



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
UNIVERSITY OF WEST ATTICA

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
DEPT. OF CIVIL ENGINEERING

Δ Ι Π Λ Ω Μ Α Τ Ι Κ Η Ε Ρ Γ Α Σ Ι Α

*Αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας τριώροφου κτιρίου Ω.Σ.
Διερεύνηση της επιρροής των μνητοειδών πλακών*

*Evaluation of the seismic capacity of a three storey R.C. building
Investigation of the influence of ribbed slabs*

ΚΟΥΤΣΙΔΗΣ ΟΜΗΡΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ

ΑΘΗΝΑ, ΜΑΪΟΣ 2023

Copyright © Κουτσιδης Όμηρος, 2023

Email: om.koutsidis@gmail.com

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Πάσης φύσεως ερωτήματα που αφορούν τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό οφείλουν να απευθύνονται προς το συγγραφέα.



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

***Αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας τριώροφου κτιρίου Ω.Σ.
Διερεύνηση της επιρροής των μοκητοειδών πλακών***

Η παρούσα διπλωματική εργασία βαθμολογήθηκε από την εξής τριμελή επιτροπή:

<i>ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ ΚΑΘΗΓΗΤΗ</i>	<i>ΥΠΟΓΡΑΦΗ</i>
Κωνσταντίνος Ρεπαπής (Επιβλέπων καθηγητής)	
Ισαάκ Βρυζίδης (Εξετάζων καθηγητής)	
Δημήτριος Δρίβας (Εξετάζων καθηγητής)	

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ

Ο κάτωθι υπογεγραμμένος Κουτσίδης Όμηρος του Ευστρατίου με αριθμό μητρώου 47118 φοιτητής του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής της Σχολής Μηχανικών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, δηλώνω υπεύθυνα ότι:

«Είμαι συγγραφέας της διπλωματικής εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης, οι οποίες πηγές από τις οποίες έκανα χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε ακριβώς είτε παραφρασμένες, αναφέρονται στο σύνολο τους, με πλήρη αναφορά στους συγγραφείς, τον εκδοτικό οίκο ή το περιοδικό, συμπεριλαμβανομένων και των πηγών που ενδεχομένως χρησιμοποιήθηκαν από το διαδίκτυο. Επίσης, βεβαιώνω ότι αυτή η εργασία έχει συγγραφεί από εμένα αποκλειστικά και αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου, όσο και του Ιδρύματος.

Παράβαση της ανωτέρω ακαδημαϊκής μου ευθύνης αποτελεί ουσιώδη λόγο για την ανάκληση του πτυχίου μου».

Ο Δηλών.



ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία αποτελεί το επίτευγμα μιας πενταετούς προσπάθειας που απώτερο στόχο και σκοπό είχε την απόκτηση θεμελιωδών γνώσεων, γύρω από το αντικείμενο και τον ευρύτερο επιστημονικό κλάδο του Πολιτικού Μηχανικού.

Θα ήθελα σε αυτό το σημείο να εκφράσω τον σεβασμό και την εκτίμηση μου, στον επιβλέποντα Καθηγητή μου, κ. Κωνσταντίνο Ρεπαπή. Τον ευχαριστώ τόσο για την άριστη συνεργασία μας, στα πλαίσια εκπόνησης της πτυχιακής μου εργασίας, όσο και για το σύνολο των γνώσεων που μου μετέδωσε στα χρόνια της φοίτησης μου στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής.

Θέλω να αφιερώσω τη διπλωματική μου εργασία στην οικογένειά μου, χωρίς την ηθική και υλική υποστήριξη της οποίας ελάχιστα θα είχαν επιτευχθεί.

Τέλος, ευχαριστώ τους λίγους και εκλεκτούς μου φίλους, για όλες τις στιγμές, ωραίες και μη, που μοιραστήκαμε κατά τη διάρκεια των φοιτητικών μας χρόνων.

ΚΟΥΤΣΙΑΛΗΣ ΟΜΗΡΟΣ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως θέμα την αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας τριώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος και την διερεύνηση της χρήσης μυκητοειδών πλακών – Zoellner Slabs, για τη μόνωση του φέροντος οργανισμού, τις πιθανές επιπτώσεις ή και αλλαγές στη συμπεριφορά του κτιρίου και συνεπώς στην τελική αντοχή του δομήματος σαν σύνολο. Η αποτίμηση και ανάλυση έγινε με βάση τον ισχύοντα Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022) και τον Ευρωκώδικα 8. Για την ανάλυση και αποτίμηση της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό **Seismostruct** της εταιρείας **Seismosoft**, με εξουσιοδοτημένη ακαδημαϊκή άδεια χρήσης από την εν λόγω εταιρεία, ενώ όλες οι αναλύσεις έγιναν με βάση και των δύο κανονισμών για λόγους σύγκρισης και εμβάθυνσης της ανάλυσης.

Στο **πρώτο κεφάλαιο** περιγράφεται η σεισμική δραστηριότητα στην Ελλάδα και πιο συγκεκριμένα τα προβλήματα που προκύπτουν από τη σεισμική τρωτότητα των κτιρίων και από την επίδραση του σεισμού σε αυτά.

Στο **δεύτερο κεφάλαιο** γίνεται παρουσίαση των μεθόδων σεισμικής αποτίμησης. Ειδικότερα, θα εξεταστούν οι ανελαστικές και ελαστικές μέθοδοι αναλύσεων, ενώ παράλληλα θα αναλυθεί και η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας.

Το **τρίτο κεφάλαιο** αναφέρεται στη χρησιμότητα και την λειτουργικότητα των μυκητοειδών πλακών στις σύγχρονες κατασκευές.

Ο φορέας της παρούσας εργασίας αναλύεται στο **τέταρτο κεφάλαιο** όπου θα γίνει λεπτομερής περιγραφή των φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών του.

Στο **πέμπτο κεφάλαιο** αναλύονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων του φορέα που έχει μελετηθεί με τη μέθοδο των ορθογωνικών δοκών (συμβατικός φορέας) αλλά και τη μέθοδο των μυκητοειδών πλακών. Ο φορέας αναλύεται με τη μη γραμμική μέθοδο αλλά και με τη δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας.

Τέλος, στο **έκτο κεφάλαιο** θα γίνει σύγκριση των αποτελεσμάτων από τις αναλύσεις που προαναφέρθηκαν.

ABSTRACT

This present thesis is undertaking the subject of evaluating the seismic capacity of a three storey, reinforced concrete (RC) building and will thoroughly investigate the influence of using ribbed – zoellner slabs as its main structural design and all of the structural behavioral changes and challenges it therefore undertakes. The seismic evaluation of the structure, theoretically and computationally via software analysis, was done solely based on the currently, in force regulations and standards such as the Eurocode 8 & KAN.EPE. The software used for the analysis was **SeismoStruct** by **SeismoSoft**, with an officially authorized academic license from the software company.

The **first chapter** describes the seismic activity in Greece and more specifically the problems that are caused by seismic vulnerability to the buildings and the consequences provoked by earthquake phenomena.

In the **second chapter** the inelastic and elastic methods of seismic assessments as well as the dynamic time history analysis are presented.

The **third chapter** refers to the use and the function of zoellner slabs (aka waffle slabs) in the nowadays buildings.

A detailed overview such as geometry, materials properties and distribution of loads of the under – study model is given in the **fourth chapter**.

The analyses' results of the building are described in the **fifth chapter**. It is important to refer that the under – study building is studied with two construction methods a) the conventional slab method (**Model A**) and b) the ribbed-zoellner slab method (**Model B**).

The **last chapter** compares the results of the fifth chapter's analyses.

Περιεχόμενα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 – ΕΙΣΑΓΩΓΗ	10
1. ΣΕΙΣΜΟΙ ΚΑΙ ΔΡΑΣΤΗΡΙΟΤΗΤΑ ΣΤΟΝ ΕΛΛΑΔΙΚΟ ΧΩΡΟ	10
1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΣΕΙΣΜΟΥΣ	10
1.2 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΣΕΙΣΜΩΝ.....	10
1.3 ΣΕΙΣΜΟΙ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ	11
1.4 ΕΠΙΠΤΩΣΕΙΣ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ	12
1.5 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ – ΣΚΟΠΙΜΟΤΗΤΑ	15
1.6 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΚΑΙ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ.....	16
1.7 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ	17
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 – ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ & ΜΕΘΟΔΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	18
2.1 ΓΕΝΙΚΑ	18
2.2 ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	22
2.2.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	22
2.2.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	24
2.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	26
2.3.1 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ - PUSHOVER.....	26
2.3.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	27
2.4 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΒΑΣΕΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 (EC8)	28
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – ΜΥΚΗΤΟΕΙΔΕΙΣ ΠΛΑΚΕΣ	31
3.1 ΓΕΝΙΚΑ	31
3.2 ΠΡΟΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΟΚΙΛΟΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ – ΠΛΑΚΩΝ ZOELLNER	33
3.3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΚΙΛΟΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ.....	33
3.3.1 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ.....	34
3.3.2 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	34
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 – ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΦΟΡΕΑ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ	36
4.1 ΓΕΝΙΚΑ	36
4.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ.....	36
4.3 ΜΕ ΜΙΑ ΜΑΤΙΑ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ	42
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 – ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ	45
5.1 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ (PUSHOVER) ΒΑΣΕΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8	45
5.1.1 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER) - ΜΟΝΤΕΛΟ Α	45

5.1.2	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER) – ΜΟΝΤΕΛΟΥ Β	50
5.2	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ (PUSHOVER) ΒΑΣΕΙ ΚΑΝ.ΕΠΕ.	55
5.2.1	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER) – ΜΟΝΤΕΛΟ Α	55
5.2.2	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER – ΜΟΝΤΕΛΟ Β	59
5.3	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ – ΣΕΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΑΘΗΝΑΣ (1999)	64
5.3.1	ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ Α – 1 ^{ΟΣ} ΣΤΑΘΜΟΣ ΜΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ (L, T) & (T, L).....	68
5.3.2	ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ Β – 1 ^{ΟΣ} ΣΤΑΘΜΟΣ ΜΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ (L, T) & (T, L).....	72
5.3.3	ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ Α – 2 ^{ΟΣ} ΣΤΑΘΜΟΣ ΜΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ (L, T) & (T, L).....	76
5.3.4	ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ Β – 2 ^{ΟΣ} ΣΤΑΘΜΟΣ ΜΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ (L, T) & (T, L).....	80
5.3.5	ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ Α – 3 ^{ΟΣ} ΣΤΑΘΜΟΣ ΜΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ (L, T) & (T, L).....	84
5.3.6	ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ Β – 3 ^{ΟΣ} ΣΤΑΘΜΟΣ ΜΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ (L, T) & (T, L).....	88
	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	93
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ – ΑΝΑΦΟΡΕΣ	95

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 – ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1. ΣΕΙΣΜΟΙ ΚΑΙ ΔΡΑΣΤΗΡΙΟΤΗΤΑ ΣΤΟΝ ΕΛΛΑΔΙΚΟ ΧΩΡΟ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΣΕΙΣΜΟΥΣ

Σεισμός ή σεισμική διέγερση ονομάζεται η δόνηση της επιφάνειας της Γης λόγω απότομων μετακινήσεων (υποχωρήσεων ή συγκρούσεων) των λιθοσφαιρικών πλακών, η οποία έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία σεισμικών κυμάτων τα οποία μεταφέρουν την ενέργεια της σεισμού. Οι λιθοσφαιρικές πλάκες βρίσκονται σε συνεχή μετακίνηση λόγω των πιέσεων που ασκούνται μεταξύ της. Σαν αποτέλεσμα η έντονη τριβή που δημιουργείται μεταξύ των πλακών γίνεται ιδιαίτερα αισθητή στον άνθρωπο καθώς τα σεισμικά κύματα που δημιουργούνται από τη διέγερση αυτή ταξιδεύουν μέχρι και την επιφάνεια του φλοιού της Γης μέσω των ταλαντώσεων των πετρωμάτων προκαλώντας έτσι της αναταράξεις του εδάφους που αισθανόμαστε και μεταφράζουμε εμείς οι άνθρωποι ως σεισμό. Το μέγεθος του σεισμού επηρεάζει άμεσα και τη διάρκεια του, δηλαδή το χρονικό διάστημα κατά το οποίο ο σεισμός είναι αισθητός. Παρόλα αυτά, η διάρκεια των σεισμών κυμαίνεται από λίγα δευτερόλεπτα μέχρι ένα (1) λεπτό, ακόμα και αν καμιά φορά δίνεται η εντύπωση μιας παρατεταμένης δόνησης που διαρκεί πολύ περισσότερο. Η πιο συνήθης αιτία για τη δημιουργία της σεισμικού φαινομένου είναι η ξαφνική απελευθέρωση ενέργειας που έχει συσσωρευτεί με την πάροδο του χρόνου στη μάζα των λιθοσφαιρικών πλακών του φλοιού της Γης. Οι περισσότεροι σεισμοί σχετίζονται με τον τεκτονικό χαρακτήρα της Γης και ως εκ τούτου ονομάζονται τεκτονικοί σεισμοί.

1.2 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΣΕΙΣΜΩΝ

Οι σεισμοί ανάλογα με τα αίτια γένεσης τους κατατάσσονται στις κάτωθι κατηγορίες:

- 1. Εγκατακρημνισγενείς:** Είναι οι σεισμοί που οφείλονται στην εγκατακρήμνιση οροφών υπόγειων κοιλωμάτων όπως σπηλαίων, τα οποία βρίσκονται μέσα στον ανώτερο φλοιό της Γης. Η διάρκεια και η ένταση τους είναι συνήθως μικρή, όπως και η συχνότητα τους καθώς αποτελούν μόνο το 3% παγκοσμίως της συνολικής δραστηριότητας.
- 2. Ηφαιστειογενείς:** Ονομάζονται οι σεισμοί που σαν προέλευση έχουν την ηφαιστειακή δραστηριότητα και πιο συγκεκριμένα την αλλαγή της πίεσης στο εσωτερικό της Γης λόγω εισροής ή εκροής μάγματος. Αποτελούν περίπου το 7% των παγκόσμιων σεισμών και συνήθως διαρκούν μικρό χρονικό διάστημα. Το εστιακό τους κέντρο είναι μακριά από το εν λόγω ηφαίστειο αλλά παροδικά το εστιακό βάθος μικραίνει και οι σεισμοί

χαρακτηρίζονται από μεγαλύτερη ένταση. Η ένταση οφείλεται στην αντίσταση που βρίσκει το μάγμα κατά την ανύψωση του στην επιφάνεια της Γης.

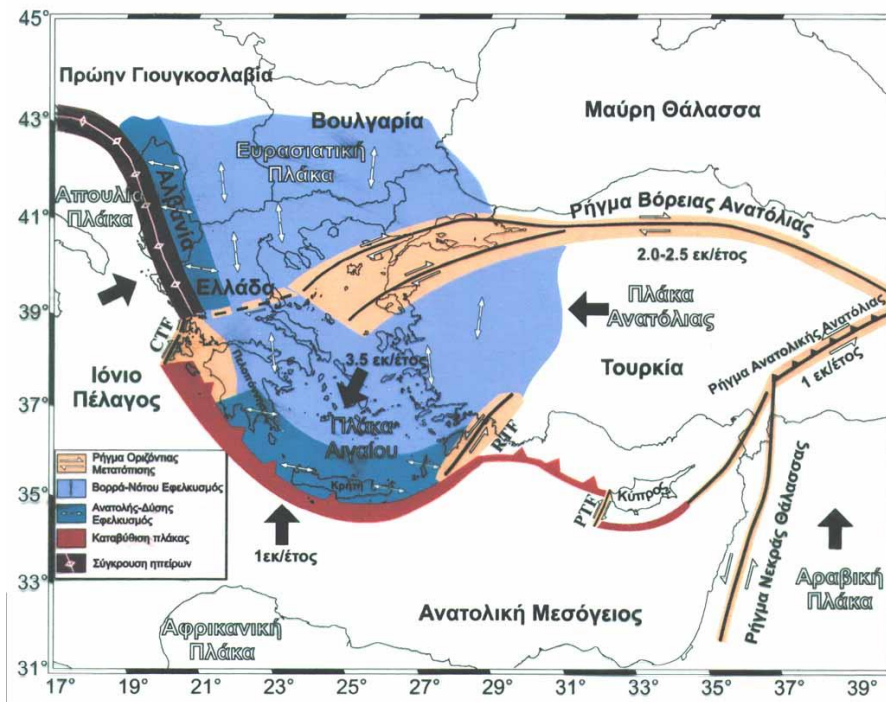
3. **Τεκτονικοί:** Οι πιο συνήθεις σεισμοί καθώς αποτελούν το 90% των παγκόσμιων σεισμών. Αίτιο της δημιουργίας τους είναι οι τεκτονικές κινήσεις μεγάλων τεμαχίων του φλοιού και του ανώτερου μανδύα της Γης. Οι σεισμοί αυτοί έχουν συνήθως μεγάλο μέγεθος και η εστία τους μπορεί να βρίσκεται σε βάθος 700 χιλιομέτρων από την επιφάνεια της Γης.
4. **Κρυογενείς:** Η πιο σπάνια περίπτωση σεισμού που οφείλεται στην απότομη πτώση της θερμοκρασίας. Το έδαφος συγκρατεί νερό σε υγρή μορφή. Όταν η θερμοκρασία του πέσει κάτω από το σημείο που το υγρό νερό γίνεται πάγος, η διαστολή που προκαλεί η αλλαγή κατάστασης του νερού συμπιέζει τα πετρώματα και είναι πιθανό να προκληθεί διάρρηξη σε αυτά. Ο κρυονικός σεισμός (frostquake) δεν προκαλεί σοβαρές ζημιές, ενώ οι πιο κοινές ζημιές παρατηρούνται στα δίκτυα σωληνώσεων και σε υλικά θεμελίωσης που βρίσκονται γραμμές θραύσης.
5. **Τεχνητοί Σεισμοί:** Είναι οι σεισμοί που προκαλούνται από ανθρώπινα αίτια όπως εκρήξεις ή χτύπημα της επιφάνειας του φλοιού. Συνήθως χρησιμοποιούνται για την τομογράφηση του υπεδάφους. (Hellenic Weather, 2019)

Επίσης, τους σεισμούς τους κατατάσσουμε και ανάλογα με το εστιακό τους βάθος σε **α)** μικρού εστιακού βάθους (< 60Km), **β)** μεσαίου εστιακού βάθους (60-300Km) και **γ)** μεγάλου εστιακού βάθους (> 300Km)

1.3 ΣΕΙΣΜΟΙ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ

Σύμφωνα με τα στατιστικά στοιχεία, στον χάρτη σεισμικής δραστηριότητας και επικινδυνότητας, η Ελλάδα κατέχει την πρώτη θέση σε Ευρώπη και μόλις την έκτη θέση σε παγκόσμια κλίμακα, αμέσως μετά την Ιαπωνία, τη Δημοκρατία του Βανουάτου, το Περού, τα νησιά Σολομώντα και τη Χιλή. Αξίζει να τονισθεί το γεγονός ότι ενώ η Ελλάδα κατέχει μόλις το 0.02% της συνολικής επιφάνειας της Γης, απελευθερώνει το 2% της παγκόσμιας σεισμικής ενέργειας ετησίως και πλέον του 50% της Ευρωπαϊκής. Η Ελλάδα έχει 157 ενεργά σεισμικά ρήγματα που έχουν δώσει παραπάνω από 500 σεισμούς μεγαλύτερους των 6 βαθμών της κλίμακας Ρίχτερ, εκ των οποίων 20 σημειώθηκαν στην περιοχή της Ζακύνθου, 17 στην περιοχή της Κεφαλονιάς και 16 στην περιοχή της Λευκάδας, κατατάσσοντας έτσι το Ιόνιο πέλαγος ως την πιο σεισμογενή περιοχή του Ελλαδικού χώρου (Ο.Α.Σ.Π.). Δεν είναι τυχαίο όμως ότι το Ιόνιο παρουσιάζει τόσο έντονη σεισμική δραστηριότητα, καθώς από τη Κεφαλονιά ξεκινάει το λεγόμενο “Ελληνικό τόξο”. Το Ελληνικό τόξο είναι ένα όριο – σύνορο, επαφής και σύγκλισης, της αφρικανικής με την ευρασιατική λιθοσφαιρική πλάκα, όπου η πρώτη βυθίζεται κάτω από τη δεύτερη με συνέπεια τη καταβύθιση της Ωκεάνιας πλάκας της Ανατολικής Μεσογείου, λόγω μεγαλύτερης

πυκνότητας, κάτω από την Ηπειρωτική λιθосφαιρική πλάκα του Αιγαίου. Το Ελληνικό τόξο χαρακτηρίζεται ως ένα καίριο τεκτονικό γνώρισμα του Ελληνικού χώρου καθώς διασχίζει το Ιόνιο ανατολικά της Πελοποννήσου, συνεχίζει νότια της Κρήτης, καταλήγοντας στη Ρόδο. Η πιο έντονη σεισμική δραστηριότητα εντοπίζεται δυτικά του τόξου και νοτίως της Κεφαλονιάς, δημιουργώντας έτσι ένα χώρο με πολύ σημαντικά τεκτονικά γνωρίσματα, που το κατατάσσουν στην πρώτη θέση της λίστας σεισμικής επικινδυνότητας σε Ελλάδα και Ευρώπη.



Σχήμα 1.1: Απεικόνιση του Ελληνικού τόξου και πολλών ακόμα ενεργών ρηγμάτων στον Ελλαδικό χώρο. (Μουντράκης, 1990)

1.4 ΕΠΙΠΤΩΣΕΙΣ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Ένα φυσικό φαινόμενο όπως είναι ο σεισμός που κατά τη διάρκεια της εκδήλωσής του εκτονώνει τεράστια ποσότητα ενέργειας είναι αναμενόμενο ότι θα επιφέρει μεγάλες συνέπειες τόσο στους ανθρώπους όσο και στις κατασκευές. Η πιο συνήθης και διαδεδομένη αντίληψη που έχει ο άνθρωπος για την κλιμάκωση και τις επιπτώσεις των σεισμών επί των κατασκευών συγκεκριμένα, είναι η κλίμακα του μεγέθους του σεισμού. Μια κοινή άποψη που κυριαρχεί λόγω της μερικής άγνοιας του φαινομένου του σεισμού είναι ότι όσο μεγαλύτερος είναι ο σεισμός τόσο μεγαλύτερες θα είναι οι επιπτώσεις και οι καταστροφές που θα προκαλέσει. Η παραπάνω άποψη όμως δεν ισχύει καθώς οι υλικές ζημιές που μπορεί να επιφέρει ένας σεισμός δεν εξαρτώνται μόνο από το μέγεθος του αλλά και από άλλους παράγοντες είτε γεωλογικής φύσεως που έχουν σχέση με το σεισμικό φαινόμενο είτε κατασκευαστικής φύσεως που συνδέονται άμεσα με τη κατασκευή την ίδια. Στην τελευταία κατηγορία ανήκει το εστιακό βάθος, η θέση του επίκεντρου, η ποιότητα και

τα υλικά της κατασκευής, ο τρόπος μόρφωσης της κατασκευής, τυχόν κατασκευαστικές αμέλειες ή λάθη, η ποιότητα του εδάφους θεμελίωσης, η γειτνίαση με ενεργά ρήγματα κ.ο.κ. Αξιοσημείωτο, για όλους τους παραπάνω λόγους, είναι να αναφερθεί πως ο σεισμός στο Χοκκάιντο της Ιαπωνίας (Σεπτέμβριος 2003), αν και ήταν μεγάλου μεγέθους (8.0 βαθμών της κλίμακας Ρίχτερ) δεν προκάλεσε μεγάλο αριθμό ανθρώπινων απωλειών αλλά ούτε και σοβαρές υλικές ζημιές ακόμα και μετά από έναν πολύ ισχυρό μετασεισμό που ακολούθησε (7.0 βαθμών της κλίμακας Ρίχτερ). Εν αντιθέσει, ο σεισμός της Αθήνας (Σεπτέμβριο 1999), αν και αρκετά πιο μικρός από αυτόν του Χοκκάιντο (5.9 βαθμοί της κλίμακας Ρίχτερ) θεωρήθηκε ο φονικότερος σεισμός των τελευταίων 50 χρόνων, προκαλώντας παράλληλα υλικές ζημιές της τάξης των 3 δις ευρώ.



Σχήμα 1.2: Ενδεικτικό φωτογραφικό υλικό από τις συνέπειες του σεισμού της Αθήνας του '99 (<https://conv.eltam.org/athens1999/>)



Σχήμα 1.3: Ενδεικτικό φωτογραφικό υλικό από τις συνέπειες του σεισμού της Αθήνας του '99 (<https://conv.eltam.org/athens1999/>)



Σχήμα 1.4: Ενδεικτικό φωτογραφικό υλικό από τις συνέπειες του σεισμού της Αθήνας του '99
(<https://conv.eltam.org/athens1999/>)



Σχήμα 1.5: Ενδεικτικό φωτογραφικό υλικό από τις συνέπειες του σεισμού της Αθήνας του '99
(<https://conv.eltam.org/athens1999/>)

1.5 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ – ΣΚΟΠΙΜΟΤΗΤΑ

Ο μηχανικός στην σεισμογενή Ελλάδα πρέπει να λάβει υπόψη του τις μεγάλες σεισμικές δράσεις που ασκούνται στις κατασκευές που λειτουργούν σαν οριζόντιες δυνάμεις ώστε να διασφαλίσει την σωστή στατική επίλυση των φορέων με απώτερο σκοπό την προστασία της ανθρώπινης ζωής. Τα νέα κτίρια που είναι σχεδιασμένα βάσει των νέων αντισεισμικών κανονισμών έχουν καλύτερη σεισμική συμπεριφορά εν αντιθέσει με τα παλαιότερα κτίρια. Το μεγαλύτερο ποσοστό των λειτουργικών κτιρίων στη χώρα μας είναι προ του 1985, δηλαδή δεν έχουν μελετηθεί με τους σύγχρονους κανονισμούς για τον αντισεισμικό σχεδιασμό. Σε αυτό το σημείο αξίζει να προστεθεί ότι ο ίδιος ο δομικός σκελετός των παλαιότερων κτιρίων μειονεκτεί συγκριτικά με αυτό των νέων καθώς δεν έχουν σχεδιαστεί να παραλαμβάνουν μεγάλες οριζόντιες δράσεις με αποτέλεσμα να καθιστά τα κτίρια αυτά πιο δυσμενή στη σεισμική τρωτότητα. Τα πιο κοινά προβλήματα που παρουσιάζουν τα προαναφερόμενα κτήρια είναι τα εξής: α) ύπαρξη μαλακών ορόφων, β) έλλειψη ικανοτικού σχεδιασμού (ύπαρξη ισχυρών δοκών συνδυαστικά με ασθενή υποστυλώματα), γ) χαμηλή ποιότητα αδρανών στο σκυρόδεμα, δ) χαμηλή ποιότητα χάλυβα (πιο οικονομικά κράματα με μικρότερες αντοχές), ε) ενανθράκωση σκυροδέματος και διάβρωση οπλισμών λόγω μικρών επικαλύψεων στ) έλλειψη επαρκούς οπλισμού (κύριος, συνδετήριος οπλισμός, δευτερεύων και οπλισμός αγκύρωσης), ζ) πλάκες μικρού πάχους. Τα παραπάνω προβλήματα τα επιβεβαιώνουν και σεισμοί που πραγματοποιήθηκαν τα τελευταία 50 χρόνια τόσο στην Ελλάδα π.χ. Θεσσαλονίκη 1978, Αθήνα 1981 όσο και στις γειτονικές χώρες, π.χ. Καμπάνια - Ιταλία 1980, Ιζμίτ – Τουρκία 1999, όπου πέρα από τον μεγάλο αριθμό των ανθρώπινων απωλειών, υπήρχαν μεγάλες κτιριακές καταστροφές καθώς κτίρια σε σεισμογενείς περιοχές όπως οι προαναφερόμενες είχαν ανεπαρκή αντοχή, ακαμψία και πλαστιμότητα, καθιστώντας αδύνατη την ανάληψη των εντατικών μεγεθών που προκλήθηκαν.

Παρότι για τα παλαιότερα κτίρια, όπως προαναφέρθηκε, υπάρχει ο κίνδυνος κατάρρευσης σε περίπτωση έντονου και ισχυρού «ενεργειακά» σεισμού, για τα σημερινά κτίρια δεν υπάρχει τόσο έντονα αυτή η ανησυχία. Χάρης στην συνεχή έρευνα και εκπαίδευση πάνω στον τομέα της αντισεισμικής τεχνολογίας και στην σύνταξη νέων αντισεισμικών κανονισμών που βασίζονται στις σημερινές κτιριακές απαιτήσεις, έχει μειωθεί ο κίνδυνος για σημαντικές βλάβες σε όλο το εύρος των καινούργιων κατασκευών, είτε κτιριακών/οικοδομικών είτε έργων υποδομής (γέφυρες, σήραγγες κ.ο.κ.).

1.6 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΚΑΙ ΑΝΕΠΙΡΚΕΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ

Η ανθρώπινη ανάγκη να σχεδιάσει κτίρια που θα είναι ανθεκτικά στο σεισμό υπήρχε πολλά χρόνια πριν, αλλά η πρώτη πετυχημένη προσπάθεια σύνταξης και εφαρμογής αντισεισμικού κανονισμού στην Ελλάδα πραγματοποιήθηκε λίγα χρόνια μετά τη λήξη του Δεύτερου Παγκοσμίου Πολέμου. Η κύρια ώθηση στην δημιουργία του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959 ήταν η ανάγκη να κατασκευαστούν ανθεκτικά κτίρια με οικονομικά υλικά που θα φιλοξενούσαν τους πληγέντες του πολέμου. Τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα έγιναν αρκετά διαδομένα λόγω των μηχανικών χαρακτηριστικών που είχαν αλλά και λόγω του χαμηλού κόστους. Παρόλο που η Ελλάδα έχει επίσημα έναν κανονισμό φορτίσεων κτιρίων (Κανονισμός 1945) και έναν αντισεισμικό κανονισμό δεν σημαίνει ταυτόχρονα ότι όλες οι κατασκευές και κυρίως οι πολυώροφες, διαθέτουν ικανοποιητική αντοχή στο σεισμό. Ο κανονισμός του '59 είναι συμπληρωματικός του Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 καθώς για πρώτη φορά γίνεται απαίτηση διαστασιολόγησης για οριζόντιες δυνάμεις ανάλογες των μαζών μιας κατασκευής. Ο κανονισμός του 1954 βασίζεται στον αντίστοιχο Γερμανικό κανονισμό του 1936 όπου η διαστασιολόγηση γίνεται βάσει των κατακόρυφων φορτίσεων που δέχεται ένας φέρων οργανισμός, μη λαμβάνοντας υπόψη την τοπική πλαστιμότητα που προκαλείται στα μέλη του. Στα κτίρια που ο σχεδιασμός τους έγινε βάσει του προαναφερόμενου κανονισμού διαπιστώνεται ένα επιπλέον πολύ σημαντικό πρόβλημα: οι πλάκες οπλίζονταν μόνο στην οριζόντια διεύθυνση με τη στήριξη της να πραγματοποιείται σε παράλληλες δοκούς της άλλης διεύθυνσης. Αυτό είχε σαν αποτέλεσμα να λειτουργούν σαν κατακόρυφοι πρόβολοι τα υποστυλώματα, αφού πλαίσιακό σύστημα αναπτυσσόταν μόνο από τη μια διεύθυνση. Η έλλειψη της τεχνολογίας και η απουσία της γνώσης της σεισμικής αποτίμησης με σύνθετα μαθηματικά προσομοιώματα που οδηγούσε στη υποεκτίμηση της σεισμικής τέμνουσας ορόφου, δημιούργησε την ανάγκη για διευκρινίσεις, διορθώσεις και τροποποιήσεις του Κανονισμού το 1984 ώστε να μειωθεί το πρόβλημα της σεισμικής τρωτότητας των κατασκευών. Οι διευκρινιστικές διατάξεις του 1984 εισήγαγαν την έννοια του ικανοτικού σχεδιασμού, το πρόβλημα της καμπτικής συμπεριφοράς των υποστυλωμάτων, τον έλεγχο βλαβών, τον υπολογισμό των επιρροών 2^{α5} τάξεως κλπ. Σημαντικό γεγονός εξίσου είναι η ανάπτυξη λογισμικών την περίοδο εκείνη που διευκολύνουν την προσομοίωση των φορέων με σύνθετα μαθηματικά μοντέλα π.χ. με πεπερασμένα στοιχεία. Έχοντας μειώσει αρκετά το πρόβλημα της σεισμικής τρωτότητας των κατασκευών, η σεισμική τεχνολογία στην Ελλάδα δεν μένει στάσιμη καθώς το 2000 εκδίδεται ο ΕΑΚ και ο ΕΚΩΣ εξασφαλίζοντας με αυτόν τον τρόπο καλύτερη σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων, καθιστώντας τα πλέον αρκετά ανεκτικά κελύφη στο σεισμό. Τέλος, το 2004, συντάχθηκαν οι Ευρωκώδικες δημιουργώντας ένα σύνολο κανονισμών που έχουν ισχύ μέχρι σήμερα και έχουν αρκετά αυστηρές προδιαγραφές όσον αφορά την μελέτη και την κατασκευή νέων κτιρίων και εν γένει πάσης φύσης κατασκευών.

1.7 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

Με τον όρο «Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς» εννοείται η ποσοτική εκτίμηση και παράλληλα ο έλεγχος έναντι της σεισμικής δράσης που ασκείται σε μια κατασκευή. Από τα αποτελέσματα της αποτίμησης γίνεται γνωστό στον μηχανικό – μελετητή, η αντοχή της κατασκευής, η απαίτηση ή μη σε ενίσχυση αλλά ταυτόχρονα προσδιορίζεται και αν ικανοποιούνται όλες οι ελάχιστες απαιτήσεις διαστασιολόγησης σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς.

Η σεισμική αποτίμηση με βάση την επιλεγμένη στάθμη επιτελεστικότητας είναι το πρώτο στάδιο για τον σχεδιασμό μιας κατασκευής όπου τα βασικά στοιχεία που πρέπει να ληφθούν υπόψη είναι η απαίτηση προς το δόμημα και η διατιθεμένη ικανότητα από το δόμημα. Από την απαίτηση, επίσης, εκτιμάται η σεισμική εδαφική μετακίνηση. Όπως γίνεται σαφές, για να είναι επαρκή η ικανότητα του δομήματος πρέπει να υπερβαίνει την τιμή της απαίτησης. Οι συνήθεις μέθοδοι ανάλυσης που πραγματοποιούνται με βάση της μετακίνησης υπολογίζουν την καμπύλη αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή καθώς και το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων, για απόσβεση ίση με το ιξώδες της κατασκευής. (Ρεπαπής, 2007).

Οι μέθοδοι ανάλυσης και αποτίμησης χωρίζονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες: α) τις **ελαστικές** αναλύσεις όπου αναφέρεται κυρίως στα νέα κτίρια ενώ στους ισχύοντες κανονισμούς υπάρχουν τροποποιήσεις στα μαθηματικά μοντέλα ώστε να το φάσμα μελέτης να ικανοποιεί και τα υφιστάμενα κτίρια. β) τις **ανελαστικές** αναλύσεις όπου γίνεται εκτίμηση των ανελαστικών παραμορφώσεων που αναπτύσσονται στα δομικά στοιχεία λόγω της θεωρητικής σεισμικής δύναμης που αναπτύσσεται κατά τον σχεδιασμό ή την αποτίμηση. Οι δύο κατηγορίες θα αναλυθούν εκτενέστερα στο **2^ο κεφάλαιο**.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 – ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ & ΜΕΘΟΔΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

2.1 ΓΕΝΙΚΑ

Όπως αναφέρθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο η σεισμική αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας είναι το πρώτο και το πιο σημαντικό βήμα για την μελέτη μιας υφιστάμενης κατασκευής καθώς τα αποτελέσματα που εξάγονται, υποδεικνύουν τον καταλληλότερο τρόπο επέμβασης και ενίσχυσης. Η αρχή των σταθμών επιτελεστικότητας (Performance Based Design) είναι η πιο κοινή μέθοδος εξέτασης της καταπόνησης των κατασκευών καθώς ποσοτικοποιεί και συνοψίζει ανά στάθμη τις βλάβες που έχει υποστεί η υπό εξέταση υφιστάμενη κατασκευή. Ως στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται μια επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής η οποία περιγράφει τις σημαντικές βλάβες που θα επέλθουν, μετά από δεδομένη σεισμική φόρτιση, αλλά και το βαθμό επικινδυνότητας για την ανθρώπινη ζωή. Η κατάταξη μιας κατασκευής σε μία στάθμη επιτελεστικότητας γίνεται με δύο βασικά κριτήρια: **α)** την κοινωνική σπουδαιότητα του κτιρίου (π.χ. προσωρινή κατασκευή, συνήθεις κατοικίες, χώροι συγκέντρωσης και συνάθροισης κοινού, χώροι διαχείρισης έκτακτων αναγκών, εγκαταστάσεις υψηλού κινδύνου), **β)** διαθέσιμα οικονομικά μέσα του υπόψη κοινωνικού συνόλου κατά τη δεδομένη περίοδο. (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2022).

Οι στάθμες επιτελεστικότητας χωρίζονται σε τρεις κατηγορίες:

- 1) **Περιορισμένες βλάβες (Α)**: 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..
- 2) **Σημαντικές βλάβες (Β)**: 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 μετασεισμούς μέτριας έντασης.
- 3) **Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης (Γ)**: 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 μετασεισμούς μέτριας έντασης.

Οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμούς στάθμης επιτελεσματικότητας μαζί με μια σεισμική δράση με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού) (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2022).

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.

Πίνακας 2.1: Στόχοι αποτίμησης – ανασχεδιασμού

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

Εξίσου σημαντικό είναι να λάβουμε υπόψη και την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου σχεδιασμού καθώς επηρεάζουν τους ελάχιστους ανεκτούς στόχους αποτίμησης. Ειδικότερα ισχύουν τα κάτωθι:

Πίνακας 2.2: Κατηγορίες Σπουδαιότητας Κτιρίων

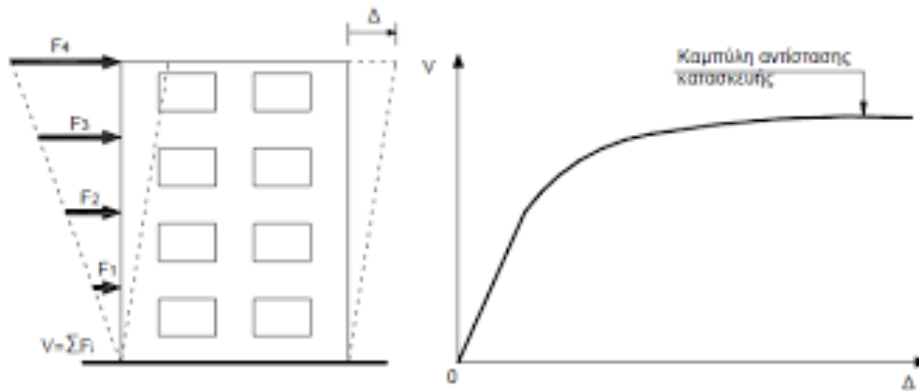
Κατηγορία Σπουδαιότητας	Περιγραφή
I	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, όπως: αγροτικά οικήματα και αγροτικές αποθήκες, υπόστεγα, στάβλοι, βουστάσια, χοιροστάσια, ορνιθοτροφεία, κ.λ.π.
II	Συνήθη κτίρια, όπως: κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά - βιοτεχνικά κτίρια, ξενοδοχεία (τα οποία δεν περιλαμβάνουν χώρους συνεδρίων), ξενώνες, οικοτροφεία, χώροι εκθέσεων, χώροι εστίασεως και ψυχαγωγίας (ζαχαροπλαστεία, καφενεία, μπόουλινγκ, μπιλιάρδου, ηλεκτρονικών παιχνιδιών, εστιατόρια, μπαρ, κ.λ.π.), τράπεζες, ιατρεία, αγορές, υπεραγορές, εμπορικά κέντρα, καταστήματα, φαρμακεία, κουρεία, κομμωτήρια, ινστιτούτα γυμναστικής, βιβλιοθήκες, εργοστάσια, συνεργεία συντήρησης και επισκευής αυτοκινήτων, βαφεία, ξυλουργεία, εργαστήρια ερευνών, παρασκευαστήρια τροφίμων, καθαριστήρια, κέντρα μηχανογράφησης, αποθήκες, κτίρια στάθμευσης αυτοκινήτων, πρατήρια υγρών καυσίμων, ανεμογεννήτριες, γραφεία δημοσίων υπηρεσιών και τοπικής αυτοδιοίκησης που δεν εμπίπτουν στην κατηγορία IV, κ.λ.π.

III	Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτίρια δημόσιων συναθροίσεων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου, όπως: αίθουσες αεροδρομίων, χώροι συνεδρίων, κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, εκπαιδευτικά κτίρια, αίθουσες διδασκαλίας, φροντιστήρια, νηπιαγωγεία, χώροι συναυλιών, αίθουσες δικαστηρίων, ναοί, χώροι αθλητικών συγκεντρώσεων, θέατρα, κινηματογράφοι, κέντρα διασκέδασης, αίθουσες αναμονής επιβατών, ψυχιατρεία, ιδρύματα ατόμων με ειδικές ανάγκες, ιδρύματα χρονίως πασχόντων, οίκοι ευγηρίας, βρεφοκομεία, βρεφικοί σταθμοί, παιδικοί σταθμοί, παιδότοποι, αναμορφωτήρια, φυλακές, εγκαταστάσεις καθαρισμού νερού και αποβλήτων, κ.λ.π.
IV	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως: κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, κλινικές, αγροτικά ιατρεία, υγειονομικοί σταθμοί, κέντρα υγείας, διυλιστήρια, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, πυροσβεστικοί και αστυνομικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών για την αντιμετώπιση έκτακτων αναγκών από σεισμό. Επίσης, κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας, όπως: μουσεία, αποθήκες μουσείων, κ.λ.π.

Πίνακας 2.3: Κατηγορίες Σπουδαιότητας Κτιρίων συναρτήσει των απαιτούμενων στόχων αποτίμησης

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Ελάχιστοι Ανεκτοί Στόχοι
I	Γ2
II	Γ1
III	B1
IV	B1 και A2 (Ικανοποίηση και των 2 στόχων)

Ο τελικός καθορισμός της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας προκύπτει ύστερα από ανάλυση της καμπύλης αντίστασης (Capacity Curve), η οποία προκύπτει ύστερα από ένα εύρος στατικών αναλύσεων κατά τις οποίες ο υπό μελέτη φορέας – κατασκευή επιβάλλεται σε μία συνεχή και σταθερή, ομοιόμορφα κατανεμημένη καθ' ύψος ή τριγωνική, πλευρική φόρτιση (Σχήμα 2.1) και εκφράζει τη μη – γραμμική σχέση μεταξύ επιβαλλόμενου πλευρικού φορτίου και μετακίνηση κορυφής.



Σχήμα 2.1: Καμπύλη Αντίστασης / Capacity Curve με τριγωνική κατανομή πλευρικής φόρτισης (Ψυχάρης, 2007)

Στα παραπάνω αξίζει να προστεθεί ότι η αρχή των σταθμών επιτελεστικότητας αναπτύχθηκε έχοντας λάβει γνώση τη συμπεριφορά κτιρίων από προηγούμενες σεισμικές δονήσεις αλλά και τα αποτελέσματα από πειραματικές έρευνες που πραγματοποιήθηκαν επί αυτών. Βασική προϋπόθεση όμως για μια ορθή και ολοκληρωμένη μελέτη αποτίμησης είναι η εκ των προτέρων εκπόνηση ενδεδειγμένης έρευνας του ιστορικού της κατασκευής και η εκτενής συλλογή δεδομένων και πληροφοριών για τη κατασκευή που θέλουμε να αναλύσουμε, καθώς καθοριστικό ρόλο για την πορεία και την ποιότητα της ανάλυσης, κατέχει η ακρίβεια των δεδομένων που έχει στη κατοχή του ο μελετητής μηχανικός πριν αλλά και κατά τη διάρκεια της ανάλυσης. Τέτοια δεδομένα και πληροφορίες περιλαμβάνουν, τα δομικά υλικά που χρησιμοποιήθηκαν και αν όντως χρησιμοποιήθηκαν τα προβλεπόμενα από την αρχική μελέτη της κατασκευής (σκυρόδεμα, χάλυβας, έλεγχος αντοχής αυτών, δοκίμια κλπ), η ακρίβεια και η γεωμετρία του φορέα σε κάτοψη, η τοποθέτηση και διαστάσεις των βασικών διατομών/στοιχείων του φέροντος οργανισμού της ανωδομής (θεμέλια, υποστυλώματα, τοιχία δοκοί,) λεπτομέρειες διάταξης - ύπαρξη του προβλεπόμενου οπλισμού καθώς επίσης τα πάχη και βάρη τυχόν τοιχοπληρώσεων, επιστρώσεων ή και επενδύσεων επί της κατασκευής. Όλα τα παραπάνω αποτελούν την Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.), η οποία εκφράζει ανά στάθμη την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφιστάμενου κτιρίου που θα αποτιμηθεί. Λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό μιας κατασκευής και χωρίζεται σε τρεις (3) στάθμες: α) «Υψηλή» β) «Ικανοποιητική» και γ) «Ανεκτή», ενώ την ίδια στιγμή σημειώνεται πως δεν είναι αναγκαστικώς ενιαία για ολόκληρο το κτίριο, αλλά αντιθέτως, προσδιορίζονται επιμέρους Σ.Α.Δ. για τις διάφορες επιμέρους κατηγορίες πληροφοριών και δεδομένων. Οι αντίστοιχες Σ.Α.Δ. που αντιστοιχούν στον ΕΚ8 – Μέρος 3, αναφέρονται ως Επίπεδα Γνώσης (Ε.Γ.) και κατηγοριοποιούνται βαθμωτά από 1 έως 3 (περιορισμένη, κανονική, πλήρης) (ΚΑΝ.ΕΠΕ). Όπως είναι λογικό, η συγκεκριμένη μεθοδολογία που περιγράφεται παραπάνω αναπτύχθηκε και εφαρμόζεται κυρίως για έλεγχο και αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, αποτελεί πλέον αδιάρρηκτο κομμάτι όλων των σύγχρονων κανονισμών επεμβάσεων παγκοσμίως (Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, Κανονισμός Επεμβάσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022, FEMA 356, ATC-40 κλπ).

Ένας επιπλέον καθοριστικός παράγοντας που κατευθύνει την πορεία της αποτίμησης είναι η επιλογή της μεθόδου ανάλυσης, όπως προαναφέρθηκε στο πρώτο κεφάλαιο οι δύο κύριες κατηγορίες των μεθόδων ανάλυσης είναι α) η ελαστική ανάλυση και β) η ανελαστική ανάλυση. Για την σωστή εφαρμογή της μεθοδολογίας που περιγράφηκε είναι σημαντικό ο μηχανικός μελετητής να γνωρίζει τη συμπεριφορά της κατασκευής κυρίως μετά την ελαστική περιοχή απόκρισης της, δηλαδή από την στιγμή εμφάνισης των πρώτων ζημιών και βλαβών έως και την οιονεί κατάρρευσή της. Για την επίτευξη αυτού χρησιμοποιούνται παράλληλα μη-γραμμικές ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης που διερευνούν την συμπεριφορά της κατασκευής στο ανελαστικό φάσμα απόκρισης της.

2.2 ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Οι ελαστικές μέθοδοι έχουν σαν σκοπό την γραμμικοποιημένη εκτίμηση απόκρισης μιας κατασκευής και βασίζονται στην ισοδύναμη γραμμική ανάλυση. Από τα αποτελέσματα αντιλαμβανόμαστε την ελαστική – γραμμική συμπεριφορά και την απόκριση του υπό μελέτη φορέα καθώς και το πότε αναμένεται να εμφανιστεί η πρώτη διαρροή. Δεν μπορεί όμως να προσεγγιστεί με ικανοποιητική σαφήνεια η πραγματική συμπεριφορά του φορέα υπό σεισμική διέγερση η οποία αποτελείται από μία προοδευτική διαρροή των μελών της κατασκευής έως την αστοχία αυτών, και την κατάρρευση τους. Σε αρχικό στάδιο κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης, η κατασκευή αναμένεται να αποκριθεί ελαστικά – γραμμικά μέχρι τη διαρροή και έπειτα ανελαστικά – πλαστικά, δηλαδή αφού διαρρεύσουν όλα τα μέλη του φορέα, οι σεισμικές δράσεις θα παραληφθούν μέσω της πλαστικής παραμόρφωσης των μελών της κατασκευής. Παρόλα αυτά, οι ελαστικές αναλύσεις (δυναμική κυρίως) μπορούν να χρησιμοποιηθούν εκτενώς για τον υπολογισμό και την κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα στοιχεία ανάληψης των σεισμικών δράσεων, ενώ πρέπει να σημειωθεί πως για τις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης δεν τίθενται προϋποθέσεις εφαρμογής σχετιζόμενες με τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.).

2.2.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η ελαστική στατική ανάλυση βασίζεται στην ελαστική δυσκαμψία και στην ιξώδους απόσβεση που αντιστοιχούν στην πρώτη διαρροή των μελών της κατασκευής. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η μέθοδος προκύπτει από τον υπολογισμό του δείκτη ανεπάρκειας δομικού στοιχείου (λ) που είναι ο λόγος της ροπής (εντατικό μέγεθος) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού όπου η σεισμική δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση ($q=1$) (S) προς της αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου (R_m), υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των επιμέρους υλικών.

$$\lambda = S / R_m$$

Ο λόγος λ υπολογίζεται τόσο για την αποτίμηση όσο και για τον ανασχεδιασμό σε κάθε πρωτεύον μέλος της κατασκευής. Ο λόγος ανεπάρκειας δομικού στοιχείου είναι απαραίτητος για τον προσδιορισμό του μεγέθους και της κατανομής των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς σε όλα τα πρωτεύοντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων. Οι λόγοι λ υπολογίζονται με βάση την αντοχή σε κάμψη και αυτό για λόγο συντόμευσης των υπολογισμών αλλά και στην περίπτωση που επιλεγεί η ελαστική μέθοδος ανάλυσης συνεκτιμώντας τις τιμές των λόγων λ , οι έλεγχοι σε τέμνουσα γίνονται με ικανοτική θεώρηση που σημαίνει ότι ελέγχεται η ελάχιστη απαίτηση $\lambda \leq 1$ για την ικανοτική τέμνουσα. Αξίζει να σημειωθεί ότι ο μέγιστος λόγος λ για κάθε μέλος, σε κάθε όροφο της εκάστοτε υπό μελέτη κατασκευής, δηλαδή το πλέον υπερκαταπονούμενο μέλος, θεωρείται κρίσιμος λόγος λ για τη συγκεκριμένη στάθμη ορόφου. Οι λόγοι λ , χρησιμοποιούνται κυρίως για τον ορισμό της κανονικότητας μιας κατασκευής (η κανονικότητα επηρεάζει την επιμέρους κατανομή των φορτίων και δράσεων στα μέλη της κατασκευής), αλλά επίσης δίνουν και μία πρώτη εκτίμηση της ικανότητας που έχει η κατασκευή να αντισταθεί στις δράσεις του σεισμού.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κεφάλαιο 5^ο) η εφαρμογή της στατικής ελαστικής μεθόδου δεν είναι αναγκαία για στάθμη επιτελεστικότητας Α ενώ επιτρέπεται για στάθμες επιτελεστικότητας Β και Γ υπό τις εξής συνθήκες:

1. Για όλα τα κύρια φέροντα στοιχεία θα πρέπει να προκύπτει $\lambda \leq 2.5$, ή για ένα ή περισσότερα από αυτά να προκύπτει $\lambda > 2.5$, καθώς επίσης το υπό μελέτη κτίριο θα πρέπει να είναι μορφολογικά κανονικό.
2. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T_0 του κτιρίου θα πρέπει να είναι $T_0 < 4T_c$ ή $T_0 < 2s$.
3. Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε έναν γειτονικό όροφο να μην υπερβαίνει το 1,5 (εξαιρούνται ο τελευταίος όροφος και τυχόν προσαρτήματα).
4. Το κτίριο να μην παρουσιάζει σε κάτοψη έντονα ασύμμετρη κατανομή δυσκαμψίας, σε οποιονδήποτε όροφο.
5. Το κτίριο σε καθ' ύψος τομή να μην παρουσιάζει ασύμμετρη κατανομή μάζας ή δυσκαμψίας.
6. Το κτίριο να διαθέτει σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.

Στην ελαστική στατική ανάλυση η προσομοίωση των κτιρίων θα γίνεται λαμβάνοντας σαν δεδομένο ότι οι τιμές της ελαστικής δυσκαμψίας και της ιξώδους απόσβεσης αντιστοιχούν στην πρώτη διαρροή των στοιχείων. Παράλληλα, η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος εκτιμάται μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης του

κατάλληλου προσομοιώματος του φορέα. Εναλλακτικώς, επιτρέπεται η χρήση της μεθόδου Rayleigh – Ritz ή και άλλων αξιόπιστων εμπειρικών σχέσεων.

Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων λαμβάνεται υπόψη το συνολικό οριζόντιο (ψευδοστατικό) φορτίο το οποίο υπολογίζεται με δύο μεθόδους είτε με τη μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς (q) η οποία προτιμάται για φορείς χωρίς έντονη ανισοκατανομή στη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων είτε με τη μέθοδο των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας (m) με την οποία θα υπολογίζονται με επαρκή ακρίβεια οι μετακινήσεις σε κάθε διεύθυνση αν και εφόσον πληρούνται οι προαναφερόμενες προϋποθέσεις που ενδείκνυνται για τον δείκτη λ και την ιδιοπερίοδο T_0 για την εφαρμογή της ελαστικής στατικής ανάλυσης. Σε διαφορετική περίπτωση, αν δεν ισχύουν οι παραπάνω προϋποθέσεις τότε ενδείκνυνται η τέμνουσα βάσης να υπολογίζεται με την ακόλουθη σχέση:

$$V = C_1 \cdot C_m \cdot S_e \cdot W$$

Όπου:

C_1 : ο συντελεστής που συσχετίζει την μέγιστη αναμενόμενη ανελαστική μετακίνηση με τις μετακινήσεις που υπολογίζονται από γραμμική ελαστική ανάλυση και απλοποιητικώς λαμβάνεται ίσος με 1.

C_m : ο συντελεστής δρώσας μάζας (για συνεκτίμηση ανώτερων ιδιομορφών), που μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.85.

S_e : η φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T_0 . Εφόσον ο κυριαρχούσες ιδιοπερίοδοι σε κάθε διεύθυνση του κτιρίου διαφέρουν ουσιαδώς, τότε θα λαμβάνεται η αντίστοιχη σε κάθε ιδιοπερίοδο τιμή.

W : το βάρος που αντιστοιχεί στην συνολικά ταλαντώμενη μάζα της κατασκευής

2.2.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η ελαστική δυναμική ανάλυση, βασίζεται στην μέθοδο φασματικής απόκρισης (φασματική ιδιομορφική μέθοδος) και στην μέθοδο χρονοϊστορίας της απόκρισης. Στην πρώτη περίπτωση εισάγεται ως σεισμική δράση το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1, ενώ στη δεύτερη εισάγονται κάποιες άλλες χρονοϊστορίες και επιταχυνσιογραφήματα τα οποία έχουν ληφθεί από πραγματικές καταγραφές (παρελθοντικές σεισμικές δονήσεις) ή ακόμα και συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα.

Για να εφαρμοστεί η ελαστική δυναμική ανάλυση θα πρέπει να ισχύουν οι εξής προϋποθέσεις:

1. Το πεδίο εφαρμογής της ελαστικής δυναμικής μεθόδου προκύπτει από τη συνθήκη πως για όλα τα κύρια μέλη προκύπτει $\lambda \leq 2.5$, ή για ένα η

περισσότερα από αυτά προκύπτει $\lambda > 2.5$ και το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό.

2. Σε περίπτωση που το κτίριο δεν εμφανίζει ουσιαστικές ζημιές και βλάβες, τότε και ανεξαρτήτως ισχύος της παραπάνω προϋπόθεσης και για σκοπό που να αφορά μονάχα την σεισμική αποτίμηση της κατασκευής, μπορεί να εφαρμοστεί η ελαστική δυναμική ανάλυση, κατά την οποία οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} θα αυξάνονται κατά 0.15.

Στη μέθοδο φασματικής απόκρισης ο προσδιορισμός των μέγιστων τιμών που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή, πραγματοποιείται με τη χρήση επαρκούς αριθμού ιδιομορφών σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ8 – Μέρος 1. Οι μέγιστες τιμές εντατικών μεγεθών μετακινήσεων, δυνάμεων ορόφων καθώς επίσης και τεμνουσών βάσεων για κάθε ιδιομορφή υπολογίζονται εξίσου σύμφωνα με τις προδιαγραφές του ΕΚ8 – Μέρος 1 και το ίδιο ισχύει και για τη χωρική επαλληλία των παραπάνω μεγεθών. (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022)

Στη μέθοδο χρονοϊστορίας της απόκρισης, το μητρώο απόσβεσης περιγράφει εκτενώς τα χαρακτηριστικά απόσβεσης του υπό μελέτη κτιρίου κοντά στο όριο διαρροής των μελών του. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. εφόσον χρησιμοποιούνται τουλάχιστον τρία (3) επιταχυνσιογραφήματα, ο έλεγχος γίνεται για την αντίστοιχη μέγιστη τιμή κάθε εντατικού μεγέθους που αναπτύσσεται στη κατασκευή από την ανάλυση της χρονοϊστορίας, ενώ αν είναι επτά (7) λαμβάνεται ως τιμή η μέση τιμή κάθε μεγέθους.

Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών κατά την ελαστική δυναμική ανάλυση γίνεται με τις εξής δύο μεθόδους: α) τη μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q και β) με τη μέθοδο των επιμέρους τοπικών δεικτών (m). Κατά την πρώτη μέθοδο ανεξάρτητα από το αν η ανάλυση έχει πραγματοποιηθεί με τη φασματική απόκριση ή με την μέθοδο χρονοϊστορίας, οι παραμορφώσεις πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή συμπεριφοράς q ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή της ανελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων. Αντίθετα, όταν εφαρμόζεται η μέθοδος των επιμέρους τοπικών δεικτών όλα τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις αυξάνονται κατάλληλα ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή της ανελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων. Ανεξάρτητα από την μεθοδολογία υπολογισμού των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων, συνεκτιμάται πάντα και η επιρροή της στρέψης για αυτό και επαυξάνεται οι μονάδες αυτών.

Ο καθολικός δείκτης συμπεριφοράς q είναι ο συντελεστής που εκφράζει τον λόγο της ελαστικής απαίτησης βάσει του ελαστικού φάσματος απόκρισης για μια δεδομένη διέγερση προς την ανελαστική απαίτηση βάσει του ανελαστικού φάσματος απόκρισης της ίδιας διέγερσης για δεδομένη πλαστιμότητα μ . Ο συντελεστής συμπεριφοράς επηρεάζεται από τους εξής παράγοντες:

1. την κατηγορία της πλαστιμότητας
2. την κανονικότητα του φορέα σε κάτοψη και καθ' ύψος
3. τον τύπο του υπό μελέτη φορέα.

Το φάσμα απόκρισης είναι ένα διάγραμμα που δίνει τη μέγιστη τιμή κάποιου μεγέθους απόκρισης (π.χ. απόλυτη επιτάχυνση, σχετική μετακίνηση, κλπ) που θα αναπτυχθεί σε μονοβάθμιους ταλαντωτές με συγκεκριμένη απόσβεση ζ σε κάποια δεδομένη σεισμική διέγερση. Εφόσον η απόσβεση είναι ίδια σε όλους τους ταλαντωτές, η παράμετρος που προσδιορίζει τις ιδιότητες κάθε ταλαντωτή είναι η ιδιοπερίοδός του. (Ψυχάρης, 2016)

2.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης έχουν σημαντικό ρόλο στην μελέτη σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου. Υπάρχουν δύο μέθοδοι ανελαστικής ανάλυσης με τις οποίες μελετάμε έναν φορέα, η πρώτη είναι ανελαστική δυναμική ανάλυση και η δεύτερη η ανελαστική στατική ανάλυση. Κατά τη μη γραμμική στατική ανελαστική ανάλυση, στην κατασκευή ασκείται μια μονοτονικά αυξανόμενη ένταση, από την οποία εκτιμάται η απόκριση της κατασκευής στην μετελαστική περιοχή. Όταν ο φορέας εξετάζεται υπό την δυναμική ανελαστική ανάλυση, του ασκείται η σεισμική φόρτιση η οποία εκφράζεται μέσω των επιταχυνσιογραφημάτων εδαφικών δονήσεων. Για την μελέτη της ανελαστικής απόκρισης ενός φορέα είναι πολύ σημαντικό η όσο πιο προσεγγιστική προσομοίωση του, καθώς υπάρχουν αρκετές επιφυλάξεις για τις δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις που σχετίζονται με την πολυπλοκότητα και την καταλληλότητα τους σε πρακτικές εφαρμογές σχεδιασμού. (Ρεπαπής, 2007)

2.3.1 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ - PUSHOVER

Με την ανελαστική στατική ανάλυση (static nonlinear pushover) εκτιμάται το μέγεθος των ανελαστικών παραμορφώσεων που αναπτύσσονται στα δομικά στοιχεία όταν ο φορέας υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Η δράση των φορτίων που ασκούνται είναι στατικού τύπου.

Οι βασικές παραδοχές της συγκεκριμένης μεθόδου είναι οι εξής:

1. Το προσομοίωμα του φορέα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης – παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.
2. Το προσομοίωμα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανομημένα αναλογικά προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία αυξάνονται μονότονα. Τα φορτία αυξάνονται μέχρι κάποιο δομικό στοιχείο να μην είναι σε θέση να παραλάβει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου. Η καμπύλη αντίστασης είναι ένα διάγραμμα τέμνουσας βάσης συναρτήσει της μετακίνησης οροφής και

αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

3. Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση.
4. Όταν δεν είναι δυνατή η ακριβής προσομοίωση του φορέα, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που προκαλείται από τη σεισμική δράση μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα των μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με την μετακίνηση του κτιρίου.
5. Τέλος, ο προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης πραγματοποιείται με απλοποιητικές μεθόδους. (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022)

Τα βήματα με τα οποία εκφράζεται η ανελαστική στατική ανάλυση στο φορέα είναι τα κάτωθι:

1. Εφαρμόζεται πλευρική δύναμη, η οποία όπως προαναφέρθηκε είναι μονότονα αυξανόμενη, μέχρι η κατασκευή να φτάσει στην αστοχία
2. Σταδιακά δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στις διατομές του φορέα που δέχονται τη μεγαλύτερη καμπτική ροπή κατά τη διάρκεια της σεισμικής δύναμης. Οι πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς αναφέρονται σε καθαρή κάμψη, ενώ στα υποστυλώματα αναφέρονται στην διαξονική κάμψη σε αλληλεπίδραση με το αξονικό φορτίο.
3. Δημιουργείται μηχανισμός αστοχίας καθώς τα στοιχεία δεν μπορούν να παραλάβουν περαιτέρω φορτίο.

Στα προαναφερόμενα αξίζει να προστεθεί ότι η ανάλυση pushover σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 έχει δύο κατανομές:

- Την ομοιόμορφη κατανομή φορτίων όπου οι οριζόντιες δυνάμεις είναι ανάλογες προς την συνολική μάζα του κάθε ορόφου.
- Την ιδιομορφική κατανομή φορτίων όπου οι οριζόντιες δυνάμεις είναι ανάλογες της ιδιομορφής της κατασκευής.

2.3.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η δυναμική ανελαστική ανάλυση (nonlinear time – history analysis) αφορά τη μη-γραμμική ανελαστική απόκριση του φορέα, όπου η δράση των οριζόντιων φορτίων είναι δυναμικού τύπου και προκαλεί την αδρανειακή απόκριση της κατασκευής. (Κίρτας, 2015)

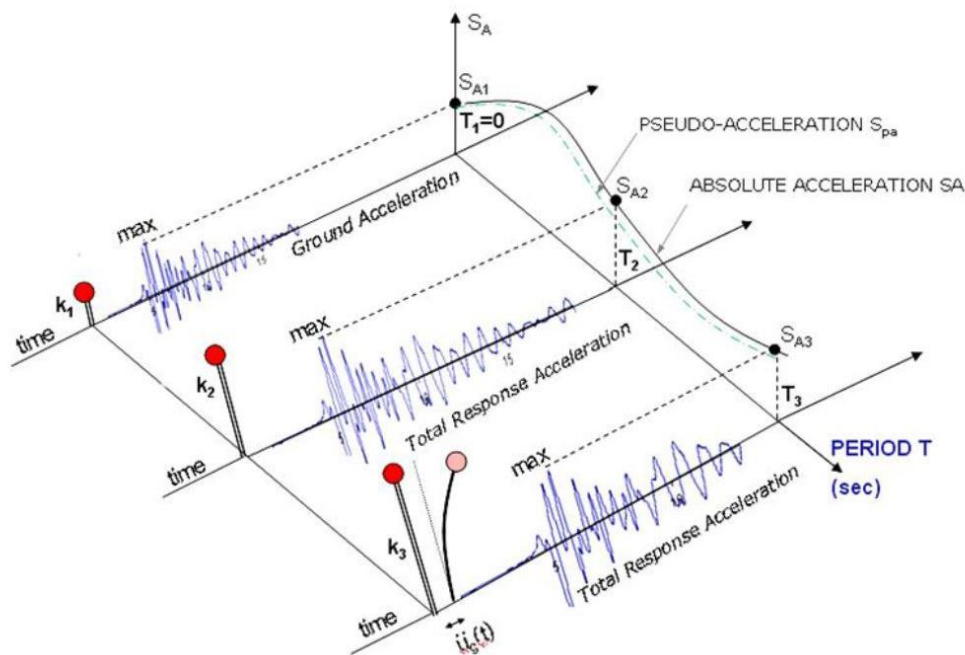
Η ανελαστική δυναμική ανάλυση παρόλο που είναι αρκετά διαδεδομένη δεν είναι τόσο εύχρηστη για τους εξής λόγους:

1. Υπάρχουν πολλές παράμετροι που πρέπει να ληφθούν υπόψη για τον καθορισμό της ανελαστικής δυναμικής απόκρισης των στοιχείων υπό ανακλιζόμενη φόρτιση.
2. Απαιτείται μεγάλη εμπειρία από τον μελετητή ώστε να υπολογιστεί σωστά ο φορέας καθώς αρκετά λογισμικά προγράμματα έχουν περιορισμένες δυνατότητες για τον συγκεκριμένο τύπο ανάλυσης.

Στην ανελαστική δυναμική ανάλυση, η σεισμική δύναμη εκφράζεται με τη μορφή επιταχυνσιογραφήμάτων τα οποία έχουν προκύψει είτε από πραγματικές καταγραφές από προηγούμενους σεισμούς είτε με προσεγγιστικά επιταχυνσιογραφήματα που βασίζονται στην εμπειρία του μελετητή μηχανικού είτε από επιταχυνσιογραφήματα που βασίζονται στη συμπεριφορά της σεισμικής πηγής και λαμβάνει υπόψη τον τρόπο μετάδοσης των κυμάτων και τον μηχανισμό διάρρηξης του σεισμού. Μια παράμετρος που πρέπει να λαμβάνεται πάντα υπόψη είναι η διάρκεια της διέγερσης καθώς σε συνδυασμό με την επιτάχυνση επηρεάζουν το εύρος των βλαβών.

2.4 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΒΑΣΕΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 (EC8)

Ο Ευρωκώδικας 8 μελετά το αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος και πραγματοποιείται με τη χρήση φασμάτων απόκρισης. Με τον όρο ελαστικό φάσμα απόκρισης νοείται είναι ένα διάγραμμα της μέγιστης απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή ο οποίος υποβάλλεται σε διέγερση με μια μεταβλητή στο χρόνο σεισμική δύναμη (ή επιτάχυνση) ως συνάρτηση της ιδιοπεριόδου του. (Ιγνατάκης, 2015)



Σχήμα 2.2: Φάσμα απόκρισης μονοβάθμιου ταλαντωτή υπό τυχούσα διέγερση βάσης (Ιγνατάκης, 2015)

Σημαντικό κομμάτι στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κτιρίων βάσει Ευρωκώδικα 8 είναι τα ελαστικά και τα ανελαστικά φάσματα σχεδιασμού ανάλογα με την μέθοδο ανάλυσης.

Για το σχεδιασμό νέων κατασκευών χρησιμοποιείται ένα φάσμα σχεδιασμού που περιβάλλει όλες τις μορφές των φασμάτων των σεισμών που έπληξαν την ευρύτερη περιοχή της κατασκευής. Έτσι η σεισμικότητα της περιοχής, τα χαρακτηριστικά του εδάφους και η ικανότητα της κατασκευής να απορροφά σεισμική ενέργεια αποτυπώνονται σε ένα εξομαλυμένο φάσμα σχεδιασμού.

Οι αντισεισμικοί κανονισμοί λαμβάνουν υπόψη τους την επιρροή των ιδιοτήτων του εδάφους στη μορφή του φάσματος τροποποιώντας τις χαρακτηριστικές περιόδους T_B και T_C που καθορίζουν την έναρξη της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης και σταθερής φασματικής ταχύτητας, αντίστοιχα. Η περίοδος T_D εκφράζει την έναρξη της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης και δεν εξαρτάται από το έδαφος. (Ψυχάρης, 2016).

Το ελαστικό φάσμα απόκρισης S_e δίνεται βάσει του EC8 από τις κάτωθι εξισώσεις:

- για $0 \leq T \leq T_B \rightarrow S_e [T] = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right]$
- για $T_B \leq T \leq T_C \rightarrow S_e [T] = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5$
- για $T_C \leq T \leq T_D \rightarrow S_e [T] = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T}$
- για $T_D \leq T \leq 4 \rightarrow S_e [T] = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$

όπου:

$S_e(T)$ είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = \eta \cdot a_{gR}$);

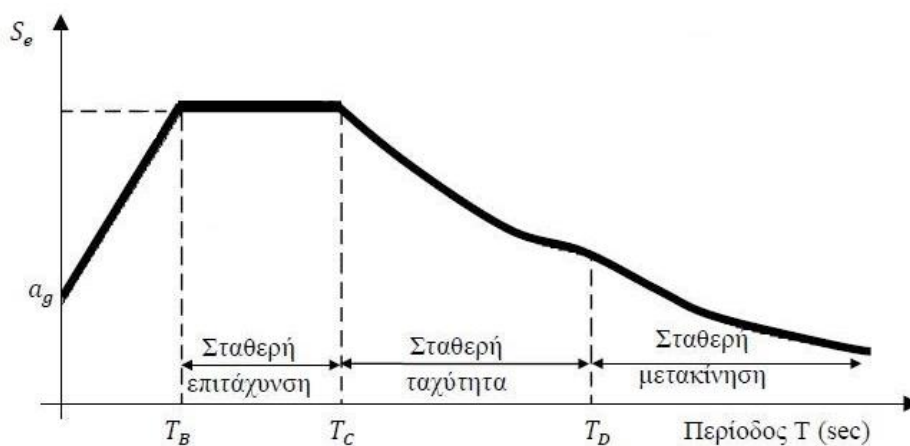
T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S είναι ο συντελεστής εδάφους

η είναι ο συντελεστής απόσβεσης



Σχήμα 2.3: Ελαστικό Φάσμα βάσει Ευρωκώδικα 8

Καθοριστικός παράγοντας για την μορφή του ελαστικού φάσματος είναι τιμές των περιόδων T_B , T_C και T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S και επηρεάζονται από την κατηγορία του εδάφους. Οι τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου I αυτών ορίζονται ως εξής στον ακόλουθο πίνακα (Πίνακας 2.4). Ο Ευρωκώδικας περιγράφει δύο τύπους φασμάτων ελαστικής απόκρισης όπου ο τύπος I χρησιμοποιείται για σεισμούς με σεισμική επικινδυνότητα $M \geq 5.5R$.

Πίνακας 2.4: Πίνακας παραμέτρων με τις τιμές που περιγράφουν το φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου I (Ευρωκώδικας 8, 2004)

<i>Εδαφικός Τύπος</i>	<i>S</i>	<i>T_B (s)</i>	<i>T_C (s)</i>	<i>T_D (s)</i>
A	1.00	0.15	0.40	2.0
B	1.20	0.15	0.50	2.0
C	1.15	0.20	0.60	2.0
D	1.35	0.20	0.80	2.0
E	1.40	0.15	0.50	2.0

Οι κατηγορίες των εδαφών του Πίνακα 2.4 ορίζονται ως εξής:

A: Βραχώδη.

B: Αποθέσεις από πολύ πυκνά αμμοχάλικα ή πολύ σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους.

C: Αποθέσεις από πυκνά αμμοχάλικα ή σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους.

D: Αποθέσεις από χαλαρά έως μέτρια, μη συνεκτικά εδάφη ή μαλακά έως σκληρά συνεκτικά εδάφη.

E: Επιφανειακό αλλουβιακό στρώμα πάχους 5-20 m με τιμή V_s αντίστοιχη των εδαφών C ή D που υπέρκειται σκληρού εδάφους.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – ΜΥΚΗΤΟΕΙΔΕΙΣ ΠΛΑΚΕΣ

3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Οι μυκητοειδείς πλάκες είναι γνωστές στον ελληνικό χώρο και ως δοκιδωτές και στις δύο κατευθύνσεις ή ως πλάκες με νευρώσεις, ενώ ο αγγλικός όρος αποδίδεται ως waffle slabs – zoellner slabs. Οι δοκιδωτές πλάκες είναι ένα σύστημα από διαδοχικές πλακοδοκούς διατομής T, οι νευρώσεις των πλακοδοκών έχουν μέγιστη ελεύθερη απόσταση 700mm και πλάτος κατ' ελάχιστο 70mm. Στις τετραέριστες δοκιδωτές πλάκες χρησιμοποιούνται τετράγωνα φατνώματα που είναι κατασκευασμένα είτε με ελαφρά σώματα πλήρωσης όπως πολυστερίνη είτε με πλαστικά καλούπια. Είναι αρκετά συνήθης η χρήση τους σε ξενοδοχεία, σε μεγάλα καταστήματα αλλά και σε σταθμούς μετρό κυρίως για αισθητικούς λόγους αλλά και για την ευκολότερη εγκατάσταση τεχνικού φωτισμού. Αξίζει να προστεθεί ότι η κατασκευή τους είναι αρκετά ακριβή και λόγω των μεγάλων απαιτήσεων όπλισης, επιλέγεται εξειδικευμένο και έμπειρο συνεργείο. Παρά τα δύο μειονεκτήματα που αναφέρθηκαν, οι πλάκες με νευρώσεις έχουν και τα εξής πλεονεκτήματα:

1. Παρά το μεγάλο πάχος που διαθέτουν, το ίδιο βάρος τους μένει μικρό συγκριτικά με το ίδιο βάρος των συμπαγών πλακών.
2. Συνιστώνται στις περιπτώσεις όπου η πλάκα έχει μεγάλα ανοίγματα, αυξάνοντας όμως για λόγους αντοχής το πάχος τους.
3. Λόγω του αυξημένου πάχους των πλακών, δεν παρατηρείται ιδιαίτερα μεγάλη ψαθυρή συμπεριφορά όπως τα απλά δομικά στοιχεία (δοκοί και υποστυλώματα).



Σχήμα 3.1: Σταθμός μετρό στην Ουάσινγκτον
(<https://edition.cnn.com/2013/11/03/us/dc-metro-system-fast-facts/index.html>)



Σχήμα 3.2: Νομική βιβλιοθήκη, Κάλγκαρι, Καναδάς
(<https://www.flickr.com/photos/repowers/3009155049/in/photostream/>)

Αξίζει να σημειωθεί ότι αν ο μηχανικός μελετητής θέλει να πετύχει λιγότερο πάχος της πλάκας, τότε αυξάνεται η διατομή του εφελκόμενου οπλισμού ώστε να κρατηθεί μικρός ο μοχλοβραχίονας z . Αυτή η μέθοδος όμως δεν θα ήταν τόσο αποτελεσματική καθώς δεν θα ανταποκρινόταν στις συνθήκες απαίτησης μικρού βέλους κάμψης στη κατάσταση λειτουργικότητας και παράλληλα η δυσκαμψία της πλάκας θα ήταν αρκετά μικρότερη.

3.2 ΠΡΟΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΟΚΙΔΟΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ – ΠΛΑΚΩΝ ZOELLNER

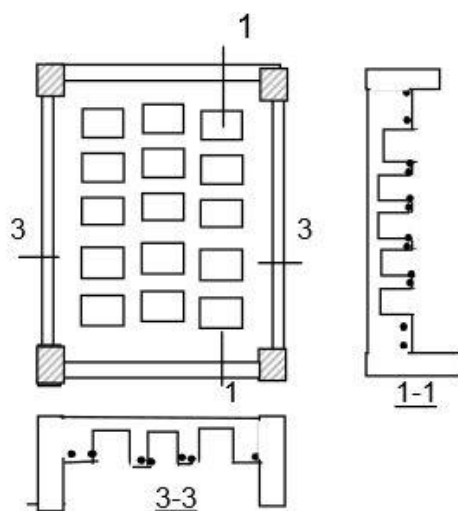
Τα μεγέθη που λαμβάνονται υπόψη κατά την προδιαστασιολόγηση των δοκιδωτών πλακών – πλακών zoellner (*waffle slabs*) είναι τα εξής:

1. Το ύψος των νευρώσεων (h), το οποίο συνήθως είναι της τάξεως των 30cm
2. Το πάχος των διαδοκίδων (h_f), το οποίο κυμαίνεται μεταξύ 0.07 – 0.10 m
3. Το πλάτος των διαδοκίδων (b), το οποίο επιλέγεται περίπου 10cm. Είναι σημαντικό να επιλέγεται σωστά το πλάτος τους έτσι ώστε να υπάρχει αρκετός χώρος ώστε να τοποθετηθούν δύο τουλάχιστον ράβδοι οπλισμού.
4. Η απόσταση μεταξύ των διαδοχικών διαδοκίδων (a), η οποία δεν πρέπει να είναι πολύ μεγάλη, ώστε να μη μειωθεί η δυσκαμψία του στοιχείου.
5. Το εύρος των συμπαγών ζωνών στις στηρίξεις, το οποίο επιλέγεται να είναι ίσο με το 1/10 του ανοίγματος της πλάκας.
6. Το εύρος των συμπαγών ζωνών στο άνοιγμα της πλάκας, το οποίο επιλέγεται να είναι ίδιο με το πλάτος των νευρώσεων καθώς οπλίζονται με τον ίδιο αριθμό οπλισμού.
7. Ο αριθμός των συμπαγών ζωνών, το οποίο ορίζεται στο κέντρο του ανοίγματος. (Γκάνης, 2009)

3.3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΚΙΔΟΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ

Κατά τον σχεδιασμό των μυκητοειδών πλακών, δεν λαμβάνονται υπόψη οι συμπαγείς ζώνες στο άνοιγμα και στις στηρίξεις.

Το στατικό μοντέλο προσομοίωσης για μια τετραέριστη δοκιδωτή πλάκα είναι το κάτωθι:



Σχήμα 3.3: Στατικό μοντέλο προσομοίωσης δοκιδωτής πλάκας (Γκάνης, 2009)

Ένα μοντέλο μυκητοειδούς πλάκας αποτελείται από:

- 1) την πλάκα της συμπαγούς άνω ζώνης η οποία στηρίζεται στις διαδοκίδες και το στατικό της σύστημα είναι συνεχής φορέας (άπειρων) ίσων ανοιγμάτων. Οι νευρώσεις, σε μια τετραέρειστη πλάκα, αναπτύσσονται με τις ίδιες διαστάσεις και αποστάσεις και στις δύο κατευθύνσεις.
- 2) τις διαδοκίδες, για τις οποίες οι δοκοί λειτουργούν σαν μέσο στήριξης και η φόρτιση που δέχονται προκύπτει από το φορτίο της πλάκας από μέσον σε μέσον του εκάστοτε φατνώματος. Επίσης, στο άνοιγμα της πλάκας, οι διαδοκίδες λειτουργούν ως λεπτόκορμοι πλακοδοκοί.

Τα δύο κύρια εντατικά μεγέθη για τα οποία γίνεται ο σχεδιασμός των πλακών με νευρώσεις είναι α) η κάμψη και β) η διάτμηση

3.3.1 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

Ο οπλισμός για τις δοκίδες προκύπτει από την εξής σχέση:

$$A_s = M_{sd} / [(d-h_f/2) \cdot f_{sd}]$$

και η διάμετρος του οπλισμού που προκύπτει είναι μεγαλύτερη του $\Phi 8$ και για αυτό χρήζει ιδιαίτερη προσοχή η ορθή αγκύρωση τους.

Παράλληλα, οπλισμός της πλάκας είναι πολύ μικρός και για αυτό το λόγο χρησιμοποιείται δομικό πλέγμα. (Γκάνης, 2009).

3.3.2 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

1. Έλεγχος Επάρκειας Εύρους x Συμπαγούς Ζώνης στις στηρίξεις

Η διατμητική δρώσα V_{Rd2} υπολογίζεται ως εξής:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \rightarrow \max V_{sd} = V_{Rd2}$$

όπου $V_{sd} \max$ ορίζεται η μέγιστη δρώσα τέμνουσας που μπορεί να παραλάβει μια διαδοκίδα με πάχος b_w .

Όπου: $V_{Rd2} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.9d$

Αν $V_{sd}^\pi < V_{sd} \max$ τότε το πλάτος d_w του κορμού της διαδοκίδας είναι επαρκές

Όπου: V_{sd}^π είναι η τέμνουσα στην παρειά της στήριξης.

Η απόσταση x υπολογίζεται ως εξής:

$$V_{sd}' = V_{sd}^\pi - q_d \quad x < V_{Rd2}$$

Όπου: x είναι η απόσταση από την παρειά της στήριξης

V_{sd} είναι η τέμνουσα σε απόσταση x από την παρειά της στήριξης

2. Διατμητικός Οπλισμός

Ο έλεγχος για ανάγκη διατμητικού οπλισμού υπολογίζεται όπως και στην περίπτωση των απλών δοκών. Πιο συγκεκριμένα πρέπει να ισχύει η κάτωθι ανίσωση ώστε να μην απαιτηθεί διατμητικός οπλισμός:

$$V_{sd} < V_{Rd3}$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 – ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΦΟΡΕΑ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

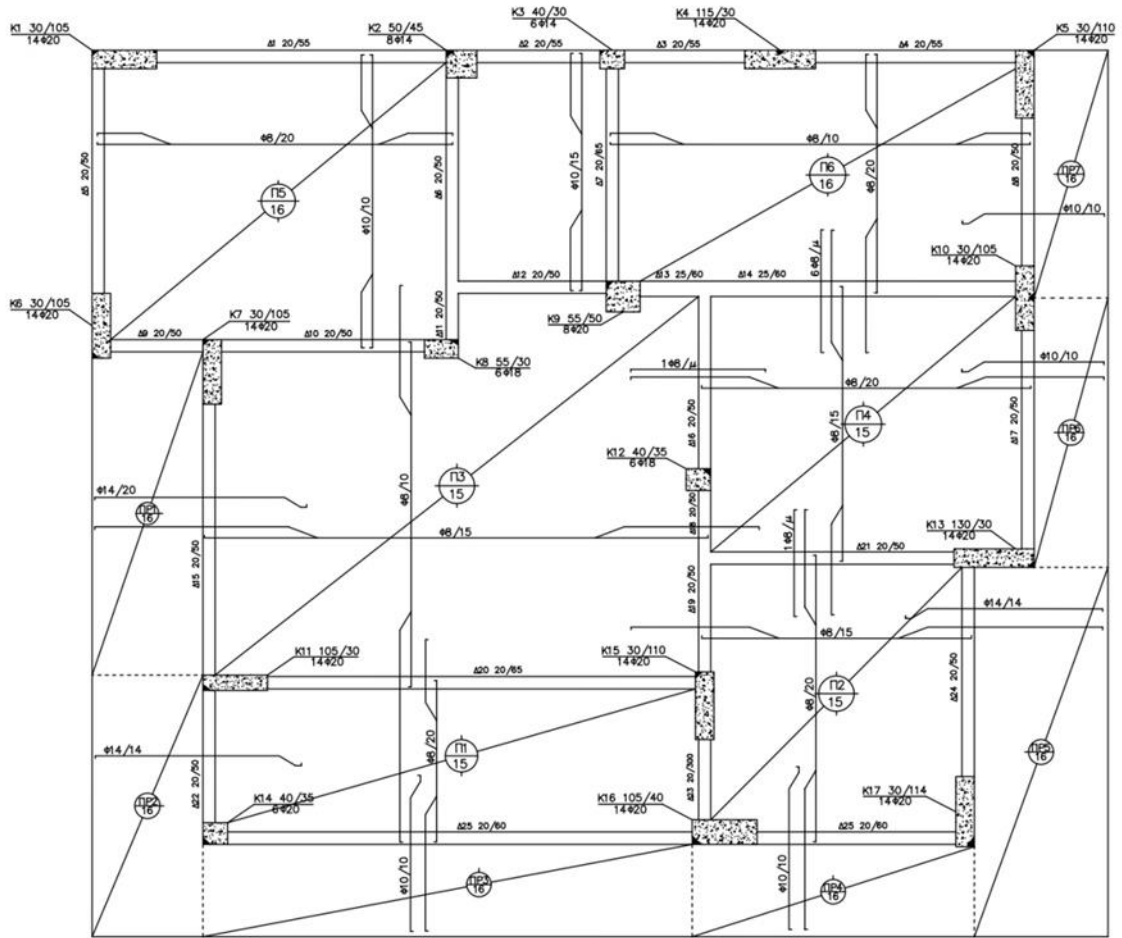
4.1 ΓΕΝΙΚΑ

Το υπό εξέταση κτίριο της παρούσας διπλωματικής εργασίας, είναι μία τριώροφη (ισόγειο και 2 όροφοι) κατασκευή ωπλισμένου σκυροδέματος. Η επιλογή του εν λόγω κτιρίου έγινε με γνώμονα κάποιων συγκεκριμένων κριτηρίων μεταξύ των οποίων ήταν, η χρονολογία κατασκευής, τα δομικά υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για την ανέγερση του και ο στατικής φύσεως σχεδιασμός/μόρφωση του φέροντος οργανισμού του. Σε γενικές γραμμές και σε σύγκριση με τα σχεδιαστικά κριτήρια του μελετητή μηχανικού τη σήμερον ημέρα, το υπό εξέταση κτίριο μπορεί να χαρακτηριστεί ακανονικό από άποψη σχεδιασμού. Το κτίριο εμφανίζει μια ευρεία έλλειψη συμβατικής πλαισιακής μόρφωσης και σχεδίασης του φέροντος οργανισμού, με τα κεντρικά κυρίως υποστυλώματα να εμφανίζουν σημαντικές εκκεντρότητες σε κάτοψη σε σχέση με τα εξωτερικά υποστυλώματα. Ο σχεδιασμός αυτός χωρίς κάποιον εμφανή και λογικό σχεδιαστικό κάναβο καθιστά τη σύνδεση των υποστυλωμάτων με συμβατικές δοκούς (δημιουργώντας έτσι μια σημαντική πλαισιακή λειτουργία), αρκετά δύσκολη. Επιπλέον τα όποια διαδοχικά πλαίσια/φατνώματα εμφανίζονται επί των όψεων του κτιρίου, με εξαίρεση την πίσω όψη, έχουν και αυτά μεγάλη διαφοροποίηση ανοιγμάτων.

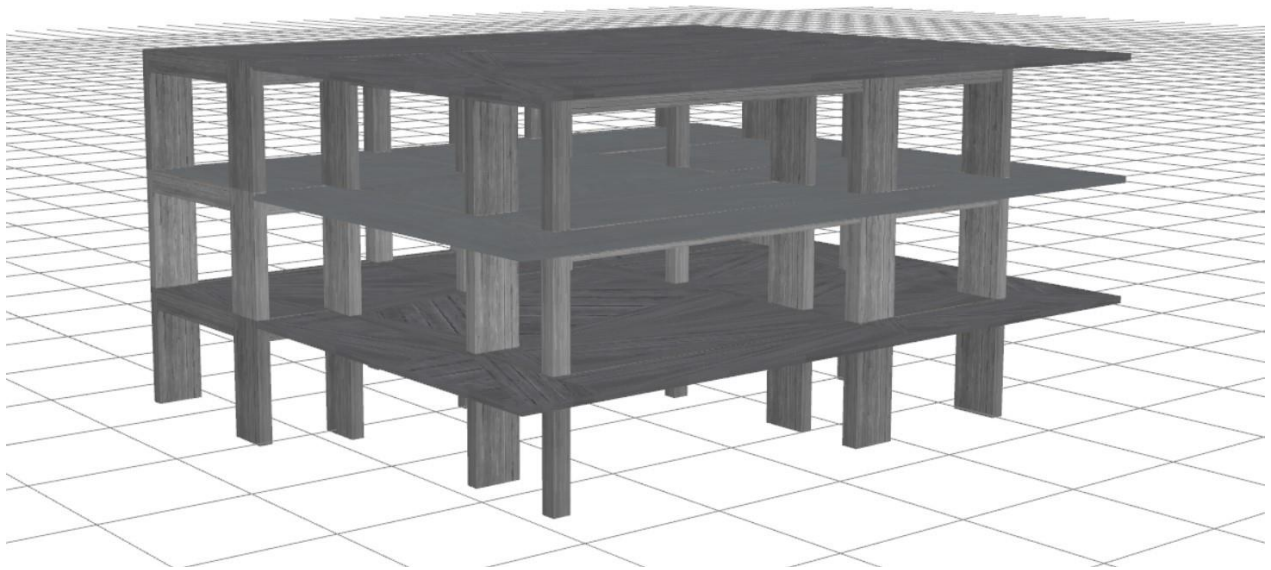
4.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

Το υπό εξέταση κτίριο έχει χωριστεί σε δύο (2) μοντέλα ανάλυσης και σύγκρισης. Το πρώτο μοντέλο αποτελεί αυτό που θα χαρακτηριζόταν, το πλέον συμβατικό στις μέρες μας κτίριο, αποτελούμενο από ορθογωνικής διατομής δοκούς διαφόρων διαστάσεων, όπως παρουσιάζεται και στους τυπικούς ξυλοτύπους της κατασκευής το οποίο από εδώ και στο εξής θα παρουσιάζεται ως **Μοντέλο Α** (Σχήμα 4.3). Έτσι, δημιουργούνται τυπικά και ποικίλα μεταξύ τους φατνώματα πλαισιακής λειτουργίας με συμβατικά υποστυλώματα και τοιχία καθώς και συμβατικές πλάκες. Το δεύτερο μοντέλο αποτελείται από μνηκτοειδείς – δοκιδωτές (και στις δύο διευθύνσεις όντας τετραέρειςτες) πλάκες χωρίς να αλλάζουν τα στοιχεία των διατομών των υποστυλωμάτων και από εδώ και στο εξής θα παρουσιάζεται ως **Μοντέλο Β** (Σχήμα 4.4). Σαν αποτέλεσμα περιορίζεται ο μοναδικός διαφοροποιούμενος παράγοντας μεταξύ των δύο μοντέλων στο στατικό σύστημα της ανωδομής του κάθε ορόφου, ήτοι, από συμβατικές ορθογωνικές δοκούς σε μνηκτοειδές σύστημα στήριξης με κοντές σε ύψος πλάκες και δοκίδες στις δύο διευθύνσεις στήριξης.

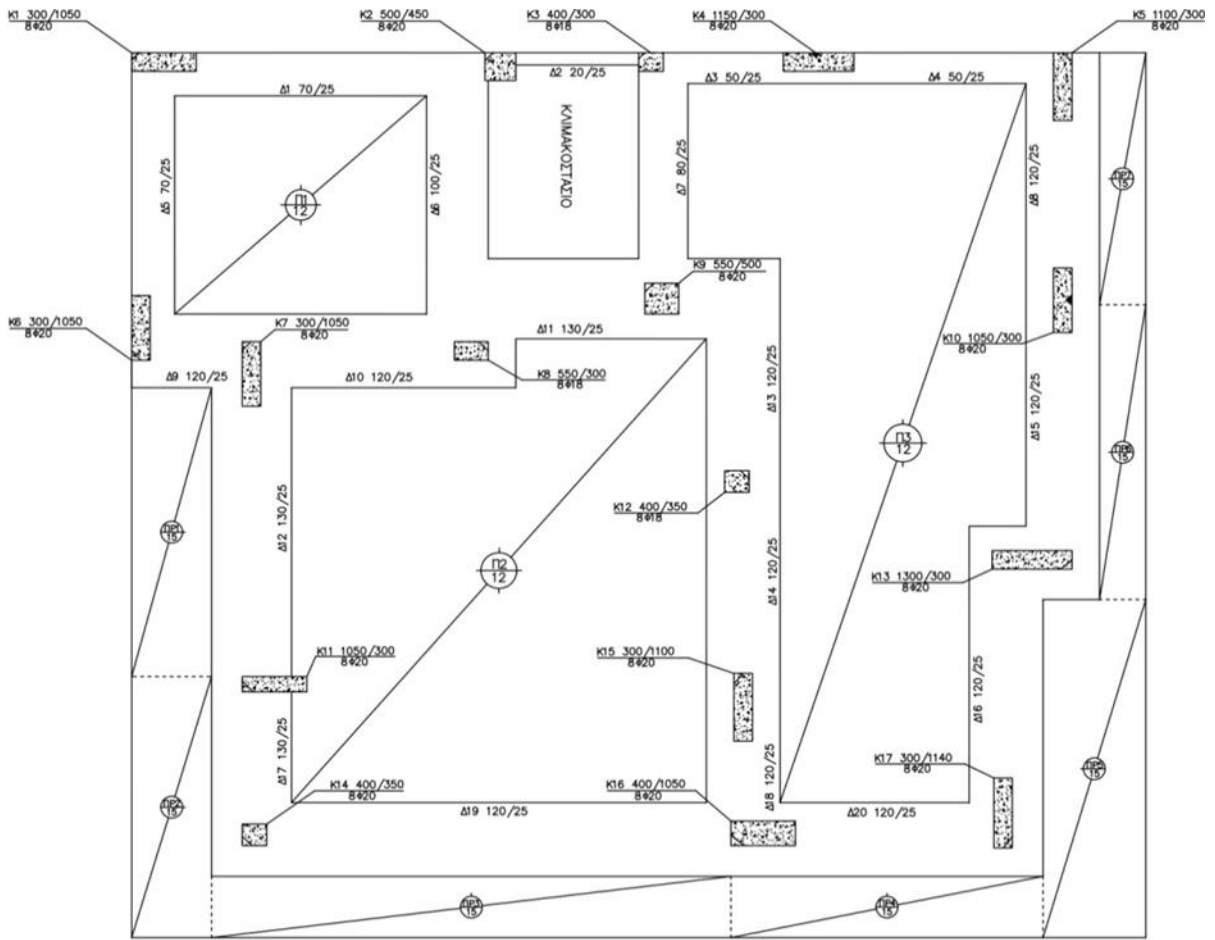
Τα μοντέλα Α και Β του υπό εξέταση κτιρίου θα υποβληθούν στους εξής δύο τύπους αναλύσεων: *Ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover analysis)* και *Ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (Dynamic time history analysis)*. Στην ανάλυση pushover θα υποβληθεί στο εκάστοτε μοντέλο μια «σταθερή τέμνουσα δύναμη – φόρτιση (τέμνουσα βάση)» υπό τριγωνική (triangular distribution) αλλά και ομοιόμορφη (uniform distribution) καθ' ύψος κατανομή φόρτισης ανά κατεύθυνση. Ο απώτερος σκοπός είναι να έρθει ο φέρων οργανισμός σε μία στοχευόμενη μετακίνηση προκαλώντας έτσι τα μέγιστα εντατικά μεγέθη και δημιουργώντας εντέλει την καμπύλη αντίστασης (capacity curve) της κατασκευής. Η συγκεκριμένη ανάλυση είναι πολύ σημαντική στη λογική της αποτίμησης υφιστάμενων κτιρίων και κατασκευών εν γένει, καθώς εμφανίζει τις ενδεχόμενες θέσεις ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων και μας καθιστά δυνατό να μπορέσουμε να παρατηρήσουμε τις διαφορές στη στοχευόμενη μετακίνηση μεταξύ των δύο διαφορετικών μοντέλων. Εν αντιθέσει, στην ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας υποβάλουμε στο εκάστοτε μοντέλο του υπό εξέταση φορέα επιταχυνσιογραφήματα από συγκεκριμένο σεισμό το οποίο μεταφράζεται επί του φορέα ως εδαφικές επιταχύνσεις συναρτήσεως του χρόνου. Από τη συγκεκριμένη ανάλυση επίσης αναμένουμε να δούμε τις όποιες διαφορές μεταξύ των δύο μοντέλων από άποψη μετακινήσεων αλλά και είδους βλαβών. Τα είδη και η κατηγοριοποίηση των βλαβών για τις δύο παραπάνω αναλύσεις και για τα δύο μοντέλα περιγράφονται στην επόμενη υποενότητα. Στα παρακάτω Σχήματα παρουσιάζονται οι φορείς των δύο Μοντέλων Α και Β.



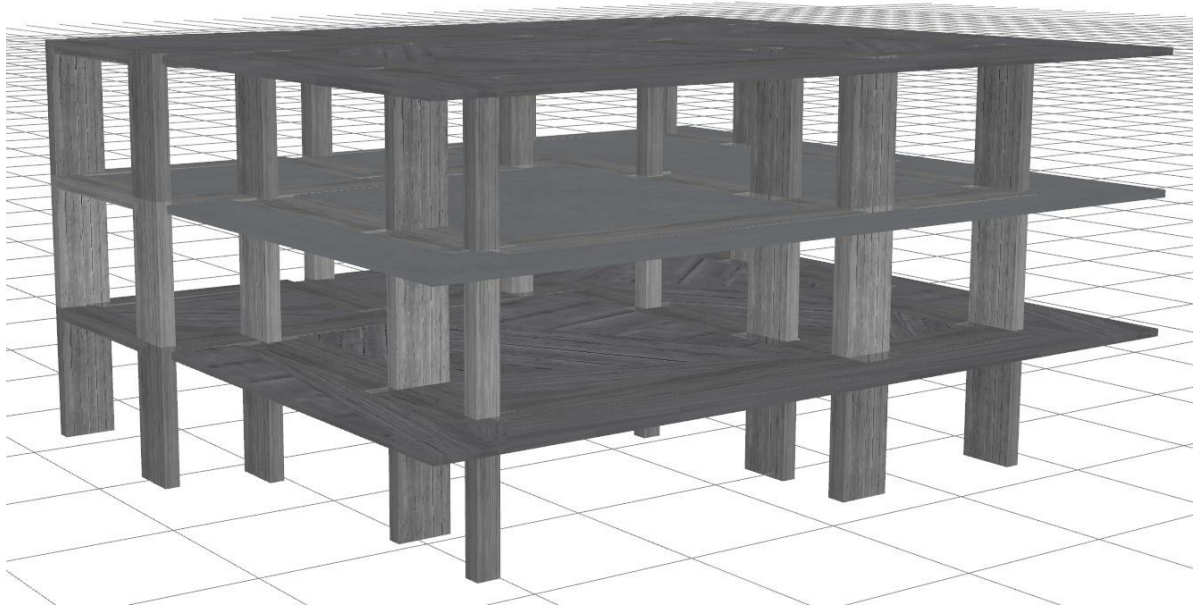
Σχήμα 4.1: Ευλότυπος τυπικού ορόφου **Μοντέλου Α**



Σχήμα 4.2: Τρισδιάστατη απεικόνιση **Μοντέλου Α**



Σχήμα 4.3: Ευλότυπος τυπικού ορόφου **Μοντέλου Β**



Σχήμα 4.4: Τρισδιάστατη απεικόνιση **Μοντέλου Β**

Συνοψίζοντας η προσομοίωση και η επίλυση του φορέα κατηγοριοποιείται ως εξής:

- 1) **Ανάλογα με ποιον κανονισμό επίλυσης αποτιμήθηκε:** Είτε Ευρωκώδικα 8 (EC8) ή Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ).
(σε κάθε ανάλυση αναφέρεται ο κανονισμός)
- 2) **Ανάλογα με την μέθοδο επίλυσης:** Είτε ανελαστική στατική ανάλυση είτε ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας.
- 3) **Ανάλογα με τον τρόπο σχεδιασμού:** Μοντέλο Α & Μοντέλο Β

Οι παραδοχές για τις αναλύσεις είναι οι εξής:

1) **Επιβαλλόμενα Φορτία:**

<i>Επικάλυψη Δώματος</i>	2.00	kN/m ²
<i>Επικάλυψη Κατοικίας</i>	1.50	kN/m ²
<i>Επικάλυψη Κλιμακοστασίου</i>	1.00	kN/m ²
<i>Μπατική Τοιχ.</i>	3.60	kN/m ²
<i>Δρομική Τοιχ.</i>	2.10	kN/m ²
<i>Μόνιμο Φορτίο</i>	2.00	kN/m ²
<i>Κινητό Φορτίο</i>	2.00	kN/m ²
<i>Φορτίο Εξώστη</i>	5.00	kN/m ²

Αναλυτικά οι φορτίσεις των πλακών του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου προκύπτουν ως κάτωθι:

<i>ΠΛΑΚΑ v.1 (14.56 m²)</i>		
<i>Τοιχ. στην πλάκα (φορτίο*L*h/εμβ.Πλάκας)</i>		
0		kN/m ²
<i>1.35G + 1.5Q</i>		
Qd =	7.73	kN/m ²

<i>ΠΛΑΚΑ v.2 (48.05 m²)</i>		
<i>Τοιχ. στην πλάκα (φορτίο*L*h/εμβ.Πλάκας)</i>		
2.14		Kn/m ²
<i>1.35G + 1.5Q</i>		
Qd =	10.62	Kn/m ²

<i>ΠΛΑΚΑ v.3 (46.94 m²)</i>		
<i>Τοιχ. στην πλάκα (φορτίο*L*h/εμβ.Πλάκας)</i>		
	1.91	kN/m ²
	$1.35G + 1.5Q$	
Qd =	10.31	Kn/m ²

<i>ΠΛΑΚΑ v.4 - ΕΞΩΣΤΗΣ</i>		
	$1.35G + 1.5Q$	
Qd =	11.78	kN/m ²

<i>ΠΛΑΚΑ v.5 - ΕΞΩΣΤΗΣ</i>		
	$1.35G + 1.5Q$	
Qd =	11.78	kN/m ²

<i>ΠΛΑΚΑ v.6 - ΕΞΩΣΤΗΣ</i>		
	$1.35G + 1.5Q$	
Qd =	11.78	kN/m ²

<i>ΠΛΑΚΑ v.7 - ΕΞΩΣΤΗΣ</i>		
	$1.35G + 1.5Q$	
Qd =	11.78	kN/m ²

Ενώ οι φορτίσεις του δώματος προκύπτουν ως εξής:

<i>ΠΛΑΚΑ v.1 - ΔΩΜΑ</i>		
	$1.35G + 1.5Q$	
Qd =	8.40	kN/m ²

<i>ΠΛΑΚΑ v.2 - ΔΩΜΑ</i>		
	$1.35G + 1.5Q$	
Qd =	8.40	kN/m ²

<i>ΠΛΑΚΑ v.3 - ΔΩΜΑ</i>		
<i>1.35G + 1.5Q</i>		
Qd =	8.40	kN/m ²

β) Υλικά Διατομών:

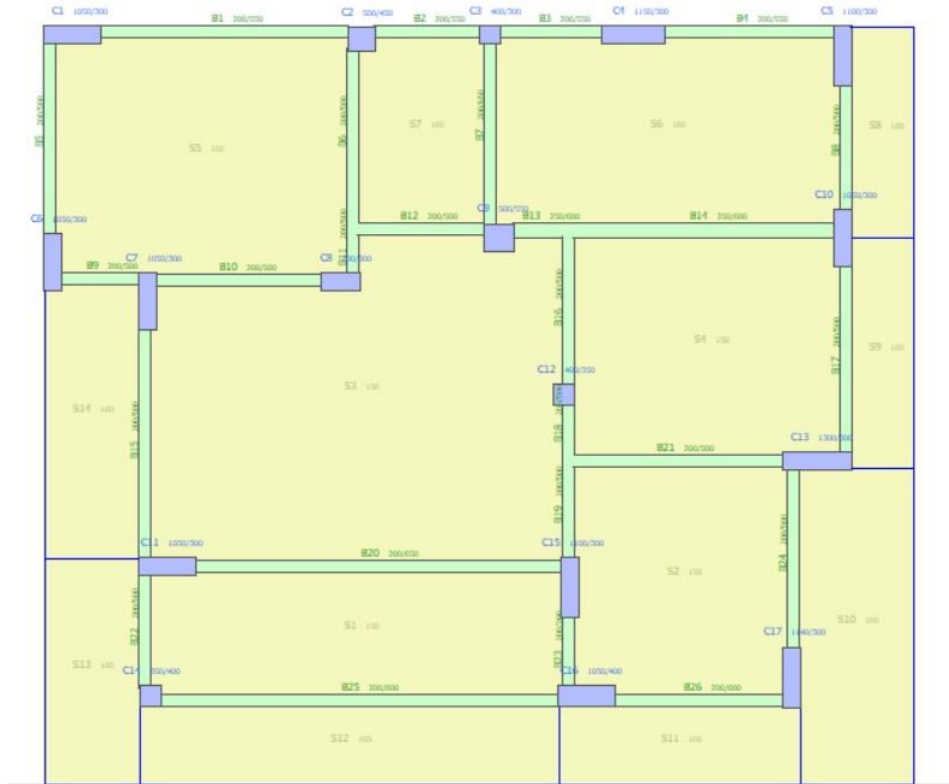
Όσον αφορά τα δομικά υλικά του κτιρίου και τα δύο μοντέλα αποτελούνται από σκυρόδεμα B160 και χάλυβα οπλισμού (κύριο και συνδετήρων) StI (Stahl I). Με την παραμετροποίηση αυτή, η κατασκευή του υπό μελέτη κτιρίου χρονολογείται περίπου στη δεκαετία του '70. Αυτή η χρονολογική παράμετρος είναι πολύ σημαντική για το σκοπό της παρούσας διπλωματικής εργασίας καθώς όπως έχει αναφερθεί και σε προηγούμενα κεφάλαια, πάνω από το 70% των κτιρίων σήμερα στην Ελλάδα είναι κατασκευής προ του 1980.

γ) Κριτήρια ελέγχου - αντοχής:

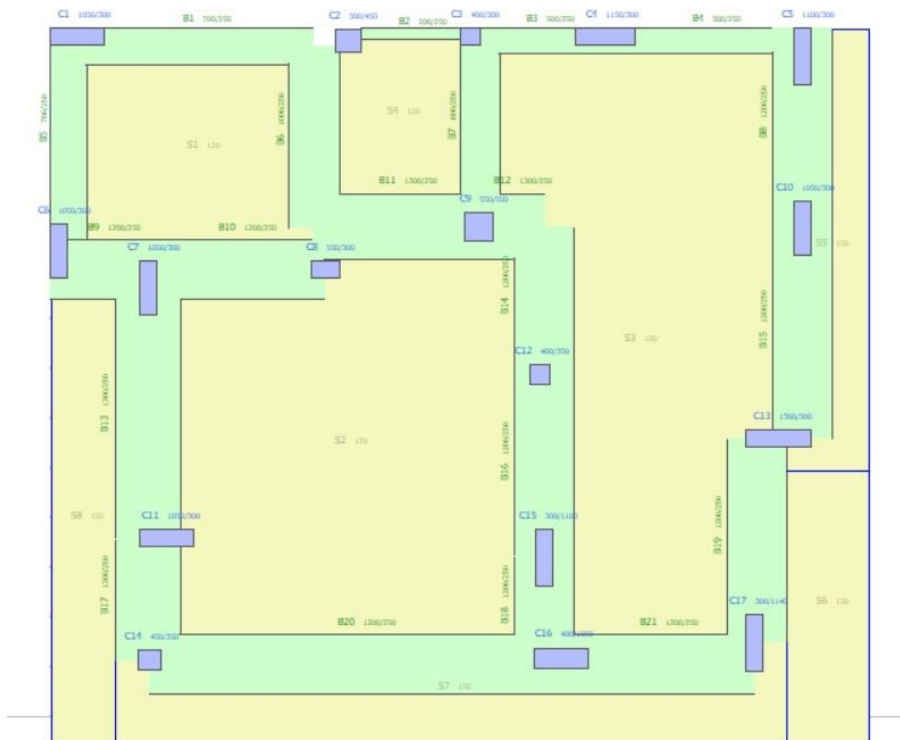
Ο φέρων οργανισμός των μοντέλων Α και Β θα ελεγχθεί ως προς την αντοχή του υπολογίζοντας δια του λογισμικού της ανάλυσης, τρία κριτήρια για τα εκάστοτε δομικά στοιχεία (*performance criteria*). Ανά δομικό μέλος του εκάστοτε μοντέλου θα γίνεται αυτόματος έλεγχος και για τους δύο τύπους αναλύσεων για: διαρροή λόγω κάμψης (*chord rotation yielding*), κάμψη (*chord rotation*), διάτμηση (*shear capacity*) και θα υπολογιστούν όλα τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται σε κάθε μέλος του φέροντος οργανισμού ξεχωριστά (*αξονικές, τέμνουσες, ροπές*). Οι οριακές τιμές ελέγχου και για τα τρία κριτήρια θα γίνονται αυτόματα από το λογισμικό.

4.3 ΜΕ ΜΙΑ ΜΑΤΙΑ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

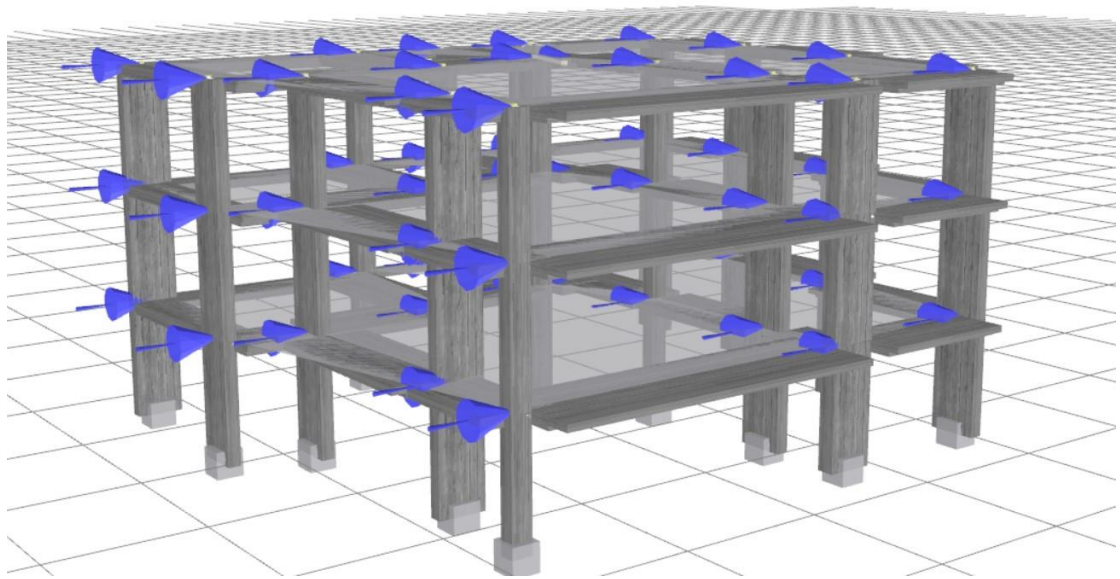
Το λογισμικό, όπως προαναφέρθηκε, για την προσομοίωση των στατικών μοντέλων είναι το SeismoStruct της SeismoSoft, το οποίο βασίζεται στη μέθοδο επίλυσης με πεπερασμένα στοιχεία. Το πρόγραμμα προβλέπει τη συμπεριφορά μιας κατασκευής και πιο συγκεκριμένα τις μετατοπίσεις χωρικών πλαισίων υπό στατική ή δυναμική φόρτιση, λαμβάνοντας υπόψη τόσο τις γεωμετρικές μη γραμμικότητες των στοιχείων όσο και την ανελαστικότητα των υλικών. Το συγκεκριμένο λογισμικό στηρίζεται στους ισχύοντες Ελληνικού Κανονισμούς, Ευρωκώδικες αλλά και αντίστοιχα προσαρτήματα κανονισμών των περισσότερων Ευρωπαϊκών και μη χωρών. Για την ευκολότερη προσομοίωση των μοντέλων υπάρχει η λειτουργία του προσομοιωτή κτιρίου (*building modeler*) όπου μπορεί να γίνει η εισαγωγή των στοιχείων με τις διατομές και τα υλικά τους (Σχήμα 4.6 & Σχήμα 4.7). Η εισαγωγή των υποστυλωμάτων, των δοκών, των πλακών και των υποστυλωμάτων είναι αρκετά εύκολη και αφού γίνει η επιλογή του κανονισμού επίλυσης και η υποδιαίρεση του βήματος φόρτισης, η εξαγωγή του μοντέλου προσομοίωσης γίνεται αυτοματοποιημένα από τον προσομοιωτή κτιρίου στο πρόγραμμα (Σχήμα 4.8 & Σχήμα 4.9).



Σχήμα 4.5: Ξυλότυπος Μοντέλου Α στο περιβάλλον SeismoStruct.

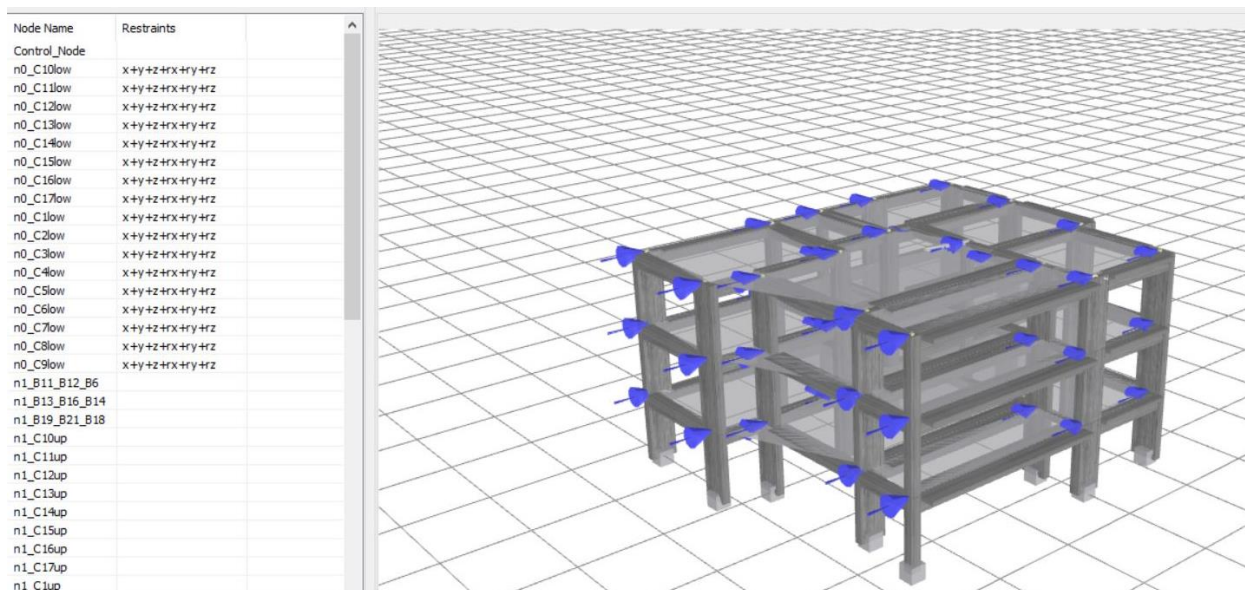


Σχήμα 4.6: Ξυλότυπος Μοντέλου Β στο περιβάλλον SeismoStruct



Σχήμα 4.7: Μοντέλο Β κατά την ανελαστική στατική ανάλυση στο περιβάλλον SeismoStruct.

Κατά την εξαγωγή του τρισδιάστατου μοντέλου πρέπει να γίνει η παραμετροποίηση κάποιων στοιχείων όπως είναι η στήριξη του φορέα. Το παρόν κτίριο αν και θεμελιώνεται με μεμονωμένα πέδιλα για λόγους ευκολίας προσομοίωσης στο πρόγραμμα παρουσιάζονται ως πακτώσεις (Restraints) (Σχήμα 4.9).



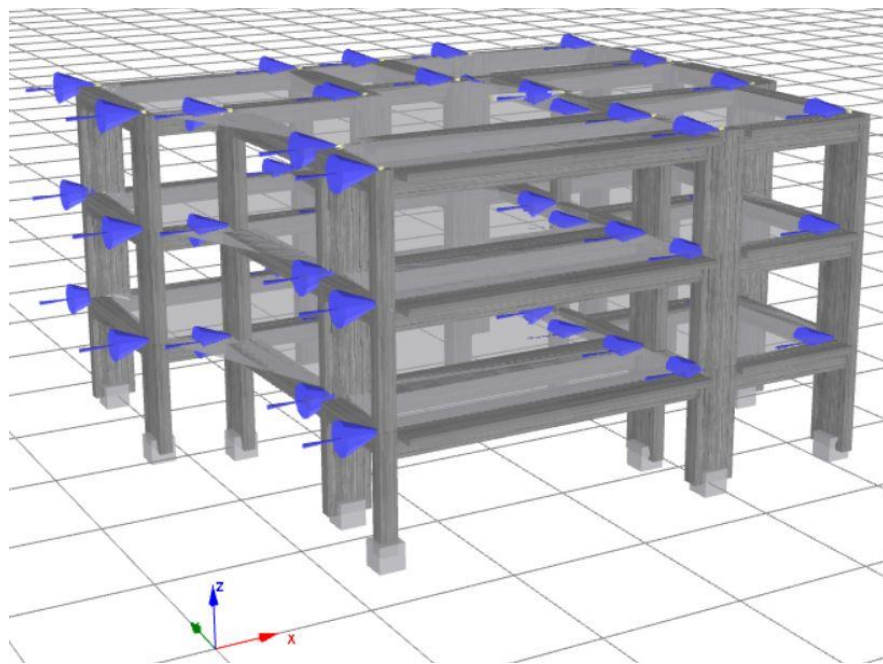
Σχήμα 4.8: Προσομοίωση θεμελίωσης φορέα στο περιβάλλον του SeismoStruct.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 – ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

5.1 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ (PUSHOVER) ΒΑΣΕΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8

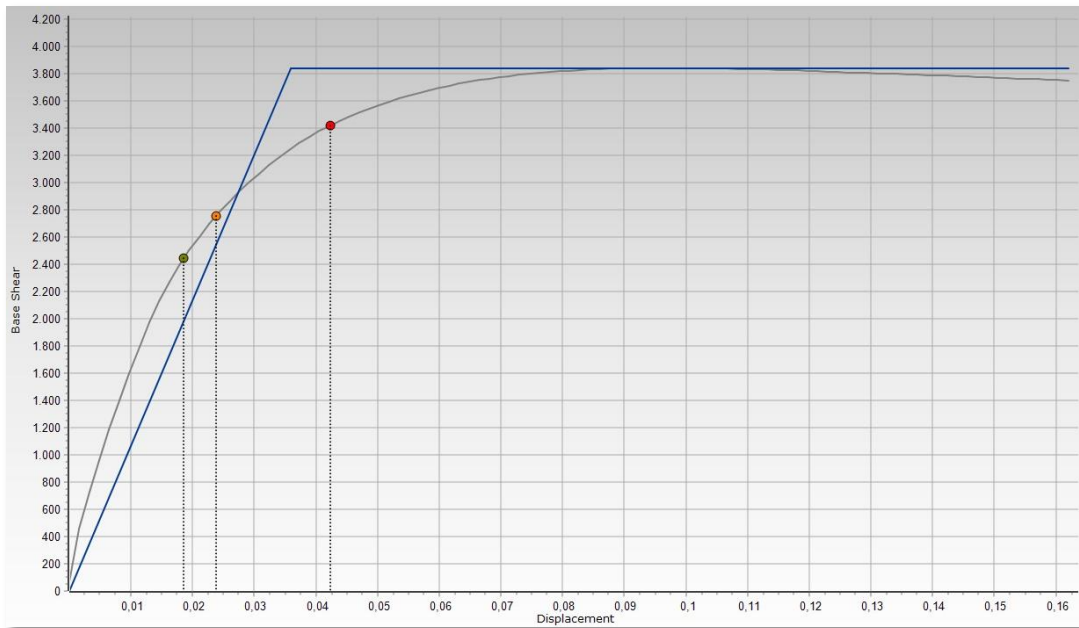
5.1.1 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER) - ΜΟΝΤΕΛΟ Α

Στην παρούσα παράγραφο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης όταν στο μοντέλο Α επιβάλλεται ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης στη διεύθυνση του άξονα Χ.

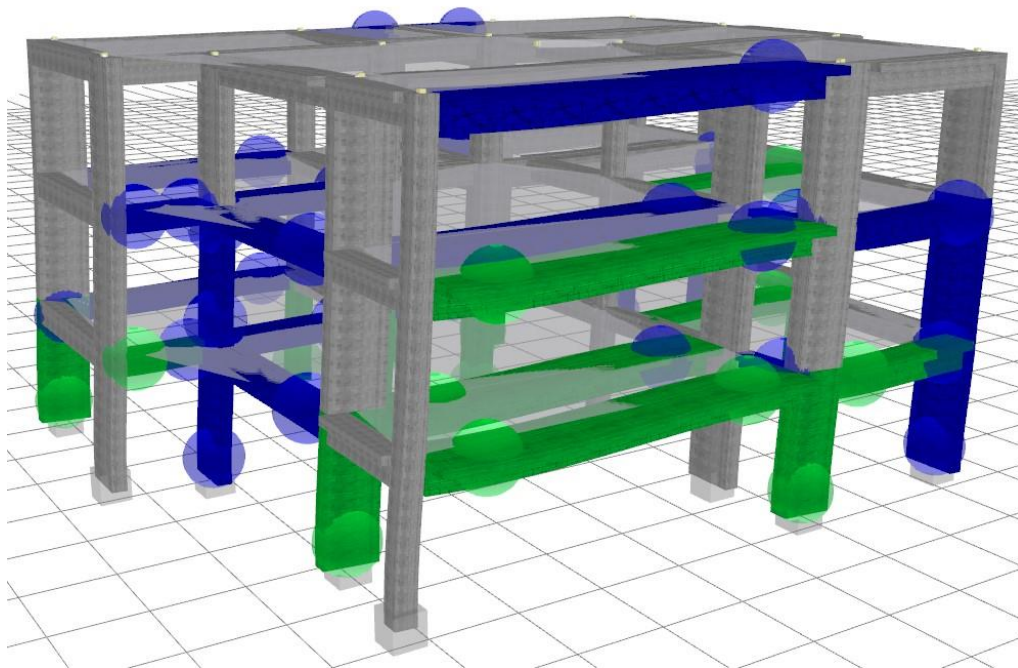


Σχήμα 5.1: Μοντέλο Α με ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης κατά τον άξονα Χ.

Για μετακίνηση ίση με $d=0.042\text{m}$, ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί σημαντικές βλάβες (στάθμη επιτελεστικότητας σημαντικών βλαβών / κόκκινη στάθμη στο Σχήμα 5.2). Αναλυτικότερα παρατηρείται καμπτική και διατμητική αστοχία σε υποστυλώματα και δοκάρια του ισογείου και του πρώτου επιπέδου, ενώ διατμητική αστοχία παρουσιάζεται και σε δοκάρια του δευτέρου επιπέδου. Στο Σχήμα 5.2 και 5.3 παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης και οι βλάβες του κτιρίου αντίστοιχα, όπου με πράσινο χρώμα απεικονίζονται οι καμπτικές αστοχίες και με μπλε οι διατμητικές.

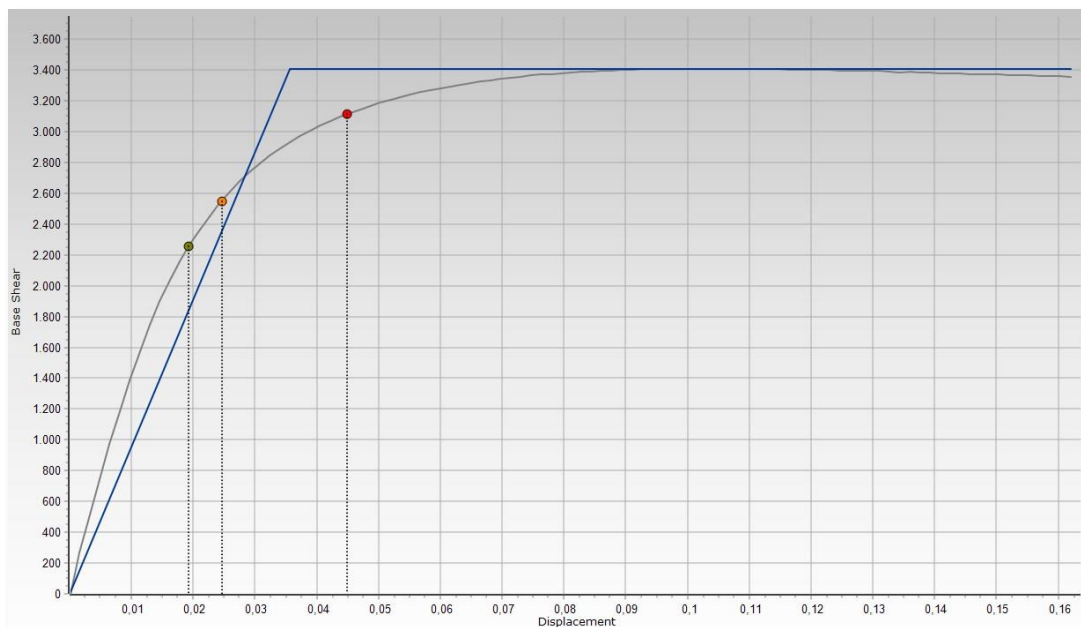


Σχήμα 5.2: Καμπύλη αντίστασης (capacity curve) **Μοντέλου Α** κατά την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα Χ.

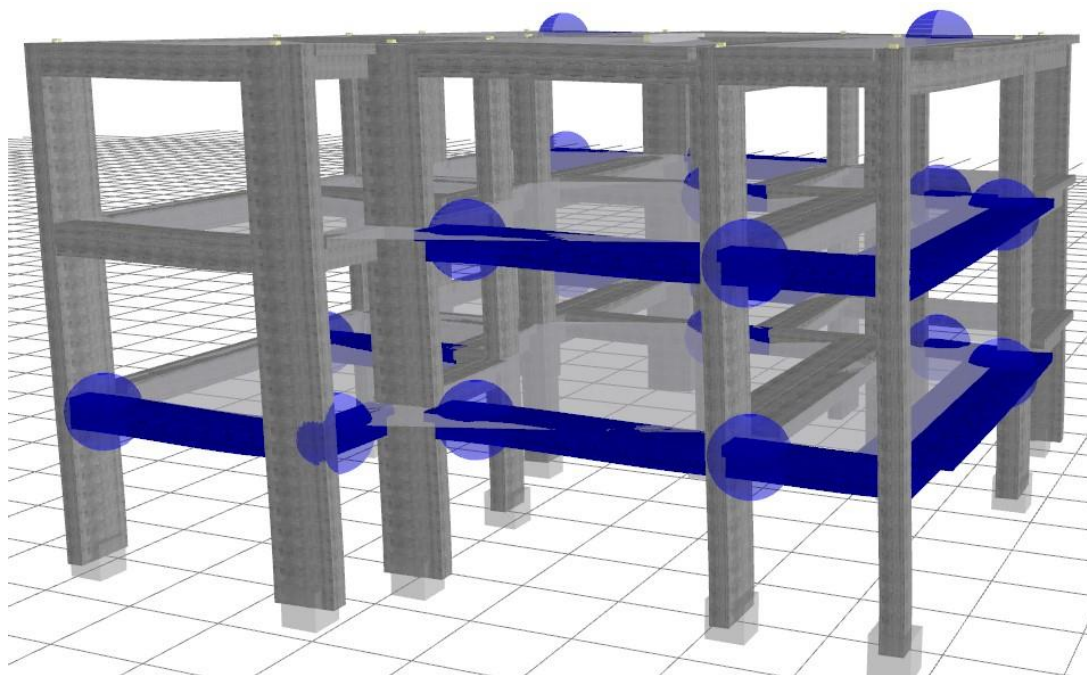


Σχήμα 5.3: Απεικόνιση βλαβών **Μοντέλου Α** κατά την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα Χ.

Αντίστοιχα, όταν η ομοιόμορφη φόρτιση πραγματοποιείται κατά τον άξονα Y και για μετακίνηση ίση με $d=0.024\text{m}$ ο φορέας έχει υποστεί σημαντικές βλάβες (πορτοκαλί στάθμη επιτελεστικότητας). Στη στάθμη σημαντικών βλαβών παρατηρούνται διατμητικές αστοχίες στις δοκούς του ισογείου και του 1ου επιπέδου. Στο Σχήμα 5.4 και 5.5 παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης και οι βλάβες του κτιρίου αντίστοιχα.

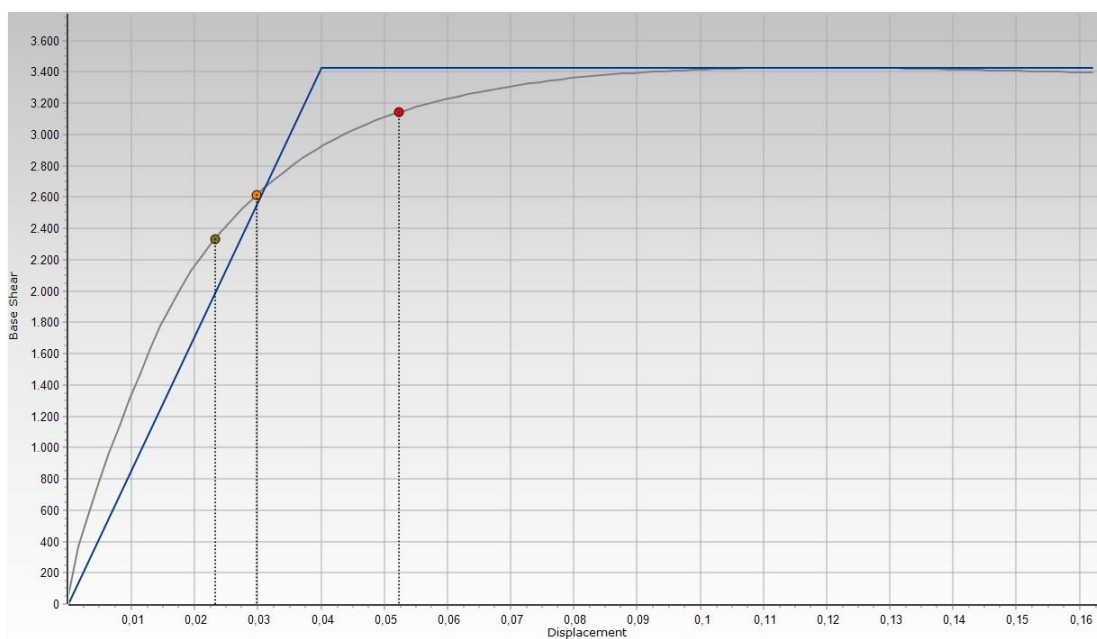


Σχήμα 5.4: Καμπύλη αντίστασης (capacity curve) **Μοντέλου Α** κατά την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα του Y.

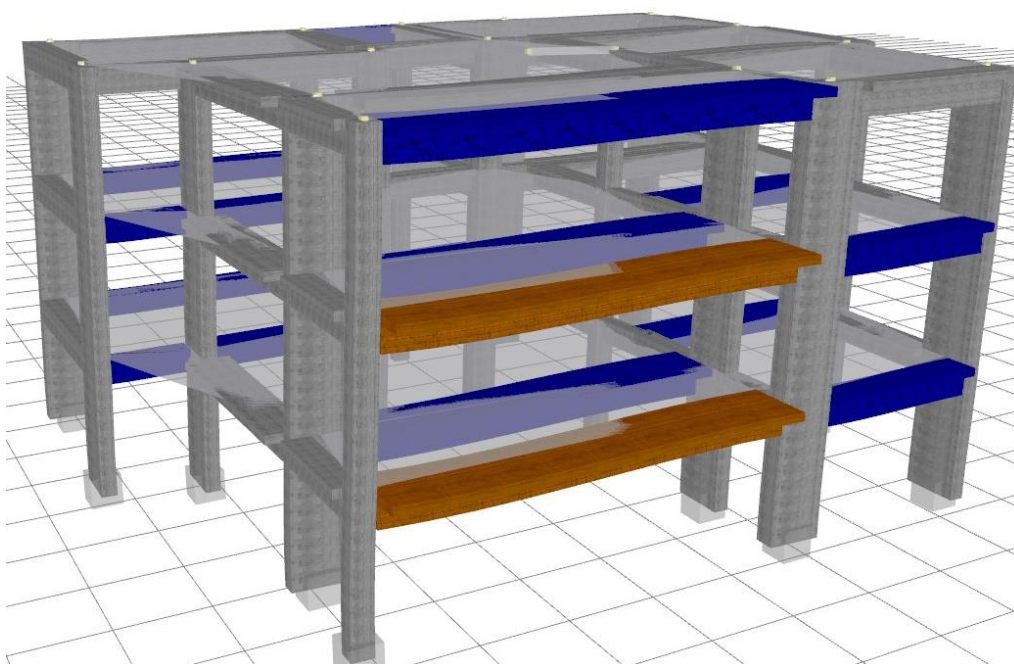


Σχήμα 5.5: Απεικόνιση βλαβών **Μοντέλου Α** κατά την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα Y.

Όταν στο μοντέλο A, επιβάλλεται τριγωνική κατανομή φόρτισης κατά τον άξονα X, για μετακίνηση ίση με $d=0.052\text{m}$ εμφανίζονται σημαντικές βλάβες (κόκκινη στάθμη), κυρίως παρατηρούνται διατμητικές αστοχίες στα οριζόντια στοιχεία του φέροντος οργανισμού. Παράλληλα όμως, παρατηρείται ότι κάποιες δοκοί διαρρέουν λόγω κάμψης. Στο Σχήμα 5.6 και 5.7 παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης και οι βλάβες του κτιρίου αντίστοιχα, όπου με πορτοκαλί χρώμα απεικονίζονται τα στοιχεία που έχουν διαρρεύσει καμπτικά, ενώ με μπλε τα στοιχεία που αστοχούν διατμητικά.

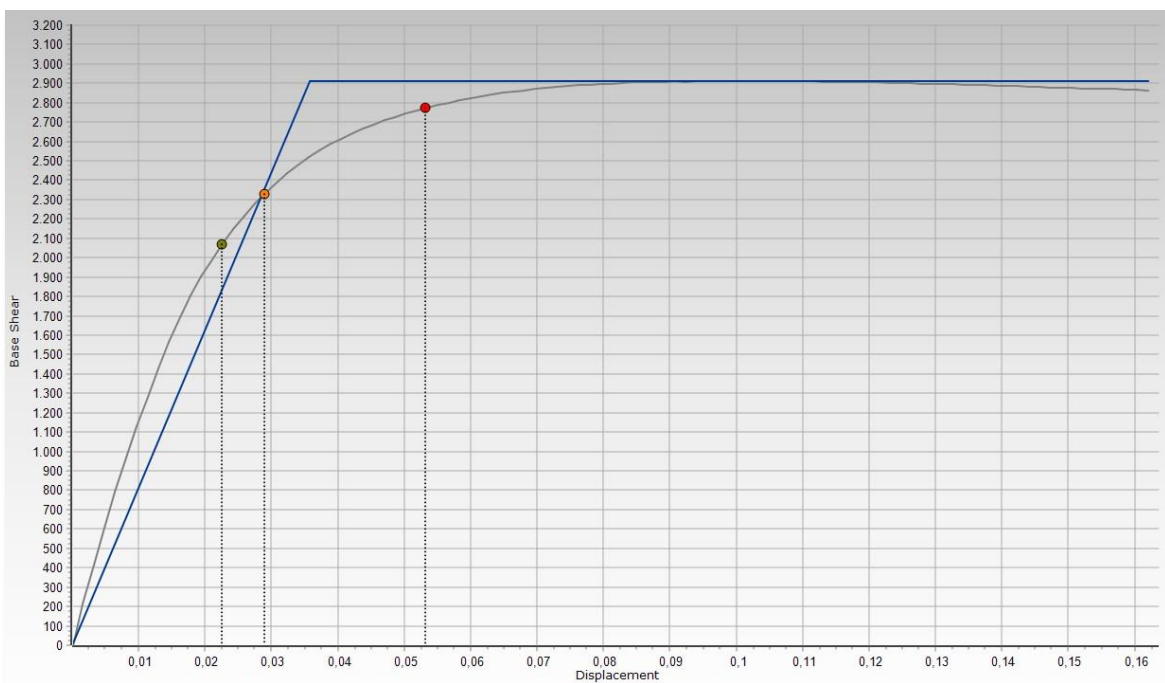


Σχήμα 5.6: Καμπύλη αντίστασης (capacity curve) Μοντέλου A κατά την τριγωνική κατανομή φόρτισης των στοιχείων στον άξονα X.

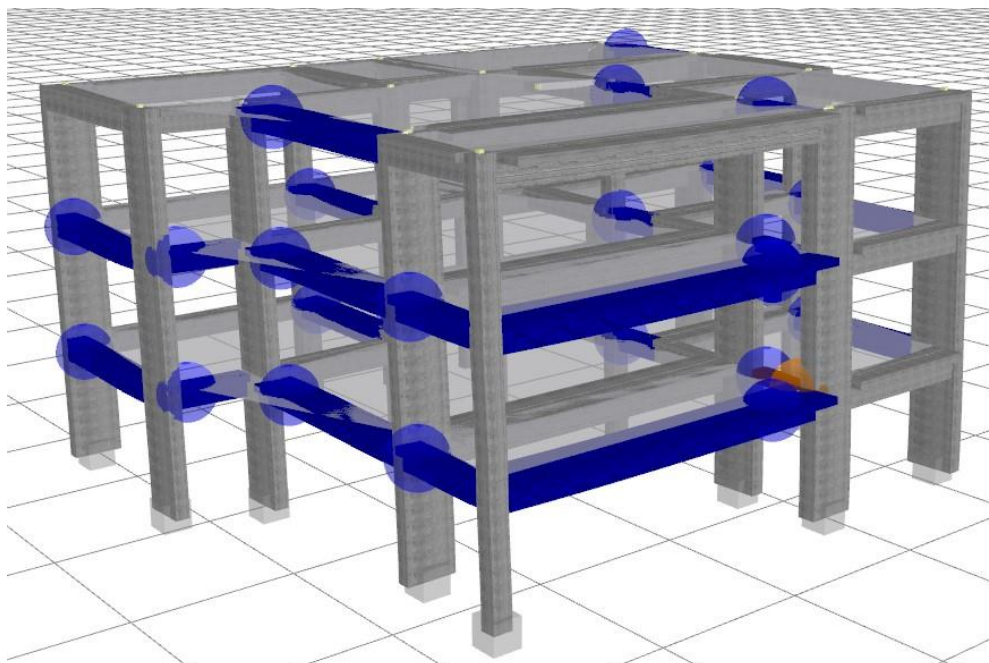


Σχήμα 5.7: Απεικόνιση βλαβών Μοντέλου A κατά την τριγωνική κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα X.

Όταν στο μοντέλο A, επιβάλλεται τριγωνική κατανομή φόρτισης κατά τον άξονα Y, για μετακίνηση ίση με $d=0.028\text{m}$ εμφανίζονται σημαντικές βλάβες (πορτοκαλί στάθμη), Αναλυτικότερα, ο φορέας σημειώνει διατμητικές αστοχίες στα δοκάρια, ενώ μία δοκός του ισογείου διαρρέει λόγω κάμψης. Στο Σχήμα 5.8 και 5.9 παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης και οι βλάβες του κτιρίου αντίστοιχα.



Σχήμα 5.8: Καμπύλη αντίστασης (capacity curve) Μοντέλου A κατά την τριγωνική κατανομή φόρτισης των στοιχείων στον άξονα Y.

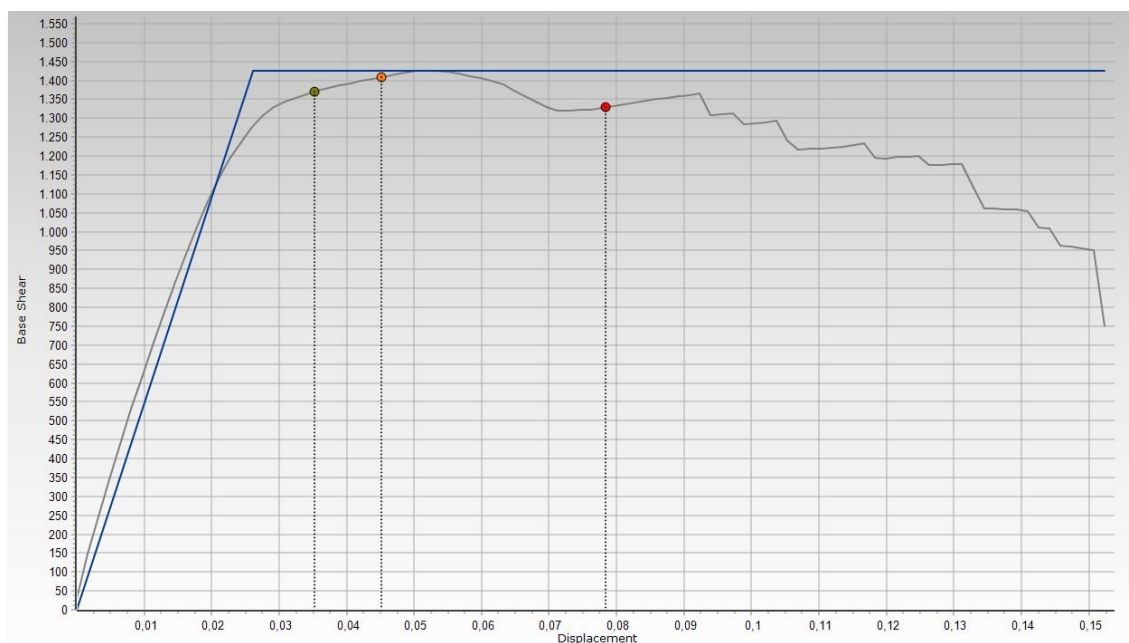


Σχήμα 5.9: Απεικόνιση βλαβών Μοντέλου A κατά την τριγωνική κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα Y.

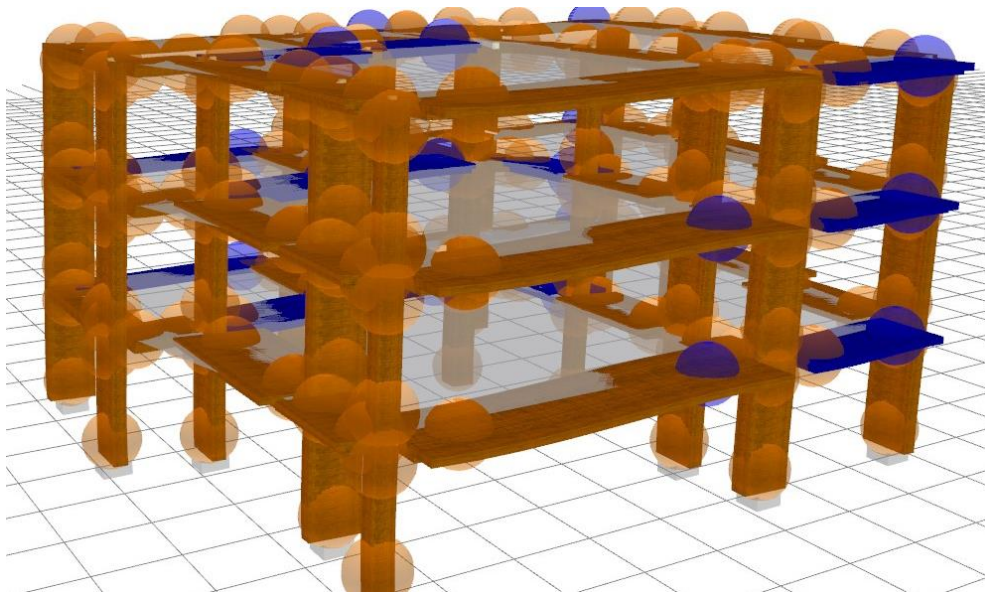
5.1.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER) – ΜΟΝΤΕΛΟΥ Β

Στην παρούσα υποενότητα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του φορέα με τις μυκητοειδείς – δοκιδωτές πλάκες (μοντέλο Β) κατά την επιβολή ομοιόμορφης ή τριγωνικής φόρτισης κατά την ανελαστική στατική ανάλυση σύμφωνα με τις προδιαγραφές του Ευρωκώδικα 8.

Στο μοντέλο Β όταν καταπονήθηκε με ομοιόμορφη φόρτιση, παρατηρήθηκε ότι για μετακίνηση ίση με $d=0.045\text{m}$ αναπτύχθηκε η στάθμη επιτελεστικότητας σημαντικών βλαβών (πορτοκαλί στάθμη επιτελεστικότητας). Στην στάθμη σημαντικών βλαβών παρατηρείται ότι το μεγαλύτερο ποσοστό των μελών του φορέα διαρρέουν, ενώ ελάχιστα είναι τα μέλη που αστοχούν διατμητικά. Στο Σχήμα 5.10 και 5.11 απεικονίζεται η καμπύλη αντίστασης και οι βλάβες του μοντέλου Β αντίστοιχα.

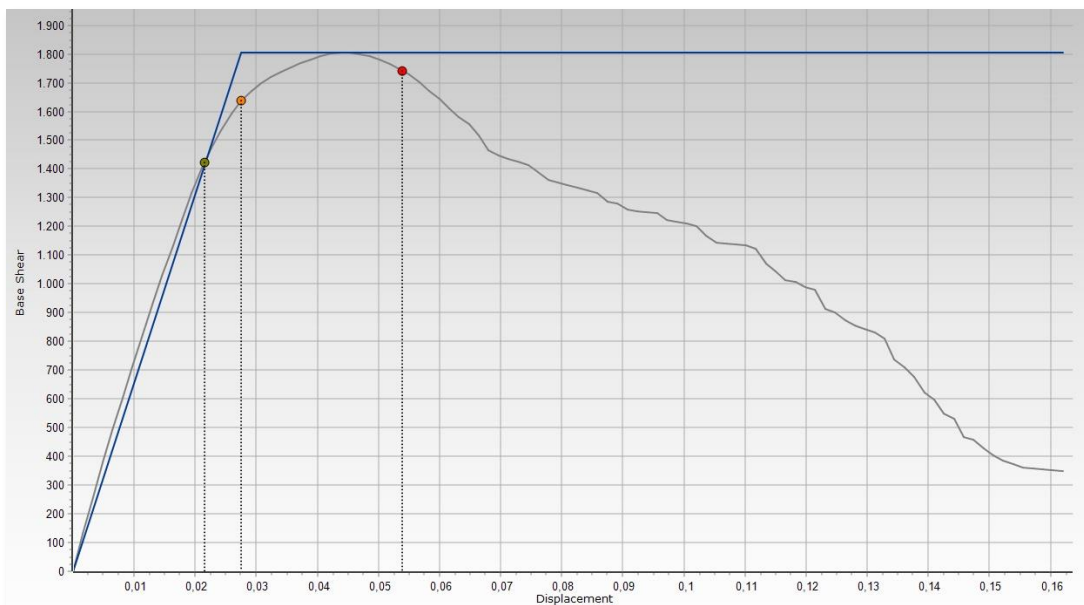


Σχήμα 5.10: Καμπύλη αντίστασης (capacity curve) **Μοντέλου Β** κατά την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης των στοιχείων στον άξονα Χ.

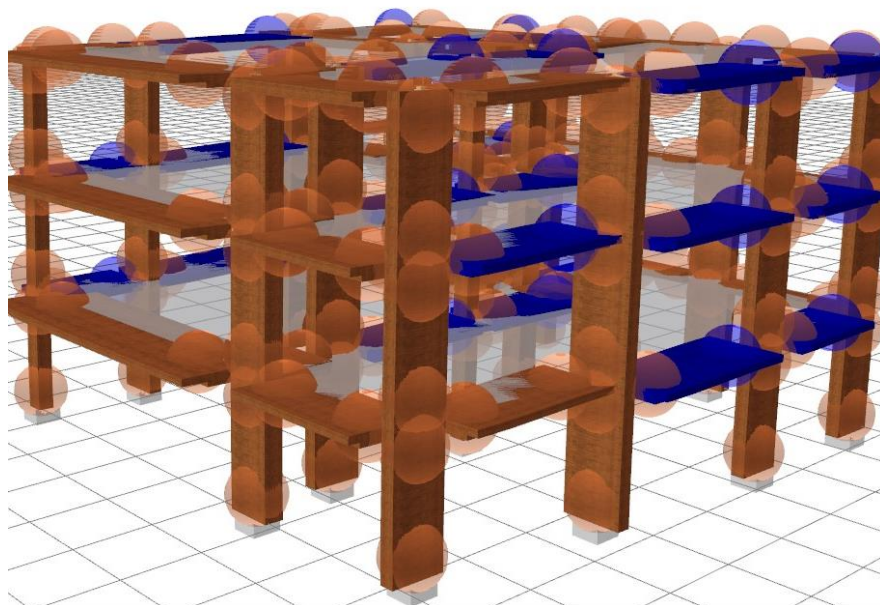


Σχήμα 5.11: Απεικόνιση βλαβών **Μοντέλου Β** κατά την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα Χ.

Κατά την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης του μοντέλου Β κατά την διεύθυνση του άξονα Υ, για μετακίνηση ίση με $d=0.027\text{m}$ εμφανίστηκαν σημαντικές βλάβες (στάθμη επιτελεστικότητας σημαντικών βλαβών – πορτοκαλί στάθμη). Πιο συγκεκριμένα, παρατηρούνται παρόμοιες αστοχίες με αυτή του φορέα όταν αυτός υποβάλλεται στην ίδια φόρτιση κατά τον άξονα Χ. Στο Σχήμα 5.12 και 5.13 απεικονίζεται η καμπύλη αντίστασης και οι βλάβες του μοντέλου Β αντίστοιχα.

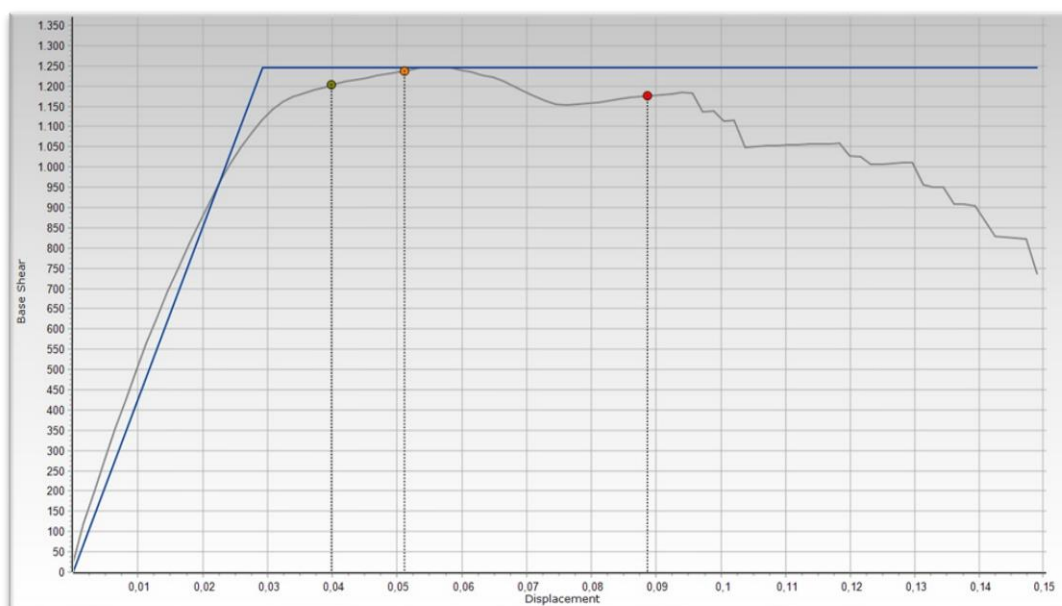


Σχήμα 5.12: Καμπύλη αντίστασης (capacity curve) **Μοντέλου Β** κατά την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης των στοιχείων στον άξονα Υ.

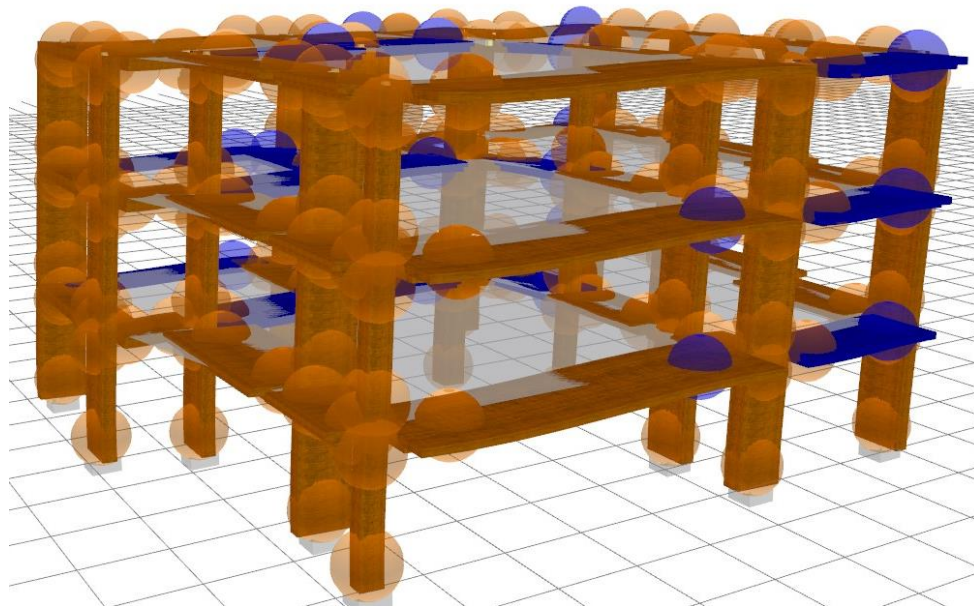


Σχήμα 5.13: Απεικόνιση βλαβών **Μοντέλου Β** κατά την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα Y .

Κατά την τριγωνική φόρτιση, του μοντέλου B κατά την διεύθυνση του άξονα X , για μετακίνηση ίση με $d=0.051m$ εμφανίστηκαν σημαντικές βλάβες (στάθμη επιτελεστικότητας σημαντικών βλαβών – πορτοκαλί στάθμη). Ειδικότερα, όπως και στην ομοιόμορφη φόρτιση, παρατηρήθηκε ότι αρκετά δομικά στοιχεία έχουν διαρρεύσει. Στο Σχήμα 5.14 και 5.15 απεικονίζεται η καμπύλη αντίστασης και οι βλάβες του μοντέλου B αντίστοιχα.

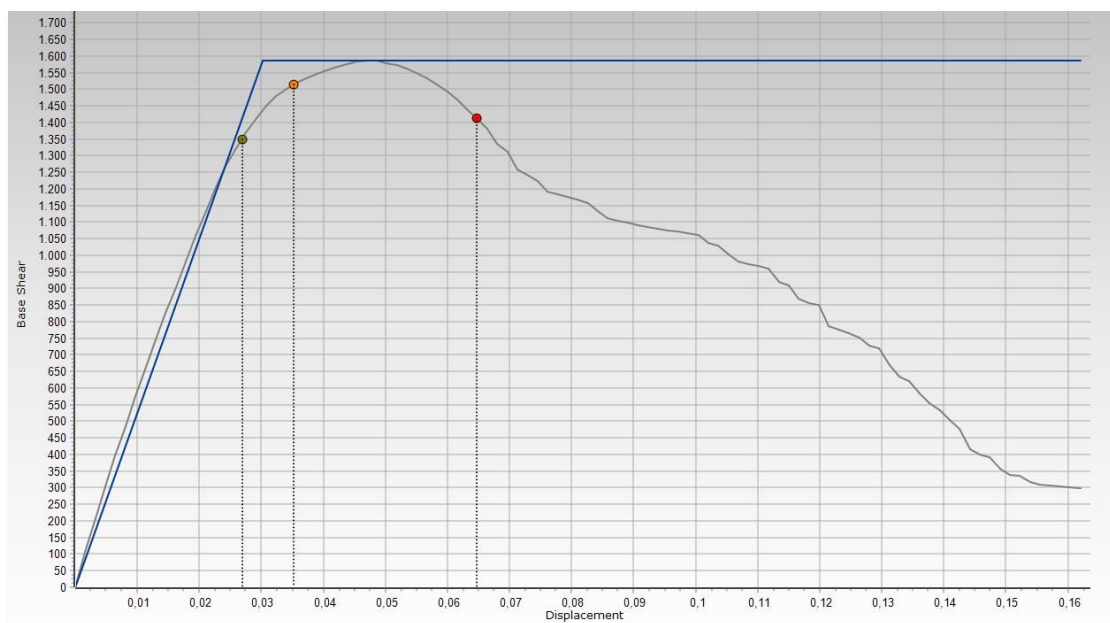


Σχήμα 5.14: Καμπύλη αντίστασης (capacity curve) Μοντέλου B κατά την τριγωνική κατανομή φόρτισης των στοιχείων στον άξονα X .

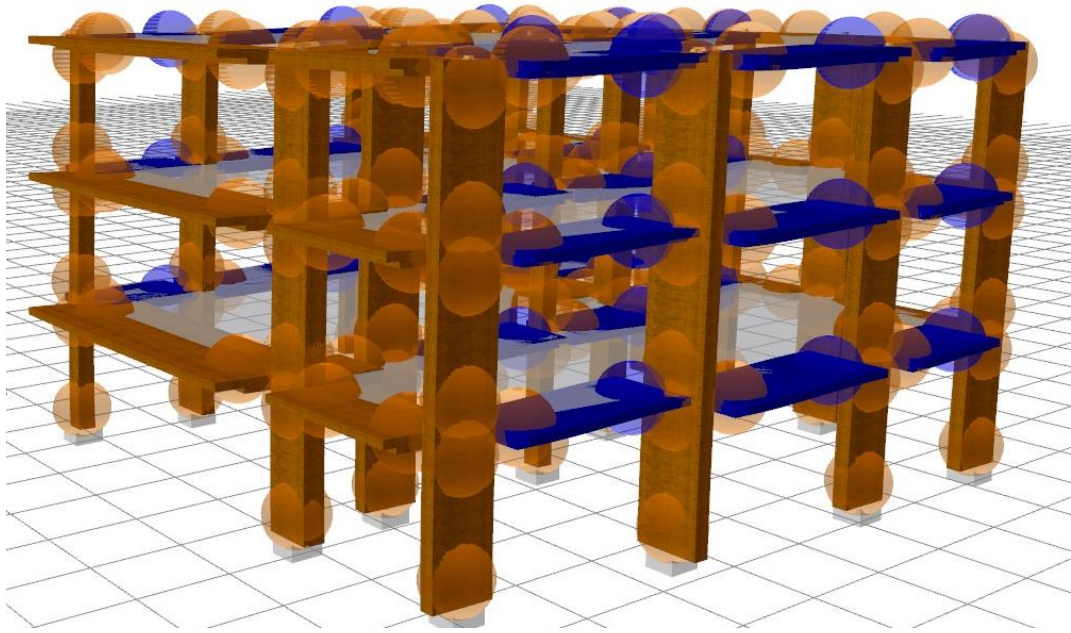


Σχήμα 5.15: Απεικόνιση βλαβών **Μοντέλου Β** κατά την τριγωνική κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα X.

Παρόμοια αποτελέσματα με αυτά της προαναφερθείσας ανάλυσης προκύπτουν και στην τριγωνική φόρτιση κατά τον άξονα Y, όπου για μετακίνηση ίση με $d=0.035\text{m}$, ο φορέας έχει φτάσει στο όριο της στάθμης επιτελεστικότητας σημαντικών βλαβών (πορτοκαλί στάθμη). Στο Σχήμα 5.16 και 5.17 απεικονίζεται η καμπύλη αντίστασης και οι βλάβες του φορέα αντίστοιχα.



Σχήμα 5.16: Καμπύλη αντίστασης (capacity curve) **Μοντέλου Β** κατά την τριγωνική κατανομή φόρτισης των στοιχείων στον άξονα Y.

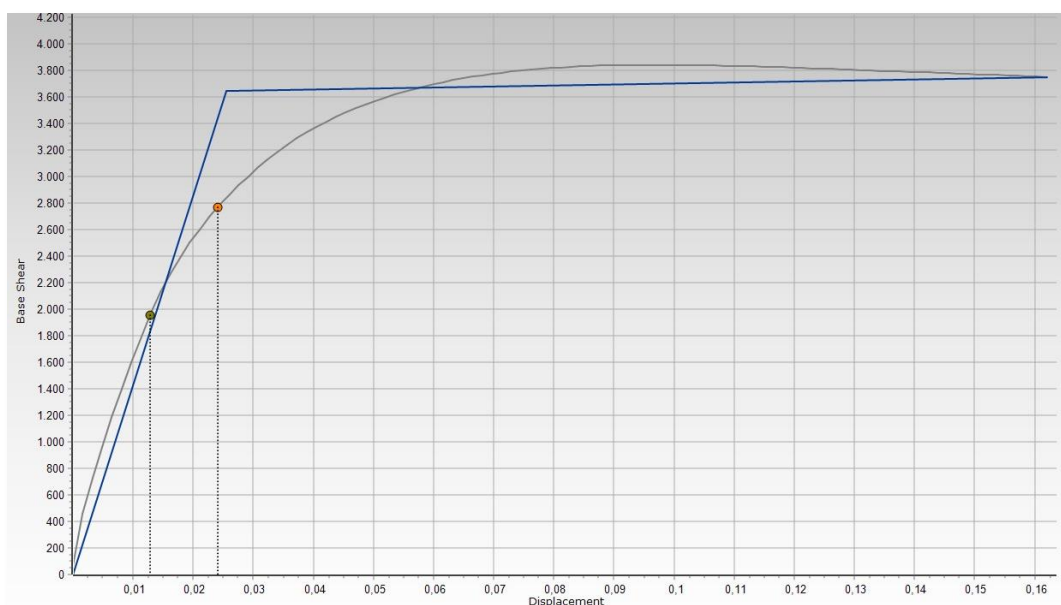


Σχήμα 5.17: Απεικόνιση βλαβών Μοντέλου Β κατά την τριγωνική κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα Υ.

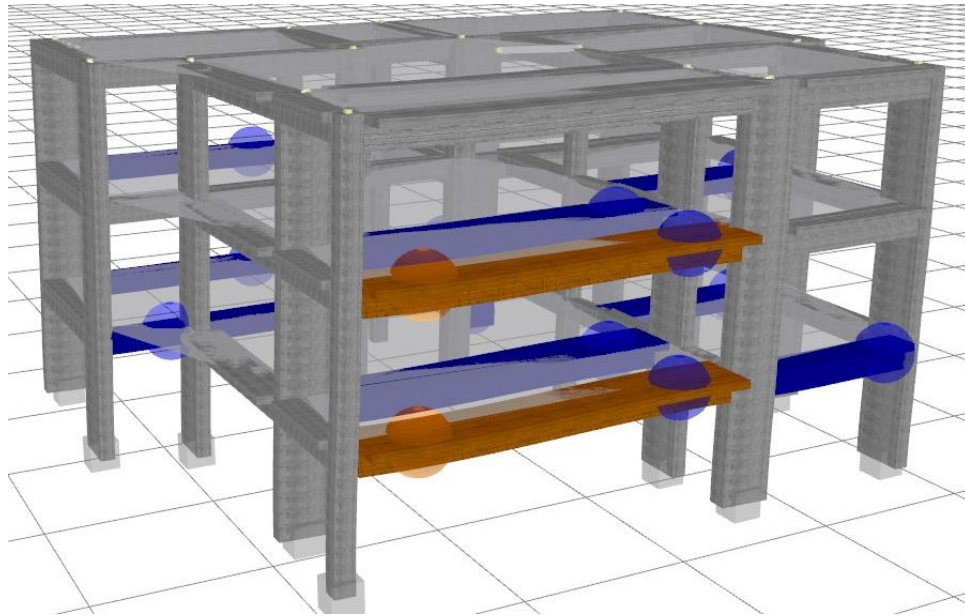
5.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ (PUSHOVER) ΒΑΣΕΙ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

5.2.1 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER) – ΜΟΝΤΕΛΟ Α

Στην παρούσα ενότητα εξετάζονται τα μοντέλα ανάλυσης όταν αυτά αναλύονται με τις εξισώσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Αναλυτικότερα, κατά την ανελαστική ανάλυση του μοντέλου Α όταν σε αυτό ασκείται ομοιόμορφη φόρτιση κατά τον άξονα Χ, παρατηρείται ότι για μετακίνηση ίση με $d=0.024\text{m}$, ο φορέας έχει αναπτύξει σοβαρές βλάβες (στάθμη επιτελεσματικότητας Β – Σημαντικές Βλάβες). Αναλυτικότερα, κάποια οριζόντια φέροντα στοιχεία έχουν αστοχήσει λόγω τέμνουσας ενώ κάποια άλλα έχουν διαρρεύσει. Στο Σχήμα 5.18 και 5.19 παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης και οι βλάβες του κτιρίου αντίστοιχα, όπου με πορτοκαλί χρώμα απεικονίζονται τα στοιχεία που έχουν διαρρεύσει καμπτικά, ενώ με μπλε τα στοιχεία που αστοχούν λόγω τέμνουσας.

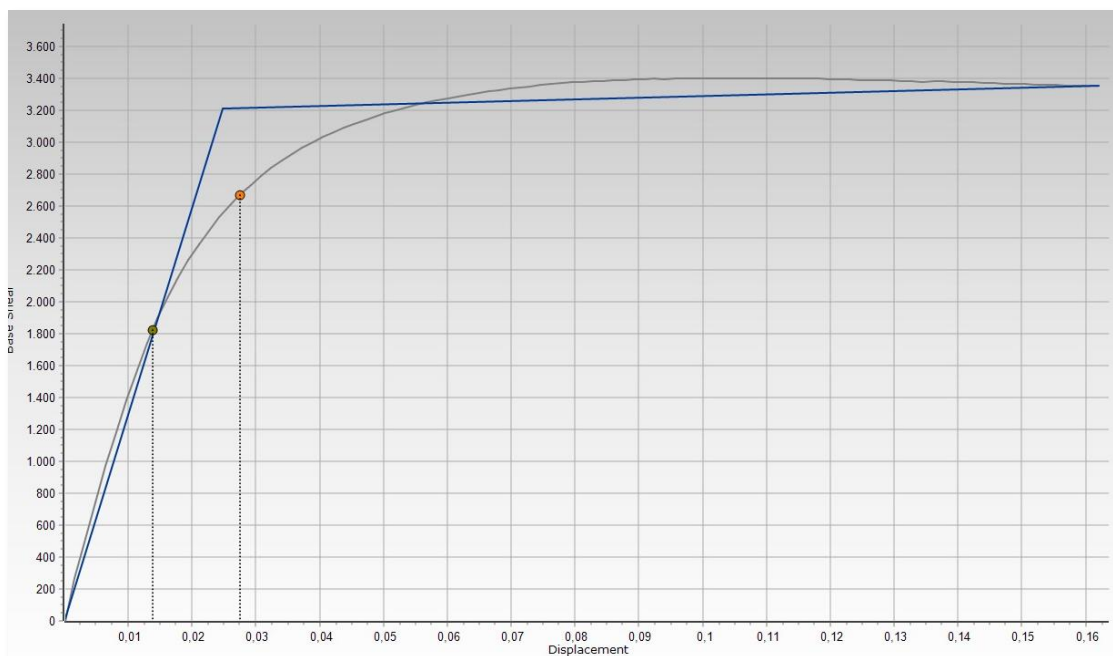


Σχήμα 5.18: Καμπύλη αντίστασης (capacity curve) **Μοντέλου Α** κατά την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα Χ.

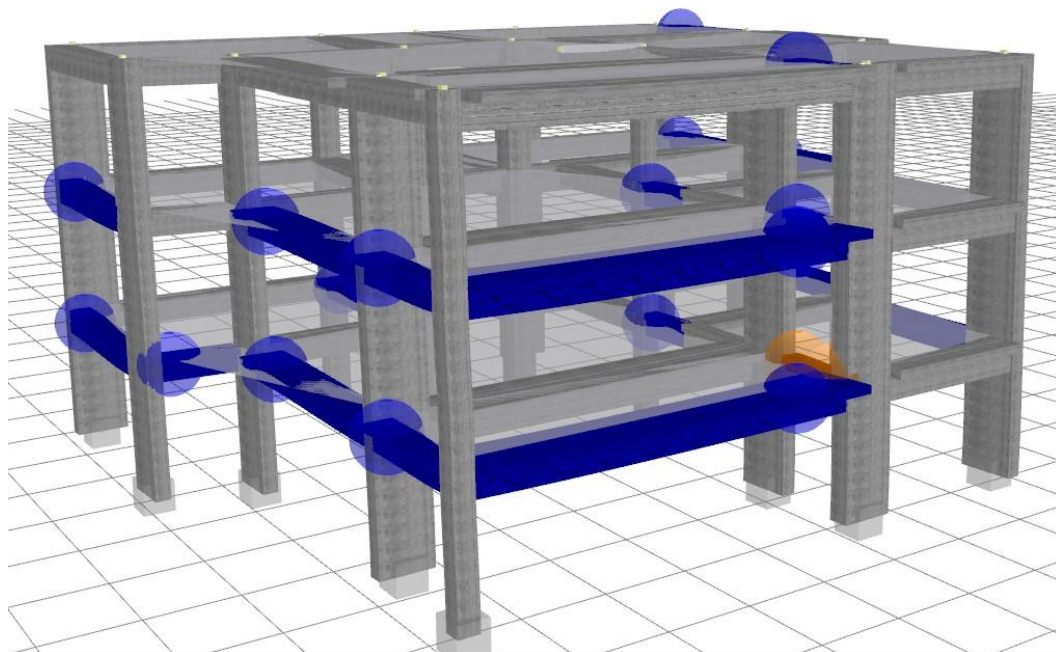


Σχήμα 5.19: Απεικόνιση βλαβών **Μοντέλου Α** κατά την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα X.

Κατά την ομοιόμορφη φόρτιση κατά τον άξονα Y του μοντέλου A και για μετακίνηση $d=0.027\text{m}$, ο φορέας έχει αναπτύξει σημαντικές βλάβες. Ειδικότερα, το μεγαλύτερο ποσοστό των δοκαριών έχει αστοχήσει διατμητικά, ενώ μια δοκός του ισογείου, έχει διαρρέψει. Στο Σχήμα 5.20 και 5.21 παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης και οι βλάβες του κτιρίου αντίστοιχα.

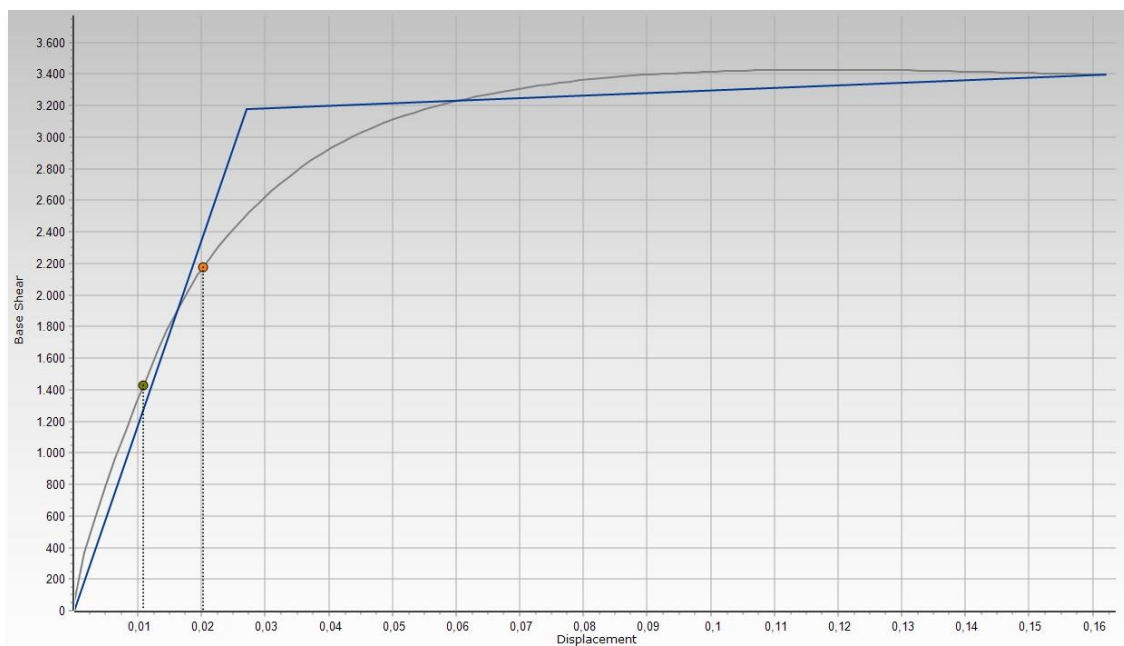


Σχήμα 5.20: Καμπύλη αντίστασης (capacity curve) **Μοντέλου Α** κατά την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα Y.

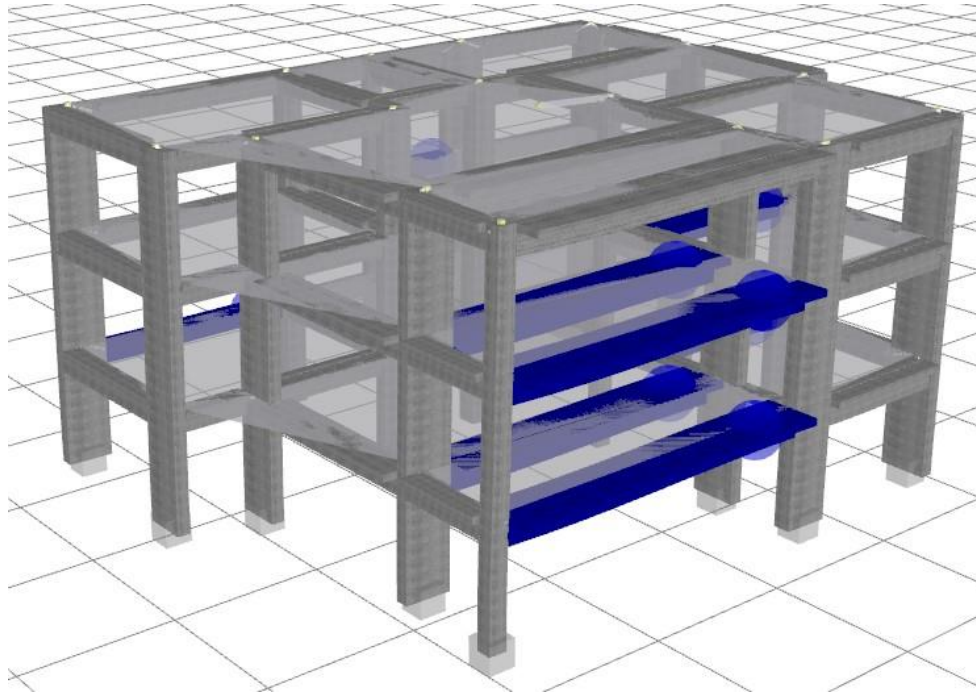


Σχήμα 5.21: Απεικόνιση βλαβών **Μοντέλου Α** κατά την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα Υ.

Κατά την τριγωνική φόρτιση κατά τον άξονα Χ, για μετακίνηση ίση με $d=0.020\text{m}$, όπως παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.23, οριζόντια φέροντα στοιχεία του κτιρίου, έχουν αστοχήσει λόγω τέμνουσας. Στο Σχήμα 5.22 αναπαρίσταται η καμπύλη αντίστασης όπου η πορτοκαλί στάθμη απεικονίζει την στάθμη επιτελεστικότητας Β – Σημαντικές Βλάβες.

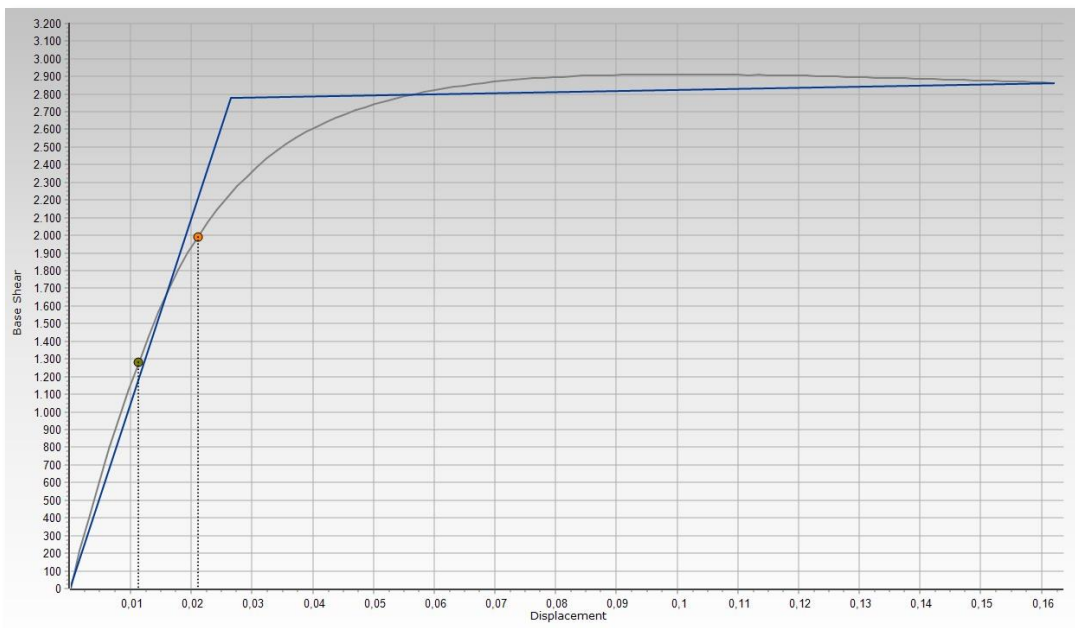


Σχήμα 5.22: Καμπύλη αντίστασης (capacity curve) **Μοντέλου Α** κατά την τριγωνική κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα Χ.

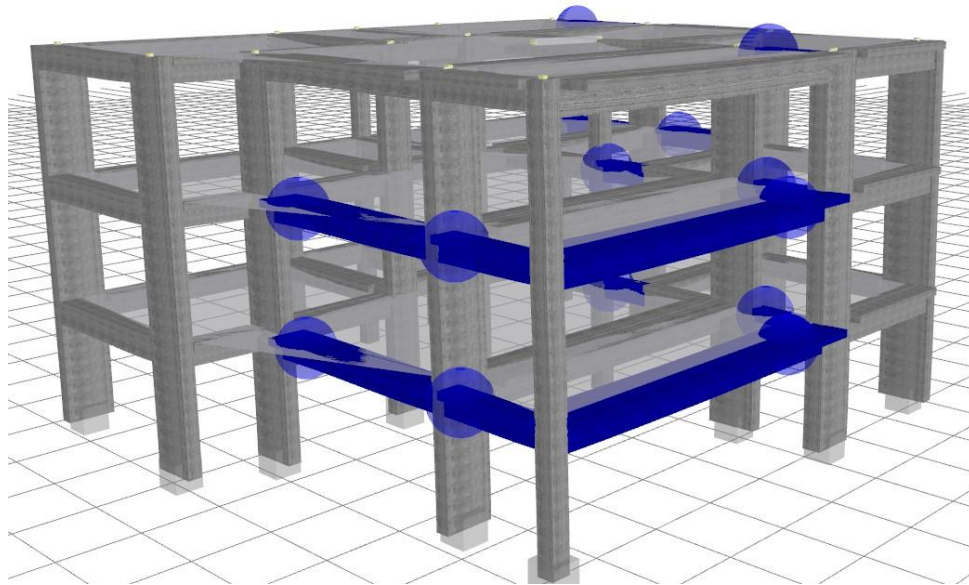


Σχήμα 5.23: Απεικόνιση βλαβών **Μοντέλου Α** κατά την τριγωνική κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα X.

Για στάθμη επιτελεσματικότητας σημαντικών βλαβών και για μετακίνηση ίση με $d=0.021\text{m}$, το μοντέλο Α κατά την τριγωνική φόρτιση, κατά την διεύθυνση του άξονα Y, παρουσίασε διατμητικές αστοχίες στα δοκάρια όπως αυτές απεικονίζονται στο Σχήμα 5.25. Στο Σχήμα 5.24 παρουσιάζεται και η αντίστοιχη καμπύλη αντίστασης για το μοντέλο ανάλυσης.



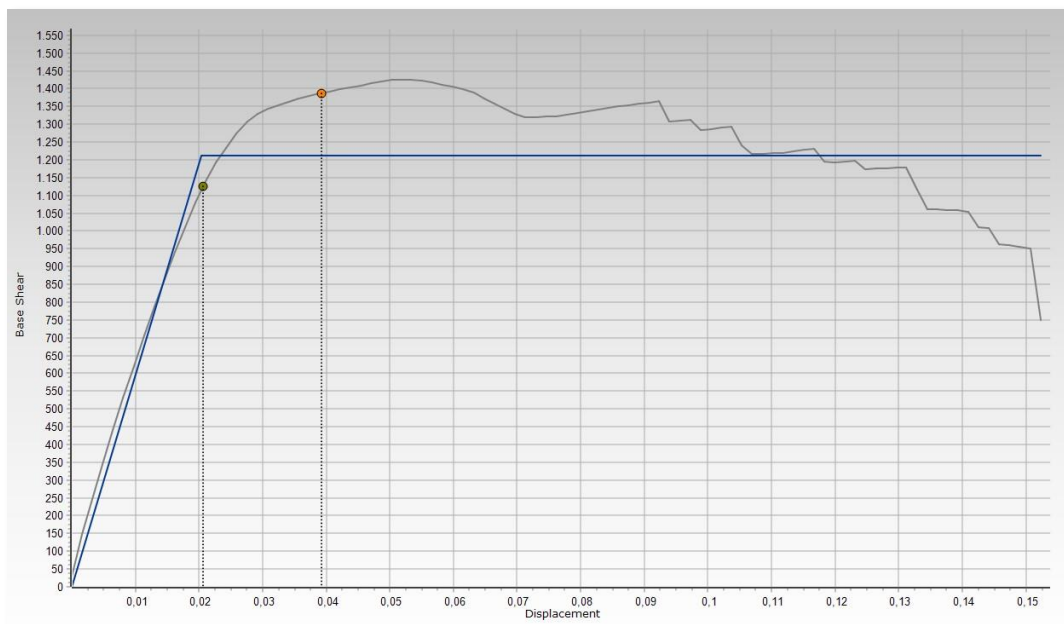
Σχήμα 5.24: Καμπύλη αντίστασης (capacity curve) **Μοντέλου Α** κατά την τριγωνική κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα Y.



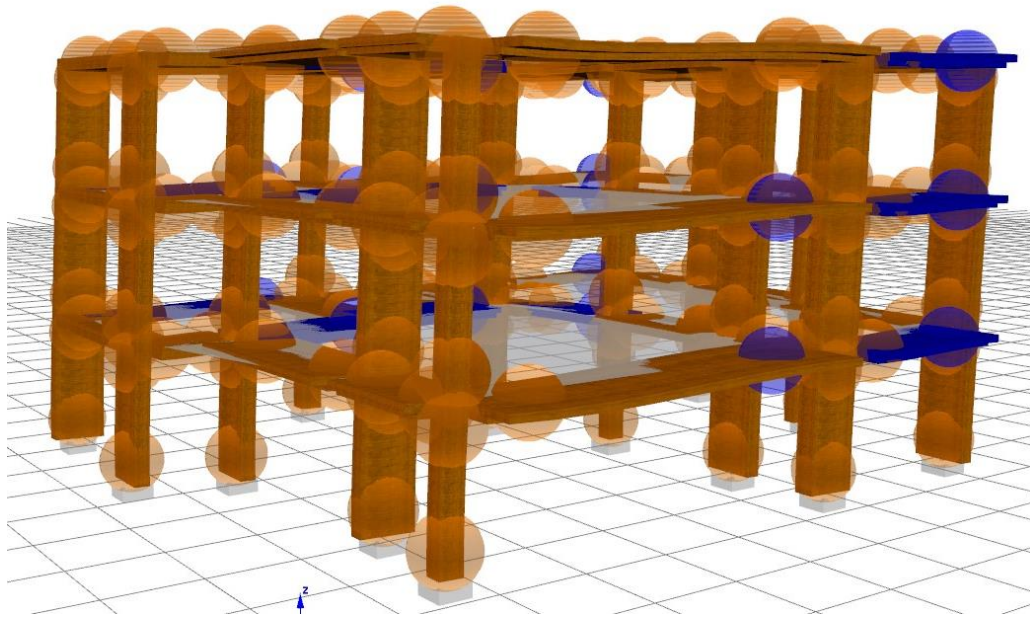
Σχήμα 5.25: Απεικόνιση βλαβών **Μοντέλου Α** κατά την τριγωνική κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα Y.

5.2.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER – ΜΟΝΤΕΛΟ Β

Κατά την ομοιόμορφη φόρτιση κατά τη διεύθυνση του άξονα X στο μοντέλο B για μετακίνηση ίση με $d=0.039\text{m}$ παρατηρείται η διαρροή σχεδόν όλου του φορέα, ενώ μερικά οριζόντια φέροντα στοιχεία έχουν αστοχήσει λόγω τέμνουσας. Στο Σχήμα 5.26 και 5.27 απεικονίζεται η καμπύλη αντίστασης και οι βλάβες του κτιρίου αντίστοιχα.

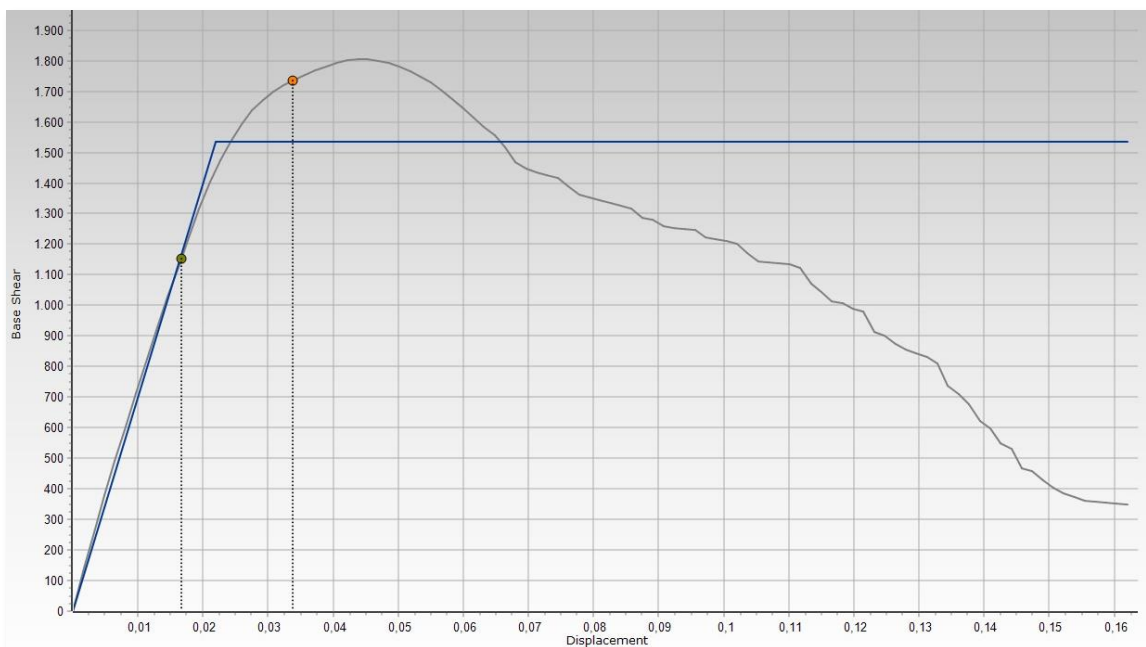


Σχήμα 5.26: Καμπύλη αντίστασης (capacity curve) **Μοντέλου Β** κατά την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα X.

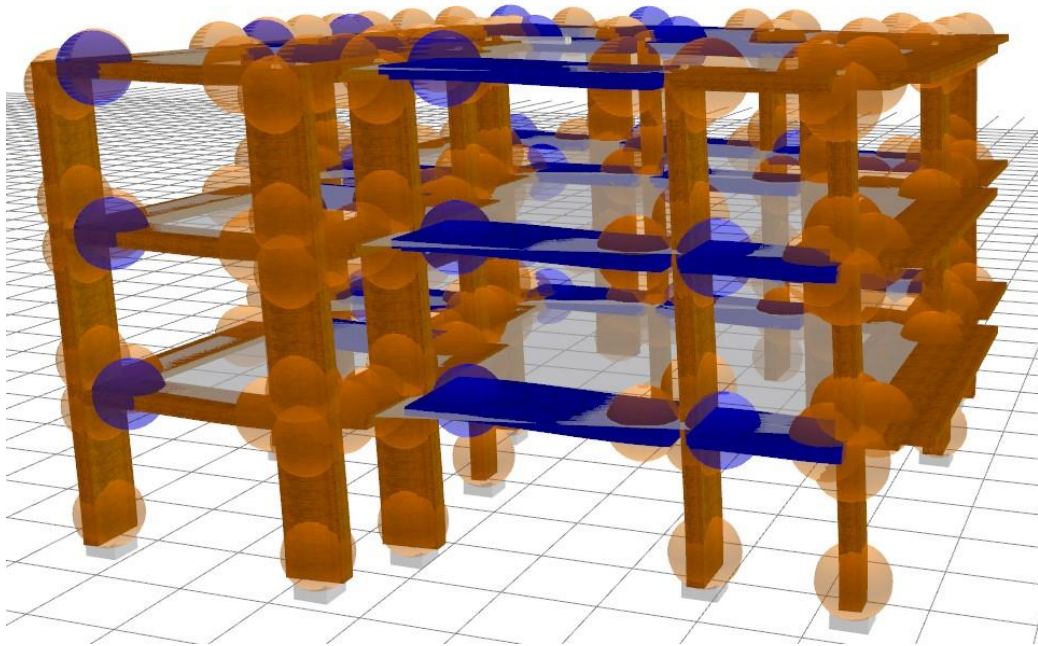


Σχήμα 5.27: Απεικόνιση βλαβών **Μοντέλου Β** κατά την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα X.

Κατά την ομοιόμορφη φόρτιση του μοντέλου Β κατά την διεύθυνση του άξονα Y και για στάθμη επιτελεστικότητας Β – Σημαντικές Βλάβες (πορτοκαλί στάθμη στο Σχήμα 5.28), παρατηρήθηκε ότι για μετακίνηση ίση με $d=0.034\text{m}$, το μεγαλύτερο ποσοστό του φορέα έχει διαρρεύσει, όπως σημειώθηκε και κατά την φόρτιση του άξονα X. Στο Σχήμα 5.28 παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης και στο Σχήμα 5.29 οι βλάβες που αναπτύχθηκαν στον φορέα.

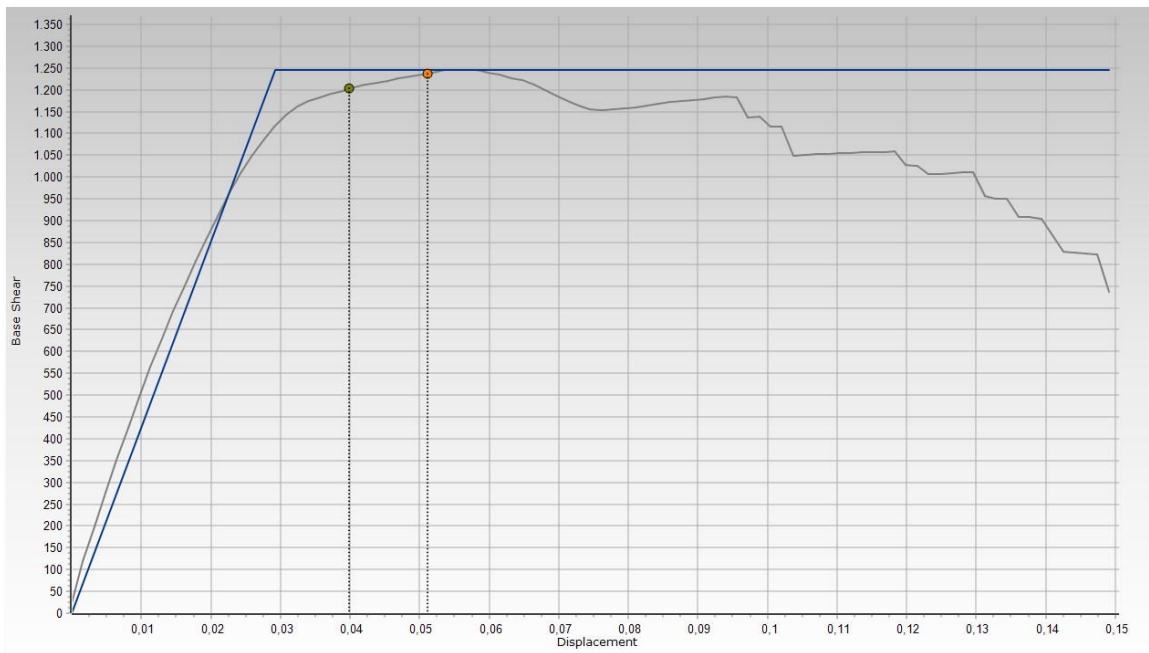


Σχήμα 5.28: Καμπύλη αντίστασης (capacity curve) **Μοντέλου Β** κατά την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα Y.

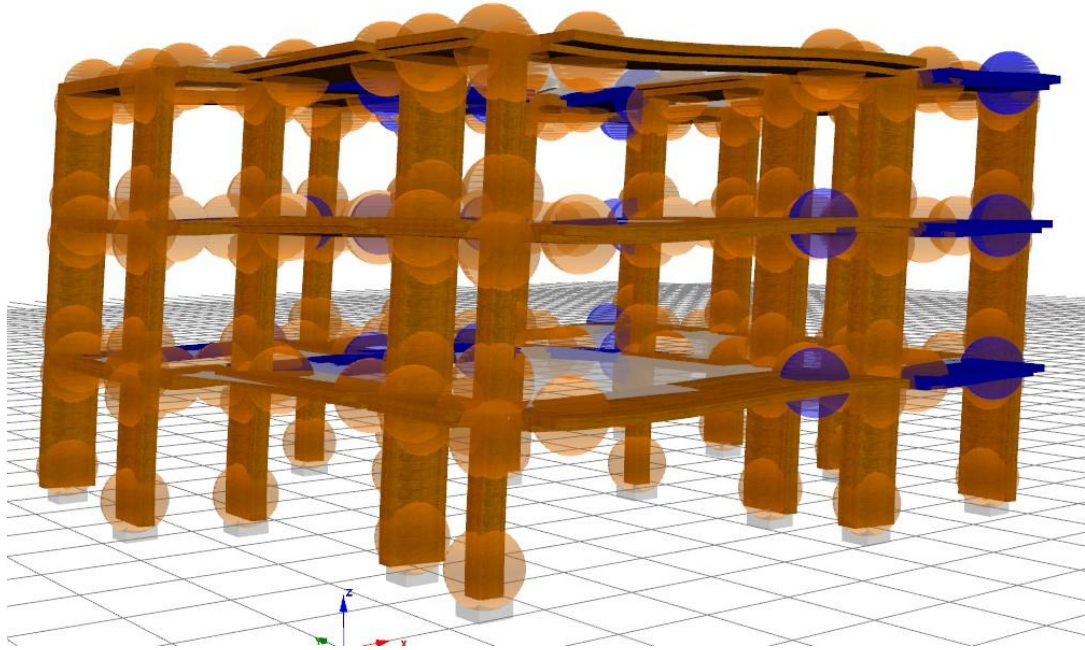


Σχήμα 5.29: Απεικόνιση βλαβών **Μοντέλου Β** κατά την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα Y.

Κατά την τριγωνική φόρτιση κατά τη διεύθυνση του άξονα X, και για μετακίνηση ίση με $d=0.040\text{m}$ οι βλάβες που παρατηρούνται στη στάθμη επιτελεστικότητας B – Σημαντικών βλαβών, είναι ολική διαρροή του φορέα λόγω των μεγάλων καμπτικών μεγεθών που αναπτύσσουν τα στοιχεία αλλά και διαρροή των ίδιων στοιχείων.

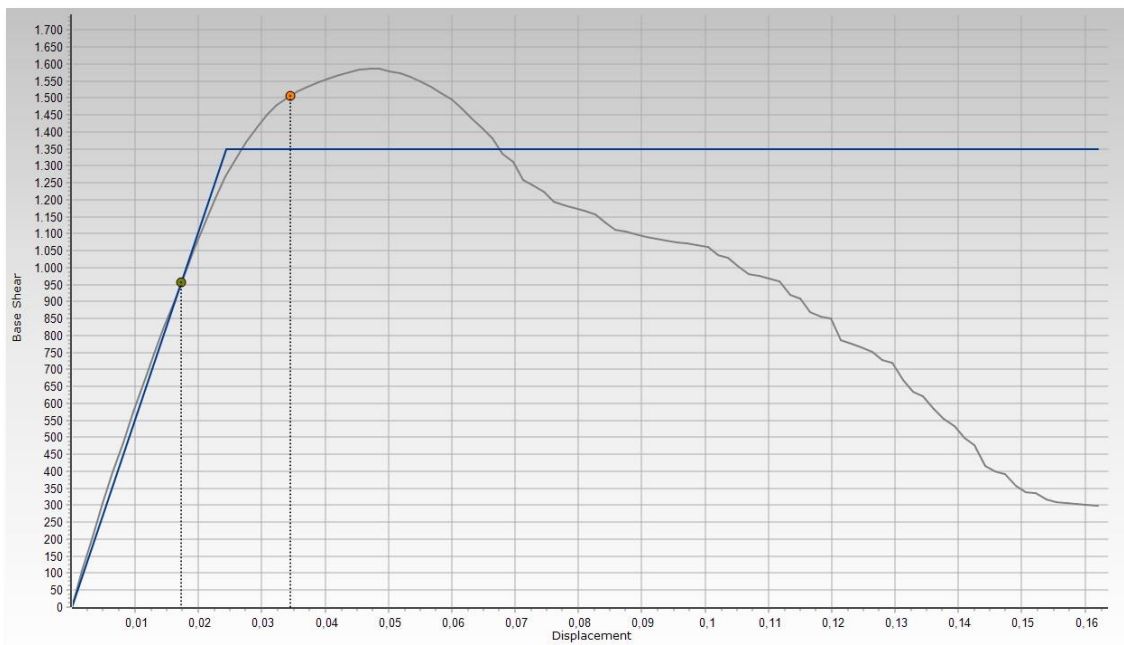


Σχήμα 5.30: Καμπύλη αντίστασης (capacity curve) **Μοντέλου Β** κατά την τριγωνική κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα X.

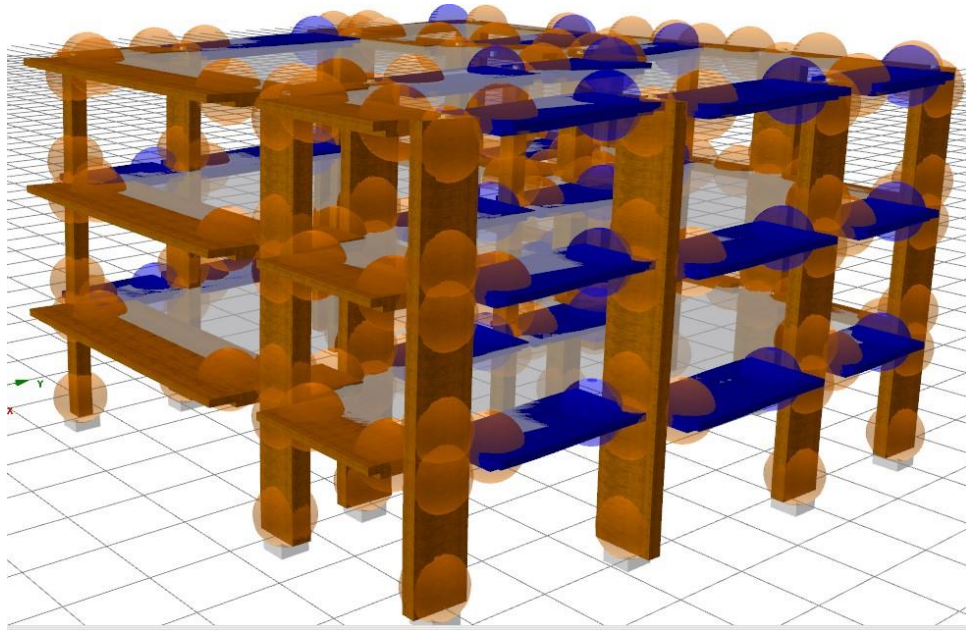


Σχήμα 5.31: Απεικόνιση βλαβών **Μοντέλου Β** κατά την τριγωνική κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα Χ.

Κατά την τριγωνική φόρτιση κατά την διεύθυνση του άξονα Υ και για μετακίνηση ίση με $d=0.034\text{m}$ ο φορέας έχει σχεδόν ολοκληρωτικά διαρρεύσει, ενώ μερικά στοιχεία έχουν μόλις αστοχήσει διατμητικά. Στο Σχήμα 5.32 παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης και στο Σχήμα 5.33 οι βλάβες που αναπτύχθηκαν στον φορέα.



Σχήμα 5.32: Καμπύλη αντίστασης (capacity curve) **Μοντέλου Β** κατά την τριγωνική κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα Υ.



Σχήμα 5.33: Απεικόνιση βλαβών **Μοντέλου Β** κατά την τριγωνική κατανομή φόρτισης του φορέα στον άξονα Y.

5.3 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ – ΣΕΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΑΘΗΝΑΣ (1999)

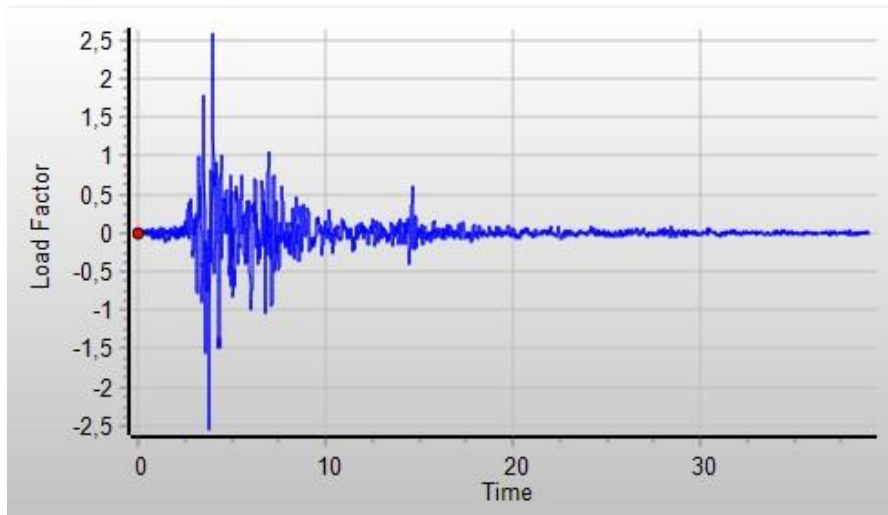
Ο σεισμός της Πάρνηθας του 1999 ή όπως είναι πιο γνωστός, σεισμός της Αθήνας του 1999, ήταν ένα σεισμικό φαινόμενο προερχόμενο από έντονη τεκτονική δράση, το οποίο έλαβε χώρα στις 7 Σεπτεμβρίου του 1999 με μέγεθος 5.9 – 6.0 στη κλίμακα Ρίχτερ και 9 – 10 στη κλίμακα Μερκάλι. Με εστιακό βάθος 9 – 14 km. και μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις (*PGA, Peak Ground Acceleration*) που κατά τόπους ξεπέρασαν τα 0.5g, θεωρείται ένα από τα πιο έντονα και καταστροφικότερα σεισμικά φαινόμενα που έλαβαν χώρα στην Ελλάδα. Σεισμολογικές μελέτες αργότερα έδειξαν πως το κύριο σεισμικό φαινόμενο είχε χωριστεί σε δύο κύριους σεισμούς με μια ελάχιστη χρονική διαφορά μεταξύ τους, ενώ υπήρχε πολύ έντονη προσεισμική και μετασεισμική ακολουθία.

Η εν λόγω σεισμική διέγερση καταγράφηκε από το τότε Εθνικό Σεισμολογικό Δίκτυο (HUSN) και τους διάφορους επηρεαζόμενους σταθμούς καταγραφής σειсмоγραμμάτων/επιταχυνσιογραφημάτων του ελλαδικού χώρου. Στα πλαίσια εκπόνησης των δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας (*dynamic time history analysis*) που παρουσιάζονται στην παρούσα υποενότητα, χρησιμοποιήθηκαν οι καταγραφές του εν λόγω σεισμού από τρεις (3) διαφορετικούς σταθμούς καταγραφής. Συγκεκριμένα αυτοί οι σταθμοί είναι:

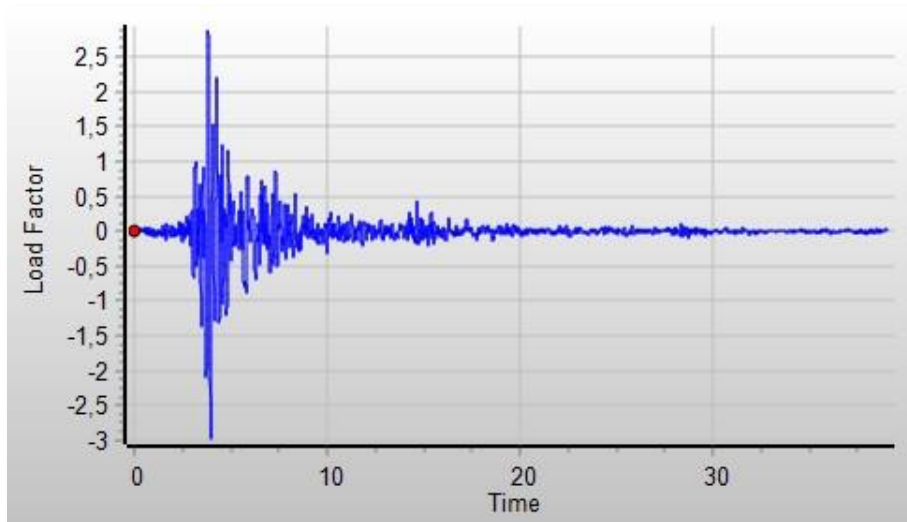
- Σταθμός 1^{ος}: κεντρικός σταθμός καταγραφής Αθήνας
- Σταθμός 2^{ος}: σταθμός καταγραφής Συντάγματος
- Σταθμός 3^{ος}: σταθμός καταγραφής Σεπολίων

Με βάση τις καταγραφές των παραπάνω τριών (3) σταθμών προσομοιώνεται η επιβολή του παραπάνω σεισμικού φαινομένου στους δύο (2) υπό εξέταση φορείς/μοντέλα προσομοίωσης, Μοντέλο Α και Μοντέλο Β, ενώ στο σύνολο τους θα πραγματοποιηθούν δώδεκα (12) δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας. Στα παρακάτω Σχήματα γίνεται μία ενδεικτική απεικόνιση των διαγραμμάτων επιταχύνσεων (επιταχυνσιογραφήματα) κατά τη διαμήκη και εγκάρσια συνιστώσα επιτάχυνσης (L, T) του σεισμού των τριών (3) σταθμών καταγραφής.

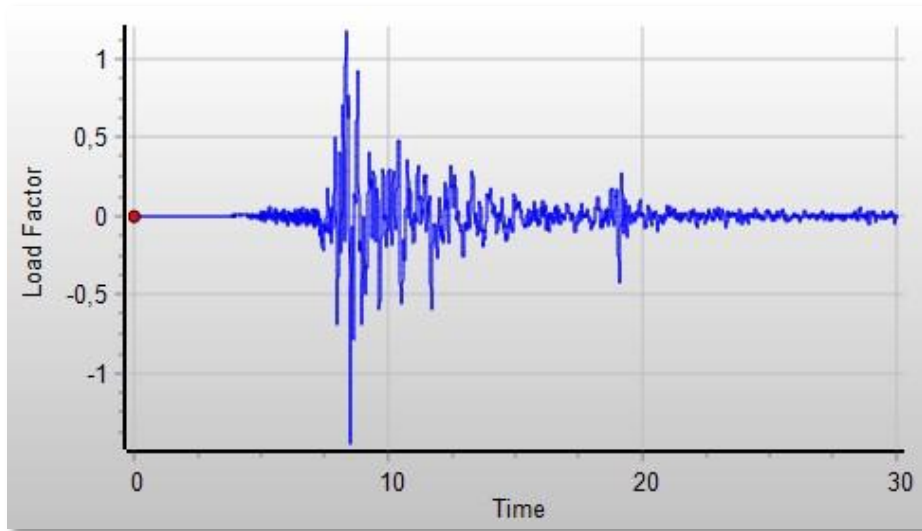
Οι παρακάτω καταγραφές και των τριών σταθμών επιβάλλονται (διαμήκης και εγκάρσια συνιστώσα καταγραφής) με τη μέθοδο της δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας και στα δύο (2) μοντέλα προσομοίωσης της παρούσας διπλωματικής εργασίας και στη συνέχεια γίνεται ανάλυση με αναστροφή των δύο οριζόντιων (διαμήκης και εγκάρσια) συνιστωσών της καταγεγραμμένης σεισμικής επιτάχυνσης. Επιπροσθέτως, αγνοείται η καταγραφή των κατακόρυφων σεισμικών επιταχύνσεων (τρίτη συνιστώσα), με αποκλειστικό γνώμονα την εξ ολοκλήρου απομόνωση των επιβαλλόμενων οριζόντιων επιταχύνσεων επί του φορέα για την καλύτερη και ακριβέστερη σύγκριση των αποτελεσμάτων των αντίστοιχων οριζόντιων μετακινήσεων μεταξύ των δύο υπό μελέτη φορέων.



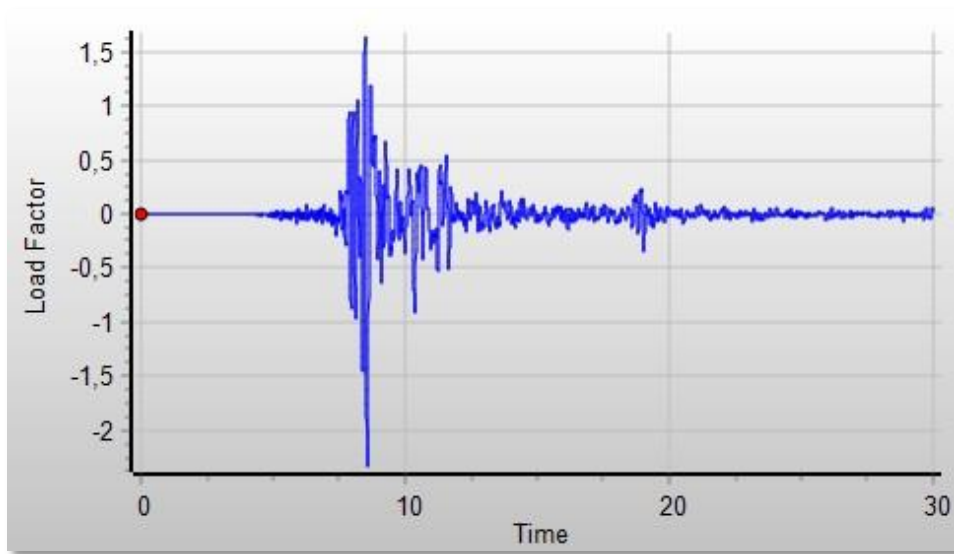
Σχήμα 5.34: Επιταχυνσιογράφημα του σεισμού του '99 Σταθμού 1 κατά την διαμήκη διεύθυνση



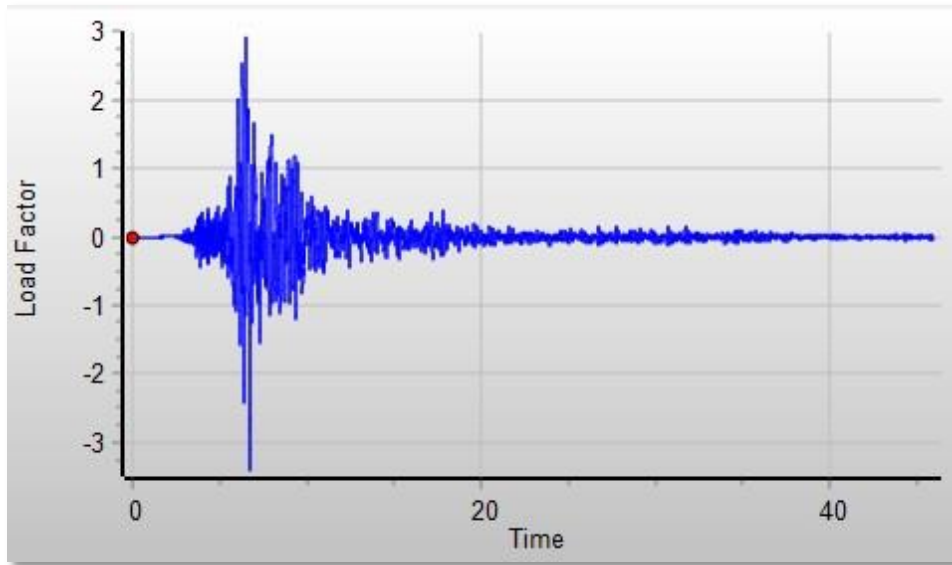
Σχήμα 5.35: Επιταχυνσιογράφημα του σεισμού του '99 Σταθμού 1 κατά την εγκάρσια διεύθυνση



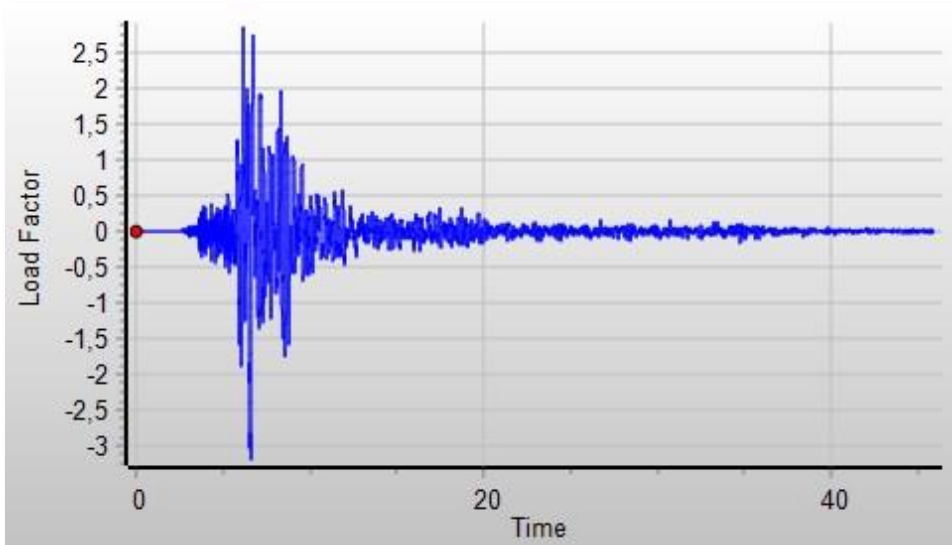
Σχήμα 5.36: Επιταχυνσιογράφημα του σεισμού του '99 Σταθμού 2 κατά την διαμήκη διεύθυνση



Σχήμα 5.37: Επιταχυνσιογράφημα του σεισμού του '99 Σταθμού 2 κατά την εγκάρσια διεύθυνση



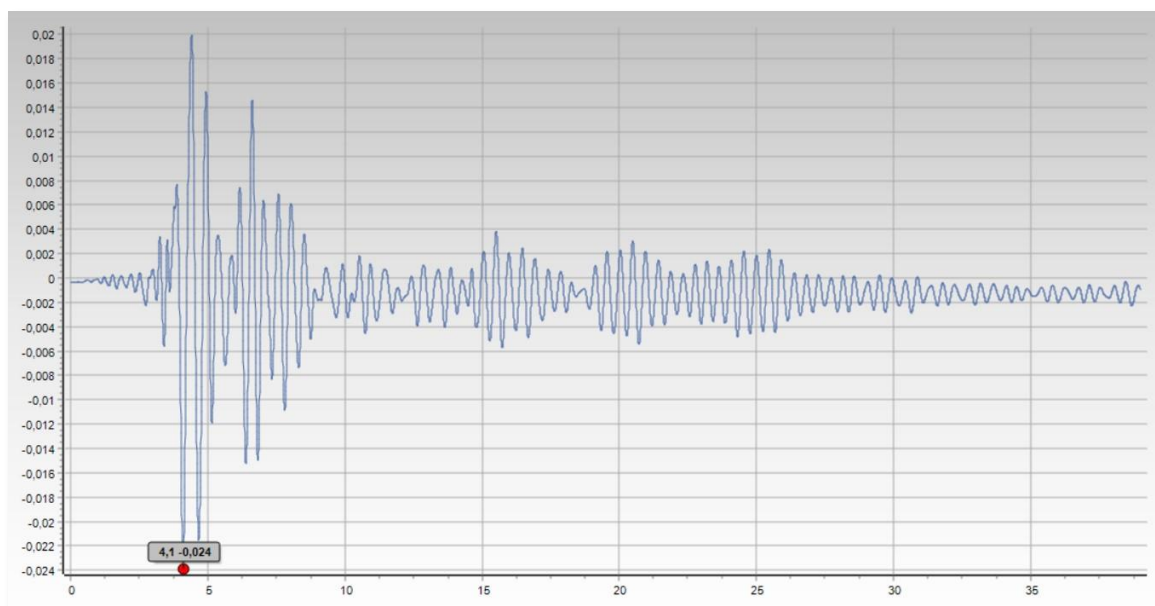
Σχήμα 5.38: Επιταχυνσιογράφημα του σεισμού του '99 Σταθμού 3 κατά την διαμήκη διεύθυνση



Σχήμα 5.39: Επιταχυνσιογράφημα του σεισμού του '99 Σταθμού 3 κατά την εγκάρσια διεύθυνση

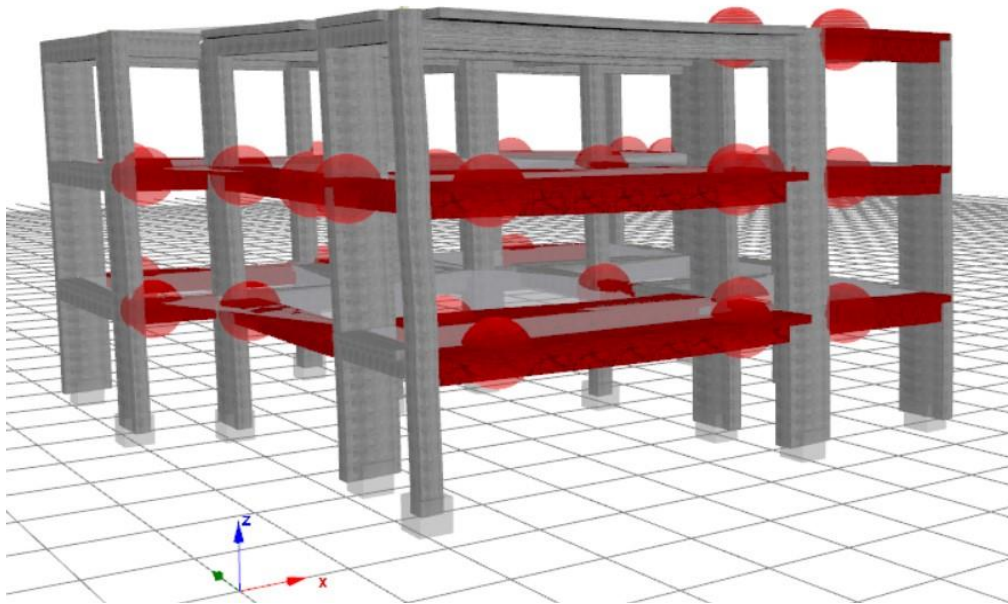
5.3.1 ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ Α – Ι^{0Σ} ΣΤΑΘΜΟΣ ΜΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ (L, T) & (T, L)

Η πρώτη δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας αφορά τον σταθμό της Αθήνας για τον σεισμό του 1999 για το μοντέλο των ορθογωνικών δοκών για το οποίο η διαμήκης συνιστώσα (L) επιβάλλεται στον άξονα του X και η εγκάρσια συνιστώσα (T) στον άξονα Y. Αναλυτικότερα, προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

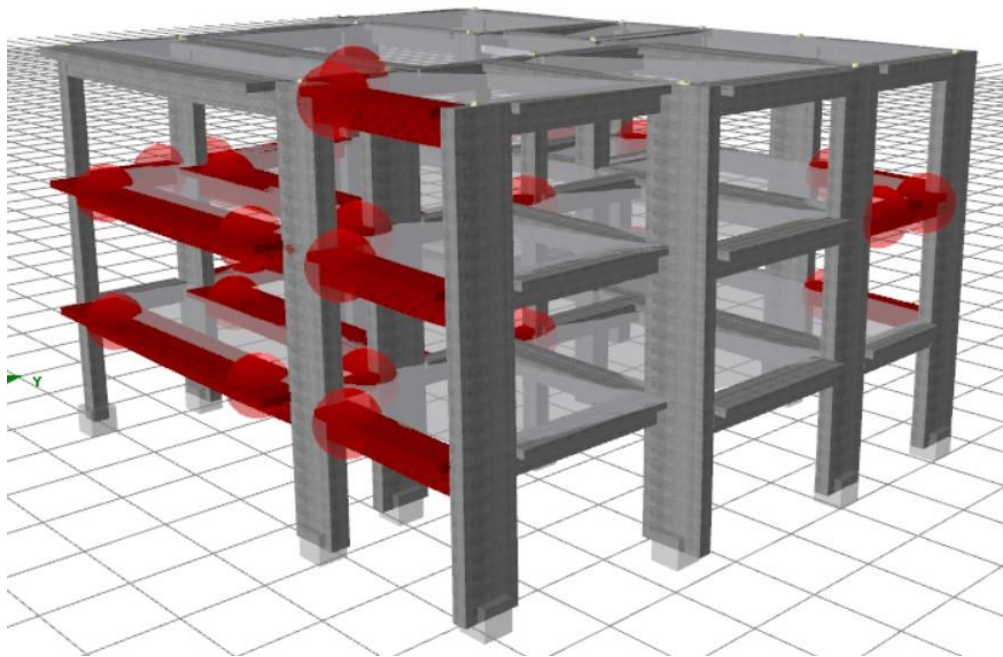


Σχήμα 5.40: Διάγραμμα χρονοϊστορίας μετακινήσεων οροφής κτιρίου

Παρατηρείται ότι η μέγιστη απόλυτη σχετική μετακίνηση κορυφής είναι 0.024m και αυτή εμφανίζεται σε χρόνο $t=4.1\text{sec}$ (Σχήμα 5.40). Ο φορέας με το πέρας της ανάλυσης παρουσιάζει διατμητική αστοχία στο μεγαλύτερο μέρος του φέροντος οργανισμού ενώ αστοχίες λόγω κάμψης παρατηρούνται στα στοιχεία των τριών κεντρικών όψεων του κτιρίου. Στο παρακάτω Σχήμα απεικονίζονται οι βλάβες του φέροντος οργανισμού. Παράλληλα, μπορούμε να διαπιστώσουμε όλες τις θέσεις στις οποίες αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις.

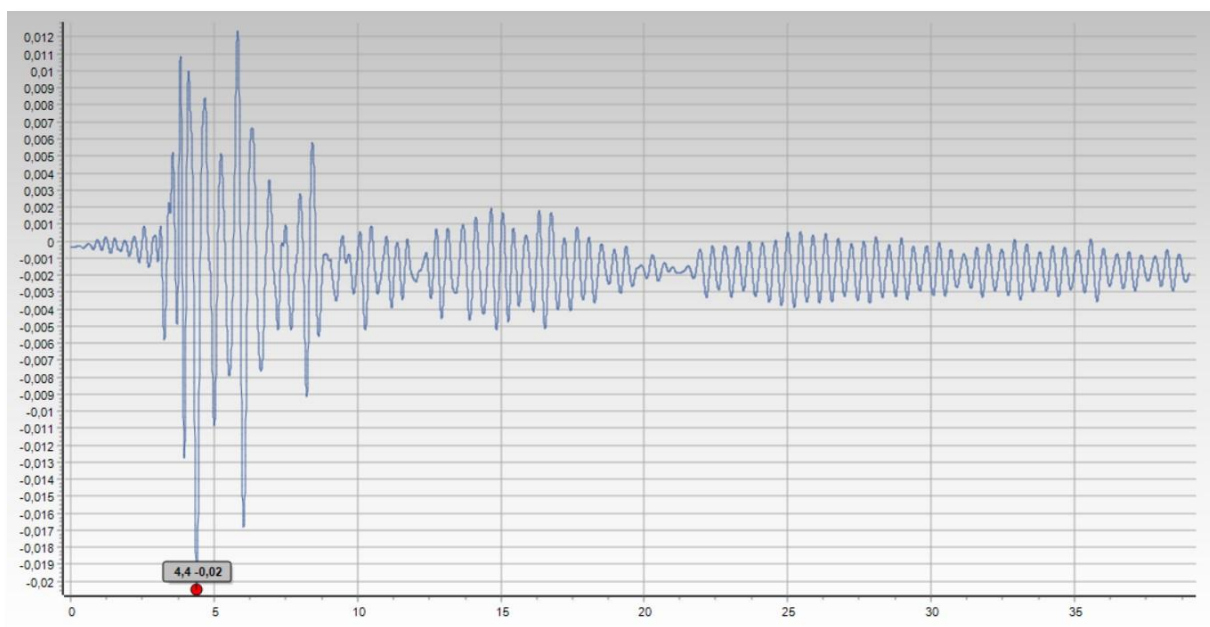


Σχήμα 5.41: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)

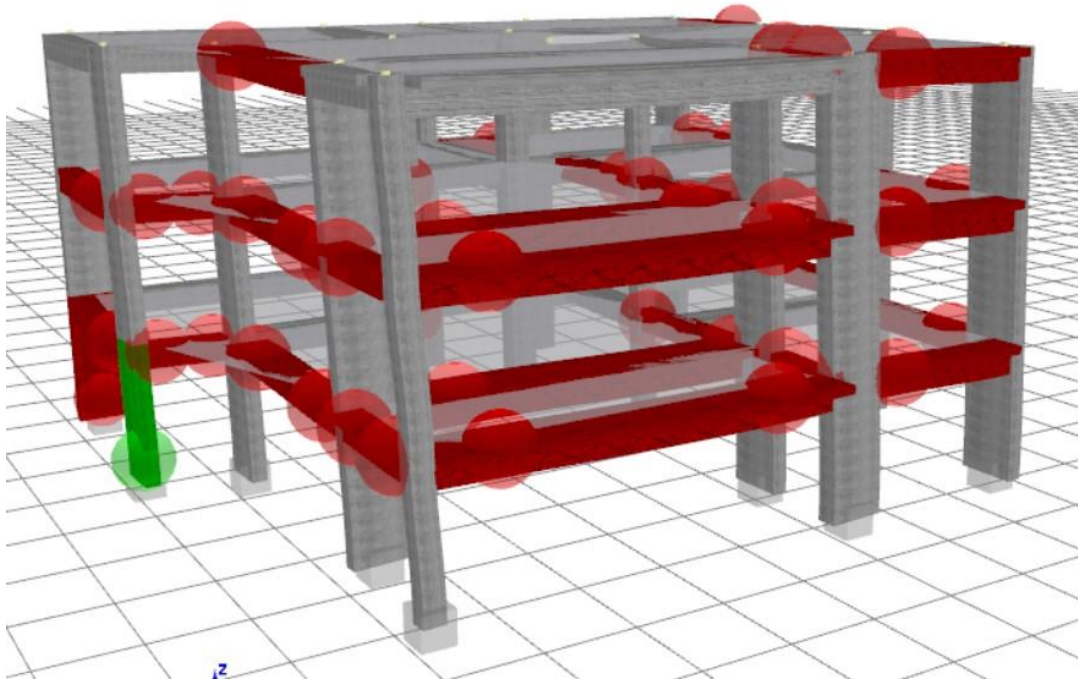


Σχήμα 5.42: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)

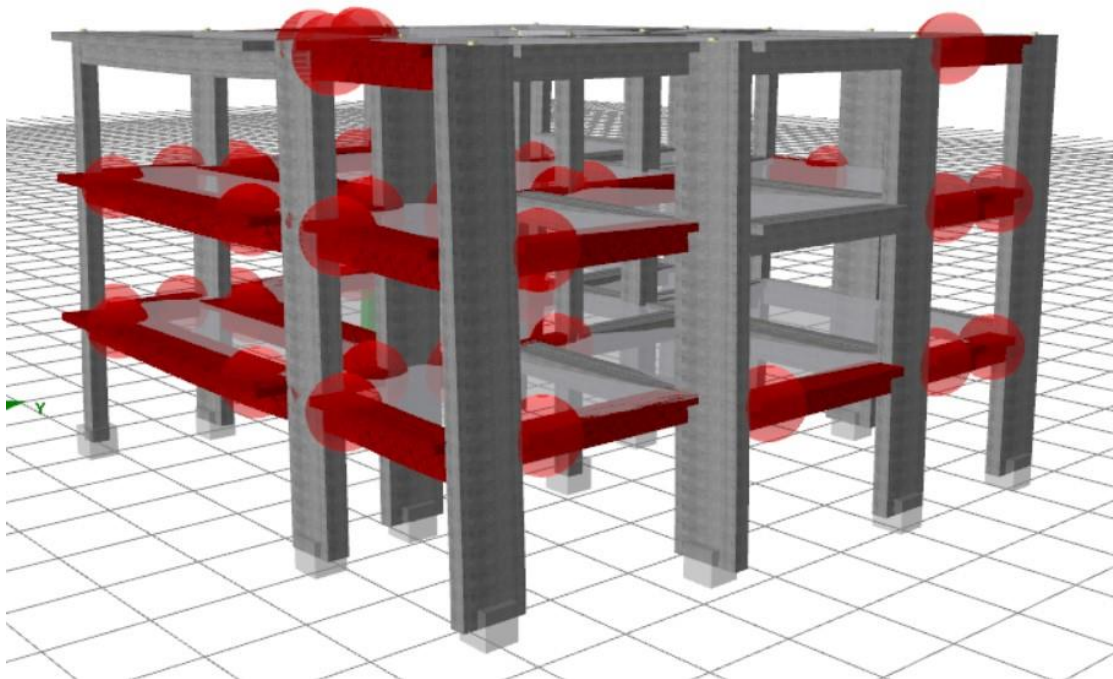
Αντιστρέφοντας τις συνιστώσες δηλαδή αναλύοντας τον φορέα όπου η εγκάρσια συνιστώσα (T) επιβάλλεται στον άξονα X και η διαμήκης (L) στον άξονα Y προκύπτουν παρόμοιες αστοχίες με αυτές που προαναφέρθηκαν ενώ παρατηρείται μέγιστη απόλυτη σχετική μετακίνηση κορυφής 0.020m (Σχήμα 5.43). Οι βλάβες που εμφανίζονται στον φέροντα οργανισμό του μοντέλου με την αναστροφή των διευθύνσεων επιβολής των επιταχυνσιογραφημάτων του σεισμού είναι παρόμοιας φύσης με τον πρώτο συνδυασμό. Κυρίως εμφανίζονται βλάβες διατμητικού χαρακτήρα στα στοιχεία των τριών βασικών όψεων του κτιρίου και πιο συγκεκριμένα στις εξωτερικές δοκούς του πρώτου και δευτέρου ορόφου, ενώ η ίδια επίδραση είναι εμφανής και σε στοιχεία του τρίτου ορόφου σε μικρότερο βαθμό. Ακολουθεί το διάγραμμα χρονοϊστορίας μετακινήσεων οροφής τον 2^ο συνδυασμό (Σχήμα 5.43) και οι αντίστοιχες απεικονίσεις των βλαβών. (Σχήμα 5.44 & 5.45)



Σχήμα 5.43: Διάγραμμα χρονοϊστορίας μετακινήσεων οροφής κτιρίου



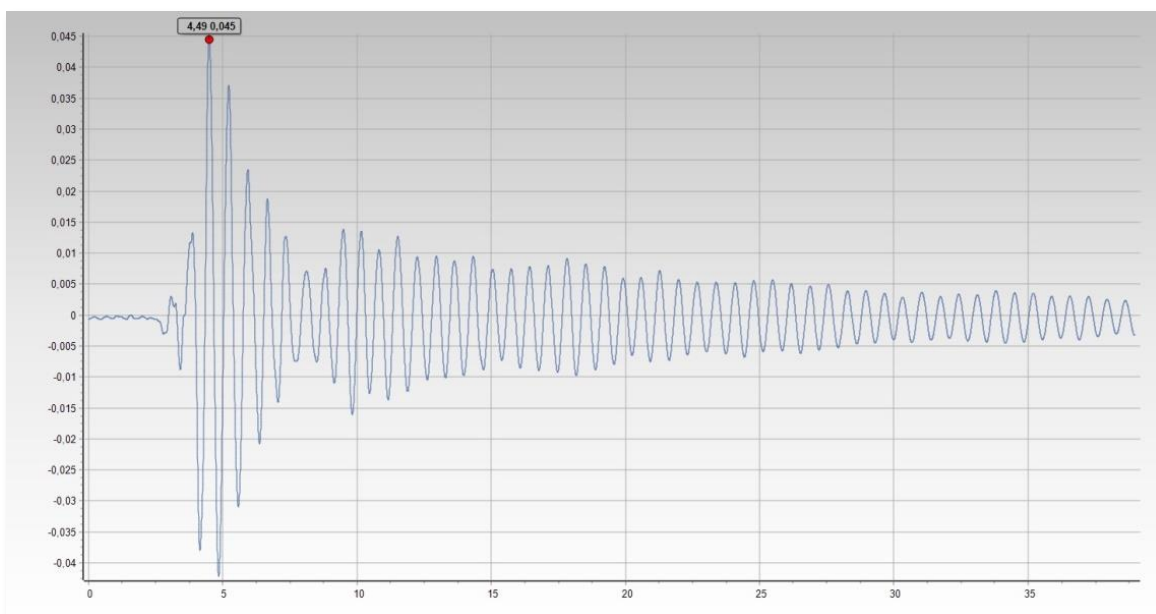
Σχήμα 5.44: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)



Σχήμα 5.45: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)

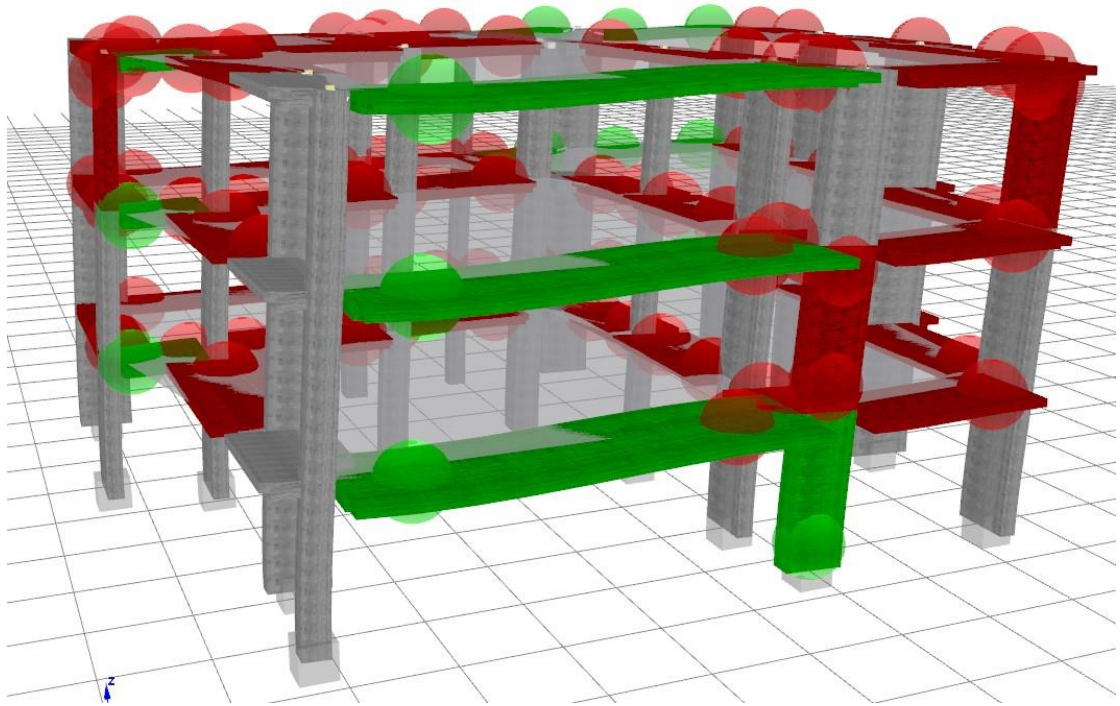
5.3.2 ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ Β – 1^{0Σ} ΣΤΑΘΜΟΣ ΜΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ (L, T) & (T, L)

Η δεύτερη δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας αφορά πάλι τον σταθμό της Αθήνας, αλλά για το μοντέλο των μκητοειδών πλακών – zoellner, για το οποίο η διαμήκης συνιστώσα (L) επιβάλλεται στον άξονα του X και η εγκάρσια συνιστώσα (T) στον άξονα Y. Αναλυτικότερα, προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

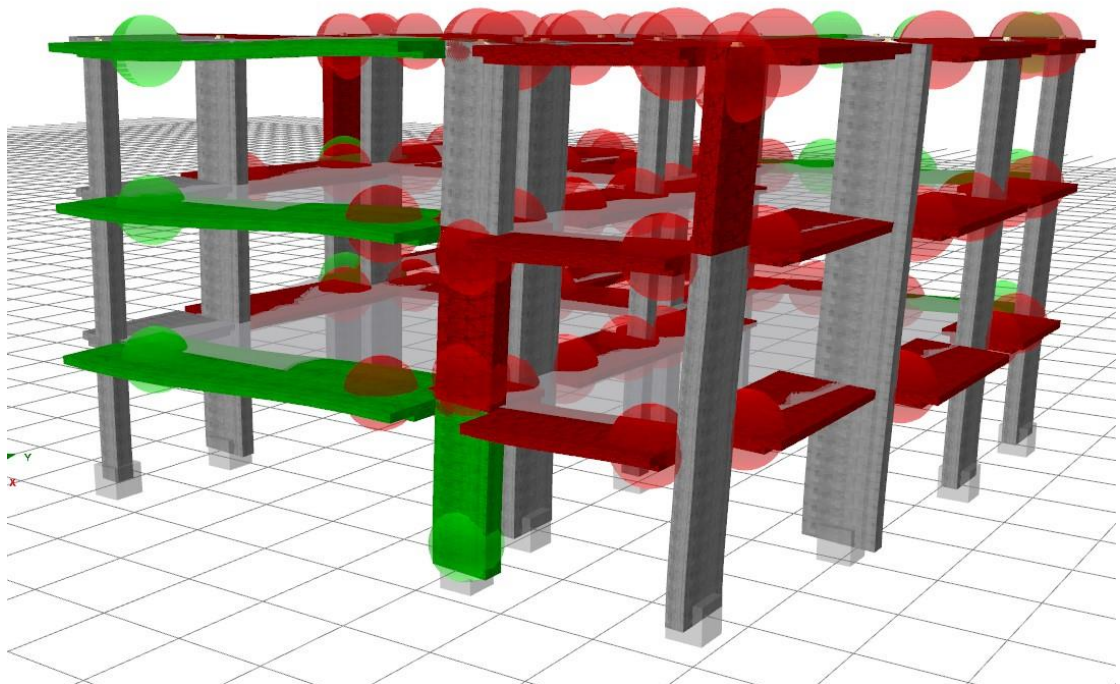


Σχήμα 5.46: Διάγραμμα χρονοϊστορίας μετακινήσεων οροφής κτιρίου

Παρατηρείται ότι η μέγιστη απόλυτη σχετική μετακίνηση κορυφής είναι 0.045m και αυτή εμφανίζεται σε χρόνο $t=4.49\text{sec}$ (Σχήμα 5.46). Ο φορέας με το πέρας της ανάλυσης παρουσιάζει διαρροή αρκετών μελών και πιο συγκεκριμένα δύο κύριες δοκούς στο πρώτο και δεύτερο επίπεδο αντίστοιχα της κύριας όψης του κτιρίου. Επιπροσθέτως στο μεγαλύτερο μέρος του φέροντος οργανισμού σε όλες τις όψεις αλλά και καθ' ύψος παρουσιάζονται αστοχίες λόγω κάμψης. Στα παρακάτω Σχήματα απεικονίζονται οι βλάβες του φέροντος οργανισμού. Παράλληλα, μπορούμε να διαπιστώσουμε όλες τις θέσεις στις οποίες αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις.

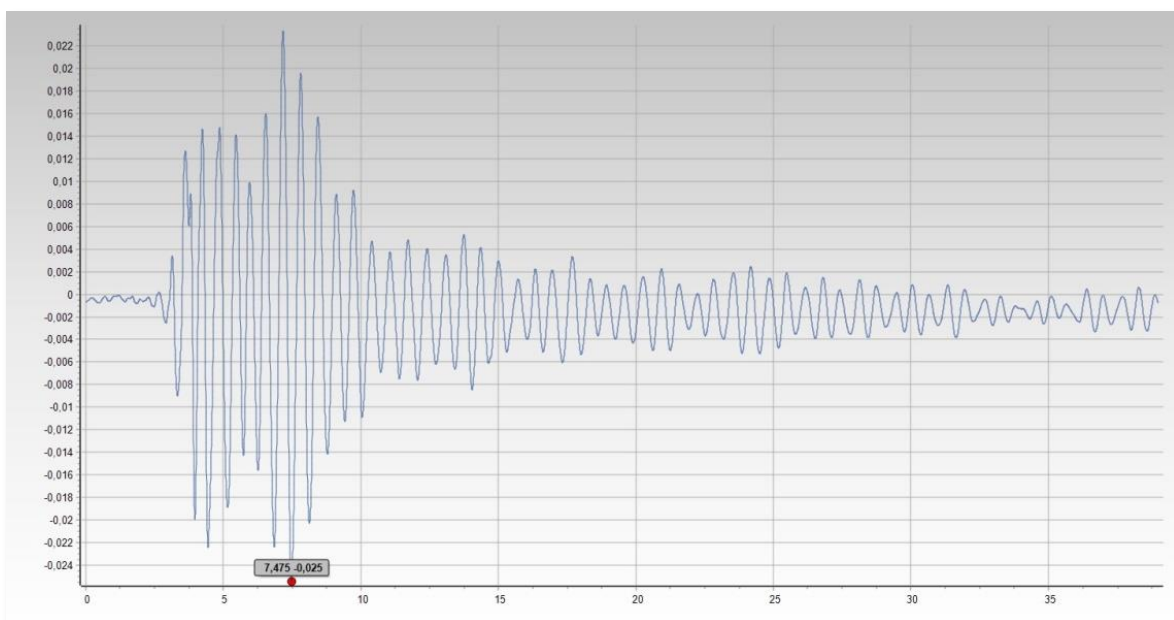


Σχήμα 5.47: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)

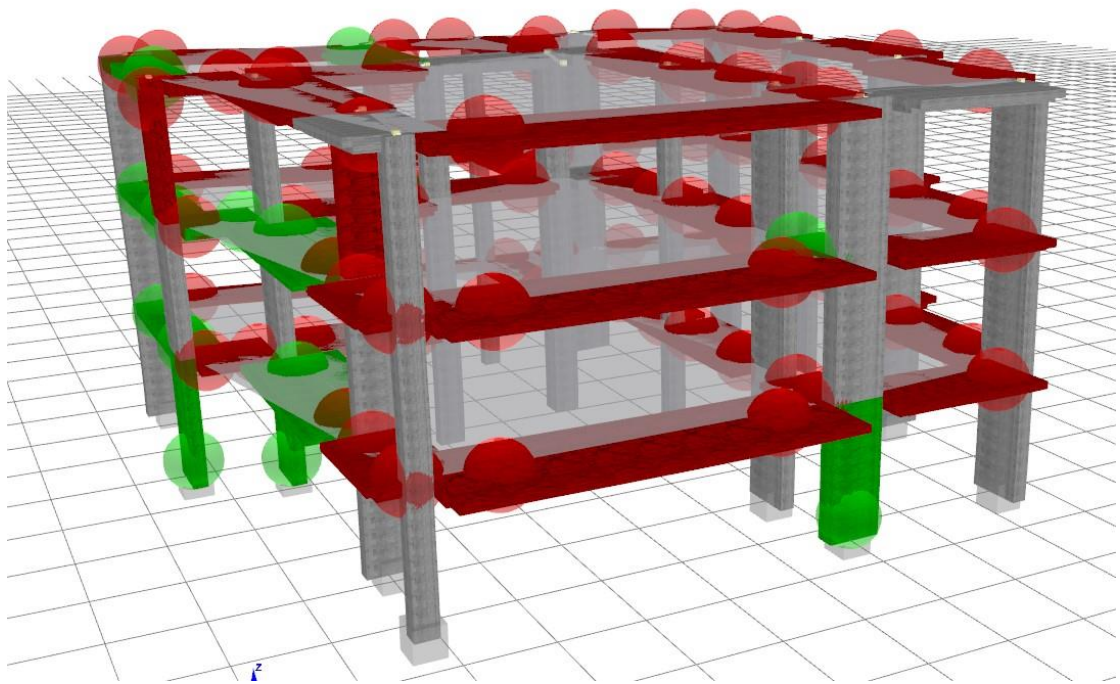


Σχήμα 5.48: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)

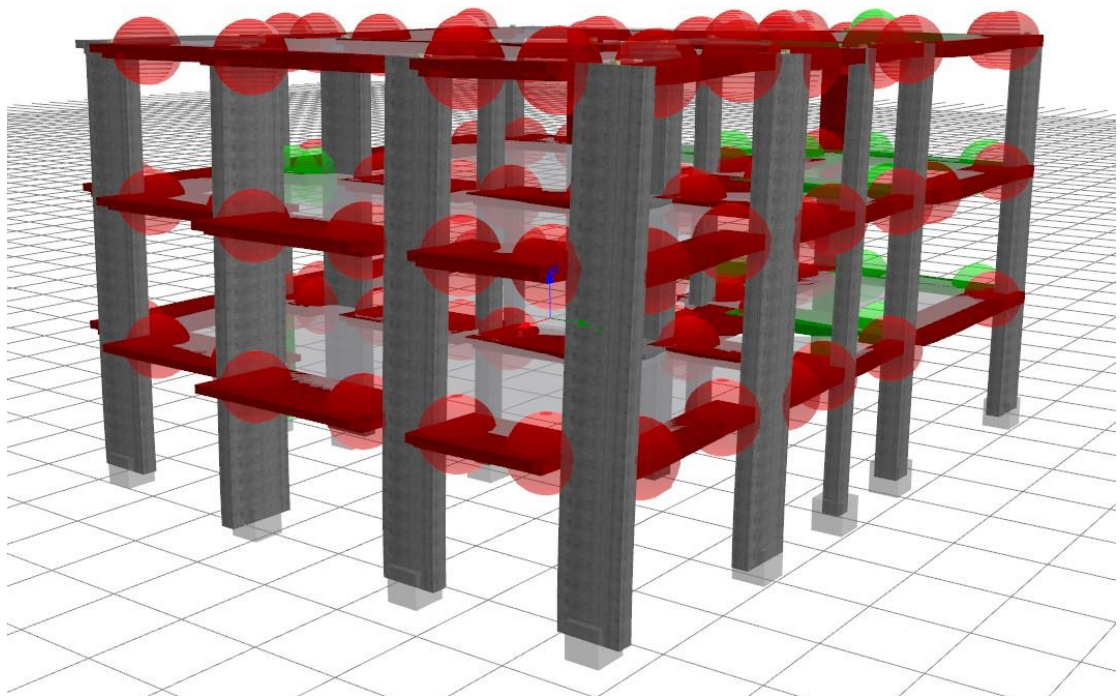
Αντιστρέφοντας τις συνιστώσες δηλαδή αναλύοντας τον φορέα όπου η εγκάρσια συνιστώσα (T) επιβάλλεται στον άξονα X και η διαμήκης (L) στον άξονα Y προκύπτουν παρόμοιες αστοχίες με αυτές που προαναφέρθηκαν ενώ παρατηρείται μέγιστη απόλυτη σχετική μετακίνηση κορυφής 0.025m (Σχήμα 5.49). Οι βλάβες που εμφανίζονται στον φέροντα οργανισμό του μοντέλου με την αναστροφή των διευθύνσεων επιβολής των επιταχυνσιογραφημάτων του σεισμού είναι παρόμοιας φύσης με τον πρώτο συνδυασμό. Κυρίως εμφανίζονται βλάβες διατμητικού χαρακτήρα στα στοιχεία των τριών βασικών όψεων του κτιρίου. Παρατηρούνται και διαρροές ορισμένων υποστυλωμάτων. Ακολουθεί το διάγραμμα χρονοϊστορίας μετακινήσεων οροφής για το 2^ο συνδυασμό (Σχήμα 5.49) και οι αντίστοιχες απεικονίσεις των βλαβών. (Σχήμα 5.50 & 5.51).



Σχήμα 5.49: Διάγραμμα χρονοϊστορίας μετακινήσεων οροφής κτιρίου



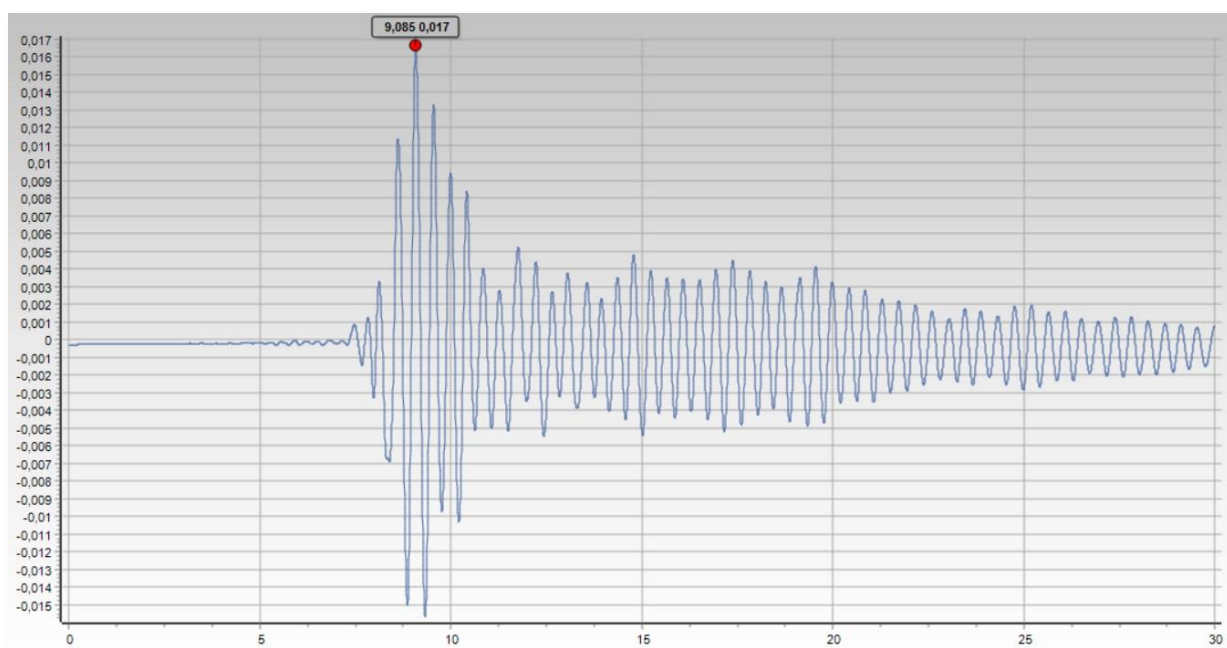
Σχήμα 5.50: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)



Σχήμα 5.51: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)

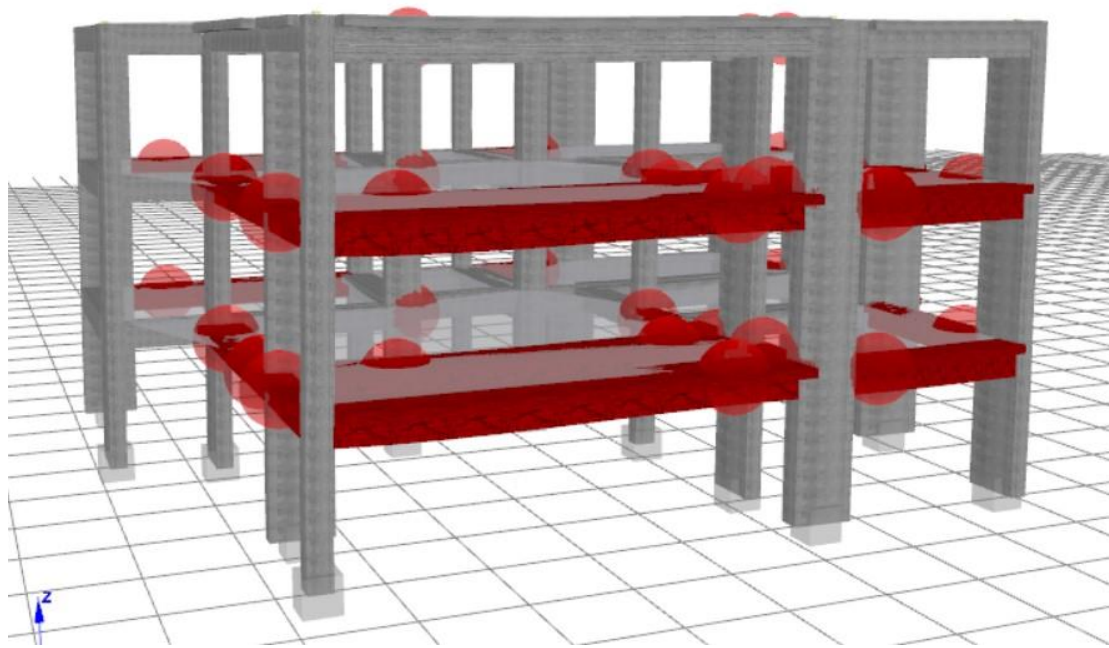
5.3.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ Α – 2^{ΟΣ} ΣΤΑΘΜΟΣ ΜΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ (L, T) & (T, L)

Η τρίτη δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας αφορά το μοντέλο των ορθογωνικών δοκών όπου εφαρμόζεται η ίδια διαδικασία με τη χρήση του επιταχυνσιογραφήματος του 2^{ου} σταθμού καταγραφής, του σταθμού το Συντάγματος. Με την εναλλαγή των συνδυασμών επιβολής των επιταχυνσιογραφημάτων του σεισμού, η συνιστώσα (L) επιβάλλεται στον άξονα του X και η εγκάρσια συνιστώσα (T) στον άξονα Y και αντιστρόφως. Αναλυτικότερα, προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

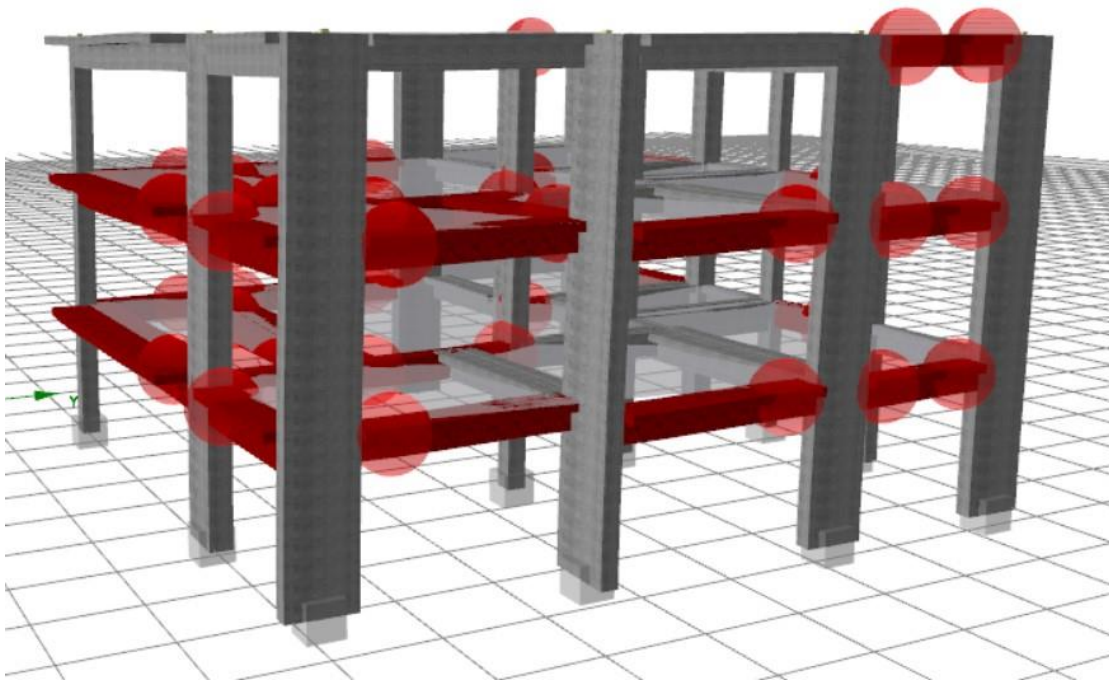


Σχήμα 5.52: Διάγραμμα χρονοϊστορίας μετακινήσεων οροφής κτιρίου

Παρατηρείται ότι η μέγιστη απόλυτη σχετική μετακίνηση κορυφής είναι 0.017m και αυτή εμφανίζεται σε χρόνο $t=9.1\text{sec}$ (Σχήμα 5.52). Ο φορέας με το πέρας της ανάλυσης παρουσιάζει διατμητική αστοχία στο μεγαλύτερο μέρος του φέροντος οργανισμού ενώ αστοχίες λόγω κάμψης παρατηρούνται στα στοιχεία όλων των όψεων του κτιρίου και πιο συγκεκριμένα στις δοκούς του πρώτου και δευτέρου ορόφου. Στην πίσω όψη του κτιρίου οι διατμητικές βλάβες εμφανίζονται κυρίως σε δύο μεμονωμένες δοκούς δεξιά του κλιμακοστασίου. Στα παρακάτω Σχήματα (Σχήμα 5.53 & 5.54), απεικονίζονται οι βλάβες του φέροντος οργανισμού. Παράλληλα, μπορούμε να διαπιστώσουμε όλες τις θέσεις στις οποίες αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις.

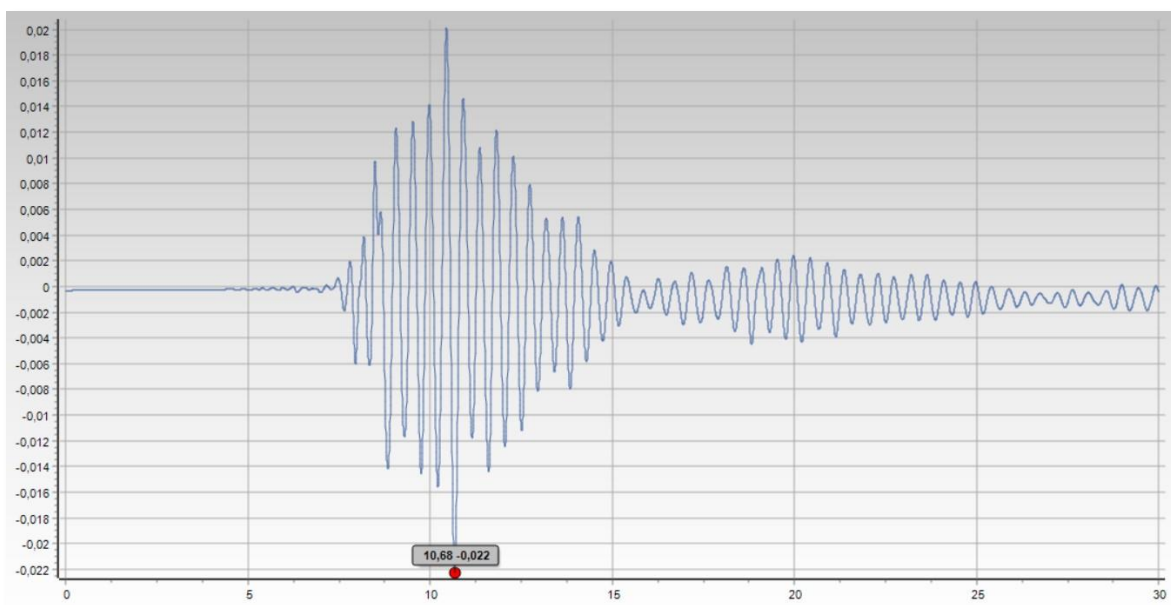


Σχήμα 5.53: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)

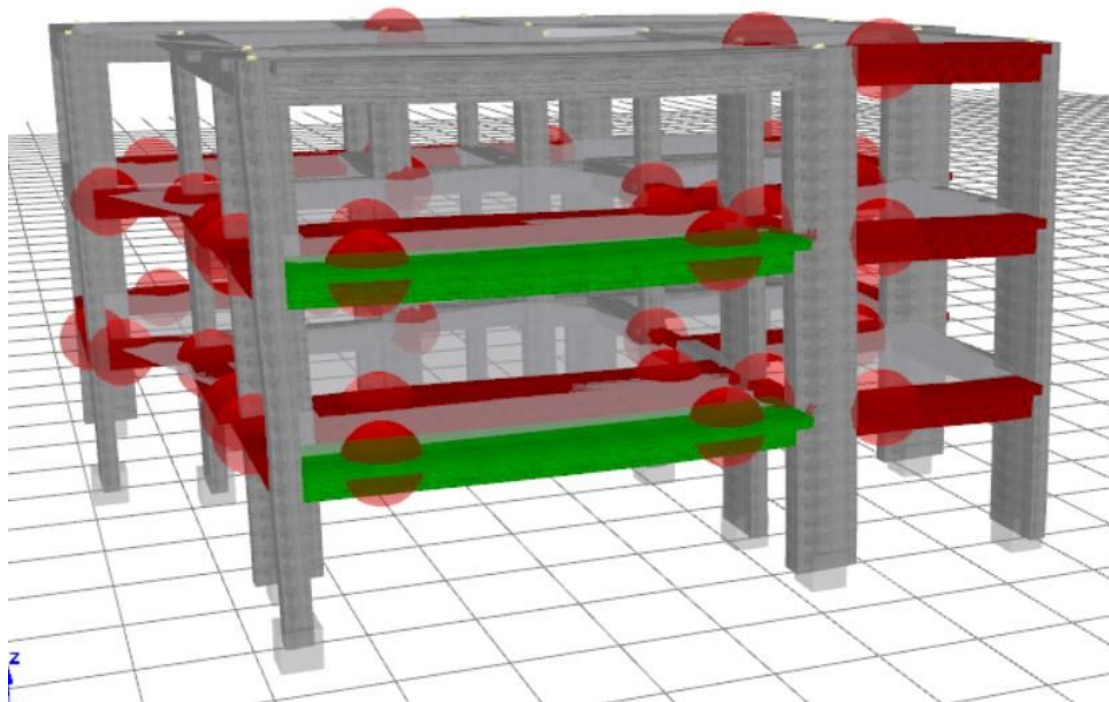


Σχήμα 5.54: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)

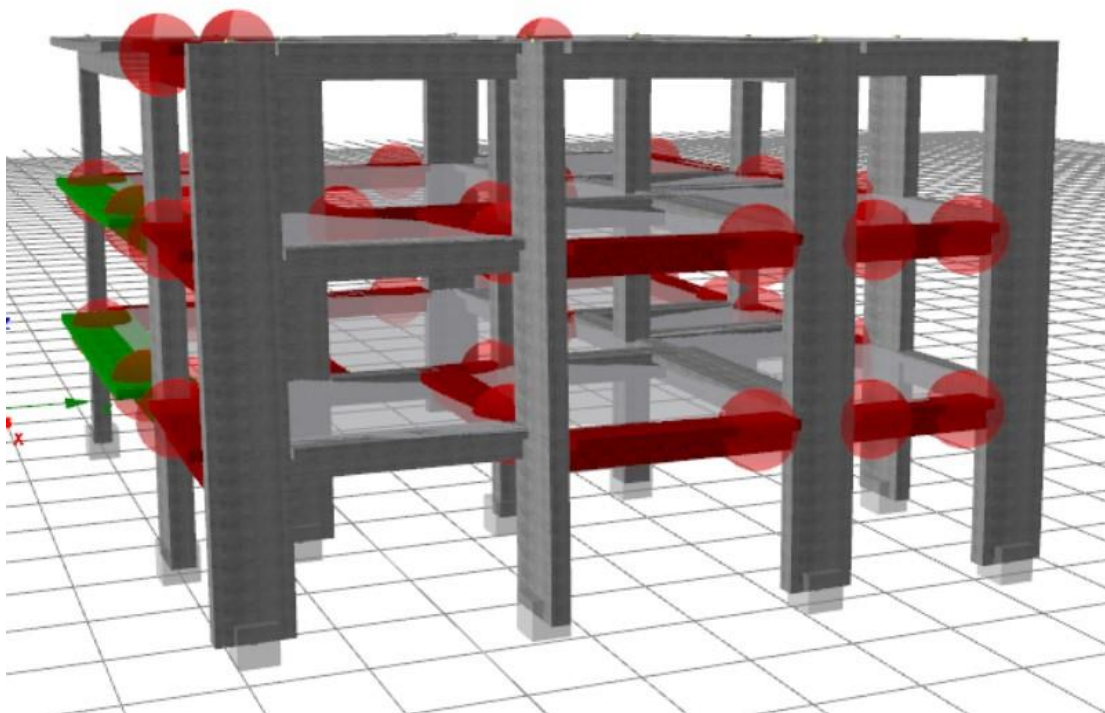
Αντιστρέφοντας τις συνιστώσες δηλαδή αναλύοντας τον φορέα όπου η εγκάρσια συνιστώσα (T) επιβάλλεται στον άξονα X και η διαμήκης (L) στον άξονα Y προκύπτουν παρόμοιες αστοχίες με αυτές που προαναφέρθηκαν ενώ παρατηρείται μέγιστη απόλυτη σχετική μετακίνηση κορυφής 0.022m (Σχήμα 5.55). Οι βλάβες που εμφανίζονται στον φέροντα οργανισμό του μοντέλου με την αναστροφή των διευθύνσεων επιβολής των επιταχυνσιογραφημάτων του σεισμού είναι παρόμοιας φύσης με τον πρώτο συνδυασμό. Κυρίως εμφανίζονται βλάβες διατμητικού χαρακτήρα στα στοιχεία των τριών βασικών όψεων του κτιρίου και πιο συγκεκριμένα στις εξωτερικές δοκούς του πρώτου και δευτέρου ορόφου, ενώ η ίδια επίδραση είναι εμφανής και σε στοιχεία του τρίτου ορόφου σε μικρότερο βαθμό. Ακολουθεί το διάγραμμα χρονοϊστορίας μετακινήσεων οροφής για το 2^ο συνδυασμό (Σχήμα 5.55) και οι αντίστοιχες απεικονίσεις των βλαβών. (Σχήμα 5.56 & 5.57).



Σχήμα 5.55: Διάγραμμα χρονοϊστορίας μετακινήσεων οροφής κτιρίου



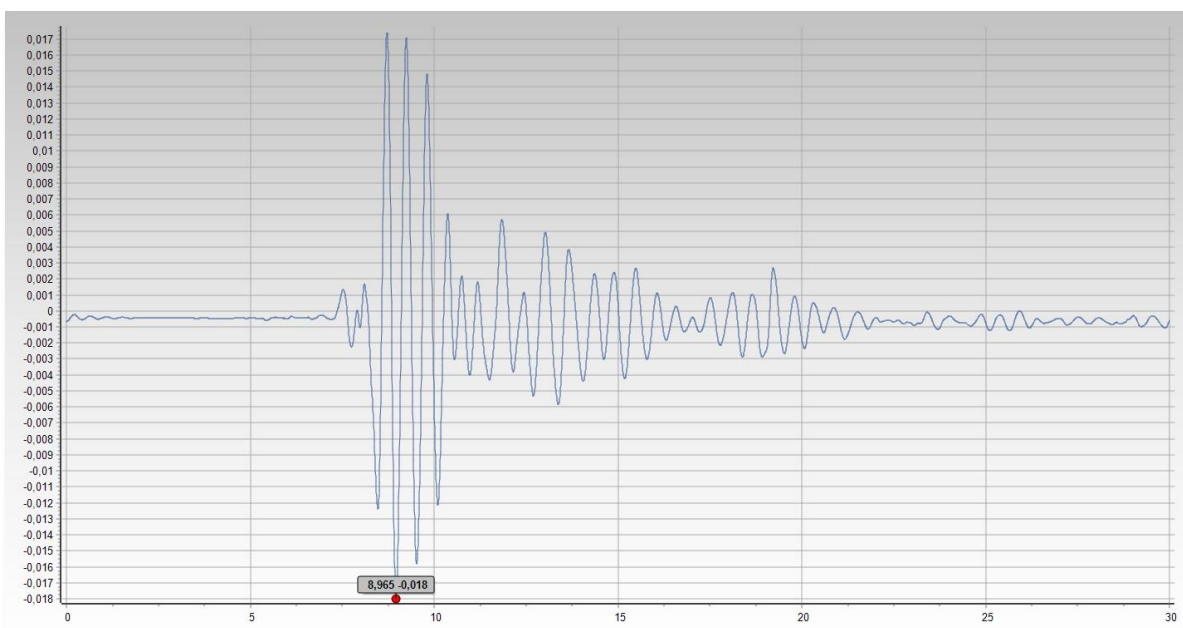
Σχήμα 5.56: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)



Σχήμα 5.57: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)

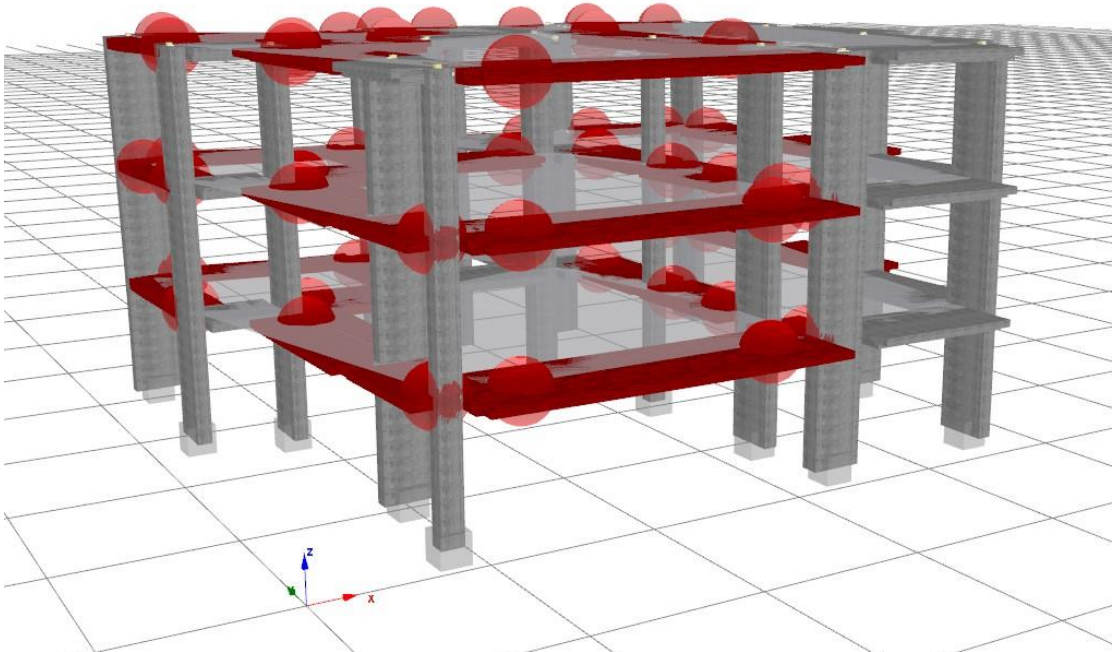
5.3.4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ Β – 2^{ος} ΣΤΑΘΜΟΣ ΜΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ (L, T) & (T, L)

Η τέταρτη κατά σειρά δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας αφορά το μοντέλο των ορθογωνικών δοκών όπου εφαρμόζεται η ίδια διαδικασία με τη χρήση του επιταχυνσιογραφήματος του 2^{ου} σταθμού καταγραφής, του σταθμού το Συντάγματος. Με την εναλλαγή των συνδυασμών επιβολής των επιταχυνσιογραφημάτων του σεισμού, η συνιστώσα (L) επιβάλλεται στον άξονα του X και η εγκάρσια συνιστώσα (T) στον άξονα Y και αντιστρόφως. Αναλυτικότερα, προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

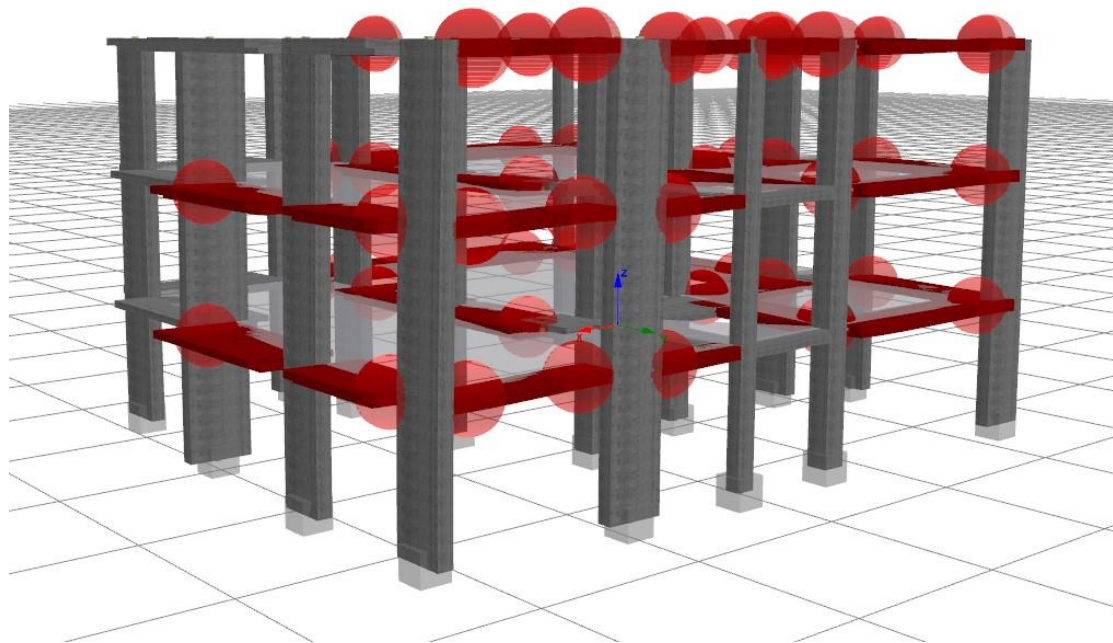


Σχήμα 5.58: Διάγραμμα χρονοϊστορίας μετακινήσεων οροφής κτιρίου

Παρατηρείται ότι η μέγιστη απόλυτη σχετική μετακίνηση κορυφής είναι 0.018m και αυτή εμφανίζεται σε χρόνο $t=8.96\text{sec}$ (Σχήμα 5.58). Ο φορέας με το πέρας της ανάλυσης παρουσιάζει διατμητική αστοχία σε ένα μεγάλο πλήθος δοκών του φέροντος οργανισμού σε όλα τα επίπεδα του κτιρίου και όψεις με την πλειονότητα όμως να συγκεντρώνεται στις δοκούς της πίσω όψης. Στα παρακάτω Σχήματα (Σχήμα 5.59 & 5.60), απεικονίζονται οι βλάβες του φέροντος οργανισμού. Παράλληλα, μπορούμε να διαπιστώσουμε όλες τις θέσεις στις οποίες αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις.

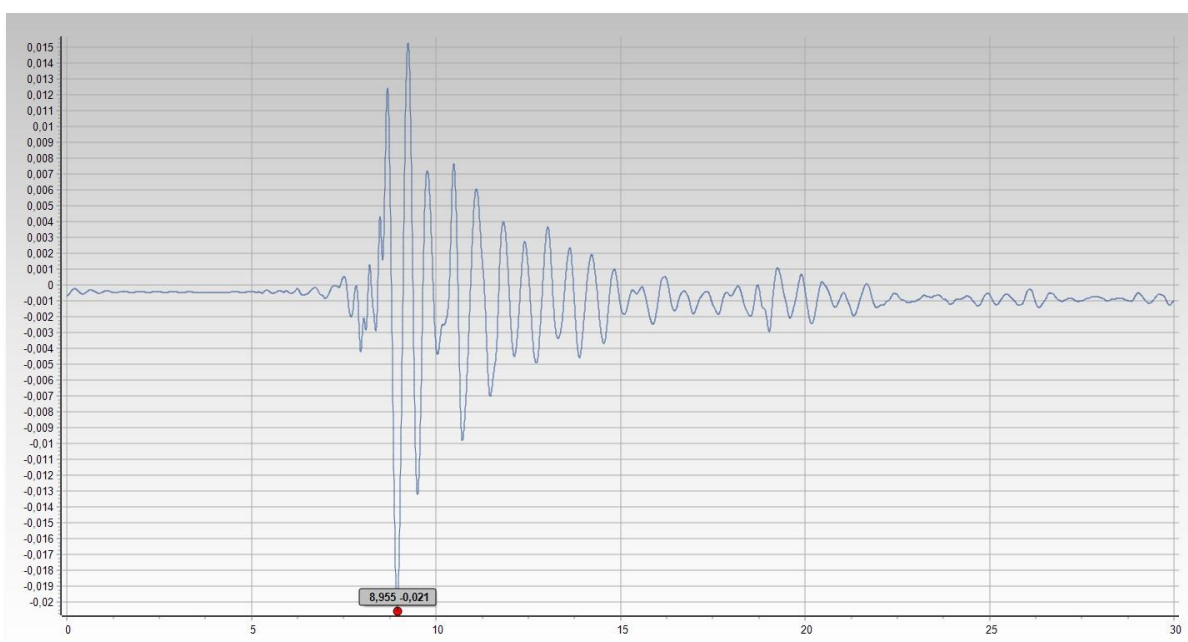


Σχήμα 5.59: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)

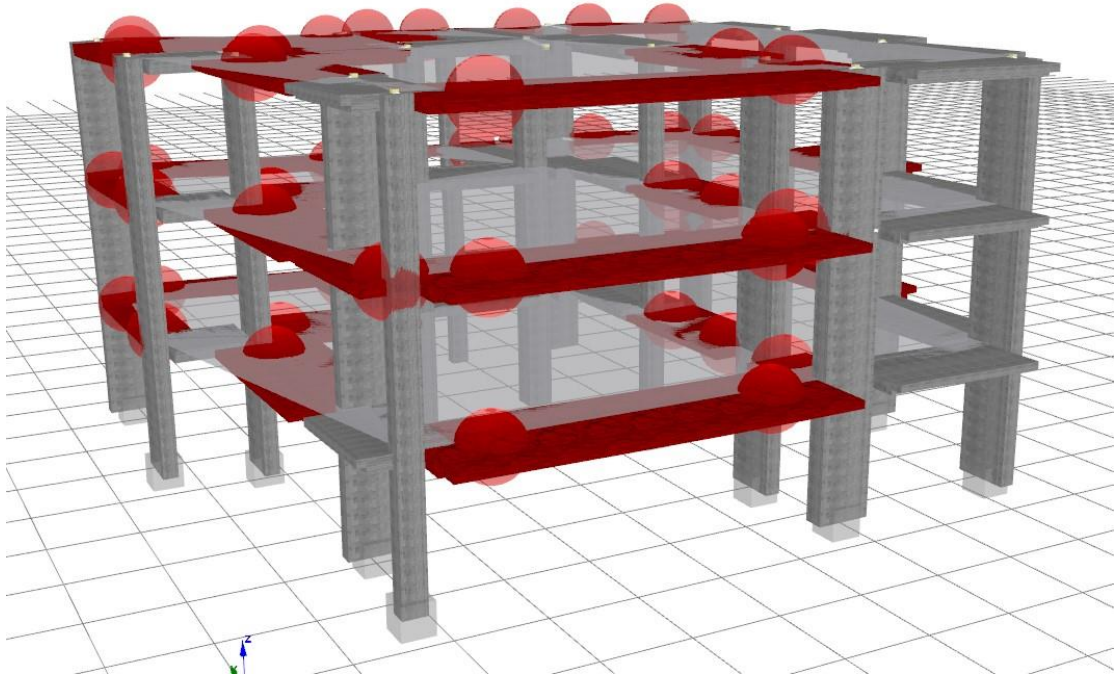


Σχήμα 5.60: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)

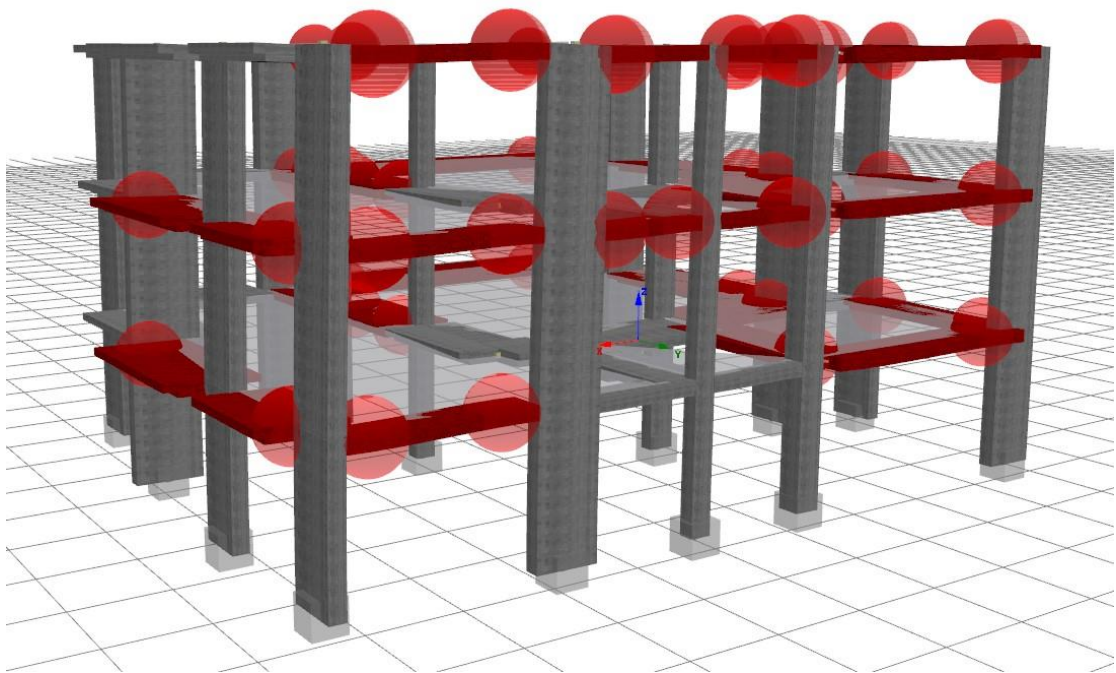
Αντιστρέφοντας τις συνιστώσες δηλαδή αναλύοντας τον φορέα όπου η εγκάρσια συνιστώσα (T) επιβάλλεται στον άξονα X και η διαμήκης (L) στον άξονα Y προκύπτουν παρόμοιες αστοχίες με αυτές που προαναφέρθηκαν ενώ παρατηρείται μέγιστη απόλυτη σχετική μετακίνηση κορυφής 0.021m σε χρόνο $t=8.95\text{sec}$ (Σχήμα 5.61). Οι βλάβες που εμφανίζονται στον φέροντα οργανισμό του μοντέλου με την αναστροφή των διευθύνσεων επιβολής των επιταχυνσιογραφημάτων του σεισμού είναι παρόμοιας φύσης με τον πρώτο συνδυασμό. Κυρίως εμφανίζονται βλάβες διατμητικού χαρακτήρα στα στοιχεία των τριών βασικών όψεων του κτιρίου και πιο συγκεκριμένα στις εξωτερικές δοκούς του φέροντος οργανισμού. Ακολουθεί το διάγραμμα χρονοϊστορίας μετακινήσεων οροφής για το 2^ο συνδυασμό (Σχήμα 5.61) και οι αντίστοιχες απεικονίσεις των βλαβών. (Σχήμα 5.62 & 5.63).



Σχήμα 5.61: Διάγραμμα χρονοϊστορίας μετακινήσεων οροφής κτιρίου



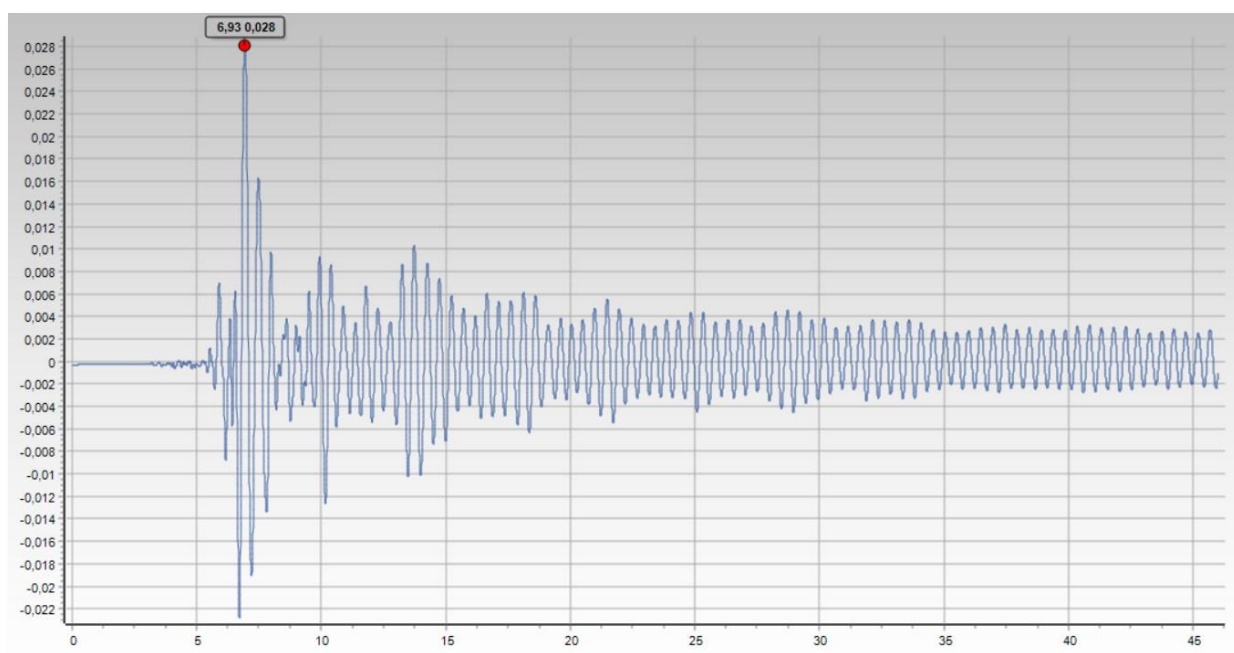
Σχήμα 5.62: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)



Σχήμα 5.63: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)

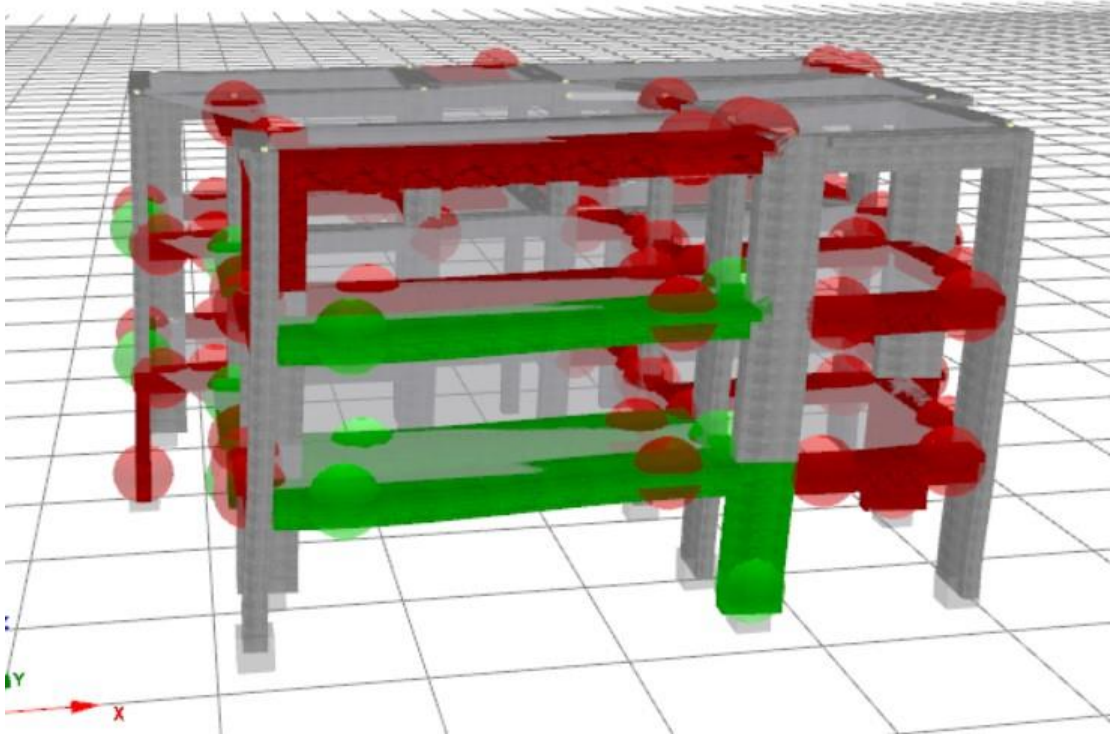
5.3.5 ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ Α – 3^{ΟΣ} ΣΤΑΘΜΟΣ ΜΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ (L, T) & (T, L)

Η πέμπτη κατά σειρά δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας αφορά το μοντέλο των ορθογωνικών δοκών, εφαρμόζεται η ίδια διαδικασία με τη χρήση του επιταχυνσιογραφήματος του 3^{ου} σταθμού καταγραφής, του σταθμού των Σεπολίων, με την εναλλαγή των συνδυασμών των διευθύνσεων επιβολής των επιταχυνσιογραφημάτων του σεισμού, όπου συνιστώσα (L) επιβάλλεται στον άξονα του X και η εγκάρσια συνιστώσα (T) στον άξονα Y. Αναλυτικότερα, προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

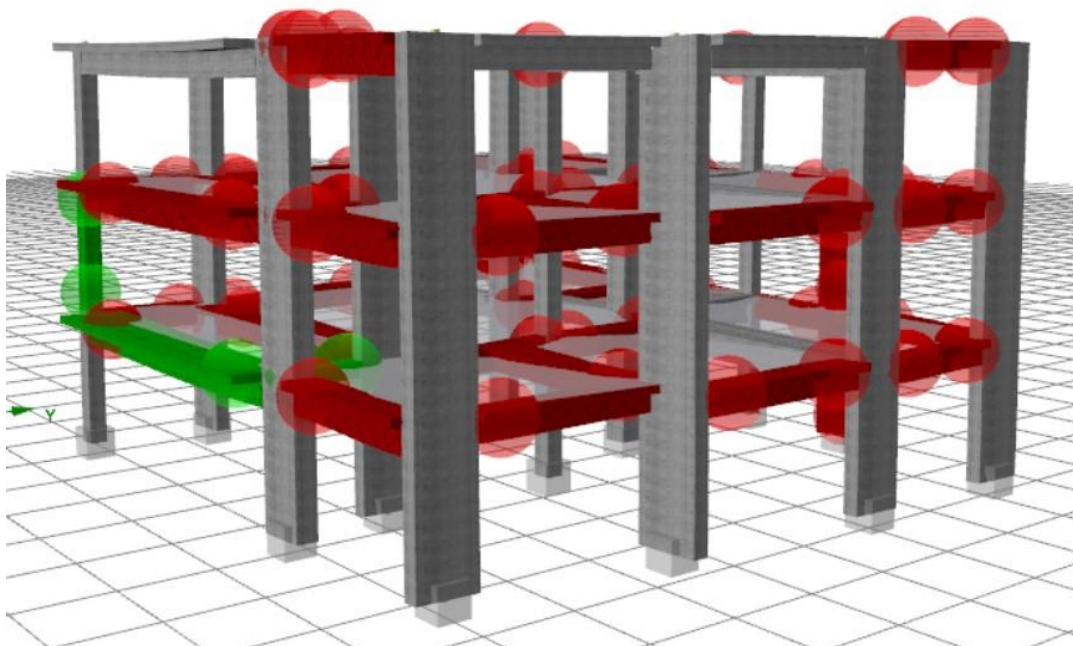


Σχήμα 5.64: Διάγραμμα χρονοϊστορίας μετακινήσεων οροφής κτιρίου

Παρατηρείται ότι η μέγιστη απόλυτη σχετική μετακίνηση κορυφής είναι 0.028m και αυτή εμφανίζεται σε χρόνο $t=6.93\text{sec}$ (Σχήμα 5.64). Ο φορέας με το πέρας της ανάλυσης παρουσιάζει διατμητική αστοχία στο μεγαλύτερο μέρος του φέροντος οργανισμού ενώ ταυτόχρονα παρατηρείται η διαρροή των κύριων δοκών της όψης του υπό εξέταση κτιρίου στο 1^ο και 2^ο επίπεδο του. Στα παρακάτω Σχήματα (Σχήμα 5.65 & 5.66), απεικονίζονται οι βλάβες του φέροντος οργανισμού. Παράλληλα, μπορούμε να διαπιστώσουμε όλες τις θέσεις στις οποίες αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις.



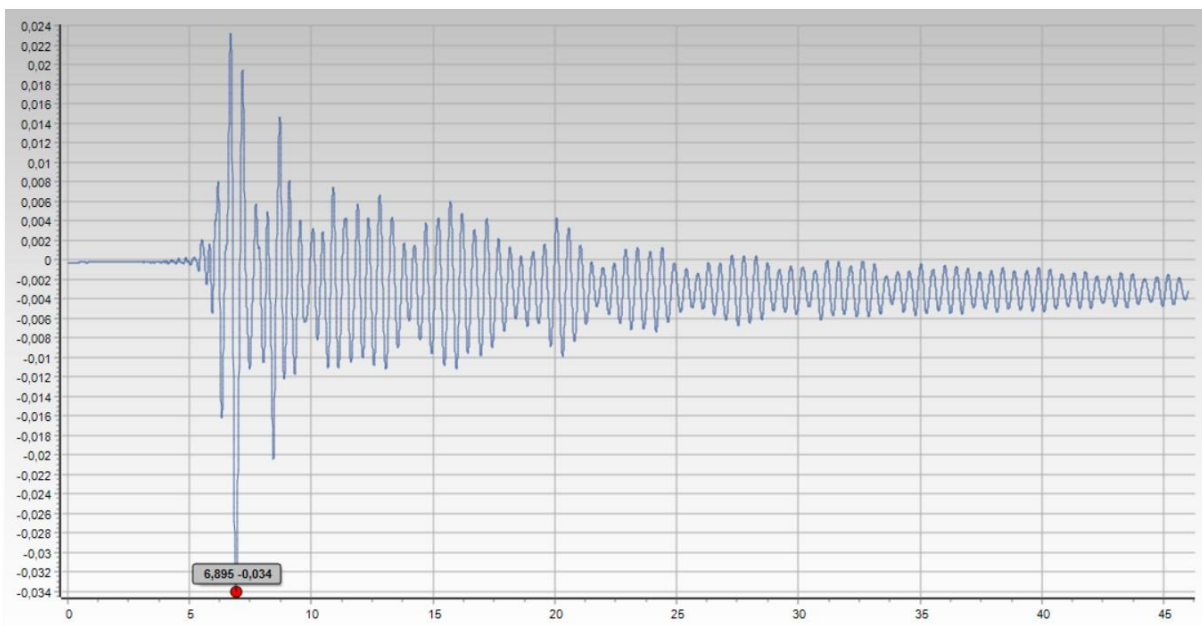
Σχήμα 5.65: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)



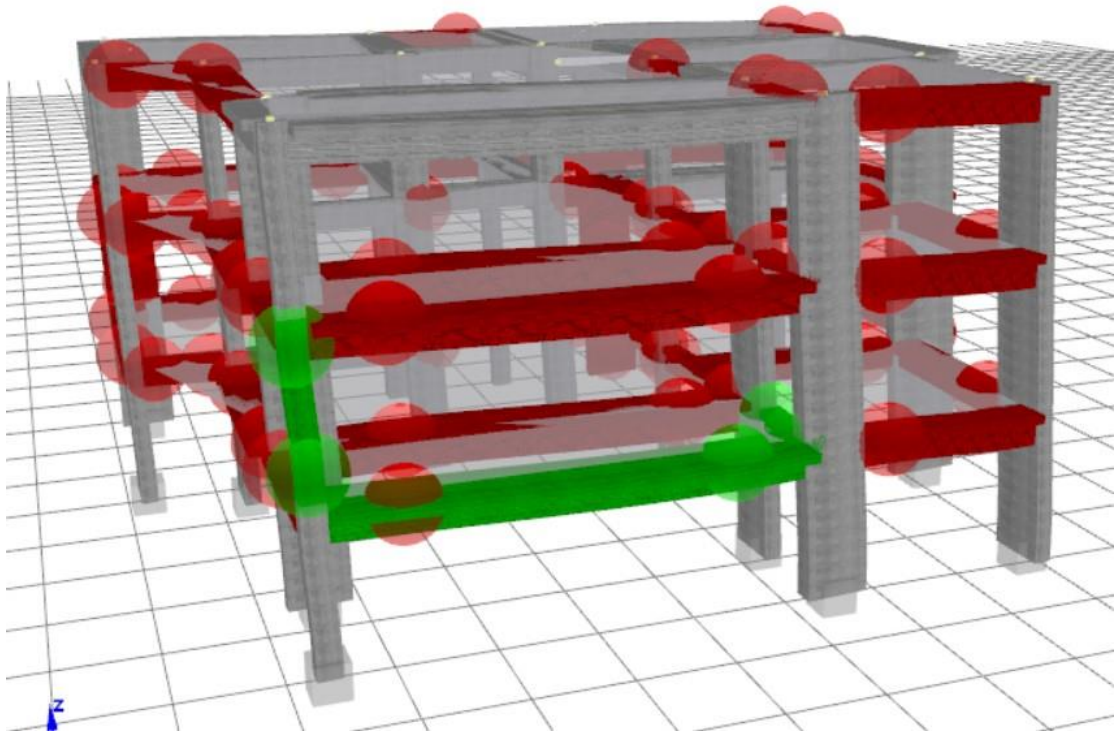
Σχήμα 5.66: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)

Αντιστρέφοντας τις συνιστώσες δηλαδή αναλύοντας τον φορέα όπου η εγκάρσια συνιστώσα (T) επιβάλλεται στον άξονα X και η διαμήκης (L) στον άξονα Y προκύπτουν παρόμοιες αστοχίες με αυτές που προαναφέρθηκαν ενώ παρατηρείται μέγιστη απόλυτη σχετική μετακίνηση κορυφής 0.034m σε χρόνο $t=6.89\text{sec}$ (Σχήμα

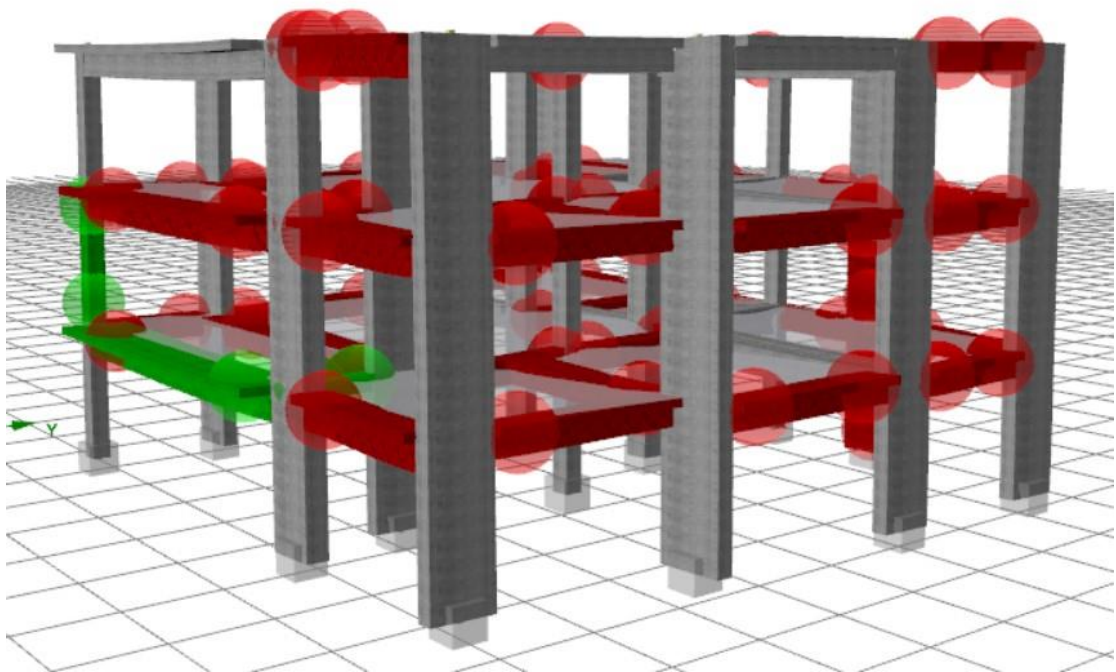
5.67). Οι βλάβες που εμφανίζονται στον φέροντα οργανισμό του μοντέλου με την αναστροφή των διευθύνσεων επιβολής των επιταχυνσιογραφημάτων του σεισμού είναι παρόμοιας φύσης με τον πρώτο συνδυασμό. Κυρίως εμφανίζονται βλάβες διατμητικού χαρακτήρα στα στοιχεία των τριών βασικών όψεων του κτιρίου και πιο συγκεκριμένα στις εξωτερικές δοκούς του πρώτου και δευτέρου ορόφου, ενώ η ίδια επίδραση είναι εμφανής και σε στοιχεία του τρίτου ορόφου σε μικρότερο βαθμό. Ακολουθεί το διάγραμμα χρονοϊστορίας μετακινήσεων οροφής για το 2ο συνδυασμό (Σχήμα 5.67) και οι αντίστοιχες απεικονίσεις των βλαβών. (Σχήμα 5.68 & 5.69)



Σχήμα 5.67: Διάγραμμα χρονοϊστορίας μετακινήσεων οροφής κτιρίου



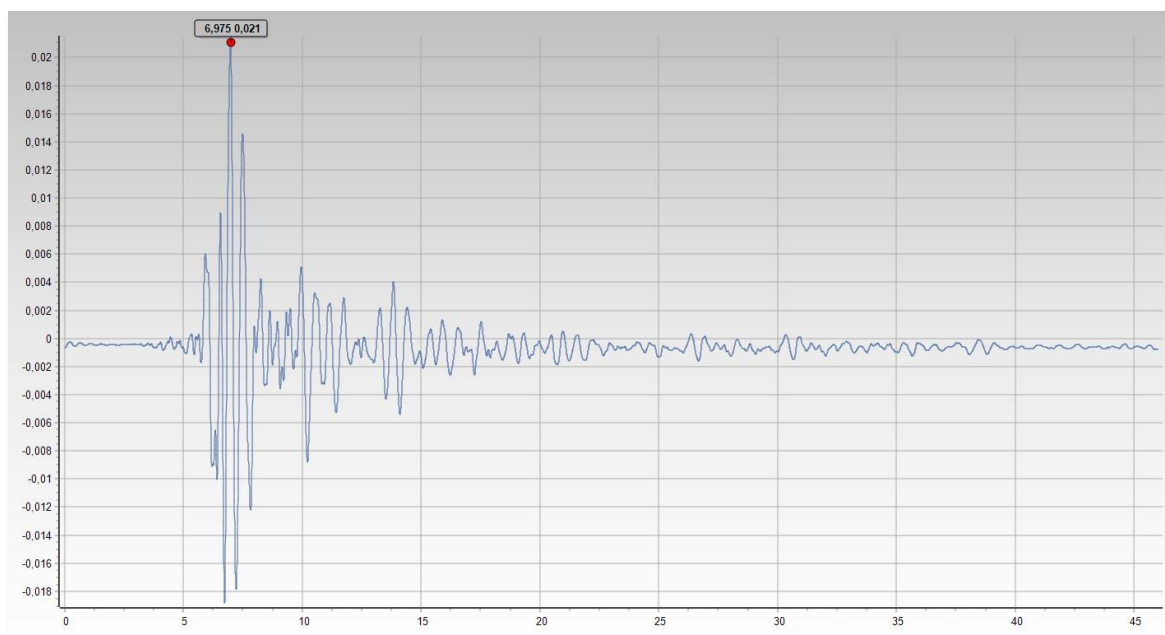
Σχήμα 5.68: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)



Σχήμα 5.69 Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)

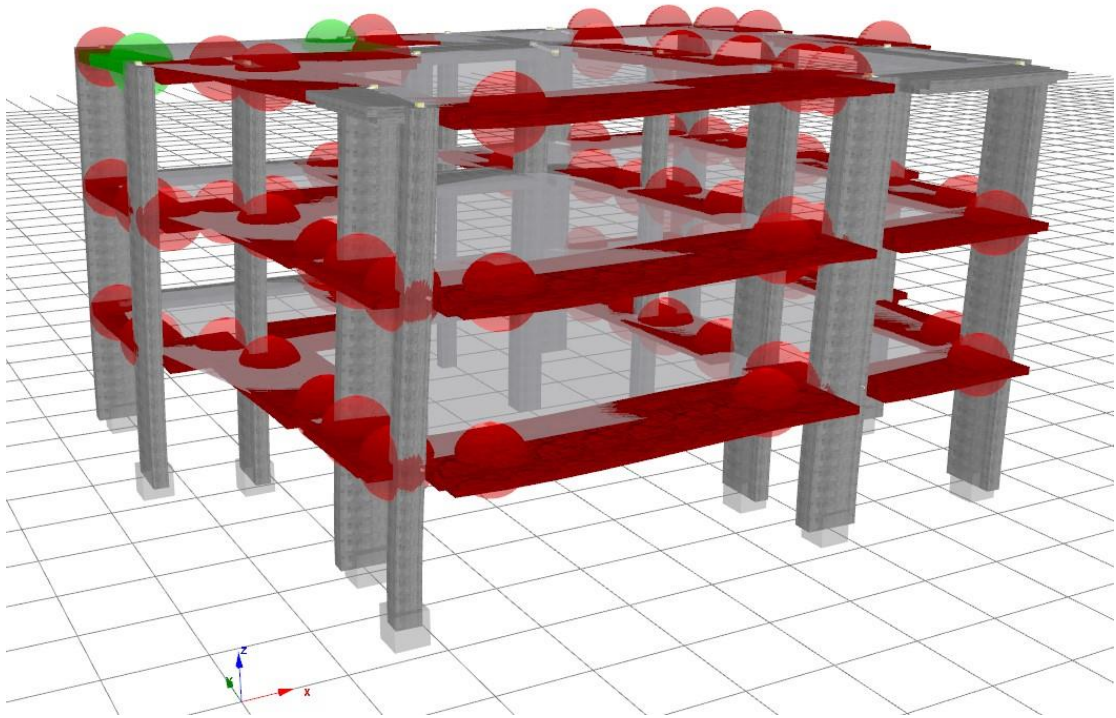
5.3.6 ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ Β – 3⁰² ΣΤΑΘΜΟΣ ΜΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ (L, T) & (T, L)

Η έκτη κατά σειρά δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας αφορά το μοντέλο των δοκιδοτών πλακών - zoellner, εφαρμόζεται η ίδια διαδικασία με τη χρήση του επιταχυνσιογραφήματος του 3⁰⁰ σταθμού καταγραφής, του σταθμού των Σεπολίων, με την εναλλαγή των συνδυασμών των διευθύνσεων επιβολής των επιταχυνσιογραφημάτων του σεισμού, όπου συνιστώσα (L) επιβάλλεται στον άξονα του X και η εγκάρσια συνιστώσα (T) στον άξονα Y. Αναλυτικότερα, προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

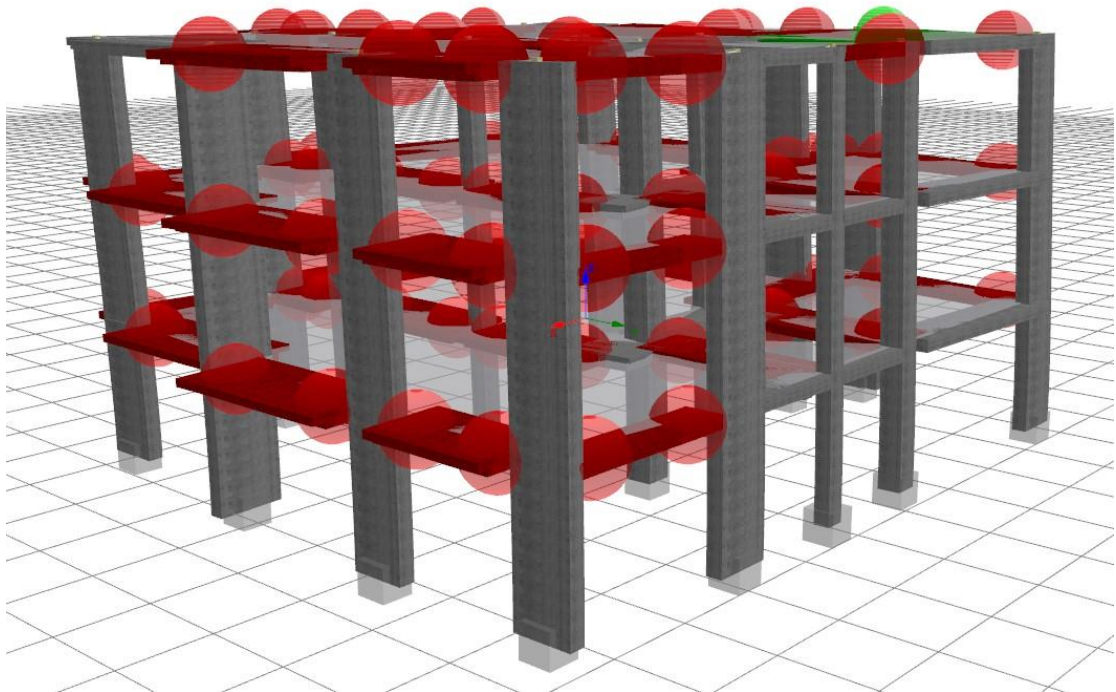


Σχήμα 5.70: Διάγραμμα χρονοϊστορίας μετακινήσεων οροφής κτιρίου

Παρατηρείται ότι η μέγιστη απόλυτη σχετική μετακίνηση κορυφής είναι 0.021m και αυτή εμφανίζεται σε χρόνο $t=6.97\text{sec}$ (Σχήμα 5.70). Ο φορέας με το πέρας της ανάλυσης παρουσιάζει διατμητική αστοχία σε αρκετές δοκούς του φορέα ενώ σε αυτήν την περίπτωση είναι χαρακτηριστική η απουσία βλαβών στην πίσω όψη του φέροντος οργανισμού του κτιρίου. Στα παρακάτω Σχήματα (Σχήμα 5.71 & 5.72), απεικονίζονται οι βλάβες του φέροντος οργανισμού. Παράλληλα, μπορούμε να διαπιστώσουμε όλες τις θέσεις στις οποίες αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις.

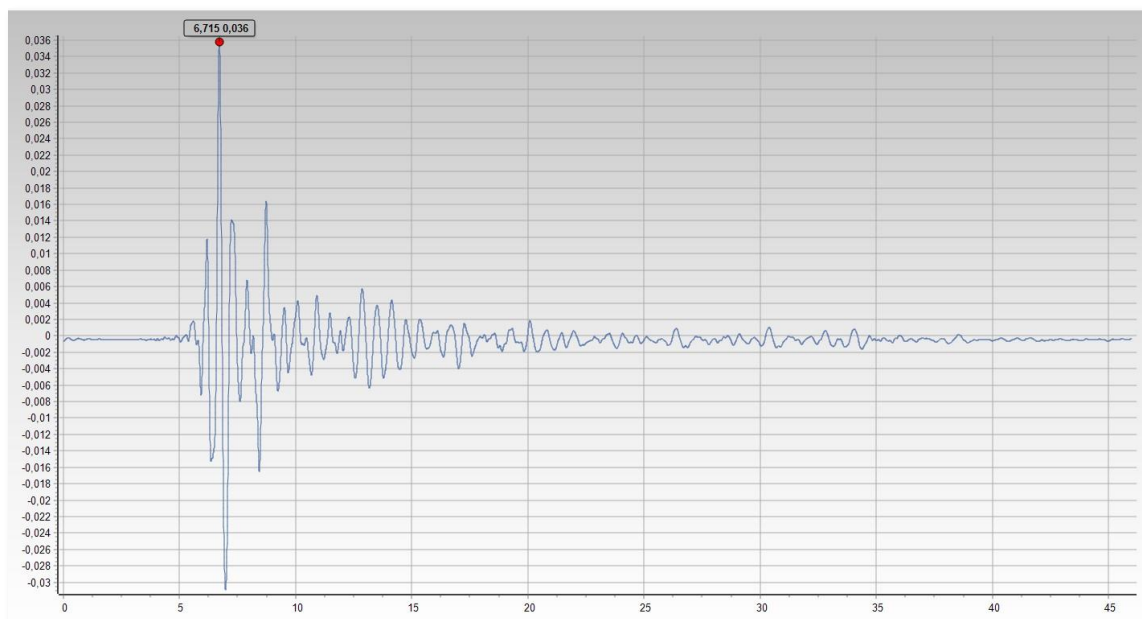


Σχήμα 5.71: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)

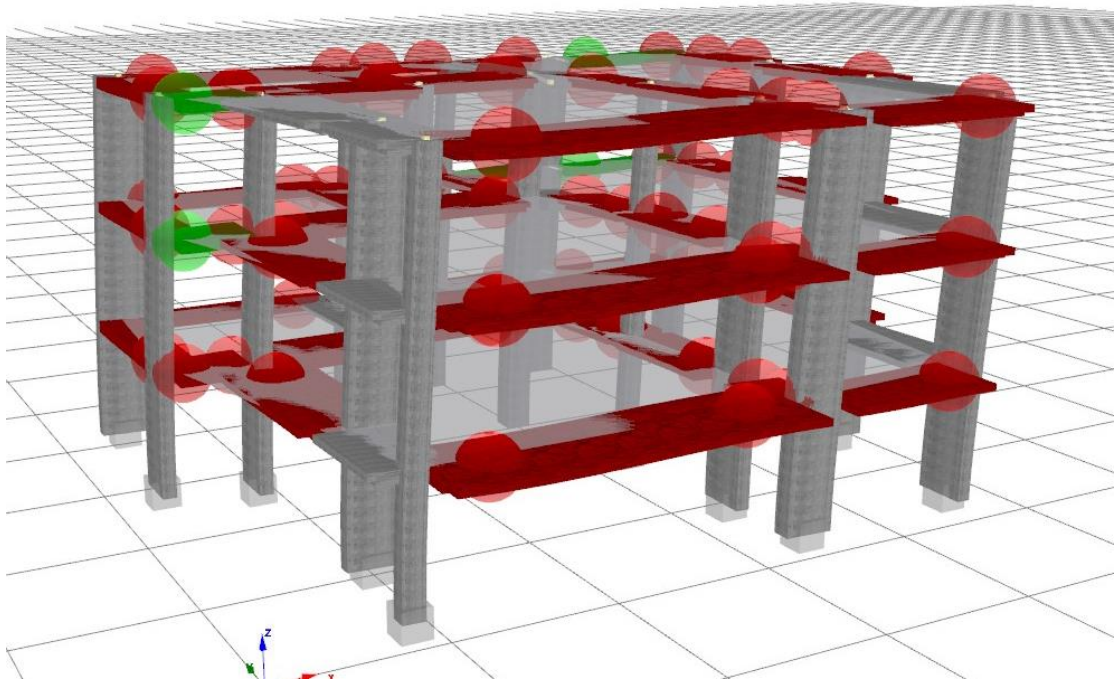


Σχήμα 5.72: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)

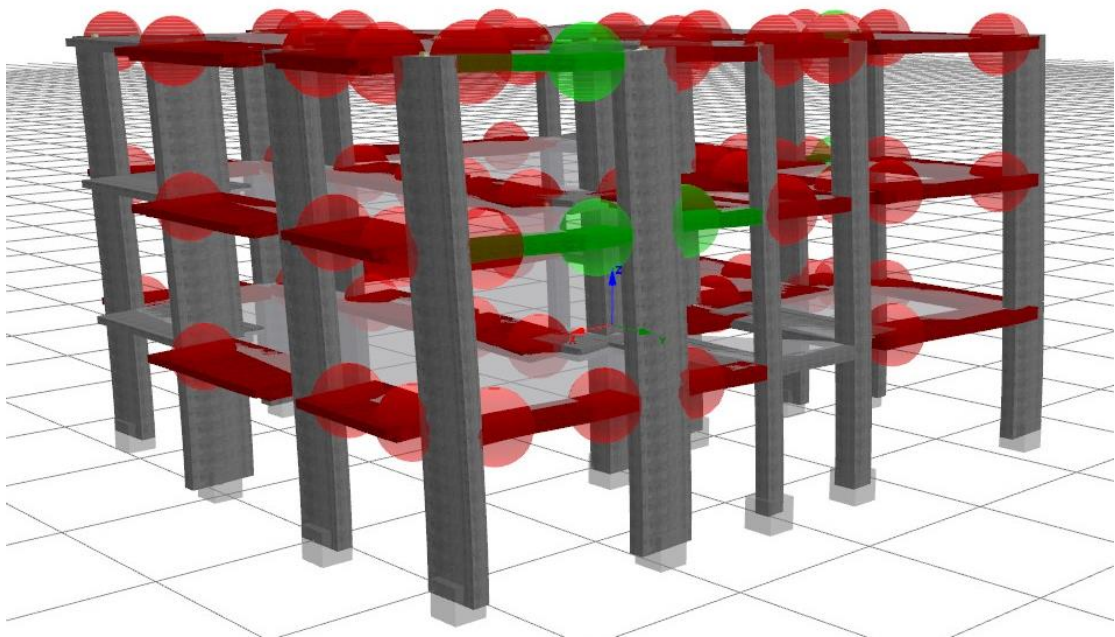
Αντιστρέφοντας τις συνιστώσες δηλαδή αναλύοντας τον φορέα όπου η εγκάρσια συνιστώσα (T) επιβάλλεται στον άξονα X και η διαμήκης (L) στον άξονα Y προκύπτουν παρόμοιες αστοχίες με αυτές που προαναφέρθηκαν ενώ παρατηρείται μέγιστη απόλυτη σχετική μετακίνηση κορυφής 0.036mσε χρόνο $t=6.71\text{sec}$ (Σχήμα 5.73). Οι βλάβες που εμφανίζονται στον φέροντα οργανισμό του μοντέλου με την αναστροφή των διευθύνσεων επιβολής των επιταχυνσιογραφημάτων του σεισμού είναι παρόμοιας φύσης με τον πρώτο συνδυασμό. Κυρίως εμφανίζονται βλάβες διατμητικού χαρακτήρα στα στοιχεία των τριών βασικών όψεων του κτιρίου και πιο συγκεκριμένα στις εξωτερικές δοκούς όλων των επιπέδων. Ακολουθεί το διάγραμμα χρονοϊστορίας μετακινήσεων οροφής για το 2ο συνδυασμό (Σχήμα 5.73) και οι αντίστοιχες απεικονίσεις των βλαβών. (Σχήμα 5.74 & 5.75).



Σχήμα 5.73: Διάγραμμα χρονοϊστορίας μετακινήσεων οροφής κτιρίου



Σχήμα 5.74: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)



Σχήμα 5.75: Απεικόνιση βλαβών μοντέλου στο περιβάλλον Seismostruct (Πράσινο: Διαρροή, Κόκκινο: Διάτμηση)

Ενδεικτικά παρατίθενται στους παρακάτω Πίνακες 5.1 και 5.2 τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα για τους δύο τύπους μοντέλων A & B για την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας επισημαίνοντας τα κρίσιμα σημεία των αποτελεσμάτων.

Πίνακας 5.1: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα δυναμικών ανελαστικών αναλύσεων χρονοϊστορίας Μοντέλου Α για τον σεισμό της Αθήνας του 1999.

		<i>Μέγιστη μετατόπιση κορυφής d(m)</i>	<i>Χρόνος t(sec)</i>	<i>Επικρατέστερη μορφή αστοχίας</i>
Σταθμός 1	<i>Συνδυασμός 1</i>	0.024	4.1	Διατμητικού χαρακτήρα
	<i>Συνδυασμός 2</i>	0.020	4.4	Διατμητικού χαρακτήρα
Σταθμός 2	<i>Συνδυασμός 1</i>	0.017	9.08	Διατμητικού χαρακτήρα
	<i>Συνδυασμός 2</i>	0.022	10.68	Διατμητικού χαρακτήρα
Σταθμός 3	<i>Συνδυασμός 1</i>	0.028	6.93	Διατμητικού χαρακτήρα
	<i>Συνδυασμός 2</i>	0.034	6.89	Διατμητικού χαρακτήρα
Μέση μέγιστη σχετική μετατόπιση κορυφής (m)		0.024		

Πίνακας 5.2: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα δυναμικών ανελαστικών αναλύσεων χρονοϊστορίας Μοντέλου Β για τον σεισμό της Αθήνας του 1999.

		<i>Μέγιστη μετατόπιση κορυφής d(m)</i>	<i>Χρόνος t(sec)</i>	<i>Επικρατέστερη μορφή αστοχίας</i>
Σταθμός 1	<i>Συνδυασμός 1</i>	0.045	4.49	Διατμητικού χαρακτήρα
	<i>Συνδυασμός 2</i>	0.025	7.47	Διατμητικού χαρακτήρα
Σταθμός 2	<i>Συνδυασμός 1</i>	0.018	8.96	Διατμητικού χαρακτήρα
	<i>Συνδυασμός 2</i>	0.021	8.95	Διατμητικού χαρακτήρα
Σταθμός 3	<i>Συνδυασμός 1</i>	0.021	6.97	Διατμητικού χαρακτήρα
	<i>Συνδυασμός 2</i>	0.036	6.71	Διατμητικού χαρακτήρα
Μέση μέγιστη σχετική μετατόπιση κορυφής (m)		0.028		

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στη παρούσα διπλωματική εργασία, διερευνήθηκε η σεισμική συμπεριφορά και ικανότητα ενός υφιστάμενου κτιρίου Ω.Σ. ενώ ταυτόχρονα το ίδιο κτίριο ελέγχθηκε και ως προς τη χρήση μυκητοειδών πλακών (πλακών zoellner) σαν ένας εναλλακτικός τρόπος μόρφωσης του στατικού συστήματος του εν λόγω κτιρίου. Το υπό εξέταση κτίριο χρονολογείται τη δεκαετία του 1970 και συνεπώς είναι μελετημένο με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Αυτό έγινε ώστε τα συμπεράσματα που αντλήθηκαν να έχουν ένα αντίκτυπο με τη πραγματικότητα, η οποία δηλώνει ότι άνω του 70% των υφιστάμενων κτιρίων στη χώρα μας έχουν μελετηθεί με τον Αντισεισμικό του 1959. Το κτίριο προσομοιώθηκε στο λογισμικό SeismoStruct της εταιρείας SeismoSoft και έτσι, δημιουργήθηκαν δύο τύποι στατικών μοντέλων (Α και Β) εκ των οποίων το πρώτο (Α) αποτελεί το συμβατικό μοντέλο, πλαισιακού και φατνωματικού χαρακτήρα στατικού συστήματος και το δεύτερο (Β) αποτελεί τη προσομοίωση της χρήσης μυκητοειδών πλακών. Και τα δύο μοντέλα επιβλήθηκαν σε μια σειρά ανελαστικών στατικών αναλύσεων (pushover analysis) και δυναμικών ανελαστικών αναλύσεων χρονοϊστορίας (dynamic time history analysis). Ως προς την ανελαστική στατική ανάλυση να σημειωθεί ότι εκπονήθηκε με δύο διαφορετικές μορφές κατανομής φόρτισης, την ομοιόμορφη και τη τριγωνική. Στο σύνολο τους για τα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας εκπονήθηκαν 16 αναλύσεις pushover και 12 δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας μεταξύ των δύο μοντέλων ενώ χρησιμοποιήθηκαν οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 (EC8) αλλά και του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022)

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- Και στα δύο μοντέλα Α και Β οι βλάβες μοιράζονται σε όλο το σκελετό του κτιρίου (έχοντας αγνοήσει την επιρροή των τοιχοπληρώσεων και επικεντρώνοντας αυστηρά στη συμπεριφορά των δύο φ.ο.) και οι πλαστικές αρθρώσεις ακολουθούν το ίδιο μοτίβο. Επίσης παρατηρείται ότι και για τα δύο μοντέλα και με τους δύο τρόπους αναλύσεων η επικρατέστερη μορφή αστοχίας – βλάβης ήταν διατμητική.
- Και τα δύο μοντέλα εμφανίζουν σημαντική διαφοροποίηση στις μέγιστες μετακινήσεις τους ανά άξονα, καθιστώντας έτσι εμφανή την «ισχυρή» και «ασθενή» διεύθυνση των μοντέλων όσον αφορά την κατανομή της δυσκαμψίας τους. Αυτό είναι κάτι σημαντικό γιατί δίνει τη δυνατότητα στο μελετητή μηχανικό να κρίνει καλύτερα την όποια διαφορά μεταξύ των δύο στατικών συστημάτων των δύο μοντέλων ανά άξονα. Διευκρινίζεται ότι με τον όρο μετακινήσεις εννοούνται οι σχετικές μετακινήσεις βάσης – κορυφής (κόμβος ελέγχου) του κτιρίου.

- Έχοντας λάβει υπόψη όλες τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις μεταξύ των δύο μοντέλων, με όλες τις κατανομές φόρτισης, βρέθηκε ότι το Μοντέλο Α εμφάνισε μικρότερη στοχευόμενη μετακίνηση κορυφής (περίπου 0.01 m) και στις δύο διευθύνσεις σε σχέση με το Μοντέλο Β.
- Αντίστοιχα για την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας το Μοντέλο Α εμφάνισε κατά μέσο όρο 0.04m μικρότερη μέγιστη σχετική μετακίνηση κορυφής σε σχέση με το Μοντέλο Β.
- Στο Μοντέλο Β παρατηρείται μια σαφώς μεγαλύτερη διαφοροποίηση μεταξύ των στοχευόμενων μετακινήσεων από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις και των μέγιστων μετακινήσεων που προέκυψαν από τις δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, κάτι το οποίο δεν παρατηρείται στο Μοντέλο Α. Ενδεικτικά, κατά μέσο όρο όλων των ανελαστικών στατικών αναλύσεων το Μοντέλο Β εμφάνισε στοχευόμενη μετακίνηση ίση με 0.044m στη διεύθυνση X και 0.033m αντίστοιχα στη διεύθυνση Y, με τη μέση μέγιστη μετατόπιση κορυφής από τις δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας να είναι ίση με 0.024m. Αντίστοιχα το Μοντέλο Α εμφάνισε στοχευόμενη μετακίνηση ίση με 0.034m στη διεύθυνση X και 0.025m αντίστοιχα στη διεύθυνση Y, με τη μέση μέγιστη μετατόπιση κορυφής από τις δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας να είναι ίση με 0.028m.
- Είναι σαφές ότι μοντέλο Α εμφάνισε μικρότερες στοχευόμενες μετακινήσεις και στις δύο διευθύνσεις (εγκάρσια και διαμήκης) σε σχέση με το μοντέλο Β, ενώ το ίδιο διαπιστώθηκε και στη δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας, με μικρότερες μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις βάσης – κορυφής. Αποτέλεσμα λογικό ενδεχομένως, δεδομένης της έλλειψης συμβατικού πλαισιακού στατικού συστήματος του προσομοιώματος Β. Και τα δύο προσομοιώματα Α και Β παρουσίασαν αρκετές διατμητικές αστοχίες σε πλήθος μελών τους, απόρροια της έλλειψης επαρκών συνδετήρων στα μέλη του φέροντος οργανισμού, παρουσιάζοντας πρώτα τις εν λόγω βλάβες σε δοκούς (προσομοίωμα Α) / ενισχυμένες ζώνες (προσομοίωμα Β) και ύστερα πάντα σε υποστυλώματα, που είναι και η επιθυμητή σειρά εμφάνισης βλαβών. Αντίθετα, το προσομοίωμα Β παρουσίασε διαρροή στην πλειονότητα των μελών του φέροντα οργανισμού του, εν αντιθέσει με το Α. Από τη γενικότερη εικόνα του βαθμού, του αριθμού των βλαβών αλλά και των θέσεων των βλαβών, συμπεραίνουμε πως το προσομοίωμα Α παρουσίασε καλύτερη και πιο επιθυμητή συμπεριφορά.

Τέλος πρέπει να σημειωθεί ότι τα συμπεράσματα και τα αποτελέσματα από τους δύο τύπους αναλύσεων που εκπονήθηκαν στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας, επηρεάζονται από διάφορες παραμέτρους ή και διάφορες παραδοχές οι οποίες μπορεί να έχουν ληφθεί κατά τη διάρκεια της προσομοίωσης και ανάλυσης των δύο προσομοιωμάτων Α και Β. Ως εκ τούτου τα παραπάνω αποτελέσματα είναι ενδεικτικά κάποιων σεισμικών τάσεων και συμπεριφοράς του εκάστοτε φέροντα οργανισμού του υπό εξέταση κτιρίου και δεν αποτελούν απόλυτες τιμές μεγεθών.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ – ΑΝΑΦΟΡΕΣ

1. Hellenic Weather «Οι Κατηγορίες των Σεισμών», Ιούλιος 2019
<https://hellenicweather.com/oi-kathgories-ton-seismon/>
2. Αντωνιάδης, Σημειώσεις για τη Διαμόρφωση Δοκιδωτών Πλακών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, 2016
3. Γκάνης Ν., Δημάκης Ν., Καραγκιοζόπουλος Γ., Σακελλάρης Μ., Χρυσανθόπουλος Α. «Κατασκευές από Σκυρόδεμα, Σχεδιασμός Ειδικών και Προεντεταμένων Φορέων», Σεπτέμβριος 2009
4. Γκιβίση Κωνσταντίνα «Αναλυτική προσομοίωση και σύγκριση πειραματικών δοκιμών», Αθήνα 2012
5. Δουδούμης Ν. Ιωάννης «Η εξέλιξη των Αντισεισμικών Κανονισμών και ο Ρόλος του Σεισμού της Θεσσαλονίκης το 1978», Θεσσαλονίκη 2018
6. E.T.A.M, 4^ο Πανελλήνιο συνέδριο αντισεισμικής μηχανικής τεχνικής σεισμολογίας, Αθήνα 2019
<https://conv.eltam.org/athens1999/>
7. Ευρωκώδικας 1: Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές.
8. Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός Φορέων από Σκυρόδεμα. Μέρος 1-1: Γενικοί Κανόνες και κανόνες για κτίρια. 2004
9. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός. Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια. 2004
10. Ιγνατάκης Χρήστος «Κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, Διαστασιολόγηση σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 2 και 8», ΣΕΑΒ, 2015
11. Ο.Α.Σ.Π. «ΚΑΝ. ΕΠΕ. 3^η Αναθεώρηση» Ιούνιος 2022
12. Πανεπιστήμιο Πατρών «Στάθμες και Στόχοι Επιτελεστικότητας»
<http://www.episkevesold.civil.upatras.gr/English/notes/7.pdf>
13. Μουντάκης Δ., «Συνοπτική γεωτεκτονική εξέλιξη του ευρύτερου Ελληνικού χώρου», Θεσσαλονίκη 1990.
14. Ραγκούσης Ανδρέας, «Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου σχεδιασμένου με κανονισμό του '54/'59 μέσω στατικών ανελαστικών αναλύσεων» 21^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών, Πάτρα, Φεβρουάριος 2015
15. Ρεπαπής Κωνσταντίνος, «Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα», Διδακτορική Διατριβή, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα, 2007
16. Ψυχάρης Γιάννης, «Σημειώσεις Αντισεισμική Τεχνολογίας», Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα, 2016
17. Ψυχάρης Γιάννης, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας», Πανεπιστημιακές σημειώσεις Ε.Μ.Π., Αθήνα 2007.