυναμική τους φύση στους φορείς και εκτελούνται πλήρεις δυναμικές αναλύσεις, οι οποίες μάλιστα απαιτούνται και από όλους τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς.

Η φύση όμως των κατασκευών, σε σχέση και με τα δυναμικά φαινόμενα, παρουσιάζει επίσης μεγάλη πολυπλοκότητα και η προσπάθεια εισαγωγής όλων των σχετικών δεδομένων για την επίλυση του πραγματικού

δυναμικού προβλήματος ήταν πρακτικά αδύνατη. Έπρεπε λοιπόν, να απλοποιηθεί ο τρόπος προσομοίωσης των κατασκευών και να προσδιοριστούν τα πιο καθοριστικά χαρακτηριστικά για τον σχεδιασμό και την δυναμική απόκρισή τους, δημιουργώντας το αντιπροσωπευτικότερο δυνατό αποτέλεσμα. Σε ότι αφορά την υπολογιστική διαδικασία της δυναμικής ανάλυσης, παλαιότερα η δυσκολία έγκειτο στο μεγάλο πλήθος των βαθμών ελευθερίας των κατασκευών.

Στους πλαισιακούς φορείς η απλοποίηση έγινε με τη χρήση συγκεντρωμένων μαζών, όπου εκτιμάται με αρκετή συνέπεια ότι η διανεμημένη μάζα συγκεντρώνεται σε επιλεγμένους κόμβους. Η θεώρηση αυτή, σε συνδυασμό και με άλλες εύλογες παραδοχές, επέτρεψε την κατακόρυφη μείωση του αριθμού των βαθμών ελευθερίας του συστήματος. Σε γραμμικούς και επιφανειακούς φορείς, όπου η μάζα και η δυσκαμψία είναι ομοιόμορφα κατανεμημένες, η παραπάνω τεχνική δεν έχει εφαρμογή. Για αυτούς χρησιμοποιείται η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, μιας διαδεδομένης τεχνικής διακριτοποίησης, όπου η κατασκευή διαιρείται σε στοιχειώδη τμήματα που συνδέονται μεταξύ τους μέσω κόμβων. Τα στοιχειώδη τμήματα, με τρόπο συμβατό με την διαδικασία της δυναμικής ανάλυσης, συγκεντρώνουν το σύνολο της μάζας και οι κόμβοι το σύνολο των βαθμών ελευθερίας του φορέα. Τα διαθέσιμα ηλεκτρονικά προγράμματα που κάνουν χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων και αξιοποιούν τα εργαλεία που προσφέρει η αριθμητική ανάλυση, κάνουν απλή τη διαδικασία επίλυσης προσομοιωμάτων με πολύ μεγάλο αριθμό βαθμών ελευθερίας.

Τελικά, η δυναμική απόκριση των κατασκευών, περιγράφεται μέσω διαφορικών εξισώσεων κίνησης. Αυτές συνήθως προκύπτουν από την εφαρμογή συνθηκών. Ο συνηθέστερος τρόπος είναι η αρχή του D'Alembert, δηλαδή η εφαρμογή της συνθήκης της δυναμικής ισορροπίας στον φορέα (2ος Νόμος του Νεύτωνα). Ακόμη, μπορούν να προκύψουν με ενεργειακές θεωρήσεις, δηλαδή αξιοποίηση της αρχής δυνατών έργων ή της αρχής Hamilton. Κατά περίπτωση αποφασίζεται η καταλληλότητα της κάθε μεθόδου.

2.2 Ιδιομορφική Ανάλυση

Μία από τις μεθόδους δυναμικής ανάλυσης είναι η ιδιομορφική ανάλυση. Πρόκειται ουσιαστικά για τη μελέτη και τον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών ενός μηχανικού συστήματος. Η μέθοδος της ιδιομορφικής ανάλυσης συνοψίζεται στην εύρεση των ιδιοσυχνοτήτων και των ιδιομορφών του συστήματος. Ενώ η φύση της μεθόδου είναι καθαρά μαθηματική, τα αποτελέσματά της έχουν μεγάλο εύρος πρακτικών εφαρμογών τόσο στη σχεδίαση νέων κατασκευών όσο και στην παρακολούθηση υφισταμένων.

Έχουμε ορίσει ως συχνότητα τον αριθμό των επαναλήψεων ενός γεγονότος στη μονάδα του χρόνου. Αυτή η συχνότητα αποτελεί ιδιότητα του αιτίου που προκαλεί το επαναληπτικό γεγονός. Υπάρχουν όμως και οι φυσικές συχνότητες ή ιδιοσυχνότητες. Είναι φυσικά χαρακτηριστικά της απόκρισης των συστημάτων και εσωτερικές ιδιότητες, καθώς δεν εξαρτώνται από κανέναν άλλο εξωτερικό παράγοντα. Για να κατανοήσουμε τις ιδιοσυχνότητες και την συνεπακόλουθη έννοια των ιδιομορφών, θα πρέπει να ορίσουμε την ελεύθερη ταλάντωση.

Ελεύθερη ονομάζεται η ταλάντωση που εκτελεί ένα μηχανικό σύστημα χωρίς καμία εξωτερική επιρροή πέρα από την αρχική ώθηση που το θέτει σε κίνηση. Εύλογα θα σκεφτεί κανείς ότι η ταλάντωση που θα ξεκινήσει να διαγράφει αυτό το σύστημα δεν μπορεί να είναι ανεξάρτητη από τον τρόπο με τον οποίο τίθεται σε ισχύ. Πράγματι, αν απομακρύνουμε ένα υπάρχον σύστημα από την θέση ισορροπίας του με δύο διαφορετικούς τρόπους και το αφήσουμε ελεύθερο να ταλαντωθεί, αυτό που θα παρατηρήσουμε είναι ότι ενώ η αλλαγή της αρχικής συνθήκης κάνει την κίνηση να μοιάζει φαινομενικά διαφορετική, τα συστατικά στα οποία αναλύεται παραμένουν ίδια. Μια επαλληλία προδιαγεγραμμένων φυσικών μετατοπίσεων, αποτυπωμένων στο «DNA» του συστήματος, που εξαρτώνται αποκλειστικά από τη μάζα και τη δυσκαμψία του. Κάθε μια από αυτές τις μετατοπίσεις είναι ανεξάρτητη και έχει τη δική της μορφή και συχνότητα. Ονομάζονται ιδιομορφές και ιδιοσυχνότητες του συστήματος αντίστοιχα.

Άλλες από αυτές έχουν μεγαλύτερη φυσική διάθεση επιρροής στην συνολική μετατόπιση και ονομάζονται κύριες και άλλες μικρότερη. Συνήθως οι ιδιομορφές με χαμηλότερης τάξης μαθηματική έκφραση έχουν την μεγαλύτερη συνεισφορά στην απόκριση της κατασκευής. Όσο η τάξη αυξάνεται οι ιδιομορφές συνεισφέρουν όλο και λιγότερο και η αξιοπιστία με την οποία προσδιορίζονται μειώνεται. Ο τελικός βαθμός συμμετοχής κάθε ιδιομορφής σε πραγματικές καταστάσεις εξαρτάται και από την πηγή που διεγείρει το σύστημα. Η ιδιομορφική ανάλυση βασίζεται στο γεγονός ότι η απόκριση ενός δυναμικού συστήματος μπορεί να εκφραστεί ως υπέρθεση των ιδιομορφών.

Τα βήματα της ιδιομορφικής ανάλυσης έχουν ως εξής:

- Καθορισμός της γεωμετρίας και των ιδιοτήτων της κατασκευής (μάζα, δυσκαμψία, σταθερά απόσβεσης)
- Προσδιορισμός ιδιοσυχνοτήτων και ιδιομορφών
- Απόκριση κατασκευής για κάθε ιδιομορφή
 - Σχηματισμός και επίλυση των ιδιομορφικών εξισώσεων για κάθε ιδιομορφή
 - Υπολογισμός επικόμβιων μετατοπίσεων για κάθε ιδιομορφή
 - Υπολογισμός εντατικών μεγεθών των στοιχείων που σχετίζονται με τις επικόμβιες μετατοπίσεις για κάθε ιδιομορφή
- Υπέρθυση των συνεισφορών όλων των ιδιομορφών για τον προσδιορισμό της ολικής δυναμικής απόκρισης της κατασκευής

Τα μαθηματικά εργαλεία που απαιτούνται για την πραγματοποίηση των παραπάνω βημάτων ανήκουν σε ένα ευρύ φάσμα και περιλαμβάνουν από μητρικούς μετασχηματισμούς μέχρι στατιστική ανάλυση δεδομένων. Μέχρι σήμερα έχουν τεκμηριωθεί διάφορες μέθοδοι ιδιομορφικής ανάλυσης των κατασκευών. Τα στατικά προγράμματα ηλεκτρονικών υπολογιστών πραγματοποιούν δυναμικές αναλύσεις, όπως η ιδιομορφική, με εφαρμογή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων. Συγκεκριμένα στο Etabs, το στατικό πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία, η αριθμητική διαδικασία που ακολουθείται είναι η εξής:

- Υπολογισμός ιδιομορφών και αντίστοιχων ιδιοσυχνοτήτων του μοντέλου λύνοντας το πρόβλημα ιδιοτιμής

$$[k - \omega^2 m] \hat{v} = 0$$

- Θεώρηση λόγων απόσβεσης ξ_n από εμπειρικά δεδομένα
- Οι N συζευγμένες εξισώσεις κίνησης δίνονται από τη σχέση

$$m \ddot{v}(t) + c \dot{v}(t) + k v(t) = p(t)$$

- Η μετατροπή τους σε N μη συζευγμένες διαφορικές εξισώσεις γίνεται μέσω των εκφράσεων

$$\ddot{Y}_n(t) + 2 \xi_n \omega_n \dot{Y}_n(t) + \omega_n^2 Y_n(t) = \frac{P_n(t)}{M_n} \quad \text{where} \quad n = 1, 2, \dots, N$$

$$M_n = \phi_n^T \cdot m \cdot \phi_n \quad \text{and} \quad P_n(t) = \phi_n^T \cdot p(t)$$

Όπου Y_n είναι το ιδιομορφικό πλάτος και προσδιορίζεται μέσω του ολοκληρώματος Duhamel

- Η λύση αποδίδει τη σχέση της μετατόπισης

$$v = \Phi Y$$

όπου Φ είναι $N \times N$ ιδιομορφικός πίνακας που μετατρέπει το γενικευμένο διάνυσμα συντεταγμένων Y σε γεωμετρικό διάνυσμα συντεταγμένων v

- Η πραγματική δυναμική απόκριση της κατασκευής προκύπτει από την επίλυση κάθε μη συζευγμένης ιδιομορφικής εξίσωσης και τελικά με την υπέρθεση των μετατοπίσεων.

2.3 Επιρροή Ιδιομορφικής Ανάλυσης στον Αντισεισμικό Σχεδιασμό

Γίνεται εύκολα αντιληπτό πόσο σημαντικός είναι ο προσδιορισμός της φυσικώς προκύπτουσας δυναμικής πληροφορίας μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης, για την αντιμετώπιση κάθε είδους δυναμικής φόρτισης που μπορεί να επιβληθεί σε μία κατασκευή και ιδίως για τον σεισμό. Αποτελεί απαραίτητο συστατικό για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών. Την σύνδεση μεταξύ ιδιομορφικής ανάλυσης και αντισεισμικού σχεδιασμού διατύπωσε για πρώτη φορά ο D.J. Ewins το 1984. Η ιδιομορφική ανάλυση χρησιμοποιείται για τον έλεγχο της ευστάθειας των κατασκευών, της συνολικής αντοχής τους καθώς και για τον εντοπισμό των σημείων που υφίστανται τις μεγαλύτερες καταπονήσεις και μετατοπίσεις. Επίσης, μπορεί να προσδιορίσει τις θέσεις μεγαλύτερης ευαισθησίας και επικινδυνότητας των κατασκευών.

Ακόμη, μπορεί να είναι προαπαιτούμενη για άλλες δυναμικές αναλύσεις του αντισεισμικού σχεδιασμού, όπως η ανάλυση μεταβατικής απόκρισης, η ανάλυση αρμονικής απόκρισης και η φασματική ανάλυση.

Οι ιδιοσυχνότητες μια κατασκευής επιβάλλεται να είναι γνωστές για έναν ακόμη εξαιρετικά κρίσιμο λόγο. Πρέπει πάντα να εξασφαλίζεται ότι οι συχνότητες των σεισμικών φαινομένων που μπορεί να εμφανιστούν στην περιοχή μιας κατασκευής, δεν θα ταυτίζονται σε καμία περίπτωση με τις κύριες ιδιοσυχνότητές της. Αν η ιδιοσυχνότητα μια κατασκευής ταυτιστεί με τη συχνότητα ενός σεισμού υπάρχει υψηλή πιθανότητα εμφάνισης φαινομένων συντονισμού και κίνδυνος εκτεταμένων μόνιμων βλαβών.

Κατά το συντονισμό, η συχνότητα του διεγέρτη ταυτίζεται με την ιδιοσυχνότητα του συστήματος που εκτελεί την ταλάντωση. Το δυναμικό σύστημα αποκτά το μέγιστο δυνατό πλάτος ταλάντωσης (μετατοπίσεις) και τη μέγιστη δυνατή ενέργεια. Το θεωρητικό μοντέλο εξάλλου υποδεικνύει ότι όταν δεν υπάρχουν αποσβεστικές δυνάμεις, τότε το πλάτος της ταλάντωσης γίνεται άπειρο. Ως αποτέλεσμα αυτής της κατάστασης ο ταλαντωτής κινδυνεύει να καταστραφεί. Στις δομικές κατασκευές αυτή η καταστροφή εκδηλώνεται με αστοχία των υλικών, πολλές φορές ακόμη και με ολική κατάρρευση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 Μη-Γραμμική Στατική Ανάλυση Pushover

3.1 Εισαγωγή

Από την εποχή της διεξαγωγής απλών γραμμικών αναλύσεων, έχουμε πλέον προχωρήσει και εφαρμόζουμε σύνθετες στατικές και δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις τόσο για τον προσδιορισμό των αντισεισμικών απαιτήσεων των νέων κατασκευών όσο και για τον έλεγχο της σεισμικής συμπεριφοράς των υφισταμένων. Ένα από τα αναπτυσσόμενα πεδία στον αντισεισμικό σχεδιασμό είναι αυτό του σχεδιασμού με βάση την επιτελεστικότητα (Performance Based Design).

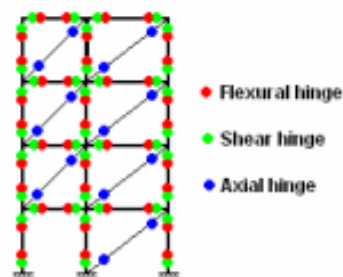
Έχει γίνει ευρέως αντιληπτό ότι οι ανελαστικές αναλύσεις που έχουν αναπτυχθεί μπορούν να περιγράψουν με μεγαλύτερη ακρίβεια την απόκριση μίας κατασκευής στα σεισμικά φαινόμενα, καθώς συνυπολογίζουν την μετελαστική συμπεριφορά των μελών της. Συγχρόνως, μπορούν να ταυτοποιήσουν τα μέλη που είναι περισσότερο κρίσιμα κατά τη διάρκεια ενός σεισμού και για τα οποία πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη έμφαση κατά το σχεδιασμό και τη διαστασιολόγηση στις νέες κατασκευές ή την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό στις υφιστάμενες. Η ανάγκη για μια απλή και άμεση μέθοδο πρόβλεψης της ανελαστικής συμπεριφοράς οδήγησε στην ανάπτυξη της Μη-Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης Pushover (Υπερωθητική Ανάλυση). Η Pushover μπορεί να αποδώσει ικανοποιητικά και χωρίς υπολογιστικό φόρτο τον τρόπο ενεργοποίησης της πλάστιμης συμπεριφοράς μίας κατασκευής, τις ενδιάμεσες καταστάσεις μέχρι την αστοχία καθώς και την τελική μορφή της αστοχίας. Έτσι, μπορούμε να καταλήγουμε γρήγορα σε ορθολογικά και ασφαλή συμπεράσματα για την απόκριση μίας κατασκευής και να καθορίζουμε ενέργειες επέμβασης, εφόσον αυτό απαιτείται.

3.2 Μεθοδολογία και Βασικά Χαρακτηριστικά

Η Pushover Ανάλυση χρησιμοποιείται εκτεταμένα στις αποτιμήσεις υφισταμένων κατασκευών, ενώ στις νέες κατασκευές συνηθίζεται να εκτελείται πρώτα κάποια γραμμική σεισμική ανάλυση, για τον αρχικό σχεδιασμό της κατασκευής και στη συνέχεια η Pushover, που μπορεί να αναδείξει επιπλέον απαιτήσεις σχεδιασμού. Για την υλοποίηση της ανάλυσης, θεωρούμε ότι εφαρμόζονται πλευρικά φορτία στην κατασκευή, τα οποία έχουν σταθερή καθ' ύψος κατανομή και είναι ανάλογα του ύψους στην δύναμη k . Η παράμετρος k μπορεί να πάρει την τιμή 0 για ομοιόμορφη κατανομή, την τιμή 1 για ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή, την τιμή 2 για παραβολική κατανομή ή εναλλακτικά τιμές από 1 έως 2, συναρτήσει της περιόδου T της κατασκευής. Η κατανομή μπορεί επίσης να είναι ανάλογη της πρώτης ιδιομορφής ή κάποιας επαλληλίας ιδιομορφών.

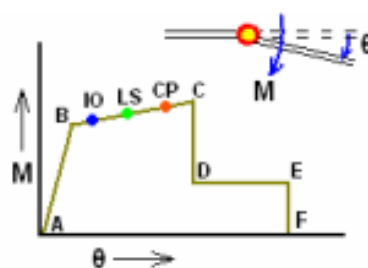
Τα εφαρμοζόμενα φορτία αυξάνονται μονότονα σε βήματα. Μεταξύ κάθε βήματος εκτελείται στατική ανάλυση του φορέα, που φέρει τα αποτελέσματα της προηγούμενης και επαυξημένο φορτίο. Αυτό είναι και το σπουδαίο πλεονέκτημα της μεθόδου, ότι μετατρέπει ένα πρόβλημα εξόχως δυναμικό σε ισοδύναμο στατικό. Τα βήματα φόρτισης ολοκληρώνονται όταν επέλθει αστοχία ή κάποια άλλη προκαθορισμένη συνθήκη.

Το βασικό γνώρισμα της Pushover είναι η χρήση των πλαστικών αρθρώσεων, που λειτουργούν ως μέσο για την παρακολούθηση της διαδοχής των βλαβών στην κατασκευή. Πρόκειται για τα σημεία των μελών της κατασκευής που αναμένεται να εμφανίσουν τις μεγαλύτερες μόνιμες παραμορφώσεις κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής ταλάντωσης. Βρίσκονται στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων και σε μικρή απόσταση από τους κόμβους. Στο μοντέλο που δημιουργείται για την εφαρμογή της ανάλυσης, τα σημεία αυτά ορίζονται ως θέσεις ενδεχόμενης εμφάνισης πλαστικής άρθρωσης και αποκτούν έτσι τη δυνατότητα ανάπτυξης μετελαστικών παραμορφώσεων. Ακόμα, σε αντίθεση με άλλες μεθόδους, στην Pushover σημαντική επιρροή έχει και η παρουσία των τοιχοπληρώσεων. Η μοντελοποίησή τους γίνεται με ισοδύναμο σύστημα θλιπτήρα (ή θλιπτήρα-ελκυστήρα) και μη γραμμικό νόμο υλικού. Οι πλαστικές αρθρώσεις ανάλογα με την επικρατούσα ένταση μπορεί να είναι αξονικές, διατμητικές ή καμπτικές.



Εικόνα 3.1 Τυπικές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων

Κάθε πλαστική άρθρωση περιγράφεται από ένα διάγραμμα φορτίου-μετατόπισης που προσδιορίζει την ελαστοπλαστική συμπεριφορά της, όπως προκύπτει με βάση και το υλικό και τα λοιπά χαρακτηριστικά. Το είδος του φορτίου και της μετατόπισης εξαρτάται από το μέλος στο οποίο βρίσκεται. Ο ανελαστικός κλάδος BC χωρίζεται σε τρεις ζώνες, που ονομάζονται στάθμες επιτελεστικότητας **της πλαστικής άρθρωσης**.



Εικόνα 3.2 Καμπτική πλαστική άρθρωση

Στο παραπάνω διάγραμμα καμπτικής πλαστικής άρθρωσης, η περιοχή AB περιγράφει την ελαστική συμπεριφορά, από την αφόρτιστη κατάσταση μέχρι το σημείο διαρροής. Ακολουθεί η ανελαστική περιοχή και ο κλάδος BC κατά τον οποίο η δυσκαμψία και η αντοχή στο σημείο μειώνονται. Επί του κλάδου βρίσκονται οι στάθμες επιτελεστικότητας. Στη συνέχεια του διαγράμματος, παρατηρείται απότομη μείωση στην ικανότητα αντίστασης από το C στο D, παραμένουσα αντοχή στον κλάδο DE και αστοχία στο σημείο E (το διάγραμμα μπορεί να θεωρηθεί και χωρίς παραμένουσα αντοχή μετά το C).

Μεταξύ των βημάτων αύξησης των πλευρικών φορτίων στην Pushover, γνωρίζουμε για κάθε μια από τις παραπάνω πλαστικές αρθρώσεις, σε ποια κατάσταση του διαγράμματος βρίσκεται και πως εξελίσσονται οι παραμορφώσεις. Ταυτόχρονα, η ανάλυση παράγει την καμπύλη συνολικής ικανότητας της κατασκευής (Pushover Curve / Capacity Curve), η οποία εκφράζει τη σχέση μεταξύ της τέμνουσας βάσης και της μετατόπισης κορυφής, από την αρχική κατάσταση (κατακόρυφα φορτία) μέχρι την αστοχία μίας ή περισσοτέρων εκ των πλαστικών αρθρώσεων. Η καμπύλη ικανότητας αποτελεί βάση για τους απαιτούμενους ελέγχους της ανάλυσης. Επί της καμπύλης ορίζονται στάθμες επιτελεστικότητας για το σύνολο της κατασκευής.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας προσδιορίζονται στον Ευρωκώδικα 8, (αντίστοιχα σε ΚΑΝ.ΕΠΕ. και ΚΑΔΕΤ) και περιγράφουν τα επίπεδα βλάβης στην κατασκευή:

α. LS of Damage Limitation (DL) («Περιορισμένες βλάβες»). Ονομάζεται και Immediate Occupancy (IO). Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες. Καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Ως αντίστοιχες βλάβες αναφέρονται ενδεικτικώς οι ακόλουθες για τον φέροντα οργανισμό: Αραιές τριχοειδείς καμπτικές ρωγμές, χωρίς ευδιάκριτες μόνιμες μετακινήσεις υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων. Τα μη φέροντα στοιχεία του κτιρίου, όπως για παράδειγμα τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις, μπορεί να παρουσιάζουν κατανεμημένη ρηγμάτωση, χωρίς ουσιώδεις πτώσεις τεμαχίων επιχρίσματος.

β. LS of Significant Damage (SD) («Σημαντικές βλάβες»). Ονομάζεται και Life Safety (LS). Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές

μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Κατά τον σεισμό δεν αναμένεται να προκληθεί σοβαρός τραυματισμός ατόμων λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού. Ως αντίστοιχες βλάβες αναφέρονται ενδεικτικώς οι ακόλουθες για τον φέροντα οργανισμό: Καμπτικές και διατμητικές ρωγμές, περιορισμένες απολεπίσεις σκυροδέματος, τοπικοί λυγισμοί διαμήκων ράβδων οπλισμού και άνοιγμα ορισμένων αγκίστρων συνδετήρων σε λίγα υποστυλώματα ή τοιχώματα, μικρές γενικώς μόνιμες μετακινήσεις. Τα μη φέροντα στοιχεία έχουν υποστεί βλάβες, όπως ενδεικτικώς πυκνές ρηγματώσεις και τοπικές πτώσεις τεμαχίων επιχρίσματος και τμημάτων τοιχοποιίας, χωρίς σημαντικές εκτός επιπέδου αστοχίες.

γ. LS of Near Collapse (NC) («Οιονεί-κατάρρευση»). Ονομάζεται και Collapse Prevention (CP). Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη - επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Κατά τον σεισμό δεν αποκλείονται ακόμη και σοβαροί τραυματισμοί ατόμων λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού. Ο όρος μη-επισκευάσιμες βλάβες, αναφέρεται σε σοβαρές ή βαριές βλάβες, έναντι των οποίων απαιτείται ενίσχυση (και όχι απλή επισκευή) ή αντικατάσταση ή υποκατάσταση του δομικού στοιχείου ή του δομήματος στο σύνολό του. Ως αντίστοιχες βλάβες αναφέρονται ενδεικτικώς οι ακόλουθες για τον φέροντα οργανισμό: Εκτεταμένες θραύσεις και αποδιοργάνωση πυρήνα σκυροδέματος, τοπικές θραύσεις οπλισμών και άνοιγμα συνδετήρων. Τα περισσότερα μη φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει ή παρουσιάζονται εκτεταμένες αποδιοργανώσεις και καταπτώσεις μεγάλων τεμαχίων τοίχων ή ολόκληρων φατνωμάτων.

Σύμφωνα με τον **Ευρωκώδικα 8** για μη γραμμικές αναλύσεις, η ικανότητα της κατασκευής στη στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί-κατάρρευση» μπορεί να θεωρείται ίση με την τελική ικανότητα μετατόπισης της κατασκευής (ultimate displacement capacity). Αυτή ορίζεται ως η μετατόπιση κορυφής για την οποία η τέμνουσα βάση έχει πέσει στο 80 % της μέγιστης τιμής της, εξαιτίας των προοδευτικών βλαβών και αστοχιών των μελών (lateral load resisting elements). Ομοίως, στη στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» η ικανότητα της κατασκευής μπορεί να θεωρείται ίση με τα $\frac{3}{4}$ της ultimate μετατόπισης. Στη στάθμη «Περιορισμένες Βλάβες» το ζεύγος τιμών τέμνουσα βάση - μετατόπιση κορυφής ταυτίζεται με το σημείο διαρροής του αντίστοιχου διαγράμματος του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Ανάλογα με τους στόχους της ανάλυσης και τα ακόλουθα κριτήρια, επιλέγεται μία εκ των παραπάνω ως **ανεκτή** στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής, με βάση την οποία θα αποτιμηθεί ή θα σχεδιασθεί:

α. Ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης (σεισμός σχεδιασμού) κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου. Ενδεικτικά, η υιοθέτηση στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές, πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10%. Η πιθανότητα υπέρβασης 50% (μέγιστη ανεκτή) σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών, ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών.

β. Κοινωνική σπουδαιότητα του κτιρίου (π.χ. προσωρινή κατασκευή, συνήθεις κατοικίες, χώροι συγκέντρωσης κοινού, χώροι διαχειρισμού εκτάκτων αναγκών, εγκαταστάσεις υψηλού κινδύνου) και ευρύτερες κοινωνικοοικονομικές ανάγκες.

γ. Διαθέσιμα οικονομικά μέσα κατά τη δεδομένη περίοδο

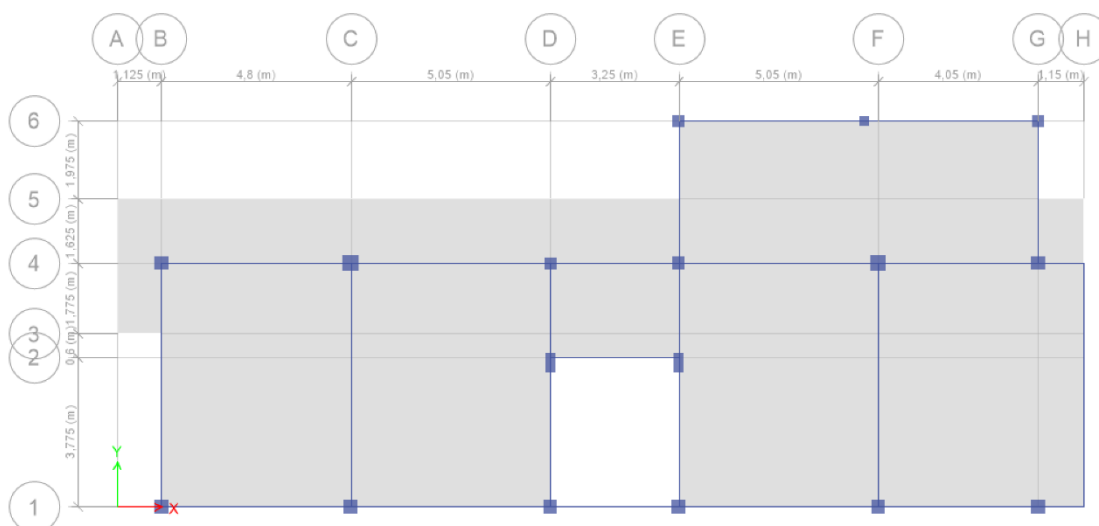
Από την **ανεκτή** στάθμη επιτελεστικότητας προσδιορίζεται η **επιτρεπόμενη** τιμή μετακίνησης της κορυφής, από την καμπύλη ικανότητας. Στη συνέχεια, για την επιλεγόμενη σεισμική δράση αποτίμησης ή σχεδιασμού προσδιορίζεται η **αναμενόμενη** τιμή μετακίνησης της κορυφής που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Το φάσμα σχεδιασμού του σεισμού μετατρέπεται καταλλήλως σε μορφή ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum). Στη συνέχεια, η καμπύλη ικανότητας μετατρέπεται επίσης σε μορφή ADRS, με χρήση της θεωρίας του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Από το σημείο τομής των δύο διαγραμμάτων προκύπτει η αναμενόμενη τιμή μετακίνησης. Ο τελικός στόχος της ανάλυσης είναι η **σύγκριση της επιτρεπόμενης με την αναμενόμενη τιμή**. Οι δύο αυτές τιμές για να είναι συγκρίσιμες θα πρέπει να προκύπτουν από όμοια διαγράμματα οπότε γίνεται η κατάλληλη μετατροπή. Σε περίπτωση που οι αναμενόμενη τιμή υπερβαίνει την επιτρεπόμενη, συνάγεται το συμπέρασμα ότι η κατασκευή χρειάζεται επέμβαση. Τέλος, μπορούμε να προσδιορίσουμε τα ακριβή σημεία στην κατασκευή και το εύρος της απαιτούμενης ενίσχυσης.

Σημειώνεται ότι, η ανελαστική στατική ανάλυση δεν αποτελεί νέα μεθοδολογία. Ωστόσο, τις τελευταίες δεκαετίες κατόπιν εκτεταμένης έρευνας αναπτύχθηκαν προσομοιώματα τα οποία επιτρέπουν με ικανοποιητική ακρίβεια την εκτίμηση της συμπεριφοράς δομικών μελών οπλισμένου σκυροδέματος μετά τη θεωρητική διαρροή τους. Έτσι, τα τελευταία χρόνια η ανελαστική στατική ανάλυση γνωρίζει ευρεία εφαρμογή στην αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό υφισταμένων κτιρίων.

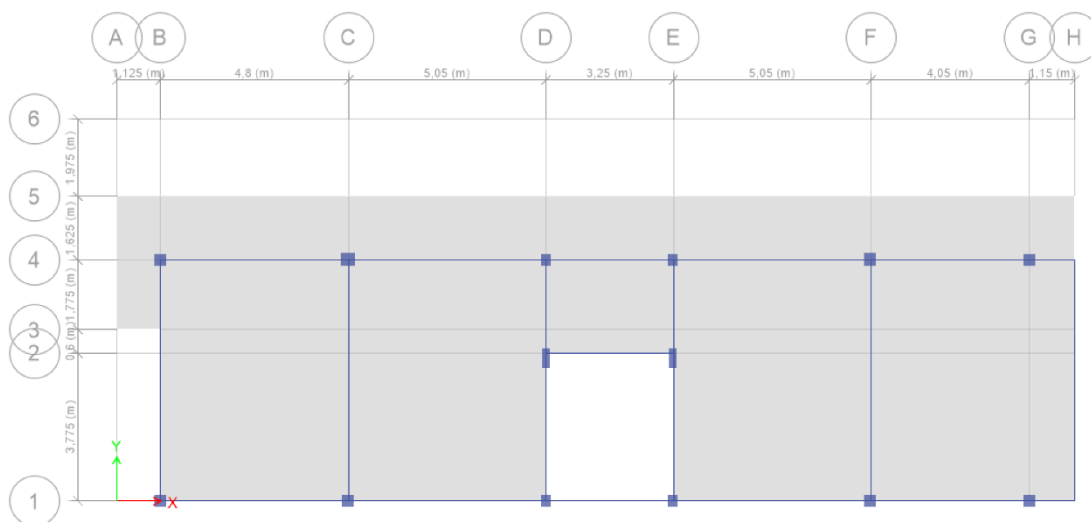
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Υφιστάμενη Κατασκευή

4.1 Βασικά Δεδομένα

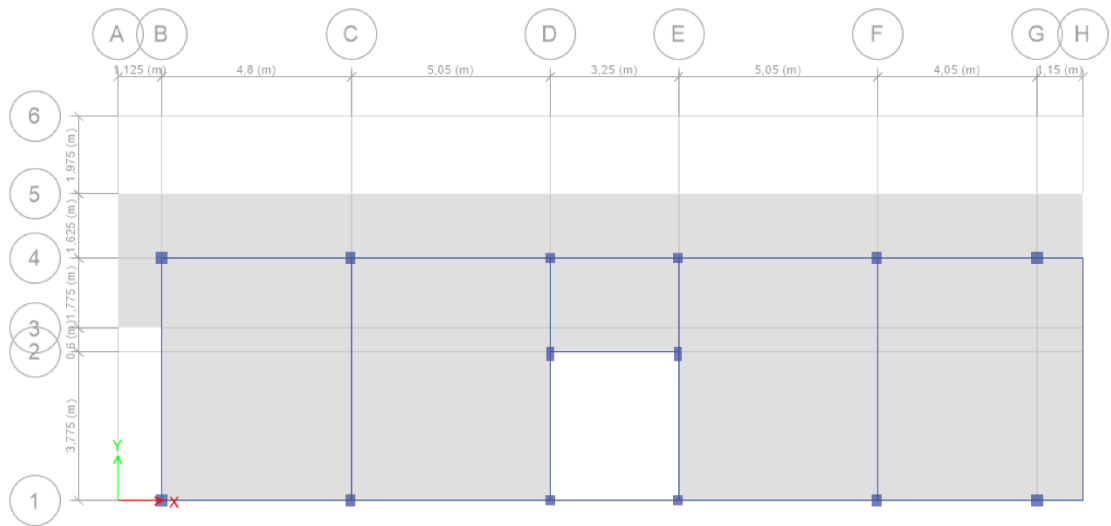
Η επιλογή έγινε με βάση τον χρόνο κατασκευής (1950-1980) και τα γενικά χαρακτηριστικά έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η εφαρμοσιμότητα των παραγομένων αποτελεσμάτων της εργασίας σε συνήθεις πολυκατοικίες. Πρόκειται για υφιστάμενο κτήριο στην περιοχή της Γλυφάδας, με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, που αποτελείται από ισόγειο και δύο ακόμη ορόφους. Κατασκευάστηκε με σκοπό να χρησιμοποιείται ως φροντιστήριο. Είναι επίμηκες με διαστάσεις κύριων διευθύνσεων 6,40 μ. επί 23,50 μ. και επιφάνεια κάλυψης οικοπέδου 185 τ.μ. Το ύψος των ορόφων είναι 3,20 μ. ενώ πάνω από τον δεύτερο όροφο υπάρχει απόληξη κλιμακοστασίου ύψους 2,70 μ.



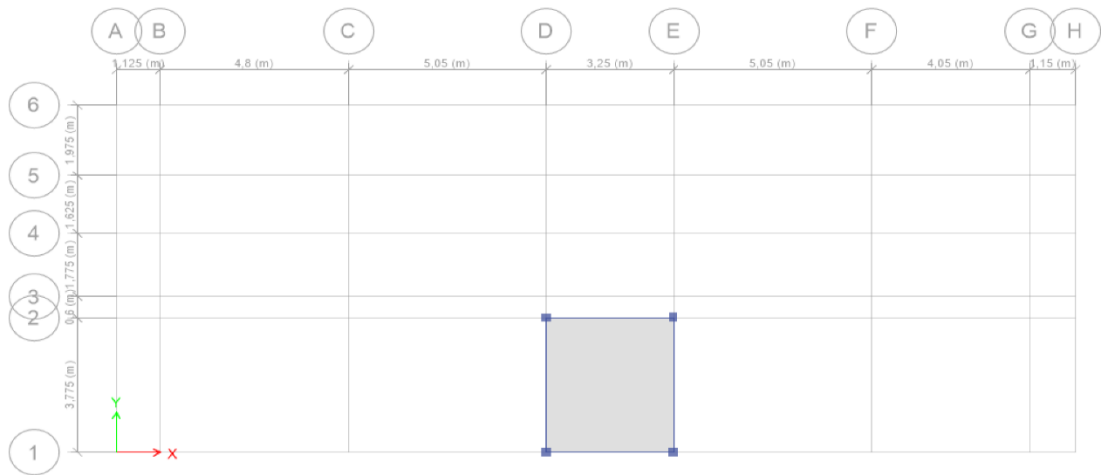
Εικόνα 4.1 Κάτοψη Οροφής Ισογείου



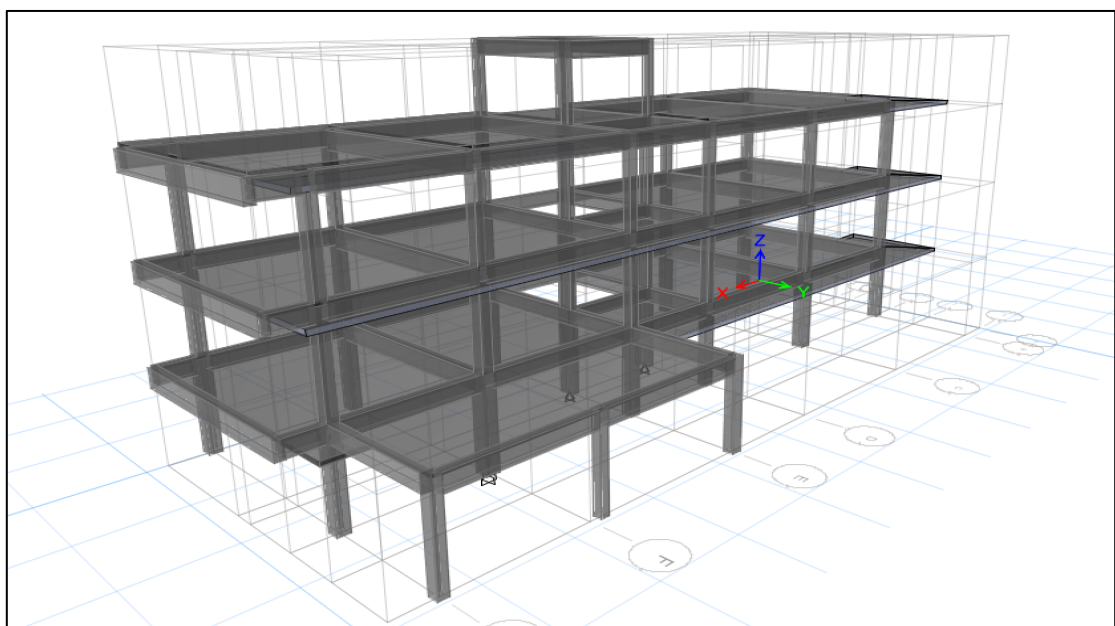
Εικόνα 4.2 Κάτοψη οροφής 1ου ορόφου



Εικόνα 4.3 Κάτοψη οροφής 2ου ορόφου



Εικόνα 4.4 Απόληξη κλιμακοστασίου



Εικόνα 4.5 3D Αναπαράσταση

4.2 Υλικά

4.2.1 Σκυρόδεμα

4.2.1.1 Πυρηνοληψία

Για τον προσδιορισμό της ποιότητας του σκυροδέματος της κατασκευής πραγματοποιήθηκε διαδικασία πυρηνοληψίας (άμεση-ημικαταστροφική μέθοδος). Αποφασίστηκε η αποκοπή έξι (6) πυρήνων σκυροδέματος, τα δομικά στοιχεία από όπου θα γίνει η πυρηνοληψία και οι θέσεις λήψης επί αυτών. Η διάμετρος κυλίνδρου επιλέχθηκε στα 9,45 cm, η τιμή του λόγου L/D από 0.95 έως 2.0 και η απόσταση των πυρήνων από τις ακμές των μελών στη θέση λήψης να είναι τουλάχιστον 8cm.

Τα δοκίμια με το που ελήφθησαν, καθαρίστηκαν και στη συνέχεια ψεκάστηκαν με διάλυμα φαινολοφθαλεΐνης (2%κ.ο.) για να βρεθεί το ενανθρακωμένο σκυρόδεμα. Η επιφάνεια που απέκτησε βυссινή χρώμα, ήταν υγιής, ενώ αυτή που δεν άλλαξε χρώμα ήταν η ενανθρακωμένη. Ακολούθως προσδιορίστηκε το βάθος της ενανθράκωσης. Έπειτα, αφαιρέθηκαν μικρά τμήματα από τις παράλληλες επιφάνειες των δοκιμίων με αδιατάρακτη εγκάρσια κοπή, ώστε να απομακρυνθούν οι ενανθρακωμένες περιοχές, να γίνουν οι επιφάνειές τους λείες και να αποκτήσουν τις τελικές τους διαστάσεις. Τέλος, συντηρήθηκαν σε υγρές συνθήκες μέχρι να υποβληθούν σε μονοαξονική θλίψη. Τα στοιχεία κάθε πυρήνα φαίνονται στους πίνακες 4.1 και 4.2 (οι ονομασίες στα στοιχεία προκύπτουν από τους διαθέσιμους ξυλοτύπους της αρχικής μελέτης).

Α/α	Στοιχείο	Κωδικός Δοκιμίων	Χαρακτηριστικά Δοκιμίων		
			Ύψος (cm)	Διάμετρος (cm)	Βάρος (gr)
Π1	Κ13 Ισόγειο	Π1	13.2	9.45	2090
Π2	Πλ.4 Ισόγειο	Π2	12.1	9.45	2020
Π3	Πλ.1 Ισόγειο	Π3	10.3	9.45	1690
Π4	Πλ.2 Α΄ Όροφος	Π4	12.1	9.45	1970
Π5	Πλ.5 Α΄ Όροφος	Π5	11.4	9.45	1910
Π6	Πλ.6 Α΄ Όροφος	Π6	9.6	9.45	1570

Πίνακες 4.1, 4.2. Στοιχεία Πυρήνων

Τα αποτελέσματα των δοκιμών παρουσιάζονται στον πίνακα 4.3:

Κωδικός Δοκιμίων	Βάθος - Πάχος Ενανθράκωσης (cm)	RH	Πυκνότητα (Kg/m ³)	Φορτίο Θραύσης f _{c,core} (KNt.)	Φορτίο Θραύσης f _{c,core} (MPa)
Π1	3.5 – 4.0	7.5	2260	86.94	12.4
Π2	1.5 – 2.0	8.0	2380	122.90	17.5
Π3	2.5 – 3.0	8.0	2340	124.63	17.7
Π4	2.0 – 2.5	8.5	2320	139.90	19.9
Π5	1.0 – 1.5	8.0	2390	145.80	20.7
Π6	1.5 – 2.0	8.5	2330	135.37	19.3

Πίνακας 4.3 Αποτελέσματα δοκιμής σε θλίψη

Στη συνέχεια, ακολούθησε αναγωγή της αντοχής τους στην αντίστοιχη του πρότυπου κυβικού δοκιμίου (15x15x15cm), από το τυπολόγιο του προτύπου ΕΛΟΤ 344, με χρήση της σχέσης

$$F_{C,Cube} = \frac{\lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3}{K_\phi \cdot K_c \cdot K_d} f_{c,core}$$

και των τιμών των παρατηρήσεων:

Π1 : $\lambda_1=0.94$, $\lambda_2=0.95$, $\lambda_3=1.30$, $K_\phi= 0.85$, $K_c= 1.0$, $K_d=1.0$

Π2 : $\lambda_1=0.91$, $\lambda_2=0.95$, $\lambda_3=1.24$, $K_\phi= 0.85$, $K_c= 1.0$, $K_d=1.0$

Π3 : $\lambda_1=0.85$, $\lambda_2=0.95$, $\lambda_3=1.24$, $K_\phi= 0.85$, $K_c= 1.0$, $K_d=1.0$

Π4 : $\lambda_1=0.91$, $\lambda_2=0.95$, $\lambda_3=1.23$, $K_\phi= 0.85$, $K_c= 1.0$, $K_d=1.0$

Π5 : $\lambda_1=0.90$, $\lambda_2=0.95$, $\lambda_3=1.23$, $K_\phi= 0.85$, $K_c= 1.0$, $K_d=1.0$

Π6 : $\lambda_1=0.85$, $\lambda_2=0.95$, $\lambda_3=1.24$, $K_\phi= 0.85$, $K_c= 1.0$, $K_d=1.0$

Έτσι, προέκυψαν τα τελικά αποτελέσματα του Πίνακα 4.4:

Κωδικός Δοκιμίων	Φορτίο Θραύσης $f_{c,core}$ (MPa)	Φορτίο Θραύσης με αναγωγή $f_{c,cube 15x15x15}$ (MPa)
Π1	12.4	17.0
Π2	17.5	22.0
Π3	17.7	20.9
Π4	19.9	24.8
Π5	20.7	25.6
Π6	19.3	22.7

Πίνακας 4.4 Αναγωγή αντοχής δοκιμίων στον πρότυπο κύβο

4.2.1.2 Μέθοδος Κρουσίμετρου

Μετά την πυρηνοληψία εφαρμόστηκε μέθοδος κρουσίμετρου (έμμεση - μη καταστροφική μέθοδος) με τα παρακάτω δεδομένα και παραδοχές:

Επιλέχθηκαν 24 θέσεις με ελάχιστο πάχος 100 mm, σε διάφορα στοιχεία και στάθμες τις κατασκευής που βρίσκονταν τουλάχιστον 30mm μακριά από τις ακμές ή τις απότομες ασυνέχειες του στοιχείου. Η διάμετρος των θέσεων ορίστηκε μεταξύ 150 και 300 mm. Σε κάθε θέση πραγματοποιήθηκαν 10 κρουσιμετρήσεις. Η τελική τιμή της μέτρησης στην υπόψη θέση προέκυπτε ως ο μέσος όρος των κρουσιμετρήσεων. Αν μια τιμή διαφέρει περισσότερο από 5 μονάδες από την μέση τιμή της θέσης κρίνεται απορριπτέα. Αν δύο τιμές διαφέρουν από το μέσο όρο κατά 7 μονάδες ή το 20% των τιμών διαφέρει από το μέσο όρο περισσότερο από 6 μονάδες, η κρουσιμέτρηση επαναλαμβάνεται.

Για την αξιοπιστία των μετρήσεων θα πρέπει ακόμη οι επιφάνειες κρούσης να έχουν λειανθεί και η θερμοκρασία να κυμαίνεται από 10 έως 30⁰C (ιδανικά 25⁰C), ενώ συνυπολογίζεται ο τύπος του τσιμέντου του

σκυροδέματος και η υγρασία περιβάλλοντος. Επίσης, ανάλογα με την ενανθράκωση και την διεύθυνση κρουσιμέτρησης απαιτείται διόρθωση των τιμών μέσω κατάλληλων σχέσεων.

Η τελική τιμή κάθε θέσης ονομάζεται δείκτης επιφανειακής σκληρότητας ή δείκτης αναπήδησης R. Με βάση αυτό τον δείκτη χαρακτηρίζεται η ποιότητα του σκυροδέματος, από την εξωτερική του επιφάνεια έως βάθος 30 mm. Από τον δείκτη R μπορούμε επίσης να υπολογίσουμε την αντοχή του πρότυπου κύβου εφαρμόζοντας την σχέση:

$$f_c = 0.023R^2 + 0.535R - 9.59 \text{ σε MPa (Λογοθέτης 1979)}$$

Η μέθοδος της κρουσιμέτρησης δίνει χρήσιμα αποτελέσματα σε συνδυασμό με δεδομένα και από άλλες μεθόδους ελέγχου της ποιότητας του σκυροδέματος. Έτσι, ακολουθείται μια διαδικασία συσχέτισης με την πυρηνοληψία που ονομάζεται βαθμονόμηση. Οι πυρήνες Π1-Π6, έδωσαν μέση τιμή, αντίστοιχα, για τον δείκτη αναπήδησης του κρουσιμέτρου R= 41, 39, 37, 42, 39, 37. Θεωρούμε ότι ο συντελεστής βαθμονόμησης του κρουσιμέτρου για μέση αντοχή του σκυροδέματος αναγόμενη στον πρότυπο κύβο προκύπτει περίπου 0.50.

Όλα τα παραπάνω συνοψίζονται στους Πίνακες 4.5 και 4.6.

Α/α Δομικού Στοιχείου	Δείκτης αναπήδησης R (Rebound)										R _m	f _c kg / cm ²
Κ13 Ισόγ.	41	37	38	42	43	39	43	41	41	43	41	510
Κ14 Ισόγ.	38	32	39	40	41	39	39	43	42	39	39	462
Κ15 Ισόγ.	40	38	35	43	42	42	39	40	40	40	40	486
Πλ.1 Ισόγ.	40	33	42	38	35	41	31	37	37	37	37	416
Πλ.4 Ισόγ.	39	38	40	39	39	41	39	39	38	39	39	462
Δ9 Ισόγ.	38	38	39	39	37	39	40	37	37	38	38	439
Κ7 Α' Όρ.	38	39	39	37	39	40	39	38	37	38	38	439
Κ8 Α' Όρ.	40	40	40	41	40	40	41	40	39	40	40	486
Κ9 Α' Όρ.	41	48	39	42	35	44	41	41	41	41	41	510
Κ10 Α' Όρ.	42	36	42	39	46	42	42	44	43	41	42	534
Δ7 Α' Όρ.	39	33	35	39	40	43	39	43	44	39	39	462
Πλ.2 Α' Ό.	42	43	42	44	45	42	43	44	42	42	42	534
Πλ.4 Α' Ό.	40	41	40	42	38	42	41	37	41	41	40	486
Πλ.5 Α' Ό.	38	39	40	39	37	39	39	40	39	41	39	462
Πλ.6 Α' Ό.	38	36	38	35	38	36	38	37	38	37	37	416
Κ7 Β' Όρ.	36	35	37	35	36	37	36	38	36	35	36	394
Κ8 Β' Όρ.	37	37	40	39	37	37	35	35	40	37	37	416
Κ9 Β' Όρ.	38	44	34	38	37	38	43	37	38	38	38	439
Κ10 Β' Όρ.	39	43	42	42	42	40	43	42	42	45	42	534
Δ7 Β' Όρ.	40	39	37	40	39	37	41	39	40	39	39	462
Πλ.2 Β' Ό.	40	39	40	38	40	39	37	39	40	39	39	462
Πλ.4 Β' Ό.	39	37	38	38	40	38	37	38	36	39	38	439
Πλ.5 Β' Ό.	39	38	39	38	39	38	36	36	38	41	38	439
Πλ.6 Β' Ό.	41	39	37	40	39	41	40	38	37	39	39	462

Πίνακας 4.5 Κρουσιμετρήσεις

Α/α Δομικού Στοιχείου	f_c		
Κ13 Ισόγ.	$510 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$255 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Κ14 Ισόγ.	$462 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$231 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Κ15 Ισόγ.	$486 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$243 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Πλ.1 Ισόγ.	$416 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$208 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Πλ.4 Ισόγ.	$462 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$231 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Δ9 Ισόγ.	$439 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$219 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Κ7 Α΄ Όρ.	$439 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$219 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Κ8 Α΄ Όρ.	$486 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$243 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Κ9 Α΄ Όρ.	$510 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$255 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Κ10 Α΄ Όρ.	$534 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$267 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Δ7 Α΄ Όρ.	$462 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$231 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Πλ.2 Α΄ Ό.	$534 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$267 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Πλ.4 Α΄ Ό.	$486 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$243 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Πλ.5 Α΄ Ό.	$462 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$231 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Πλ.6 Α΄ Ό.	$416 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$208 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Κ7 Β΄ Όρ.	$394 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$197 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Κ8 Β΄ Όρ.	$416 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$208 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Κ9 Β΄ Όρ.	$439 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$219 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Κ10 Β΄ Όρ.	$534 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$267 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Δ7 Β΄ Όρ.	$462 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$231 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Πλ.2 Β΄ Ό.	$462 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$231 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Πλ.4 Β΄ Ό.	$439 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$219 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Πλ.5 Β΄ Ό.	$439 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$219 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Πλ.6 Β΄ Ό.	$439 \text{ kg} / \text{cm}^2$	X 0.50	$219 \text{ kg} / \text{cm}^2$
$F_m =$			$230 \text{ kg} / \text{cm}^2$ (22.5 MPa)
$S =$			$27 \text{ kg} / \text{cm}^2$

Πίνακας 4.6 Κρουσιμετρήσεις με Τροποποίηση Βαθμονόμησης

4.2.1.3 Τελικά Αποτελέσματα

Τελικά, για το σκυρόδεμα της κατασκευής μας, για έλεγχο με ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΦΕΚ 42/β/20-01-2012), η μέση θλιπτική και η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή εκτιμήθηκαν:

Για πρότυπο κύβο (15x15x15cm):

$$f_{cm,cube} = 22,5 \text{ MPa (Τυπική απόκλιση: } s=2,7 \text{ MPa)}$$

$$f_{ck,cube} = 19,8 \text{ MPa (} f_{cm,cube} - s \text{)}$$

Για πρότυπο κύλινδρο (d=15cm, h=30cm) ÷ 1.25

$$f_{cm,cyl} = 18,0 \text{ MPa (Τυπική απόκλιση: } s=2,2 \text{ MPa)}$$

$$f_{ck,cyl} = 15,8 \text{ MPa (} f_{cm,cyl} - s \text{)}. \text{ Τελικά, } f_{ck,cyl} = 16 \text{ MPa}$$

Με βάση τον Ευρωκώδικα 2, η ποιότητα του σκυροδέματος είναι **C16/20**.
Με παλιούς κανονισμούς: ΕΑΚ- ΕΚΟΣ 2000 - C8/10 / Κ. 1954 - B160

Σε περίπτωση εκπόνησης στατικής μελέτης επάρκειας αποτίμησης ή ανασχεδιασμού οι Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.) μπορούν να ληφθούν ως εξής:

- Για τα γεωμετρικά δεδομένα της κατασκευής η Σ.Α.Δ. μπορεί να ληφθεί ως «Υψηλή».
- Για τα μηχανικά χαρακτηριστικά των στοιχείων σκυροδέματος η Σ.Α.Δ. μπορεί να ληφθεί ως «Υψηλή» (Ικανοποιητική με $S < 20\% Fm$).

Με βάση την θλιπτική αντοχή του κυλίνδρου υπολογίζεται βάσει Ευρωκώδικα 2 το μέτρο ελαστικότητας:

$$E=22.000(f_{cm}/10)^{0,3} \rightarrow C16/20: E_c=28,608 \text{ GPa}$$

$$\text{Ειδικό βάρος σκυροδέματος } \gamma=23 \text{ KN/m}^3$$

4.2.2 Χάλυβας οπλισμού

4.2.2.1 Οπτική Αναγνώριση και Μέθοδος Μεταβολής Ηλεκτρομαγνητικού Πεδίου

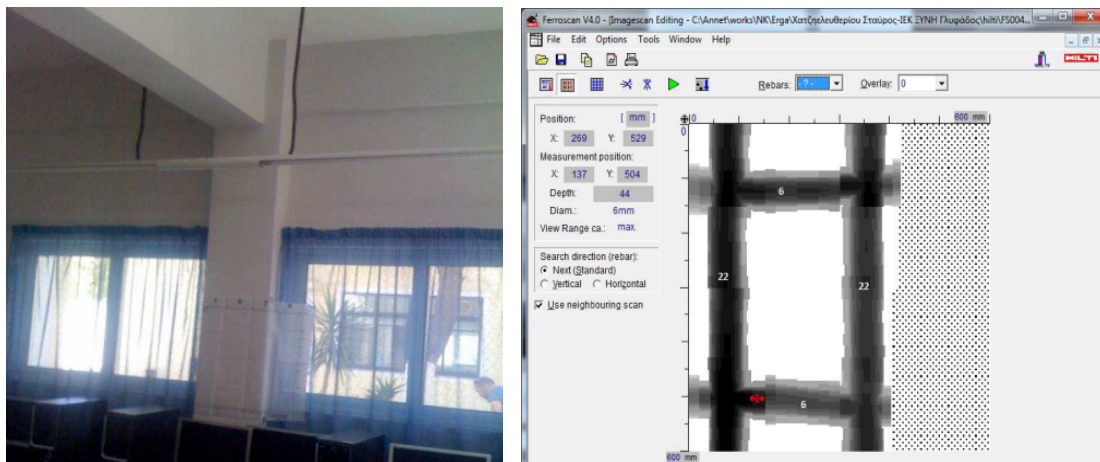
Για τον προσδιορισμό τόσο της ποιότητας του χάλυβα οπλισμού όσο και της διάταξης του εντός των δομικών στοιχείων του φέροντος οργανισμού και των διαστάσεών του, έγιναν οπτική αναγνώριση και εφαρμογή της μεθόδου μεταβολής ηλεκτρομαγνητικού πεδίου, αντίστοιχα.

Μέσω της οπτικής αναγνώρισης σε ενδεικτικές θέσεις (αποκάλυψη), διαπιστώθηκε ότι για τα κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής έχει χρησιμοποιηθεί νευροχάλυβας StIII για τον διαμήκη οπλισμό και λείος StI για τον εγκάρσιο οπλισμό (συνδετήρες). Η επικάλυψή τους από το σκυρόδεμα εκτιμήθηκε σε 2 – 3cm (με πάχος σοβά 2,5 – 3,5cm περίπου).



Εικόνα 4.6 Αποκάλυψη οπλισμού

Η μέθοδος μεταβολής ηλεκτρομαγνητικού πεδίου (έμμεση - μη καταστροφική μέθοδος) για τον έλεγχο της θέσης του οπλισμού εντός του σκυροδέματος και τον προσδιορισμό της διαμέτρου των ράβδων, έγινε με όργανο τύπου Ferroskan. Η συσκευή στηρίζεται στο ηλεκτρομαγνητικό πεδίο του χάλυβα των οπλισμών. Περιλαμβάνει πομποδέκτη ηλεκτρομαγνητικών κυμάτων ο οποίος κινείται επί επίπεδης επιφάνειας σε παράλληλες λωρίδες πλάτους 15cm οριζοντίως και καθέτως. Η συσκευή φέρει ενσωματωμένο Η/Υ όπου υπολογίζει τον οπλισμό στο σκυρόδεμα, το πάχος επικάλυψης του οπλισμού και την διάμετρο του οπλισμού. Η μέγιστη επιφάνεια κάθε εικόνας είναι 60cmx60cm. Οι περιοχές ελέγχου οριοθετούνται από το σημείο 0,0 (image origin) που είναι το άνω αριστερό σημείο.



Εικόνα 4.7 Παράδειγμα εξακρίβωσης οπλισμού. Στάθμη Ισογείου, Υπ/μα Κ6 - x παρειά

Πιθανός Διαμήκης οπλισμός παρειάς: **2Φ22**

Πιθανός Εγκάρσιος οπλισμός- Συνδετήρες: **Φ6/40**

Η αποτύπωση αντιστοιχεί σε μέτρηση παρειάς ύψους 60cm και πλάτους 40cm.

Τραβήχτηκαν συνολικά 25 scans. Σε γενικές γραμμές η μέθοδος επιβεβαίωσε τα αναγραφόμενα στους υπάρχοντες ξυλοτύπους της αρχικής μελέτης της κατασκευής. Ο εγκάρσιος οπλισμός που δεν αναγράφεται καθόλου στους ξυλοτύπους, με εξαίρεση κάποιες δοκούς, είναι ο ελάχιστος Φ6/40 στα υποστυλώματα και Φ6/25 στις δοκούς.

4.2.2.2 Τελικά Αποτελέσματα

Έχοντας προσδιορίσει τις ποιότητες χάλυβα του διαμήκους και του εγκάρσιου οπλισμού για τα υποστυλώματα, συμπεραίνουμε ότι οι ίδιες ποιότητες χρησιμοποιήθηκαν για τις δοκούς και τις πλάκες του κτηρίου. Όπως προκύπτει από τα παλιά ισχύοντα πρότυπα, με βάση την ποιότητα χάλυβα οπλισμού το όριο διαρροής είναι

StIII : $f_y=400$ ή 420 MPa (με νευρώσεις – θερμής έλασης και έπειτα ψυχρής κατεργασίας)

StI : $f_y=220$ MPa (λείος – θερμής έλασης)

Σε περίπτωση εκπόνησης στατικής μελέτης επάρκειας αποτίμησης ή ανασχεδιασμού οι Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.) μπορούν να ληφθούν ως εξής:

- Για τη διάταξη και τις λεπτομέρειες όπλισης η Σ.Α.Δ. μπορεί να ληφθεί ως «Ικανοποιητική».
- Για τα μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα οπλισμού η Σ.Α.Δ. μπορεί να ληφθεί ως «Ικανοποιητική».

Το μέτρο ελαστικότητας είναι $E=200$ GPa
Ειδικό βάρος χάλυβα $\gamma=78,5$ KN/m³

4.2.3 Τοιχοπληρώσεις

Στο κτήριο μας υπάρχουν περιμετρικοί μπατικοί άοπλοι τοίχοι πλήρωσης. Με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) ορίζονται ελάχιστες απαιτήσεις διερεύνησης για τα χαρακτηριστικά των τοίχων πλήρωσης στις περιπτώσεις που αυτοί συνεκτιμώνται στην ανάληψη σεισμικών δράσεων.

Προβλέπονται τα εξής:

α. Οι εργασίες αποτύπωσης περιλαμβάνουν κατ' ελάχιστο αποκαλύψεις της τοιχοποιίας σε δύο θέσεις σε κάθε όροφο, διαστάσεων περίπου 0,7 x 0,7 μ. Κατά την αποτύπωση λαμβάνονται πληροφορίες που αφορούν:

- i. Το σύστημα και την ποιότητα δόμησης
- ii. Το πάχος του τοίχου
- iii. Το είδος και την ποιότητα των υλικών δόμησης (τούβλα και κονίαμα)

- iv. Το πάχος των αρμών και τον βαθμό πλήρωσης με κονίαμα, τόσο για τους οριζόντιους όσο και για τους κατακόρυφους αρμούς
- v. Τη σφήνωση της τοιχοποιίας στην περίμετρο
- vi. Τα διαζώματα (κάθε είδους)

β. Για τον προσδιορισμό της συμπεριφοράς των τοιχοποιιών ενδιαφέρουν κυρίως η θλιπτική αντοχή, η διατμητική αντοχή και τα αντίστοιχα μέτρα ελαστικότητας. Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, τα ως άνω χαρακτηριστικά μπορούν να προσδιοριστούν έμμεσα από ημιεμπειρικές σχέσεις, με βάση τα επιμέρους χαρακτηριστικά όπως την αντοχή των λιθοσωμάτων, την αντοχή του κονιάματος, το πάχος των αρμών, το πάχος και την αντοχή του επιχρίσματος κ.λ.π. Στην περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. για τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας θεωρείται «ικανοποιητική».

γ. Στις περιπτώσεις όπου τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας προκύπτουν από διερεύνηση και επιτόπου ή/και εργαστηριακές δοκιμές επαρκούς αριθμού δοκιμών, η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρείται «υψηλή».

Κατ' εφαρμογή των παραπάνω, επιτρέπεται η χρήση του πίνακα 3, του παραρτήματος 3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. που προσδιορίζει «ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές της αντοχής της τοιχοποιίας. Στην περίπτωση αυτή η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων Σ.Α.Δ. θεωρείται «ανεκτή».

Πίνακας 3. «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Αντοχής Τοιχοπληρώσεων.

Αντοχή	Τοιχοπλήρωση	Ποιότητα Δόμησης και Σφήνωσης		
		Καλή	Μέση	Κακή
Λοξή Θλίψη $f_{wc,s} (MPa)$	Μπατικός	2.00	1.50	1.00
	Δρομικός	1.50	1.00	0.75
Διαγώνια Ρηγμάτωση $f_{wt} (MPa)$	Μπατικός	0.25	0.20	0.15
	Δρομικός	0.20	0.15	0.10

Οι «ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής μπορούν να λαμβάνονται ως «Ονομαστικές» Μέσες ή ως «Χαρακτηριστικές» τιμές και οι οποίες ισχύουν για:

- Συνήθεις τοιχοπληρώσεις, οπτοπλινθοδομές–με διάτρητα τούβλα
- Συνήθη ασβεστοσιμεντοκονιάματα, μάλλον χαμηλής (έως μέσης) αντοχής
- Πλήρεις (σχεδόν) οριζόντιους αρμούς, κανονικού πάχους (περίπου 10-20mm)
- Ημι-πλήρεις κατακόρυφους αρμούς, γενικώς του ίδιου πάχους (περίπου 10-20mm).

- Κατακόρυφα φορτία πρακτικώς μόνο από το ίδιο βάρος των τοιχοπληρώσεων (δηλαδή $\sigma_0=0$)

Τα παραπάνω κριτήρια ικανοποιούνται από τις τοιχοποιίες της κατασκευής.

Η ποιότητα δόμησης και σφίνωσης χαρακτηρίζεται ως Μέση.

Συνεπώς, η αντοχή σε λοξή θλίψη της τοιχοποιίας θα ληφθεί ως $f_{wc,s}=1,50 \text{ MPa}$

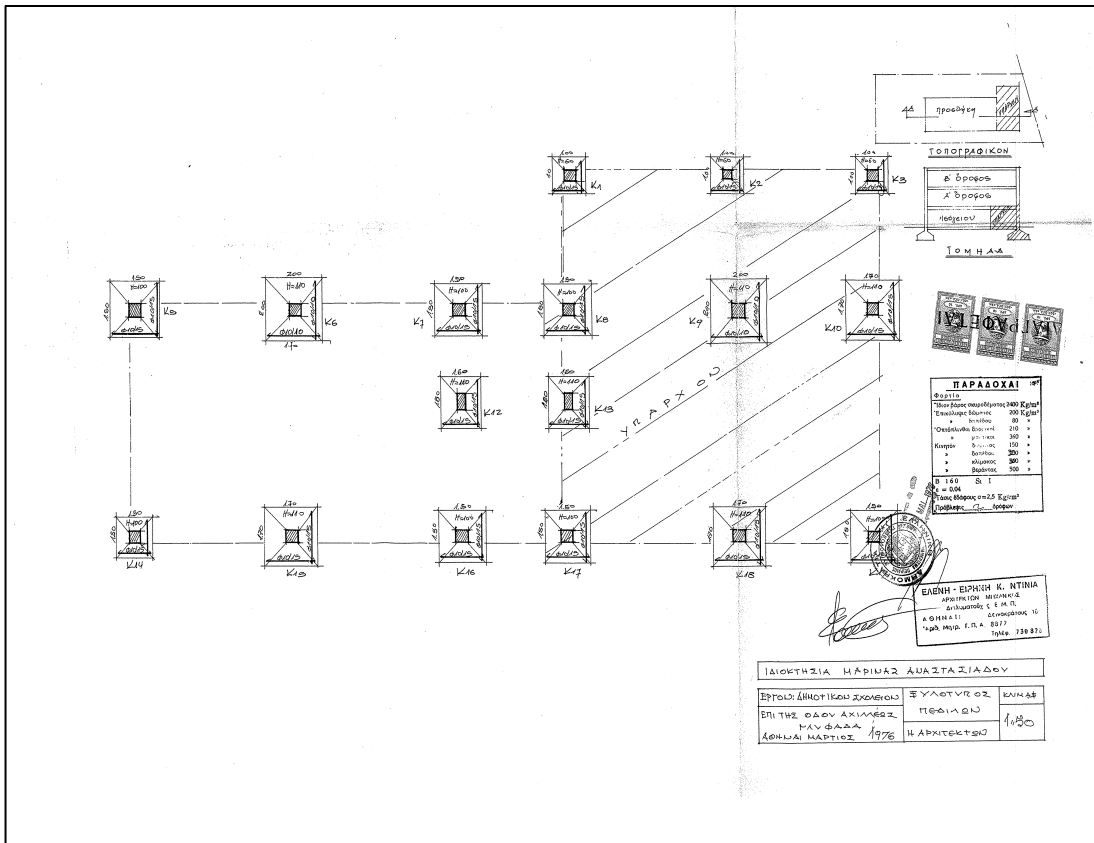
Το ειδικό βάρος των τοίχων πλήρωσης κυμαίνεται συνήθως από 14 έως 22 KN/m^3 . Για πλήρεις οπτοπλινθοδομές η πυκνότητα είναι 1.800 kg/m^3 και άρα το ειδικό βάρος $\gamma=17,66 \text{ KN/m}^3$. Τα φορτία των ιδίων βαρών των τοιχοπληρώσεων κατά την ανάλυση, ορίζονται ως γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα και επιβαλλόμενα επί των αντιστοίχων δοκών και όχι ως ίδια βάρη των ισοδύναμων μελών που δημιουργούνται για την προσομοίωση τους.

Οι τοιχοπληρώσεις είναι καθοριστικής σημασίας τόσο για την ιδιομορφική ανάλυσή όσο και για την Pushover καθώς προσθέτουν επιπλέον δυσκαμψία και μάζα στον φορέα. Επηρεάζουν τη συνολική συμπεριφορά και αντοχή της κατασκευής.

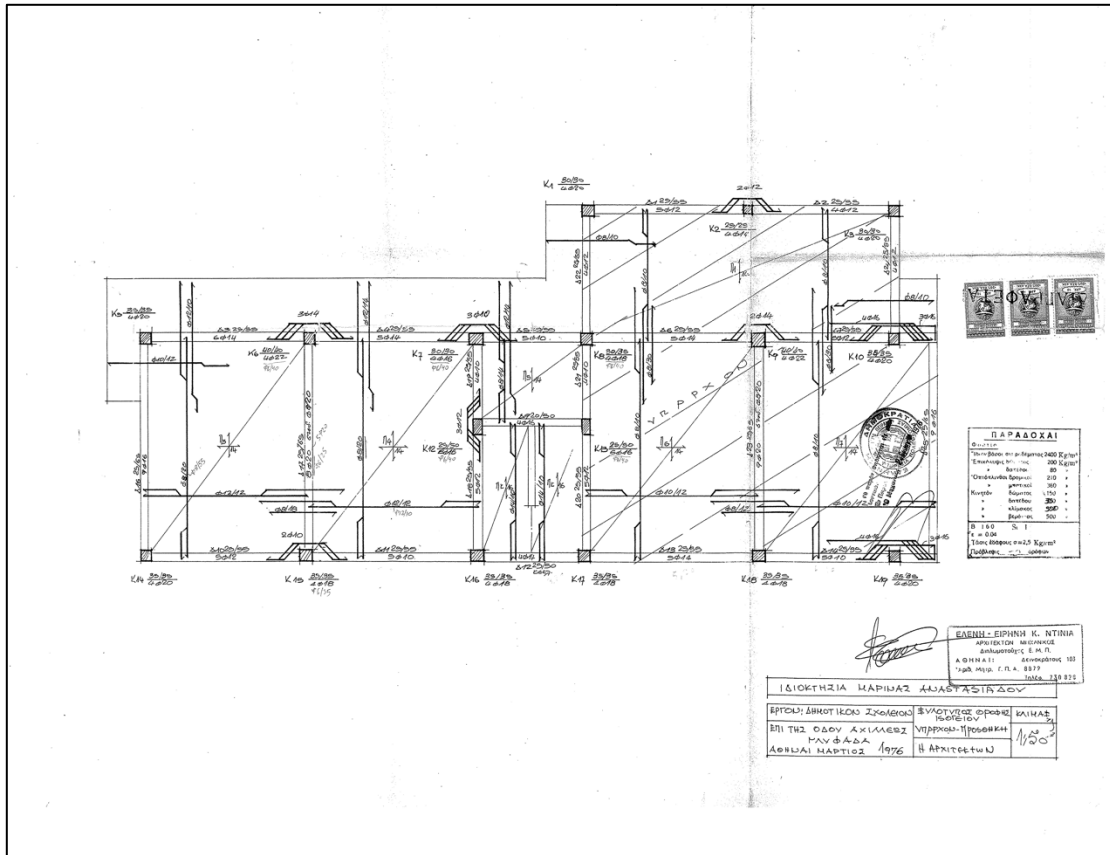
Τα υπόλοιπα μηχανικά χαρακτηριστικά προσδιορίζονται συναρτήσει της μεθόδου προσομοίωσής στο μοντέλο.

4.3. Ξυλότυποι – Τυπικές Διατομές

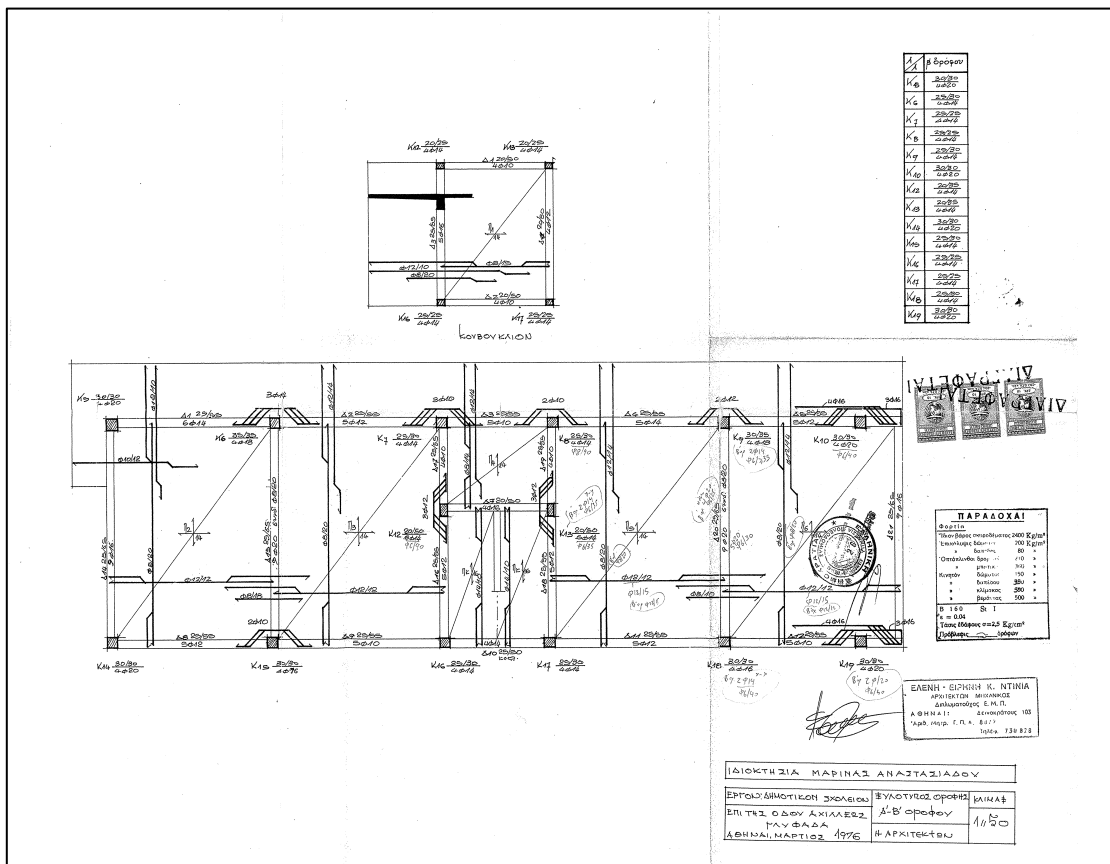
Για το είδος, τις διαστάσεις και την διάταξη των οπλισμών και για τις διαστάσεις των δομικών στοιχείων της κατασκευής χρησιμοποιήθηκαν οι διαθέσιμοι ξυλότυποι της αρχικής άδειας, σε συνδυασμό με επιτόπου μετρήσεις, οπτική εξακρίβωση και τη μέθοδο της μεταβολής ηλεκτρομαγνητικού πεδίου που περιγράφεται στην Ενότητα 4.2, που έδειξε την ύπαρξη ελάχιστου εγκάρσιου οπλισμού $\Phi 6/40$ στα υποστυλώματα και $\Phi 6/25$ στις δοκούς.



Εικόνα 4.8 Ξυλότυπος Θεμελίων

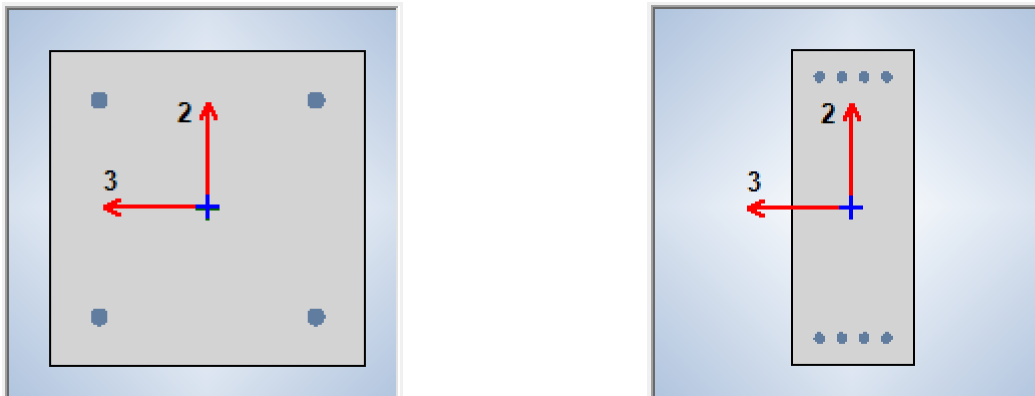


Εικόνα 4.9 Ευλότυπος οροφής Ισογείου



Εικόνα 4.10 Ευλότυπος οροφής 1ου, 2ου Ορόφου και απόληξης κλιμακοστασίου

Τυπικές διατομές υποστυλωμάτων και δοκών της κατασκευής.



Εικόνα 4.11 Διατομή Υποστυλώματος 35/35 4Φ18-Φ6/40 και Δοκού 25/65 8Φ20-Φ6/25

4.4 Φορτίσεις

Οι φορτίσεις περιλαμβάνουν:

- τα **ίδια βάρη** των δομικών στοιχείων, όπως προσδιορίζονται από τις διαστάσεις τους και τα ειδικά βάρη των υλικών τους, σύμφωνα με την ενότητα 4.2.
- τις λοιπές φορτίσεις, όπως προσδιορίζονται από το «Β.Δ. 10-12-1945: Περί κανονισμού φορτίσεως δομικών έργων, (ΦΕΚ 325/Α/1945), 31-12-1945» και οι οποίες είναι:
 - **Μόνιμες επικαλύψεις (δάπεδα)**: στις στάθμες **ισογείου** και **πρώτου ορόφου** υπάρχει μωσαϊκό πάχους 2,5-3cm, με τιμή εφαρμογής 80 kg/m^2 ή ισοδύναμα $0,8 \text{ KN/m}^2$. Για τον **δεύτερο όροφο**, λόγω ύπαρξης ελαφριάς μεταλλικής προσθήκης, η τιμή $0,80 \text{ KN/m}^2$ αυξάνεται σε $1,8 \text{ KN/m}^2$, με κατάλληλο υπολογισμό και θεώρηση του φορτίου της μεταλλικής κατασκευής ως πρόσθετου επιφανειακού, ομοιόμορφα κατανεμημένου.

A/A	Συντρίμματα πετρωμάτων	Τιμή εφαρμογής (kg/m^2)
1	Μωσαϊκόν πάχους 2,5-3 cm	80
2	Μωσαϊκόν πάχους 2,5-3 cm επί κισσηροκονιάματος πάχους 7 cm	180

Πίνακας 4.7 Β.Δ. 10-12-1945 Μόνιμες Επικαλύψεις (δάπεδα)

- **Μεταβλητά Φορτία επί των εσωτερικών δαπέδων**: για τις στάθμες **ισογείου** και **πρώτου ορόφου** που έχουν χρήση φροντιστηρίου, η τιμή εφαρμογής είναι 350 kg/m^2 ή ισοδύναμα $3,43 \text{ KN/m}^2$. Για τον **δεύτερο όροφο**, που γίνεται ιδιωτική χρήση, είναι αντίστοιχα 200 kg/m^2 ή $1,96 \text{ KN/m}^2$.

- **Μεταβλητά φορτία στους εξώστες:** για όλες τις στάθμες της κατασκευής η τιμή εφαρμογής είναι 500 kg/m^2 ή ισοδύναμα $4,91 \text{ KN/m}^2$.

A/A		Τιμή εφαρμογής (kg/m ²)
1	Στέγες οριζόντιοι ή με κλίση 1:20, όταν τυχόν δεν αποκλείεται η επί αυτών συγκέντρωση ανθρώπων δια παιδιά, θέα αναψυχή κ.λ.π. (Δεν απαιτείται επαύξησις λόγω χιόνος)	200
2	Κατοικίες, γραφεία, ξενοδοχεία, χώροι εργασίας και διάδρομοι αυτών, Σοφίτες, χώροι εκθέσεως και πωλήσεως μέχρις εμβαδού 50 m ² , Σταύλοι μικρών ζώων.	200
3	Θάλαμοι νοσοκομείων και παρεμφερών καταστημάτων και διάδρομοι αυτών	300
4	Κλίμακες και πλατύσκαλα εις κατοικίας, αίθουσες διαλέξεων και διδασκαλίας	350
5	Αίθουσες συγκεντρώσεως, εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι, αίθουσες χορού ή γυμναστικής, αμφιθέατρα με ορισμένες θέσεις. Διάδρομοι προς αίθουσες συγκεντρώσεως διαλέξεων διδασκαλίας κ.λ.π. Εξώστες και θεωρεία	
	Χώροι εκθέσεως και πωλήσεως εμβαδού μείζονος των 50 m ²	
	Καταστήματα συνήθη, σφαγεία, αρτοποιεία, εργαστήρια και εργοστάσια με ελαφρά κίνηση.	
	Βιβλιοπωλεία, Αρχεία, Βιβλιοθήκες (εφ' όσον εξ υπολογισμού βάσει των τιμών των άρθρων 1 και 2 του μέρους Ι δεν προκύπτει μείζον βάρος).	
	Κλίμακες, πλατύσκαλα, είσοδοι, προπύλαια πάσης κατηγορίας (πλην των υπ' αριθμόν 4)	
	Αυλές άνευ κυκλοφορίας οχημάτων	
	Σταύλοι μεγάλων ζώων	500
6	Αμφιθέατρα άνευ ορισμένων θέσεων	750
7	Ανελκυστήρες. Δια την ανάρτηση του ανελκυστήρα υπολογίζονται 1500 kg ανά 100 kg ωφέλιμου φορτίου του ανελκυστήρα.	

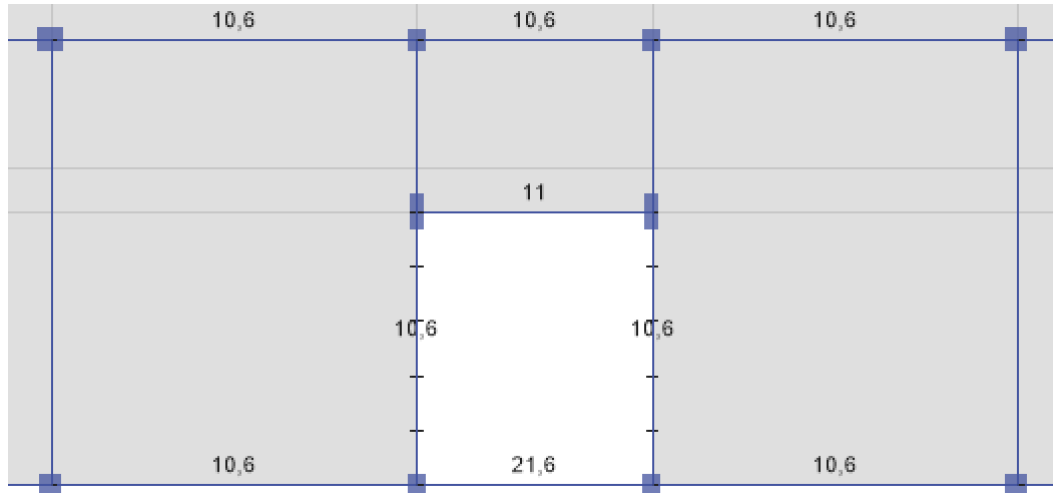
Πίνακας 4.8 Β.Δ. 10-12-1945 Μεταβλητά Φορτία

- **Μόνιμα Φορτία Μπατικών Τοιχοπληρώσεων:** γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία που εφαρμόζονται επί των εξωτερικών περιμετρικών δοκών της κατασκευής και στις δύο εσωτερικές του κλιμακοστασίου (διεύθυνση Υ). Έχουν τιμή εφαρμογής 1.800 kg/m^3 ή ισοδύναμα $17,658 \text{ KN/m}^3$. Για πάχος τοιχοπληρώσεων $t=0,20\text{m}$ και καθαρό ύψος ορόφων 3 m, το γραμμικό φορτίο είναι $10,60 \text{ KN/m}$.

A/A	Συντρίμματα πετρωμάτων	Τιμή εφαρμογής (kg/m ³)
1	Οπτόπλινθων πλήρων (άρθρο 2 εδάφιο 1 αριθμός 16) (1700-1900)	1800
2	Ασβεστοपुरιτικών πλινθων πλήρων (άρθρο 2 εδάφιο 1 αριθμός 18) (1700 - 1900)	1800
3	Οπτόπλινθων διάτρητων (των έξι οπών) (άρθρο 2 εδάφιο 1 αριθμός 17) (1350-1550)	1400
4	Εξ ειδικών ελαφρών πλινθων πλήρων (άρθρο 2 εδάφιο 1 αριθμός 20) (1000-1200)	1100
5	Εκ πυριμάχων πλινθων	1900
6	Πλινθοδομές δρομικές δι' οπτόπλινθων πλήρων πάχους $d = 10+2 \times 2 = 14 \text{ cm}$	250 kg/m ²
7	Πλινθοδομές δρομικές δι' οπτόπλινθων διάτρητων των εξ οπών ($d = 10+2 \times 2 = 14 \text{ cm}$)	210 kg/m ²
8	Πλινθοδομές δρομικές δι' ειδικών ελαφρών πλινθων πλήρων ($d = 10+2 \times 2 = 14 \text{ cm}$)	180 kg/m ²
9	Πλινθοδομές μπατικές δι' οπτόπλινθων πλήρων ($d = 21+2 \times 2 = 25 \text{ cm}$)	450 kg/m ²
10	Πλινθοδομές μπατικές δι' οπτόπλινθων διάτρητων των έξι οπών ($d = 20+2 \times 2 = 24 \text{ cm}$)	360 kg/m ²
11	Πλινθοδομές μπατικές δι' ειδικών ελαφρών πλινθων πλήρων ($d = 19+2 \times 2 = 23 \text{ cm}$)	280 kg/m ²
12	Δι' ελαφρά χωρίσματα βλέπε άρθρο 8 εδάφιο 4 παράγραφος 3.	

Πίνακας 4.9 Β.Δ. 10-12-1945 Τοιχοποιίες

- **Πρόσθετα φορτία κλιμακοστασίου:** αφορούν τις πλάκες του κλιμακοστασίου της κατασκευής και θεωρούμε ότι επιβάλλονται σε κάθε όροφο, επί των δύο περιμετρικών δοκών του κλιμακοστασίου που βρίσκονται κατά τη διεύθυνση x , ως πρόσθετα, γραμμικά ομοιόμορφα καταναμεημένα φορτία, με τιμή **11 KN/m**.



Εικόνα 4.12 Εξωτερικές Μπατικές Τοιχοποιίες και Πρόσθετα Φορτία Κλιμακοστασίου

Όλα τα παραπάνω φορτία που προσδιορίστηκαν μέσω του «Β.Δ. 10-12-1945» είναι σε συμφωνία με τις αντίστοιχες τιμές του Ευρωκώδικα 2 και σε ορισμένες περιπτώσεις πλεονάζοντα αυτών (υπερεκτίμηση έναντι ασφαλείας). Σε συνδυασμό και με τις όποιες παραδοχές, θεωρούμε ότι οι τιμές των φορτίσεων ανταποκρίνονται στις απαιτήσεις των αναλύσεων που ακολουθούν στη συνέχεια της εργασίας.

4.5 Θεμελίωση

Με βάση τα διαθέσιμα δεδομένα για την ευρύτερη περιοχή μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η θεμελίωση της ανωδομής γίνεται επί βραχώδους εδάφους. Τα υγιή βραχώδη πετρώματα έχουν μεγαλύτερη ικανότητα να φέρουν διατμητικά και εφελκυστικά φορτία σε σχέση με τα εδάφη και επιτρέπουν σχεδόν μηδενικές διαφορικές μετατοπίσεις. Έτσι η θεμελίωση της κατασκευής λογίζεται ως δύσκαμπτη. Πραγματοποιείται με **μεμονωμένα πέδιλα** και σε **μικρό βάθος**, όπως φαίνεται και από τον ξυλότυπο θεμελίωσης της αρχικής άδειας που παρατίθεται στην Ενότητα 4.3.

4.6 Προσομοίωση

Η προσομοίωση του κτηρίου έγινε στο πρόγραμμα Etabs 2016. Αρχικά προσδιορίστηκαν τα υλικά της κατασκευής.

Define → Material Properties → Add New Material

Το σκυρόδεμα ορίστηκε ως C16/20 από την χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή κυλίνδρου και τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά που περιγράφονται στην 4.2.1.3.

Material Property Data

General Data

Material Name: C16/20

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Swatch] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 23 kN/m³

Mass per Unit Volume: 2345,347 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 28608 MPa

Poisson's Ratio, U: 0,2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,00001 1/C

Shear Modulus, G: 11920 MPa

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Εικόνα 4.13 Μηχανικά Χαρακτηριστικά Σκυροδέματος

Στη φόρμα εισαγωγής των χαρακτηριστικών σχεδιασμού η αντοχή σε θλίψη θα τεθεί με την μέση τιμή της, διαιρεμένη με κατάλληλο συντελεστή ασφαλείας, για την εφαρμογή της μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης (Pushover) που θα γίνει στη συνέχεια. Ο συντελεστής ασφαλείας υπολογίζεται σε συνάρτηση και με την Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.) των μηχανικών χαρακτηριστικών του σκυροδέματος που έχει υπολογιστεί από το Κεφάλαιο 4.2.1.3 ως υψηλή.

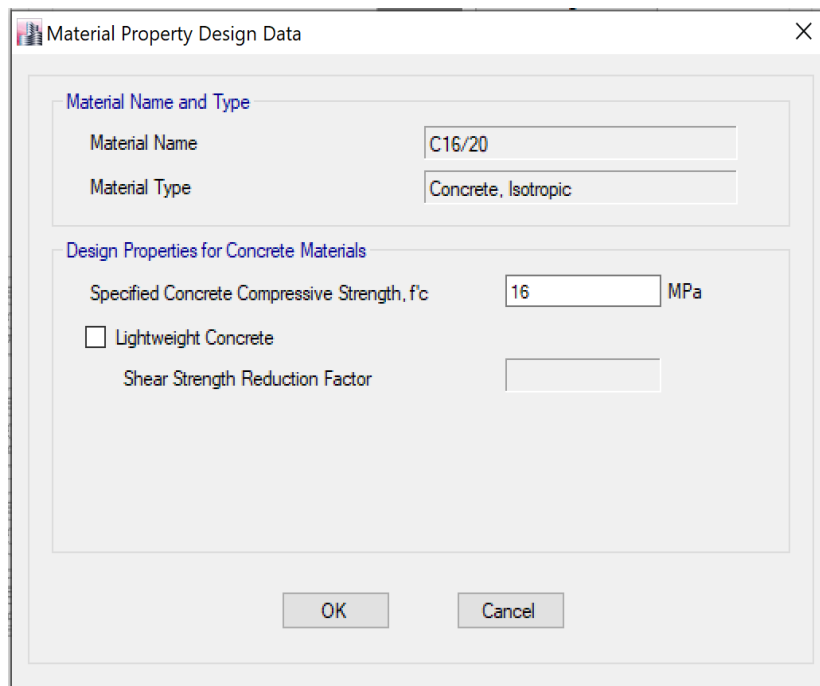
Βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ:

Για τις ιδιότητες των υλικών (οριακές καταστάσεις αστοχίας)

4.5.3.1 Υφιστάμενα υλικά

Για υψηλή στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων οι τιμές γ_m θα λαμβάνονται μειωμένες σε σχέση με αυτές που προβλέπονται για την ικανοποιητική στάθμη. Αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να ληφθούν υπόψη οι εξής τιμές: $\gamma_c = 1,15$.

$$f'_c = 18/1,15 \rightarrow f'_c \approx 16 \text{ MPa}$$



Εικόνα 4.14 Ολιπτική Αντοχή Σκυροδέματος

Στη συνέχεια, ορίστηκε ο χάλυβας οπλισμού (A615Gr60: default του Etabs με σχεδόν ταυτόσημα χαρακτηριστικά αντοχής με τον StIII). Τα λοιπά μηχανικά χαρακτηριστικά δηλώθηκαν όπως προσδιορίστηκαν στο Κεφάλαιο 4.2.2.2.

Material Property Data

General Data

Material Name: Steel Rebar

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: [Color] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 78,5 kN/m³

Mass per Unit Volume: 8004,772 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 200000 MPa

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000117 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Εικόνα 4.15 Μηχανικά Χαρακτηριστικά Χάλυβα Οπλισμού

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: Steel Rebar

Material Type: Rebar, Uniaxial

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, Fy: 413,69 MPa

Minimum Tensile Strength, Fu: 620,53 MPa

Expected Yield Strength, Fye: 455,05 MPa

Expected Tensile Strength, Fue: 682,58 MPa

OK Cancel

Εικόνα 4.16 Αντοχές Χάλυβα Οπλισμού

Με βάση τα υλικά του προηγούμενου βήματος, προσδιορίστηκαν τα κύρια δομικά στοιχεία της κατασκευής. Ανάλογα με τη γεωμετρία, τις διαστάσεις και την διάταξη του οπλισμού, δημιουργήθηκαν 11 τύποι δοκών και 13 τύποι υποστυλωμάτων (στοιχεία πλαισίου) και 1 τύπος πλάκας (λεπτό κέλυφος με διαφραγματική λειτουργία).

Για τα υποστυλώματα και τις δοκούς:

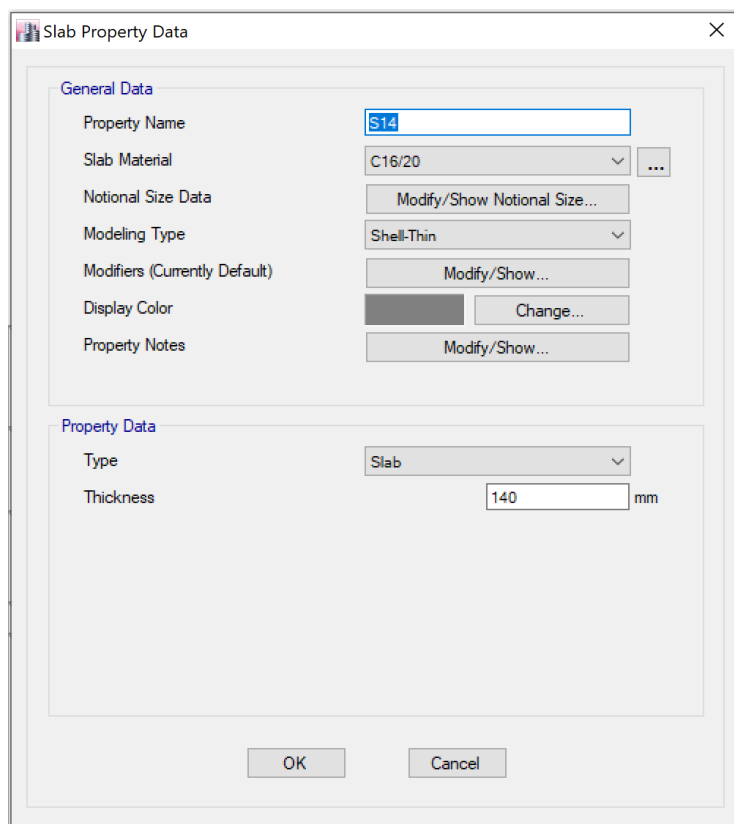
Define → Section Properties → Frame Sections → Add New Property

Εικόνα 4.17 Εισαγωγή δεδομένων γεωμετρίας. Παράδειγμα Υποστυλώματος 20/25

Εικόνα 4.18 Εισαγωγή δεδομένων οπλισμού. Υποστύλωμα εικόνας 4.17 με 4Φ14

Για τις πλάκες:

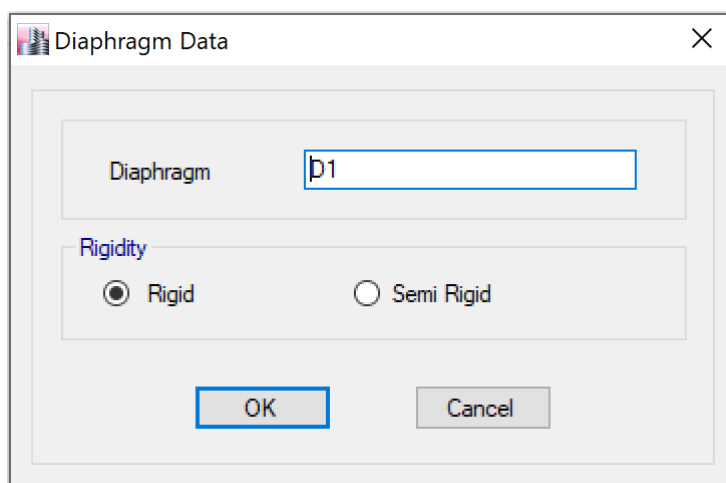
Define → Section Properties → Slab Sections → Add New Property



Εικόνα 4.19 Εισαγωγή δεδομένων Πλάκας

Ορίζεται επίσης η διαφραγματική λειτουργία που θα δοθεί στις πλάκες. Τα σημεία του επιπέδου του κάθε ορόφου θα έχουν τις ίδιες μετατοπίσεις και οι οριζόντιες δυνάμεις θα μεταδίδονται από τις πλάκες στα επιμέρους στοιχεία ανάλογα με τη δυσκαμψία τους.

Define → Diaphragms → Modify/Show Diaphragm



Εικόνα 4.20 Ορισμός Διαφραγματικής Λειτουργίας πλακών

Έχοντας δημιουργήσει τα κύρια δομικά στοιχεία ξεκίνησε η σχεδίαση του μοντέλου. Δηλώθηκαν οι στάθμες της κατασκευής:

Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
Story4	2,7	12,3	No	None	No	0	Blue
Story3	3,2	9,6	No	Story2	No	0	Green
Story2	3,2	6,4	Yes	None	No	0	Cyan
Story1	3,2	3,2	No	None	No	0	Red
Base		0					

Note: Right Click on Grid for Options

Buttons: Refresh View, OK, Cancel

Εικόνα 4.21 Δεδομένα για Στάθμες Κατασκευής

Δημιουργήθηκε πλέγμα με τη βασική γεωμετρία του φορέα, πάνω στο οποίο υλοποιήθηκαν οι κόμβοι της κατασκευής.

Grid System Name: S1

System Origin: Global X: 0 m, Global Y: 0 m, Rotation: 0 deg

Story Range Option: Default - All Stories, User Specified (Top Story: Story4, Bottom Story: Base)

Click to Modify/Show: Reference Points..., Reference Planes...

Options: Bubble Size: 1250 mm, Grid Color: [Grey]

Rectangular Grids: Display Grid Data as Ordinates, Display Grid Data as Spacing

Quick Start New Rectangular Grids...

Grid ID	X Ordinate (m)	Visible	Bubble Loc
A	0	Yes	End
B	1,125	Yes	End
C	5,925	Yes	End
D	10,975	Yes	End
E	14,225	Yes	End
F	19,275	Yes	End

Grid ID	Y Ordinate (m)	Visible	Bubble Loc
1	0	Yes	Start
2	3,775	Yes	Start
3	4,375	Yes	Start
4	6,15	Yes	Start
5	7,775	Yes	Start
6	9,75	Yes	Start

Grid ID	X1 (m)	Y1 (m)	X2 (m)	Y2 (m)	Visible	Bubble Loc

Buttons: Add, Delete, Sort, OK, Cancel

Εικόνα 4.22 Εισαγωγή δεδομένων πλέγματος

Σχεδιάστηκαν τα υποστυλώματα και δοκοί:

Draw → Draw Beam/Column/Brace Objects → Draw Beam/Column/Brace (Plan, Elev, 3D)

και τέλος οι πλάκες

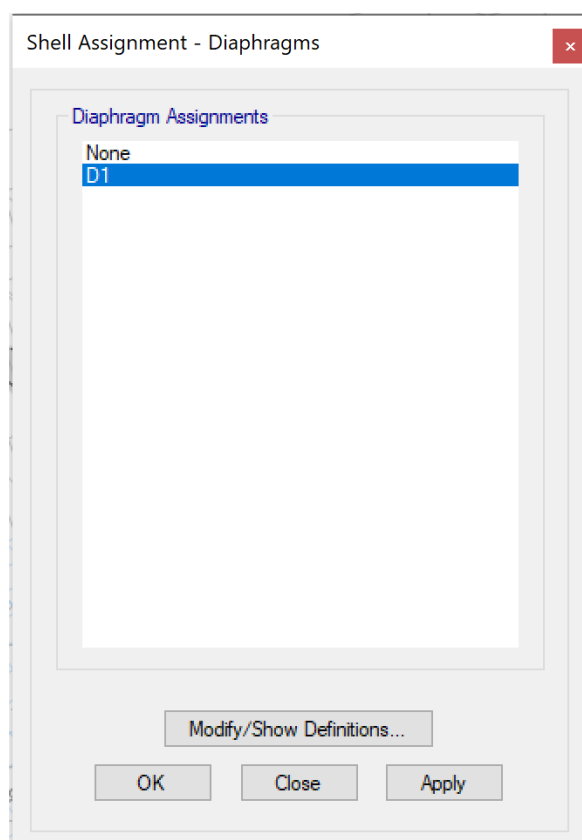
Draw → Draw Floor/Wall Objects → Draw Floor/Wall (Plan, Elev, 3D).

Οι πλάκες αφού σχεδιάστηκαν επιλέχθηκαν

Select → Object Type → Floors

και τους δόθηκε η λειτουργία διαφράγματος D1:

Assign → Shell → Diaphragms → D1 → Apply



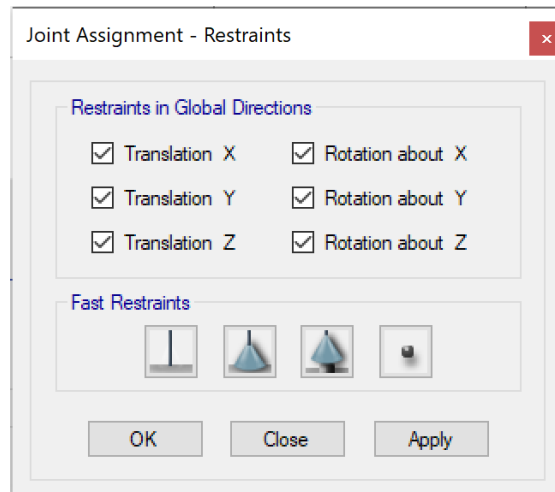
Εικόνα 4.23 Απόδοση Διαφραγματικής Λειτουργίας στις πλάκες

Στην συνέχεια, ορίστηκε η θεμελίωση μέσω πακτώσεων σύμφωνα με το Κεφάλαιο 4.5. Οι πακτώσεις τοποθετήθηκαν στην στάθμη επιφάνειας του εδάφους, με την παραδοχή ότι το βάθος της θεμελίωσης, σε σχέση με το είδος της, κρίνεται αμελητέο και άνευ επιρροής. Εξίσου αμελητέα κρίνεται και η συνεισφορά του υπερκείμενου των πεδίων εδαφικού στρώματος.

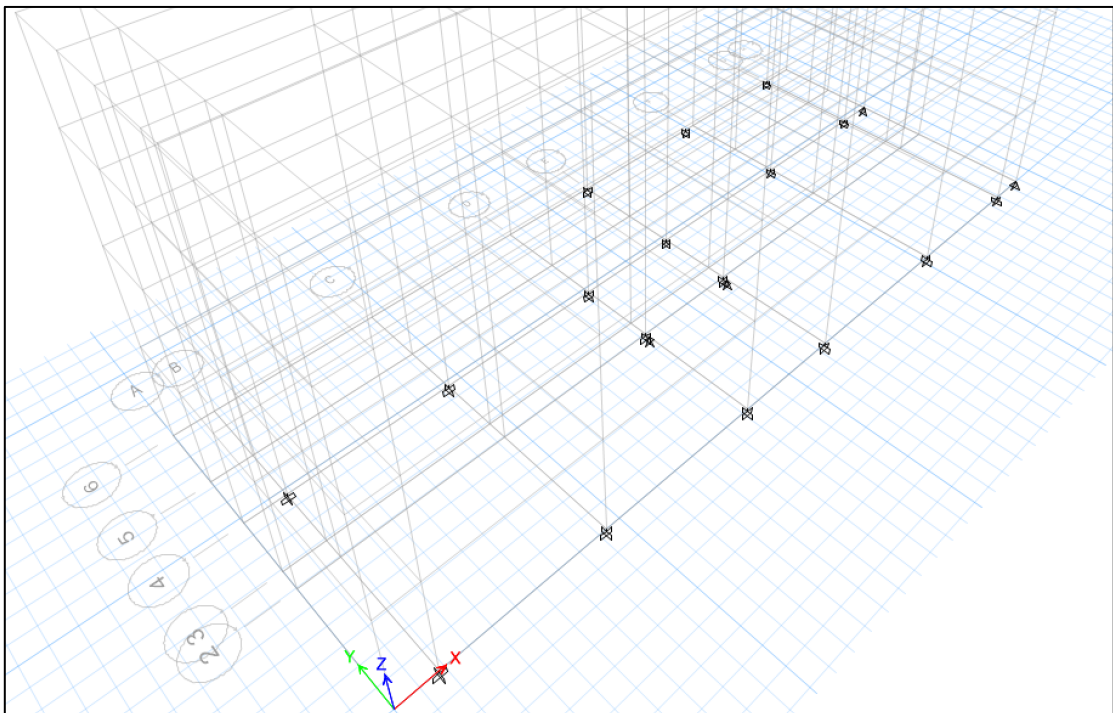
Επιλέχθηκαν οι κόμβοι των υποστυλωμάτων στη στάθμη του εδάφους

Assign → Joint → Restraints

και τους επιβλήθηκε περιορισμός των μετακινήσεων και των στροφών.



Εικόνα 4.24 Εισαγωγή Δεσμεύσεων Πακτώσεων Θεμελίωσης



Εικόνα 4.25 Προσομοίωση Θεμελίωσης Κατασκευής μέσω Πακτώσεων

Οι τοιχοπληρώσεις της κατασκευής θα προσομοιωθούν με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

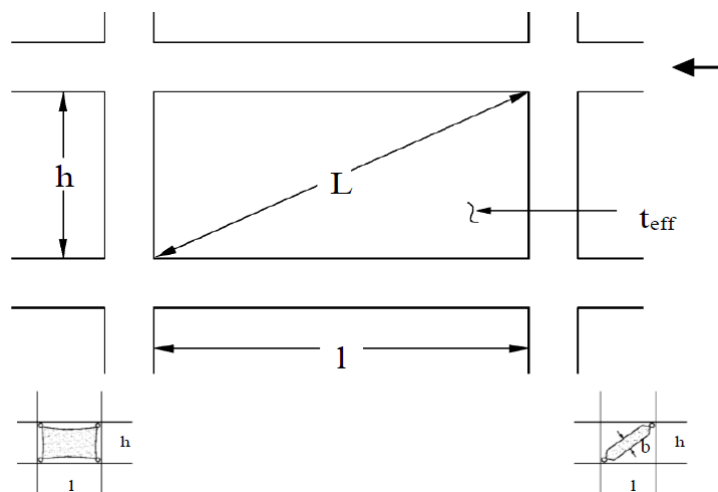
Άοπλες τοιχοπληρώσεις

Οι τοιχοπληρώσεις δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων (βαρύτητας), πλην του ιδίου βάρους τους και υπό σεισμό, μπορούν να προσομοιωθούν:

- Είτε ως διατμητικό φάτνωμα/πέτασμα, ορθοτροπικό, με τέσσερις «κόμβους»-αρθρώσεις προς τους αντίστοιχους κόμβους του τοιχοπληρωμένου πλαισίου

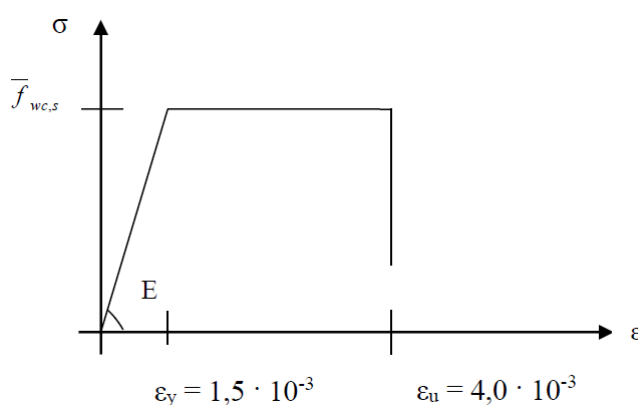
- Είτε, απλούστερα, ως ισοδύναμη αμφιαρθρωτή θλιβόμενη διαγώνια ράβδος (κατά την εκάστοτε φορά του σεισμού εντός του πλαισίου), με συγκεκριμένο πλάτος b

Ένας τοίχος πλήρωσης μπορεί να λαμβάνεται υπόψη μόνον όταν περιβάλλεται από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος (δηλ. είναι σφηνωμένος σε - ή συνδεδεμένος με - στοιχεία του σκελετού) τουλάχιστον κατά τις τρεις πλευρές του και δεν έχει μεγάλα ή/και πολλά ανοίγματα και δεν αστοχεί πρόωρα εκτός επιπέδου.



Εικόνα 4.26 Προσομοίωση Τοιχοπληρώσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Όσο αφορά το προσομοίωμα σ - ϵ της θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου και όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία για άοπλη τοιχοποιία μπορεί να θεωρηθεί ότι η μετά την αστοχία εναπομένουσα αντοχή F_{res} είναι μηδενική και να χρησιμοποιηθεί το ακόλουθο διάγραμμα.



Εικόνα 4.27 Διάγραμμα Τάσεων Παραμορφώσεων Ισοδύναμης Θλιβόμενης Διαγώνιας Ράβδου

Σύμφωνα με τα όσα έχουμε ορίσει στο Κεφάλαιο 4.2, η αντοχή σε λοξή θλίψη των τοιχοπληρώσεων είναι $f_{wc,s}=1,50$ MPa και επομένως λαμβάνουμε μέση θλιπτική αντοχή κατά τη διεύθυνση της διαγώνιας $\bar{f}_{wc,s}=1,50$ MPa.

Το μέτρο ελαστικότητας E υπολογίζεται:

$$E = \bar{f}_{wc,s} / \varepsilon_y \rightarrow E = 1.000 \text{ MPa}$$

Ορίζουμε έτσι ιστροπικό υλικό με τα παραπάνω χαρακτηριστικά. Τα φορτία που προσθέτουν οι τοιχοπληρώσεις στην κατασκευή λογίζονται όπως αναλύθηκε στο Κεφάλαιο 4.4 και κατά συνέπεια το υλικό θεωρούμε ότι έχει ειδικό βάρος 0.

Material Property Data

General Data

Material Name: Brick 1

Material Type: Other

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Yellow] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0 kN/m³

Mass per Unit Volume: 0 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 1000 MPa

Poisson's Ratio, U: 0,2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000099 1/C

Shear Modulus, G: 416,67 MPa

Design Property Data

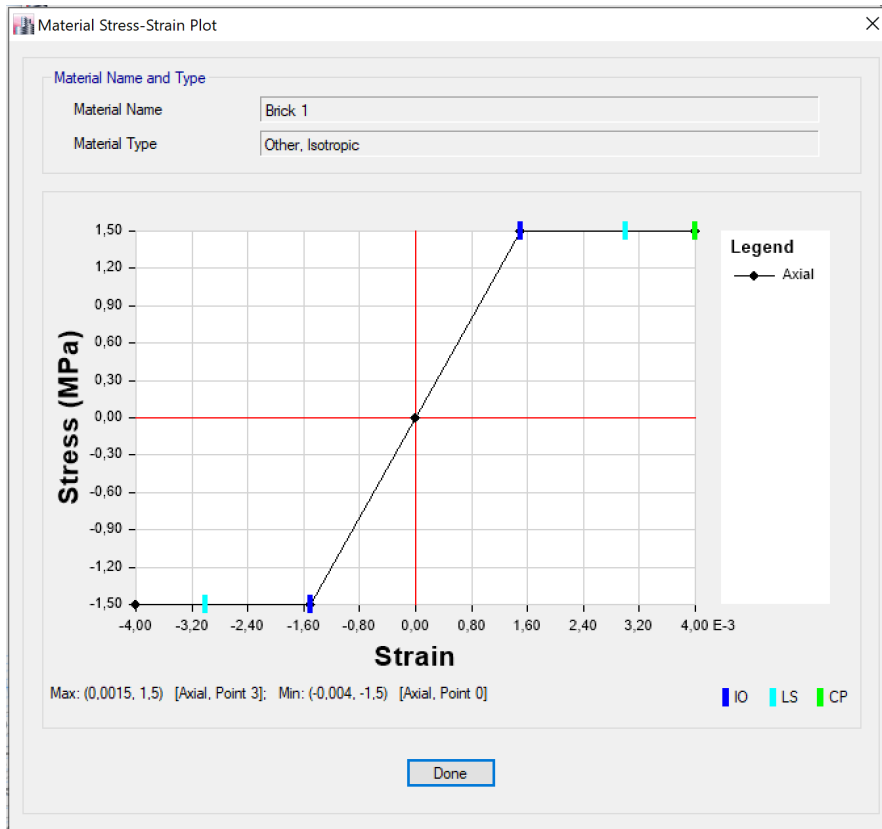
Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Εικόνα 4.28 Υλικό Προσομοίωσης Τοιχοπληρώσεων



Εικόνα 4.29 Νόμος Συμπεριφοράς Υλικού Προσομοίωσης Τοιχοπληρώσεων

Nonlinear Material Data

Material Name and Type
 Material Name: Brick 1
 Material Type: Other, Isotropic

Miscellaneous Parameters
 Hysteresis Type: Elastic
 Drucker-Prager Parameters
 Friction Angle: 0 deg
 Dilatational Angle: 0 deg

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	mm/mm
IO	0,0015	0,0015	
LS	0,003	0,003	
CP	0,004	0,004	

Ignore Tension Acceptance Criteria

Stress Strain Curve Definition Options
 Parametric
 User Defined

User Stress-Strain Curve Data
 Number of Points in Stress-Strain Curve: 5

Point Number	Strain	Stress (N/mm ²)	Point ID
1	-0,004	-1,5	
2	-0,0015	-1,5	
3	0	0	A
4	0,0015	1,5	
5	0,004	1,5	

Add Row
 Delete Rows
 Order Rows
 Show Plot...

OK Cancel

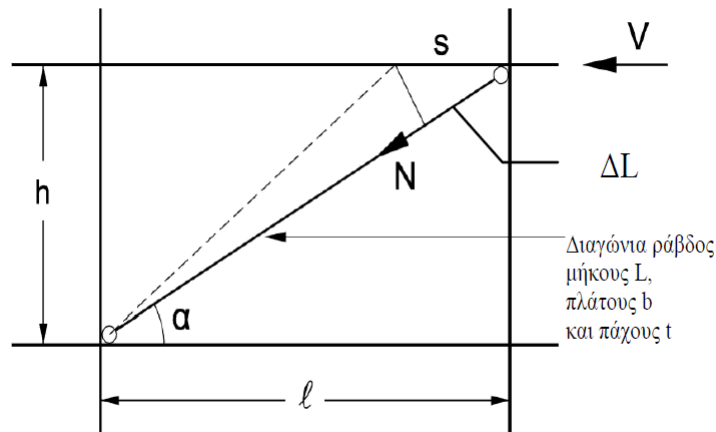
Εικόνα 4.30 Κριτήρια αποδοχής Υλικού Προσομοίωσης Τοιχοπληρώσεων

Όταν η τοιχοπλήρωση προσομοιώνεται ως ισοδύναμη (προς το φάτνωμα) 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 το προσομοίωμα του διατμητικού φαινώματος
- Το πλάτος b της θλιβομένης διαγωνίου, θα εκτιμάται με βάση την ισοδυναμία και το συμβιβαστό παραμορφώσεων και δυνάμεων (τάσεων).

Για ενιαίες κατά τη διατομή τοιχοπληρώσεις, ως «ισοδύναμο» πάχος λαμβάνεται το συνολικό τους πάχος. Συνεπώς, για το φάτνωμα και την ισοδύναμη αυτού θλιβόμενη διαγώνια ράβδο θεωρούμε $t=0,20 \text{ m}$.

Όσο αφορά το συμβιβαστό παραμορφώσεων και δυνάμεων (τάσεων):



Εικόνα 4.31 Συμβιβαστό Παραμορφώσεων και Δυνάμεων

Ανάλυση δυνάμεων

$$N=V/\cos\alpha \text{ και } L=l/\cos\alpha(= (l^2+h^2)^{0,5},$$

$$\text{με } N=(t \cdot b) \cdot \bar{f}_{wc,s}, \text{ και } V=(t \cdot l) \cdot \bar{f}_{wv}$$

$$\text{Άρα: } b \approx L \cdot (\bar{f}_{wv} / \bar{f}_{wc,s}),$$

οπότε για μέσες τιμές αντοχών πριν ή κατά τη ρηγματώση, προκύπτει:

$$b = 0,15 L \text{ (L: μήκος διαγωνίας ράβδου)}$$

Καταλήγουμε σε δύο αντιπροσωπευτικά μήκη διαγωνίου για όλη την κατασκευή, συναρτήσει των οριζοντίων μηκών των τοιχοπληρώσεων και καθαρού ύψους 3 μέτρων. Έτσι δημιουργούνται δύο τυπικές διατομές για την ισοδύναμη θλιβόμενη διαγώνιο:

$$1^{\text{η}}: \text{ μήκος διαγωνίου } L_1=5,96 \rightarrow b_1 \approx 0,90 \text{ m} \rightarrow \text{ Διατομή } 0,20 \text{ m} \times 0,90 \text{ m}$$

$$2^{\text{η}}: \text{ μήκος διαγωνίου } L_2=4,65 \rightarrow b_2 \approx 0,70 \text{ m} \rightarrow \text{ Διατομή } 0,20 \text{ m} \times 0,70 \text{ m}$$

Αν η διαγώνια ράβδος αρχίζει και τελειώνει σε κόμβους του πλαισίου, η χρήση προσομοιώματος θλιπτήρα-ελκυστήρα κατά τις δύο διαγώνιες με ράβδους μισής δυστένειας σε σχέση με αυτές του προσομοιώματος της απλής θλιβόμενης διαγωνίας, έχει πρακτικώς ως

αποτέλεσμα ίση ένταση στον φορέα πλην των αξονικών δυνάμεων κάποιων στοιχείων. Σχετικώς, υπάρχουν διαφορές στις αξονικές δυνάμεις εξωτερικών υποστυλωμάτων, οι οποίες όμως είναι μικρές σε σχέση με τις αξονικές δυνάμεις που προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία και έτσι, η διαφορά μπορεί να αμεληθεί. Στις δοκούς, οι αξονικές δυνάμεις εν γένει μπορούν να αμεληθούν και οι διαφορές είναι ούτως ή άλλως μικρές. Οι διαφορές δεν μπορούν πάντα να αμεληθούν όταν οι ελκυστήρες/θλιπτήρες καταλήγουν σε ενδιάμεση περιοχή δοκού (ή υποστυλώματος).

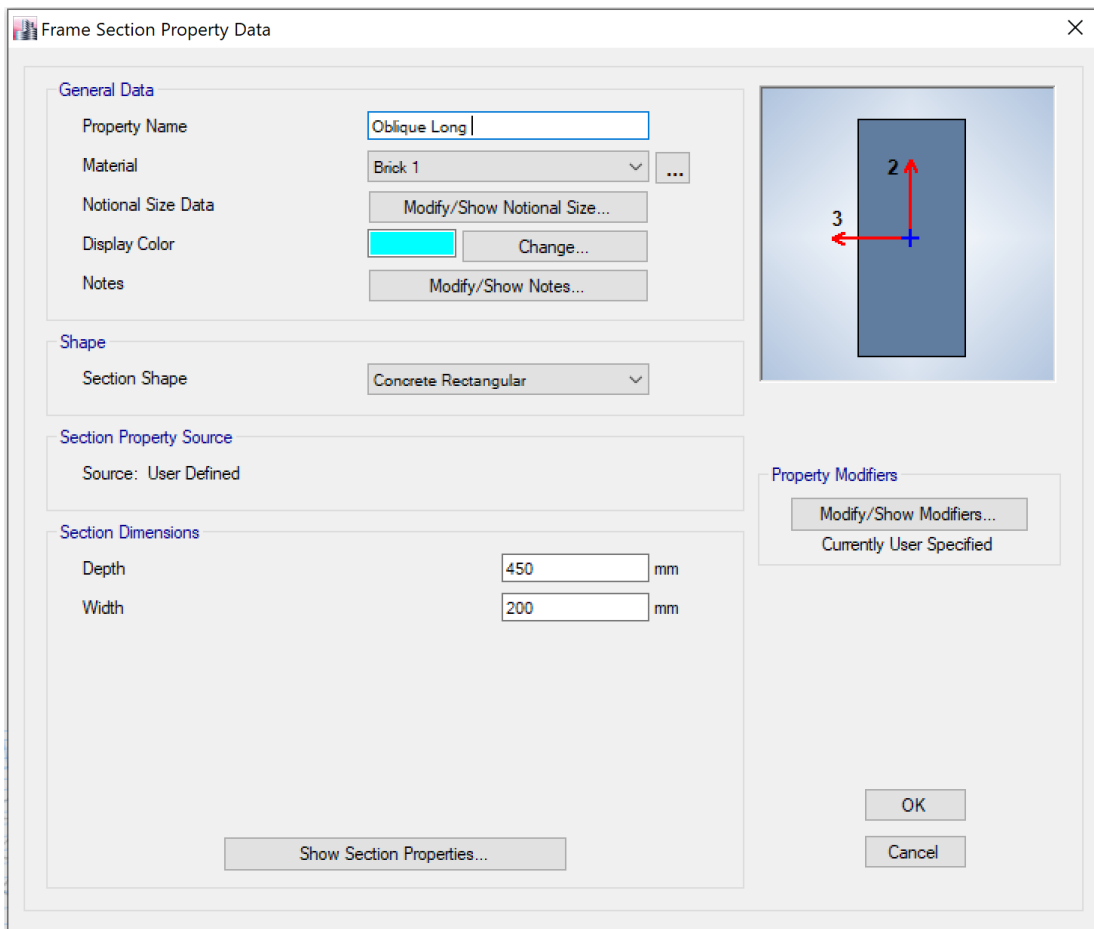
Με βάση τα παραπάνω, οι τοιχοπληρώσεις της κατασκευής προσομοιώνονται τελικά ως συστήματα θλιπτήρα-ελκυστήρα κατά τις δύο διαγώνιες. Αν η δυστένεια της απλής θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου είναι $E \cdot A$ τότε οι θλιπτήρες - ελκυστήρες πρέπει να έχουν δυστένεια $E \cdot A / 2$ και άρα μισό εμβαδό διατομής.

1^η Διατομή απλής 0,20 m x 0,90/2 m → Διατομή 1^η 0,20 m x 0,45 m

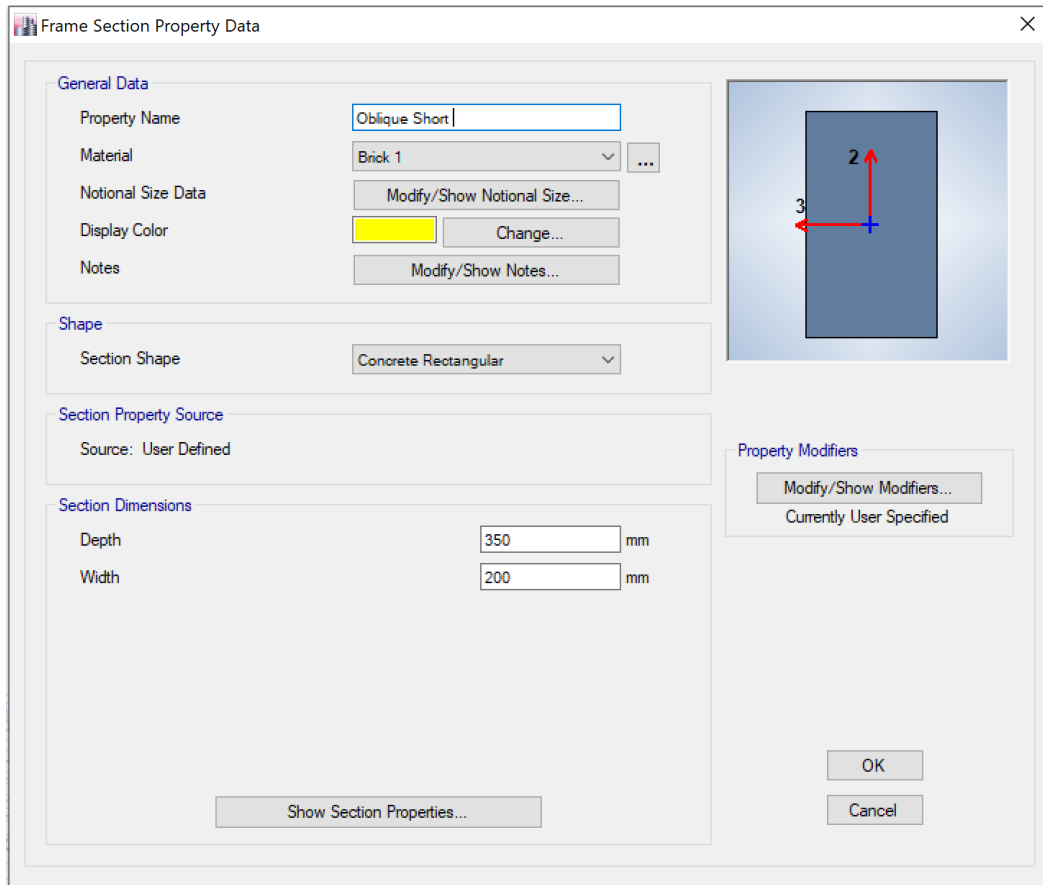
2^η Διατομή απλής 0,20 m x 0,70/2 m → Διατομή 2^η 0,20 m x 0,35 m

Ορίζουμε τα μέλη:

Define → Section Properties → Frame Sections → Add New Property



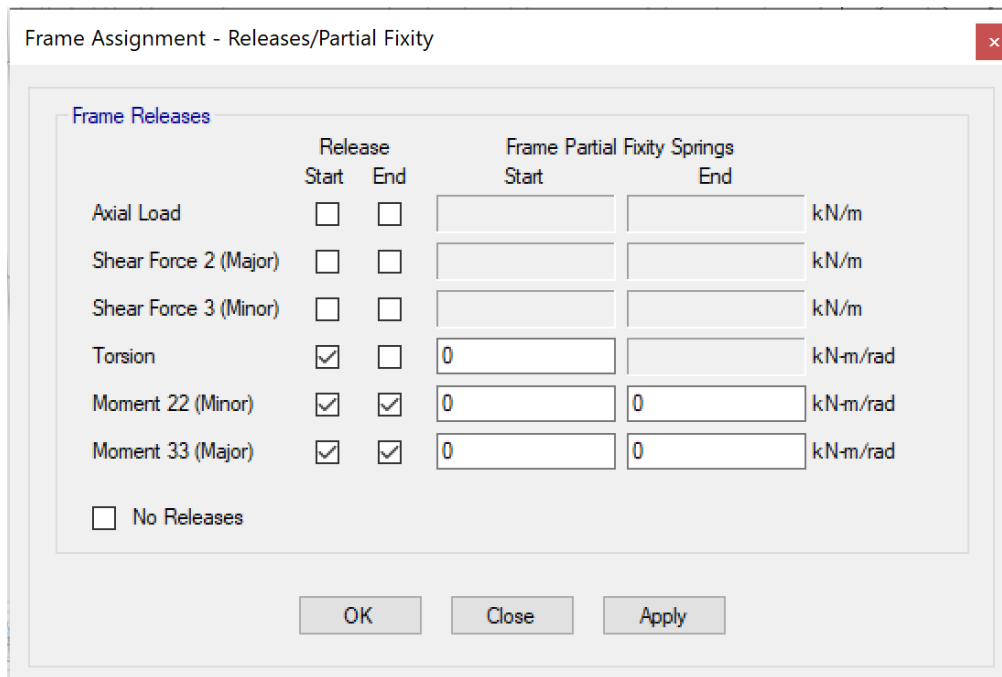
Εικόνα 4.32 1^{ος} Τύπος Θλιπτήρα - Ελκυστήρα



Εικόνα 4.33 2^{ος} Τύπος Θλιπτήρα - Ελκυστήρα

Σε κάθε ράβδο δόθηκε δυνατότητα ανάπτυξης έντασης μόνο κατά την αξονική έννοια (θλιπτήρες – ελκυστήρες):

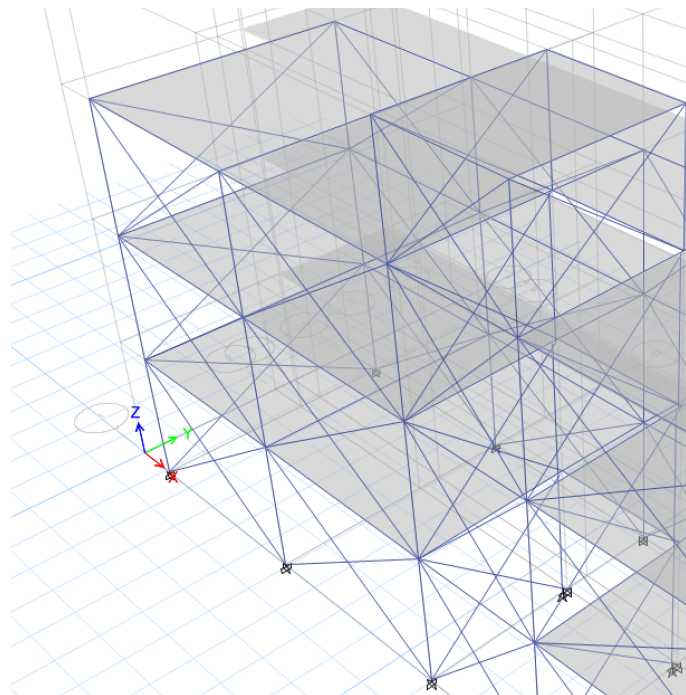
Assign → Frame → Releases/Partial Fixity



Εικόνα 4.34 Θλιπτήρες – Ελκυστήρες

Σχεδιάστηκαν οι δύο τύποι διαγωνίων:

Draw → Draw Beam/Column/Brace Objects → Draw Beam/Column/Brace (Plan, Elev, 3D)

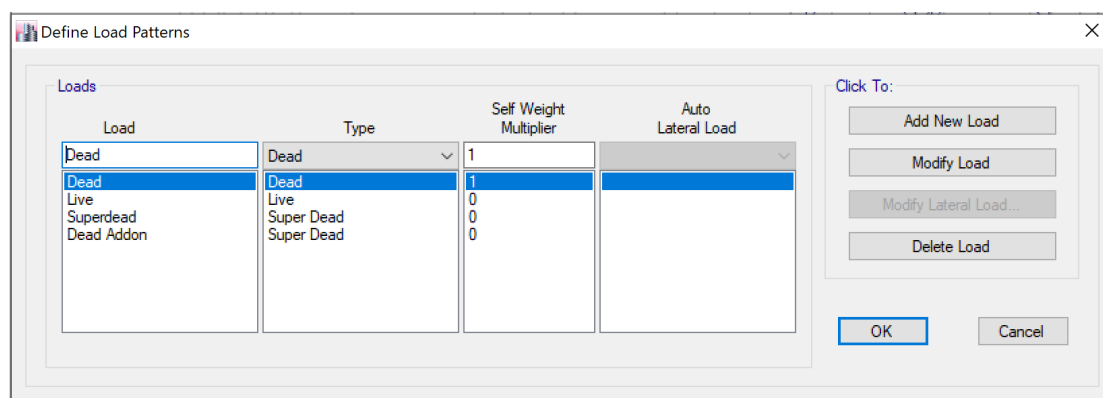


Εικόνα 4.35 Τελική Προσομοίωση Διαγώνιων Ράβδων

Με τη σχεδίαση των διαγώνιων θλιπτήρων - ελκυστήρων ολοκληρώθηκε η μορφοποίηση της κατασκευής. Στη συνέχεια, αποδόθηκαν οι φορτίσεις στον φορέα.

Στο E-tabs, τα είδη φορτίσεων καθορίζονται ως load patterns.

Define → Load Patterns



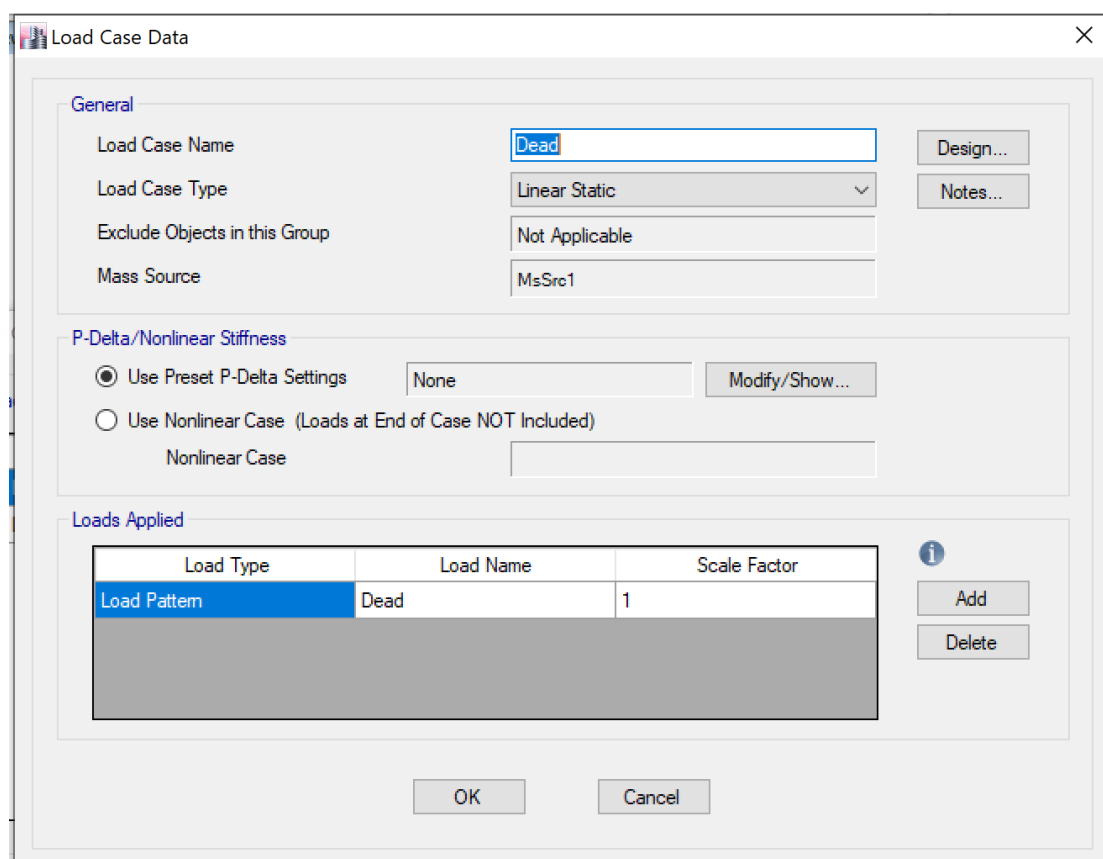
Εικόνα 4.36 load patterns

Οι δύο βασικές κατηγορίες που υπάρχουν ως default στο πρόγραμμα είναι τα dead loads και τα live loads. Στα dead loads μέσω μοναδιαίου πολλαπλασιαστή επιβάλλονται αυτόματα τα ίδια βάρη της κατασκευής (Self-Weight Multiplier = 1). Δημιουργούμε ακόμα τα Superdead στα

οποία θα αποδοθούν τα μόνιμα επιφανειακά φορτία των επικαλύψεων και τα γραμμικά φορτία των τοιχοπληρώσεων και τα Dead Addon στα οποία θα αποδοθούν τα μόνιμα επιφανειακά φορτία της ελαφριάς μεταλλικής προσθήκης.

Το είδος και τα ειδικά χαρακτηριστικά του κάθε load pattern προσδιορίζονται μέσω των load cases. Θεωρούμε αρχικά τα φορτία μας ως γραμμικά στατικά.

Define → Load Cases → Modify / Show Case

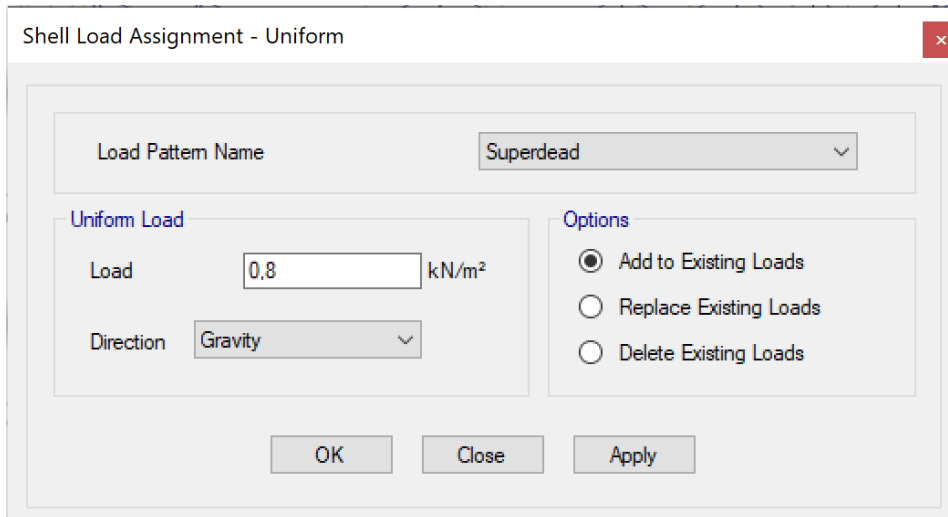


Εικόνα 4.37 Χαρακτηριστικά Φόρτισης – Ίδια Βάρη

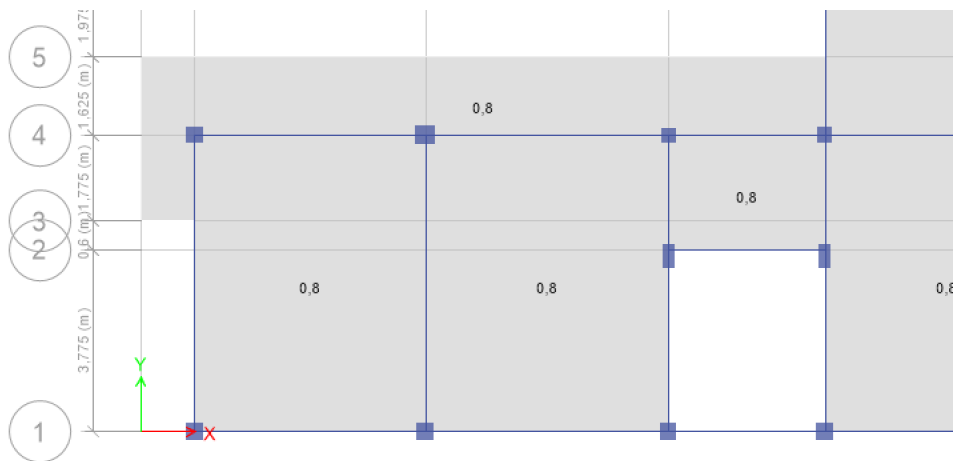
Με βάση τα παραπάνω load cases απονέμονται τα φορτία στα μέλη της κατασκευής όπως ορίστηκαν στο Κεφάλαιο 4.4.

Assign → Shell Loads → Uniform

Πρώτα τα μόνιμα φορτία επικαλύψεων στα load patterns “Superdead” και “Dead Addon”.



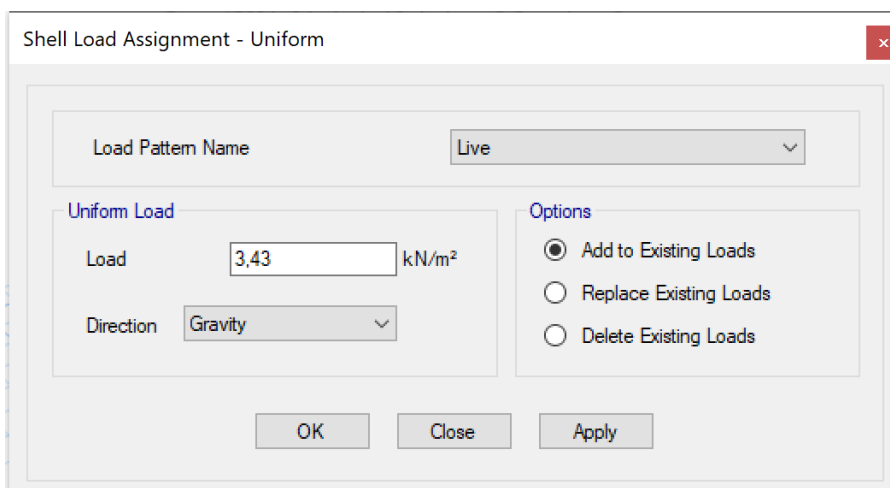
Εικόνα 4.38 Παράδειγμα Εισαγωγής Μονίμων Φορτίων Επικαλύψεων Στάθμη Ισογείου



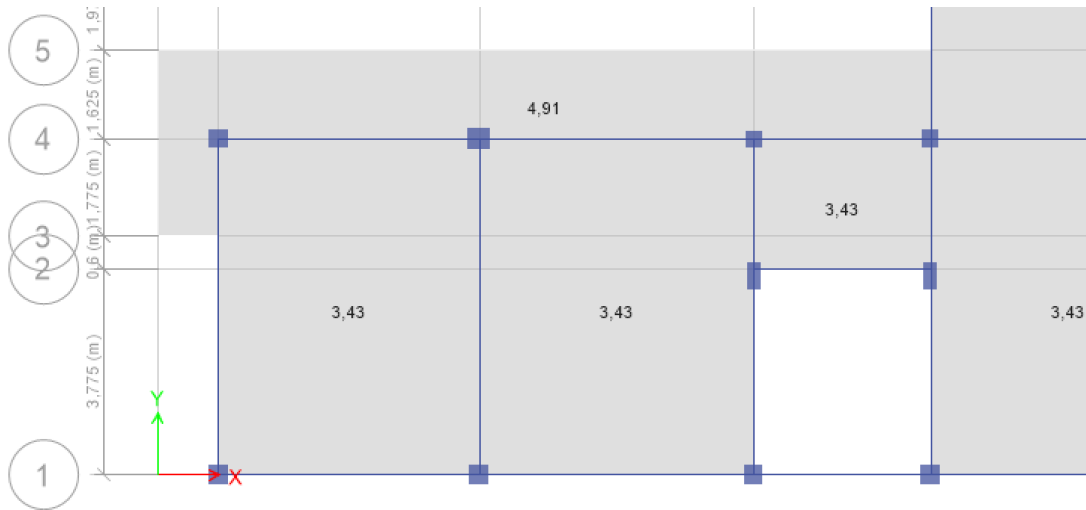
Εικόνα 4.39 Απεικόνιση Μονίμων Φορτίων Επικαλύψεων Στάθμη Ισογείου

Ομοίως, προστίθενται τα κινητά φορτία επί των εσωτερικών δαπέδων και των εξωστών της κατασκευής στο load pattern “Live”.

Assign → Shell Loads → Uniform



Εικόνα 4.40 Παράδειγμα Εισαγωγής Κινητών Φορτίων επί Εσωτερικών Δαπέδων Στάθμη Ισογείου



Εικόνα 4.41 Απεικόνιση Κινητών Φορτίων Στάθμη Ισογείου

Τέλος, τα μόνιμα γραμμικά φορτία στις αντίστοιχες δοκούς.

Assign → Frame Loads → Distributed

Frame Load Assignment - Distributed

Load Pattern Name: Superdead

Load Type and Direction:

 Forces Moments

Direction of Load Application: Gravity

Options:

 Add to Existing Loads

 Replace Existing Loads

 Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

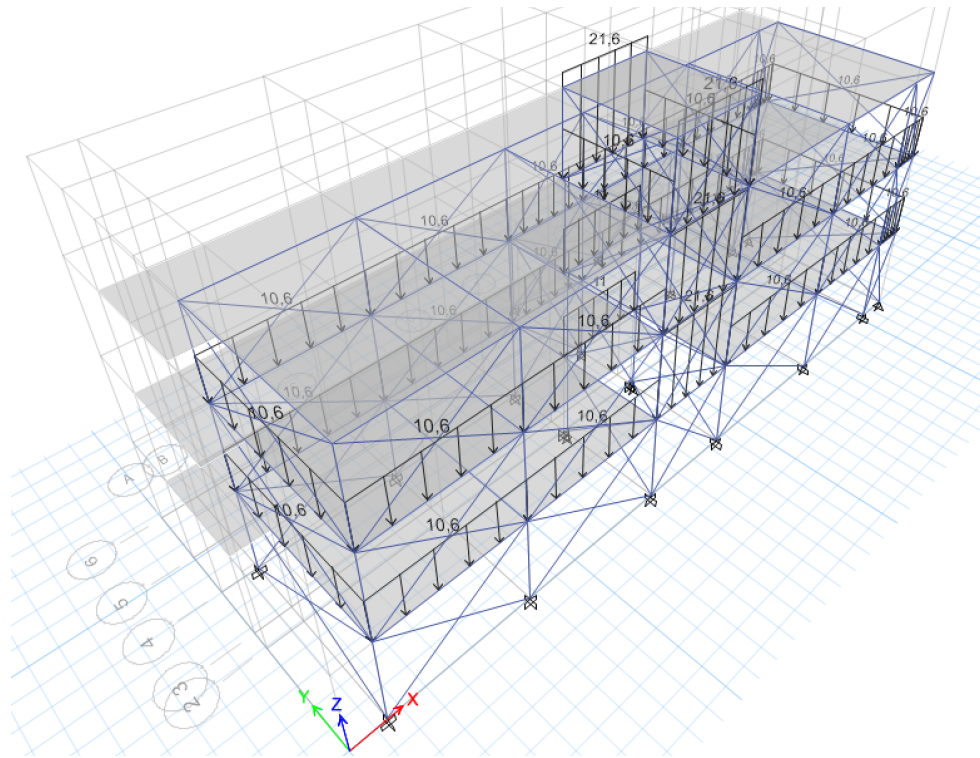
	1.	2.	3.	4.
Distance	0	0,25	0,75	1
Load	0	0	0	0

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load: 10,6 kN/m

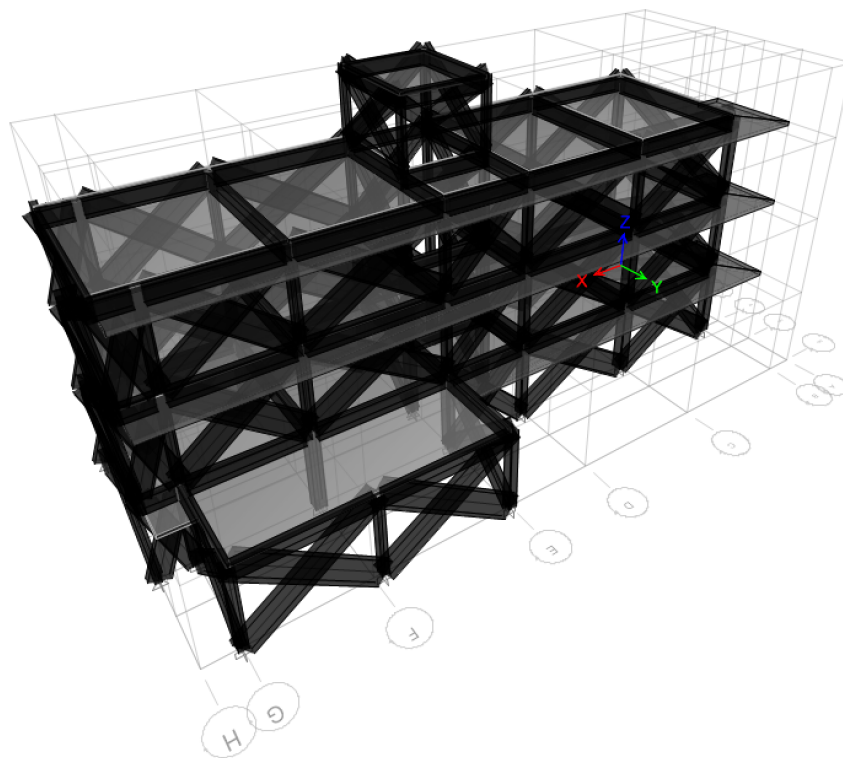
Buttons: OK, Close, Apply

Εικόνα 4.42 Παράδειγμα Εισαγωγής Γραμμικών Φορτίων Τοιχοποιίας επί των δοκών



Εικόνα 4.43 Γραμμικά Φορτία Κατασκευής

Έτσι ολοκληρώθηκε η αρχική προσομοίωση του φορέα στο πρόγραμμα Etabs 2016.



Εικόνα 4.44 3D Προσομοίωση Κατασκευής

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Εφαρμογή Ιδιομορφικής Ανάλυσης

5.1 Προετοιμασία Προσομοιώματος

Για την εφαρμογή της ιδιομορφικής ανάλυσης ορίστηκε το μητρώο μάζας μέσω του συνδυασμού $G+\psi_2Q$.

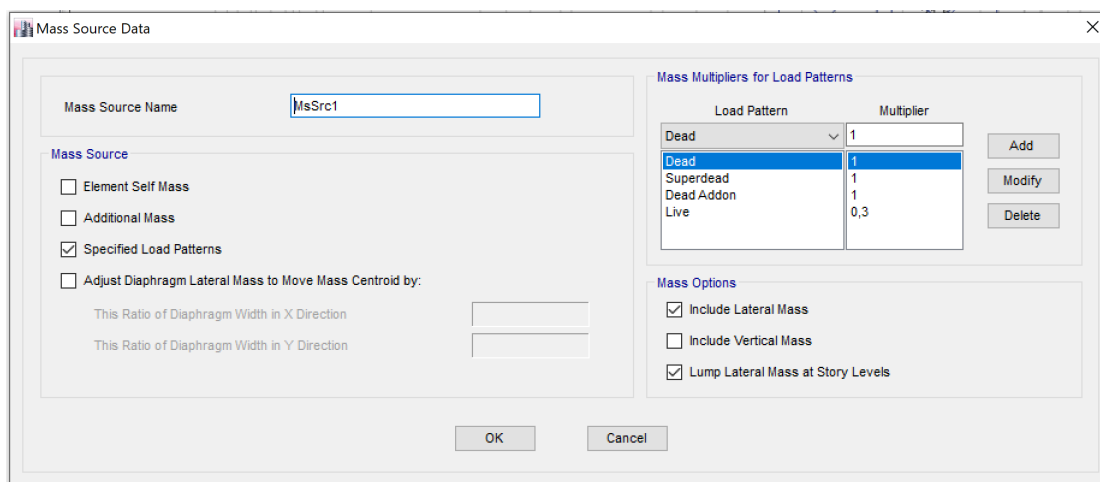
Οι τιμές του συντελεστή ψ_2 προσδιορίζονται με βάση των Ευρωκώδικα

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0

Πίνακας 5.1 Ευρωκώδικας - Τιμές συντελεστή ψ_2

Πήραμε $\psi_2=0,3$ και κατά συνέπεια συνδυασμό για το μητρώο μάζας $G+0,3Q$.

Define → Mass Source → Modify/Show Mass Source



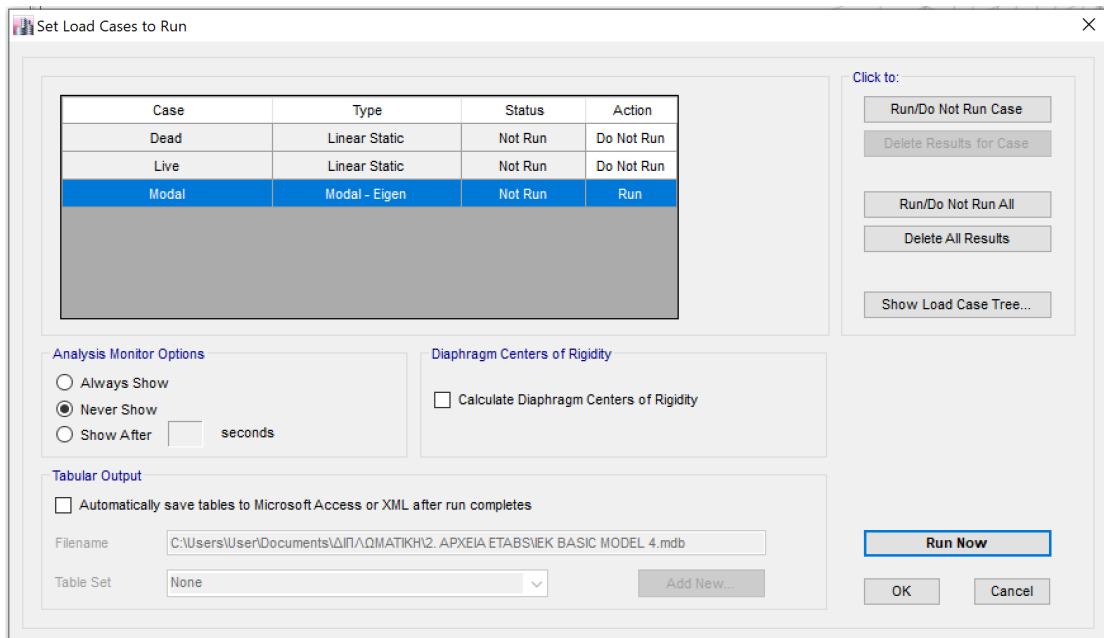
Εικόνα 5.1 Εισαγωγή Συνδυασμού $G+0,3Q$ στο Μητρώο Μάζας

Δεν επιλέγεται το Element Self Mass στην αριστερή στήλη της παραπάνω εικόνας για την αποφυγή της μέτρησής του εις διπλούν, καθώς τίθεται μέσω του load pattern “Dead” με Multiplier 1.

Σε ότι αφορά την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων μέσω θλιπτήρων-ελκυστήρων επισημαίνεται ότι σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (Σχόλια 5-42):

- Στην ελαστική ανάλυση χωρικών προσομοιωμάτων και εφόσον χρησιμοποιούνται ισοδύναμες διαγώνιοι, επιτρέπεται να θεωρούνται αυτές σε χιαστί διάταξη (άρα η μια διαγώνιος θλίβεται και η άλλη εφελκύεται, ενώ δεν προκύπτει ανάγκη διαδοχικών προσεγγίσεων σε κάθε επίλυση ώστε να κρατιούνται στο προσομοίωμα μόνο οι θλιβόμενες διαγώνιοι), δίνοντας σε κάθε διαγώνιο το ήμισυ της προαναφερθείσας δυστένειας ($EAp/2$). Η προσομοίωση αυτή είναι και η **μόνη εφικτή** στην περίπτωση της ελαστικής δυναμικής (**ιδιομορφικής**) ανάλυσης.

Analyze → Set Load Cases to Run → Run Now
Επιλέγουμε μόνο το Case “Modal” (Ιδιομορφική Ανάλυση)



Εικόνα 5.2 Επιλογή Εφαρμογής Ιδιομορφικής Ανάλυσης

5.2 Αποτελέσματα Εφαρμογής

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0,429	2,331	14,6486	214,5817
Modal	2	0,363	2,753	17,2984	299,2352
Modal	3	0,341	2,932	18,4223	339,382
Modal	4	0,165	6,053	38,035	1446,664
Modal	5	0,138	7,223	45,3809	2059,4304
Modal	6	0,131	7,623	47,896	2294,0277
Modal	7	0,112	8,935	56,1377	3151,4385
Modal	8	0,111	9,024	56,7026	3215,1811
Modal	9	0,102	9,801	61,582	3792,3423
Modal	10	0,09	11,103	69,7605	4866,5318
Modal	11	0,077	13,047	81,9798	6720,6883
Modal	12	0,066	15,262	95,8921	9195,3038

Πίνακας 5.2 Ιδιοπερίοδοι και Ιδιοσυχνότητες

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Mode	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
	sec						
1	0,429	0,00003865	0,8209	0	0,1938	0,00001176	0,0051
2	0,363	0,0036	0,0019	0	0,0016	0,0006	0,8297
3	0,341	0,8685	0,0001	0	0,0000396	0,1422	0,0056
4	0,165	0	0,1234	0	0,6502	0	0,001
5	0,138	0,0114	0,0001	0	0,0007	0,0602	0,1129
6	0,131	0,078	0,00000623	0	0,0000455	0,6641	0,0072
7	0,112	0,0001	0,0531	0	0,1441	0,0004	0,0016
8	0,111	0,0183	0,0003	0	0,001	0,0857	0,00001
9	0,102	0,0016	0,0000112	0	0,0002	0,0033	0,036
10	0,09	0,0184	0,00000145	0	0,0000036	0,0417	0,0008
11	0,077	0,00000109	0,0000101	0	0,0079	0,00003846	0
12	0,066	0,00000244	0	0	0,0001	0,0015	0,0000007

Πίνακας 5.3 Συμμετοχή Μαζών

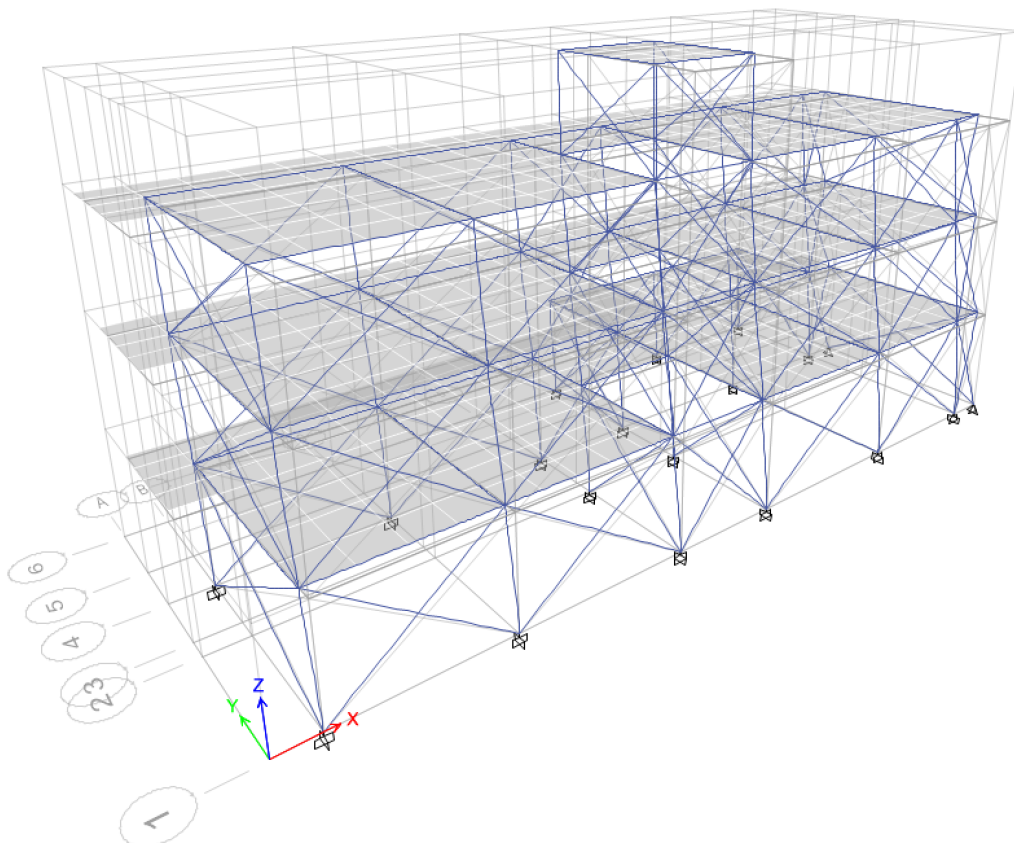
TABLE: Modal Participation Factors							
Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Modal Stiffness
	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m
1	-1,505E-07	0,000022	0	-0,02799	-0,00022	-0,01317	0,00021
2	0,000001	-0,000001	0	0,00251	0,00158	-0,16786	0,0003
3	-0,000023	-2,268E-07	0	0,0004	-0,02397	-0,01381	0,00034
4	7,414E-09	0,000009	0	0,05126	0,00002	0,00576	0,00145
5	-0,000003	2,401E-07	0	-0,00173	0,0156	0,06193	0,00206
6	-0,000007	-6,039E-08	0	0,00043	0,05181	-0,01565	0,00229

7	-1,949E-07	-0,000006	0	-0,02413	0,00125	-0,00744	0,00315
8	0,000003	-4,243E-07	0	-0,00203	-0,01861	0,00059	0,00322
9	0,000001	8,114E-08	0	0,00095	-0,00367	-0,03498	0,00379
10	0,000003	2,912E-08	0	0,00012	-0,01298	0,0052	0,00487
11	2,53E-08	-0,0000001	0	-0,00564	-0,00039	0,00008	0,00672
12	-3,783E-08	-5,014E-09	0	-0,0006	0,00243	-0,00016	0,0092

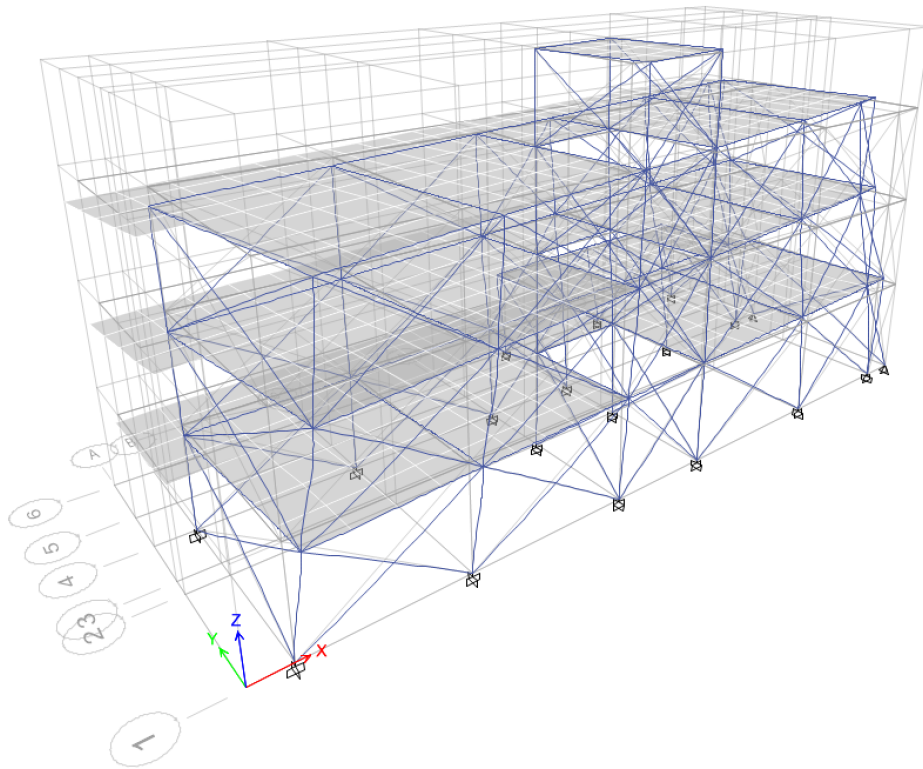
Πίνακας 5.4 Συντελεστές Συμμετοχής

TABLE: Modal Direction Factors							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	RZ	
		sec					
Modal	1	0,429	0	0,996	0	0,004	
Modal	2	0,363	0,006	0,003	0	0,991	
Modal	3	0,341	0,995	0	0	0,005	
Modal	4	0,165	0	0,999	0	0,001	
Modal	5	0,138	0,08	0,001	0	0,919	
Modal	6	0,131	0,906	0	0	0,094	
Modal	7	0,112	0,005	0,987	0	0,008	
Modal	8	0,111	0,816	0,007	0	0,177	
Modal	9	0,102	0,047	0,008	0	0,945	
Modal	10	0,09	0,934	0,001	0	0,066	
Modal	11	0,077	0,006	0,989	0	0,005	
Modal	12	0,066	0,205	0,009	0	0,786	

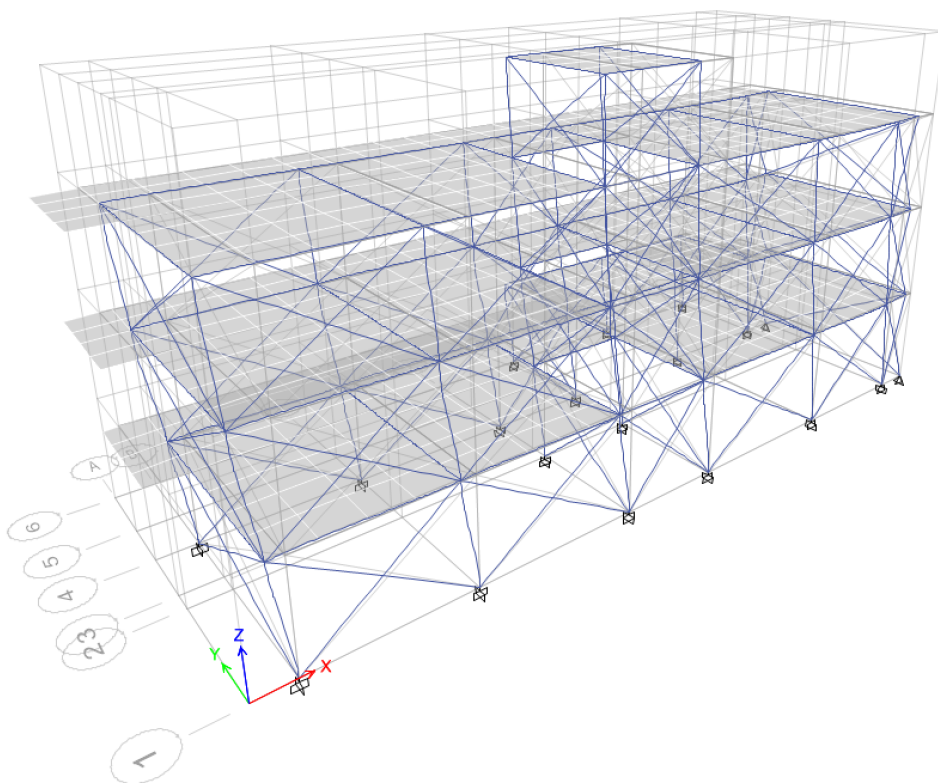
Πίνακας 5.5 Συντελεστές Κατεύθυνσης



Εικόνα 5.3 I¹ Ιδιομορφή της Κατασκευής (Διεύθυνση Y)



Εικόνα 5.4 2^η Ιδιομορφή της Κατασκευής



Εικόνα 5.5 3^η Ιδιομορφή της Κατασκευής (Διεύθυνση X)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 Μη-Γραμμική Στατική Ανάλυση Pushover 1

6.1 Διαδικασία Εφαρμογής

Ξεκινάμε την διαδικασία εφαρμογής της Pushover δημιουργώντας ένα Μη-γραμμικό Load Case για τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής με $G+0,3Q$ (Κανονισμός Φόρτισης EC-1).

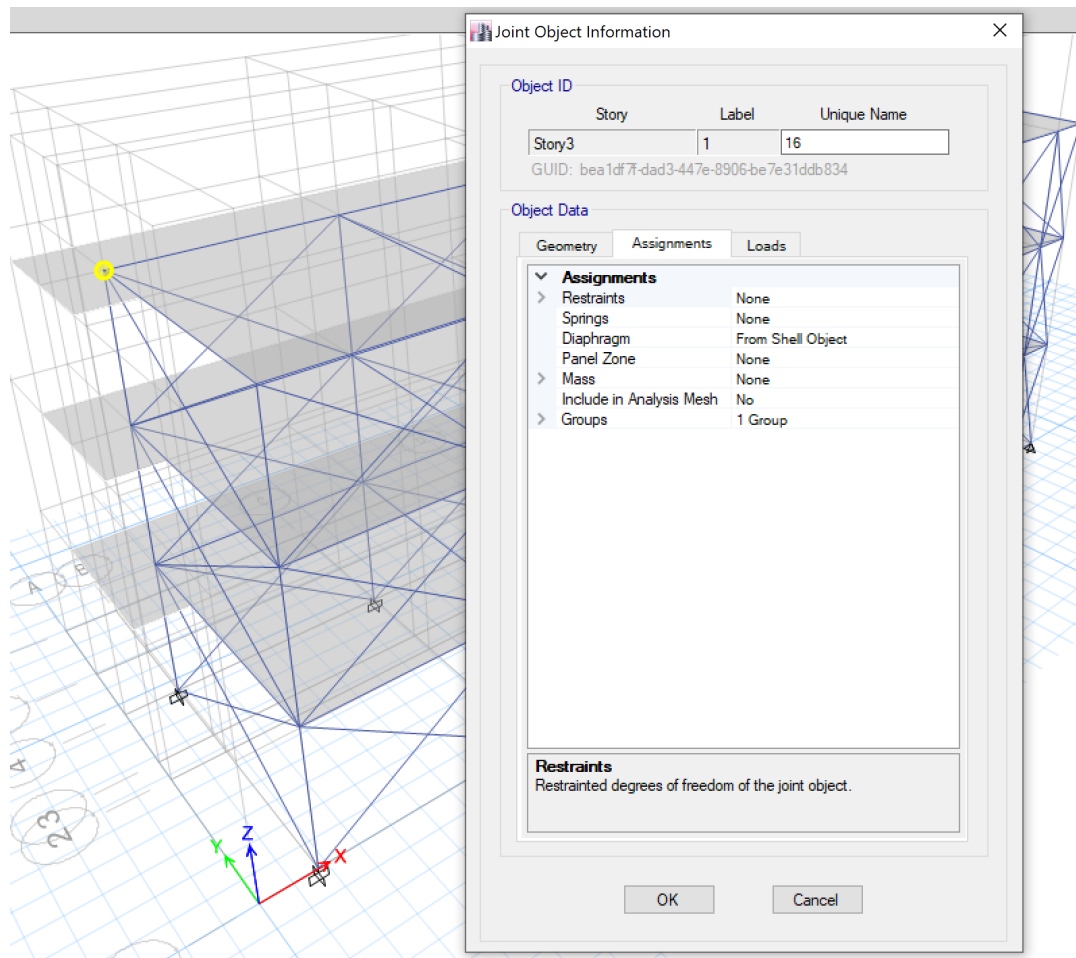
Define → Load Cases → Add New Case
→ Load Case Type → Nonlinear Static

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Superdead	1
Load Pattern	Dead Addon	1
Load Pattern	Live	0.3

Εικόνα 6.1 Εισαγωγή μη Γραμμικού Load Case Gravity

Με αυτό τον τρόπο το πρόγραμμα αναγνωρίζει ως αρχική συνθήκη την κατακόρυφη φόρτιση $G+0,3Q$. Θα εφαρμόσει δηλαδή την μη-γραμμική ανάλυση Pushover με σημείο εκκίνησης την κατάσταση της κατασκευής για $G+0,3Q$ και τις όποιες παραμένουσες παραμορφώσεις μπορεί να έχουν προκύψει.

Θα εκτελέσουμε την ανάλυση με τη μέθοδο της παρακολούθησης της μετατόπισης (displacement control). Θα επιλέξουμε δηλαδή σημείο στην κορυφή της κατασκευής και θα θέσουμε μια ανώτατη οριακή τιμή μετατόπισής μέχρι την οποία θα πραγματοποιείται η ανάλυση. Συνήθως, επιλέγεται γωνιακός κόμβος στον ανώτατο όροφο της κατασκευής.



Εικόνα 6.2 Κόμβος Παρακολούθησης Μετατόπισης Άνω ορόφου

Στη συνέχεια πρέπει να ορίσουμε τα εφαρμοζόμενα πλευρικά φορτία κατά τις διευθύνσεις x και y.

Για τη διεύθυνση x:

Define → Load Cases → Add New Case

Load Case Name → "Pax" / Load Case Type → Nonlinear Static
Mass Source → "MsSrc1"

Initial Conditions → Continue from State at End of Nonlinear Case →
→ Nonlinear Case → Dead

Load Applied → Add :

Load Type → Acceleration / Load Name → Ux / Scale Factor → 1

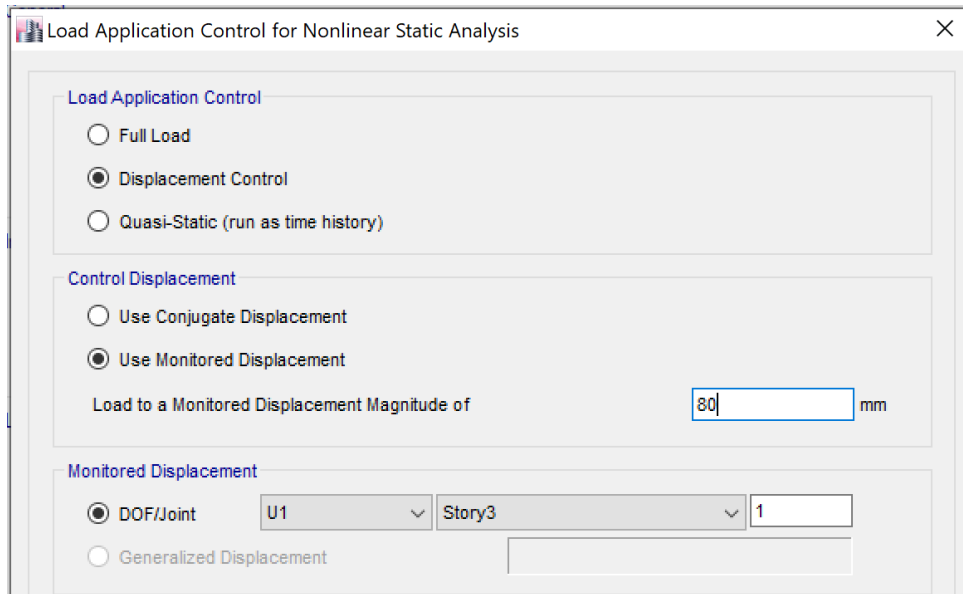
Other Parameters → Load Application → Modify/Show

Load Application Control → Displacement Control

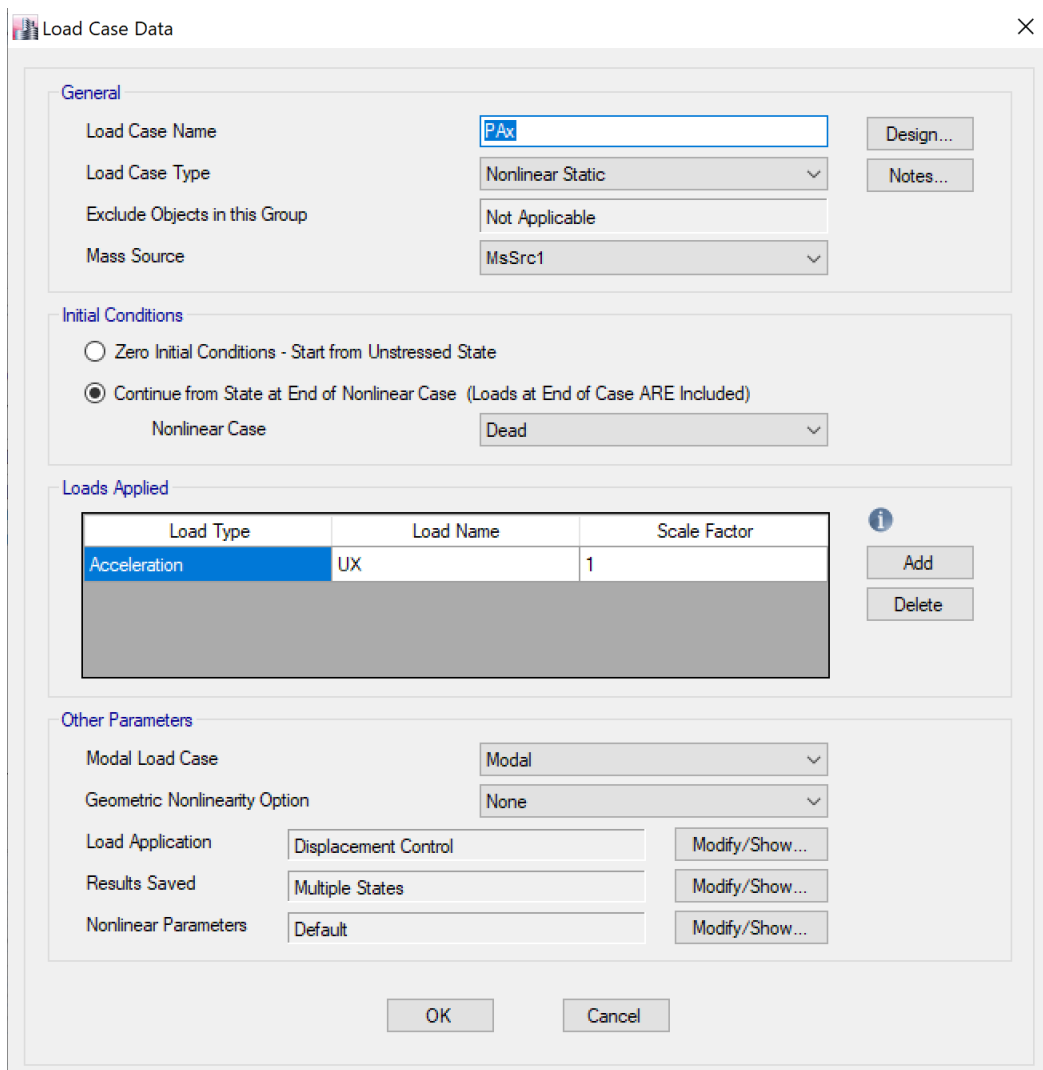
Control Displacement → Use Monitored Displacement → **80 mm**

Monitored Displacement → DOF/Joint → U1, Story 3, **Label 1**

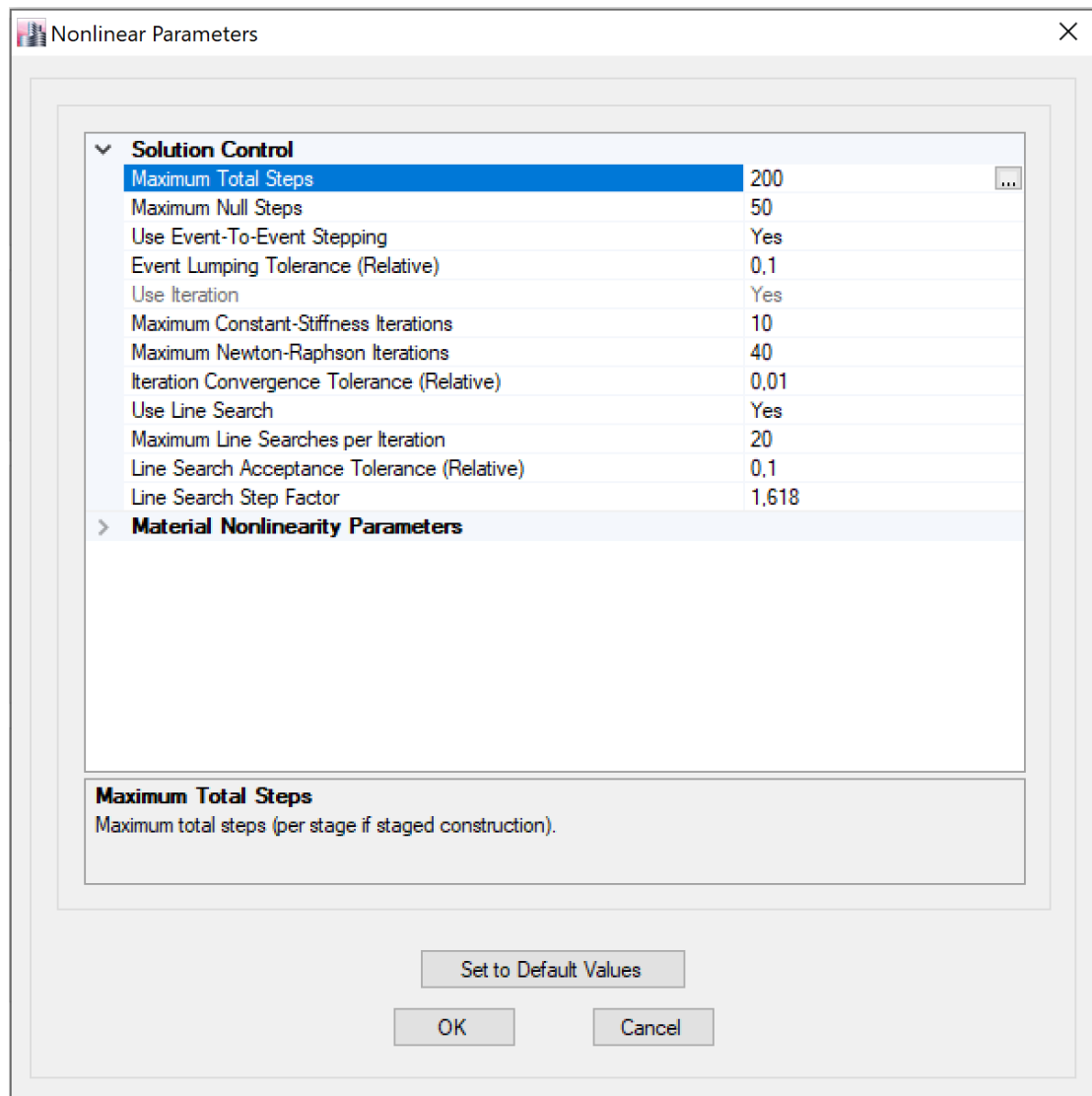
Other Parameters → Results Saved → Modify/Show → Multiple States



Εικόνα 6.3 Εισαγωγή Κόμβου Παρακολούθησης Μετατόπισης και οριακής τιμής



Εικόνα 6.4 Στοιχεία Πλευρικής Φόρτισης κατά τον άξονα X



Εικόνα 6.5 Καθορισμός Μη-γραμμικών Παραμέτρων

Με την ίδια διαδικασία ορίζουμε και την πλευρική φόρτιση “ΡΑγ”, με παρακολούθηση αντίστοιχα της μετατόπισης U2, του κόμβου 1 κατά τη διεύθυνση y, μέχρι την τιμή 80 mm.

Στη συνέχεια, πρέπει να εισάγουμε τις πλαστικές αρθρώσεις στην κατασκευή (default hinges E-tabs). Αυτές θα είναι στα υποστυλώματα και τις δοκούς και σε σχετικές αποστάσεις 0,05 από τα άκρα τους.

Για τις δοκούς:

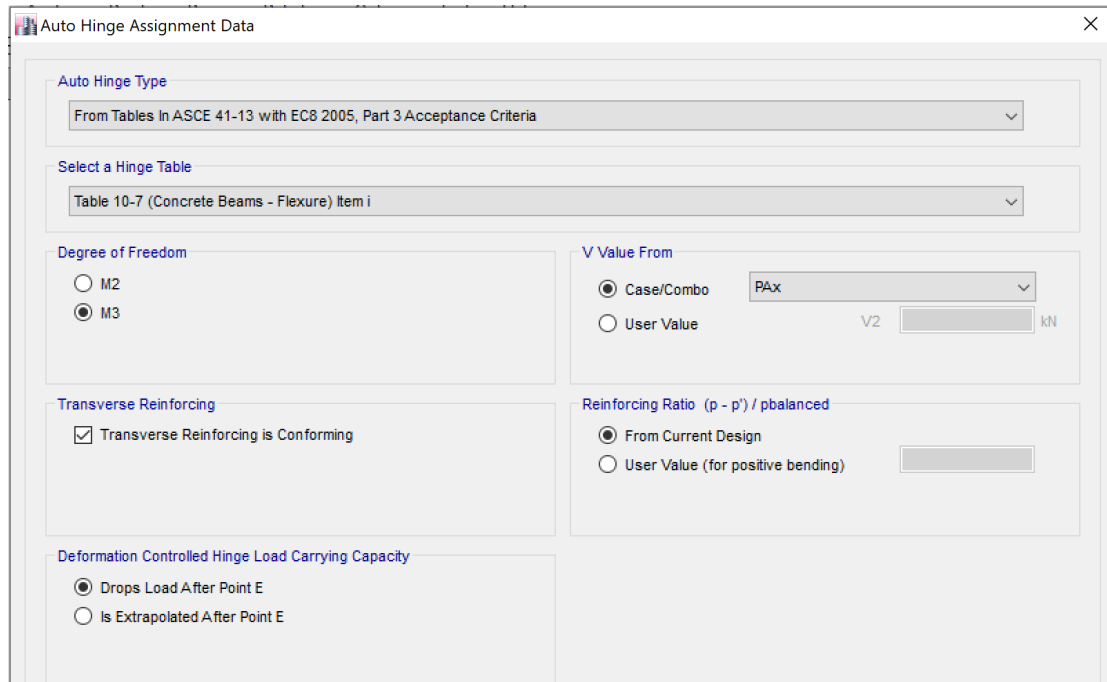
Select → Object Type → Beams

Assign → Frame → Hinges

Frame Hinge Assignment Data → Auto / Relative Distance 0,05 → Add

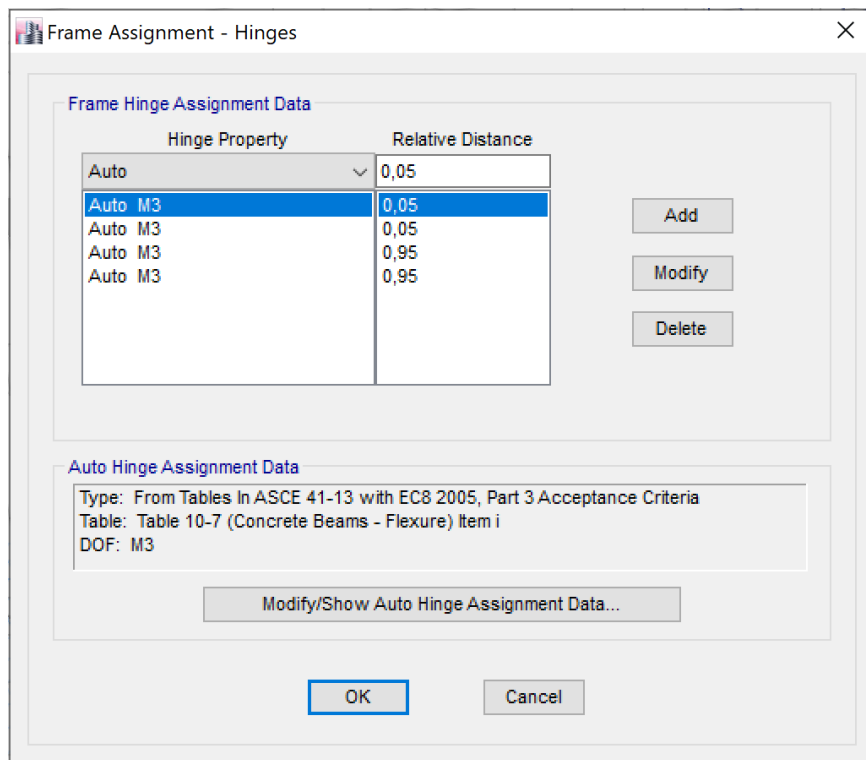
Auto Hinge Type → From Tables in ASCE 41-13 with EC8 2005, Part 3
Acceptance Criteria

Select a Hinge Table → Table 10-7 (Concrete Beams-Flexure) Item i
Degree of Freedom → M3 / V Value from → Case/Combo PAX



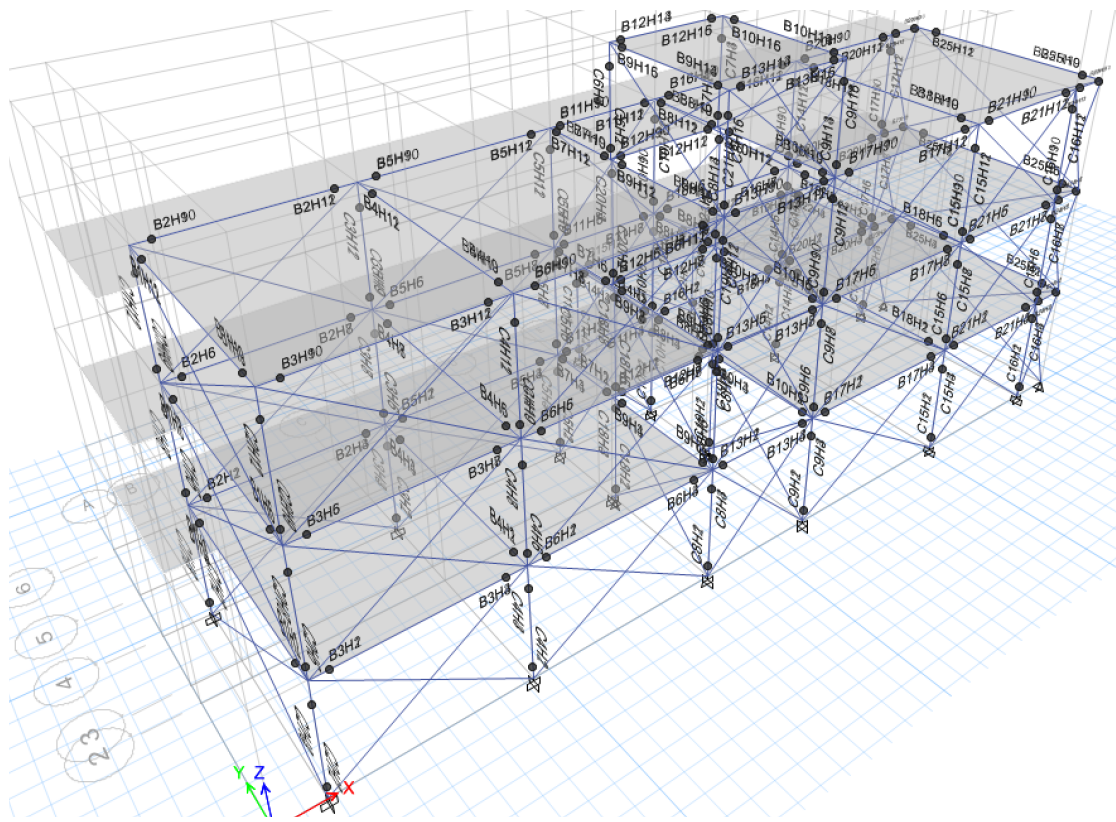
Εικόνα 6.6 Χαρακτηριστικά Πλαστικής Άρθρωσης δοκού για PAx

Με όμοιο τρόπο δημιουργούμε θέσεις πλαστικών αρθρώσεων για Relative Distance 0,95 με load case “PAx”, Relative Distance 0,05 με load case “PAy” και Relative Distance 0,95 με load case “PAy”.



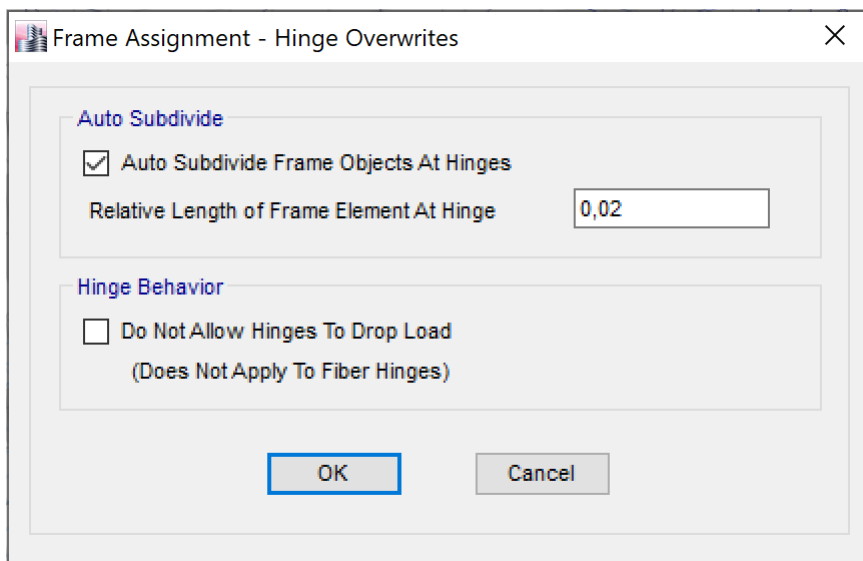
Εικόνα 6.7 Θέσεις Πλαστικών Αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής για PAx και PAy

Ακολουθούμε την ίδια ακριβώς διαδικασία για να ορίσουμε τις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα (Table 10-8 Concrete Columns). Στο Degree of Freedom προσέχουμε να επιλέξουμε “P-M₂-M₃”.



Εικόνα 6.8 Θέσεις Πλαστικών Αρθρώσεων στις Δοκούς και τα Υποστυλώματα της κατασκευής

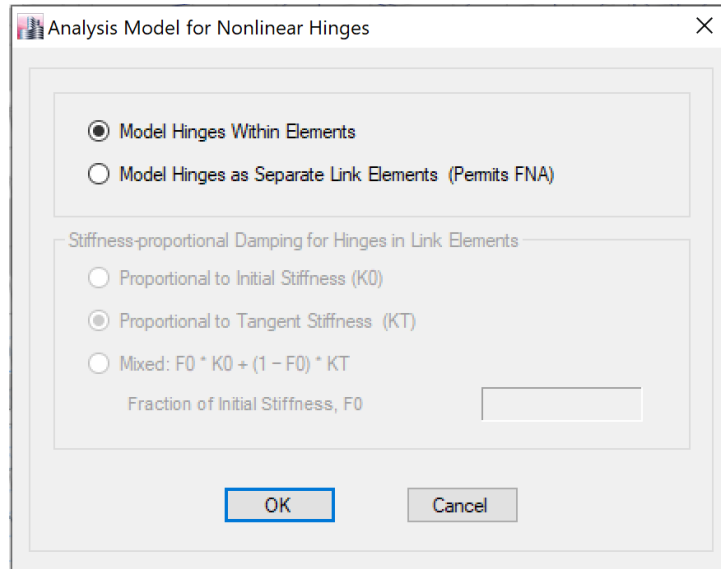
Διαλέγουμε αυτόματη διαίρεση των μελών κατά την ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων στα προκαθορισμένα σημεία. Ακόμη, προσδιορίζεται το σχετικό μήκος των πλαστικών αρθρώσεων.



Εικόνα 6.9 Αυτόματη Διαίρεση Μελών και Σχετικό Μήκος Πλαστικών Αρθρώσεων

Προσδιορίζεται το μοντέλο ανάλυσης των πλαστικών αρθρώσεων:

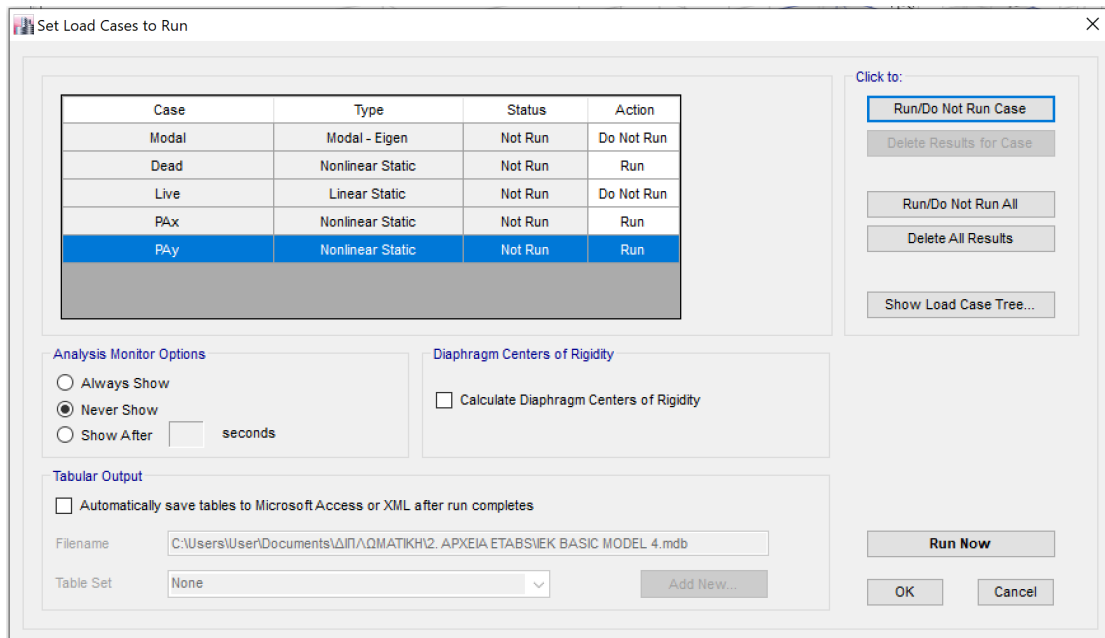
Analyze → Analysis Model for Nonlinear Hinges



Εικόνα 6.8 Μοντέλο Θεώρησης Πλαστικών Αρθρώσεων

Με τα χαρακτηριστικά της Pushover πλήρως καθορισμένα ετοιμάζουμε το προσομοίωμα για εφαρμογή της ανάλυσης.

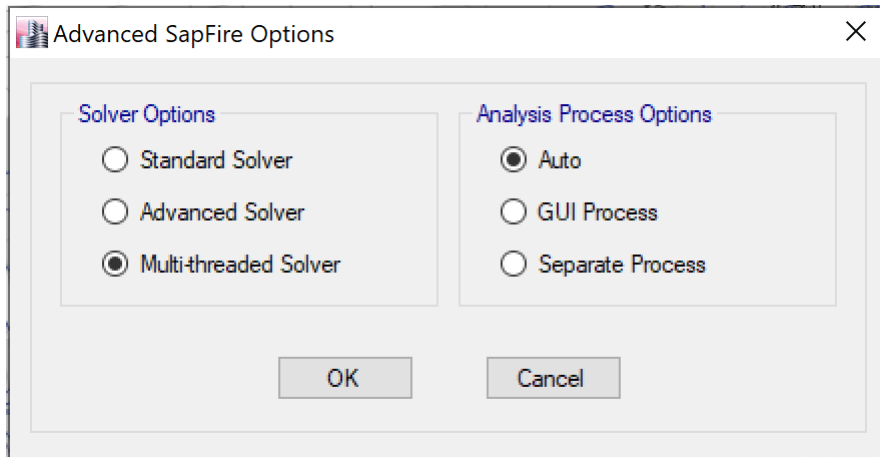
Analyze → Set Load Cases to Run → PAx / PAy



Εικόνα 6.8 Επιλογή Περιπτώσεων Φόρτισης

Τέλος διαλέγουμε τρόπο ανάλυσης (κριτήρια υψηλή ταχύτητα-καλό επίπεδο ακρίβειας):

Analyze → Advanced SAPFire Options
Solver Options → Multi-threaded Solver



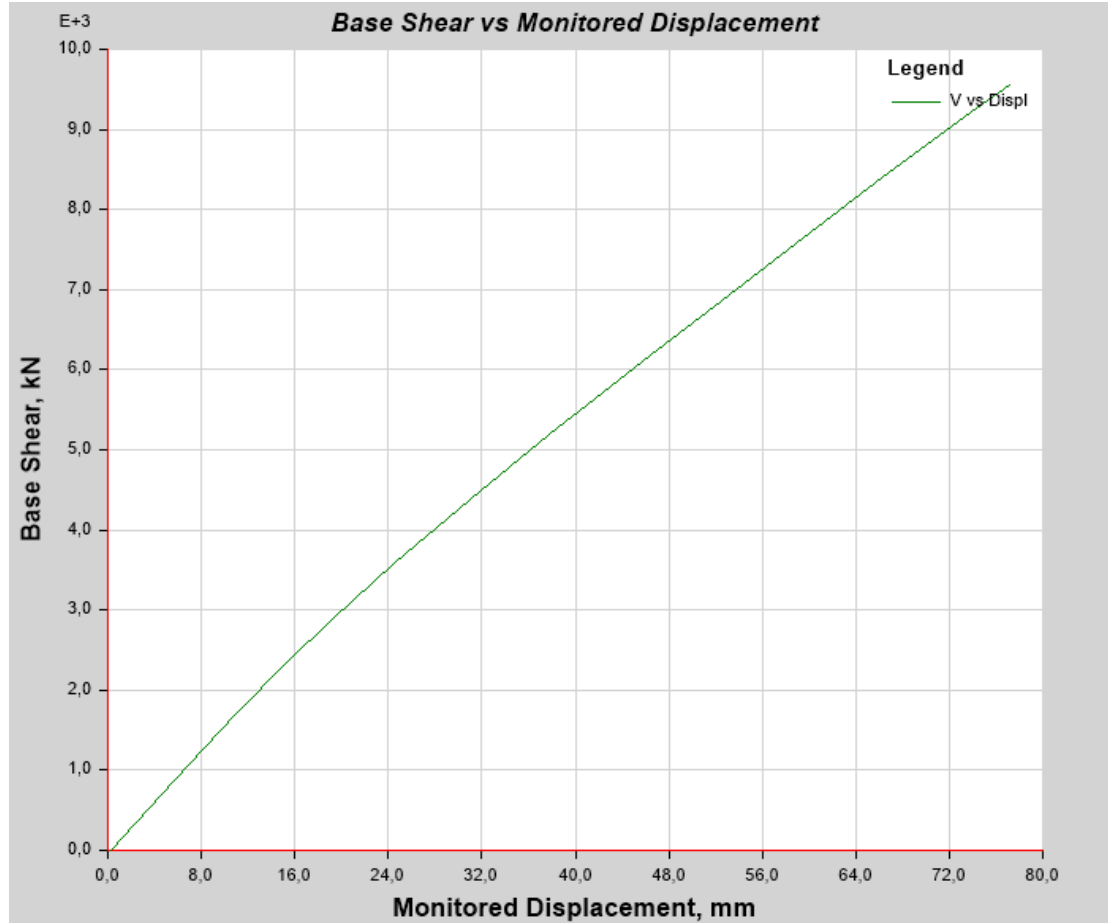
Εικόνα 6.9 Επιλογή

Εφαρμόζουμε την Ανάλυση

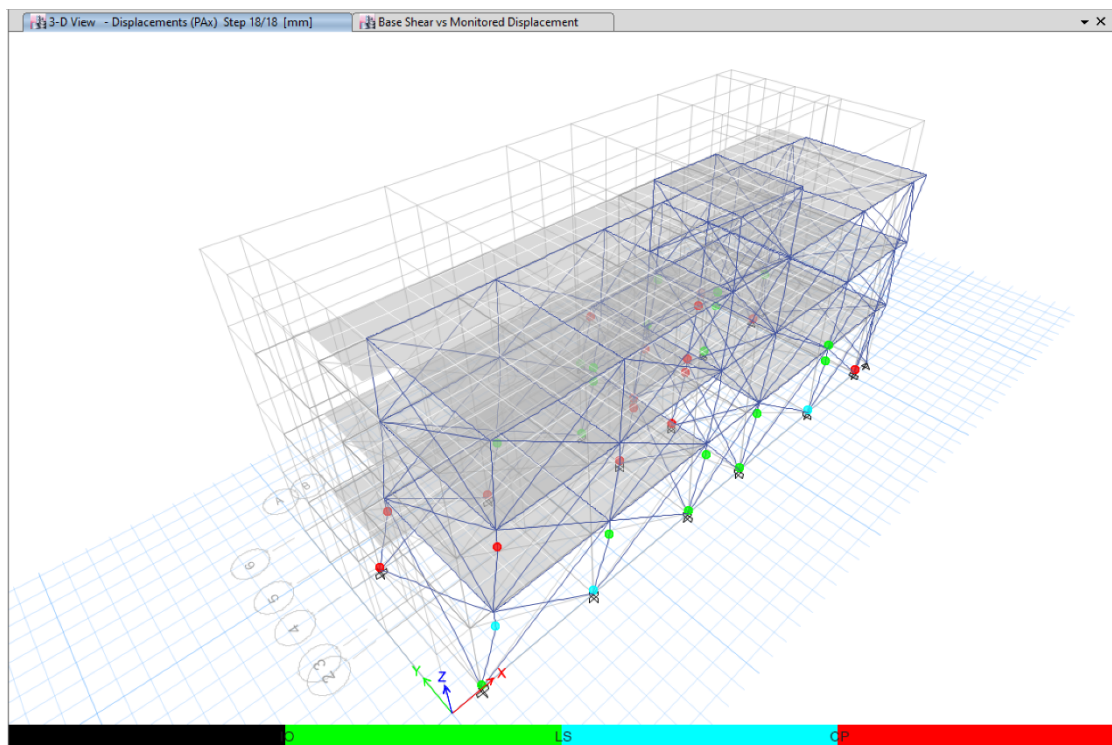
Analyze → Run Analysis

6.2 Αποτελέσματα Εφαρμογής

Καμπύλη Ικανότητας Κατασκευής στη διεύθυνση X



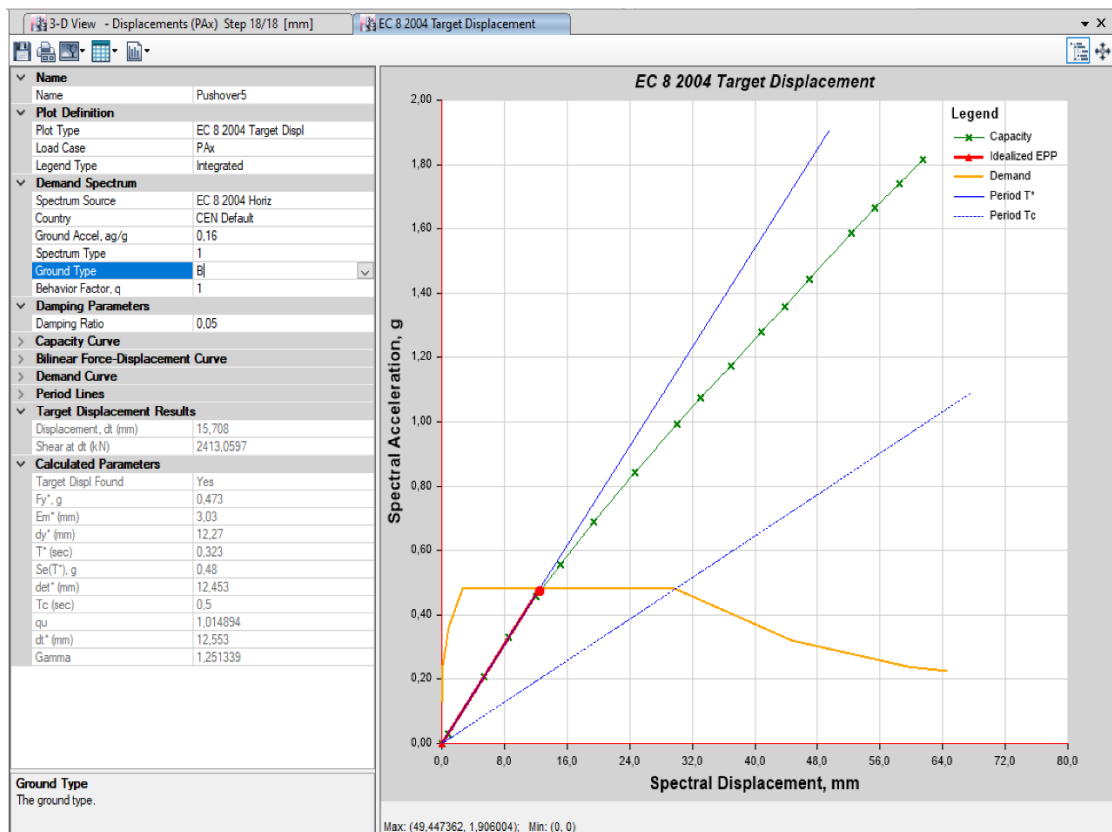
Κατασκευή στην αστοχία (τελευταίο βήμα)



Σημείο Επιτελεστικότητας

Μετατόπιση Κορυφής 15,708 mm

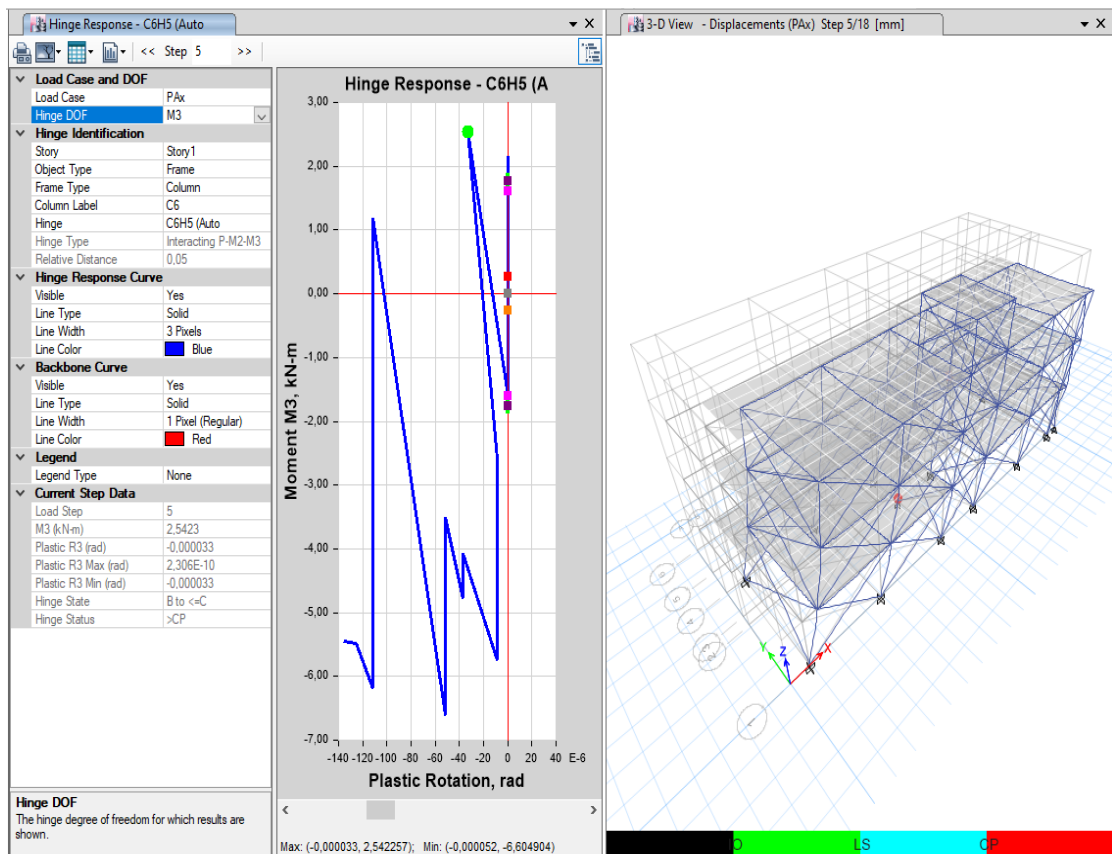
Τέμνουσα Βάσης 2.413,0597 kN



Κατάσταση Πλαστικών Αρθρώσεων σε κάθε βήμα

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	kN										
0	0,226	0	470	10	0	0	0	480	0	0	0	480
1	1,22	160,3672	466	14	0	0	0	480	0	0	0	480
2	6,939	1075,2182	454	26	0	0	0	480	0	0	0	480
3	10,913	1706,0256	434	46	0	0	0	480	0	0	0	480
4	15,267	2353,4121	390	90	0	0	0	480	0	0	0	480
5	19,197	2885,8361	372	108	0	0	0	476	0	0	4	480
6	24,562	3585,7593	338	142	0	0	0	476	0	0	4	480
7	31,059	4389,17	314	166	0	0	0	466	0	0	14	480
8	37,797	5189,6336	278	202	0	0	0	460	0	0	20	480
9	41,647	5634,4854	272	208	0	0	0	458	0	0	22	480
10	46,437	6176,1603	260	220	0	0	0	450	6	0	24	480
11	51,249	6718,7379	254	226	0	0	0	436	18	0	26	480
12	55,099	7151,2517	252	228	0	0	0	436	18	0	26	480
13	58,949	7583,5135	242	238	0	0	0	430	24	0	26	480
14	65,687	8332,114	228	252	0	0	0	418	34	2	26	480
15	69,537	8761,6587	220	260	0	0	0	414	34	4	28	480
16	73,418	9168,8518	216	262	2	0	0	410	34	6	30	480
17	77,167	9563,4807	216	260	2	0	2	404	38	6	32	480
18	77,17	9563,5711	216	260	2	0	2	404	38	6	32	480

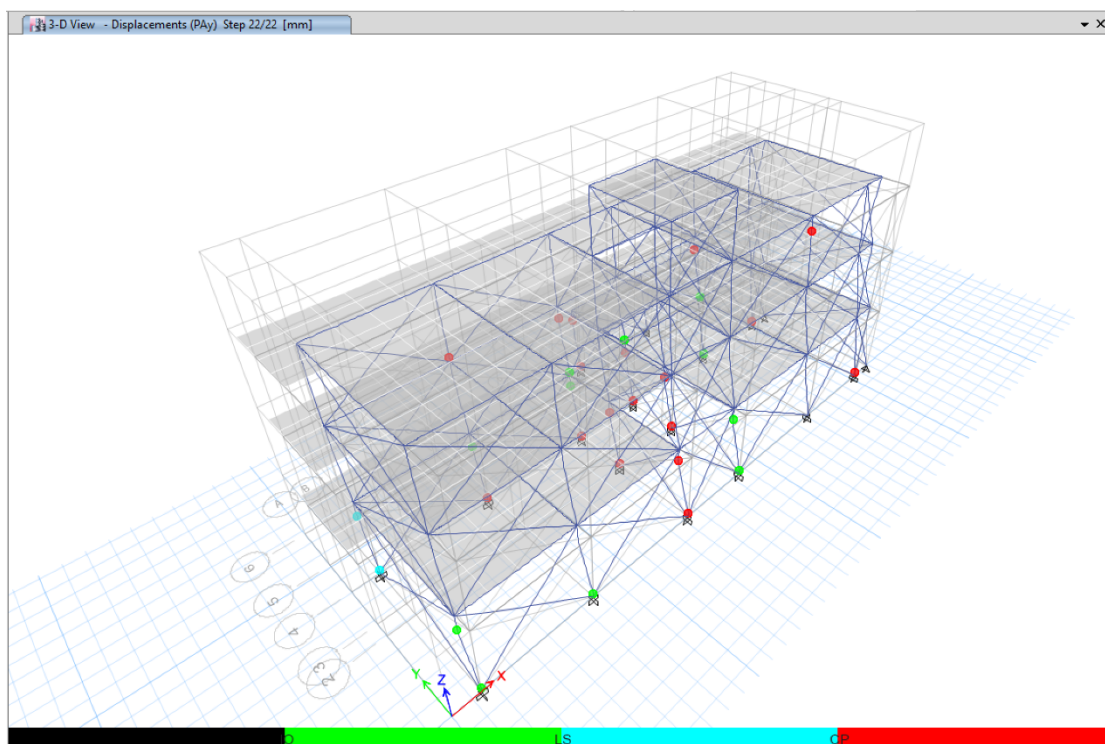
Διάγραμμα Ροής - Στροφής Υποστυλώματος C6



Καμπύλη Ικανότητας Κατασκευής στη διεύθυνση Y



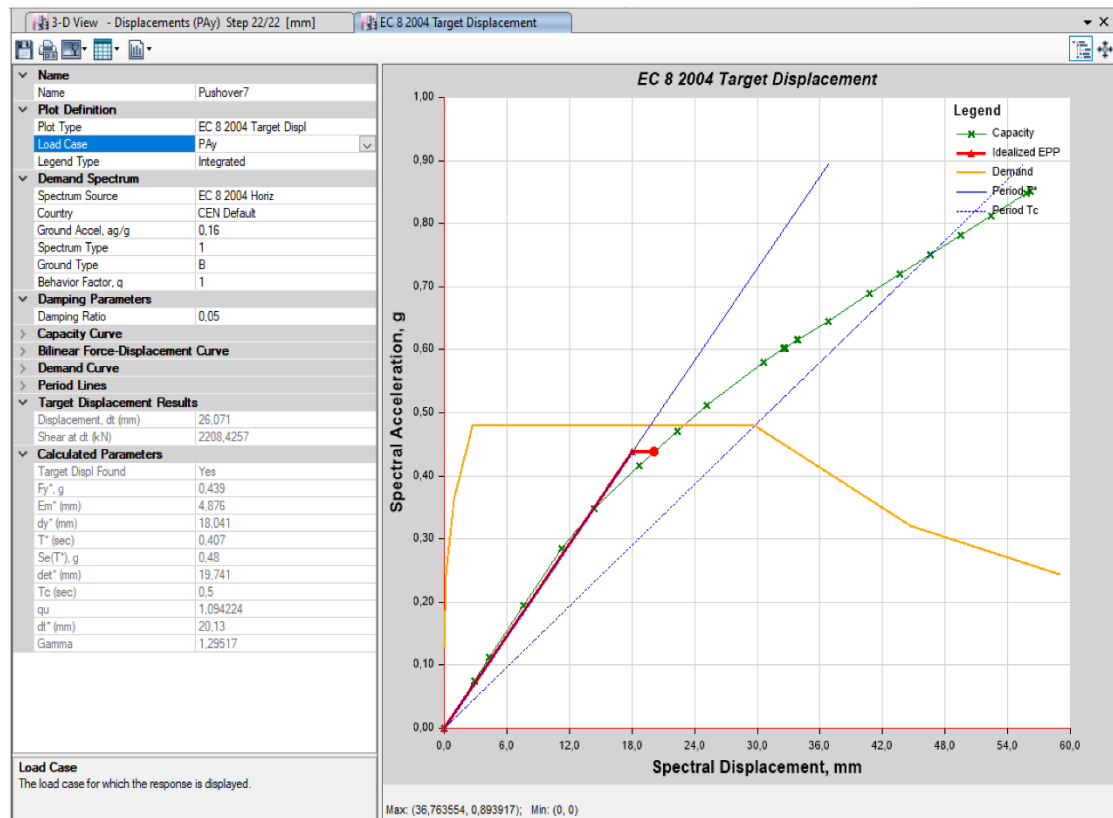
Κατασκευή στην αστοχία (τελευταίο βήμα)



Σημείο Επιτελεστικότητας

Μετατόπιση Κορυφής 26,071 mm

Τέμνουσα Βάσης 2.208,4257 kN

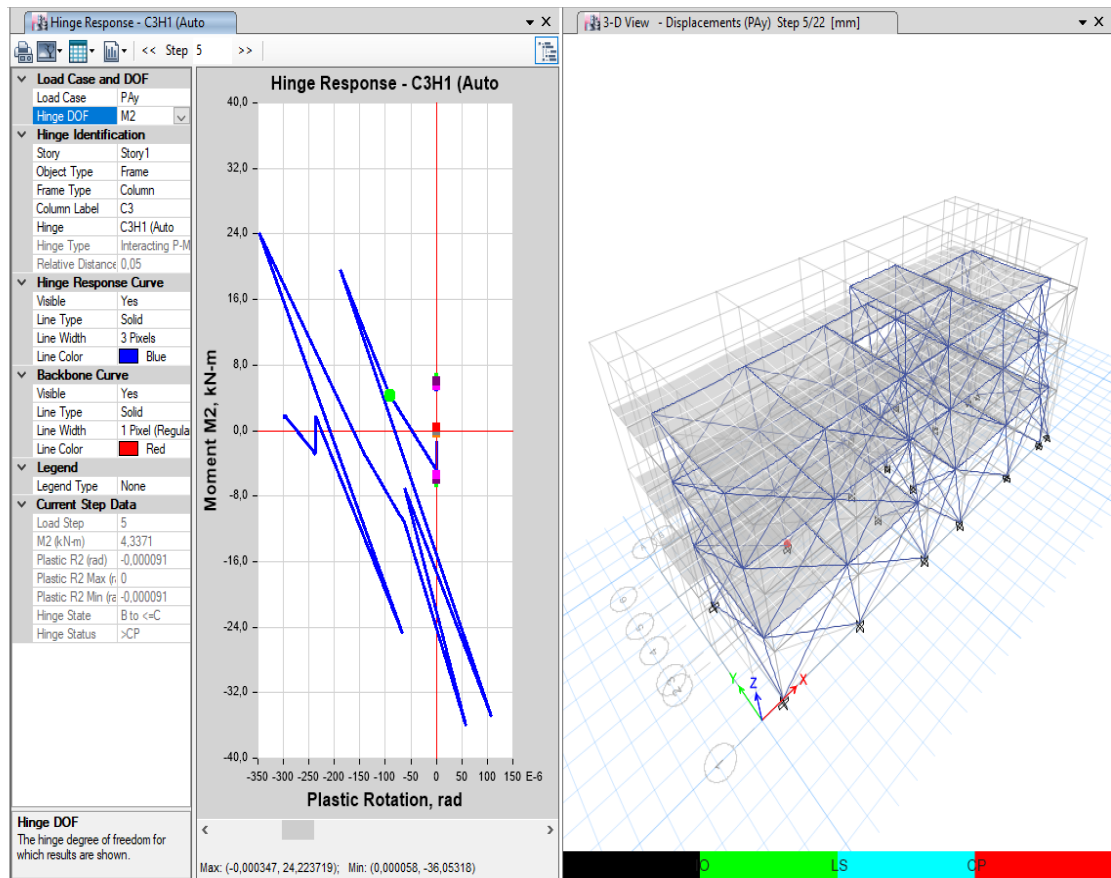


Κατάσταση Πλαστικών Αρθρώσεων σε κάθε βήμα

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement

Step	Monitored Displ mm	Base Force kN	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0,159	0	470	10	0	0	0	480	0	0	0	480
1	3,909	373,3003	470	10	0	0	0	480	0	0	0	480
2	5,765	558,0694	460	20	0	0	0	480	0	0	0	480
3	9,967	965,0257	442	38	0	0	0	480	0	0	0	480
4	14,805	1413,4023	420	60	0	0	0	480	0	0	0	480
5	18,798	1729,939	384	96	0	0	0	478	0	0	2	480
6	24,344	2106,3393	352	128	0	0	0	474	0	0	6	480
7	29,054	2384,7702	342	138	0	0	0	472	0	0	8	480
8	32,804	2600,9084	328	152	0	0	0	468	0	0	12	480
9	39,809	2953,9889	296	184	0	0	0	458	0	0	22	480
10	42,251	3066,799	286	194	0	0	0	456	0	0	24	480
11	42,341	3070,0305	286	194	0	0	0	456	0	0	24	480
12	42,459	3072,6034	286	194	0	0	0	456	0	0	24	480
13	43,925	3142,2603	284	196	0	0	0	452	0	0	28	480
14	44,042	3144,1611	284	196	0	0	0	452	0	0	28	480
15	47,816	3308,4106	268	212	0	0	0	448	4	0	28	480
16	52,973	3532,3037	258	222	0	0	0	448	4	0	28	480
17	56,723	3695,9374	252	228	0	0	0	444	8	0	28	480
18	60,473	3855,0684	248	232	0	0	0	442	10	0	28	480
19	64,223	4012,5627	246	234	0	0	0	432	16	2	30	480
20	67,973	4169,1505	240	240	0	0	0	428	18	4	30	480
21	72,425	4356,8065	236	242	2	0	0	418	22	6	34	480
22	72,921	4373,9776	236	240	4	0	0	418	22	4	36	480

Διάγραμμα Ροπής – Στροφής Υποστυλώματος C3



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 Μέτρηση Ιδιοσυχνοτήτων

7.1 Μετρητικό Σύστημα Αισθητήρων

Τα τεχνικά χαρακτηριστικά του επιταχυνσιόμετρου που τοποθετήθηκε απεικονίζονται στον παρακάτω πίνακα.

Parameter	Test Conditions/Comments	Min	Typ	Max	Unit
SENSOR INPUT	Each axis				
Output Full Scale Range (FSR)	User selectable		±2.048 ±4.096 ±8.192		g g g
Nonlinearity	±2 g		0.1		% FS
Cross Axis Sensitivity			1		%
SENSITIVITY	Each axis				
X-Axis, Y-Axis, and Z-Axis Sensitivity	±2 g ±4 g ±8 g	235,520 117,760 58,880	256,000 128,000 64,000	276,480 138,240 69,120	LSB/g LSB/g LSB/g
X-Axis, Y-Axis, and Z-Axis Scale Factor	±2 g ±4 g ±8 g		3.9 7.8 15.6		μg/LSB μg/LSB μg/LSB
Sensitivity Change due to Temperature	-40°C to +125°C		±0.01		%/°C
0 g OFFSET	Each axis, ±2 g				
X-Axis, Y-Axis, and Z-Axis 0 g Output		-75	±25	+75	mg
0 g Offset vs. Temperature (X-Axis, Y-Axis, and Z-Axis) ¹	-40°C to +125°C	-0.15	±0.02	+0.15	mg/°C
Repeatability ²	X-axis and y-axis Z-axis		±3.5 ±9		mg mg
Vibration Rectification ³	±2 g range, in a 1 g orientation, offset due to 2.5 g rms vibration		<0.4		g
NOISE DENSITY	±2 g				
X-Axis, Y-Axis, and Z-Axis			25		μg/√Hz
Velocity Random Walk	X-axis and y-axis Z-axis		9 13		μm/sec/√Hr μm/sec/√Hr
OUTPUT DATA RATE AND BANDWIDTH					
Low-Pass Filter Passband Frequency	User programmable, Register 0x28	1		1000	Hz
High-Pass Filter Passband Frequency When Enabled (Disabled by Default)	User programmable, Register 0x28 for 4 kHz ODR	0.0095		10	Hz

Πίνακας 7.1 Τεχνικά Χαρακτηριστικά Μετρητικού Συστήματος

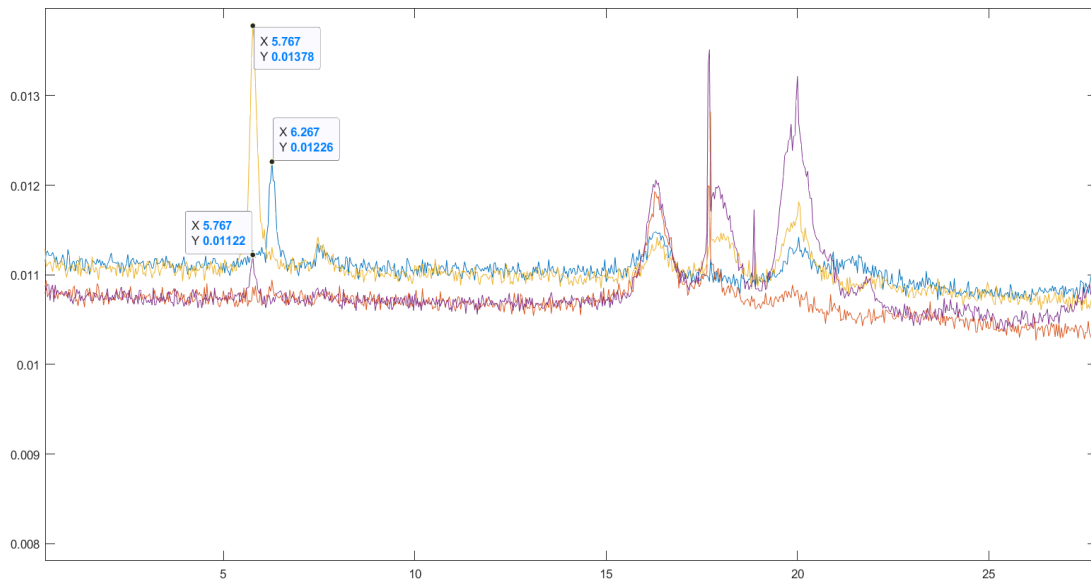
Η σωστή και σταθερή τοποθέτηση του συστήματος αποτελεί βασική παράμετρο για την ποιότητα των μετρούμενων αποτελεσμάτων. Προτιμάται η τοποθέτηση του αισθητήρα να γίνεται απευθείας στο σκυρόδεμα αφότου έχει αφαιρεθεί η επικάλυψη σοβά. Εναλλακτικά, αν η επιφάνεια κρίνεται ακέραια (χωρίς την ύπαρξη ρηγματώσεων, ή σημείων αστοχίας), μπορεί να τοποθετηθεί και στα ανώτερα στρώματα, συμπεριλαμβανομένου της βαφής. Η τοποθέτηση γίνεται με ισχυρή κόλλα, η οποία σταθεροποιεί το μεταλλικό έλασμα εντός ολίγων λεπτών. Στη συνέχεια, ο αισθητήρας εδράζεται στο συγκεκριμένο έλασμα χάριν ενός ισχυρού μαγνήτη και είναι καταλλήλως προσανατολισμένος, σύμφωνα με την κρίση του εγκαταστάτη, ο οποίος και αναλαμβάνει την ευθύνη της

ορθής τοποθέτησης. Η θέση τοποθέτησης για κτίρια κατασκευασμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα συνίσταται να είναι στην τελευταία ικανοποιητικών διαστάσεων πλάκα σκυροδέματος. Σε περιπτώσεις που αυτό δεν είναι εφικτό, η τοποθέτηση μπορεί να πραγματοποιηθεί κατακόρυφα στην παρειά κάποιου φέροντος στοιχείου (π.χ. υποστύλωμα, δοκός).

Καθορίζονται τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής μέσω μετρήσεων περιβάλλοντος (Ambient). Η προτεινόμενη χρονική διάρκεια τοποθέτησης του συστήματος είναι περίπου 1 εβδομάδα. Τα καταγεγραμμένα στοιχεία υποβάλλονται σε κατάλληλη επεξεργασία σήματος όπου και αποβάλλονται οι ισχυρές διεγέρσεις. Με αυτό τον τρόπο διατηρούνται οι μετρήσεις οι οποίες προκύπτουν από μικροδονήσεις του κτιρίου με διέγερση τυχαίου εδαφικού θορύβου. Στη συνέχεια υποβάλλονται υπολογιστικά σε ταχύ μετασχηματισμό Φουριέ (FFT) ανά χρονικό παράθυρο και υπολογίζονται τα στατιστικά στοιχεία του πλήθους όλων των παραθύρων της διάρκειας τοποθέτησης [2] αλλά και ανά μικρότερα χρονικά διαστήματα (π.χ. τριήμερα) ώστε να επιβεβαιωθεί η σταθερότητα στο χρόνο του εξαγόμενου φάσματος.

7.2 Μετρούμενες Ιδιοσυχνότητες Κατασκευής

Οι αισθητήρες τοποθετήθηκαν στην οροφή του 2^{ου} ορόφου και στο ισόγειο της κατασκευής. Το σύνολο των ευρισκόμενων ιδιοσυχνοτήτων παρουσιάζεται στον πίνακα 7.2. Στον οριζόντιο άξονα φαίνεται η ιδιοσυχνότητα της κατασκευής και στον κατακόρυφο άξονα το εύρος (amplitude) της διέγερσης.



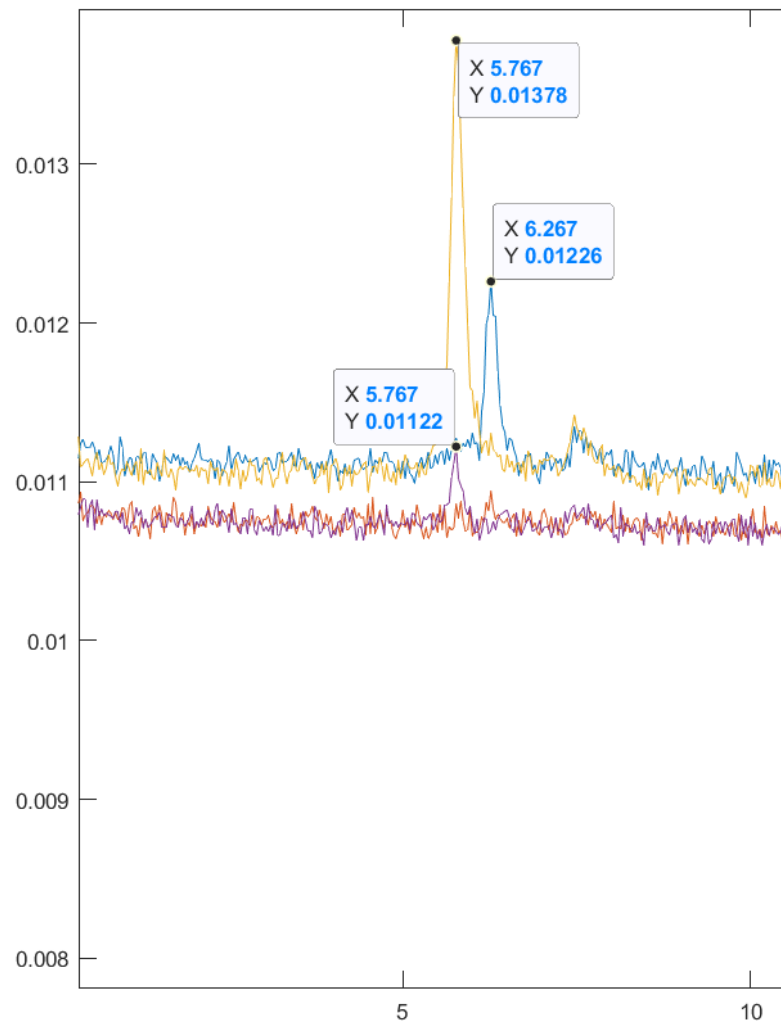
Πίνακας 7.2 Ιδιοσυχνότητες Κατασκευής

Από αυτές προκύπτουν οι δύο κύριες ιδιοσυχνότητες της κατασκευής:

1^η Ιδιοσυχνότητα (κύρια) $f_1=5,767$ Hz

και

3^η Ιδιοσυχνότητα (κύρια) $f_2=6,267$ Hz



Εικόνα 7.3 Κύριες Ιδιοσυχνότητες

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 Παράμετροι Επιρροής Ιδιομορφικής Ανάλυσης

8.1 Εισαγωγή

Τα μεγέθη που υπεισέρχονται και επηρεάζουν την ιδιομορφική ανάλυση ενός φορέα είναι η μάζα και η δυσκαμψία. Η μάζα ενός συστήματος είναι το άθροισμα των επιμέρους μαζών των στοιχείων που το αποτελούν. Έτσι, στην περίπτωση ενός κτηρίου, τόσο η ίδια η κατασκευή όσο και οτιδήποτε άλλο βρίσκεται εντός της και έχει μάζα, συνεισφέρουν στη συνολική μάζα του συστήματος και κατ' επέκταση επηρεάζουν την ιδιομορφική ανάλυση. Ως καθοριστικές μάζες για το σύστημα μας επιλέξαμε το σκυρόδεμα, τα μόνιμα φορτία των τοιχοπληρώσεων-επικαλύψεων και τα κινητά φορτία, και άρα ως καθοριστικές παραμέτρους το ειδικό βάρος γ του σκυροδέματος, τις τιμές των μόνιμων φορτίων των τοιχοπληρώσεων και των επικαλύψεων και τις τιμές των κινητών φορτίων.

Η δυσκαμψία ενός συστήματος επηρεάζεται από τις διαστάσεις του, τη φύση της γεωμετρίας του και την ικανότητα ελαστικότητάς του. Οι διαστάσεις και η φύση της γεωμετρίας της ανωδομής ενός φορέα είναι συνήθως εύκολο να προσδιοριστούν με απλές μετρήσεις και οπτική εξακρίβωση και έχουν χαμηλό βαθμό αβεβαιότητας. Αντίθετα, η ελαστικότητα των υλικών από τα οποία αποτελείται είναι πιο δύσκολο να εκτιμηθεί. Η εκτίμηση αυτή γίνεται είτε με χρήση υπολογιστικών σχέσεων, όπως προκύπτουν από τους οικοδομικούς κανονισμούς, που συνδέουν την ελαστικότητα με άλλα χαρακτηριστικά του υλικού που μπορεί να μας είναι γνωστά, είτε μέσω εργαστηριακών δοκιμών με λήψη δειγμάτων, είτε τέλος προσεγγιστικά βάσει εμπειρικών δεδομένων και εφαρμογών. Ως καθοριστικές παραμέτρους για το σύστημα μας και την ιδιομορφική του ανάλυση επιλέγουμε το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος και το μέτρο ελαστικότητας των τοιχοπληρώσεων.

Πολλές φορές ακόμα και αν εφαρμόσουμε με μεγάλη συνέπεια τις διαθέσιμες μεθόδους προσδιορισμού των τιμών των παραμέτρων που χαρακτηρίσαμε πιο πάνω ως καθοριστικές, υπάρχει υψηλός βαθμός αβεβαιότητας των αποτελεσμάτων. Προσπαθήσαμε να ποσοτικοποιήσουμε την αβεβαιότητα καθορίζοντας σύνολα τιμών για κάθε μια παράμετρο ξεχωριστά, σε σχέση με τα διαθέσιμα στοιχεία για την κατασκευή μας.

8.2 Μέτρα Ελαστικότητας

8.2.1 Μέτρο Ελαστικότητας Σκυροδέματος

Όπως είναι γνωστό η σχέση τάσεων παραμορφώσεων του σκυροδέματος είναι μη-γραμμική και κατά συνέπεια το μέτρο ελαστικότητάς E_c , που περιγράφει αυτή τη σχέση, μεταβάλλεται με την εξέλιξη της φόρτισης. Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος είναι διάφοροι. Ορισμένοι έχουν να κάνουν με το μείγμα του υλικού, όπως είναι τα μέτρα ελαστικότητας, τα είδη, τα πορώδη και τα ποσοστά συμμετοχής των αδρανών και του τσιμεντοπολτού. Άλλοι σχετίζονται με τη σύνθεση της μεταβατικής ζώνης, την ύπαρξη δηλαδή κενών, μικρορωγμών και προσανατολισμένων κρυστάλλων υδροξειδίου του ασβεστίου εντός του σκυροδέματος. Σε κάθε περίπτωση ο προσδιορισμός του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος είναι ένα πρόβλημα σύνθετο και πολυπαραμετρικό. Διατρέχοντας τους οικοδομικούς κανονισμούς, κώδικες και πρότυπα που βρίσκονται κατά τόπους σε ισχύ και δεν έχουν κάποιο αποτρεπτικό παράγοντα για εφαρμογή στη χώρα μας (π.χ. ακραίες θερμοκρασίες), συγκεντρώσαμε **19 διαφορετικές σχέσεις** για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος, συναρτήσει της θλιπτικής του αντοχής.

Με μέση θλιπτική αντοχή σκυροδέματος κατασκευής $f'_c = 24 \text{ MPa}$ γίνεται η παρακάτω εφαρμογή:

$$\text{ACI 318-08 } E_c = 4730(f'_c)^{0,5} \rightarrow E_c = 23,17 \text{ GPa}$$

$$\text{ACI 363R-92 (1997) } E_c = 3.320(f'_c)^{0,5} + 6.890 \rightarrow E_c = 23,15 \text{ GPa}$$

$$\text{ACI 312-92 } E_c = 14.000 + 3.250(f'_c)^{0,5} \rightarrow E_c = 29,92 \text{ GPa}$$

$$\text{ACI 312-92 (2) } E_c = 9.500(f_c + 8)^{1/3} \rightarrow E_c = 27,4 \text{ GPa}$$

$$\text{CSA A23.3-04 } E_c = 4.500(f'_c)^{0,5} \rightarrow E_c = 22,05 \text{ GPa}$$

$$\text{CAN A23.3-M94 } E_c = 5(f'_c)^{0,5} \text{ (GPa)} \rightarrow E_c = 24,49 \text{ GPa}$$

$$\text{CEB-FIP (1993) } E_c = 10.000 (f_c + 8)^{1/3} \rightarrow E_c = 28,84 \text{ GPa}$$

$$\text{EC2-04 (2004) } E_c = 22.000(f'_c/10)^{0,3} \rightarrow E_c = 28,61 \text{ GPa}$$

$$\text{FHWA (2000) } E_c = 3.837(f'_c)^{0,5} \rightarrow E_c = 18,8 \text{ GPa}$$

$$\text{JSCE (2007) } E_c = 10,792 \ln(f'_c) - 9,0675 \text{ (GPa)} \rightarrow E_c = 25,23 \text{ GPa}$$

$$\text{NS-3473 (1992) } E_c = 9.500(f'_c)^{0,3} \rightarrow E_c = 24,65 \text{ GPa}$$

$$\text{NBR-6118 (2003) } E_c = 5.600(f'_c)^{0,5} \rightarrow E_c = 27,43 \text{ GPa}$$

$$\text{GBJ 11-89 (1994) } E_c = 10^2 / [2,2 + (34,7/f'_c)] \text{ (GPa)} \rightarrow E_c = 27,43 \text{ GPa}$$

$$\text{IDC 3274 } E_c = 5,7(f'_c)^{0,5} \text{ (GPa)} \rightarrow E_c = 27,92 \text{ GPa}$$

GDC 2000 $E_c=4,76(f'_c)^{0,5}$ (GPa) $\rightarrow E_c=23,32$ GPa

SP 52-101-2003 $E_c=11,652\ln(f'_c)-7,4713$ (GPa) $\rightarrow E_c=29,56$ GPa

BS 5400-4 (1990) $E_c=8,6475(f'_c)^{0,348}$ (GPa) $\rightarrow E_c=26,13$ GPa

BS 8110 (1997) $E_c=20+0,2(f'_c)$ (GPa) $\rightarrow E_c=24,8$ GPa

Dutch VBC-95 $E_c=22.250+250(f'_c)$ $\rightarrow E_c=28,25$ GPa

Καταλήγουμε σε χαμηλότερη τιμή με βάση την προτεινόμενη σχέση του FHWA (2000) και $E_c=18,8$ GPa. FHWA είναι το Federal Highway Administration του U.S. Department of Transportation. Καταλήγουμε σε υψηλότερη τιμή με βάση την προτεινόμενη σχέση του ACI 312-92 και $E_c=29,92$ GPa. ACI είναι το American Concrete Institute.

Αυτό είναι το εύρος των μέσων τιμών του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος στην κατασκευή μας. Αν βάσει του Ευρωκώδικα η τιμή θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος έχει διακύμανση έως και 50% (C16/20: $f_{c,m}/f_{c,k}=1,50$), γίνεται θεώρηση για το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος διακύμανσης κατανομής 30% (πιθανότητα μη υπέρβασης-υποσκέλισης 5%)

$E_{c,m} = \{ 20 \div 30 \text{ GPa} \} \rightarrow E_{c,k} = \{ 25 \div 40 \text{ GPa} \}$ *Χαρακτηριστική*

Με την χρήση των δύο παραπάνω σχέσεων, που έδωσαν τις ελάχιστες και μέγιστες τιμές μπορούμε, αντιστοίχως, να προσδιορίσουμε πεδία τιμών για σκυροδέματα συνήθους θλιπτικής αντοχής.

8.2.2 Μέτρο Ελαστικότητας Τοιχοπληρώσεων

Όμοια με το σκυρόδεμα, το μέτρο ελαστικότητας E της τοιχοποιίας εξαρτάται και τελικά διαμορφώνεται σε σχέση με αρκετές παραμέτρους. Επηρεάζεται καθοριστικά από τις ιδιότητες των τοιχοσωμάτων, του συνδετικού κονιάματος, από τις οριζόντιες και κατακόρυφες αποστάσεις μεταξύ των αρμών, το πάχος, την κατάσταση και το ποσοστό πλήρωσής τους. Ακόμη επηρεάζεται από το συνολικό ύψος και μήκος της, από τον τρόπο σφήνωσής της στα περιμετρικά στοιχεία, την ακρίβεια της χάραξης και την συνολική ποιότητα κατασκευής της.

Όπως περιεγράφηκε το μέτρο ελαστικότητας του υλικού που έχουμε δημιουργήσει υπολογίζεται από την μέση θλιπτική αντοχή στη διεύθυνση της διαγωνίου. Κάνοντας χρήση του Πίνακα 3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. η θλιπτική αντοχή προσδιορίστηκε σε πρώτο στάδιο με την «ερήμην» τιμή της 1,50 MPa για μέση ποιότητα δόμησης και σφήνωσης, ελλείψει άλλων δεδομένων.

Η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοπλήρωσης μπορεί να συνεκτιμάται με βάση τη μέση θλιπτική αντοχή κατά την κατακόρυφη διεύθυνση,

λαμβάνοντας υπόψη και την εξαιτίας εγκάρσιων (οριζοντίων) εφελκυστικών τάσεων απομείωσή της. Ελλείψει ακριβέστερων δεδομένων, η αντοχή αυτή επιτρέπεται να εκτιμάται μέσω της χαρακτηριστικής τιμής της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας κατά την κατακόρυφη διεύθυνση $f_{wc,k}$ κατά τον ΕΚ 6 ως εξής:

$$\bar{f}_{wc,s} = \lambda_m \lambda_s \lambda_c f_{wc,k}$$

όπου :

- $\lambda_m = 1,5$ συντελεστής μετατροπής της χαρακτηριστικής αντοχής σε μέση,
- $\lambda_s = 0,7$ μειωτικός συντελεστής για την δυσμενή υπό γωνία εφαρμογή του φορτίου,
- $\lambda_c = 1,2$ αυξητικός συντελεστής για την ευμενή επιρροή της περισφιγξης την οποίαν εξασφαλίζουν τα περιβάλλοντα την τοιχοπλήρωση δομικά στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος.

$$\bar{f}_{wc,s} \approx 1,25 f_{wc,k}$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6 η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας μπορεί να υπολογίζεται μέσω της εμπειρικής σχέσης

$$f_{wc,k} = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} \text{ για κονιάματα γενικής εφαρμογής.}$$

K Συντελεστής εξαρτώμενος από τον τύπο των τοιχοσωμάτων και του κονιάματος

f_b Ανηγγμένη θλιπτική αντοχή λιθοσωμάτων

f_m Μέση θλιπτική αντοχή κονιάματος

Ο συντελεστής K για κονίαμα γενικής εφαρμογής και λιθοσώματα από άργιλο χωρίζεται σε τέσσερις ομάδες και παίρνει τις τιμές

Ομάδα 1 0,50

Ομάδα 2 0,45

Ομάδα 3 0,40

Ομάδα 4 0,35

Ως θλιπτική αντοχή λιθοσώματος θεωρείται η μέση θλιπτική αντοχή ενός καθορισμένου πλήθους λιθοσωμάτων. Η αντοχή αυτή, ανηγμένη στη θλιπτική αντοχή ενός ξηρού λιθοσώματος πλάτους 100mm και ύψους 100mm, με πολλαπλασιασμό επί συντελεστή δ , ονομάζεται ανηγμένη θλιπτική αντοχή f_b .

Η θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τη διεύθυνση φόρτισης σε σχέση με αυτή των κενών. Η φόρτιση παράλληλα στα κενά προκαλεί κατά κανόνα μονοαξονική εντατική κατάσταση, με αποτέλεσμα η θλιπτική αντοχή να είναι ουσιαστικά αντιστρόφως ανάλογη του ποσοστού κενών, ενώ η κάθετη σε αυτά

προκαλεί πρόσθετες τάσεις λόγω κάμψης των τοιχωμάτων, με αποτέλεσμα τη μείωση της αντοχής.

Τυπικές αντοχές οπτόπλινθων (δωδεκάοπων) της Ελληνικής αγοράς παράλληλα και κάθετα στη διεύθυνση των οπών είναι της τάξης των 6-14 MPa και 3-6 MPa, αντίστοιχα.

Η θλιπτική αντοχή κονιάματος εξαρτάται από τη σύνθεσή του. Για κονιάματα τοιχοδομών γενικής εφαρμογής συνήθως κυμαίνεται από 1 MPa (M1) έως 20 MPa (M20). Κατ' όγκο αναλογίες ενδεικτικά:

- M2,5 με 1 μέρος Τσιμέντο, 3 μέρη Άσβεστο, 9 μέρη Άμμο και θλιπτική αντοχή 2,5 MPa
- M5 με 1 μέρος Τσιμέντο, 2 μέρη Άσβεστο, 6 μέρη Άμμο και θλιπτική αντοχή 5 MPa
- M10 με 1 μέρος Τσιμέντο, 0,5 μέρος Άσβεστο, 5 μέρη Άμμο και θλιπτική αντοχή 10 MPa
- M20 με 1 μέρος Τσιμέντο, 3 μέρη Άμμο και θλιπτική αντοχή 20 MPa.

Πρέπει επίσης να ισχύουν οι περιορισμοί:

- $f_b \leq 75$ MPa όταν χρησιμοποιείται κονίαμα γενικής εφαρμογής
- $f_m \leq 20$ MPa και $f_m \leq 2 f_b$ για κονίαμα γενικής εφαρμογής
- ο συντελεστής μεταβλητότητας της αντοχής των τοιχοσωμάτων δεν είναι μεγαλύτερος από 25%.
- οι αρμοί ικανοποιούν τις απαιτήσεις για θεωρούνται πληρωμένοι.
- το πάχος της τοιχοποιίας σχηματίζεται έτσι ώστε να μην υπάρχει πουθενά διαμήκης αρμός

Κάνοντας χρήση των ελάχιστων και μέγιστων τιμών όλων των παραπάνω παραμέτρων καταλήγουμε στις ακρότατες τιμές για την χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας.

$$f_{wc,k,min} = 0,35 (3)^{0,7} (1)^{0,3} \rightarrow f_{wc,k,min} = 0,755 \text{ MPa}$$

$$f_{wc,k,max} = 0,50 (14)^{0,7} (20)^{0,3} \rightarrow f_{wc,k,max} = 7,79 \text{ MPa}$$

Έτσι καταλήγουμε:

$$\bar{f}_{wc,s,min} = 1,25 f_{wc,k,min} \rightarrow \bar{f}_{wc,s,min} = \mathbf{0,94 \text{ MPa}}$$

$$\bar{f}_{wc,s,max} = 1,25 f_{wc,k,max} \rightarrow \bar{f}_{wc,s,max} = \mathbf{9,74 \text{ MPa}}$$

Τέλος,

$$E_{min} = \bar{f}_{wc,s,min} / \varepsilon_y \rightarrow E_{min} = \mathbf{626,67 \text{ MPa}}$$

$$E_{max} = \bar{f}_{wc,s,max} / \varepsilon_y \rightarrow E_{max} = \mathbf{6.493,33 \text{ MPa}}$$

8.3 Ειδικό βάρος σκυροδέματος γ

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα:

Tables for nominal density of construction materials, and nominal density and angles of repose for stored materials

Table A.1 - Construction materials-concrete and mortar

Materials	Density γ [kN/m ³]
concrete (see EN 206)	
lightweight	
density class LC 1,0	9,0 to 10,0 ¹⁾²⁾
density class LC 1,2	10,0 to 12,0 ¹⁾²⁾
density class LC 1,4	12,0 to 14,0 ¹⁾²⁾
density class LC 1,6	14,0 to 16,0 ¹⁾²⁾
density class LC 1,8	16,0 to 18,0 ¹⁾²⁾
density class LC 2,0	18,0 to 20,0 ¹⁾²⁾
normal weight	24,0 ¹⁾²⁾
heavy weight	> ¹⁾²⁾
mortar	
cement mortar	19,0 to 23,0
gypsum mortar	12,0 to 18,0
lime-cement mortar	18,0 to 20,0
lime mortar	12,0 to 18,0
¹⁾ Increase by 1kN/m ³ for normal percentage of reinforcing and pre-stressing steel	
²⁾ Increase by 1kN/m ³ for unhardened concrete	
NOTE See Section 4	

Πίνακας 8.1 Ειδικό Βάρος Σκυροδέματος σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα

Επιλέγουμε για το ειδικό βάρος του σκυροδέματος πεδίο τιμών από 22 έως 24 KN/m³

$$\gamma_c = \{ 20 \div 25 \text{ KN/m}^3 \}$$

8.4 Μόνιμα Φορτία Τοιχοπληρώσεων-Επικαλύψεων

Τα γραμμικά φορτία των τοιχοπληρώσεων και τα επιφανειακά φορτία των επικαλύψεων μεταβάλλονται ανάλογα με την τελική κατάσταση κατασκευής και από τα τελικά χαρακτηριστικά των τοιχοσωμάτων / λιθοσωμάτων. Τα δε πρώτα απομειώνονται περαιτέρω και λόγω της ύπαρξης των ανοιγμάτων της κατασκευής. Κρίνουμε, ότι οι τιμές τους κυμαίνονται από 70 % έως 90 % των τιμών με τις οποίες προσδιορίστηκαν για την ιδιομορφική ανάλυση και την αρχική Pushover της κατασκευής.

8.5 Κινητά Φορτία

Τα κινητά φορτία της κατασκευής έχουν προσδιοριστεί όπως περιγράφεται στο Κεφάλαιο 4.4. Οι τιμές εφαρμογής τους προέκυψαν με βάση την χρήση της κατασκευής και τις διατάξεις των κανονισμών περί των δράσεων. Ο κανονισμοί εν γένει, και ιδίως σε ότι αφορά τις δράσεις, είναι αυστηρά σχεδιασμένοι, με αποτέλεσμα να υπερτιμούν τα μεγέθη και να τα προσδιορίζουν επί το δυσμενέστερο, έναντι ασφαλείας. Έτσι, θεωρούμε ότι οι τιμές εφαρμογής αντικατοπτρίζουν το ανώτατο όριο εμφάνισης κινητών φορτίων στην κατασκευή. Το αντίστοιχο κατώτατο όριο προκύπτει για την περίπτωση ύπαρξης μόνο του ελάχιστου εξοπλισμού εντός του κτηρίου, κατάσταση που προσεγγίζει ικανοποιητικά τις συνθήκες με τις οποίες θα μετρηθούν οι πραγματικές του ιδιοσυχνότητες στη συνέχεια.

Έτσι για τα μεταβλητά φορτία επί των εσωτερικών δαπέδων ορίζεται ως εύρος τιμών το διάστημα από $0,50 \text{ KN/m}^2$ έως $3,43 \text{ KN/m}^2$, δηλαδή από **15 %** έως **100 %** των αρχικών τιμών. Αντίστοιχα για τον δεύτερο όροφο, από $0,50 \text{ KN/m}^2$ έως 2 KN/m^2 , δηλαδή από **25 %** έως **100 %** των αρχικών τιμών.

Ομοίως, για τα μεταβλητά φορτία στους εξώστες σε όλες τις στάθμες της κατασκευής, το πεδίο τιμών θα είναι από $0,50 \text{ KN/m}^2$ έως $4,91 \text{ KN/m}^2$, δηλαδή από **10 %** έως **100 %** των αρχικών τιμών.

A/A		Τιμή εφαρμογής (kg/m ²)
1	Στέγες οριζόντιοι ή με κλίση 1:20, όταν τυχόν δεν αποκλείεται η επί αυτών συγκέντρωση ανθρώπων δια παιδιά, θέα αναψυχή κ.λ.π. (Δεν απαιτείται επαύξησις λόγω χιόνος)	200
2	Κατοικίες, γραφεία, ξενοδοχεία, χώροι εργασίας και διάδρομοι αυτών, Σοφίτες, χώροι εκθέσεως και πωλήσεως μέχρις εμβαδού 50 m ² , Σταύλοι μικρών ζώων.	200
3	Θάλαμοι νοσοκομείων και παρεμφερών καταστημάτων και διάδρομοι αυτών	300
4	Κλίμακες και πλατύσκαλα εις κατοικίας, αίθουσες διαλέξεων και διδασκαλίας	350
5	Αίθουσες συγκεντρώσεως, εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι, αίθουσες χορού ή γυμναστικής, αμφιθέατρα με ορισμένες θέσεις. Διάδρομοι προς αίθουσες συγκεντρώσεως διαλέξεων διδασκαλίας κ.λ.π. Εξώστες και θεωρεία	
	Χώροι εκθέσεως και πωλήσεως εμβαδού μείζονος των 50 m ²	
	Καταστήματα συνήθη, σφαγεία, αρτοποιεία, εργαστήρια και εργοστάσια με ελαφρά κίνηση.	
	Βιβλιοπωλεία, Αρχεία, Βιβλιοθήκες (εφ' όσον εξ υπολογισμού βάσει των τιμών των άρθρων <u>1</u> και <u>2</u> του μέρους I δεν προκύπτει μείζον βάρος).	
	Κλίμακες, πλατύσκαλα, είσοδοι, προπύλαια πάσης κατηγορίας (πλην των υπ' αριθμόν 4)	
	Αυλές άνευ κυκλοφορίας οχημάτων	
	Σταύλοι μεγάλων ζώων	500
6	Αμφιθέατρα άνευ ορισμένων θέσεων	750
7	Ανελκυστήρες. Δια την ανάρτηση του ανελκυστήρα υπολογίζονται 1500 kg ανά 100 kg ωφέλιμου φορτίου του ανελκυστήρα.	

Πίνακας 8.2 Β.Δ. 10-12-1945 Μεταβλητά Φορτία

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9 OCP

9.1 Γενικά

Το HP-OCP, ή αλλιώς «Ολιστική Υπολογιστική Πλατφόρμα Βελτιστοποίησης Υψηλών Επιδόσεων», αποτελεί μια plugin πλατφόρμα βελτιστοποίησης κατασκευών ρεαλιστικής κλίμακας. Η βελτιστοποίηση κατασκευών έχει ωριμάσει από την στενά ακαδημαϊκή εφαρμογή της, ώστε να αποτελέσει τη βάση στο σύγχρονο σχεδιασμό σύνθετων δομικών συστημάτων. Τα τελευταία χρόνια έχουν παρουσιαστεί αρκετές εφαρμογές λογισμικού, οι οποίες έχουν καταστήσει προσιτά τα εργαλεία της βελτιστοποίησης σε επαγγελματίες μηχανικούς, φορείς λήψης αποφάσεων και φοιτητές εκτός της ερευνητικής κοινότητας βελτιστοποίησης δομικών συστημάτων. Ωστόσο, υπολείπονται ακόμη, των πραγματικών, σύγχρονων αναγκών του επαγγελματία μηχανικού. Για το σκοπό αυτό αναπτύχθηκε από το Εργαστήριο Στατικής και Αντισεισμικών Ερευνών το OCP.

Το πρόγραμμα βασίζεται σε υπολογιστικές μεθόδους νέας γενιάς (μεταερευνητικές τεχνικές, παράλληλος προγραμματισμός) που περιγράφουν και επιλύουν ένα πρόβλημα, διατυπωμένο σε μορφή συνάρτησης, εντός ορισμένου πλαισίου βελτιστοποίησης. Χρησιμοποιείται αλγόριθμος PQN (Projected Quasi-Newton), ο οποίος είναι ντετερμινιστικός ευρετικός αλγόριθμος (steepest descent) που προτείνεται για προβλήματα βελτιστοποίησης υψηλής πολυπλοκότητας, με πολλούς βαθμούς ελευθερίας και τοπικά ελάχιστα. Ο PQN αποτελεί ένα υβρίδιο μεταξύ projected quasi-Newton αλγορίθμου (ή αλλιώς Gauss-Newton αλγόριθμος για μη γραμμικά προβλήματα ελαχίστων τετραγώνων) και ενός grid-based αιτιοκρατικού ευρετικού.

Τα gradients της μεθόδου quasi-Newton και οι jacobians της επαναληπτικής Gauss-Newton εκτιμώνται μέσω πεπερασμένων διαφορών των οποίων οι τιμές μεταβάλλονται κατά την εκτέλεση της βελτιστοποίησης. Ο PQN ελέγχει την αντικειμενική συνάρτηση σε εφικτά σημεία χρησιμοποιώντας μια μέθοδο δειγματοληψίας (sampling method) που ελέγχει τη βελτιστοποίηση. Πριν από την έναρξη της διαδικασίας αναζήτησης με χρήση του PQN, εφαρμόζεται η Latin Hypercube sampling method. Η αρχική διαμόρφωση του αλγορίθμου θεωρείται η καλύτερη κατά τη διάρκεια της διαδικασίας.

9.2 Εφαρμογή

9.2.1 Προετοιμασία

Προγραμματίζουμε τον αλγόριθμο του OCR, ώστε να τροποποιεί αυτόματα τις παραμέτρους επιρροής της ιδιομορφικής ανάλυσης, όπως ορίστηκαν μαζί με τα πεδία τιμών τους στο Κεφάλαιο 8.

Ορίζεται η αντικειμενική συνάρτηση - στόχος που θα πρέπει να ικανοποιείται στο τέλος της αυτοματοποιημένης διαδικασίας:

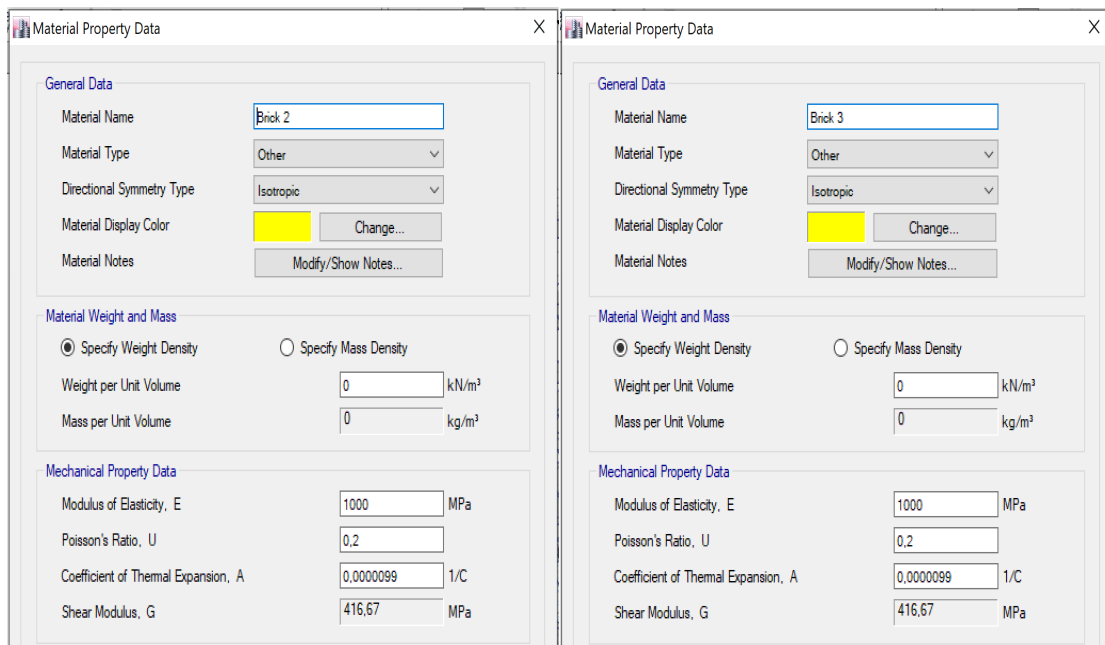
Κύριες Ιδιοσυχνότητες Ιδιομορφικής Ανάλυσης



Μετρημένες Ιδιοσυχνότητες Κατασκευής

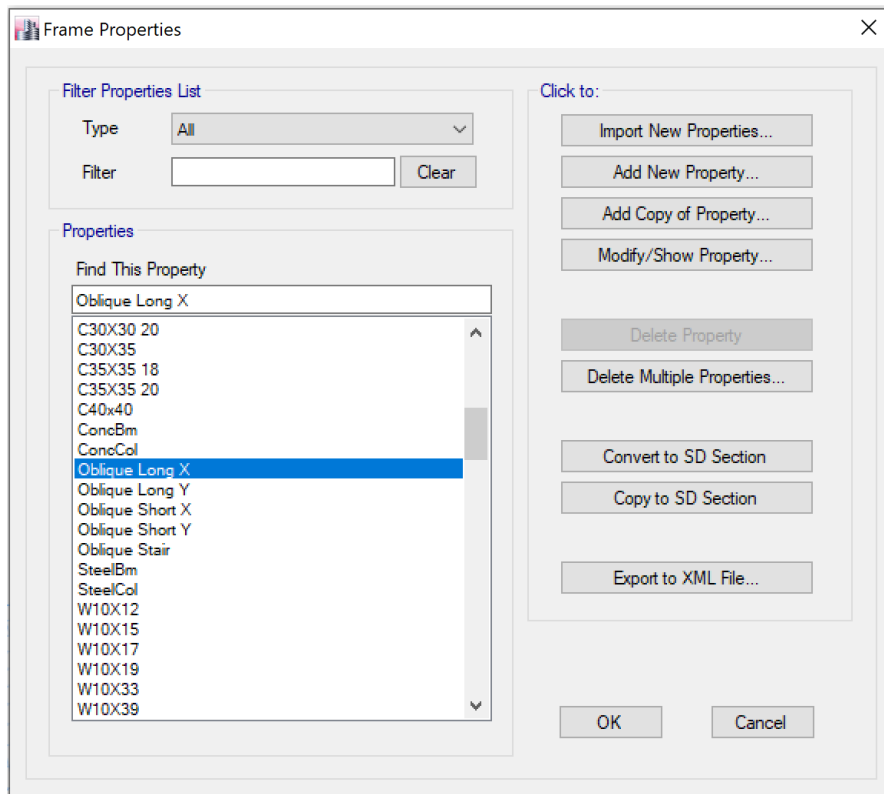
Επιτρέπουμε στα μέτρα ελαστικότητας των τοιχοπληρώσεων να μεταβάλλουν ανεξάρτητα την τιμή τους κατά τη διεύθυνση X και κατά τη διεύθυνση Y. Ιδιαίτερα στη διεύθυνση Y διαχωρίζονται περαιτέρω οι τοιχοπληρώσεις του κλιμακοστασίου. Στην τελευταία περίπτωση θα μεγαλώσουμε το πεδίο τιμών μέχρι **16,5 GPa** για να συμπεριλάβουμε εμμέσως και τη δυσκαμψία που προσθέτει η σκάλα στη διεύθυνση Y στο κλιμακοστάσιο.

Προγραμματιστικά θα χρειαστεί να δημιουργηθούν δύο αντίγραφα του ισοδύναμου υλικού που ορίσαμε για τις τοιχοπληρώσεις:



Εικόνα 9.1 Αντίγραφα Υλικού Τοιχοπληρώσεων

Στη συνέχεια δημιουργούμε αντίγραφα και των θλιπτήρων - ελκυστήρων στις διευθύνσεις X, Y και στη σκάλα.



Εικόνα 9.2 Αντίγραφα Θλιπτήρων - Ελκυστήρων

Στο αρχικό Brick 1 αποδίδουμε τις ράβδους στη διεύθυνση X, στο Brick 2 τις ράβδους της σκάλας στη διεύθυνση Y και στο Brick 3 τις υπόλοιπες ράβδους στη διεύθυνση Y.

Τα μέτρα ελαστικότητας των τριών υλικών προσομοίωσης των τοιχοπληρώσεων θα παίρνουν τελικά τιμές ανεξάρτητα, εντός του εύρους που έχουμε ορίσει.

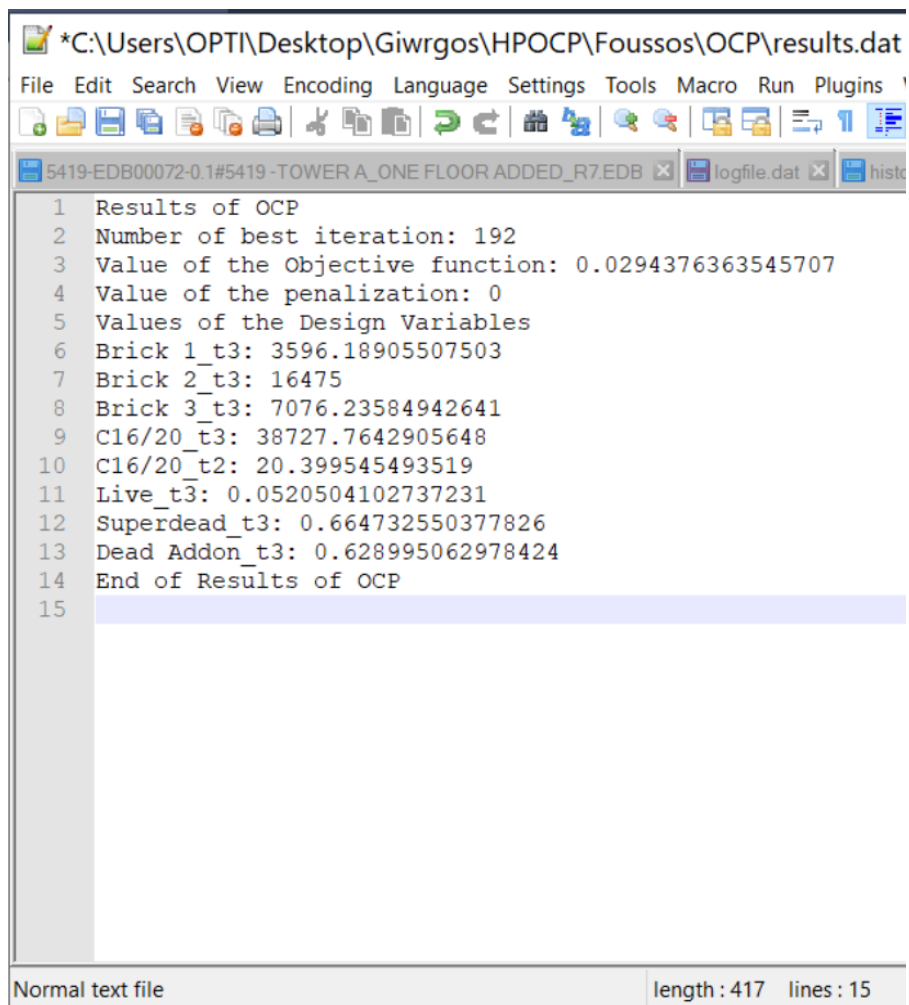
Εισάγονται τα πεδία τιμών:

```
testingOcp (Running) - Microsoft Visual Studio (Administrator)
File Edit View Project Build Debug Team Tools Test Analyze Window Help
Debug x64 ConsoleUI
Process: [10988] ConsoleUI.exe Lifecycle Events Thread: [19096] Main Thread
ETABS.cs Program.cs ConsoleUI ConsoleUI.Program
25 new Parameters
26 {
27     Name = "Brick 1",
28     Values = new double[1] { 1000 }, // E
29     MaximumValues = new double[1] { 16500 },
30     MinimumValues = new double[1] { 625 },
31     StepValues = new double[1] { 50 }
32 },
33 new Parameters
34 {
35     Name = "Brick 2",
36     Values = new double[1] { 1000 }, // E
37     MaximumValues = new double[1] { 16500 },
38     MinimumValues = new double[1] { 625 },
39     StepValues = new double[1] { 50 }
40 },
41 new Parameters
42 {
43     Name = "Brick 3",
44     Values = new double[1] { 1000 }, // E
45     MaximumValues = new double[1] { 16500 },
46     MinimumValues = new double[1] { 625 },
47     StepValues = new double[1] { 50 }
48 },
49 new Parameters
50 {
51     Name = "C16/20",
52     Values = new double[2] { 28608, 23 }, // E, g
53     MaximumValues = new double[2] { 40000, 25 },
54     MinimumValues = new double[2] { 27000, 20 },
55     StepValues = new double[2] { 100, 0.1 }
56 },
57 //new Parameters
58 //{
59 //    Name = "PSpr1",
60 //    Values = new double[3]{ 600, 100, 100 }, // uz, fx, fy
```

90 %

Locals	
Name	Value
Compiler Inline Report	
Compiler Optimization Report	
Call Stack	
Breakpoints	
Exception Settings	
Command	

9.2.2 Αποτελέσματα



The screenshot shows a text editor window with the following content:

```
*C:\Users\OPTI\Desktop\Giwrgos\HPOCP\Foussos\OCP\results.dat
File Edit Search View Encoding Language Settings Tools Macro Run Plugins
5419-EDB00072-0.1#5419 -TOWER A_ONE FLOOR ADDED_R7.EDB logfile.dat histo
1 Results of OCP
2 Number of best iteration: 192
3 Value of the Objective function: 0.0294376363545707
4 Value of the penalization: 0
5 Values of the Design Variables
6 Brick 1_t3: 3596.18905507503
7 Brick 2_t3: 16475
8 Brick 3_t3: 7076.23584942641
9 C16/20_t3: 38727.7642905648
10 C16/20_t2: 20.399545493519
11 Live_t3: 0.0520504102737231
12 Superdead_t3: 0.664732550377826
13 Dead Addon_t3: 0.628995062978424
14 End of Results of OCP
15
```

Normal text file length : 417 lines : 15

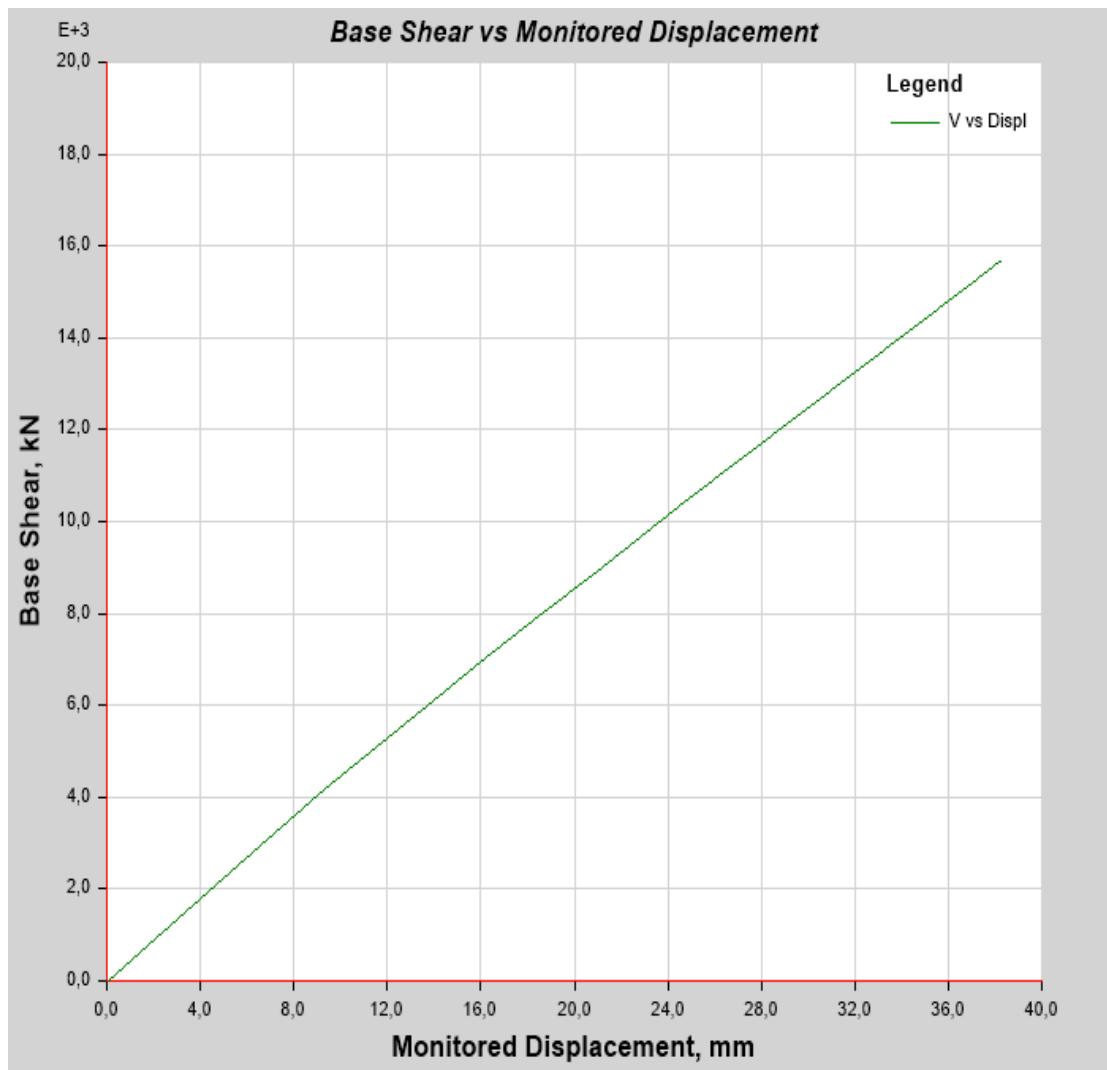
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10 Μη-Γραμμική Στατική Ανάλυση Pushover 2

10.1 Σύνοψη

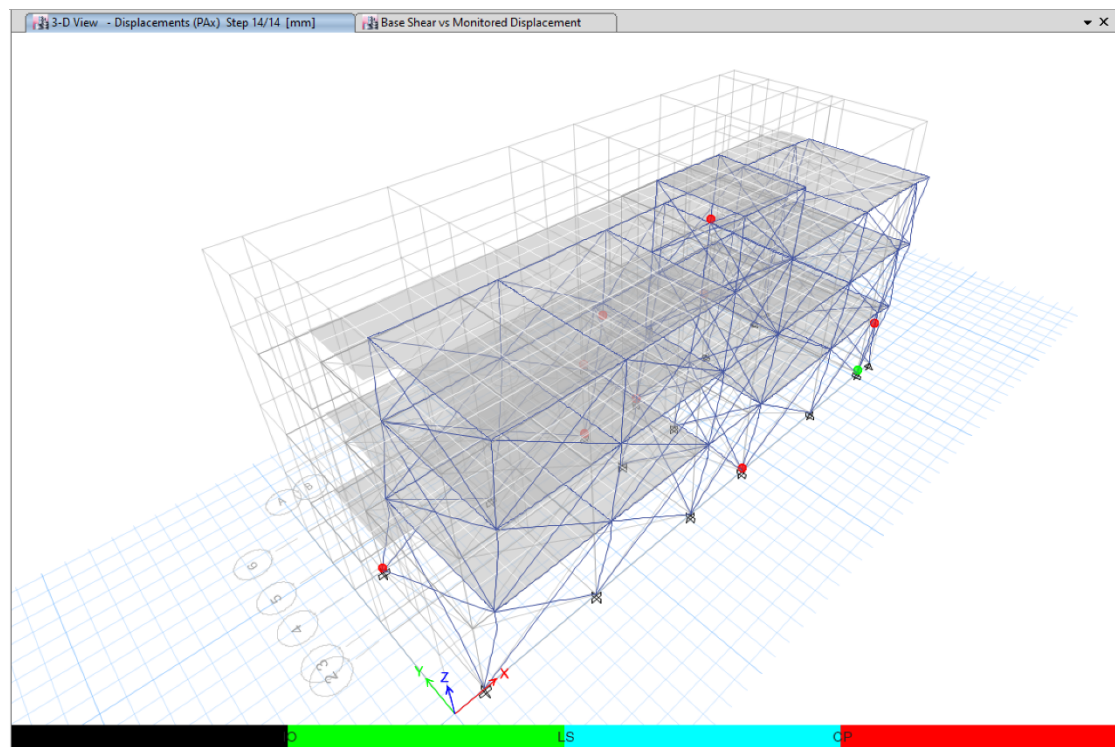
Η ανάλυση εφαρμόζεται στο μοντέλο όπως έχει τροποποιηθεί με βάση τα αποτελέσματα του OCP, με εξαίρεση τα κινητά φορτία που επανατίθενται με την αρχική τους τιμή.

10.2 Αποτελέσματα

Καμπύλη Ικανότητας Κατασκευής στη διεύθυνση X



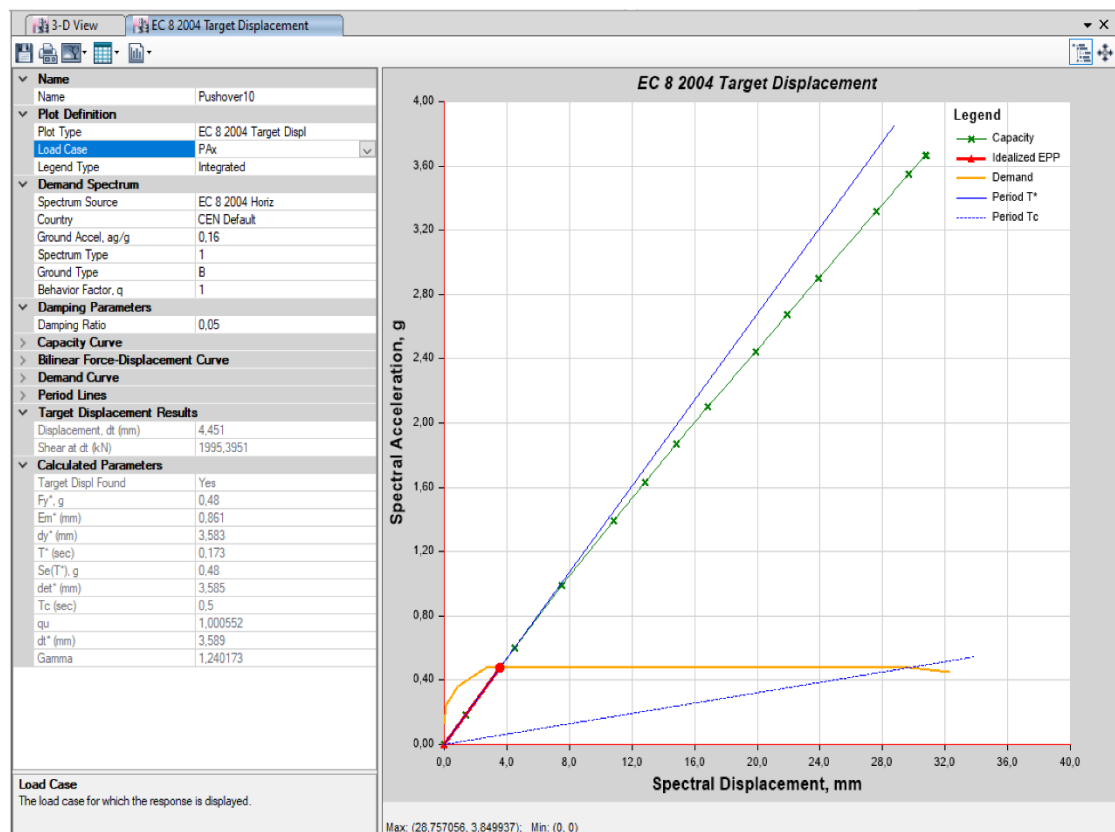
Κατασκευή στην αστοχία (τελευταίο βήμα)



Σημείο Επιτελεστικότητας

Μετατόπιση Κορυφής 4,451 mm

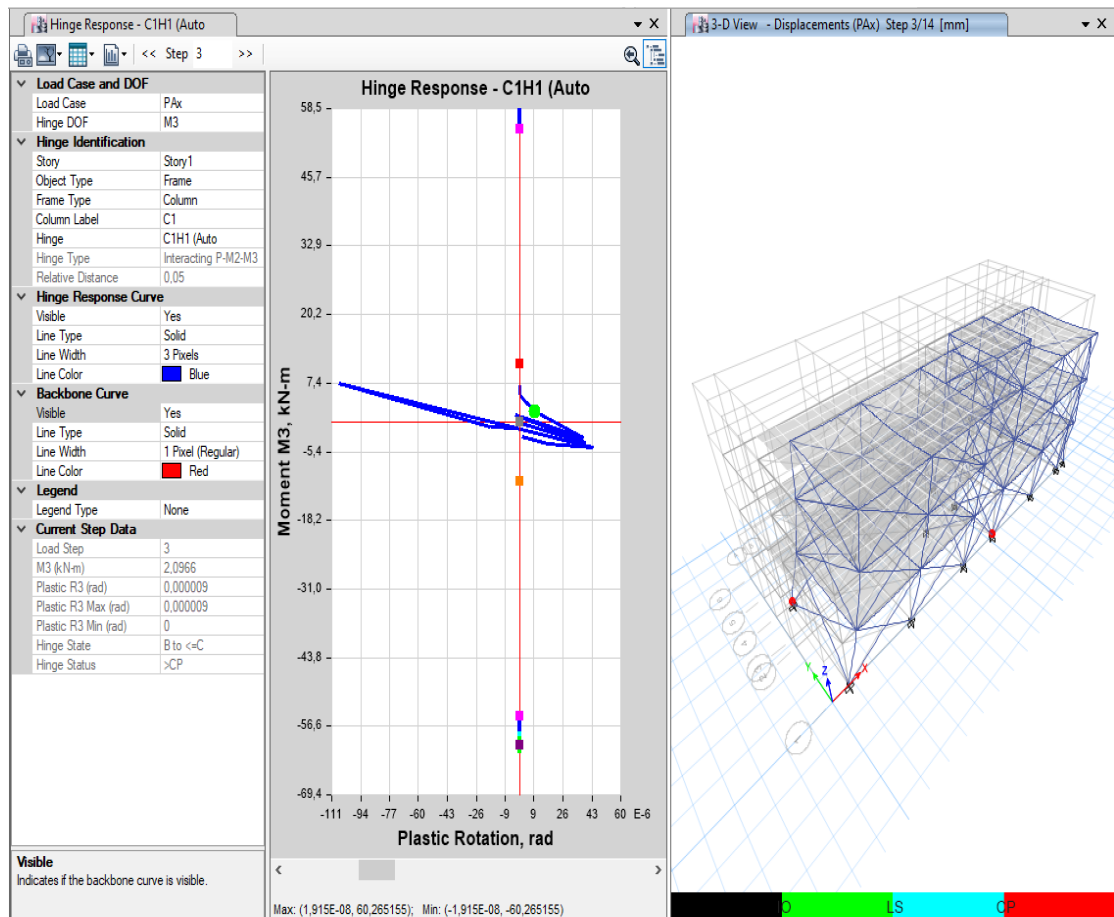
Τέμνουσα Βάσης 1.995,3951 kN



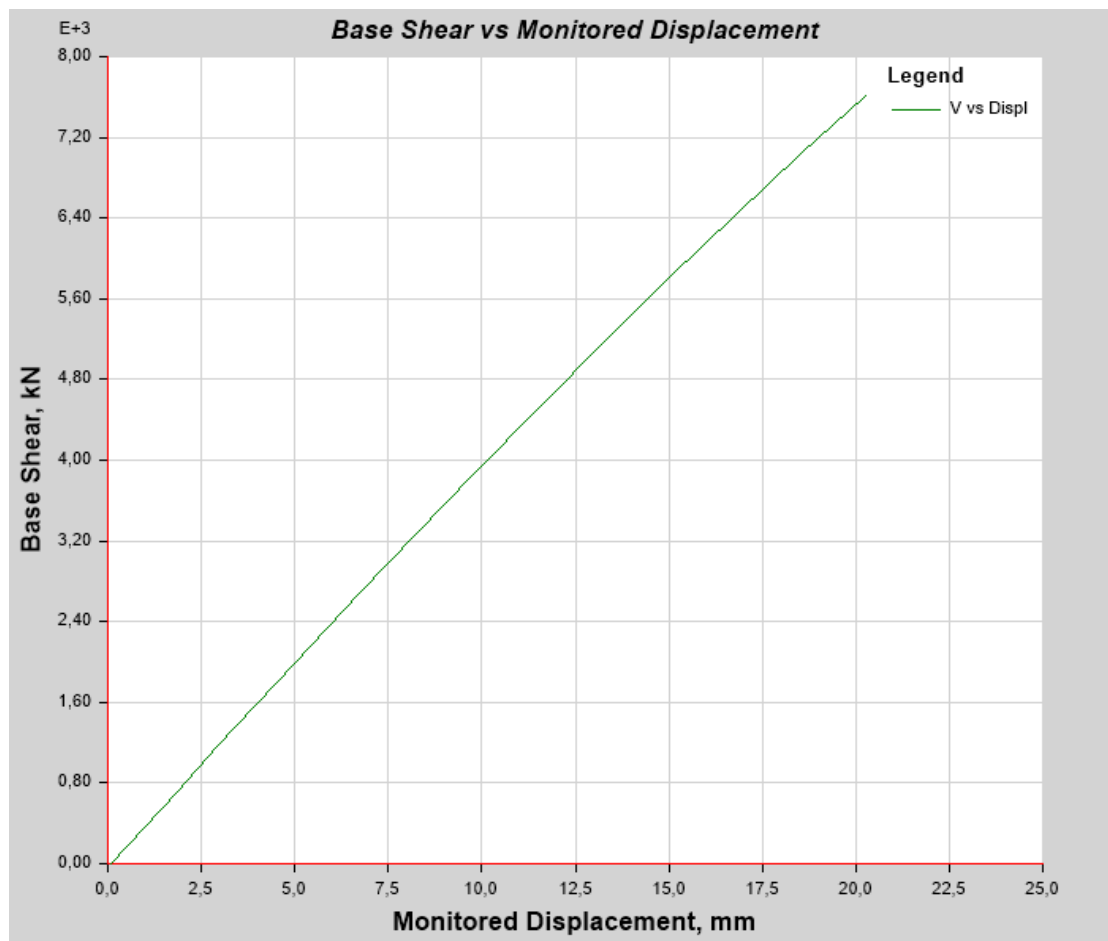
Κατάσταση Πλαστικών Αρθρώσεων σε κάθε βήμα

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	kN										
0	0,061	0	480	0	0	0	0	480	0	0	0	480
1	1,755	771,6671	478	2	0	0	0	480	0	0	0	480
2	5,643	2536,4544	456	24	0	0	0	480	0	0	0	480
3	9,34	4170,3301	416	64	0	0	0	476	0	0	4	480
4	13,479	5903,8383	372	108	0	0	0	476	0	0	4	480
5	15,979	6925,9529	346	134	0	0	0	474	0	0	6	480
6	18,479	7934,4354	324	156	0	0	0	472	0	0	8	480
7	20,979	8925,8645	318	162	0	0	0	470	0	0	10	480
8	24,729	10415,5407	290	190	0	0	0	468	0	0	12	480
9	27,229	11392,4042	278	202	0	0	0	466	0	0	14	480
10	29,729	12366,265	268	212	0	0	0	466	0	0	14	480
11	34,329	14151,7617	250	230	0	0	0	460	2	0	18	480
12	36,829	15134,5577	248	232	0	0	0	460	2	0	18	480
13	38,199	15651,6591	246	234	0	0	0	460	2	0	18	480
14	38,218	15655,0986	244	236	0	0	0	460	2	0	18	480

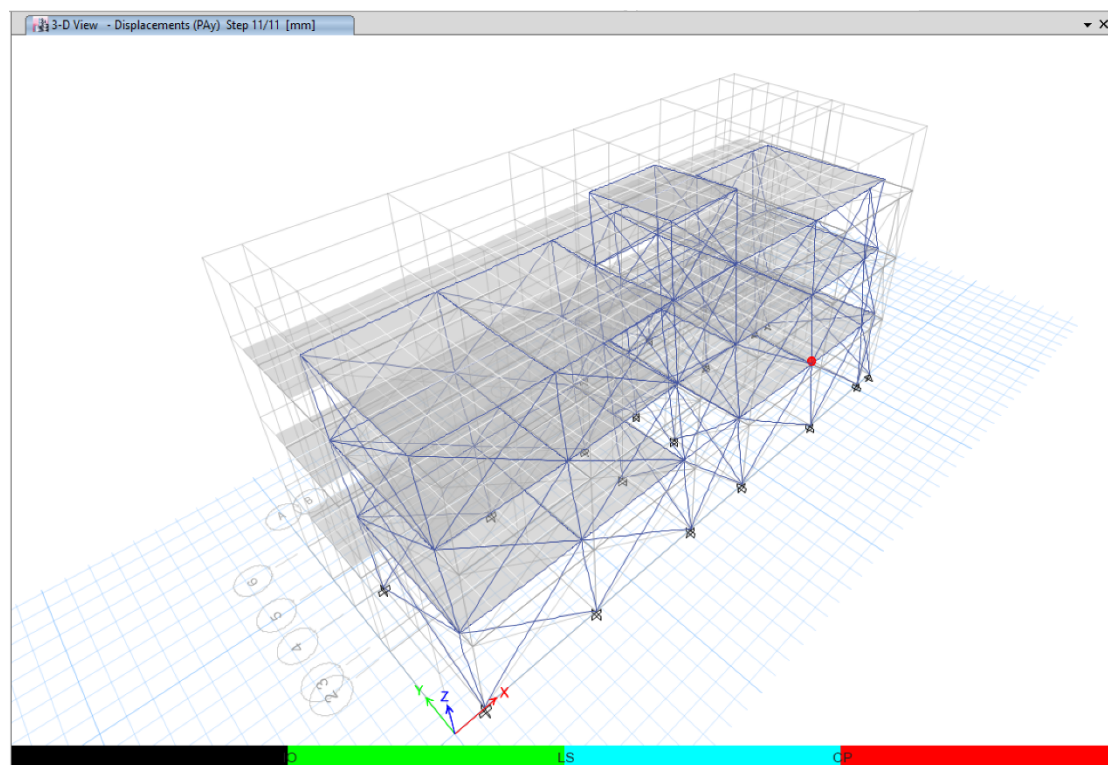
Διάγραμμα Ροπής – Στροφής Υποστυλώματος C1



Καμπύλη Ικανότητας Κατασκευής στη διεύθυνση Y



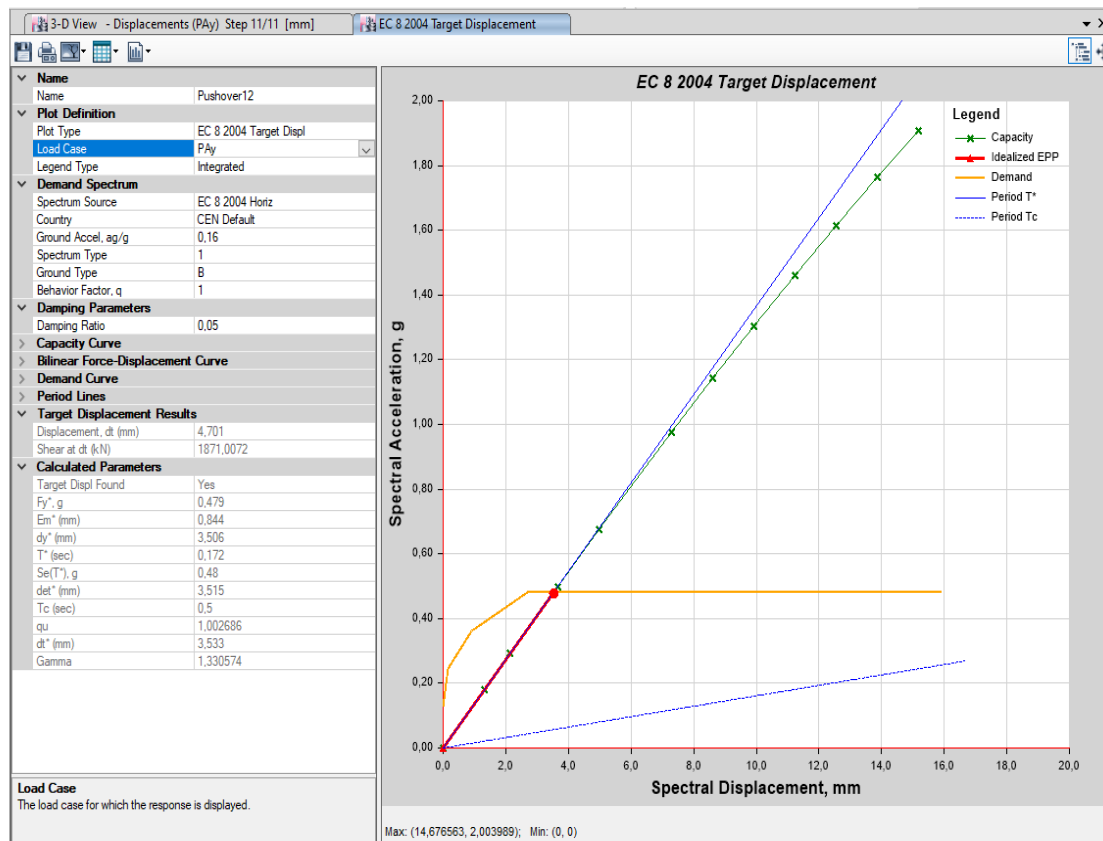
Κατασκευή στην αστοχία (τελευταίο βήμα)



Σημείο Επιτελεστικότητας

Μετατόπιση Κορυφής 4,701 mm

Τέμνουσα Βάσης 1.871,0072 KN

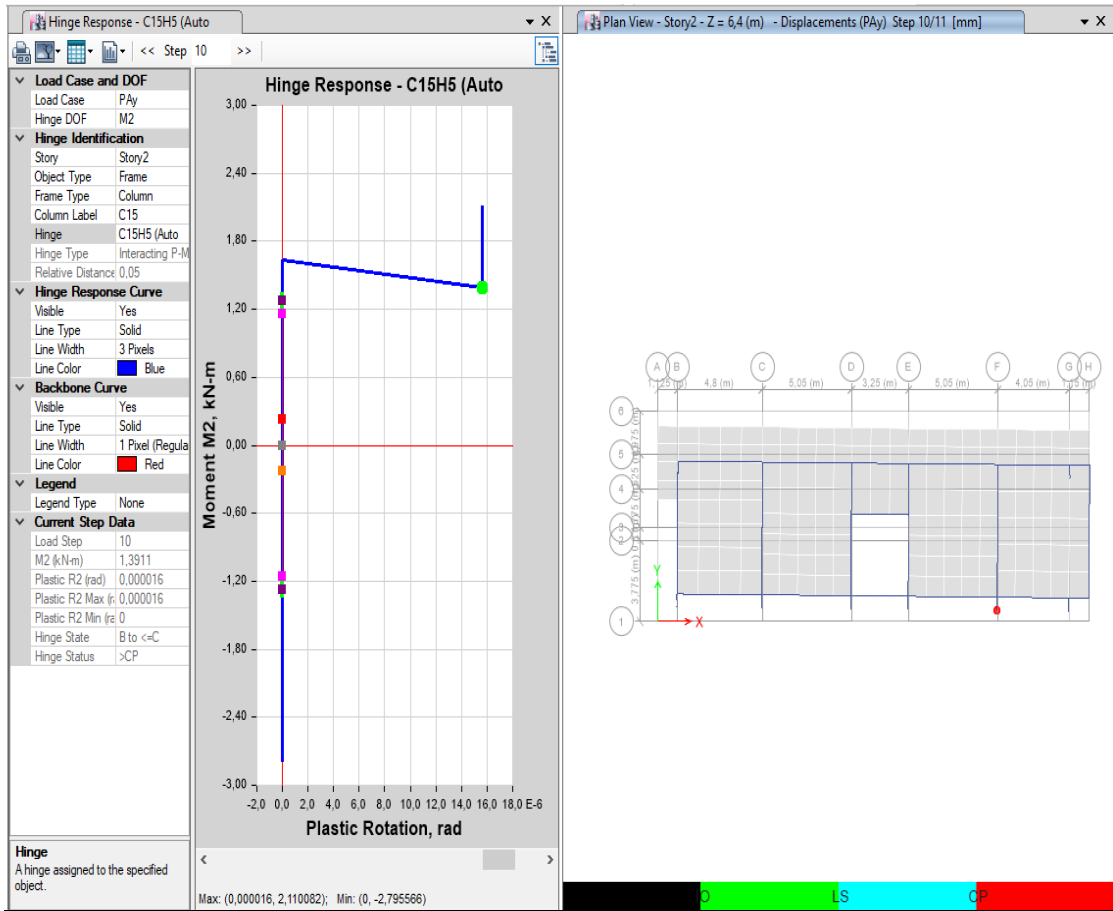


Κατάσταση Πλαστικών Αρθρώσεων σε κάθε βήμα

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement

Step	Monitored Displ mm	Base Force kN	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0,095	0	480	0	0	0	0	480	0	0	0	480
1	1,845	713,3439	480	0	0	0	0	480	0	0	0	480
2	2,934	1157,2367	478	2	0	0	0	480	0	0	0	480
3	4,973	1980,6081	452	28	0	0	0	480	0	0	0	480
4	6,723	2678,554	438	42	0	0	0	480	0	0	0	480
5	9,777	3866,8454	412	68	0	0	0	480	0	0	0	480
6	11,527	4530,5866	406	74	0	0	0	480	0	0	0	480
7	13,277	5176,4685	388	92	0	0	0	480	0	0	0	480
8	15,027	5811,2202	358	122	0	0	0	480	0	0	0	480
9	16,777	6432,8906	342	138	0	0	0	480	0	0	0	480
10	18,527	7038,3704	334	146	0	0	0	478	0	0	2	480
11	20,277	7611,4367	314	166	0	0	0	478	0	0	2	480

Διάγραμμα Ροπής – Στροφής Υποστυλώματος C15



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 11 Συμπεράσματα

Με τις νέες τιμές των μεταβλητών που έχουν προκύψει από το OCP παρατηρούμε ότι η κατασκευή μας έχει γίνει αισθητά πιο δύσκαμπτη και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις X και Y. Αυτό αποτυπώνεται και στη συμπεριφορά της κατά την ανάλυση Pushover. Και στις δύο διευθύνσεις αναπτύσσει πολύ μικρότερες μετατοπίσεις κορυφής για τις ίδιες τιμές τέμνουσας βάσης.

Διεύθυνση X

Η κατασκευή στην πρώτη Pushover φτάνει στην στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής» για μετατόπιση 19,20 mm με αντίστοιχη τέμνουσα βάσης 2.886 KN. Στην δεύτερη ανάλυση φτάνει στην ίδια στάθμη για μετατόπιση 9,34 mm αλλά με τέμνουσα βάσης 4.170 KN, που είναι περίπου 45 % μεγαλύτερη. Η κατασκευή έχει μεγαλύτερη αντοχή στις πλευρικές καταπονήσεις και φτάνει δυσκολότερα σε σοβαρές πλαστικές παραμορφώσεις. Στην πρώτη ανάλυση, η αναμενόμενη μετατόπιση για σεισμό κατά τον Ευρωκώδικα με επιτάχυνση 0,16g και συντελεστή $q=1$ είναι μικρότερη από αυτή στην οποία η κατασκευή φτάνει τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Συνεπώς, για καθορισμένη ανεκτή στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» δεν προκύπτουν απαιτήσεις ενισχύσεων στην κατασκευή. Στην δεύτερη ανάλυση, για τα ίδια χαρακτηριστικά σεισμού, η αναμενόμενη μετατόπιση ομοίως δεν ξεπερνά την στάθμη «Προστασία Ζωής» και δεν προκύπτουν απαιτήσεις ενισχύσεων. Στην πρώτη ανάλυση, οι πλαστικές αρθρώσεις αναπτύσσονται αρχικά στη στάθμη του ισογείου, στη βάση εσωτερικού υποστυλώματος κλιμακοστασίου (K6) και στη βάση γωνιακού περιμετρικού υποστυλώματος εισόδου (K13). Στην δεύτερη ανάλυση, οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις εμφανίζονται επίσης στη στάθμη του ισογείου, στη βάση του γωνιακού υποστυλώματος K1 και στη βάση του υποστυλώματος κλιμακοστασίου K9.

Διεύθυνση Y

Η κατασκευή στην πρώτη Pushover φτάνει στην στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής» για μετατόπιση 18,80 mm με αντίστοιχη τέμνουσα βάσης 1.730 KN. Στην δεύτερη ανάλυση φτάνει στην ίδια στάθμη για μετατόπιση 18,53 mm αλλά με τέμνουσα βάσης 7.040, που είναι τέσσερις φορές μεγαλύτερη. Η κατασκευή έχει πολύ μεγαλύτερη αντοχή στις πλευρικές καταπονήσεις και φτάνει δυσκολότερα σε σοβαρές πλαστικές παραμορφώσεις. Στην πρώτη ανάλυση, η αναμενόμενη μετατόπιση για σεισμό κατά τον Ευρωκώδικα με επιτάχυνση 0,16g και συντελεστή $q=1$ είναι μεγαλύτερη από αυτή στην οποία η κατασκευή φτάνει τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Συνεπώς, για καθορισμένη ανεκτή στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» η

συμπεριφορά της κατασκευής οδηγεί σε απαιτήσεις ενισχύσεων στην κατασκευή. Στην δεύτερη ανάλυση, για τα ίδια χαρακτηριστικά σεισμού, η αναμενόμενη μετατόπιση είναι μικρότερη από αυτή στη οποία η κατασκευή φτάνει τη στάθμη «Προστασία Ζωής» και κατά συνέπεια δεν προκύπτουν απαιτήσεις ενισχύσεων. Στην πρώτη ανάλυση, οι πλαστικές αρθρώσεις αναπτύσσονται αρχικά στη στάθμη του ισογείου, στη βάση περιμετρικού υποστυλώματος πρόσοψης (K3). Στη δεύτερη ανάλυση, οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις εμφανίζονται επίσης στη στάθμη του ισογείου, στη βάση του περιμετρικού υποστυλώματος K15.

Καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η διαδικασία της σύγκλισης των ιδιοσυχνοτήτων του μοντέλου με τις ιδιοσυχνότητες που μετράμε επιτόπου στην κατασκευή παράγει αποτελέσματα που δείχνουν μεγαλύτερη δυσκαμψία και αντοχή για την κατασκευή και τα επιμέρους μέλη και συνολικά μικρότερες μετατοπίσεις. Ιδιαίτερα κατά τη διεύθυνση Y οδηγούμαστε σε άρση απαιτήσεων ενίσχυσης. Συγκεντρώνοντας δεδομένα από ένα ευρύ δείγμα, προς επίρρωση των αποτελεσμάτων, η μέθοδος θα μπορούσε να εξελιχθεί σε ένα ιδιαίτερα χρήσιμο και άμεσα εφαρμόσιμο εργαλείο για την διακρίβωση της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών, στην προσπάθεια ικανοποίησης του στόχου που τέθηκε στην αρχή της εργασίας, για άμεση και ρεαλιστική αναγνώριση των απαιτήσεων των υφιστάμενων κατασκευών στην χώρα μας.

Ως πρόταση για μελλοντική διερεύνηση, θα μπορούσε να προστεθεί και η θεμελίωση της κατασκευής ως μεταβλητή του προβλήματος, μέσω του βάθους και των σταθερών ελατηρίων που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωσή της, και να εξεταστεί η επιρροή της στη συμπεριφορά της κατασκευής. Τέλος, επισημαίνεται ότι όσο μεγαλύτερο είναι το πλήθος των μεταβλητών που ορίζουμε στη μέθοδό σύγκλισης, η χρήση μιας εφαρμογής βελτιστοποίησης όπως το OCP είναι αναγκαία και καθοριστική για την επίλυση του πολυπαραμετρικού προβλήματος.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 12 Βιβλιογραφία

- 1) Properties of Concrete, Author: A M Neville, Publication: Longman Scientific & Technical, Third Edition 1990
- 2) Reinforced Concrete Structures, Author: Park and Paulay, Publication: Wiley-Interscience, 1975
- 3) Δυναμική των Κατασκευών: Μανώλης, Παναγιωτόπουλος, Κολιόπουλος Ηλεκτρονική Έκδοση 2015
- 4) Δομικά υλικά: Τριανταφύλλου Αθανάσιος, 2013
- 5) Μηχανική της Τοιχοποιίας: Βιντζηλαίου Ελισάβετ, Ε.Μ.Π. 2015
- 6) Ευρωκώδικας 0, Εθνικό Προσάρτημα
- 7) Ευρωκώδικας 2, Ε.Ν. 1992
- 8) Ευρωκώδικας 6, ΕΝ. 1996
- 9) Ευρωκώδικας 8, Ε.Ν. 1998
- 10) ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κανονισμός Επεμβάσεων) 2^η Αναθεώρηση 2017 Τελική Έκδοση
- 1) <https://www.oasp.gr/node/8>
- 2) <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Modal+analysis>
- 3) <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Numerical-evaluation+summary>
- 4) <https://www.sciencedirect.com/topics/engineering/modal-analysis>
- 5) http://tkm.tee.gr/wp-content/uploads/2018/06/16%CE%95CEE_Doudoumis.pdf
- 6) <https://www.kathimerini.gr/801578/article/politismos/polh/h-gennhsh-kai-o-8anatos-ths-polykatoikias-1929-2011>
- 7) <https://www.blod.gr/lectures/i-polykatoikia-tis-antiparohis/>
- 8) http://portal.tee.gr/portal/page/portal/SCIENTIFIC_WORK/scient_typopoiisi/eurocodes/fek_prosy.pdf
- 9) <https://feaforall.com/what-modal-analysis-fea-basics>
- 10) <http://users.ntua.gr/cvsapoun/mdof-Ch-11-16%20build-Ch-18.pdf>
- 11) <https://www.eolss.net/Sample-Chapters/C05/E6-194-10.pdf>
- 12) http://mechanika2.fs.cvut.cz/old/pme/examples/ansys55/html/guide_55/g-str/GSTR3.htm
- 13) https://en.wikipedia.org/wiki/Seismic_code
- 14) The Pushover Analysis, explained in its Simplicity: *Rahul Leslie Assistant Director, Buildings Design, DRIQ Board, Kerala PWD, Trivandrum*
- 15) http://library.tee.gr/digital/m2316/m2316_nezis.pdf
- 16) <https://www.eurocode.us/structural-design-eurocode-7/material-properties-and-resistance-resistance.html>
- 17) <http://www.modalshop.com/techlibrary/Fundamentals%20of%20Modal%20Testing.pdf>