

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ



ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ
ΣΕΙΣΜΟΠΛΗΚΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΤΑ ΤΟΝ ΣΕΙΣΜΟ ΣΤΟ
ΑΡΚΑΛΟΧΩΡΙ, ΚΡΗΤΗ (27/09/21)

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΛΙΑΔΑΚΗ ΧΡΙΣΤΙΝΑ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ

ΑΘΗΝΑ 2023

Η Διπλωματική Εργασία έγινε αποδεκτή και βαθμολογήθηκε από την εξής τριμελή επιτροπή:

ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ ΚΑΘΗΓΗΤΗ	ΥΠΟΓΡΑΦΗ
ΡΕΠΑΠΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ (Επιβλέπων)	
ΒΡΥΖΙΔΗΣ ΙΣΑΑΚ (Εξεταστής)	
ΠΝΕΥΜΑΤΙΚΟΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ (Εξεταστής)	

Δήλωση Συγγραφέα Διπλωματικής Εργασίας

Ο/η κάτωθι υπογεγραμμένη Λιαδάκη Χριστίνα του Εμμανουήλ, με αριθμό μητρώου 47464 φοιτήτρια του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής της Σχολής Μηχανικών του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, δηλώνω υπεύθυνα ότι:

«Είμαι συγγραφέας αυτής της διπλωματικής εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης, οι όποιες πηγές από τις οποίες έκανα χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε ακριβώς είτε παραφρασμένες, αναφέρονται στο σύνολό 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 μένα 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».

Η Δηλούσα



Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε το ακαδημαϊκό έτος 2022-2023 στο τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής υπό την επίβλεψη του Αναπληρωτή Καθηγητή Κωνσταντίνου Ρεπαπή. Αφορά την μελέτη μιας τριώροφης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα στη σεισμόπληκτη περιοχή του Αρκαλοχωρίου, Κρήτης. Το κτίριο αυτό θα προσομοιωθεί με το λογισμικό Seisbuild και θα πραγματοποιηθούν στατικές ανελαστικές αναλύσεις (pushover) και δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητάς του. Η αποτίμηση θα γίνει σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ). Μελετήθηκαν τρεις πιθανές περιπτώσεις φορέα, με τοιχοπληρώσεις, με Pilotis και χωρίς τοιχοπληρώσεις.

ABSTRACT

This thesis was carried out during the academic year 2022-2023 at the Department of Civil Engineering of the University of West Attica under the supervision of Associate Professor Constantinos Repapis. It concerns the study of a three-storey reinforced concrete structure in the earthquake affected area of Arkalochori, Crete. This building will be simulated with Seisbuild software and static inelastic analyses (pushover) and dynamic inelastic analyses will be performed to evaluate its load bearing capacity. The assessment will be carried out according to the Greek Code of Structural Interventions (GCSI). Three possible cases of the structure were studied, with infill walls, Pilotis and without infill walls.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν στην ολοκλήρωση της διπλωματικής μου εργασίας, αλλά και στο σύνολο των σπουδών μου.

Αρχικά, να ευχαριστήσω τον κ. Κωνσταντίνο Ρεπαπή για την στήριξη και την καθοδήγηση καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνηση της διπλωματικής εργασίας.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω και την εταιρεία Seismosoft, για την άδεια χρήσης του λογισμικού Seismobuild.

Τέλος, να ευχαριστήσω ιδιαίτερα την οικογένεια μου για την αμέριστη στήριξη και συμπαράσταση όλα αυτά τα χρόνια.

Λιαδάκη Χριστίνα

Αθήνα , Σεπτέμβριος 2023

Πίνακας περιεχομένων

Κεφάλαιο 1	16
<u>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</u>	16
1.1 Γενικά	16
1.2 Σκοπός	17
1.3 Διάγραμμα Εργασίας	17
Κεφάλαιο 2	18
<u>ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ</u>	18
2.1 Εισαγωγή	18
2.2 Εξέλιξη Αντισεισμικών Κανονισμών στην Ελλάδα-ΕΑΚ 1959	18
2.3 Ελαστικός Σχεδιασμός.....	21
2.4 Τρέχουσα Μέθοδος-Ικανοτικός Σχεδιασμός.....	21
2.5 Ανακεφαλαίωση-Συμπεράσματα.....	22
Κεφάλαιο 3	23
<u>ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΚΤΙΡΙΑ</u>	23
3.1 Εισαγωγή	23
3.2 Υφιστάμενα Κτίρια.....	23
3.3 Κατασκευές από Ω.Σ πριν το 1959.....	24
3.4 Κατασκευές από Ω.Σ την περίοδο 1959-1984.	25
3.5 Κτιριακό Απόθεμα.....	25
3.6 Ανακεφαλαίωση-Συμπεράσματα.....	27
Κεφάλαιο 4	28
<u>ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ</u>	28
4.1 Εισαγωγή	28
4.2 Σεισμική Αποτίμηση.....	28
4.3 Στόχοι αποτίμησης	29
4.4 Στάθμες Επιτελεστικότητας	31
4.5 Τοιχοποιίες Πλήρωσης	32
4.6 Ανακεφαλαίωση-Συμπεράσματα.....	33

Κεφάλαιο 5	34
<u>ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ</u>	<u>34</u>
5.1 Εισαγωγή	34
5.2 Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover).....	35
5.3 Δυναμική ανάλυση Χρονοϊστορίας.....	36
5.4 Ανακεφαλαίωση-Συμπεράσματα.....	37
Κεφάλαιο 6	38
<u>ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ</u>	<u>38</u>
6.1 Εισαγωγή	38
6.2 Περιγραφή Κτιρίου.....	38
6.3 Παραδοχές Υλικών & Φορτίων	39
6.3.1 Φορτία.....	39
6.3.2 Υλικά-Παραδοχές Προσομοίωσης.....	39
6.4 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά Φ.Ο	40
Κεφάλαιο 7	42
<u>ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ ΚΡΗΤΗΣ</u>	<u>42</u>
7.1 Εισαγωγή	42
7.2 Ανασκόπηση σεισμών στη Κρήτη.....	42
7.3 Σεισμική δόνηση Αρκαλοχωρίου	43
7.3.1 Αρκαλοχώρι, Κρήτης.....	43
7.3.2 Ιστορικό του σεισμού της 27 ^{ης} Σεπτεμβρίου.....	43
7.4 Επιπτώσεις σεισμού.....	44
7.4.1 Επιπτώσεις σε κτίρια από Φέρουσα Τοιχοποιία	44
7.4.2 Επιπτώσεις σε κτίρια από Ω.Σ.....	46
7.5 Ανακεφαλαίωση-Συμπεράσματα.....	46
Κεφάλαιο 8	47
<u>ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ</u>	<u>47</u>
8.1 Εισαγωγή	47
8.2 Εισαγωγή φορέα στο Λογισμικό	48

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ**53**

9.1	Προδιαγραφές ανάλυσης	53
9.2	Ιδιομορφές.....	57
9.3	Υπερωθητική Ανάλυση – Pushover	60
9.3.1	Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις	62
9.3.1.1	Σύγκριση διαγραμμάτων για τους δύο συνδυασμούς φόρτισης.....	65
9.3.2	Κτίριο με Pilotis.....	66
9.3.2.1	Σύγκριση διαγραμμάτων για τους δύο συνδυασμούς φόρτισης.....	70
9.3.3	Κτίριο με Τοιχοπληρώσεις	70
9.3.3.1	Σύγκριση διαγραμμάτων για τους δύο συνδυασμούς φόρτισης.....	74
9.4	Σύγκριση διαγραμμάτων.....	75
9.4.1	Συγκριτικά διαγράμματα καμπύλων ικανότητας για τις 3 περιπτώσεις αναλύσεων κατά Χ.....	75
9.4.2	Συγκριτικά διαγράμματα καμπύλων ικανότητας για τις 3 περιπτώσεις αναλύσεων κατά Υ.....	76
9.5	δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας.....	78
9.5.1	Συνθετικά Φάσματα	79
9.5.1.1	Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις	80
9.5.1.2	Κτίριο με Pilotis	82
9.5.1.3	Κτίριο με τοιχοπληρώσεις	84
9.5.2	Φάσματα πραγματικών καταγραφών σεισμού Αρκαλοχωρίου	86
9.5.2.1	Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις	86
9.5.2.2	Κτίριο με Pilotis	89
9.5.2.3	Κτίριο με τοιχοπληρώσεις	91
9.6	Σύγκριση αποτελεσμάτων – μεθοδών	93
9.6.1	Σύγκριση μετακινήσεων ανελαστικής στατικής ανάλυσης και ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων	93
9.6.2	Σύγκριση αναλύσεων της ανελαστικής στατικής ανάλυσης με της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης	94

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10**97****ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ****97****ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ****98**

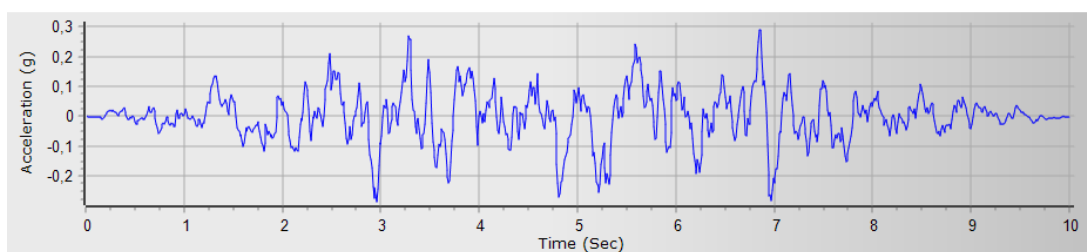
Κατάλογος Σχημάτων

Σχήμα 2.1 Περί Αντισεισμικού Κανονισμού οικοδομικών έργων	20
Σχήμα 3.1 Κατανομή υφιστάμενων Δημοσίων κτιρίων της χώρας μας κατά χρονική περίοδο κατασκευής τους. (Δείγμα από 15.193 Δημόσια κτίρια, Βάση δεδομένων ΟΑΣΠ)	26
Σχήμα 4.1 Συνδυασμός χρήσης κτιρίου και στάθμης επιτελεστικότητας	32
Σχήμα 6.1 Ξυλότυπος 1 ^{ου} ορόφου προσομοιώματος κατασκευής υπο μελέτη	38
Σχήμα 7.1 Χάρτης της ευρύτερης περιοχής όπου έπληξε η σεισμική διέγερση. Το επίκεντρο εντοπίζεται στο Αρκαλοχώρι. (ITΣΑΚ 2021)	44
Σχήμα 7.2 Ο κατεστραμμένος ναός του Προφήτη Ηλία στο Αρκαλοχώρι. (Ε.Α.Γ.Μ.Ε. 28/09/2021)	45
Σχήμα 7.3 Ο κατεστραμμένος ναός του Προφήτη Ηλία στο Αρκαλοχώρι. (Ε.Α.Γ.Μ.Ε. 28/09/2021)	45
Σχήμα 7.4 Βραχοπτώσεις επι του οδικού δικτύου.(Ε.Α.Γ.Μ.Ε. 28/09/2021)	45
Σχήμα 7.5 Γεωγραφική κατανομή των επικέντρων της ακολουθίας με $M \geq 2.6$., καθώς και οι μηχανισμοί γένεσης των σημαντικότερων σεισμών της ακολουθίας, η γεωμετρική απεικόνιση του ρήγματος Καστελίου (Παπαζάχος και Παπαζάχου, 2003) και οι θέσεις των επιταχυνσιογραφημάτων ITΣΑΚ	46
Σχήμα 8.1 Γραφικό περιβάλλον SeisMobuild.....	47
Σχήμα 8.2 Εισαγωγή ορόφων και χαρακτηριστικών τους	47
Σχήμα 8.3 Εισαγωγή dwg αρχείου.....	48
Σχήμα 8.4 Μονάδες Μέτρησης.....	48
Σχήμα 8.5 Κάναβος τυπικού ορόφου	49
Σχήμα 8.6 Πίνακας εισαγωγής υλικών.....	49
Σχήμα 8.7 Χαρακτηριστικές τιμές υλικών	50
Σχήμα 8.8 Εισαγωγή/επεξεργασία γεωμετρίας διατομών για υποστύλωμα.....	50
Σχήμα 8.9 Εισαγωγή διαμήκων και εγκάρσιων οπλισμών υποστυλώματος	51
Σχήμα 8.10 Εισαγωγή/επεξεργασία γεωμετρίας διατομών για δοκό.....	51
Σχήμα 8.11 Εισαγωγή οπλισμού δοκού	52
Σχήμα 8.12 Εισαγωγή πάχους πλάκας	52
Σχήμα 9.1 Στόχοι αποτίμησης	53

Σχήμα 9.2 Φάσματα με βάση το Κανονισμό	54
Σχήμα 9.3 Αναλύσεις Pushover	54
Σχήμα 9.4 Στάθμες Αξιοπιστίας	55
Σχήμα 9.5 Τύπος Ανάλυσης	55
Σχήμα 9.6 Συντελεστές φορτίων.....	56
Σχήμα 9.7 Προτεινόμενοι τύποι ελέγχων	56
Σχήμα 9.8 Προσομοίωση φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις.....	57
Σχήμα 9.9 Προσομοίωση φορέα με Pilotis.....	58
Σχήμα 9.10 Προσομοίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις.....	59
Σχήμα 9.11 Προσομοίωση φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις.....	61
Σχήμα 9.12 Προσομοίωση φορέα με Pilotis.....	61
Σχήμα 9.13 Προσομοίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις.....	61
Σχήμα 9.14 Καμπύλη ικανότητας για το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις και διγραμμική καμπύλη. Στοχευόμενες μετακινήσεις	62
Σχήμα 9.15 Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις-παραμορφώσεις στις Σημαντικές Βλάβες	63
Σχήμα 9.16 Καμπύλη ικανότητας για το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις και διγραμμική καμπύλη κατά y. Στοχευόμενες μετακινήσεις	64
Σχήμα 9.17 Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις-παραμορφώσεις στις Σημαντικές Βλάβες	64
Σχήμα 9.18 Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις-διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες 65	
Σχήμα 9.19 Συγκριτικό διάγραμμα των 2 συνδυασμών φόρτισης	65
Σχήμα 9.20 Καμπύλη ικανότητας για το κτίριο με Pilotis και διγραμμική καμπύλη. Στοχευόμενες μετακινήσεις.....	67
Σχήμα 9.21 Κτίριο με Pilotis -παραμορφώσεις στις Σημαντικές Βλάβες.....	67
Σχήμα 9.22 Καμπύλη ικανότητας για το κτίριο με τοιχοπληρώσεις και διγραμμική καμπύλη κατά y. Στοχευόμενες μετακινήσεις	68
Σχήμα 9.23 Κτίριο με Pilotis -παραμορφώσεις στις Σημαντικές Βλάβες.....	69
Σχήμα 9.24 Κτίριο με Pilotis -διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες	69
Σχήμα 9.25 Συγκριτικό διάγραμμα των 2 συνδυασμών φόρτισης	70
Σχήμα 9.26 Καμπύλη ικανότητας για το κτίριο με τοιχοπληρώσεις και διγραμμική καμπύλη κατά x. Στοχευόμενες μετακινήσεις	71
Σχήμα 9.27 Κτίριο με τοιχοπληρώσεις-παραμορφώσεις στις Σημαντικές Βλάβες	72

Σχήμα 9.28 Καμπύλη ικανότητας για το κτίριο με τοιχοπληρώσεις και διγραμμική καμπύλη κατά y. Στοχευόμενες μετακινήσεις	73
Σχήμα 9.29 Κτίριο με τοιχοπληρώσεις-παραμορφώσεις στις Σημαντικές Βλάβες	73
Σχήμα 9.30 Κτίριο με τοιχοπληρώσεις-διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες ...	74
Σχήμα 9.31 Συγκριτικό διάγραμμα των 2 συνδυασμών φόρτισης	74
Σχήμα 9.32 Συγκριτικά διαγράμματα καμπύλων ικανότητας για τις 3 περιπτώσεις αναλύσεων κατά X	76
Σχήμα 9.33 Συγκριτικά διαγράμματα καμπύλων ικανότητας για τις 3 περιπτώσεις αναλύσεων κατά Y	77
Σχήμα 9.34 Κτίριο με τοιχοπληρώσεις-διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες ...	77
Σχήμα 9.35 Κτίριο με Pilotis -διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες	78
Σχήμα 9.36 Κτίριο με τοιχοπληρώσεις-διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες ...	78
Σχήμα 9.37 Χρονοϊστορία επιτάχυνσης στον άξονα X τεχνητού επιταχυνσιογραφήματος	

79



Σχήμα 9.38 Χρονοϊστορία επιτάχυνσης στον άξονα Y τεχνητού επιταχυνσιογραφήματος..... 79

Σχήμα 9.39 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά x από τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα - Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις	80
Σχήμα 9.40 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά y από τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα - Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις	80
Σχήμα 9.41 Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις-διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες	

81

Σχήμα 9.42 Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις-καμπτικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες .	81
Σχήμα 9.43 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά x από τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα - Κτίριο με Pilotis	82
Σχήμα 9.44 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά y από τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα - Κτίριο με Pilotis	82

Σχήμα 9.45 Κτίριο με Pilotis -διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες	83
Σχήμα 9.46 Κτίριο με Pilotis -καμπτικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες.....	83
Σχήμα 9.47 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά x από τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα - Κτίριο με τοιχοπληρώσεις	84
Σχήμα 9.48 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά y από τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα - Κτίριο με τοιχοπληρώσεις	84
Σχήμα 9.49 Κτίριο με τοιχοπληρώσεις-διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες ...	85
Σχήμα 9.50 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά x - Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις.....	86
Σχήμα 9.51 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά y – Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις.....	87
Σχήμα 9.52 Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις – διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες.....	88
Σχήμα 9.53 Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις – καμπτικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες	88
Σχήμα 9.54 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά x - Κτίριο με Pilotis.....	89
Σχήμα 9.55 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά y - Κτίριο με Pilotis.....	89
Σχήμα 9.56 Κτίριο με Pilotis – διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες.....	90
Σχήμα 9.57 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά x - Κτίριο με τοιχοπληρώσεις.....	91
Σχήμα 9.58 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά y – Κτίριο με τοιχοπληρώσεις.....	91
Σχήμα 9.59 Κτίριο με τοιχοπληρώσεις – διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες.	92
Σχήμα 9.60 Κτίριο με τοιχοπληρώσεις – καμπτικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες ...	92
Σχήμα 9.61 Διατμητικές αστοχίες – Ανάλυση Pushover	94
Σχήμα 9.62 Διατμητικές αστοχίες – Δυναμική ανάλυση με τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα	94
Σχήμα 9.63 Διατμητικές αστοχίες – Δυναμική ανάλυση με πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα	94
Σχήμα 9.64 Διατμητικές αστοχίες – Ανάλυση Pushover	95

Σχήμα 9.65 Διατμητικές αστοχίες – Δυναμική ανάλυση με τεχνητά επιταχ/τα.....	95
Σχήμα 9.66 Διατμητικές αστοχίες – Δυναμική ανάλυση με πραγματικά επιταχ/τα	95
Σχήμα 9.67 Διατμητικές αστοχίες – Ανάλυση Pushover	96
Σχήμα 9.68 Διατμητικές αστοχίες – Δυναμική ανάλυση με τεχνητά επιταχ/τα.....	96
Σχήμα 9.69 Διατμητικές αστοχίες – Δυναμική ανάλυση με πραγματικά επιταχ/τα	96

Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 2.1 Τιμή συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς με βάση τη σεισμικότητα του εδάφους.....	19
Πίνακας 2.2 Κατηγορία Σπουδαιότητας με βάση τον ΕΑΚ του 59'	20
Πίνακας 3.1 Χρονική περίοδος κατασκευής των κτιρίων με βάση την ΕΛΣΤΑΤ	26
Πίνακας 4.1 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού (ΚΑΝΕΠΕ, 3 ^η αναθεώρηση).....	29
Πίνακας 4.2 Ελάχιστοι Ανεκτοί στόχοι για αποτίμηση ή ανασχεδιασμό υφιστάμενων κτιρίων	30
Πίνακας 4.3 Κατηγορία Σπουδαιότητας.....	30
Πίνακας 6.1 Οπλισμός 1 ^{ου} ορόφου.....	40
Πίνακας 9.1 Αποτελέσματα ιδιομορφικών αναλύσεων για το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις	57
Πίνακας 9.2 Αποτελέσματα ιδιομορφικών αναλύσεων για το κτίριο με Pilotis	58
Πίνακας 9.3 Αποτελέσματα ιδιομορφικών αναλύσεων για το κτίριο με τοιχοπληρώσεις	59
Πίνακας 9.4 Τιμές στοχευόμενης μετακίνησης για τρεις στάθμες επιτελεστικότητας κατά x.....	62
Πίνακας 9.5 Τιμές στοχευόμενης μετακίνησης για τρεις στάθμες επιτελεστικότητας κατά y.....	63
Πίνακας 9.6 Τιμές στοχευόμενης μετακίνησης για τρεις στάθμες επιτελεστικότητας κατά x.....	66
Πίνακας 9.7 Τιμές στοχευόμενης μετακίνησης για τρεις στάθμες επιτελεστικότητας κατά y.....	68

Πίνακας 9.8 Τιμές στοχευόμενης μετακίνησης για τρεις στάθμες επιτελεστικότητας κατά x.....	71
Πίνακας 9.9 Τιμές στοχευόμενης μετακίνησης για τρεις στάθμες επιτελεστικότητας κατά y.....	72
Πίνακας 9.10 Συγκεντρωτικός Πίνακας μετακινήσεων οροφής για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο	81
Πίνακας 9.11 Συγκεντρωτικός Πίνακας μετακινήσεων οροφής για το κτίριο με Pilotis..	83
Πίνακας 9.12 Συγκεντρωτικός Πίνακας μετακινήσεων οροφής για το τοιχοπληρωμένο κτίριο	85
Πίνακας 9.13 Συγκεντρωτικός Πίνακας μετακινήσεων οροφής για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο	87
Πίνακας 9.14 Συγκεντρωτικός Πίνακας μετακινήσεων οροφής για το κτίριο με Pilotis..	90
Πίνακας 9.15 Συγκεντρωτικός Πίνακας μετακινήσεων οροφής για το τοιχοπληρωμένο κτίριο	92
Πίνακας 9.16 Συγκεντρωτικός Πίνακας μετακινήσεων οροφής κτιρίου από τις 3 αναλύσεις	93

Κεφάλαιο 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η Ελλάδα, είναι μια εξαιρετικά σεισμογενής χώρα λόγω της γεωγραφικής της θέσης και της περιοχής της στην οποία βρίσκεται. Βρίσκεται στο σταυροδρόμι των τεκτονικών πλακών της Ευρασίας και της Αφρικής και επομένως εκτίθεται σε διαρκή σεισμική δραστηριότητα.

Σε συνδυασμό με το γεγονός ότι η Ελλάδα είναι μια χώρα με χαρακτηριστική γεωλογική μορφολογία σε όλο το εύρος της, η σεισμική δραστηριότητα είναι ιδιαίτερα έντονη και αποτελεί συχνά απειλή για την ασφάλεια των κατοίκων.

Η συνεχής, λοιπόν, σεισμική δραστηριότητα επηρεάζει τον τρόπο ζωής και απαιτεί την λήψη μέτρων αντισεισμικής προστασίας για τα κτίρια. Έτσι, οι λόγοι που οδήγησαν στη σύνταξη του πρώτου αντισεισμικού κανονισμού ήταν οι σοβαρές καταστροφές που προκάλεσαν οι σεισμοί στην Ελλάδα κατά τη διάρκεια του 20ού αιώνα. Το 1953, ο σεισμός της Κεφαλλονιάς μεγέθους 7.2 R., αποτέλεσε έναν από τους ισχυρότερους και καταστροφικότερους σεισμούς της νεότερης ιστορίας των Επτανήσων και όχι μόνο. Ο σεισμός κατέστρεψε ολόκληρους οικισμούς, σπίτια και κτίρια, ενώ οι ανθρώπινες απώλειες υπολογίστηκαν σε περισσότερους από 500 ανθρώπους. Πολλοί άνθρωποι έχασαν τα σπίτια τους και έμειναν άστεγοι. Έπειτα, ο σεισμός της 9ης Ιουλίου το 1956 στην Αμοργό μεγέθους 7.5 R., προκάλεσε εξίσου σημαντικές απώλειες ανθρώπινων ζώων και υλικών καταστροφών.

Αυτά τα γεγονότα κατέδειξαν την ανάγκη για αυστηρούς κανονισμούς και έδωσαν κατευθυντήριες γραμμές για τη σχεδίαση κτιρίων με σκοπό τη μείωση των αρνητικών επιπτώσεων των σεισμών.

Ο πρώτος Αντισεισμικός Κανονισμός της Ελλάδας, ο οποίος καταρτίστηκε το 1959, επέλυσε πολλά προβλήματα σχετικά με τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κτιρίων. Αυτός ο κανονισμός, καθιέρωσε αυστηρούς κανόνες για τη σχεδίαση και την κατασκευή κτιρίων που θα έχουν τη δυνατότητα να αντέξουν σε σεισμούς. Συγκεκριμένα, ο κανονισμός καθόρισε τις ελάχιστες απαιτήσεις για την αντοχή των κτιρίων σε σεισμούς, τη χρήση ανθεκτικότερων υλικών, καθώς και τον σωστό σχεδιασμό και τοποθέτηση των ενισχυτικών δομικών στοιχείων. Επίσης, προέβλεπε τον έλεγχο των κατασκευαστικών υλικών και την πιστοποίησή τους από ανεξάρτητους φορείς, καθώς και τον έλεγχο της κατασκευής από ειδικούς.

Ο πρώτος Αντισεισμικός Κανονισμός λοιπόν, λύνει προβλήματα σχετικά με τη σεισμική απόδοση των κτιρίων, καθώς και με την αντοχή τους σε σεισμούς, με συνέπεια να βελτιώνεται η αντοχή του κτιριακού αποθέματος σε σεισμούς και να μειώνεται ο κίνδυνος για την ανθρώπινη ζωή. Επιπλέον, η εφαρμογή του αντισεισμικού κανονισμού δημιουργεί ένα καθολικό σύστημα ελέγχου των κατασκευαστικών υλικών και της κατασκευής, το οποίο εγγυάται την ασφάλεια των κατασκευαστικών έργων.

1.2 ΣΚΟΠΟΣ

Καθώς, το κύριο πρόβλημα αφορά τα κτίρια που κατασκευάστηκαν πριν τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959, αφού αυτά δεν βασίστηκαν σε κανέναν Αντισεισμικό Κανονισμό, στην εν λόγω εργασία θα μελετηθεί η σεισμική αποτίμηση μιας κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο θα προσομοιωθεί σε κατάλληλο λογισμικό και θα πραγματοποιηθούν στατικές & δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις, για το σεισμό του Αρκαλοχωρίου, Κρήτης.

1.3 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η παρούσα εργασία αποτελείται από 10 κεφάλαια. Στο πρώτο μέρος της εργασίας, αναφέρονται εισαγωγικά στοιχεία που αφορούν την σεισμικότητα στην Ελλάδα, και την ανάγκη σύνταξης των πρώτων Αντισεισμικών Κανονισμών. Ακολουθούν, ο σκοπός και το διάγραμμα αυτής της εργασίας. Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται αναλυτικότερη αναφορά στους Αντισεισμικούς Κανονισμούς της Ελλάδας και συγκεκριμένα στο τι προέβλεπε ο ΕΑΚ του 59'. Στο τρίτο κεφάλαιο, συνεχίζεται το θεωρητικό κομμάτι της εργασίας και γίνεται αναφορά στα υφιστάμενα κτίρια, καθώς αποτελούν το μεγαλύτερο μέρος του κτιριακού αποθέματος στην Ελλάδα και η ενασχόληση με αυτά οδηγεί στην βελτίωση της αντισεισμικής τους ασφάλειας και όχι μόνο. Ακολουθεί το τέταρτο κεφάλαιο, όπου αναφέρονται οι στόχοι και οι μέθοδοι αποτίμησης. Έπειτα, στο πέμπτο κεφάλαιο αναλύονται οι μέθοδοι ελαστικής και ανελαστικής ανάλυσης. Στο έκτο κεφάλαιο γίνεται η περιγραφή του φορέα της κατασκευής, οι παραδοχές υλικών και φορτίων, καθώς και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του. Το έβδομο κεφάλαιο αφορά τη σεισμικότητα της Κρήτης και το σεισμό της 27^{ης} Σεπτεμβρίου του 2021 στο Αρκαλοχώρι της Κρήτης. Στο όγδοο κεφάλαιο, γίνεται αναλυτική παρουσίαση της προσομοίωσης του μοντέλου του κτιρίου στο λογισμικό Seisobuild. Στο ένατο κεφάλαιο, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων μεταξύ των τριών περιπτώσεων που έχουν χρησιμοποιηθεί. Τέλος, στο δέκατο κεφάλαιο παρατίθενται τα συμπεράσματα που έχουν εξαχθεί, γίνεται η περίληψη και σύνοψή τους και τέλος, αναφέρονται οι βιβλιογραφικές πηγές.

Κεφάλαιο 2

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η αδυναμία πρόβλεψης των σεισμών, ως ένα από τα πιο απρόβλεπτα φυσικά φαινόμενα οδήγησαν και συνεχίζουν να οδηγούν σε μέσα ισχυροποίησης των Αντισεισμικών Κανονισμών. Οι απώλειες σε ανθρώπινες ζωές, οι υλικές καταστροφές με επιπτώσεις τόσο σε προσωπικό, όσο και σε κοινωνικό επίπεδο, καταδεικνύουν την αναγκαιότητα για τη θέσπιση τέτοιων κανονισμών. Είναι ένα μέσο μείωσης της τρωτότητας των κτιρίων έναντι του φυσικού φαινομένου, το οποίο καλό είναι να εξελίσσεται συνεχώς και να λειτουργεί σαν μια ασπίδα προστασίας.

2.2 ΕΞΕΛΙΞΗ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ-ΕΑΚ 1959

Είναι σημαντικό, να αναφερθούν οι σεισμοί ορόσημο, που έπληξαν την Ελλάδα και οδήγησαν στη θέσπιση, αρχικά διατάξεων και αργότερα αυστηρότερων μέτρων προστασίας και Κανονισμών για τη κατασκευή νέων κτιρίων.

- Ο σεισμός της Κορίνθου-Λουτρακίου το 1928 μεγέθους 6.3 R. Υπήρξαν 20 ανθρώπινες απώλειες, 30 σοβαρά τραυματίες και περίπου 2000 καταρρεύσεις κτιρίων.
- Ο σεισμός της Λάρισας, έλαβε χώρα το 1932 μεγέθους 6.3 R. με περίπου 40 νεκρούς και σημαντικές καταρρεύσεις κτιρίων.
- Ο σεισμός της Κεφαλλονιάς το 1953 μεγέθους 7.3 R. Οι ανθρώπινες απώλειες υπολογίστηκαν 476, ενώ οι υλικές καταστροφές ήταν μεγάλες.

Έως και το 1959 δεν υπήρχε κάποιος ενιαίος Αντισεισμικός Κανονισμός που να είχε υποχρεωτική εφαρμογή στον Ελλαδικό χώρο, παρόλη την έντονη σεισμικότητα της χώρας και τους καταστροφικούς σεισμούς. Ο σεισμός της Θεσσαλονίκης το 1955 ήρθε να αυστηροποιήσει τις μέχρι τώρα εμπειρικές μεθόδους Αντισεισμικής Τεχνολογίας. Στόχος του κανονισμού ήταν να εναρμονιστούν οι πρακτικές σχεδίασης με τις επιστημονικές γνώσεις της εποχής. Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 ήταν ο πρώτος επίσημος κανονισμός για τη σχεδίαση και την κατασκευή κτιρίων στην Ελλάδα, με στόχο την αντιμετώπιση των σεισμικών κινδύνων.

Ο κανονισμός ανέφερε τις ελάχιστες απαιτήσεις για τη σχεδίαση κτιρίων, συμπεριλαμβανομένων των υλικών κατασκευής, της αντισεισμικής γεωμετρίας και της αντοχής στον σεισμό. Οι προδιαγραφές του κανονισμού ήταν βασισμένες στις επιστημονικές γνώσεις της εποχής και συχνά ήταν συντηρητικές.

Ωστόσο, ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 αποτελεί ένα σημαντικό ιστορικό έγγραφο για την ανάπτυξη του αντισεισμικού σχεδιασμού στην Ελλάδα και στον κόσμο γενικότερα. Από τότε, οι απαιτήσεις για τη σεισμική αντοχή των κατασκευών έχουν εξελιχθεί σημαντικά, λαμβάνοντας υπόψη τις πιο πρόσφατες επιστημονικές εξελίξεις και τις εμπειρίες από μεγάλους σεισμούς σε διάφορα μέρη του κόσμου.

Μέχρι τότε ίσχυε "Ο Αντισεισμικός Οικοδομικός Κανονισμός Κορίνθου – Λουτρακίου", ο οποίος εφαρμόστηκε μετά τον καταστροφικό σεισμό στις 22 Απριλίου το 1924 μεγέθους 6.3 R.

Ο Αντισεισμικός Κανονισμός του '59 ΒΔ 19-2-1959 (ΦΕΚ 36Α/26-2-1959 ήταν ο πρώτος κανονισμός που τέθηκε στην Ελλάδα μέχρι και το 1985.

Με βάση τον ΕΑΚ του 59', η χώρα χωριζόταν και σε 3 κατηγορίες :

- ασθενώς (I)
- μετρίως (II)
- ισχυρώς (III)

σεισμόπληκτες.

Στο Πίνακα 2.2, παρουσιάζεται η κατηγορία σεισμικότητας διαφόρων πόλεων της Ελλάδας συμπεριλαμβανομένου και του Ηρακλείου Κρήτης που βρίσκεται στη Κατηγορία III.

Επιπλέον, τα εδάφη χωριζόντουσαν σε 4 κατηγορίες:

- μικρής
- μέτριας
- μεγάλης
- εξαιρετικής επικινδυνότητας.

Πίνακας 2.1 Τιμή συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς με βάση τη σεισμικότητα του εδάφους

Π Ι Ν Α Κ Σ Ι Ι			
Σεισμικότητας περιοχών	'Επικινδυνότητας εδαφών		
	(α)	(β)	(γ)
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,03	0,12	0,16

Ο σεισμός εισάγεται ως οριζόντια (στατική) δύναμη (\pm) H_i στο κέντρο κάθε μάζας M_i : ίση με σταθερό ποσοστό ε του βάρους της. Σε ειδικές περιπτώσεις (πρόβολοι κλπ) εφαρμόζεται και κατακόρυφη δύναμη $V_i=3\varepsilon \cdot (M_i \cdot g)$. Ο σεισμικός συντελεστής $\varepsilon=a/g$ (% g) προκύπτει από τον συνδυασμό περιοχής σεισμικότητας και κατηγορίας εδάφους, κυμαινόμενος από $\varepsilon=0.04$ μέχρι $\varepsilon=0.16$ (α = επιτάχυνση σεισμού).

Τα εντατικά μεγέθη προκύπτουν μέσω της ελαστικής ανάλυσης. Εφαρμόζεται η ακριβής ελληνική μέθοδος αντισεισμικού υπολογισμού (μέθοδος Ρουσόπουλου), ή μία των ευρέως αποδεκτών άλλων επιστημονικών μεθόδων.

Συνιστάται η τοποθέτηση τοιχωμάτων. Κατά την στατική ανάλυση συνήθων οικοδομικών έργων, επιτρέπεται η διάσπαση των διατομών τοιχωμάτων μορφής Γ, Τ, στα επί μέρους ορθογωνικά σκέλη τους. Σε κτίρια με Φ.Ο. οπλισμένου σκυροδέματος επιβάλλεται πρόσθετος ειδικός έλεγχος περιμετρικών υποστρωμάτων και δοκών με οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις και συντελεστή $\varepsilon/2$ (όπου $\varepsilon \leq 0.06$). Σύσταση τα γωνιακά

2.3 ΕΛΑΣΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

Κατά τους πρώτους Αντισεισμικούς κανονισμούς, όπως έχει ήδη αναφερθεί, ο σεισμός εισάγεται ως οριζόντια φόρτιση ανάλογη προς τη μάζα του κτιρίου. Για τη διαδικασία υπολογισμού των εντατικών μεγεθών χρησιμοποιείται η ελαστική ανάλυση. (Ρεπαπής, 2007).

Ο ελαστικός σχεδιασμός των κτιρίων είναι μια προσέγγιση στον σχεδιασμό και την κατασκευή κτιρίων, η οποία λαμβάνει υπόψη την σεισμική δραστηριότητα μιας περιοχής. Η κύρια αρχή του ελαστικού σχεδιασμού είναι να εξασφαλίζεται η ελαστικότητα του κτιρίου, ώστε να αντέχει στις δυνάμεις που προκαλούνται από μια σεισμική δόνηση. Κάτω από μια σεισμική δόνηση, τα κτίρια που σχεδιάζονται με την αρχή του ελαστικού σχεδιασμού μπορούν να παραμείνουν ακέραια και να ελαχιστοποιήσουν τη ζημιά.

Μεταξύ των θετικών στοιχείων του ελαστικού σχεδιασμού είναι η μείωση των κινδύνων για τη ζωή των ανθρώπων και η μείωση των ζημιών σε κτίρια και υποδομές. Επιπλέον, ο σχεδιασμός και η κατασκευή κτιρίων με ελαστικό σχεδιασμό μπορεί να αυξήσει την αντοχή τους στον χρόνο, καθώς και να μειώσει την ανάγκη για συντήρηση.

Μεταξύ των αρνητικών στοιχείων του ελαστικού σχεδιασμού είναι το αυξημένο κόστος της κατασκευής (π.χ επιλογή μεγαλύτερων διατομών). Επιπλέον, η εφαρμογή του ελαστικού σχεδιασμού σε υπάρχοντα κτίρια είναι πιο δύσκολη και συνήθως απαιτεί αναδιαρρύθμιση του κτιρίου, με αντίστοιχη αύξηση του κόστους της ανακαίνισης. Στα παρακάτω κεφάλαια θα γίνει εκτενέστερη ανάλυση του ελαστικού και του ανελαστικού σχεδιασμού.

2.4 ΤΡΕΧΟΥΣΑ ΜΕΘΟΔΟΣ-ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

Στα κτίρια που κατασκευάστηκαν τις χρονολογίες, μεταξύ 1959 και 1984 πριν, δηλαδή από τις τροποποιήσεις του αντισεισμικού κανονισμού το 1984 δεν εφαρμοζόταν ο Ικανοτικός Σχεδιασμός. Η αναφορά στον Ικανοτικό Σχεδιασμό είναι σημαντική, καθώς βοηθάει στην καλύτερη αποτίμηση των υφιστάμενων κτιρίων.

Η φιλοσοφία του Ικανοτικού Σχεδιασμού βασίζεται στην επιδίωξη να εξασφαλισθεί στη κατασκευή η ικανότητα για τη μεγαλύτερη δυνατή απορρόφηση ενέργειας χωρίς μερική ή ολική αστοχία (κατάρρευση). (Καρανιάννης, 2019).

Ο Ικανοτικός Σχεδιασμός βασίζεται:

- Στη χρήση των αποθεμάτων αντοχής της κατασκευής.
- Στην ιεράρχηση των βλαβών και η εξασφάλιση εκδήλωσής τους με την επιθυμητή σειρά. (πρώτα αστοχία σε δοκούς).
- Στην κατανομή των βλαβών σε όσο το δυνατόν μεγαλύτερο αριθμό δομικών στοιχείων.

Για να επιτευχθεί ο Ικανοτικός Σχεδιασμός, κατά τον σχεδιασμό μιας κατασκευής επιλέγονται εκ των προτέρων τα σημεία εκείνα, τα οποία θα υποστούν πρώτα διαρροή κατά τη σεισμική διέγερση. Τα σημεία αυτά ονομάζονται «Πλαστικές αρθρώσεις». Χαρακτηριστικό των πλαστικών αρθρώσεων είναι η αυξημένη πλαστιμότητα, δηλαδή η αντοχή και σε πλαστικές παραμορφώσεις χωρίς αστοχία. Τα σημεία των στοιχείων που πρόκειται να εμφανίσουν πλαστικές αρθρώσεις ονομάζονται «Κρίσιμες περιοχές».

Στόχος του Ικανοτικού Σχεδιασμού είναι η επίτευξη του «Μηχανισμού δοκών», έναντι του «Μηχανισμού ορόφου». Κατά τον πρώτο μηχανισμό επιτυγχάνεται η απορρόφηση του μέγιστου αποθέματος ενέργειας, καθώς παρατηρούνται βλάβες και σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε όλες τις δοκούς. Αντίθετα, στη δεύτερη περίπτωση μηχανισμού παρατηρούνται αστοχίες και πλαστικές αρθρώσεις σε ορισμένα από τα υποστυλώματα, χωρίς να χρησιμοποιούνται τα αποθέματα αντοχής των δοκών και των υπολοίπων υποστυλωμάτων του κτηρίου.

Είναι εμφανές, ότι ο Μηχανισμός δοκών είναι αυτός ο μηχανισμός που ανταποκρίνεται στις ανάγκες του Ικανοτικού Σχεδιασμού.

Τέλος, ο Ικανοτικός σχεδιασμός δεν εγγυάται απόλυτη αντοχή στους σεισμούς και ένα κτίριο που έχει σχεδιαστεί με βάση αυτή τη μέθοδο εξακολουθεί να είναι ευάλωτο σε ισχυρούς σεισμούς. Συνεπώς, είναι σημαντικό να λαμβάνονται πρόσθετα μέτρα για τη βελτίωση της αντισεισμικής αντοχής των κατασκευών, όπως η ενίσχυση των κτιρίων μετά από έναν σεισμό ή η χρήση πιο σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών κατά τον σχεδιασμό νέων κατασκευών.

2.5 ΑΝΑΚΕΦΑΛΑΙΩΣΗ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Δυστυχώς, δεν υπάρχει κάποια ακριβής εκτίμηση για το πόσα κτίρια έχουν κατασκευαστεί στην Ελλάδα με βάση τον πρώτο Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Ωστόσο, είναι γνωστό ότι ο αριθμός αυτός είναι αρκετά μεγάλος καθώς ο πρώτος Αντισεισμικός Κανονισμός ίσχυε για πολλές δεκαετίες μέχρι να αντικατασταθεί από πιο σύγχρονους κανονισμούς στα τέλη της δεκαετίας του 1980.

Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι τα κτίρια που κατασκευάστηκαν πριν από το 1980 δεν ανταποκρίνονται στις σύγχρονες αντισεισμικές απαιτήσεις και πιθανόν να είναι ευάλωτα σε ισχυρούς σεισμούς. Επομένως, η αναβάθμιση και η ενίσχυση αυτών των κτιρίων αποτελούν μεγάλη πρόκληση για την αντιμετώπιση των σεισμικών κινδύνων στην Ελλάδα.

Κεφάλαιο 3

ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΚΤΙΡΙΑ

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σε αυτό το κεφάλαιο, θα γίνει αναφορά στα υφιστάμενα κτίρια καθώς, το προσομοίωμα της κατασκευής που μελετάται θεωρείται υφιστάμενο. Τα δεδομένα που προκύπτουν για τη μελέτη και αποτίμηση ενός υφιστάμενου κτιρίου, διαφέρουν από αυτά των νέων κατασκευών. Επιπλέον, οι υφιστάμενες κατασκευές αποτελούν ένα σημαντικό ποσοστό του κτιριακού αποθέματος της Ελλάδας, οπότε και η μελέτη τους είναι σημαντική.

3.2 ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΚΤΙΡΙΑ

Οι γνώσεις και η ενασχόληση με τα υφιστάμενα κτίρια στην Ελλάδα, είναι απαραίτητα εφόδια για την βελτίωση της τρωτότητας σε κοινωνικά, οικονομικά κ.α. επίπεδα. Η διατήρηση και αναβάθμιση των υφιστάμενων κτιρίων, με σκοπό τη βελτίωση της αντισεισμικής τους ασφάλειας, συμβάλλουν στην προστασία της ανθρώπινης ζωής και περιουσίας από τους σεισμούς, καθώς ενισχύει την ασφάλειά τους. Επίσης, τα υφιστάμενα κτίρια, αποτελούν σημαντικό κομμάτι του πολιτιστικού και αρχιτεκτονικού παρελθόντος ενός τόπου και η διατήρησή τους είναι σημαντική για τη διατήρηση της πολιτιστικής κληρονομιάς της χώρας.

Τέλος, η αναβάθμιση των υφισταμένων κτιρίων συμβάλει στη βιωσιμότητα των πόλεων και των περιοχών, καθώς η διατήρησή τους μπορεί να μειώσει την ανάγκη για νέα κατασκευή και να προωθήσει την ανακαίνιση και την επαναχρησιμοποίηση των υφιστάμενων κτιρίων. Συνολικά, η γνώση και η ασχολία με τα υφιστάμενα κτίρια είναι σημαντική για τη διατήρηση της ανθρώπινης ζωής και της περιουσίας από τους σεισμούς, τη διατήρηση της πολιτιστικής κληρονομιάς της χώρας, τη βελτίωση της ποιότητας ζωής των κατοίκων των κτιρίων, τη βιωσιμότητα των πόλεων και των περιοχών και την ανάπτυξη της οικονομίας του τομέα της ανακαίνισης και αναβάθμισης των υφιστάμενων κτιρίων.

Ποια κτήρια θεωρούνται υφιστάμενα:

Σύμφωνα με τον ΝΟΚ και το Άρθρο 23:

Κτίριο ή τμήμα αυτού θεωρείται νομίμως υφιστάμενο:

- Αν έχει ανεγερθεί με σύννομη άδεια ή αναθεώρηση και σύμφωνα με τους όρους αυτής
- Αν έχει νομιμοποιηθεί με το εδάφιο 5 της παραγράφου 8 του άρθρου 8 του Ν. 1512/1985 ή την παρ. 3 του άρθρου 22 του Ν. 1577/1985 όπως τροποποιήθηκε με το Ν. 2831/2000, ή την παρ. 2 του άρθρου 26 του Ν. 4014/2011
- Αν προϋπήρχε της έγκρισης του σχεδίου πόλης και συγχρόνως οποιουδήποτε κανονισμού δόμησης στην περιοχή προ της δημοσίευσης του Π.Δ. της 23.10.1928

για τις εκτός σχεδίου δόμησης περιοχές και προ της δημοσίευσης του Ν.Δ. της 16.8.1923 για τις εντός σχεδίου περιοχές.

- Αν προϋφίστανται του Β.Δ. της 9.8.55, ή εξαιρέθηκε με τις διατάξεις του Ν. 720/1977 και του Ν. 1337/1983 και μόνο για το τμήμα που δεν αντίκειται είτε στις ισχύουσες διατάξεις είτε σε εκείνες που ίσχυαν κατά το χρόνο κατασκευής του εάν αυτές είναι ευνοϊκότερες.
- Αν πρόκειται για καθ' ύψος προσθήκη βάσει οικοδομικής άδειας κατ' εφαρμογή της παραγράφου 6 του άρθρου 101 του Ν.Δ 8/1973 σε κτίριο που είχε εξαιρεθεί από την κατεδάφιση κατά τις διατάξεις του Α.Ν 410/1968 και του Ν. 720/1977.

Ωστόσο, για να πραγματοποιηθεί μια μελέτη υφιστάμενης κατασκευής θα πρέπει να προηγηθεί μια διαδικασία καταγραφής ορισμένων δεδομένων, ώστε με βάση αυτά να γίνει η αξιολόγηση του κτιρίου.

Προς τούτο απαιτείται :

- Αποτύπωση του δομήματος και της κατάστασής του.
- Σύνταξη ιστορικού της κατασκευής και της συντήρησής του
- Καταγραφή τυχόν βλαβών
- Εκτέλεση επιτόπου διερευνητικών εργασιών και μετρήσεων

3.3 ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ Ω.Σ ΠΡΙΝ ΤΟ 1959

Στις κατασκευές από Ω.Σ πριν το 1959 στα υλικά συναντάται εργοταξιακό σκυρόδεμα κατηγορίας B120 ή B160 με ποτάμια αδρανή και οπλισμούς από λείο χάλυβα κατηγορίας St. Εφαρμόζονται, κατά βάση ξένοι κανονισμοί, ενώ η διαστασιολόγηση και η ανάλυση γίνεται με τη μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων, χωρίς όμως την εφαρμογή κάποιου Αντισεισμικού Κανονισμού.

Ο φέρων οργανισμός χαρακτηρίζεται από πλαισιακές κατασκευές με απουσία τοιχωμάτων, πλάκες μικρού πάχους (8-12 cm), πρόβολους μικρού ανοίγματος. Η διάταξη των τοιχοποιιών θεωρείται πυκνή ενώ οι στύλοι διατάσσονται σε πυκνό κάρναβο, μικρών και συνήθως τετραγωνικών διατομών με ποσοστό διαμήκων ραβδών ~8% και μόνον περιμετρικούς συνδετήρες (συνήθως Φ6/250mm). Οι τοιχοποιίες πλήρωσης είναι καλά δομημένες με μικρές διάτρητες πλίνθους, διαζώματα και επιμελημένη σφήνωση στις δοκούς οροφής.

Για τις θεμελιώσεις, χρησιμοποιούνται όλοι οι τύποι, ανάλογα με την αντοχή του εδάφους. Οι πρώτες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα ήταν συνήθως μεικτού τύπου με πεσσούς φέρουσας τοιχοποιίας στις όψεις και εσωτερικό φέροντα οργανισμό (πλάκες, δοκοί, υποστύλωμα) από οπλισμένο σκυρόδεμα. Σύντομα όμως η φέρουσα τοιχοποιία περιορίστηκε στον οργανισμό πλήρωσης. Οι φέροντες οργανισμοί των πολυώροφων οικοδομών ήταν πλέον, από τις αρχές της δεκαετίας του '30, αμιγώς πλαισιακοί φορείς από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι κατασκευές αυτές έχουν αποδείξει ότι διέθεταν σημαντική αντισεισμική ικανότητα, καθώς αρκετές κατόρθωσαν να επιβιώσουν των σεισμών του 1978, παρ' ότι σχεδιάστηκαν χωρίς κανένα αντισεισμικό υπολογισμό.

3.4 ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ Ω.Σ ΤΗΝ ΠΕΡΙΟΔΟ 1959-1984.

Για την περίοδο αυτή συναντάται στις κατασκευές εργοταξιακό σκυρόδεμα κατηγορίας B160 και λείος χάλυβας St I, που σταδιακά αντικαθίσταται από την κατηγορία B225 και τον νευροχάλυβα ST III για τους διαμήκεις οπλισμούς, ενώ στους συνδετήρες παραμένει η χρήση των λείων ράβδων κατηγορίας St I.

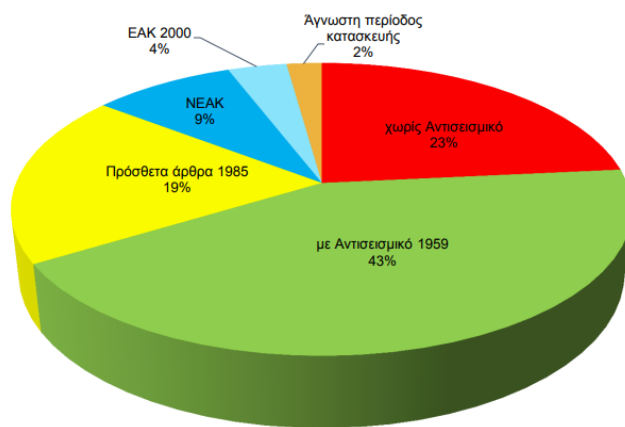
Με την θέσπιση του ΕΑΚ 1959 επιβάλλεται η καθ' ύψος ορθογωνική κατανομή των οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες προέκυπταν μέσω μιας καθορισμένης τιμής του σεισμικού συντελεστή $\varepsilon = 0.04 - 0.16$, ανάλογα με τη ζώνη σεισμικότητας της περιοχής (ζώνες I, II, III) και την επικινδυνότητα του εδάφους θεμελίωσης (κατηγορίες α, β, γ). Σε σχέση με τα παλαιότερα, τα κτίρια πλέον χαρακτηρίζονται από περισσότερους ορόφους, καθώς και αραιότερη διάταξη υποστυλωμάτων. Την λύση στην αντικειμενική αδυναμία, για τα μέσα της εποχής, της ακριβούς ανάλυσης των πολυώρων πλαισιακών συστημάτων, έδωσε η θεώρηση της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών. Με την διαφραγματική λειτουργία, επιτρέπεται η κατανομή της σεισμικής τέμνουσας κάθε ορόφου στα κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα, τοιχώματα), ανάλογα με τη δυσκαμψία τους («μοντέλο του μονώροφου»). Οι δυσκολίες εκτίμησης των συντελεστών δυσκαμψίας των στύλων και ιδιαίτερα των τοιχωμάτων οδήγησαν τελικά σε άτυπες προσεγγίσεις, οι οποίες υπερεκτιμούσαν συνήθως τις τέμνουσες των τοιχωμάτων, ανακουφίζοντας τα υποστυλώματα, ενώ υποτιμούσαν την καμπτική καταπόνηση των τοιχωμάτων, εξετάζοντάς τα ανά όροφο. Την εποχή εκείνη, συναντάται η χρήση pilotis στο ισόγειο των κτιρίων, με αποτέλεσμα την ασυνέχεια τοιχοποιίας. Οι πιλοτές κατέδειξαν με ιδιαίτερα έντονο τρόπο, κατά τους σεισμούς του 1978 στη Θεσσαλονίκη και του 1981 στην Αθήνα, τον ουσιαστικό ρόλο των τοιχοποιιών πλήρωσης στην αντισεισμική επάρκεια των οικοδομών, και τις επιπτώσεις από την απουσία τους στα ισόγεια των πιλοτών, χωρίς την κατάλληλη ισχυροποίηση των υποστυλωμάτων (Σταματίου και Τσάφου, 2013)

3.5 ΚΤΙΡΙΑΚΟ ΑΠΟΘΕΜΑ

Με βάση τα στοιχεία από την Ελληνική Στατιστική Αρχή (ΕΛΣΤΑΤ), προκύπτει ότι το μεγαλύτερο ποσοστό των κτιρίων (704.340 κτίρια) κατασκευάστηκε την περίοδο 1971-1980 (ποσοστό 17,2%). Τα αμέσως επόμενα ποσοστά είναι 15,6% (639.475 κτίρια) που κατασκευάστηκαν την χρονική περίοδο 1961-1970 και 14% (573.250 κτίρια) που κατασκευάστηκαν την περίοδο 1946-1960. Στο Πίνακα 3.1 που ακολουθεί, απεικονίζεται η χρονική περίοδος κατασκευής των κτιρίων κατά Περιφέρεια, ενώ στο Σχήμα 3.1 η κατανομή υφιστάμενων Δημοσίων κτιρίων της χώρας μας κατά χρονική περίοδο κατασκευής τους. Συγκεκριμένα, για το νησί της Κρήτης, όπου και βρίσκεται η περιοχή μελέτης παρατηρείται ότι, από το σύνολο του διαθέσιμου κτιριακού αποθέματος το 46.3% έχει κατασκευαστεί πριν το 1970. Αυτό, μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι οι κατασκευές έχουν υλοποιηθεί με βάση τον πρώτο Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959.

Πίνακας 3.1 Χρονική περίοδος κατασκευής των κτιρίων με βάση την ΕΛΣΤΑΤ

Περιγραφή	Σύνολο κτιρίων	Χρονική περίοδος κατασκευής κτιρίου												Σύνολο κτιρίων						
		Πριν το 1970	%	1971 - 1980	%	1981 - 1985	%	1986 - 1990	%	1991 - 1995	%	1996 - 2000	%		2001 - 2005	%	2006 και μετά	%	Υπό κατασκευή	%
ΣΥΝΟΛΟ ΕΛΛΑΔΟΣ	4.105.637	1.691.432	41,2	704.340	17,2	402.368	9,8	316.799	7,7	259.394	6,3	254.797	6,2	237.460	5,8	186.861	4,6	52.186	1,3	100,0
ΑΝΑΤΟΛΙΚΗΣ ΜΑΚΕΔΟΝΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΑΚΗΣ	286.365	135.062	47,2	48.185	16,8	22.727	7,9	16.599	5,8	15.406	5,4	15.655	5,5	16.741	5,8	12.849	4,5	3.141	1,1	100,0
ΚΕΝΤΡΙΚΗΣ ΜΑΚΕΔΟΝΙΑΣ	600.436	226.942	37,8	113.242	18,9	59.756	10,0	47.070	7,8	39.756	6,6	38.120	6,3	38.073	6,3	31.124	5,2	6.353	1,1	100,0
ΔΥΤΙΚΗΣ ΜΑΚΕΔΟΝΙΑΣ	142.816	58.619	41,0	26.279	18,4	13.093	9,2	9.181	6,4	7.042	4,9	15.438	10,8	6.690	4,7	4.842	3,4	1.632	1,1	100,0
ΗΠΕΙΡΟΥ	176.352	74.686	42,4	33.705	19,1	18.508	10,5	12.907	7,3	9.677	5,5	8.870	5,0	8.718	4,9	7.705	4,4	1.576	0,9	100,0
ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ	342.557	163.279	47,7	64.162	18,7	31.878	9,3	21.832	6,4	16.661	4,9	15.080	4,4	14.476	4,2	11.600	3,4	3.589	1,0	100,0
ΣΤΕΡΕΑΣ ΕΛΛΑΔΑΣ	302.172	124.269	41,1	50.602	16,7	33.564	11,1	24.614	8,1	19.613	6,5	17.550	5,8	15.870	5,3	12.343	4,1	3.747	1,2	100,0
ΙΟΝΙΩΝ ΝΗΣΩΝ	140.810	65.863	46,8	16.530	11,7	12.067	8,6	11.599	8,2	8.840	6,3	8.302	5,9	8.208	5,8	7.621	5,4	1.780	1,3	100,0
ΔΥΤΙΚΗΣ ΕΛΛΑΔΑΣ	303.064	122.797	40,5	56.645	18,7	31.663	10,4	24.362	8,0	19.490	6,4	18.018	5,9	14.628	4,8	11.474	3,8	3.987	1,3	100,0
ΠΕΛΟΠΟΝΝΗΣΟΥ	355.761	172.596	48,5	50.001	14,1	32.951	9,3	25.882	7,3	19.693	5,5	17.843	5,0	17.654	5,0	15.329	4,3	3.812	1,1	100,0
ΑΤΤΙΚΗΣ	783.752	231.875	29,6	163.074	20,8	90.833	11,6	72.863	9,3	60.653	7,7	57.801	7,4	55.942	7,1	38.055	4,9	12.656	1,6	100,0
ΒΟΡΕΙΟΥ ΑΙΓΑΙΟΥ	153.957	90.310	58,7	16.396	10,6	11.122	7,2	8.849	5,7	7.358	4,8	6.648	4,3	6.091	4,0	5.362	3,5	1.821	1,2	100,0
ΝΟΤΙΟΥ ΑΙΓΑΙΟΥ	219.681	87.132	39,7	27.109	12,3	19.841	9,0	18.908	8,6	16.938	7,7	16.262	7,4	15.574	7,1	12.987	5,9	4.930	2,2	100,0
ΚΡΗΤΗΣ	297.914	138.002	46,3	38.410	12,9	24.365	8,2	22.133	7,4	18.267	6,1	19.210	6,4	18.795	6,3	15.570	5,2	3.162	1,1	100,0



Σχήμα 3.1 Κατανομή υφιστάμενων Δημοσίων κτιρίων της χώρας μας κατά χρονική περίοδο κατασκευής τους. (Δείγμα από 15.193 Δημόσια κτίρια, Βάση δεδομένων ΟΑΣΠ)

3.6 ΑΝΑΚΕΦΑΛΑΙΩΣΗ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Είναι φανερό, πως εκτός από τη σημασία των Αντισεισμικών Κανονισμών και ότι αυτοί θεσπίζουν, εξίσου σημαντικό είναι να γνωρίζουμε και την περίοδο κατασκευής του κτιρίου, τα βασικά χαρακτηριστικά των υλικών, διατάξεων του Φ.Ο., ώστε να μπορεί να γίνει σωστά η καταγραφή των δεδομένων για το υφιστάμενο κτίριο που πρόκειται να μελετηθεί. Με βάση τα παραπάνω στοιχεία, γίνεται επίσης αντιληπτό, πόσο επιτακτική είναι η ανάγκη επισκευής και ενίσχυσης των κατασκευών, αλλά και η συνεχής βελτίωση και αυστηρή εφαρμογή των Αντισεισμικών Κανονισμών.

Κεφάλαιο 4

ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Λαμβάνοντας υπόψιν τα στοιχεία που παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 3 (3.5), η ανάγκη αποτίμησης της τρωτότητας των υφιστάμενων κτιρίων γίνεται ολοένα και πιο αναγκαία. Στην Ελλάδα, βρίσκεται σε εξέλιξη ο προσεισμικός έλεγχος σε κτίρια δημόσιας και κοινωφελούς χρήσης, ενώ αξίζει να αναφερθεί η ανησυχία που υπάρχει για προσεισμικό έλεγχο σε κτίρια ιδιωτικής χρήσης, αναφερόμενοι κυρίως σε κατασκευές προ του 1984.

Ενδεικτικά, θα αναφερθούν τα βήματα του προσεισμικού ελέγχου με βάση τον Ο.Α.Σ.Π.:

- Τον Πρωτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο ή Ταχύ Οπτικό Έλεγχο (ΤΟΕ), για την πρώτη καταγραφή και ταχεία αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας των κτιρίων δημόσιας και κοινωφελούς χρήσης.
- Τον Δευτεροβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο για την προσεγγιστική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας με βάση αναλυτικότερους υπολογισμούς και (μη καταστροφικό) έλεγχο ποιότητας των υλικών, για όσα κτίρια προκύψει ανεπαρκής σεισμική ικανότητα με βάση τα αποτελέσματα του ΤΟΕ.
- Τον Τριτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο για την αναλυτική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας για κτίρια με τοπική ή γενική σεισμική ανεπάρκεια από το 2ο στάδιο EC8 (μέρος 3) και ΚΑΝΕΠΕ (ΦΕΚ 42, Τεύχος Β/20-1-2012)

4.2 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ

Η σεισμική αποτίμηση των κτιρίων είναι σημαντική, καθώς ουσιαστικά είναι η διαδικασία εκτίμησης της φέρουσας ικανότητας ενός υφιστάμενου κτιρίου, καθώς και ο έλεγχος τήρησης ή μη των απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες αντισεισμικούς κανονισμούς. Τα συμπεράσματα που προκύπτουν από αυτές τις εκτιμήσεις είναι, που οδηγούν στην ιεράρχηση των προβλημάτων και οδηγούν στην ενίσχυση των κτιρίων, στη διαδικασία ανασχεδιασμού τους. Είναι προφανής, η αξία της σεισμικής αποτίμησης, καθώς μπορεί να δώσει σημαντικά στοιχεία για την ενίσχυση-βελτίωση των κατασκευών και άρα την διασφάλιση της προστασίας των χρηστών της.

Ιδιαίτερα χρήσιμη και επιτακτική είναι η ανάγκη αποτίμησης κτηρίων που έχουν κατασκευασθεί μεταξύ του 1959 και του 1984 και γενικότερα πριν την εφαρμογή του ΕΑΚ. Οι κατασκευές αυτές χρήζουν άμεσης αποτίμησης καθώς, έχουν μελετηθεί με μειωμένους σεισμικούς συντελεστές, ενδεχομένως χαμηλότερη ποιότητα υλικών, ανεπαρκή οπλισμό αλλά και το ιστορικό των κτιρίων και η επιβάρυνση τους από προηγούμενους σεισμούς, οδηγούν σε αυτή την ανάγκη για άμεση σεισμική αποτίμηση. Να σημειωθεί, πως σύμφωνα με διάφορες εκτιμήσεις, το ποσοστό του κτιριακού αποθέματος στην Ελλάδα, που κατασκευάστηκαν προ του Β.Δ 1959, πλησιάζει το 50%.

Σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ, 2η Αναθεώρηση 2017) (Κεφ.2 §2.1.1 & §2.1.2), η αποτίμηση των υφιστάμενων κτιρίων, ακολουθεί τα εξής βήματα:

- Συλλογή στοιχείων (ιστορικότητα κτηρίου)
- Ανάλυση
- Έλεγχος οριακών καταστάσεων

4.3 ΣΤΟΧΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Σύμφωνα με την 2η Αναθεώρηση του ΚΑΝΕΠΕ, 2017 :

1. Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικό -οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας», όπως αυτές εμφανίζονται στο Πίνακα 4.1 (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού.
2. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (Πίν. 4.2) αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού).
3. Στον παρόντα Κανονισμό προβλέπονται στόχοι επανελέγχου αναφερόμενοι αποκλειστικά και μόνον στον φέροντα οργανισμό και στις τοιχοπληρώσεις.

Πίνακας 4.1 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού (ΚΑΝΕΠΕ, 3^η αναθεώρηση)

$a_g / a_{g,ref}$	Στάθμη Επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού		
	A «Περιορισμένες Βλάβες»	B «Σημαντικές Βλάβες»	Γ «Οσονεί Κατάρρευση»
1.80	A0	B0	Γ0
1.30	A1*	B1*	Γ1*
1.00	A1	B1	Γ1
0.75	A2*	B2*	Γ2*
0.60	A2	B2	Γ2
0.45	A3*	B3*	Γ3*
0.35	A3	B3	Γ3
0.25	A4*	B4*	Γ4*
<0.25	A4	B4	Γ4

Η πιθανότητα υπέρβασης 10% της σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών, αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς $T=474$ έτη, ενώ η πιθανότητα 50% αντιστοιχεί σε $T=72$ έτη.

Οι ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι για αποτίμηση ή ανασχεδιασμό ορίζονται από τον ΚΑΝΕΠΕ με βάση τον Πίνακα 4.2 που παρουσιάζεται παρακάτω:

Πίνακας 4.2 Ελάχιστοι Ανεκτοί στόχοι για αποτίμηση ή ανασχεδιασμό υφιστάμενων κτιρίων

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

Σε κάθε περίπτωση να θεωρηθεί ότι ισχύει $A1 > A2$, $B1 > B2$, $\Gamma1 > \Gamma2$, $A1 > B1 > \Gamma1$ και $A2 > B2 > \Gamma2$

Στη συνέχεια, ο Κανονισμός Επεμβάσεων ορίζει τις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τον τύπο του εκάστοτε κτιρίου, σύμφωνα με τον παρακάτω Πίνακα 4.3:

Πίνακας 4.3 Κατηγορία Σπουδαιότητας

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, όπως αγροτικά οικήματα και αγροτικές αποθήκες, υπόστεγα, στάβλοι, βουστάσια, χοιροστάσια, ορνιθοτροφεία κλπ.
II	Συνήθη κτίρια όπως κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά – βιοτεχνικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.
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 24ωρου, όπως: αίθουσες αεροδρομίων, χώροι συνεδρίων κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά τη διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως: κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, κλινικές κλπ.

Η διαδικασία της αποτίμησης διαφοροποιείται ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι βλαβών στο προς αποτίμηση κτίριο. Στην περίπτωση που το κτίριο δεν έχει βλάβες, το αποτέλεσμα της αποτίμησης, ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, θα οδηγήσει στην απόφαση για ενίσχυση ή όχι του δομήματος.

Στην αντίθετη περίπτωση που υπάρχουν βλάβες, η διαδικασία αποτίμησης αποτελείται από δύο σκέλη:

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

4.4 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Οι στάθμες επιτελεστικότητας μπορούν να βοηθήσουν στην κατανόηση των αδυναμιών του κτιρίου και στη βελτίωση της αντοχής του σε μια επερχόμενη σεισμική δόνηση. Η αξιολόγηση της επιτελεστικότητας του κτιρίου μπορεί επίσης να βοηθήσει στον προσδιορισμό των απαιτήσεων για ενδεχόμενες αναβαθμίσεις ή ανακαινίσεις που απαιτούνται για να ενισχυθεί η σεισμική αντοχή του κτιρίου.

Η αντίληψη πως ο σχεδιασμός των κτιρίων μόνο με βάση την αποφυγή κατάρρευσης είναι επαρκής, διαψεύστηκε ύστερα από κάποιους μεγάλους σεισμούς, όπως ο σεισμός στο Hyogo-Ken-Nanbu, της Ιαπωνίας το 1995. Ο σεισμός αυτός είχε μεγάλες οικονομικοκοινωνικές επιπτώσεις, καθώς έγινε αντιληπτή η σημασία του να υπάρχουν και άλλες στάθμες επιτελεστικότητας.

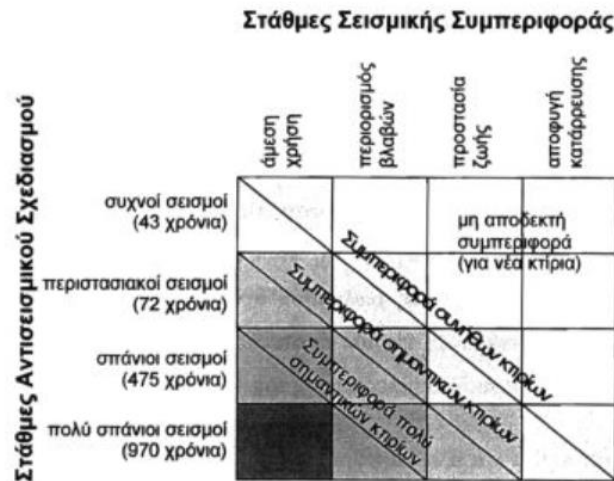
Επιπλέον, με τις στάθμες επιτελεστικότητας θα μπορούσε πλέον να συνδυαστεί η οικονομικότητα μιας κατασκευής σε συνδυασμό πάντα με την ασφάλεια αυτών.

Η κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ορίζει και μια κατάσταση έναντι βλαβών, απειλής για τη ζωή των ενοίκων και τη λειτουργικότητας της εκάστοτε κατασκευής. (Σχήμα 4.1)

Σύμφωνα με το ΚΑΝΕΠΕ (2017) υπάρχουν:

- «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
- «Σημαντικές βλάβες» (Β): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένονσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης.
- «Οιονεί κατάρρευση» (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.



Σχήμα 4.1 Συνδυασμός χρήσης κτιρίου και στάθμης επιτελεστικότητας

4.5 ΤΟΙΧΟΠΟΙΕΣ ΠΛΗΡΩΣΗΣ

Οι τοιχοποιίες αποτελούν συνήθως στοιχεία πληρώσεως στις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στην Ελλάδα, κατασκευάζονται συνήθως από τούβλα (οπτόπλινθους) διαφόρων διαστάσεων και είναι κατά κύριο λόγο άοπλες. Η παρουσία τους έχει τεράστια επίδραση στη σεισμική απόκριση του κτιρίου και είναι συνήθως θετική. Οι τοιχοποιίες πληρώσεως έχουν αποδειχθεί σημαντικές για την αποφυγή μεγαλύτερων βλαβών με βάση πρόσφατους σεισμούς, καθώς αποδείχθηκε ότι προσφέρουν μεγαλύτερη δυσκαμψία και βελτίωση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου έναντι οριζοντίων δράσεων. Η διάταξη των τοιχοπληρώσεων σε ένα κτίριο αποτελεί σημαντικό παράγοντα για τη σεισμική του απόκριση. Αν οι τοίχοι πληρώσεων κατανέμονται ομοιόμορφα κατά μήκος της περιμέτρου του κτιρίου χωρίς ασυνέχειες καθ' ύψος, τότε η αντοχή του κτιρίου σε οριζόντια φορτία αυξάνεται, ενώ ταυτόχρονα αυξάνεται η συνολική πλευρική δυσκαμψία του φορέα. Ωστόσο, αυτό είναι επωφελές για υφιστάμενα κτίρια που έχουν κατασκευαστεί με παλαιότερους κανονισμούς, καθώς αυξάνεται η αντοχή τους σε σεισμικά φορτία και μειώνονται οι μετακινήσεις λόγω σεισμού.

Όμως, στην πραγματικότητα, η διάταξη των τοιχοπληρώσεων είναι συνήθως ασύμμετρη λόγω αρχιτεκτονικών ή άλλων λόγων. Αυτό επηρεάζει δυσμενώς το κτίριο κατά τη σεισμική διέγερση. Ελάχιστοι είναι οι συμμετρικοί πλαισιακοί φορείς με τοιχοπληρώσεις ομοιόμορφα κατανεμημένες σε κάτοψη και τομή. Αντιθέτως, η ασύμμετρη διάταξη των τοιχοπληρώσεων μπορεί να επιδεινώσει την αντοχή του κτιρίου στα σεισμικά φορτία και να αυξήσει τις μετακινήσεις του λόγω σεισμού, καθώς επίσης και τη δυσκαμψία του κτιρίου, η οποία θεωρείται αρνητική καθώς αυξάνονται έτσι οι σεισμικές δυνάμεις που

επιδρούν στο κτίριο, περισσότερο από ό,τι η αντοχή που προσφέρουν οι ίδιες οι τοιχοπληρώσεις. Ειδικότερα, η ασύμμετρη διάταξη των τοιχοπληρώσεων σε συνδυασμό με την ύπαρξη άλλων παραμέτρων όπως η αστοχία και η ανεπαρκής συνδεσιμότητα μεταξύ των τμημάτων του κτιρίου, μπορεί να προκαλέσει τοπικές βλάβες, σημαντικές αποκλίσεις από τις αρχικές υπολογιστικές προσεγγίσεις, και στην περίπτωση των υφιστάμενων κτιρίων, ακόμη και την ανεπαρκή αντοχή στο σεισμό.

Επομένως, κατά την σεισμική απόκριση του κτιρίου, πρέπει να ληφθεί υπόψιν η παρουσία των τοιχοπληρώσεων και να ληφθούν μέτρα για την ενίσχυση της σεισμικής αντοχής του κτιρίου. Στην Ελλάδα, οι τοιχοποιίες συνήθως θεωρούνται ως μη αντισεισμικά συστήματα, αλλά οι μέθοδοι ενίσχυσης τους μπορούν να βελτιώσουν την αντοχή τους στη σεισμική δράση. Σύμφωνα, με τον Καραγιάννη (2019), ενώ στις νέες κατασκευές δεν λαμβάνεται υπόψιν, η επιρροή των τοιχοπληρώσεων οστιςστις προσομοιώσεις, ούτε στο σχεδιασμό, τη διαστασιολόγηση και τον υπολογισμό της κατασκευής, στις παλαιές κατασκευές είναι πολύ σημαντικό να λαμβάνονται υπόψιν οι τοιχοποιίες πληρώσεως σε όλη τη φάση της αποτίμησης, καθώς έτσι θα αποφευχθούν σοβαρές παραλείψεις για την ενίσχυση του εκάστοτε κτιρίου.

Για να αντιμετωπιστούν αυτά τα προβλήματα, απαιτείται η διενέργεια λεπτομερούς σεισμικής αποτίμησης για το κάθε κτίριο ξεχωριστά, έτσι ώστε να αξιολογηθεί η συμπεριφορά του κατά την σεισμική διέγερση και να προταθούν τυχόν βελτιώσεις. Επίσης, η χρήση σύγχρονων τεχνολογιών στον σχεδιασμό και την κατασκευή των κτιρίων, όπως οι ενισχυμένες τοιχοποιίες, μπορεί να βελτιώσει την αντοχή των κτιρίων στα σεισμικά φορτία.

Σύμφωνα με την παράγραφο 2.1.4.2 του Κανονισμού Επεμβάσεων:

- α. Οι τοιχοποιίες πλήρωσης δεν επιτρέπεται να συνεκτιμώνται στην ανάληψη μη σεισμικών δράσεων.
- β. Οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνιστάται να συνεκτιμώνται στην ανάληψη σεισμικών δράσεων.
- γ. Οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνεκτιμώνται υποχρεωτικώς στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό Σε γενικό ή τοπικό επίπεδο.
- δ. Για τις προϋποθέσεις εφαρμογής των ανωτέρω, τις περιπτώσεις απαλλαγής κλπ, ισχύουν τα αναφερόμενα στην Παράγραφο 5.9
- ε. Ο παρών Κανονισμός δεν αναφέρεται σε φέρουσες τοιχοποιίες που έχουν κατασκευαστεί ταυτόχρονα με τον σκελετό.

4.6 ΑΝΑΚΕΦΑΛΑΙΩΣΗ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο Κεφάλαιο αυτό περιγράφονται σε όλες μέθοδοι για την αποτίμηση ενός υφιστάμενου κτιρίου σύμφωνα με την 2η Αναθεώρηση του ΚΑΝΕΠΕ και αναλύονται οι στόχοι της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού αλλά και η σημασία των τοιχοπληρώσεων στις υφιστάμενες κατασκευές.

Κεφάλαιο 5

ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Υπάρχουν διάφορες μέθοδοι για την εκτίμηση της απόκρισης των κτιρίων.

Οι γραμμικές ελαστικές αναλύσεις.

- ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (ελαστική δυναμική ανάλυση)
- ανάλυση οριζόντιας φόρτισης (ελαστική στατική ανάλυση)

Οι μη γραμμικές αναλύσεις ή ανελαστικές αναλύσεις.

- μη-γραμμική στατική ανάλυση (pushover)
- μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (ανελαστική δυναμική ανάλυση)

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης βασίζονται στην παραδοχή, ότι η συμπεριφορά των δομικών στοιχείων μπορεί να περιγραφεί με μια γραμμική σχέση μεταξύ της έντασης και της παραμόρφωσης. Αυτό σημαίνει ότι μπορούμε να προσομοιώσουμε τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι το σημείο της πρώτης διαρροής, αλλά δεν είμαστε σε θέση να προβλέψουμε πώς θα ανακατανεμηθούν οι εντάσεις κατά τη διάρκεια της προοδευτικής διαρροής των δομικών στοιχείων μέχρι την κατάρρευση. Επίσης, οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης πρέπει να προσαρμόζονται κατάλληλα για να λαμβάνουν υπόψη την πιθανότητα εμφάνισης μη γραμμικής συμπεριφοράς κατά το σεισμό σχεδιασμού.

Από την άλλη, οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης επιδιώκουν να αποδώσουν με μεγαλύτερη ακρίβεια την σεισμική απόκριση των κατασκευών, λαμβάνοντας υπόψη τις αλλαγές στην κατανομή των εσωτερικών εντάσεων που προκαλούνται από τις βλάβες (πλαστικοποιήσεις) κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Με αυτόν τον τρόπο, είναι δυνατή η πιο ακριβής εποπτεία της πραγματικής συμπεριφοράς των κατασκευών, αναδεικνύοντας τόσο τους μηχανισμούς αστοχίας, όσο και το ενδεχόμενο προοδευτικής κατάρρευσης. Έτσι, αντιμετωπίζονται πολλές από τις αβεβαιότητες που σχετίζονται με τις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης που χρησιμοποιούνται από τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς.

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης διακρίνονται σε στατικές και δυναμικές, ανάλογα με τον τρόπο επιβολής της σεισμικής διέγερσης. Στην ανελαστική στατική ανάλυση προσομοιώνεται το αποτέλεσμα της σεισμικής δράσης με στατικά επιβαλλόμενες μετατοπίσεις ή στατικά φορτία σταδιακά αυξανόμενα μέχρι την κατάρρευση. Στην ανελαστική δυναμική ανάλυση επιβάλλονται σεισμικές δράσεις, η ένταση των οποίων αυξάνεται μέχρι την κατάρρευση, και αυτή η μέθοδος είναι πιο πλήρης και ρεαλιστική, αλλά απαιτεί μεγάλη υπολογιστική ισχύ και μεγάλο αριθμό αναλύσεων για αξιόπιστα αποτελέσματα. Η ανελαστική ανάλυση αποτελεί πιο ρεαλιστική μέθοδο για την αποτίμηση της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών, καθώς λαμβάνει υπόψη την ανακατανομή των εσωτερικών εντάσεων λόγω των αυξημένων απαιτήσεων υπολογιστικής ισχύος, της ανάγκης μεγάλου αριθμού αναλύσεων και της απαίτησης για σημαντική κριτική ικανότητα και εμπειρία του μηχανικού που διενεργεί τον έλεγχο αποτίμησης, για αυτό το λόγο η μη-

γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας δεν θεωρείται πρακτική για γενική χρήση στον σχεδιασμό κατασκευών. Αντίθετα, η ανελαστική στατική ανάλυση αποτελεί μια προσεγγιστική μέθοδο ανελαστικής ανάλυσης που χρησιμοποιεί απλοποιημένες τεχνικές υπολογισμού της μη γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα, αλλά δεν λαμβάνει υπόψη την ανακυκλική φύση της σεισμικής διέγερσης και αγνοεί τις επιπτώσεις των πλαστικοποιήσεων στη συμπεριφορά της κατασκευής.

(Αντωνοδημητράκη, 2016)

5.2 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

Με τη χρήση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης επιδιώκεται η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων, που θα αναπτυχθούν στα δομικά μέλη μιας κατασκευής, κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής δόνησης, για την οποία μελετάται η αποτίμηση και, ενδεχομένως ο ανασχεδιασμός, της υπό μελέτη κατασκευής. Εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων, η μέθοδος υπολογίζει και τις τιμές των δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) των δομικών στοιχείων που έχουν εισέλθει στην μετελαστική περιοχή της απόκρισής.

Να σημειωθεί, ότι αποτελεί μια από τις κυριότερες στατικές μεθόδους σεισμικής απόκρισης των κατασκευών.

Οι κύριοι στόχοι της ανελαστικής στατικής ανάλυσης Pushover είναι:

1. Κατασκευή καμπύλης ικανότητας, η οποία εκφράζει τη μη γραμμική σχέση ανάμεσα στα επιβαλλόμενα οριζόντια φορτία και στη μετατόπιση της κορυφής.
2. Έλεγχος ύπαρξης επαρκούς υπεραντοχής a_u/a_1 . (a_1 , είναι η τιμή που πρέπει να πολλαπλασιαστεί με η οριζόντια σεισμική δράση, ώστε να δημιουργηθεί στο φορέα πλαστική άρθρωση-1^η διαρροή, a_u είναι η τιμή που θα πολλαπλασιαστεί με τη σεισμική δράση, ώστε να δημιουργηθούν τόσες πλαστικές αρθρώσεις, όσες θα οδηγήσουν στο μηχανισμό κατάρρευσης.
3. Η εποπτεία της συμπεριφοράς των δομικών μελών της κατασκευής, ως προς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων.

Κατά την εφαρμογή της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης το προσομοίωμα της κατασκευής, επιλέγεται μια συγκεκριμένη κατανομή οριζόντιας φόρτισης (μόνιμα & κινητά σεισμικού συνδυασμού), αυξανόμενης μονοτονικά έντασης, μέχρι να επιτευχθεί η στοχευόμενη μετακίνηση ή να επέλθει κατάρρευση της κατασκευής. Η στοχευόμενη μετακίνηση αντιπροσωπεύει τη μέγιστη μετακίνηση που αναμένεται κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού.

Η κατάρρευση εμφανίζεται όταν οι κόμβοι που έχουν οριστεί, ως πιθανές θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων, χάνουν την αντοχή τους και σταδιακά αρχίζουν να σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις κατά μήκος των στοιχείων της κατασκευής (όπως δοκών, υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων). Τελικά, η κατάρρευση προκύπτει, από τις πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργούνται στα δομικά στοιχεία της κατασκευής, καθώς οι πλαστικές παραμορφώσεις είναι τόσο μεγάλες, που τα στοιχεία δεν μπορούν να υποστηρίξουν περαιτέρω επιβάρυνση και η κατασκευή καταρρέει.

Από την παραπάνω διαδικασία, υπολογίζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής. Αυτή η καμπύλη έχει ως άξονες την τέμνουσα βάσης που ασκείται στον φορέα (V) και την ανελαστική μετακίνηση κορυφής της κατασκευής (δ). Η καμπύλη αυτή, αποτελεί τη βάση για όλους τους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας που απαιτούνται.

Για να πραγματοποιηθούν οι αναγκαίοι έλεγχοι επιτελεστικότητας μιας κατασκευής σε σεισμικές συνθήκες, απαιτείται ο προσδιορισμός τριών βασικών παραμέτρων:

1. Η ικανότητα μιας κατασκευής, η οποία αναφέρεται στη καμπύλη αντίστασης ή ικανότητας της κατασκευής, την επιμέρους δηλαδή ικανότητα του φέροντα οργανισμού της κατασκευής, όπως αυτή προκύπτει από την ανελαστική ανάλυση.
2. Η απαίτηση, εκτιμάται ως η μέγιστη αναμενόμενη σεισμική απόκριση της κατασκευής για μια δεδομένη εδαφική κίνηση, και υπάρχουν διάφορες μέθοδοι για τον προσδιορισμό της, όπως η μέθοδος της φασματικής ικανότητας και η μέθοδος των συντελεστών μετακίνησης
3. Η συμπεριφορά της κατασκευής, απορρέει από τις δύο προηγούμενες παραμέτρους, και αφορά τον έλεγχο της συμπεριφοράς της κατασκευής, εξασφαλίζοντας ότι τα φέροντα και μη φέροντα στοιχεία της αυτής, δεν έχουν υποστεί βλάβες, πέραν των επιτρεπτών ορίων, που δίνουν οι στάθμες επιτελεστικότητας.

5.3 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

Η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας(ανελαστική δυναμική ανάλυση) επιταχύνσεων είναι μια μέθοδος ανάλυσης που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της απόκρισης ενός κτιρίου ή μιας γέφυρας σε μια πραγματική σεισμική κίνηση. Η ανάλυση αυτή βασίζεται στην καταγραφή επιταχυνσιογραφημάτων, τα οποία αντιστοιχούν στις επιταχύνσεις που ασκούνται στην κατασκευή κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η ανάλυση αυτή έχει την δυνατότητα να προσομοιώσει τη συμπεριφορά της κατασκευής σε πραγματικές συνθήκες, λαμβάνοντας υπόψη τις μη γραμμικές συμπεριφορές των υλικών και των δομικών στοιχείων.

Για την επιτυχή διεξαγωγή της δυναμικής ανάλυσης με χρονοϊστορίες επιταχυνσιογραφημάτων, απαιτείται ο προσδιορισμός των ιδιομορφών του φορέα πριν από τον ορισμό της ανάλυσης. Η διαδικασία αυτή συμπεριλαμβάνει την ανάλυση των ιδιοτήτων των υλικών που χρησιμοποιούνται στην κατασκευή, καθώς και των δομικών στοιχείων αυτής.

Όπως αναφέρει ο Τσιγγέλης (2009), η ανάλυση Χρονοϊστορίας αποτελεί, λόγω της ακρίβειας της, τη μέθοδο αναφοράς για την αξιολόγηση-σύγκριση των απλοποιημένων μεθόδων ανελαστικής ανάλυσης. Παρ' όλη την ακρίβεια της είναι αρκετά απαιτητική. Είναι μια ποσοτικά δύσκολη διαδικασία, η οποία παρουσιάζει μεγάλες αβεβαιότητες κατά την εφαρμογή της σε ασύμμετρους χωρικούς φορείς.

Οι δυσχέρειες αυτές είναι οι εξής (Αβραμίδης, 2006):

- Έλλειψη κατάλληλων και αντιπροσωπευτικών επιταχυνσιογραφημάτων για κάθε περιοχή ενδιαφέροντος.
- Έλλειψη αξιόπιστων προσομοιωμάτων υστερητικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων και του εδάφους θεμελίωσης υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

- Έλλειψη κατάλληλων υπολογιστικών εργαλείων που θα επέτρεπαν την εφαρμογή της σε αποδεκτά χρονικά πλαίσια.
- Έλλειψη γνώσεων και θεσμοθετημένων διατάξεων όσον αφορά στα όρια της επιτρεπτής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων υπό διάφορους συνδυασμούς δυναμικών καταπονήσεών τους.
- Αναγκαιότητα μετεπεξεργασίας και ερμηνείας των αποτελεσμάτων.

5.4 ΑΝΑΚΕΦΑΛΑΙΩΣΗ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο παρόν κεφάλαιο, έγινε η περιγραφή των μεθόδων ανάλυσης που θα χρησιμοποιηθούν και στη συνέχεια για την εξαγωγή αποτελεσμάτων της σεισμικής αποτίμησης του προσομοιώματος.

Κεφάλαιο 6

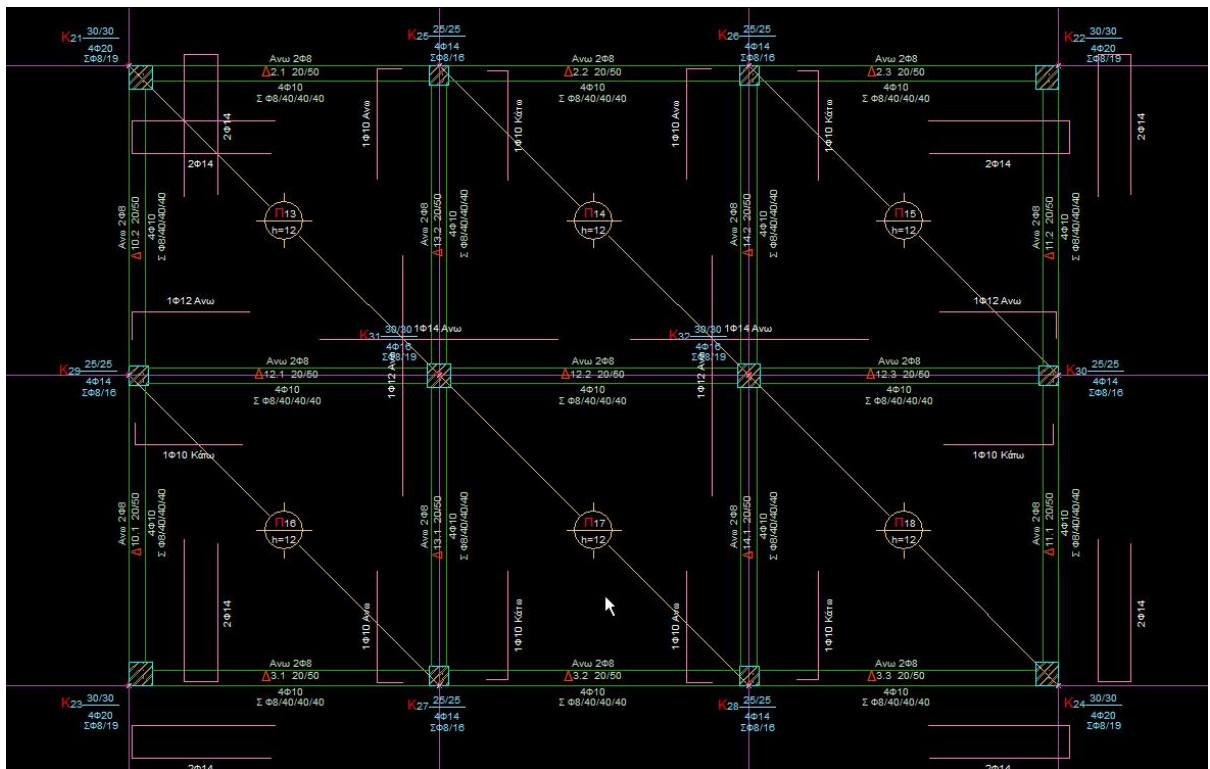
ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο παρόν κεφάλαιο θα περιγράψει το κτίριο που θα μελετηθεί ως προς το φορέα, τα υλικά, τη γεωμετρία και τις παραδοχές που ακολουθήθηκαν. Επίσης θα γίνει αναφορά στον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959, με βάση τον οποίο έγινε και η κατασκευή του.

6.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Η υπό μελέτη κατασκευή είναι ένα προσομοίωμα τυπικού κτιρίου κατοικίας, στην περιοχή του Αρκαλοχωρίου στο Ηράκλειο Κρήτης. Η περίοδος κατασκευής θεωρείται η δεκαετία του 1960 και έχουν εφαρμοστεί οι εκάστοτε ισχύοντες κανονισμοί της συγκεκριμένης περιόδου, ο Αντισεισμικούς Κανονισμούς του 1959 (Β.Δ 1959 & Β.Δ 1954).



Σχήμα 6.1 Ξυλότυπος 1^{ου} ορόφου προσομοιώματος κατασκευής υπο μελέτη

Το κτίριο αποτελείται από (3) τρεις ορόφους ύψους 3,0 m. Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική διαστάσεων 12m. x 8m., όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.1 και ο φέρων οργανισμός είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα, διαμορφωμένος με πλαίσια δοκών-υποστυλωμάτων.

Όπως αναφέρει ο Ρεπαπής (2007), ο φέρων οργανισμός, των κτιρίων εκείνης της περιόδου, χαρακτηρίζεται από την πυκνή διάταξη των υποστυλωμάτων, απουσία τοιχωμάτων και πυκνή διάταξη τοιχοποιιών σχετικά καλής ποιότητας. Τα φέροντα στοιχεία της κατασκευής είναι σχετικά μικρών διαστάσεων, ενώ τα υλικά παρουσιάζουν μεγάλη διασπορά στις ιδιότητές τους. Επίσης, δεν υπάρχει επαρκής οπλισμός περίσφιγξης ούτε γίνεται κανοντικός έλεγχος κατά το σχεδιασμό, γεγονός που οδηγεί και στη δυσκολία εκτίμησης του δείκτη συμπεριφοράς q .

6.3 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΥΛΙΚΩΝ & ΦΟΡΤΙΩΝ

6.3.1 Φορτία

Όπως προαναφέρθηκε, το κτίριο που μελετάται ακολουθεί τις παραδοχές που ίσχυαν κατά της περιόδου κατασκευής του, δηλαδή τη δεκαετία του 1960. Επιλέγεται η, κατηγορία εδάφους τύπου Β και σεισμικός συντελεστής $\varepsilon=0,04$. Ο σχεδιασμός του κτιρίου ακολουθεί τις παραδοχές που ίσχυαν την περίοδο της δεκαετίας του 1960.

Τα φορτία του εξεταζόμενου κτιρίου διαμορφώνονται ως εξής:

Μόνιμα φορτία:

- Πλάκες: 1.5 kN/m^2
- Εσωτερική τοιχοποιία: πρόσθετο φορτίο στις πλάκες 1.0 kN/m^2
- Εξωτερική τοιχοποιία: Μπατική τοιχοποιία (3.6 kN/m^2)

Κινητά φορτία:

- Πλάκες: 2.0 kN/m^2

Το φορτίο της εξωτερικής τοιχοποιίας δεν λαμβάνεται υπόψιν στις δοκούς του 3^{ου} ορόφου.

Για τη σεισμικότητα του κτιρίου λαμβάνονται υπόψιν οι εξής παραδοχές:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I I ($\alpha_g=0.24g$)
- Κατηγορία εδάφους Α
- Σεισμικός συντελεστής $\varepsilon=0.04$
- Κατηγορία σπουδαιότητας Σ2 ($\gamma_1=1.00$)

6.3.2 Υλικά-Παραδοχές Προσομοίωσης

Για την σεισμική αποτίμηση του κτιρίου, σύμφωνα με τους κανονισμούς του Β.Δ 1954, χρησιμοποιήθηκαν σκυρόδεμα Β160 με μέση αντοχή κύβου $f_{ck}=16 \text{ MPa}$ και χάλυβας St I με μέση τιμή τάσεως διαρροής $f_{yk}=310 \text{ MPa}$.

Για τα υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω παραδοχές για την διαστασιολόγηση του κτιρίου:

- Διαμήκης Οπλισμός 4Φ20
- Εγκάρσιος Οπλισμός Φ8/20

Για τις δοκούς χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω παραδοχές για την διαστασιολόγηση του κτιρίου:

- Για τις εσωτερικές δοκούς 4Φ8 με συνεργαζόμενο πλάτος 0.50 m.
- Για τις εξωτερικές δοκούς 2Φ8 με συνεργαζόμενο πλάτος 1.00 m.

Για τις πλάκες χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω παραδοχές:

- Οπλισμός Φ8/25

Στον Πίνακα 6.1 παρουσιάζονται ενδεικτικά οι οπλισμοί του 1^{ου} ορόφου.

Πίνακας 6.1 Οπλισμός 1^{ου} ορόφου

ΟΠΛΙΣΜΟΣ 1ου ΟΡΟΦΟΥ			
	ΑΡΙΣΤΕΡΑ	ΜΕΣΗ	ΔΕΞΙΑ
Δ 2.1	Άνω	2 Ø 8 + 2 Ø 10 + 2 Ø 14	2 Ø 8 2 Ø 8 + 4 Ø 10
	Κάτω	2 Ø 10 + 2 Ø 14	4 Ø 10 2 Ø 10
Δ 2.2	Άνω	2 Ø 8 + 4 Ø 10	2 Ø 8 4 Ø 10 + 2 Ø 8
	Κάτω	2 Ø 10	4 Ø 10 2 Ø 10
Δ 2.3	Άνω	2 Ø 8 + 4 Ø 10	2 Ø 8 2 Ø 8 + 2 Ø 10 + 2 Ø 14
	Κάτω	2 Ø 10	4 Ø 10 2 Ø 10 + 2 Ø 14
Δ 12.1	Άνω	2 Ø 8 + 2 Ø 10 + 1 Ø 12	2 Ø 8 1 Ø 14 + 2 Ø 8 + 4 Ø 10
	Κάτω	2 Ø 10 + 1 Ø 10	4 Ø 10 2 Ø 10
Δ 12.2	Άνω	2 Ø 8 + 4 Ø 10 + 1 Ø 14	2 Ø 8 1 Ø 14 + 2 Ø 8 + 4 Ø 10
	Κάτω	2 Ø 10	4 Ø 10 2 Ø 10
Δ 12.3	Άνω	2 Ø 8 + 4 Ø 10 + 1 Ø 14	2 Ø 8 2 Ø 8 + 2 Ø 10 + 1 Ø 12
	Κάτω	2 Ø 10	4 Ø 10 2 Ø 10 + 1 Ø 10
Δ 3.1	Άνω	2 Ø 8 + 2 Ø 10 + 2 Ø 14	2 Ø 8 2 Ø 8 + 4 Ø 10
	Κάτω	2 Ø 10 + 2 Ø 14	4 Ø 10 2 Ø 10
Δ 3.2	Άνω	2 Ø 8 + 4 Ø 10	2 Ø 8 2 Ø 8 + 4 Ø 10
	Κάτω	2 Ø 10	4 Ø 10 2 Ø 10
Δ 3.3	Άνω	2 Ø 8 + 4 Ø 10	2 Ø 8 2 Ø 8 + 2 Ø 10 + 2 Ø 14
	Κάτω	2 Ø 10	4 Ø 10 2 Ø 10 + 2 Ø 14
Δ 10.1	Άνω	2 Ø 8 + 2 Ø 10 + 2 Ø 14	2 Ø 8 2 Ø 8 + 4 Ø 10
	Κάτω	2 Ø 14 + 2 Ø 10	4 Ø 10 2 Ø 10
Δ 10.2	Άνω	2 Ø 8 + 4 Ø 10	2 Ø 8 2 Ø 8 + 2 Ø 10 + 2 Ø 14
	Κάτω	2 Ø 10	4 Ø 10 2 Ø 10 + 2 Ø 14
Δ 11.1	Άνω	2 Ø 8 + 2 Ø 10 + 2 Ø 14	2 Ø 8 2 Ø 8 + 4 Ø 10
	Κάτω	2 Ø 14 + 2 Ø 10	4 Ø 10 2 Ø 10
Δ 11.2	Άνω	2 Ø 8 + 4 Ø 10	2 Ø 8 2 Ø 8 + 2 Ø 10 + 2 Ø 14
	Κάτω	2 Ø 10	4 Ø 10 2 Ø 10 + 2 Ø 14
Δ 13.1	Άνω	2 Ø 8 + 3 Ø 10	2 Ø 8 1 Ø 12 + 2 Ø 8 + 4 Ø 10
	Κάτω	2 Ø 10 + 1 Ø 10	4 Ø 10 2 Ø 10
Δ 13.2	Άνω	2 Ø 8 + 4 Ø 10 + 1 Ø 12	2 Ø 8 1 Ø 12 + 2 Ø 8 + 3 Ø 10
	Κάτω	2 Ø 10	4 Ø 10 3 Ø 10 + 1 Ø 10
Δ 14.1	Άνω	2 Ø 8 + 3 Ø 10	2 Ø 8 1 Ø 12 + 2 Ø 8 + 4 Ø 10
	Κάτω	3 Ø 10	4 Ø 10 2 Ø 10
Δ 14.2	Άνω	2 Ø 8 + 4 Ø 10 + 1 Ø 12	2 Ø 8 1 Ø 12 + 2 Ø 8 + 3 Ø 10
	Κάτω	2 Ø 10	4 Ø 10 2 Ø 10 + 1 Ø 10

6.4 ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ Φ.Ο

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

Στα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου συναντώνται τα γωνιακά υποστυλώματα διαστάσεων 30x30, ενώ τα ενδιάμεσα είναι 25x25. Η ίδια ακολουθία συναντάται και για τους ορόφους 2 και 3.

ΔΟΚΟΙ

Οι δοκοί του κτιρίου είναι διαστάσεων 20/50, δηλαδή πλάτους $b=50$ cm και ύψους $h=20$ cm. Οι αντίστοιχοι οπλισμοί έχουν αναφερθεί παραπάνω. Να σημειωθεί ότι με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς εκείνης της περιόδου χρησιμοποιούνταν σπαστά σίδερα (μισά+1).

ΠΛΑΚΕΣ

Οι πλάκες έχουν ενιαίο πάχος 12 cm.

Κεφάλαιο 7

ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ ΚΡΗΤΗΣ

7.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η Κρήτη είναι μια σεισμικά ενεργή περιοχή καθώς, βρίσκεται στα όρια σύγκλισης της Αφρικανικής με την Ευρασιατική πλάκα. Η έντονη κίνηση στα όρια των τεκτονικών πλακών, έχει ως αποτέλεσμα την δημιουργία έντασης και παραμόρφωσης, που μπορεί να απελευθερωθεί με σεισμικές δονήσεις.

Η σεισμική δραστηριότητα της Κρήτης, οφείλεται στη γεωγραφική της θέση στο σχηματιζόμενο Ελληνικό τόξο, (τόξο του Αιγαίου) το οποίο, αποτελεί το όριο επαφής της Ευρασιατικής λιθοσφαιρικής πλάκας – τμήμα της οποίας είναι το Αιγαίο, και της Αφρικανικής πλάκας, τμήμα της οποίας είναι η λιθόσφαιρα της Ανατολικής Μεσογείου.

7.2 ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ ΣΕΙΣΜΩΝ ΣΤΗ ΚΡΗΤΗ

Αρκετοί είναι οι σημαντικοί σεισμοί που έχουν πλήξει το νησί της Κρήτης. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον θα είχε η αναφορά στην παλαιοσεισμική εποχή της Κρήτης με το σεισμό του 365 μ.Χ., που εκτιμάται στα 8.0 R., ενώ υπάρχει αναφορά για ανύψωση της Κρήτης κατά περίπου 10 m. Επιπλέον, αναφορά γίνεται για το σεισμό του 1303 μ.Χ μεγέθους 7.0 R., όπου προκάλεσε ζημιές και στα τείχη του Χάνδακα.

Περνώντας στη νεότερη ιστορία, θα αναφερθούν μερικοί από τους πιο σημαντικούς σεισμούς που επηρέασαν τη Κρήτη και ιδιαίτερα το Ηράκλειο:

- Σεισμός του 1856: Το μέγεθος υπολογίστηκε στα 7.7 ρίχτερ με επίκεντρο το Ηράκλειο. Ως συνέπεια της μεγάλης αυτής δόνησης, εκτός των ανθρώπινων απωλειών, αναφέρεται πως από τα 3.620 σπίτια μόνο τα 18 δεν κατέρρευσαν.
- Σεισμός του 1926: Ο σεισμός έπληξε την περιοχή του Ηρακλείου στις 15 Ιουλίου 1926 και είχε μέγεθος 6.4 Ρίχτερ. Προκάλεσε σοβαρές καταστροφές σε πολλά κτίρια και εκκλησίες, καθώς και απώλεια ανθρώπινων ζωών.
- Σεισμός του 1935: Στις 25 Φεβρουαρίου του 1935 σημειώνεται σεισμός μεγέθους 7 Ρίχτερ με επίκεντρο την πόλη του Ηρακλείου. Υπήρξαν 8 νεκροί και περισσότεροι από 200 τραυματίες, ενώ αρκετά χωριά ισοπεδώθηκαν.
- Σεισμός του 1953: Ο σεισμός σημειώθηκε στις 9 Ιουλίου 1953 και είχε μέγεθος 7 στάθμες 2 Ρίχτερ. Παρ'όλο που ο σεισμός είχε επίκεντρο δυτικότερα της Κρήτης στη θαλάσσια περιοχή των Χανίων, προκάλεσε σοβαρές ζημιές στην πόλη του Ηρακλείου, δημιουργώντας στεγαστικό πρόβλημα σε αρκετούς κατοίκους.
- Σεισμός του 2021: Ο σεισμός σημειώθηκε στις 27 Σεπτεμβρίου 2021 και είχε μέγεθος 5.7 Ρίχτερ. Το επίκεντρο σημειώθηκε 5 km. Νότια του Αρκαλοχωρίου, προκάλεσε μια απώλεια ζωής, τραυματίστηκαν πολλοί άνθρωποι και προκλήθηκαν σοβαρές καταστροφές σε κτίρια και οδούς.

7.3 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΟΝΗΣΗ ΑΡΚΑΛΟΧΩΡΙΟΥ

7.3.1 Αρκαλοχώρι, Κρήτης

Το Αρκαλοχώρι είναι ημιορεινή κωμόπολη και ιστορική έδρα του Δήμου Μινώα Πεδιάδος στην Περιφερειακή Ενότητα Ηρακλείου της Κρήτης. Απέχει 30 km. από την πόλη του Ηρακλείου, ενώ βρίσκεται σε υψόμετρο 425 μέτρων.

Σύμφωνα με την απογραφή του 2021, στο Δήμο Μινώα Πεδιάδος υπάρχουν 14.165 μόνιμοι κάτοικοι. Σημαντικό είναι η αναφορά στις υποδομές της περιοχής καθώς διαθέτει, 3 Νηπιαγωγεία, 2 Δημοτικά Σχολεία, Γυμνάσιο, Λύκειο, ΕΠΑΛ, Αστυνομικό τμήμα, 3 Ταχυδρομεία, Σταθμό πυροσβεστικής και ΕΚΑΒ, Τράπεζες και Κέντρο Υγείας. Από αθλητικές εγκαταστάσεις διαθέτει κολυμβητήριο με 2 πισίνες, 1 κλειστό και 2 ανοιχτά γήπεδα μπάσκετ, 2 γήπεδα τένις, βόλει, γήπεδο ποδοσφαίρου 8x8 και υπερσύγχρονο Στάδιο. Στην περιοχή, επίσης, κατασκευάζεται από τον Φεβρουάριο 2020 ο Νέος Διεθνής Αερολιμένας Ηρακλείου, το δεύτερο μεγαλύτερο αεροδρόμιο της Ελλάδας, που θα αντικαταστήσει τον υφιστάμενο Κρατικό Αερολιμένα Ηρακλείου «Νίκος Καζαντζάκης στις αρχές του 2025.

7.3.2 Ιστορικό του σεισμού της 27^{ης} Σεπτεμβρίου

Στις 27 Σεπτεμβρίου 2021 σημειώθηκε σεισμός μεγέθους 6R στην περιοχή του Αρκαλοχωρίου στην Κρήτη. Ο σεισμός αυτός είχε μικρό εστιακό βάθος 8 km. και ακολούθησε μακρά σεισμική ακολουθία από τις αρχές του Ιουλίου του 2021, με τον πιο ισχυρό μετασεισμό να πραγματοποιείται την 28η Σεπτεμβρίου και να έχει μέγεθος 5,3 R. Το επίκεντρο του σεισμού εντοπίστηκε 5 km. Νότια του Αρκαλοχωρίου, ενώ το εστιακό βάθος ήταν μικρότερο από 10 km. Οι γεωγραφικές συντεταγμένες του επικέντρου όπως δίνονται από το HUSN, είναι 35.1242 Β 25.2621 Α (ΙΤΣΑΚ, 2021)

Οι ζημιές που προκλήθηκαν ήταν εκτεταμένες τόσο στο επίκεντρο του σεισμού το Αρκαλοχώρι, όσο και στην ευρύτερη περιοχή του Δήμου Μινώα Πεδιάδος και την πόλη του Ηρακλείου. Ο απολογισμός ήταν μια ανθρώπινη απώλεια και αρκετοί τραυματίες. Αναφέρεται πως από ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν, από τα 7015 σπίτια που ελέγχθηκαν τα 3.906 κρίθηκαν μη κατοικήσιμα και αντίστοιχα 180 από τους 345 επαγγελματικούς χώρους, 211 στα 498 δημόσια κτίρια και ναούς και 562 από 682 άλλα κτίρια (στάβλοι, αποθήκες). Ωστόσο, δεν έχουν εκδοθεί ακόμα τα επίσημα συγκεντρωτικά νούμερα από τις έρευνες που έχουν πραγματοποιηθεί στην περιοχή. (Η Εφημερίδα των Συντακτών, 6 Οκτωβρίου 2021).



Σχήμα 7.1 Χάρτης της ευρύτερης περιοχής όπου έπληξε η σεισμική διέγερση. Το επίκεντρο εντοπίζεται στο Αρκαλοχώρι. (ΙΤΣΑΚ 2021)

7.4 ΕΠΙΠΤΩΣΕΙΣ ΣΕΙΣΜΟΥ

Οι πιο σοβαρές ζημιές εκδηλώθηκαν σε παλαιότερα κτίρια με φέρουσα τοιχοποιία, ενώ σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα παρατηρήθηκαν εκτεταμένες ρηγματώσεις και αποκολλήσεις τοιχοποιίας πλήρωσης.

7.4.1 Επιπτώσεις σε κτίρια από Φέρουσα Τοιχοποιία

Με βάση τις πληροφορίες που προκύπτουν από τον ΙΤΣΑΚ για τα κτίρια από Φέρουσα Τοιχοποιία φαίνεται ότι οι ζημιές που προκλήθηκαν στα κτίρια αυτά, ήταν λόγω κυρίως της απουσίας αντισεισμικών κανονισμών, της ιστορικότητας τους που προκαλεί επιβάρυνση σε μια κατασκευή, καθώς και η ανεπαρκής συντήρησή τους. Επιπλέον, οι συνεχείς σεισμικές δονήσεις και μετά τις δύο κύριες, δείχνουν να επιδεινώνουν τις αστοχίες των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία.



Σχήμα 7.2 Ο κατεστραμμένος ναός του Προφήτη Ηλία στο Αρκαλοχώρι. (Ε.Α.Γ.Μ.Ε. 28/09/2021)



Σχήμα 7.3 Ο κατεστραμμένος ναός του Προφήτη Ηλία στο Αρκαλοχώρι. (Ε.Α.Γ.Μ.Ε. 28/09/2021)



Σχήμα 7.4 Βραχοπτώσεις επι του οδικού δικτύου.(Ε.Α.Γ.Μ.Ε. 28/09/2021)

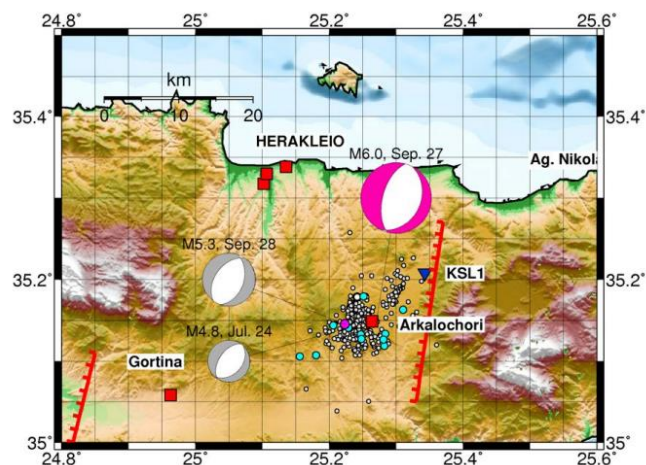
7.4.2 Επιπτώσεις σε κτίρια από Ω.Σ

Η πλειονότητα των κτιρίων στη σεισμόπληκτη περιοχή κατασκευάστηκαν μετά τα Βασιλικά Διατάγματα του 1954 και 1959 και τους μετέπειτα κανονισμούς. Οι περιορισμοί στους όρους δόμησης σημαίνουν ότι τα κτήρια είναι μέχρι διώροφα και σε αρκετές περιπτώσεις χρησιμοποιήθηκαν τοιχώματα. Οι οπλισμοί που εντοπίστηκαν ήταν λείοι χωρίς ιδιαίτερη πύκνωση στα άκρα των δομικών στοιχείων. Σε πολλές περιπτώσεις παρατηρήθηκαν αποφλοιώσεις και ρηγματώσεις σε κτήρια οπλισμένου σκυροδέματος, αλλά ορισμένοι οπλισμοί λειτούργησαν ευεργετικά και περιόρισαν τις ζημιές.

Τα κτήρια οπλισμένου σκυροδέματος παρουσίασαν περιορισμένες βλάβες, κυρίως σε υποστυλώματα και στο κάτω μέρος κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων. Επιπλέον, παρατηρήθηκαν τοπικές αποφλοιώσεις σκυροδέματος σε διαμήκεις ράβδους υποστυλωμάτων και αστοχίες κοντών υποστυλωμάτων σε περιπτώσεις όπου δημιουργήθηκαν τέτοιες συνθήκες. Γενικά, τα κτήρια οπλισμένου σκυροδέματος συμπεριφέρθηκαν αρκετά καλά στους σεισμούς, αν και αποτελούν καλά παραδείγματα για μελλοντικές βελτιώσεις αλλά και προβλέψεις συμπεριφοράς του δομικού ιστού σε αντίστοιχες καταστροφές.

7.5 ΑΝΑΚΕΦΑΛΑΙΩΣΗ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η σεισμική δόνηση του Αρκαλοχωρίου, αποτελεί μια υπενθύμιση της σπουδαιότητας για πρόληψη και την απόκτηση των κατάλληλων μέσων για Αντισεισμική Τεχνολογία και τις υποδομές σε τεχνικό και ανθρωπιστικό επίπεδο, ώστε σε τέτοιες περιπτώσεις να αμβλύνονται οι καταστροφικές συνέπειες.



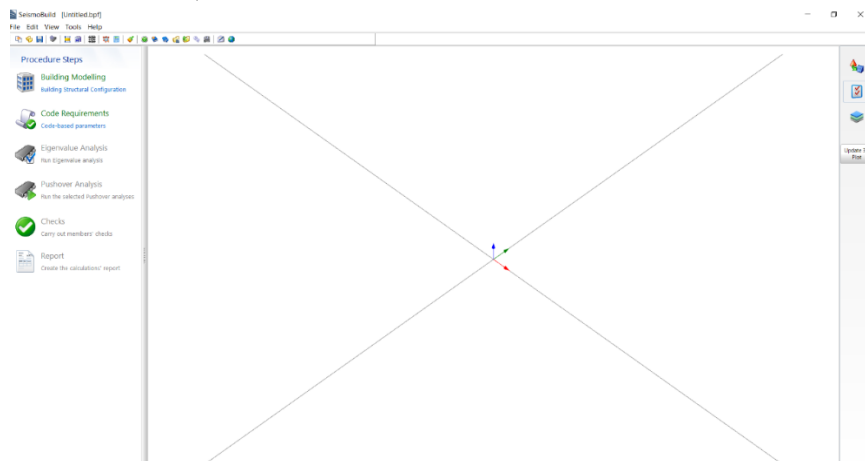
Σχήμα 7.5 Γεωγραφική κατανομή των επικέντρων της ακολουθίας με $M \geq 2.6.$, καθώς και οι μηχανισμοί γένεσης των σημαντικότερων σειμών της ακολουθίας, η γεωμετρική απεικόνιση του ρήγματος Καστελίου (Παπαζάχος και Παπαζάχου, 2003) και οι θέσεις των επιταχυνσιογραφημάτων ΙΤΣΑΚ

Κεφάλαιο 8

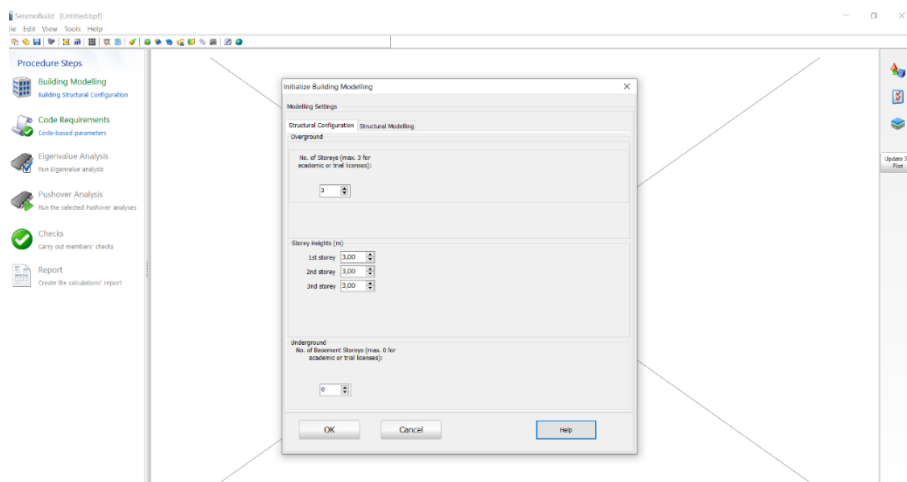
ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

8.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η προς μελέτη κατασκευή θα προσομοιωθεί με τη βοήθεια του προγράμματος SeisMobuild, όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.1, 8.2 και 8.3. Το SeisMobuild είναι ένα καινοτόμο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων για την αποτίμηση και ενίσχυση κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος. Το πρόγραμμα εφαρμόζει πλήρως τις μεθοδολογίες σεισμικής αποτίμησης που ορίζουν οι Κανονισμοί, ΚΑΝ.ΕΠΕ. και Ευρωκώδικας, από την προσομοίωση της κατασκευής έως τις απαιτούμενες αναλύσεις και τους αντίστοιχους ελέγχους ικανότητας. Διατίθεται η γραμμική ελαστική, γραμμική δυναμική, ανελαστική στατική μέθοδος ανάλυσης (pushover analysis) και η μη γραμμική δυναμική ανάλυση με εύκολη παραγωγή τεχνητών ή συνθετικών επιταχυνσιογραφημάτων συμβατών με το στοχευόμενο σεισμικό φάσμα. (SeisMosoft, 2023)



Σχήμα 8.1 Γραφικό περιβάλλον SeisMobuild

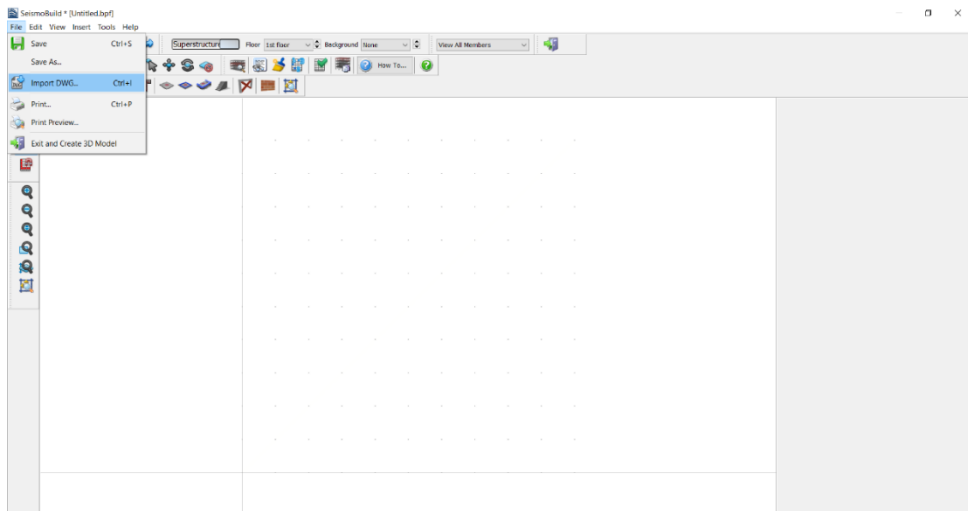


Σχήμα 8.2 Εισαγωγή ορόφων και χαρακτηριστικών τους

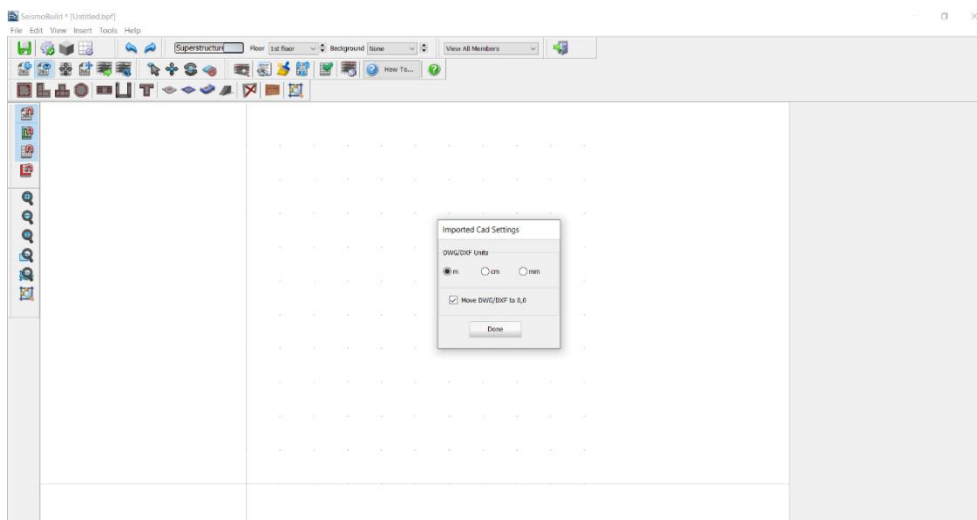
8.2 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΦΟΡΕΑ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ

Στη συνέχεια δίνονται τα βήματα που ακολουθήθηκαν για την εισαγωγή του φορέα στο λογισμικό Seisbuild.

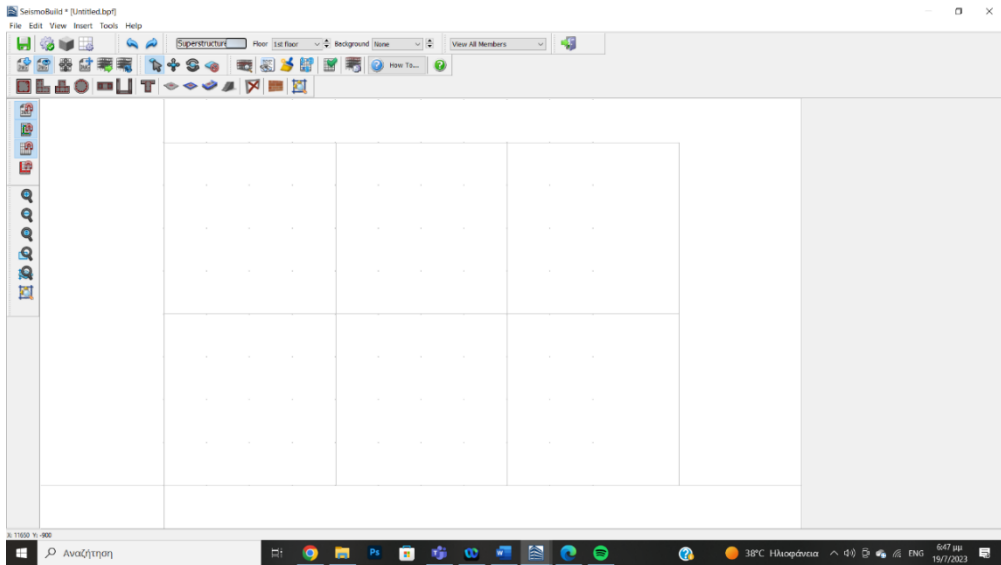
- Βήμα 1^ο
 - Εισαγωγή γεωμετρίας φορέα με τη βοήθεια dwg αρχείου (Σχήμα 8.3, 8.4, 8.5) της κάτοψης, καθώς και αριθμός και ύψος ορόφων. Η εισαγωγή ενός Κανάβου βοηθάει στη σωστή και πιο γρήγορη τοποθέτηση των δομικών στοιχείων (υποστύλωμα, δοκοί, πλάκες), στη επόμενα βήματα.



Σχήμα 8.3 Εισαγωγή dwg αρχείου



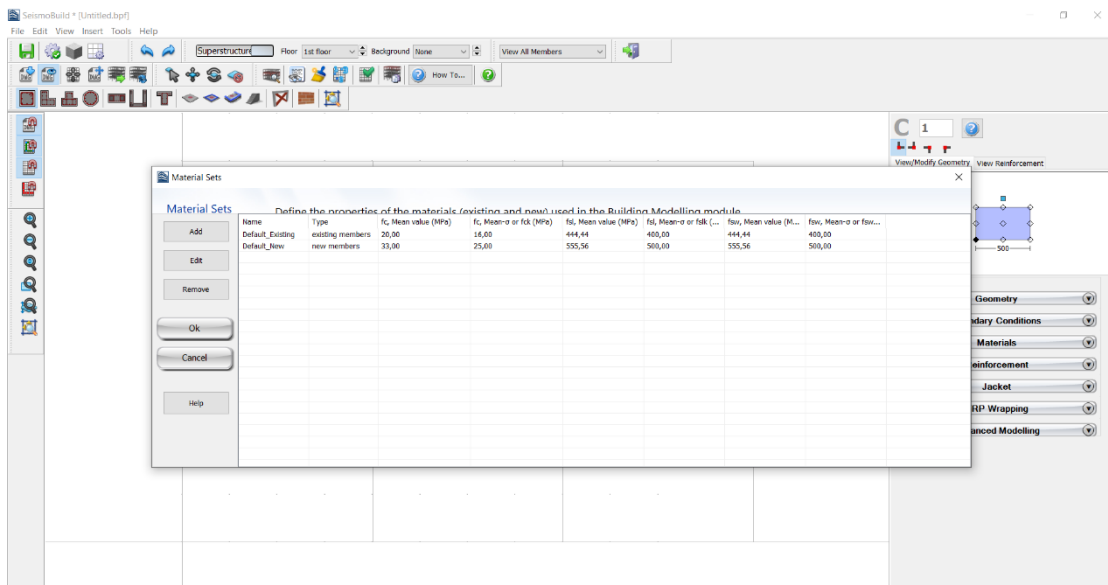
Σχήμα 8.4 Μονάδες Μέτρησης



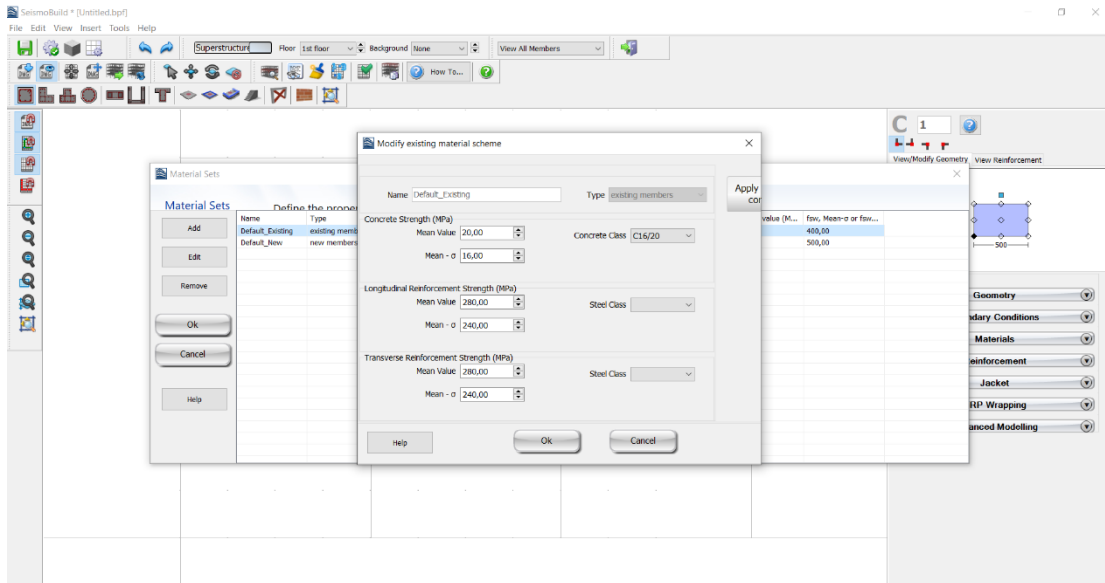
Σχήμα 8.5 Κάναβος τυπικού ορόφου

Βήμα 2^ο

- Εισαγωγή υλικών και χαρακτηριστικών τιμών τους, στα Σχήματα 8.6 & 8.7.



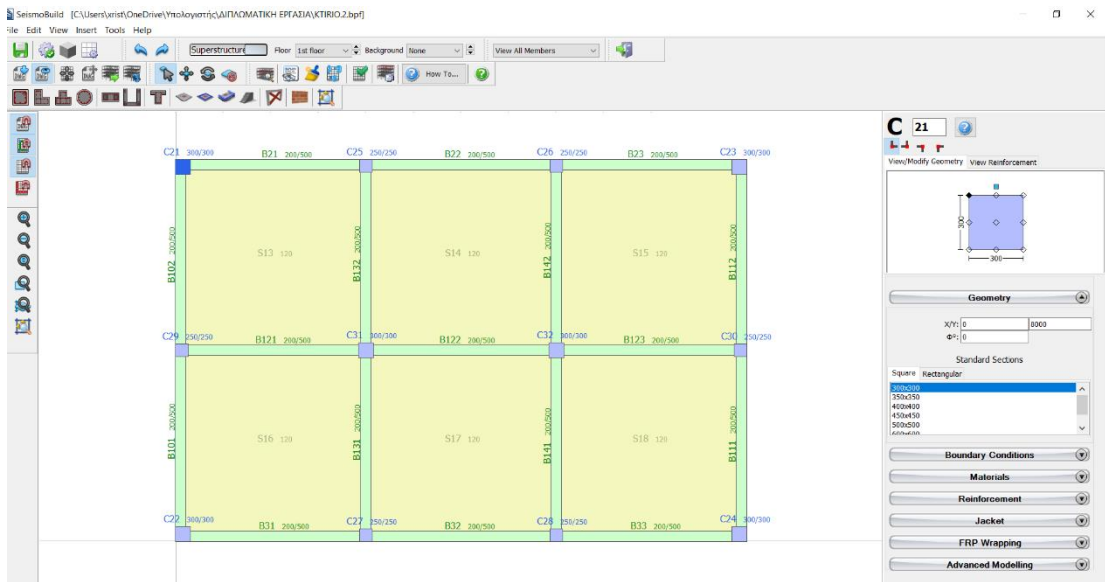
Σχήμα 8.6 Πίνακας εισαγωγής υλικών



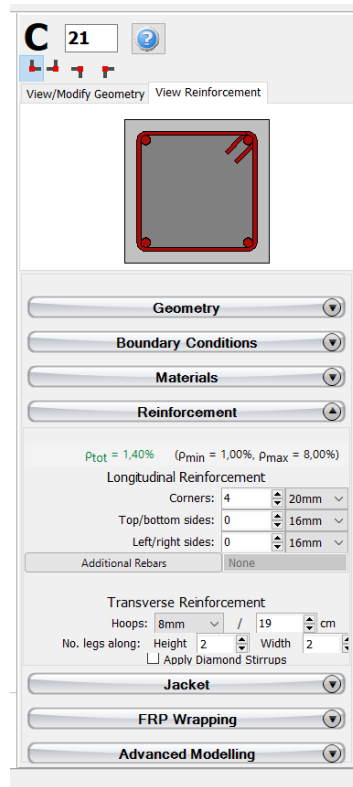
Σχήμα 8.7 Χαρακτηριστικές τιμές υλικών

Βήμα 3^ο

- Εισαγωγή υποστυλωμάτων (Σχήμα 8.8, 8.9). Αρχικά εισάγεται η γεωμετρία των υποστυλωμάτων και όπως έχει αναφερθεί, στα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου συναντώνται τα γωνιακά υποστυλώματα διαστάσεων 30x30, ενώ τα ενδιάμεσα είναι 25x25. Στη συνέχεια εισάγεται ο διαμήκης και ο εγκάρσιος οπλισμός, όπως αυτός προκύπτει από το ξυλότυπο του κτιρίου. Ενδεικτικά, παρατίθεται ορισμένα στιγμιότυπα από την εισαγωγή των οπλισμών.

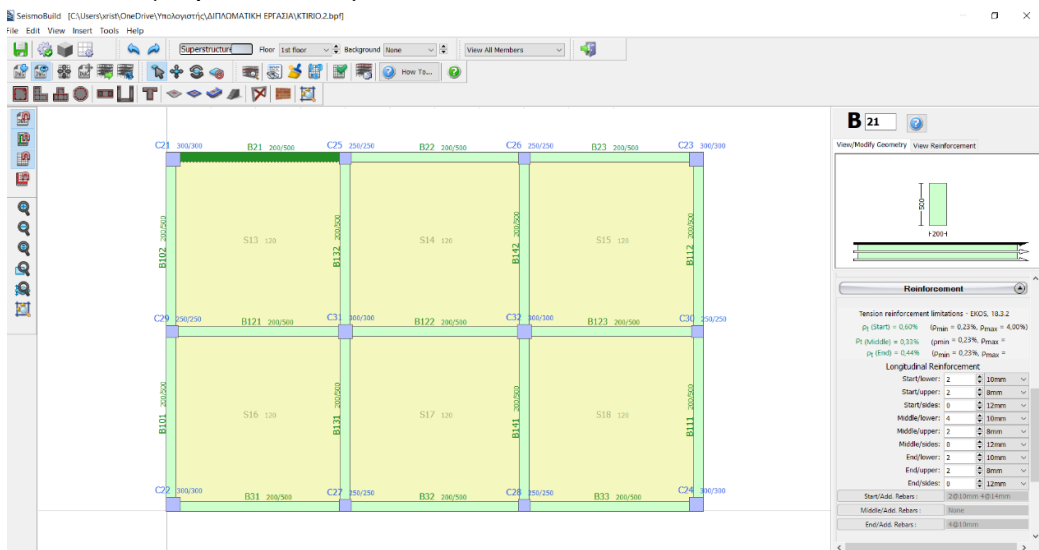


Σχήμα 8.8 Εισαγωγή/επεξεργασία γεωμετρίας διατομών για υποστώλιωμα

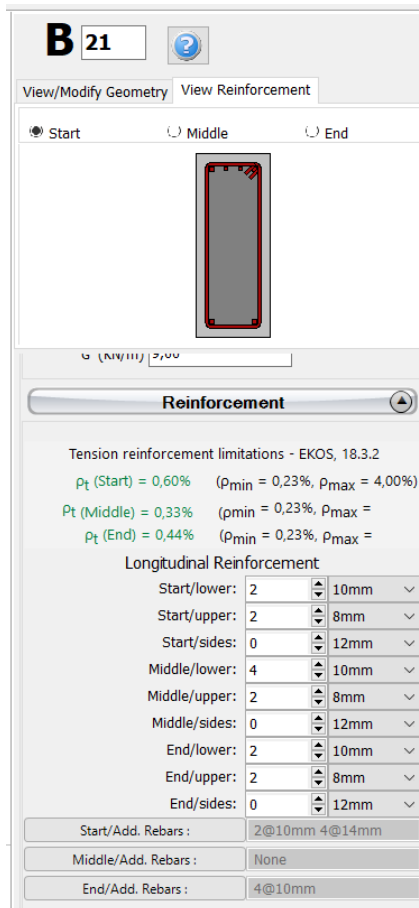


Σχήμα 8.9 Εισαγωγή διαμήκων και εγκάρσιων οπλισμών υποστυλώματος

- Βήμα 4^ο
 - Εισαγωγή δοκών (Σχήμα 8.10, 8.11). Όπως και στο βήμα 3, αρχικά εισάγεται η γεωμετρία των δοκών. Στη συνέχεια προστίθενται το μόνιμο γραμμικό κατανημεμένο φορτίο $G' = 9 \text{ kN/m}$, λόγω τοιχοποιίας. Το φορτίο αυτό θα εισαχθεί μόνο στα υποστυλώματα του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου του προσομοιώματος της κατασκευής. Ακολουθεί, η εισαγωγή διαμήκων και εγκάρσιων οπλισμών.

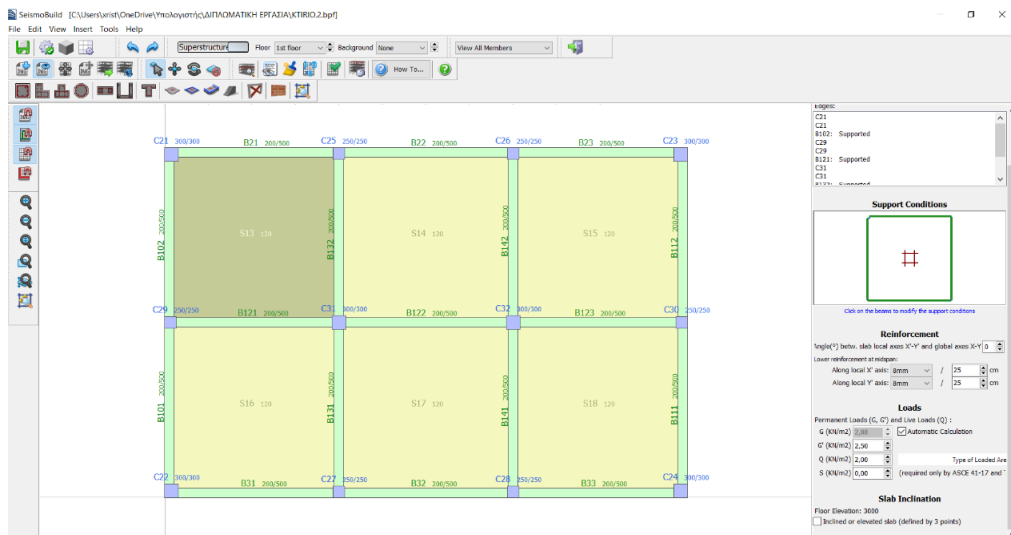


Σχήμα 8.10 Εισαγωγή/επεξεργασία γεωμετρίας διατομών για δοκό



Σχήμα 8.11 Εισαγωγή οπλισμού δοκού

- Βήμα 5^ο
 - Εισαγωγή πλακών (Σχήμα 8.12). Δίνεται το ύψος της πλάκας $h=120$ mm. Προστίθεται, ο οπλισμός των πλακών καθώς και τα φορτία. Στις πλάκες του 3^{ου} ορόφου, τα μόνιμα φορτία μειώνονται καθώς δεν υπάρχει η τοιχοποιία.



Σχήμα 8.12 Εισαγωγή πάχους πλάκας

Κεφάλαιο 9

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

9.1 ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΕΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Για την ανάλυση του κτιρίου αρχικά επιλέγουμε τον Κανονισμό με βάση τον οποίο θέλουμε να πραγματοποιηθεί η ανάλυση. Στη συγκεκριμένη ανάλυση έχει επιλεγθεί ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για τους στόχους αποτίμησης επιλέγονται οι στάθμες επιτελεστικότητας, όπως αυτές φαίνονται στο Σχήμα 9.1. Για τη στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» επιλέγεται η στάθμη B1, με πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης 10% στα 50 χρόνια που αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια.

Probability of exceedance of seismic action within a conventional life cycle of 50	Target Building Performance Levels		
	Damage Limitation	Significant	Near Collapse
2%	<input type="checkbox"/> A0	<input type="checkbox"/> B0	<input checked="" type="checkbox"/> C0
5%	<input type="checkbox"/> A1+	<input type="checkbox"/> B1+	<input type="checkbox"/> C1+
10%	<input type="checkbox"/> A1	<input checked="" type="checkbox"/> B1	<input type="checkbox"/> C1
20%	<input checked="" type="checkbox"/> A2+	<input type="checkbox"/> B2+	<input type="checkbox"/> C2+
30%	<input type="checkbox"/> A2	<input type="checkbox"/> B2	<input type="checkbox"/> C2
50%	<input type="checkbox"/> A3+	<input type="checkbox"/> B3+	<input type="checkbox"/> C3+
70%	<input type="checkbox"/> A3	<input type="checkbox"/> B3	<input type="checkbox"/> C3
90%	<input type="checkbox"/> A4+	<input type="checkbox"/> B4+	<input type="checkbox"/> C4+
>90%	<input type="checkbox"/> A4	<input type="checkbox"/> B4	<input type="checkbox"/> C4

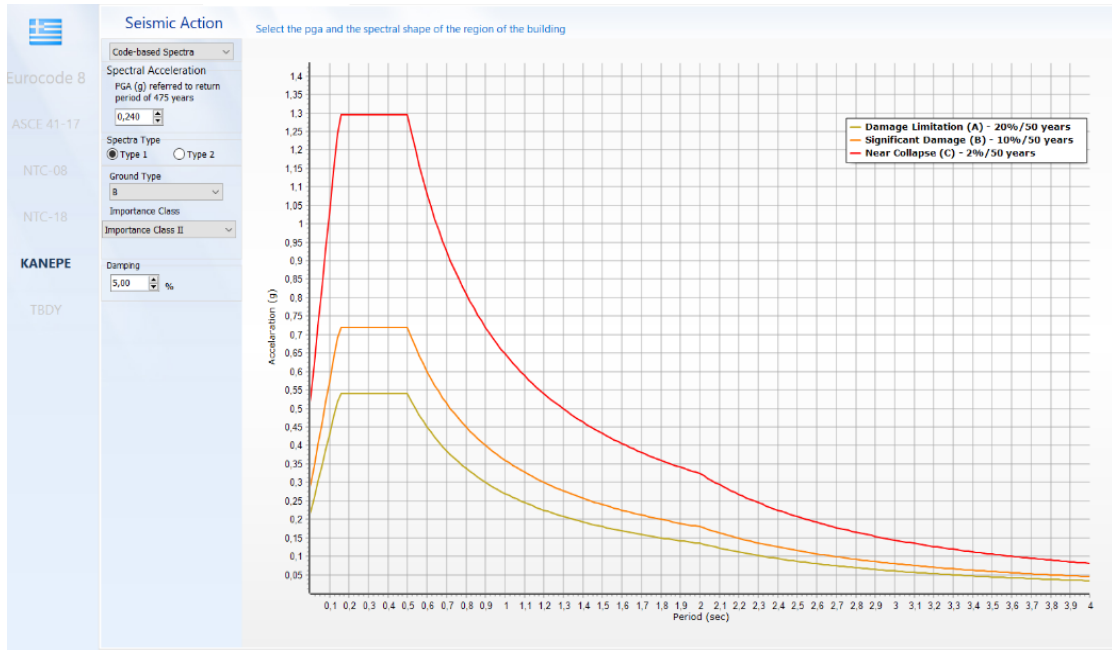
Performance Level of Immediate Occupancy (A) Probability of Exceedance 20% / 50 years - Return Period 225 years
The structure is only lightly damaged with structural elements retaining their strength and stiffness. Non-structural components may show distributed cracking, but the damage could be economically repaired. Permanent drifts are negligible.

Performance Level of Life Safety (B) Probability of Exceedance 10% / 50 years - Return Period 475 years
The structure is significantly damaged with some residual lateral strength and stiffness. Several non-structural components are damaged. Moderate permanent drifts are present.

Performance Level of Collapse Prevention (C) Probability of Exceedance 2% / 50 years - Return Period 2475 years
The structure is heavily damaged with low residual lateral strength and stiffness. Most non-structural components have collapsed. Large permanent drifts are present.

Σχήμα 9.1 Στόχοι αποτίμησης

Για τη σεισμική δράση επιλέγεται Κατηγορία εδάφους B, όποτε και η εδαφική επιτάχυνση είναι ίση με 0.24g. Η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, ο συντελεστής απόσβεσης 5 % . Τα χαρακτηριστικά αυτά διακρίνονται και στο Σχήμα 9.2.



Σχήμα 9.2 Φάσματα με βάση το Κανονισμό

Ο τύπος ανάλυσης που επιλέγεται, για την επιβολή των κατάλληλων φορτίων, είναι ο ΚΑΝΕΠΕ. Οι προεπιλεγμένες αναλύσεις είναι 64, όπου για κάθε μια από αυτές λαμβάνονται υπόψιν, οι δυνάμεις και στις δύο διευθύνσεις, κατά x και κατά y, καθώς και οι αντίστοιχες εκκεντρότητες. Στο παρακάτω Σχήμα 9.3, φαίνονται ενδεικτικά μερικές από τις αναλύσεις Pushover.

No.	Type	Load Pattern	Combination
<input type="checkbox"/>	No.37	Biaxial without eccentricity	Modal + 0.3X + Y
<input type="checkbox"/>	No.38	Biaxial without eccentricity	Modal + 0.3X - Y
<input type="checkbox"/>	No.39	Biaxial without eccentricity	Modal - 0.3X + Y
<input type="checkbox"/>	No.40	Biaxial without eccentricity	Modal - 0.3X - Y
<input checked="" type="checkbox"/>	No.41	Biaxial with X Eccentricity	Uniform + X + 0.3Y + eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.42	Biaxial with X Eccentricity	Uniform + X + 0.3Y - eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.43	Biaxial with X Eccentricity	Uniform + X - 0.3Y + eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.44	Biaxial with X Eccentricity	Uniform + X - 0.3Y - eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.45	Biaxial with X Eccentricity	Uniform - X + 0.3Y + eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.46	Biaxial with X Eccentricity	Uniform - X + 0.3Y - eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.47	Biaxial with X Eccentricity	Uniform - X - 0.3Y + eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.48	Biaxial with X Eccentricity	Uniform - X - 0.3Y - eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.49	Biaxial with X Eccentricity	Uniform + 0.3X + Y + eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.50	Biaxial with X Eccentricity	Uniform + 0.3X + Y - eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.51	Biaxial with X Eccentricity	Uniform + 0.3X - Y + eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.52	Biaxial with X Eccentricity	Uniform + 0.3X - Y - eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.53	Biaxial with X Eccentricity	Uniform - 0.3X + Y + eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.54	Biaxial with X Eccentricity	Uniform - 0.3X + Y - eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.55	Biaxial with X Eccentricity	Uniform - 0.3X - Y + eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.56	Biaxial with X Eccentricity	Uniform - 0.3X - Y - eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.57	Biaxial with X Eccentricity	Modal + X + 0.3Y + eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.58	Biaxial with X Eccentricity	Modal + X + 0.3Y - eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.59	Biaxial with X Eccentricity	Modal + X - 0.3Y + eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.60	Biaxial with X Eccentricity	Modal + X - 0.3Y - eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.61	Biaxial with X Eccentricity	Modal - X + 0.3Y + eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.62	Biaxial with X Eccentricity	Modal - X + 0.3Y - eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.63	Biaxial with X Eccentricity	Modal - X - 0.3Y + eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.64	Biaxial with X Eccentricity	Modal - X - 0.3Y - eccX
<input checked="" type="checkbox"/>	No.65	Biaxial with X Eccentricity	Modal + 0.3X + Y + eccX

Σχήμα 9.3 Αναλύσεις Pushover

Για τη Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, επιλέγεται από το λογισμικό (Σχήμα 9.4), η μεσαία κατηγορία δηλαδή η «Ικανοποιητική» και ο τύπος της κατασκευής (Σχήμα 9.5).

	Tolerable DRL	Sufficient DRL	High DRL
Geometry	From original outline construction drawings with sample visual survey or from full survey	From original outline construction drawings with sample visual survey or from full survey	From original outline construction drawings with sample visual survey or from full survey
Details	Simulated design in accordance with relevant practice and from limited in-situ inspection	From incomplete original detailed construction drawings with limited or extended in-situ inspection	From original detailed construction drawings with limited or comprehensive in-situ inspection
Materials	Default values in accordance with standards of the time of construction and from limited in-situ testing	From original design specifications with limited or extended in-situ testing	From original test reports with limited or comprehensive in-situ testing

Σχήμα 9.4 Στάθμες Αξιοπιστίας

Structural Type 1 Structural Type 2

Parameter used for the calculation of coefficient C2 (table 53.1): Structural Type 1, i.e. low ductility structures (e.g. buildings constructed prior to 1985, or buildings whose capacity curve is characterized by an available displacement ductility lower than 2), that are expected to have inferior hysteretic behavior.

Σχήμα 9.5 Τύπος Ανάλυσης

Οι συντελεστές για τα μόνιμα και τα κινητά φορτία έχουν επιλεγθεί ως 1.0 και 0.3 αντίστοιχα. (Σχήμα 9.6)

Σχήμα 9.6 Συντελεστές φορτίων

Επιλέγονται να πραγματοποιηθούν όλοι οι έλεγχοι, Γωνία στροφής χορδής μελών, Διατμητικές δυνάμεις μελών, Διατμητικές δυνάμεις κόμβων και Θλιπτικών δυνάμεων κόμβων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 9.7.

Σχήμα 9.7 Προτεινόμενοι τύποι ελέγχων

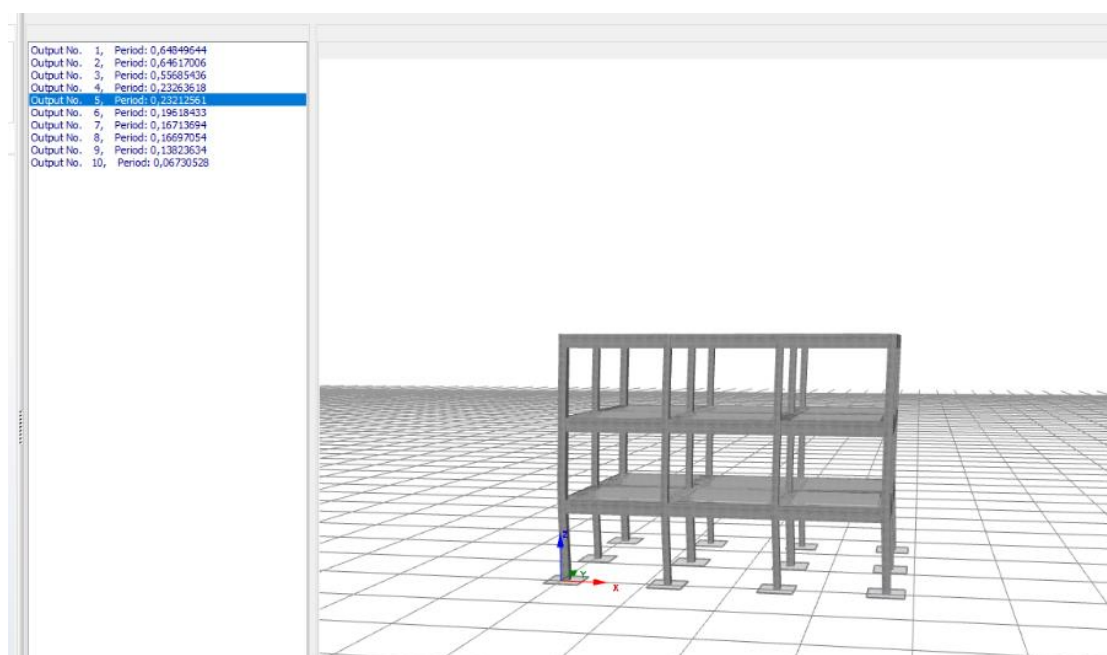
9.2 ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ

Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ιδιομορφική ανάλυση. Συγκεκριμένα, οι ιδιοπερίοδοι, οι ιδιομορφές καθώς και το ποσοστό μάζας που ενεργοποιεί η κάθε ιδιομορφή.

Στο Πίνακα 9.1 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τον φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις, στο Πίνακα 9.2 του φορέα με PILOTIS, ενώ στο Πίνακα 9.3 του φορέα με τοιχοπληρώσεις. Αντίστοιχα, στο Σχήμα 9.8, 9.9 και 9.10 παρουσιάζεται το προσομοίωμα του φορέα για κάθε μία από τις περιπτώσεις που θα αναλυθούν.

Πίνακας 9.1 Αποτελέσματα ιδιομορφικών αναλύσεων για το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις

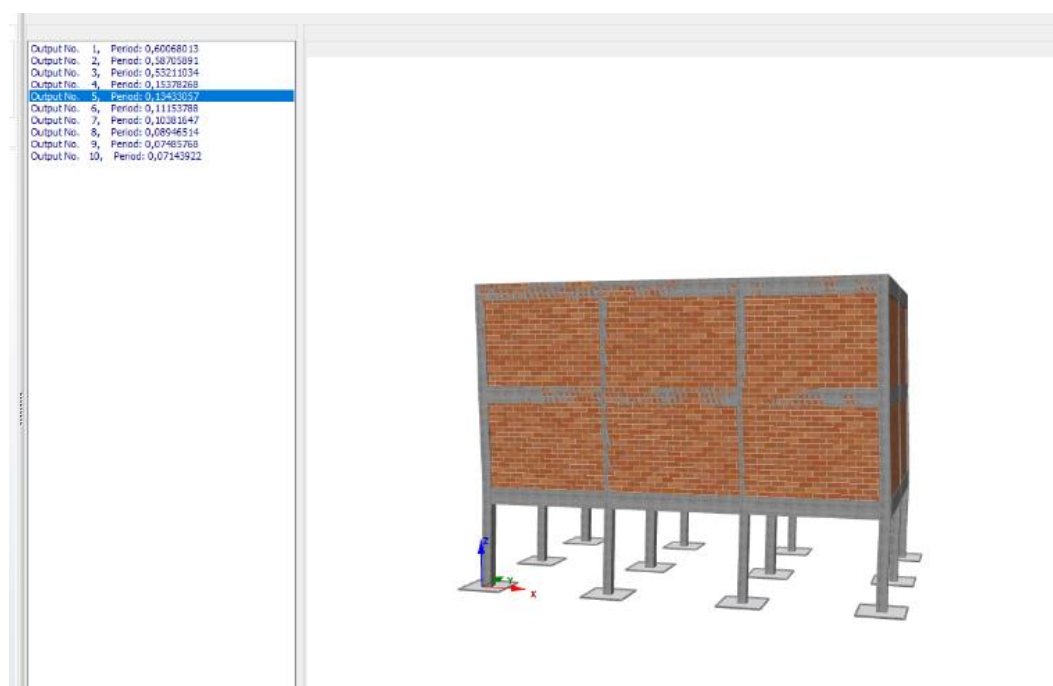
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Ιδιοσυχνότητα	Γωνιακή συχνότητα	Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα κατά X (%)	Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα κατά Y (%)	Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα κατά Z (%)
	(s)	(Hertz)	(rad/s)	[Ux]	[Uy]	[Uz]
1	0.64849644	1.54202852	9.68885094	6.10%	83.62%	0.00%
2	0.64617006	1.54758021	9.72373325	83.68%	6.10%	0.00%
3	0.55685436	1.79580170	11.28335486	0.00%	0.01%	0.00%
4	0.23263618	4.29855746	27.00863308	0.87%	8.29%	0.00%
5	0.23212561	4.30801235	27.06803991	8.24%	0.87%	0.00%
6	0.19618433	5.09724698	32.02694735	0.00%	0.00%	0.00%
7	0.16713694	5.98311778	37.59303774	0.13%	0.99%	0.00%
8	0.16697054	5.98908057	37.63050306	0.98%	0.13%	0.00%
9	0.13823634	7.23398757	45.45248442	0.00%	0.00%	0.00%
10	0.06730528	14.85767562	93.35352918	0.00%	0.00%	52.81%



Σχήμα 9.8 Προσομοίωση φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις

Πίνακας 9.2 Αποτελέσματα ιδιομορφικών αναλύσεων για το κτίριο με Pilotis

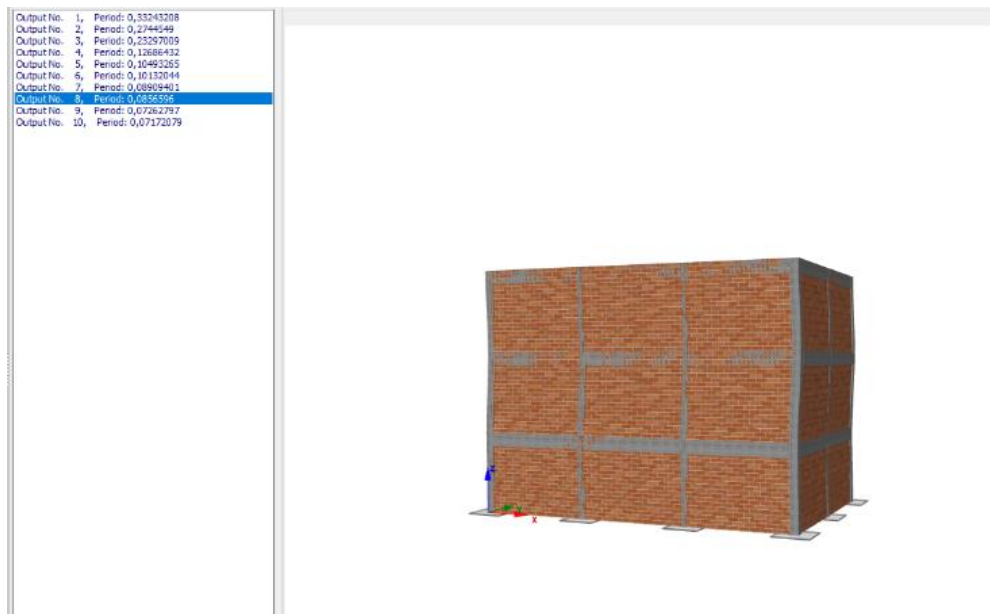
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Ιδιοσυχνότητα	Γωνιακή συχνότητα	Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα κατά X (%)	Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα κατά Y (%)	Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα κατά Z(%)
	(s)	(Hertz)	(rad/s)	[U _x]	[U _y]	[U _z]
1	0.60068013	1.66477956	10.46011845	0.02%	98.82%	0.00%
2	0.58705891	1.70340655	10.70281902	99.33%	0.02%	0.00%
3	0.53211034	1.87930946	11.80804961	0.00%	0.00%	0.00%
4	0.15378268	6.50268274	40.85756062	0.00%	1.10%	0.00%
5	0.13433057	7.44432188	46.77405387	0.63%	0.00%	0.00%
6	0.11153788	8.96556368	56.33229799	0.00%	0.00%	0.00%
7	0.10381647	9.63238262	60.52204496	0.00%	0.06%	0.00%
8	0.08946514	11.17753841	70.23054511	0.03%	0.00%	0.00%
9	0.07485768	13.35868314	83.93508160	0.00%	0.00%	0.00%
10	0.07143922	13.99791318	87.95148245	0.00%	0.00%	69.91%



Σχήμα 9.9 Προσομοίωση φορέα με Pilotis

Πίνακας 9.3 Αποτελέσματα ιδιομορφικών αναλύσεων για το κτίριο με τοιχοπληρώσεις

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Ιδιοσυχνότητα	Γωνιακή συχνότητα	Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα κατά X (%)	Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα κατά Y (%)	Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα κατά Z(%)
	(s)	(Hertz)	(rad/s)	[U _x]	[U _y]	[U _z]
1	0.33243208	3.00813329	18.90065887	0.00%	84.69%	0.00%
2	0.27445490	3.64358591	22.89332543	82.36%	0.00%	0.00%
3	0.23297009	4.29239653	26.96992283	0.00%	0.21%	0.00%
4	0.12686432	7.88243718	49.52681347	0.00%	12.24%	0.00%
5	0.10493265	9.52992268	59.87827015	12.82%	0.00%	0.00%
6	0.10132044	9.86967652	62.01300652	0.00%	2.54%	0.00%
7	0.08909401	11.22409898	70.52309378	0.00%	0.28%	0.00%
8	0.08565960	11.67411512	73.35062858	4.82%	0.00%	0.00%
9	0.07262797	13.76880077	86.51192669	0.00%	0.04%	0.02%
10	0.07172079	13.94295943	87.60619781	0.00%	0.00%	69.43%

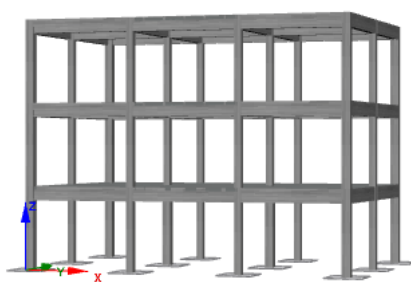


Σχήμα 9.10 Προσομοίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις

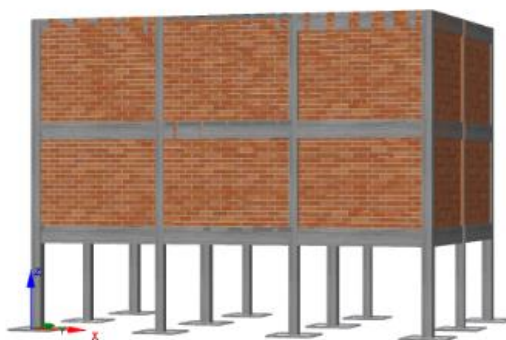
9.3 ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ – PUSHOVER

Με την χρήση την υπερωθητικής ανάλυσης, οδηγούμαστε στην εκτίμηση των ανελαστικών παραμορφώσεων, που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία της κατασκευής κατά τη δράση του σεισμού. Κάθε ένα από τα μέλη της κατασκευής ελέγχεται και για τις 64 αναλύσεις που ορίζεται με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Οι αναλύσεις για κάθε μία διεύθυνση πραγματοποιήθηκαν για δύο κατανομές πλευρικών φορτίων, ομοιόμορφη και ιδιομορφική (modal και uniform). Αρχικά, ορίζεται η ικανότητα της κατασκευής, ενώ στη συνέχεια από την καμπύλη ικανότητας προσδιορίζεται η απαίτηση της, μέσω της στοχευόμενης μετακίνησης, για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν για τα δομικά μέλη της κατασκευής εξάγονται σε πίνακες, όπου με κόκκινο χρώμα εμφανίζονται τα δομικά στοιχεία τα οποία αστοχούν. Για τα στοιχεία αυτά παρατηρείται ότι, η τιμή του δείκτη performance ratio είναι μεγαλύτερη της τιμής 1. Ο δείκτης αυτός προκύπτει από τον λόγο της απαίτησης της κατασκευής προς την αντοχή αυτής.

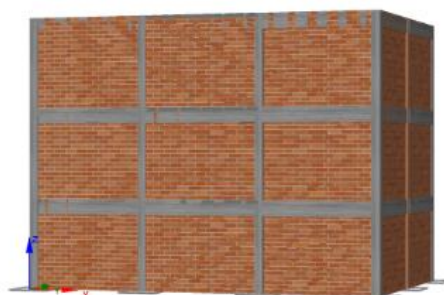
Η ανάλυση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε για τρεις διαφορετικές εκδοχές. Στην πρώτη περίπτωση, ο φορέας χωρίς τοιχοπληρώσεις (Σχήμα 9.11), στη 2^η του φορέα με PILOTIS (Σχήμα 9.12), ενώ στη 3^η του φορέα με τοιχοπληρώσεις σε όλα τα εξωτερικά φαντώματα (Σχήμα 9.13).



Σχήμα 9.11 Προσομοίωση φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις



Σχήμα 9.12 Προσομοίωση φορέα με Pilotis



Σχήμα 9.13 Προσομοίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις

9.3.1 Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις

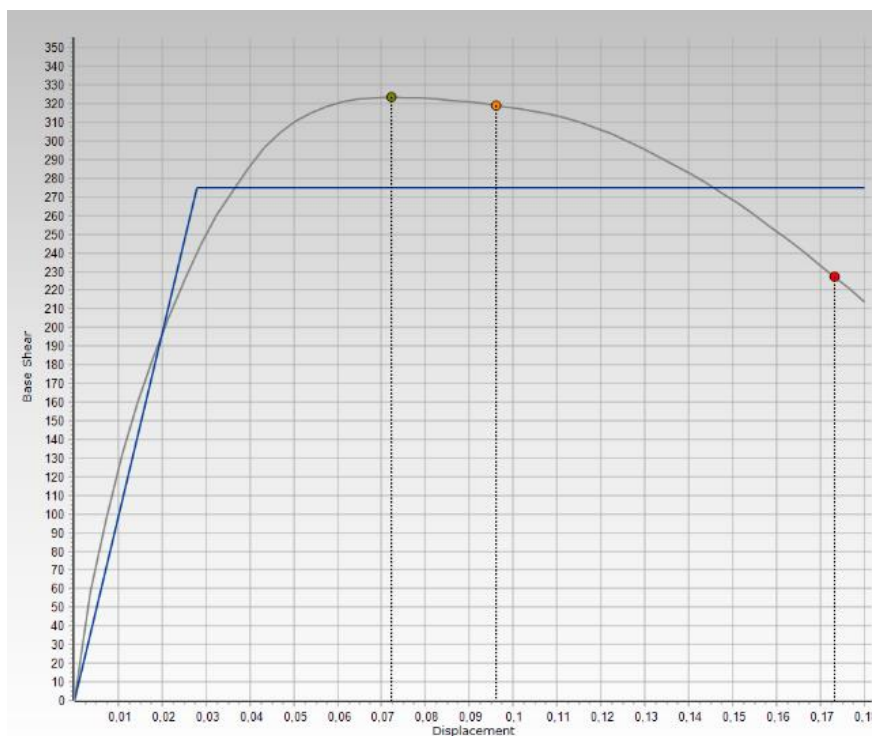
Για την πρώτη περίπτωση επιλέχθηκαν ενδεικτικά δυο περιπτώσεις δυσμενούς φόρτισης, η ανάλυση με το συνδυασμό φόρτισης Modal $x+0.3y-eccX$ (φόρτιση τριγωνικής κατανομής) και Modal $0.3x+Y+eccX$.

Στο Σχήμα 9.14 παρουσιάζεται το διάγραμμα τέμνουσας-μετακίνησης που μας δίνει τη στοχευόμενη μετακίνηση για τις 3 στάθμες επιτελεστικότητας, δηλαδή το πόσο θα μετακινηθεί το κτίριο για κάθε σεισμό, καθώς και τη διγραμμική καμπύλη για το 1^ο συνδυασμό φόρτισης που επιλέχτηκε κατά τη διεύθυνση x. Αναλυτικότερα, παρουσιάζονται οι τιμές των μετακινήσεων για τις 3 στάθμες επιτελεστικότητας, Περιορισμένες Βλάβες, Σημαντικές Βλάβες και Οιονεί Κατάρρευση στον Πίνακα 9.4. Στο Σχήμα 9.15 παρουσιάζεται η Καμπύλη Ικανότητας, όπως αυτή προκύπτει στη διεύθυνση x.

Πίνακας 9.4 Τιμές στοχευόμενης μετακίνησης για τρεις στάθμες επιτελεστικότητας κατά x

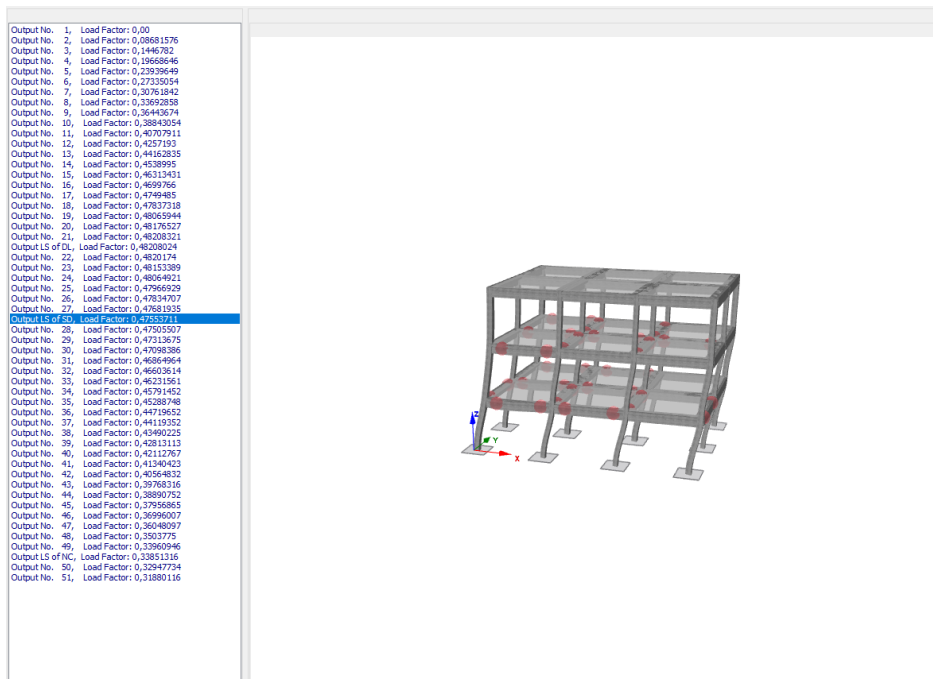
Στάθμη επιτελεστικότητας	Στοχευόμενη μετακίνηση (m)
Περιορισμένες Βλάβες	0.07202346
Σημαντικές Βλάβες	0.09603129
Οιονεί Κατάρρευση	0.17285632

Παρατηρείται ότι η καμπύλη ικανότητας κατά x υπερβαίνει την ικανότητα της κατασκευής, άρα ο φορέας του κτιρίου δεν επαρκεί.



Σχήμα 9.14 Καμπύλη ικανότητας για το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις και διγραμμική καμπύλη. Στοχευόμενες μετακινήσεις

Για τον συνδυασμό φόρτισης που επιλέχθηκε, φαίνεται να υπάρχουν διατμητικές αστοχίες κυρίως στις δοκούς του 1^{ου} & 2^{ου} ορόφου, καθώς και πλαστικές αρθρώσεις στο 1^ο και 2^ο όροφο αντίστοιχα. Στο Σχήμα 9.15 παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας για το 27^ο βήμα της ανάλυσης, «Σημαντικές Βλάβες».

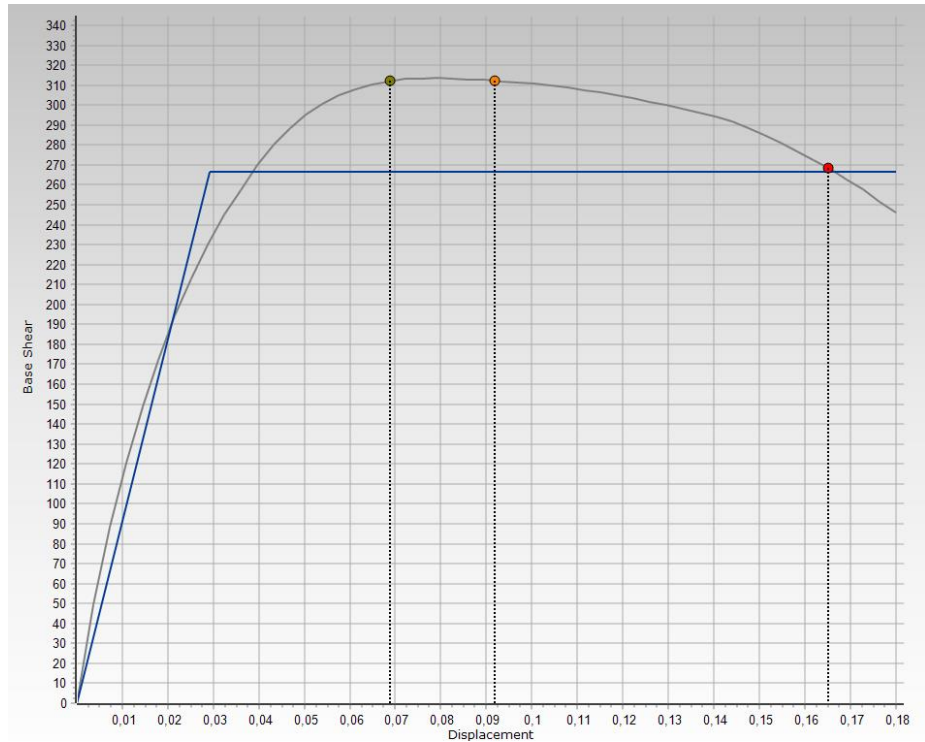


Σχήμα 9.15 Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις-παραμορφώσεις στις Σημαντικές Βλάβες

Ακολουθεί η περίπτωση εξέτασης της ανάλυσης Modal 0.3x+Y+eccX κατά τη διεύθυνση y, η οποία δίνει τις παρακάτω τιμές στοχευόμενης μετακίνησης. Στο Σχήμα 9.16 παρουσιάζεται η Καμπύλη Ικανότητας, όπως αυτή προκύπτει στη διεύθυνση y, ενώ στο Πίνακα 9.5 εμφανίζονται οι τιμές τις στοχευόμενης μετακίνησης για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας.

Πίνακας 9.5 Τιμές στοχευόμενης μετακίνησης για τρεις στάθμες επιτελεστικότητας κατά y

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στοχευόμενη μετακίνηση (m)
Περιορισμένες Βλάβες	0.06885473
Σημαντικές Βλάβες	0.0918063
Οιονεί Κατάρρευση	0.16525135



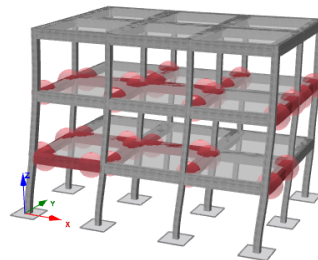
Σχήμα 9.16 Καμπύλη ικανότητας για το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις και διγραμμική καμπύλη κατά y . Στοιχευόμενες μετακινήσεις

Οι διατμητικές αστοχίες και η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων που παρατηρούνται στη στάθμη «Σημαντικές Βλάβες», βήμα 26ο, για τον επιλεγμένο συνδυασμό φόρτισης, βρίσκονται κατά βάση στις δοκούς του 1ου & 2ου ορόφου καθώς και πλαστικές αρθρώσεις στο 1^ο και 2^ο όροφο αντίστοιχα, όπως εμφανίζονται στο Σχήμα 9.17.

```

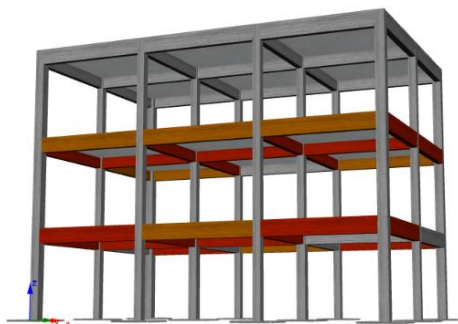
Output No. 1, Load Factor: 0,00
Output No. 2, Load Factor: 0,07432381
Output No. 3, Load Factor: 0,13264615
Output No. 4, Load Factor: 0,18908162
Output No. 5, Load Factor: 0,22224888
Output No. 6, Load Factor: 0,23783259
Output No. 7, Load Factor: 0,26071461
Output No. 8, Load Factor: 0,31862021
Output No. 9, Load Factor: 0,34397315
Output No. 10, Load Factor: 0,36533391
Output No. 11, Load Factor: 0,38495761
Output No. 12, Load Factor: 0,40352718
Output No. 13, Load Factor: 0,41909949
Output No. 14, Load Factor: 0,43185667
Output No. 15, Load Factor: 0,44166859
Output No. 16, Load Factor: 0,44963575
Output No. 17, Load Factor: 0,45385184
Output No. 18, Load Factor: 0,46064753
Output No. 19, Load Factor: 0,46403467
Output No. 20, Load Factor: 0,46647064
Output LS of DL, Load Factor: 0,46666246
Output No. 21, Load Factor: 0,46799926
Output No. 22, Load Factor: 0,46881642
Output No. 23, Load Factor: 0,46869555
Output No. 24, Load Factor: 0,46846206
Output No. 25, Load Factor: 0,46794497
Output No. 26, Load Factor: 0,46729445
Output LS of FC, Load Factor: 0,46555207
Output No. 27, Load Factor: 0,46642675
Output No. 28, Load Factor: 0,46548888
Output No. 29, Load Factor: 0,46433503
Output No. 30, Load Factor: 0,46303567
Output No. 31, Load Factor: 0,46152137
Output No. 32, Load Factor: 0,459769
Output No. 33, Load Factor: 0,45784405
Output No. 34, Load Factor: 0,45580603
Output No. 35, Load Factor: 0,45358823
Output No. 36, Load Factor: 0,45116971
Output No. 37, Load Factor: 0,44860431
Output No. 38, Load Factor: 0,44591867
Output No. 39, Load Factor: 0,44308337
Output No. 40, Load Factor: 0,44004003
Output No. 41, Load Factor: 0,43637655
Output No. 42, Load Factor: 0,43151866
Output No. 43, Load Factor: 0,42591414
Output No. 44, Load Factor: 0,42009139
Output No. 45, Load Factor: 0,41397761
Output No. 46, Load Factor: 0,40741028
Output LS of FC, Load Factor: 0,40123812
Output No. 47, Load Factor: 0,40057623
Output No. 48, Load Factor: 0,39300215
Output No. 49, Load Factor: 0,38508689
Output No. 50, Load Factor: 0,37621464
Output No. 51, Load Factor: 0,36795405

```



Σχήμα 9.17 Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις-παραμορφώσεις στις Σημαντικές Βλάβες

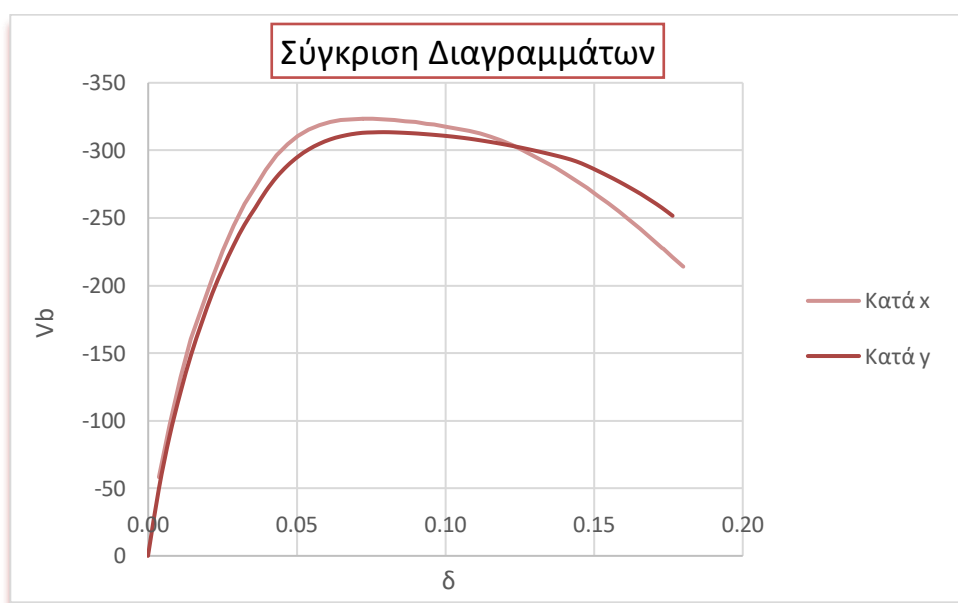
Στη συνέχεια, παρουσιάζονται (Σχήμα 9.18) τα αποτελέσματα των ελέγχων αντοχής τεμνουσών που προέκυψαν από τις 64 pushover αναλύσεις κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, για τα μέλη της κατασκευής. Για κάθε μία από αυτές λαμβάνονται υπόψιν οι δυνάμεις και στις 2 διευθύνσεις και οι εκκεντρότητες τους.



Σχήμα 9.18 Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις-διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες

Για τη στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες», παρατηρούνται διατμητικές αστοχίες στις δοκούς του 1ου & 2ου ορόφου (Σχήμα 9.18).

9.3.1.1 Σύγκριση διαγραμμάτων για τους δύο συνδυασμούς φόρτισης



Σχήμα 9.19 Συγκριτικό διάγραμμα των 2 συνδυασμών φόρτισης

Παρατηρείται ότι και στις 2 περιπτώσεις των ενδεικτικών αναλύσεων η συμπεριφορά του κτιρίου εμφανίζει παρόμοια συμπεριφορά.

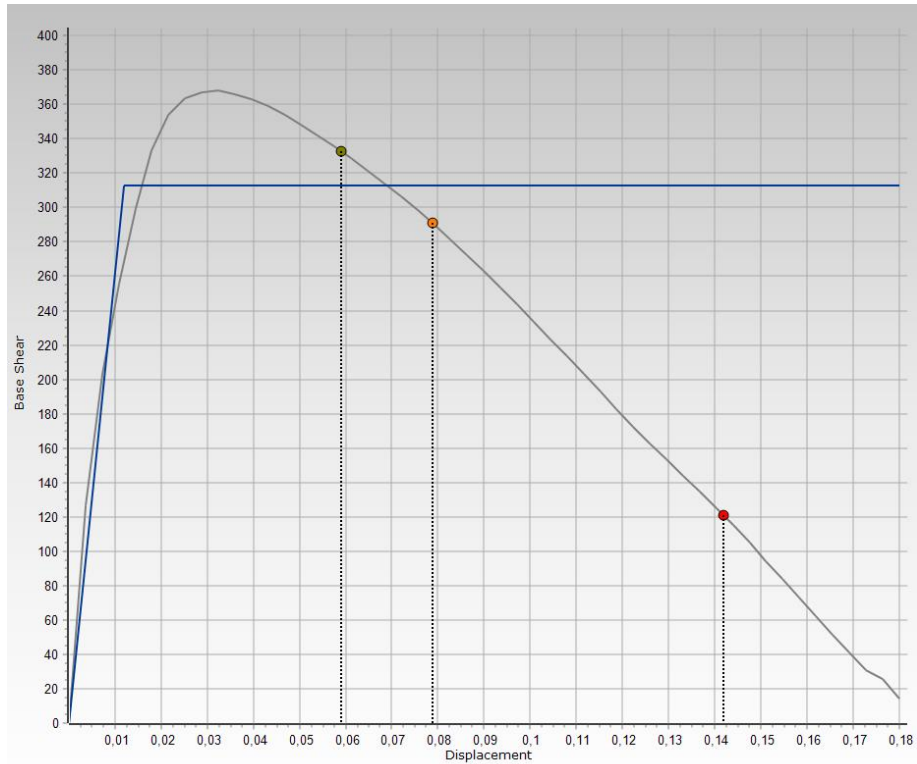
9.3.2 Κτίριο με Pilotis

Σε αυτήν την περίπτωση ανάλυσης, θα επιλεγθεί ομοίως με την 1^η εξεταζόμενη περίπτωση, ο συνδυασμός φόρτισης Modal $x+0.3y+eccX$ (φόρτιση τριγωνικής κατανομής) και Modal $0.3x+Y+eccX$.

Η ανάλυση κατά τη διεύθυνση x , για τη Στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες», δίνει την τιμή 0.079 m. στοχευόμενης μετακίνησης, όπως διακρίνεται και στο Πίνακα 9.6. Στο Σχήμα 9.19 παρουσιάζεται το διάγραμμα τέμνουσας-μετακίνησης που μας δίνει τη στοχευόμενη μετακίνηση και για τις 3 στάθμες επιτελεστικότητας, δηλαδή το πόσο θα μετακινηθεί το κτίριο για κάθε σεισμό, καθώς και τη διγραμμική καμπύλη. Στο Σχήμα 9.20 παρουσιάζεται η Καμπύλη Ικανότητας, όπως αυτή προκύπτει στη διεύθυνση x .

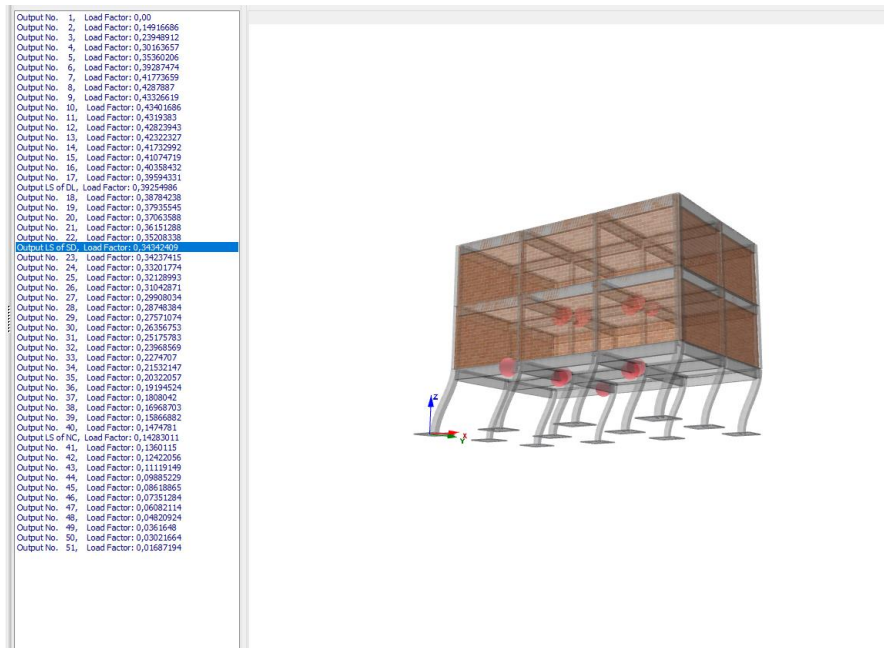
Πίνακας 9.6 Τιμές στοχευόμενης μετακίνησης για τρεις στάθμες επιτελεστικότητας κατά x .

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στοχευόμενη μετακίνηση (m)
Περιορισμένες Βλάβες	0.05910803
Σημαντικές Βλάβες	0.0788107
Οιονεί Κατάρρευση	0.14185926



Σχήμα 9.20 Καμπύλη ικανότητας για το κτίριο με Pilotis και διγραμμική καμπύλη. Στοχευόμενες μετακινήσεις

Οι διατμητικές αστοχίες και η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων που παρατηρούνται στη στάθμη «Σημαντικές Βλάβες», βήμα 22ο, για τον επιλεγμένο συνδυασμό φόρτισης, βρίσκονται κατά βάση στα υποστυλώματα του 1ου & 2ου ορόφου, όπως διακρίνεται και στο Σχήμα 9.21.

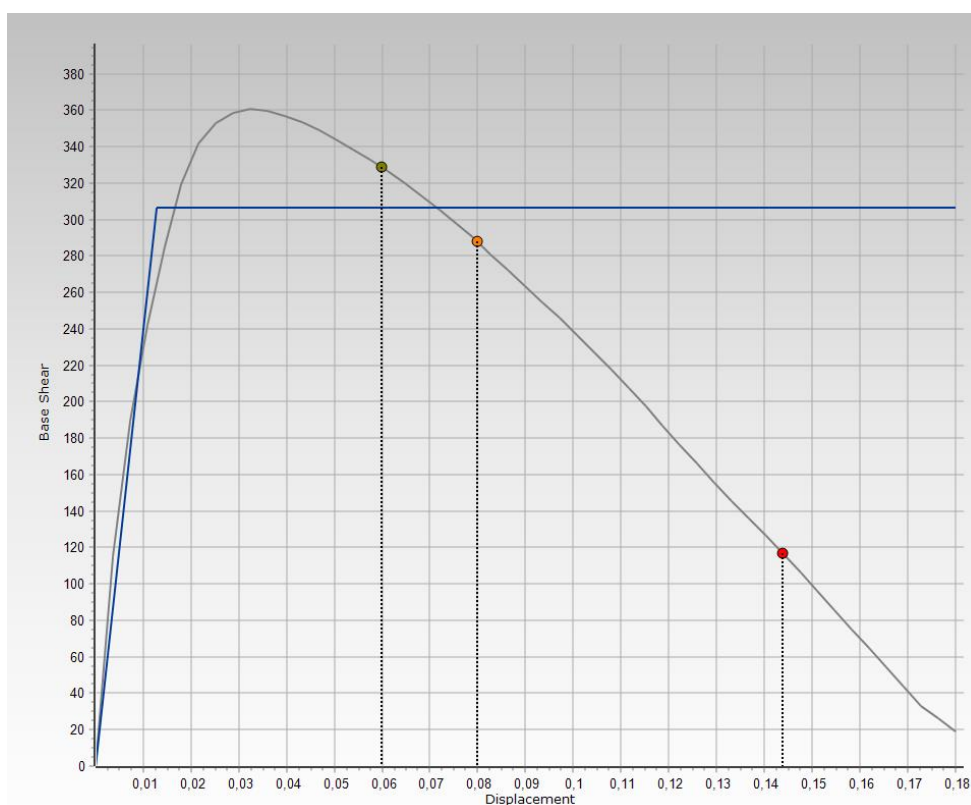


Σχήμα 9.21 Κτίριο με Pilotis -παραμορφώσεις στις Σημαντικές Βλάβες

Ακολουθεί η περίπτωση εξέτασης της ανάλυσης Modal 0.3x+Y+eccX κατά τη διεύθυνση y, η οποία δίνει τις παρακάτω τιμές στοχευόμενης μετακίνησης. Στο Σχήμα 9.22 παρουσιάζεται η Καμπύλη Ικανότητας, όπως αυτή προκύπτει στη διεύθυνση y, ενώ στο Πίνακα 9.7 εμφανίζονται οι τιμές τις στοχευόμενης μετακίνησης για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας.

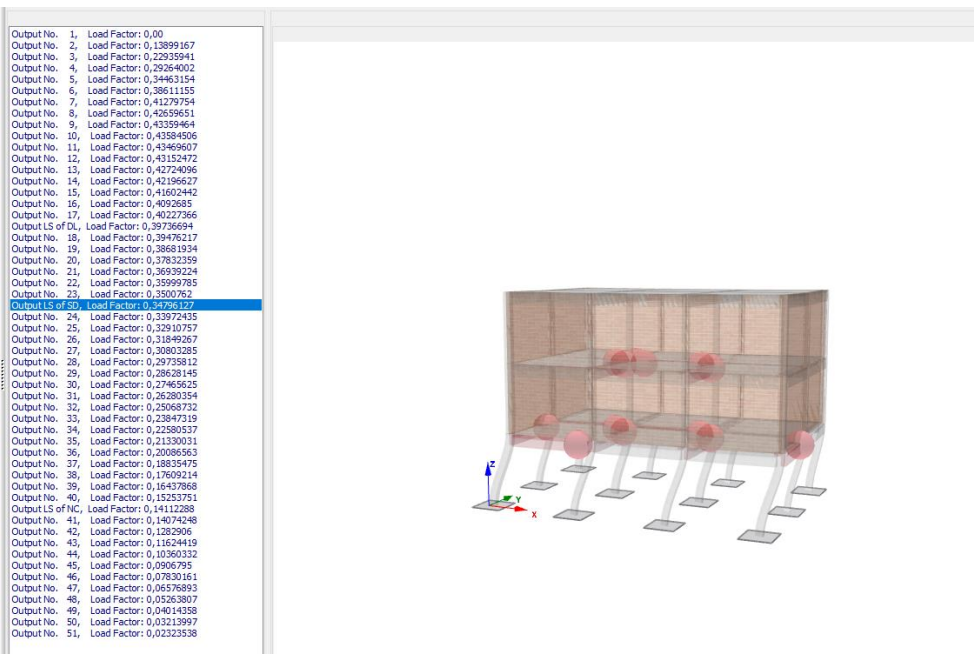
Πίνακας 9.7 Τιμές στοχευόμενης μετακίνησης για τρεις στάθμες επιτελεστικότητας κατά y

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στοχευόμενη μετακίνηση (m)
Περιορισμένες Βλάβες	0,05995162
Σημαντικές Βλάβες	0,0799355
Οιονεί Κατάρρευση	0,1438839



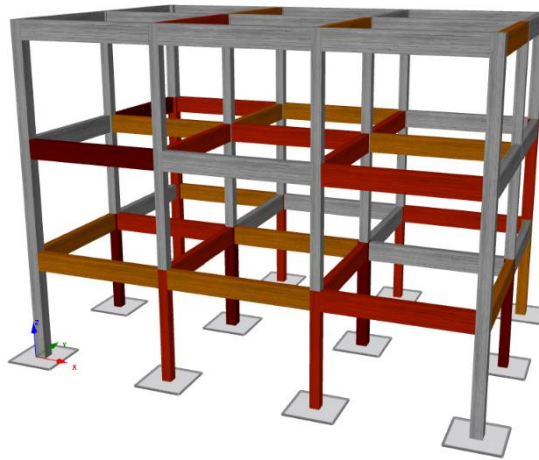
Σχήμα 9.22 Καμπύλη ικανότητας για το κτίριο με τοιχοπληρώσεις και διγραμμική καμπύλη κατά y. Στοχευόμενες μετακινήσεις

Στη στάθμη «Σημαντικές Βλάβες», βήμα 24ο, για τον επιλεγμένο συνδυασμό φόρτισης, εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις στις κεντρικές δοκούς του 1^{ου} & 2^{ου} ορόφου, καθώς και διατμητικές αστοχίες, όπως εμφανίζονται στο Σχήμα 9.23.



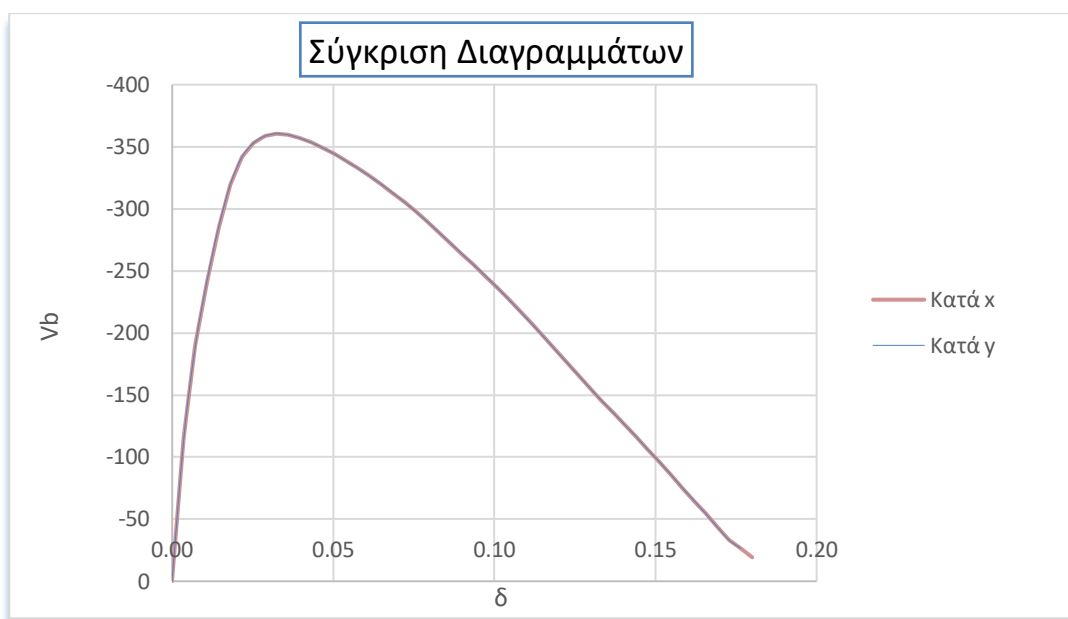
Σχήμα 9.23 Κτίριο με Pilotis -παραμορφώσεις στις Σημαντικές Βλάβες

Τα αποτελέσματα των ελέγχων αντοχής τεμνουσών που προέκυψαν από τις αναλύσεις κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, για τα μέλη της κατασκευής, αποδεικνύουν ότι με τη χρήση Pilotis, την έλλειψη δηλαδή τοιχοπληρώσεων στον 1^ο όροφο του κτιρίου, οδηγεί στο σχηματισμό μαλακού ορόφου. Για αυτό και όλα τα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή και εμφανίζουν διατμητικές αστοχίες. Ακολουθως, παρατηρούνται αστοχίες και στις δοκούς του 1^{ου}, 2^{ου} αλλά και σε ορισμένες του 3^{ου} ορόφου (Σχήμα 9.24) για την εξεταζόμενη Στάθμη επιτελεστικότητας.



Σχήμα 9.24 Κτίριο με Pilotis -διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες

9.3.2.1 Σύγκριση διαγραμμάτων για τους δύο συνδυασμούς φόρτισης



Σχήμα 9.25 Συγκριτικό διάγραμμα των 2 συνδυασμών φόρτισης

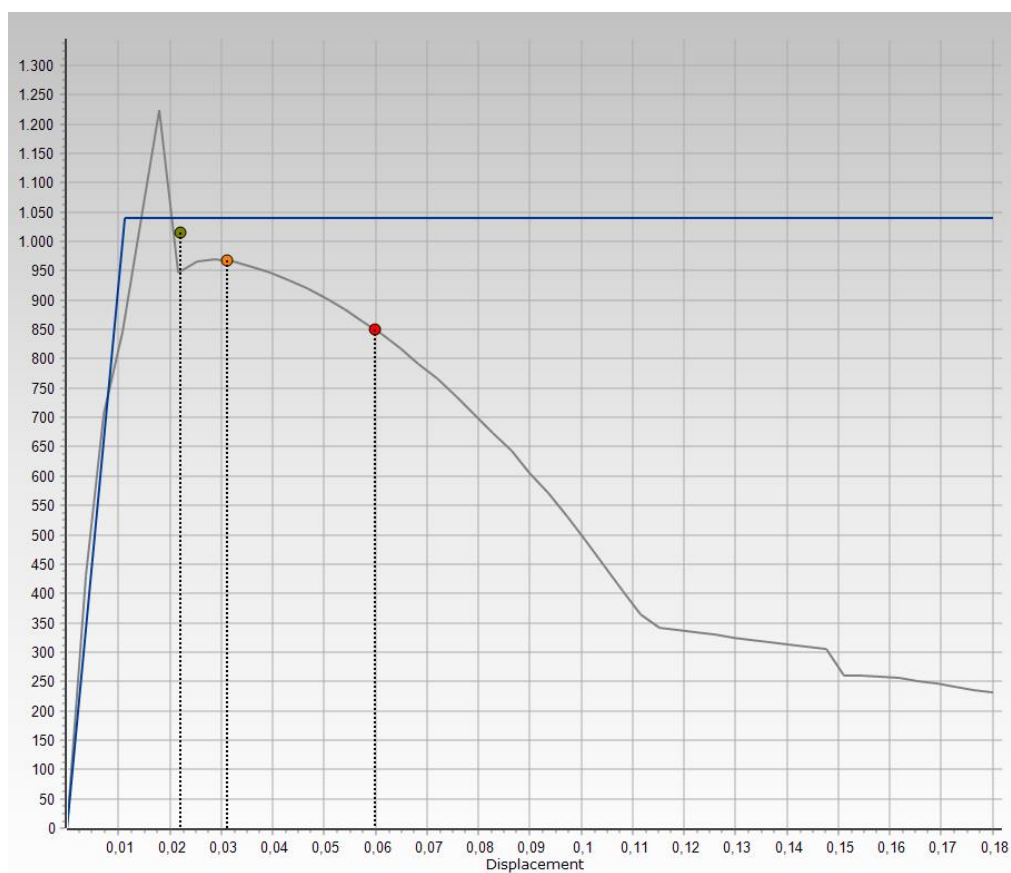
Στη συγκεκριμένη περίπτωση σύγκρισης παρατηρούμε σχεδόν απόλυτη ταύτιση των δύο διαγραμμάτων, όπως αυτά προέκυψαν από τις ενδεικτικές φορτίσεις.

9.3.3 Κτίριο με Τοιχοπληρώσεις

Στην τελευταία εξεταζόμενη περίπτωση, η ανάλυση πραγματοποιείται για το φορέα με τοιχοπληρώσεις. Η επιλεγθείσα ανάλυση κατά τη διεύθυνση x είναι και σε αυτή την περίπτωση, ο συνδυασμός φόρτισης Modal $x+0.3y-eccX$ (φόρτιση τριγωνικής κατανομής). Η ανάλυση κατά τη διεύθυνση x, για τη Στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες», δίνει την τιμή 0.031 m. στοχευόμενης μετακίνησης (Πίνακας 9.8). Στο Σχήμα 9.25 παρουσιάζεται το διάγραμμα τέμνουσας-μετακίνησης που μας δίνει τη στοχευόμενη μετακίνηση και για τις 3 στάθμες επιτελεστικότητας, δηλαδή το πόσο θα μετακινηθεί το κτίριο για κάθε σεισμό, καθώς και τη διγραμμική καμπύλη. Στο Σχήμα 9.26 παρουσιάζεται η Καμπύλη Ικανότητας, όπως αυτή προκύπτει στη διεύθυνση x.

Πίνακας 9.8 Τιμές στοχευόμενης μετακίνησης για τρεις στάθμες επιτελεστικότητας κατά x

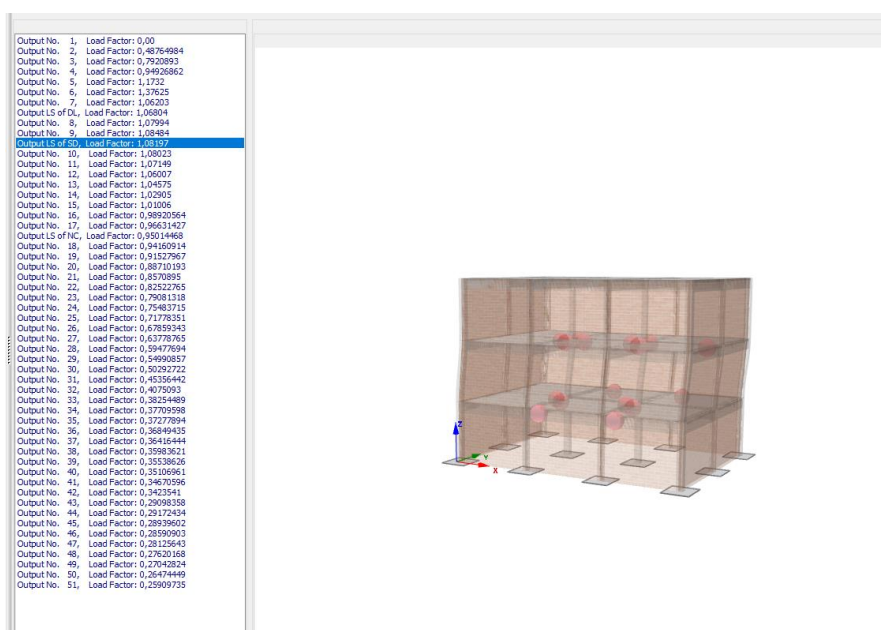
Στάθμη επιτελεστικότητας	Στοχευόμενη μετακίνηση (m)
Περιορισμένες Βλάβες	0.02200374
Σημαντικές Βλάβες	0.03104005
Οιονεί Κατάρρευση	0.05995621



Σχήμα 9.26 Καμπύλη ικανότητας για το κτίριο με τοιχοπληρώσεις και διγραμμική καμπύλη κατά x. Στοχευόμενες μετακινήσεις

Οι διατμητικές αστοχίες και η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων που παρατηρούνται στη στάθμη «Σημαντικές Βλάβες», βήμα 9^ο, για τον επιλεγμένο συνδυασμό φόρτισης,

βρίσκονται κατά βάση στις δοκούς του 1^{ου} & 2^{ου} ορόφου καθώς και πλαστικές αρθρώσεις στο 1^ο και 2^ο όροφο αντίστοιχα, όπως εμφανίζονται στο Σχήμα 9.27.

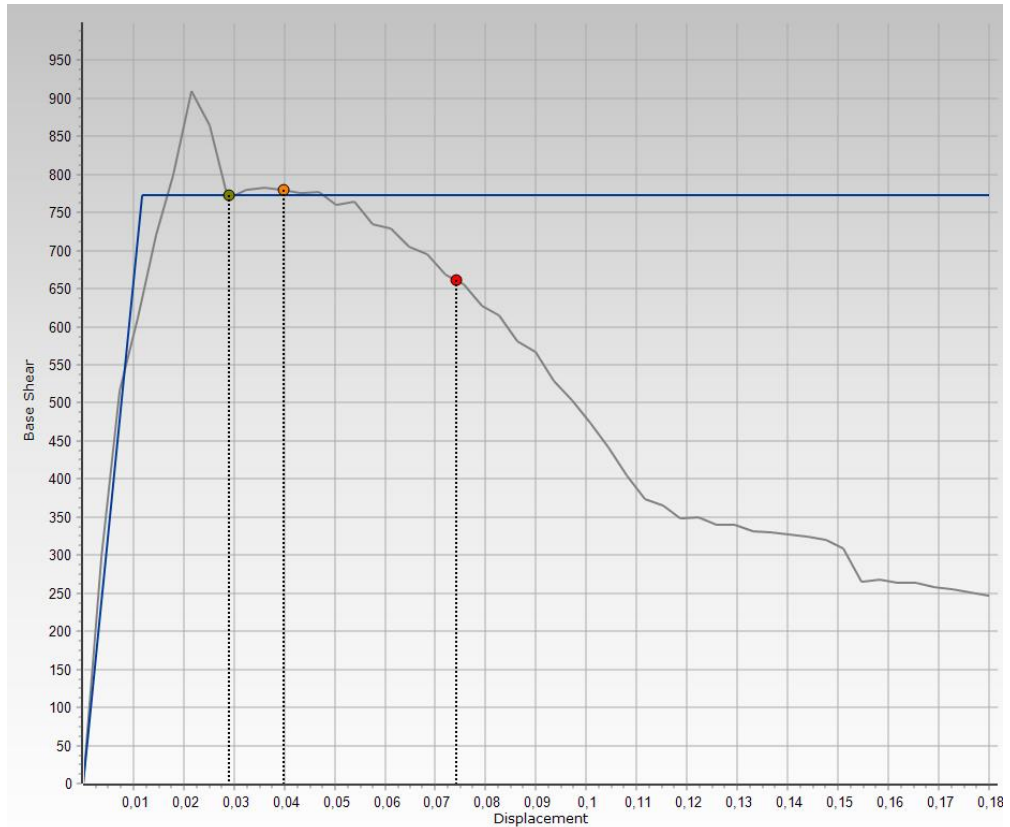


Σχήμα 9.27 Κτίριο με τοιχοπληρώσεις-παραμορφώσεις στις Σημαντικές Βλάβες

Ακολουθεί η περίπτωση εξέτασης της ανάλυσης Modal $0.3x+Y+eccX$ κατά τη διεύθυνση y , η οποία δίνει τις παρακάτω τιμές στοχευόμενης μετακίνησης. Στο Σχήμα 9.28 παρουσιάζεται η Καμπύλη Ικανότητας, όπως αυτή προκύπτει στη διεύθυνση y , ενώ στο Πίνακα 9.9 εμφανίζονται οι τιμές τις στοχευόμενης μετακίνησης για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας.

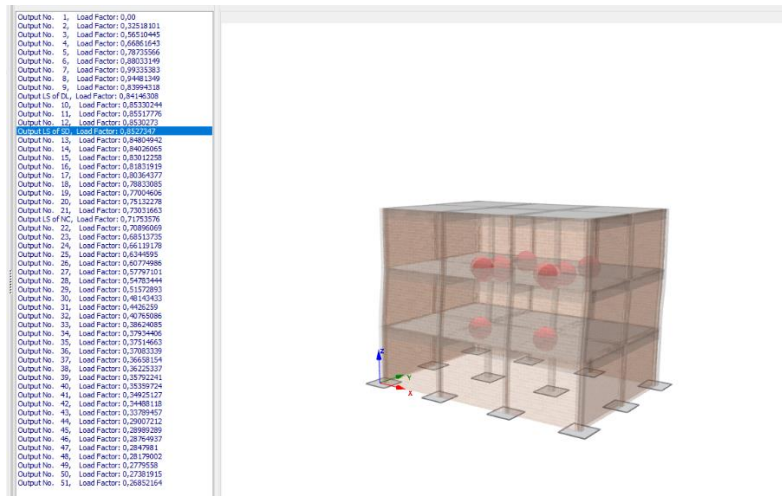
Πίνακας 9.9 Τιμές στοχευόμενης μετακίνησης για τρεις στάθμες επιτελεστικότητας κατά y

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στοχευόμενη μετακίνηση (m)
Περιορισμένες Βλάβες	0.02907945
Σημαντικές Βλάβες	0.03981161
Οιονεί Κατάρρευση	0.07415449



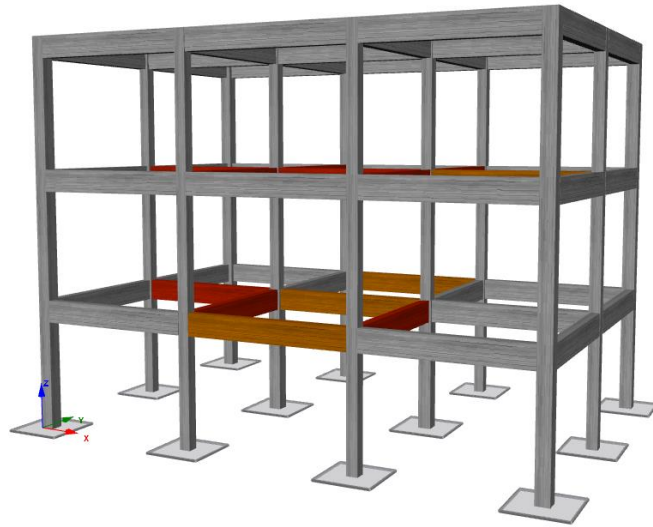
Σχήμα 9.28 Καμπύλη ικανότητας για το κτίριο με τοιχοπληρώσεις και διγραμμική καμπύλη κατά γ. Στοχευόμενες μετακινήσεις

Στη στάθμη «Σημαντικές Βλάβες», βήμα 12ο, για τον επιλεγμένο συνδυασμό φόρτισης, εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις στις κεντρικές δοκούς του 1^{ου} & 2^{ου} ορόφου, όπως εμφανίζονται στο Σχήμα 9.29.



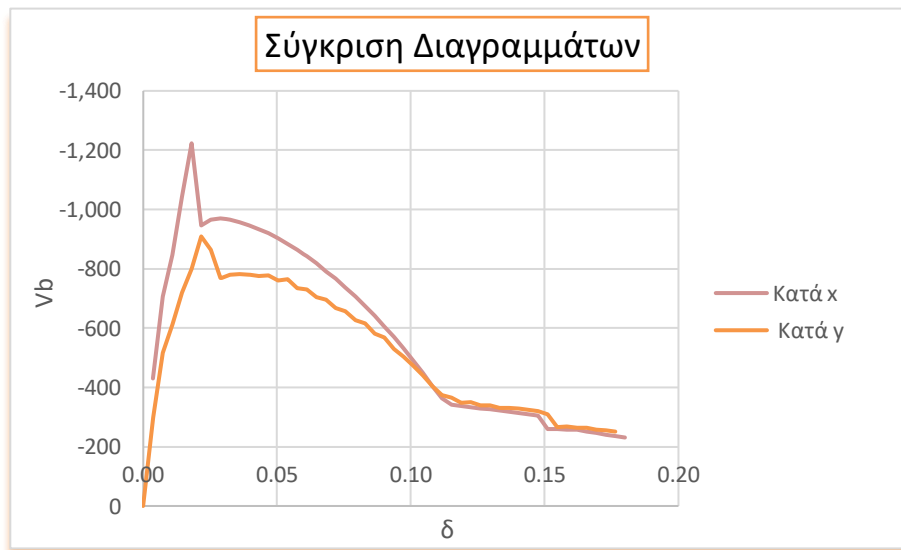
Σχήμα 9.29 Κτίριο με τοιχοπληρώσεις-παραμορφώσεις στις Σημαντικές Βλάβες

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ελέγχων αντοχής τεμνουσών που προέκυψαν από τις 64 pushover αναλύσεις κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, για τα μέλη της κατασκευής. Για κάθε μία από αυτές λαμβάνονται υπόψιν οι δυνάμεις και στις 2 διευθύνσεις και οι εκκεντρότητές τους. (Σχήμα 9.30)



Σχήμα 9.30 Κτίριο με τοιχοπληρώσεις-διαμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες

9.3.3.1 Σύγκριση διαγραμμάτων για τους δύο συνδυασμούς φόρτισης



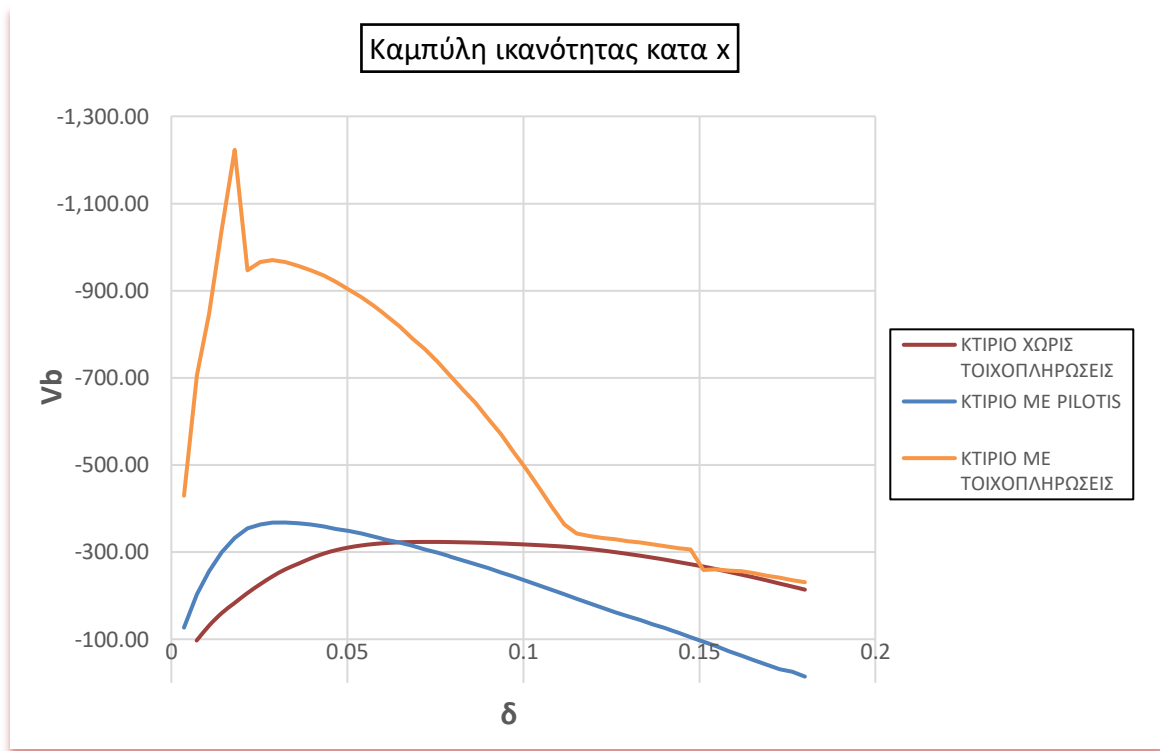
Σχήμα 9.31 Συγκριτικό διάγραμμα των 2 συνδυασμών φόρτισης

Παρατηρείται ότι με βάση το πρώτο συνδυασμό φόρτισης που επιλέχτηκε ενδεικτικά, Modal $x+0.3y-eccX$, το κτίριο παρουσιάζει μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα σε σχέση με το δεύτερο συνδυασμό φόρτισης που επιλέχτηκε για την ανάλυση κατά τον άξονα y . (Σχήμα 9.31).

9.4 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ

9.4.1 Συγκριτικά διαγράμματα καμπύλων ικανότητας για τις 3 περιπτώσεις αναλύσεων κατά X .

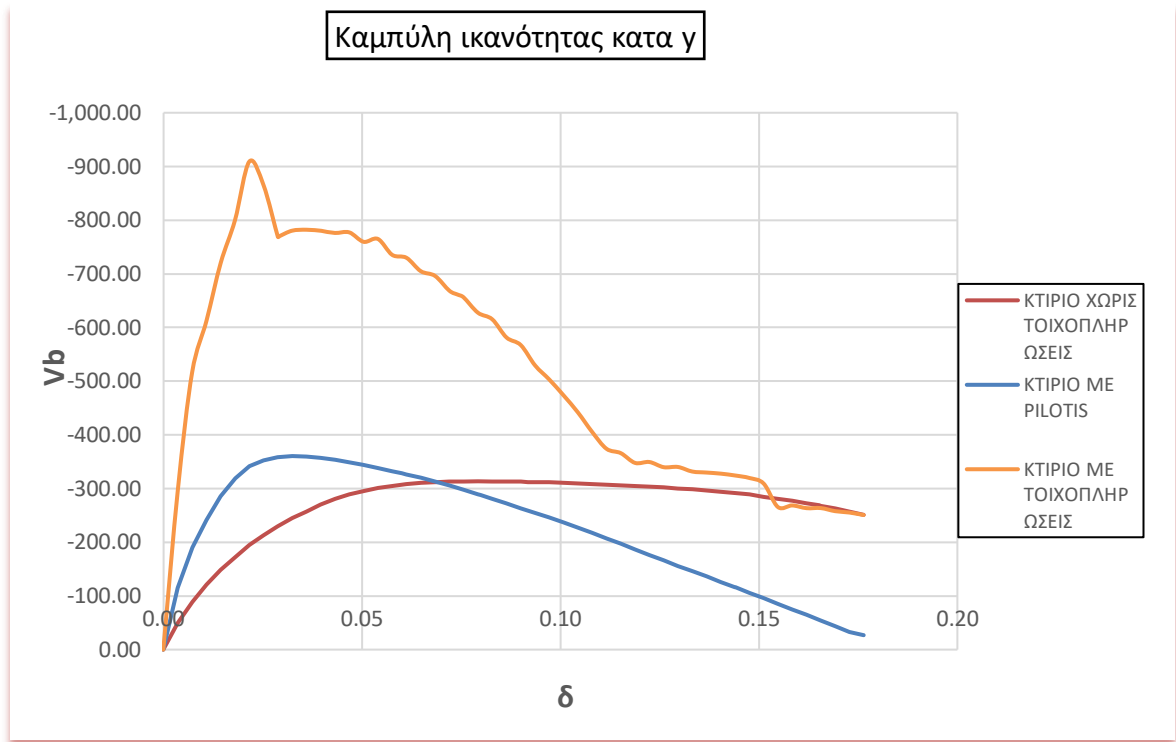
Στο Σχήμα 9.32, έχουν εισαχθεί τα δεδομένα των αναλύσεων από την μέθοδο Pushover, και για τις 3 περιπτώσεις που μελετήθηκαν. Πρώτα, μελετάται η διεύθυνση κατά τον άξονα x . Παρατηρείται, πως το κτίριο με τοιχοπληρώσεις εμφανίζει μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα σε σχέση με τις άλλες δύο περιπτώσεις. Έπεται το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις, ενώ η φέρουσα ικανότητα του κτιρίου με pilotis βρίσκεται πιο κοντά σε αυτή με το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις.



Σχήμα 9.32 Συγκριτικά διαγράμματα καμπύλων ικανότητας για τις 3 περιπτώσεις αναλύσεων κατά X

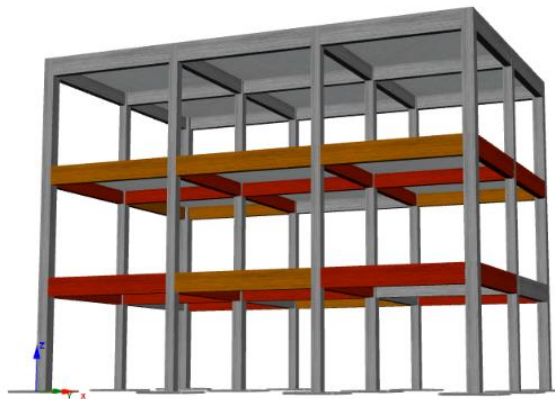
9.4.2 Συγκριτικά διαγράμματα καμπύλων ικανότητας για τις 3 περιπτώσεις αναλύσεων κατά Y.

Κατά τη διεύθυνση y, παρατηρείται ότι οι τιμές τέμνουσας βάσης κυρίως για το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις μικρότερες, συγκριτικά με τη διεύθυνση x. Αυτό, καθιστά την διεύθυνση x δυσμενέστερη. Το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις, με βάση το διάγραμμα (Σχήμα 9.33), δεν φαίνεται να εισέρχεται στην πλαστική ζώνη, με την συμπεριφορά του να μοιάζει σαν ελαστική.

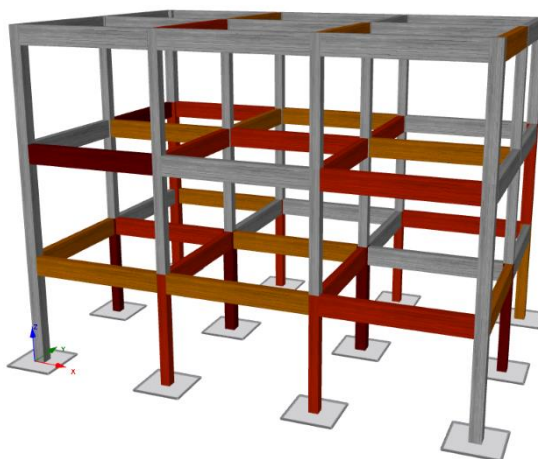


Σχήμα 9.33 Συγκριτικά διαγράμματα καμπύλων ικανότητας για τις 3 περιπτώσεις αναλύσεων κατά γ

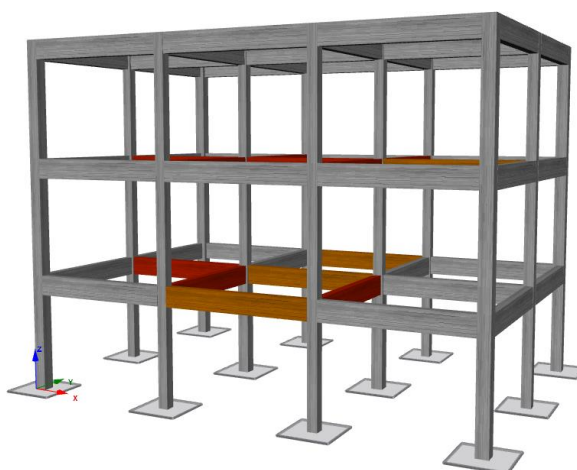
Στη Σχήματα 9.34, 9.35 και 9.36 διακρίνουμε συγκεντρωτικά τις αστοχίες των μελών, όπως αυτές προέκυψαν κατά την ανάλυση Pushover.



Σχήμα 9.34 Κτίριο με τοιχοπληρώσεις-διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες



Σχήμα 9.35 Κτίριο με Pilotis -διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες



Σχήμα 9.36 Κτίριο με τοιχοπληρώσεις-διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες

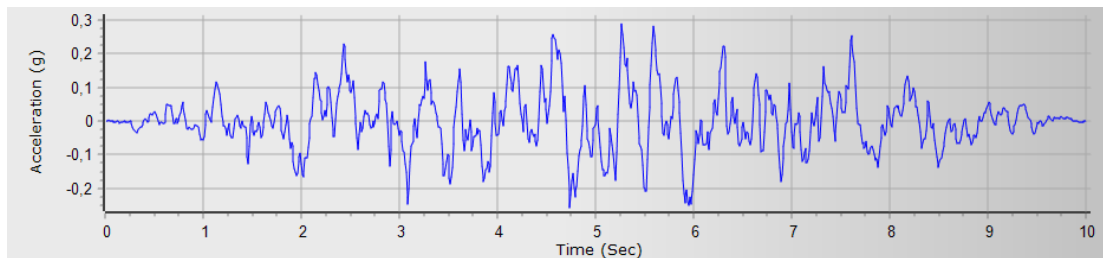
9.5 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

Για τη δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας αρχικά έγινε χρήση των τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων με βάση το ΚΑΝ.ΕΠΕ για τις τρεις εξεταζόμενες περιπτώσεις του φορέα. Έπεται, η ανάλυση χρονοϊστορίας με βάση τις πραγματικές καταγραφές του σεισμού του Αρκαλοχωρίου, μεγέθους 6R. Στη δεύτερη περίπτωση για τον φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις γίνεται και μια ανάλυση εναλλάσσοντας τις καταγραφές κατά x και y.

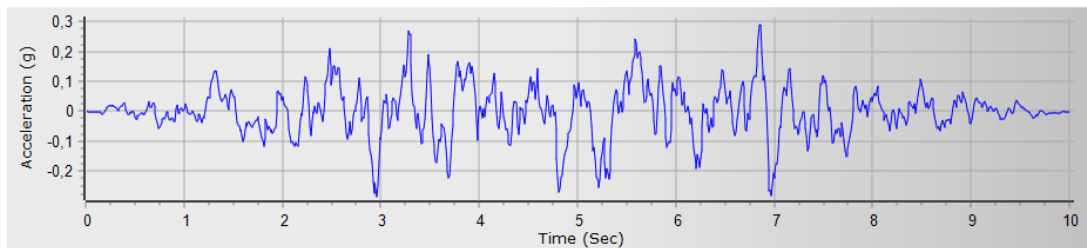
9.5.1 Συνθετικά Φάσματα

Πραγματοποιείται ανελαστική δυναμική ανάλυση με τη χρήση των επτά συνθετικών επιταχυνσιογραφήματων. Ουσιαστικά με την ανάλυση αυτή χρησιμοποιείται το μέσο φάσμα απόκρισης που προκύπτει.

Στο Σχήμα 9.37 και στο Σχήμα 9.38 παρουσιάζονται ενδεικτικά για το τεχνητό επιταχυνσιογράφημα, οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης στους άξονες X και Y αντίστοιχα.



Σχήμα 9.37 Χρονοϊστορία επιτάχυνσης στον άξονα X τεχνητού επιταχυνσιογραφήματος

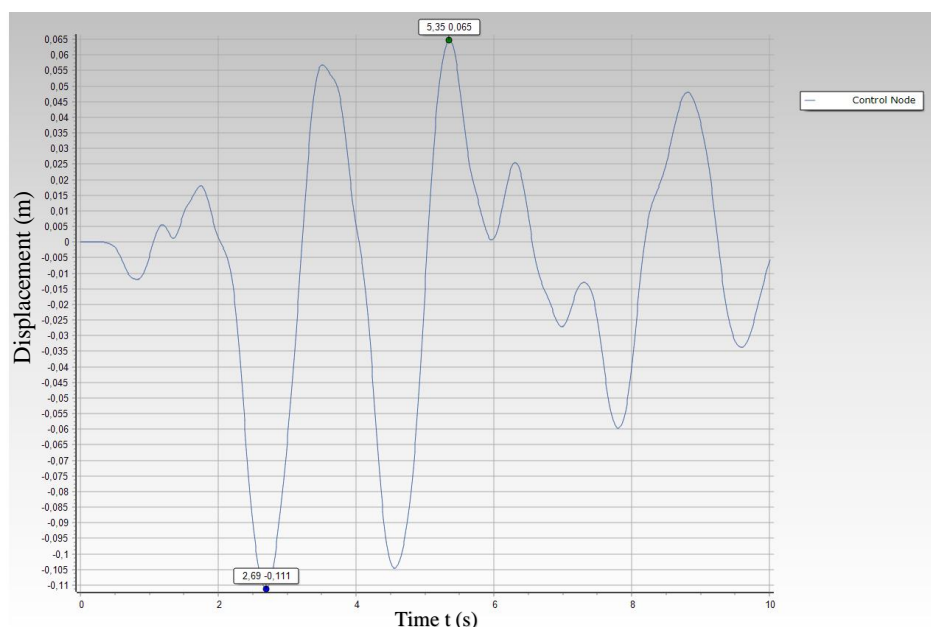


Σχήμα 9.38 Χρονοϊστορία επιτάχυνσης στον άξονα Y τεχνητού επιταχυνσιογραφήματος

Όπως και στην ανάλυση Pushover, έτσι και στην ανάλυση Χρονοϊστορίας πραγματοποιείται έλεγχος διατμητικών δυνάμεων και καμπτικών. Στη συνέχεια, θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων για κάθε μια από τις εξεταζόμενες περιπτώσεις. Αρχικά το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις, ακολούθως το κτίριο με χρήση Pilotis και τέλος το κτίριο με τοιχοπληρώσεις.

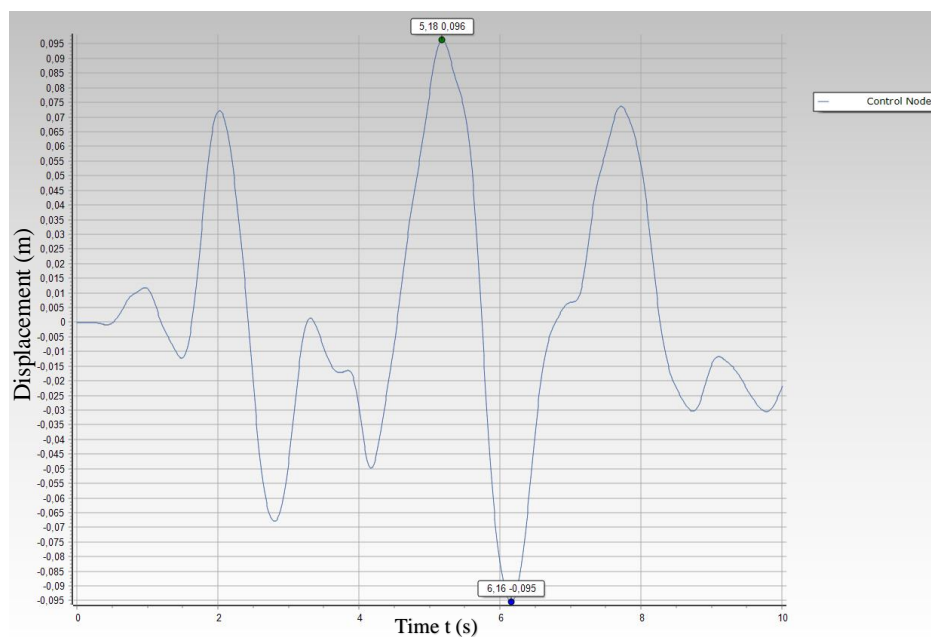
9.5.1.1 Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις

Από την ανάλυση των τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων, για το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις στη διεύθυνση x, η μετακίνηση οροφής (Σχήμα 9.39), κατ' απόλυτη τιμή είναι 11 cm την χρονική στιγμή περίπου 2.7 s. Επιλέχθηκε η ανάλυση 8 για την Στάθμη Επιτελεστικότητας, «Σημαντικές Βλάβες».



Σχήμα 9.39 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά x από τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα - Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις

Για τη διεύθυνση y, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 9.40 η μετακίνηση οροφής είναι 9.6 cm την χρονική στιγμή περίπου 5.18 s



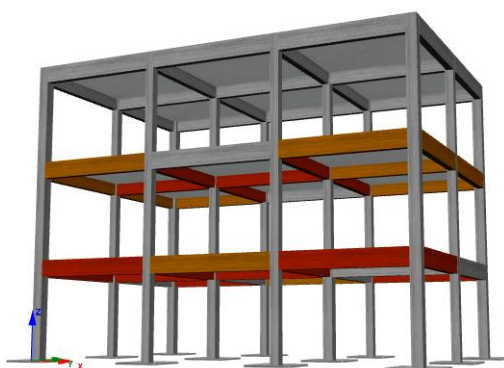
Σχήμα 9.40 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά y από τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα - Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις

Συγκρίνοντας τις μετακινήσεις του μη τοιχοπληρωμένου κτιρίου, συμπεραίνουμε ότι για τη διεύθυνση x, ο φορέας παρουσιάζει μεγαλύτερη μετακίνηση, όπως μπορούμε να δούμε και συνολικά στο Πίνακα 9.10.

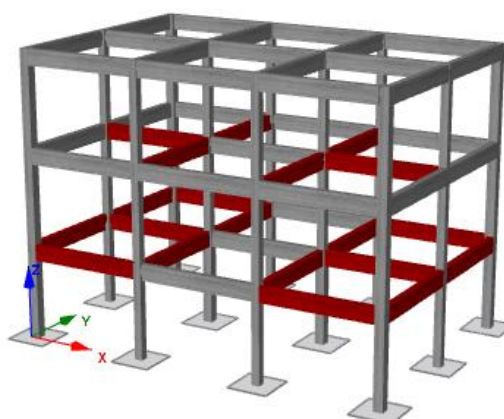
Πίνακας 9.10 Συγκεντρωτικός Πίνακας μετακινήσεων οροφής για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο

	Μετακίνηση οροφής	
	Time t (s)	Displacement (cm)
Κατά x	2.7	11.1
Κατά y	5.18	9.6

Από τους ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν κατά τη δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας, για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες», με τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα παρατηρούνται τόσο διατμητικές (Σχήμα 9.41), όσο και καμπτικές αστοχίες (Σχήμα 9.42).



Σχήμα 9.41 Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις-διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες

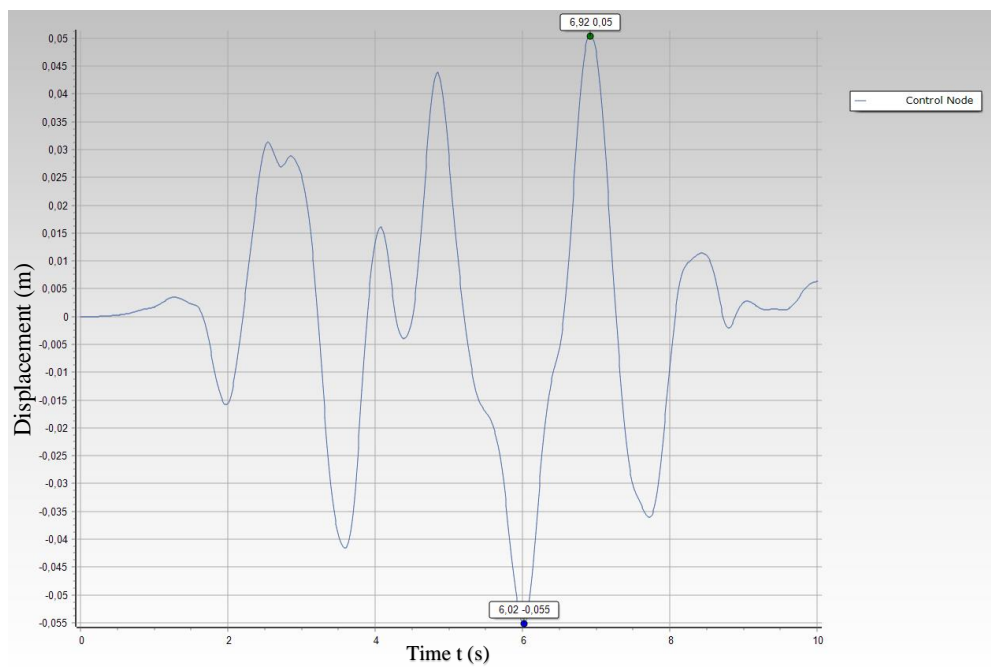


Σχήμα 9.42 Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις-καμπτικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες

Συνολικά, παρατηρείται ότι τόσο οι διατμητικές όσο και οι καμπτικές αστοχίες συναντώνται στις δοκούς του 1ου και 2ου ορόφου για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο.

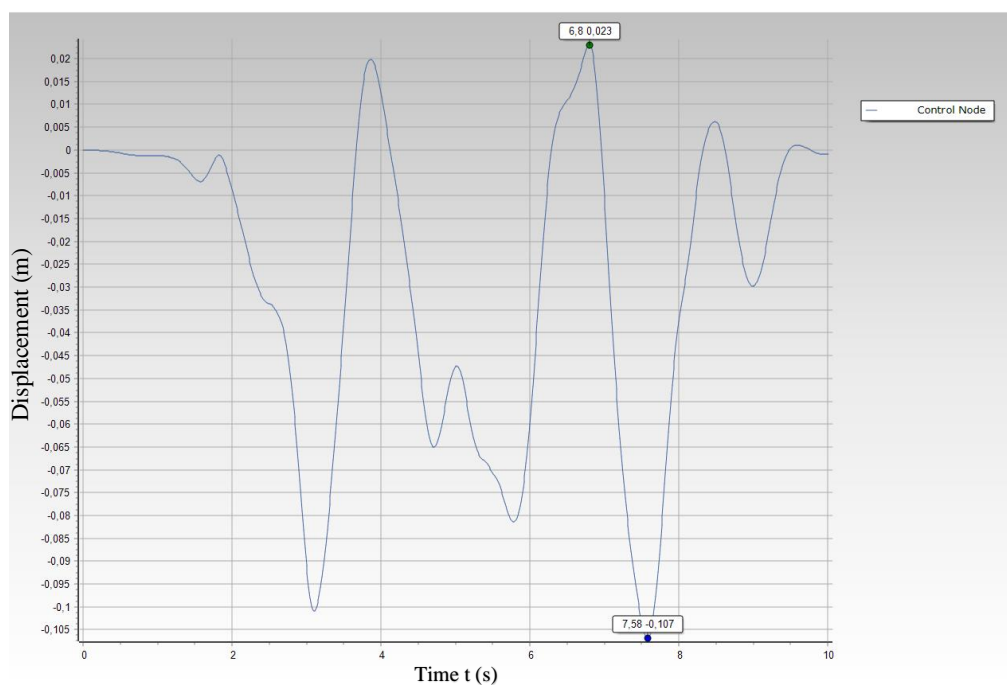
9.5.1.2 Κτίριο με Pilotis

Για το κτίριο με Pilotis, για τη διεύθυνση x από το Σχήμα 9.43 παρατηρούμε ότι η μετακίνηση είναι 5.5 cm την χρονική στιγμή 6 s.



Σχήμα 9.43 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά x από τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα - Κτίριο με Pilotis

Για τη διεύθυνση y η μετακίνηση είναι 10.7 cm την χρονική στιγμή 7.6 s. (Σχήμα 9.44)



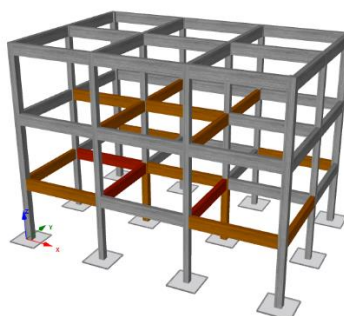
Σχήμα 9.44 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά y από τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα - Κτίριο με Pilotis

Σε αυτή την περίπτωση δυσμενέστερη εμφανίζεται η διεύθυνση y, στην οποία και η μετακίνηση είναι μεγαλύτερη, όπως μπορούμε να δούμε και συνολικά στο Πίνακα 9.11.

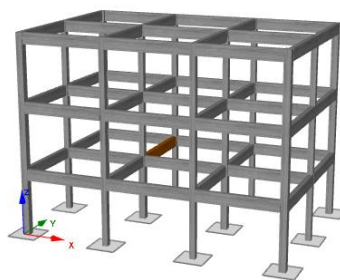
Πίνακας 9.11 Συγκεντρωτικός Πίνακας μετακινήσεων οροφής για το κτίριο με Pilotis

	Μετακίνηση οροφής	
	Time t (s)	Displacement (cm)
Κατά x	6	5.5
Κατά y	7.6	10.7

Από τους ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν κατά τη δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας, για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες», με τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα προέκυψαν ελάχιστες διατμητικές (Σχήμα 9.45), όσο και καμπτικές αστοχίες (Σχήμα 9.46).



Σχήμα 9.45 Κτίριο με Pilotis -διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες

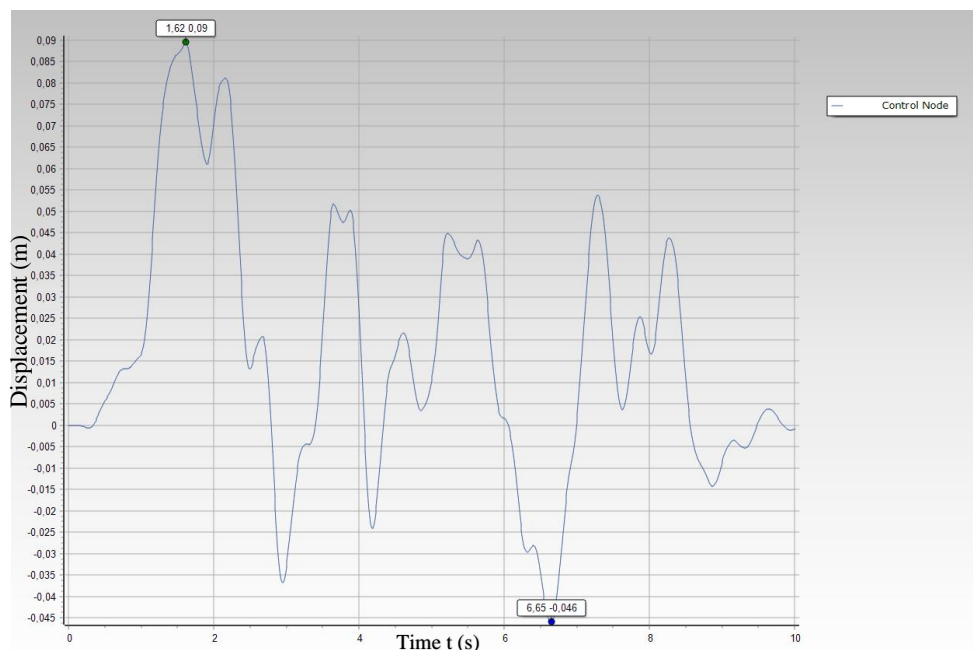


Σχήμα 9.46 Κτίριο με Pilotis -καμπτικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες

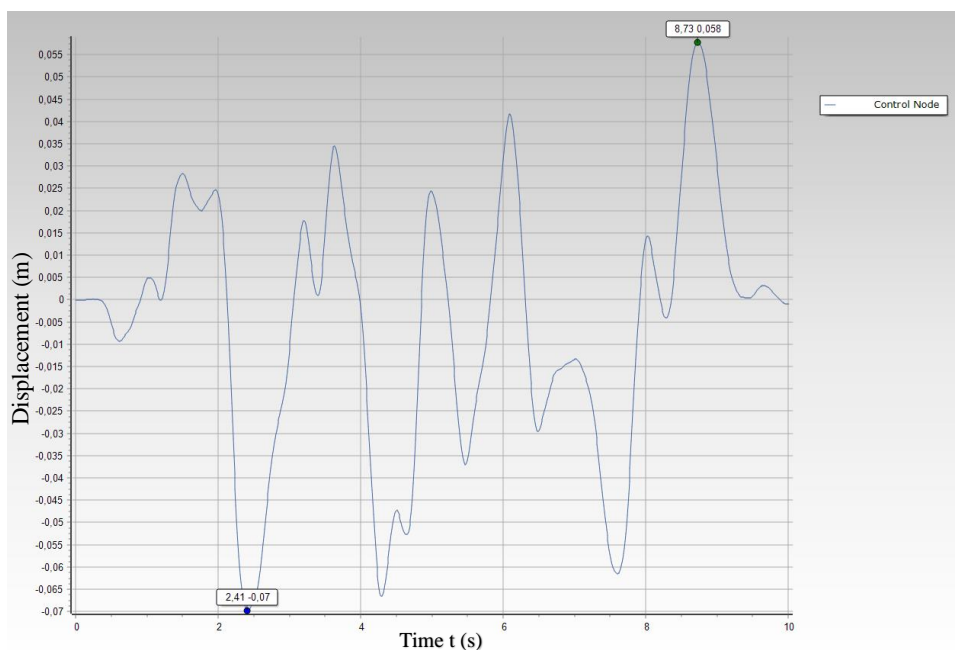
Είναι φανερό πως οι διατμητικές αστοχίες υπερτερούν για τις δοκούς του 1^{ου} και του 2^{ου} ορόφου, ενώ κατά τον έλεγχο στροφής χορδής προέκυψε καμπτική αστοχία σε μια δοκό του 1^{ου} ορόφου της κατασκευής.

9.5.1.3 Κτίριο με τοιχοπληρώσεις

Για το κτίριο με τοιχοπληρώσεις κατά τη διεύθυνση x, η μετακίνηση είναι 9 cm την χρονική στιγμή των 1.62 s., σύμφωνα με το διάγραμμα του Σχήματος 9.47. Για τη διεύθυνση y, η μετακίνηση με βάση το διάγραμμα του Σχήματος 9.48 είναι 7 cm την χρονική στιγμή των 2.4 s.



Σχήμα 9.47 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά x από τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα - Κτίριο με τοιχοπληρώσεις



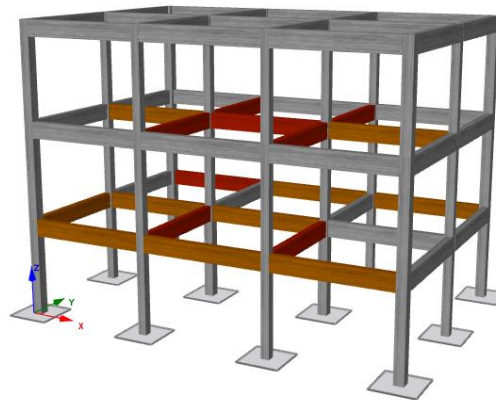
Σχήμα 9.48 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά y από τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα - Κτίριο με τοιχοπληρώσεις

Για την τελευταία εξεταζόμενη περίπτωση, η μετακίνηση είναι μεγαλύτερη στη διεύθυνση x. όπως μπορούμε να δούμε και συνολικά στο Πίνακα 9.12.

Πίνακας 9.12 Συγκεντρωτικός Πίνακας μετακινήσεων οροφής για το τοιχοπληρωμένο κτίριο

	Μετακίνηση οροφής	
	Time t (s)	Displacement (cm)
Κατά x	1.6	9
Κατά y	2.4	7

Από τους ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν κατά τη δυναμική ανάλυση ιστορίας, για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες», με τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα οι αστοχίες που παρατηρήθηκαν ήταν μόνο διατμητικές. (Σχήμα 9.49).



Σχήμα 9.49 Κτίριο με τοιχοπληρώσεις-διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες

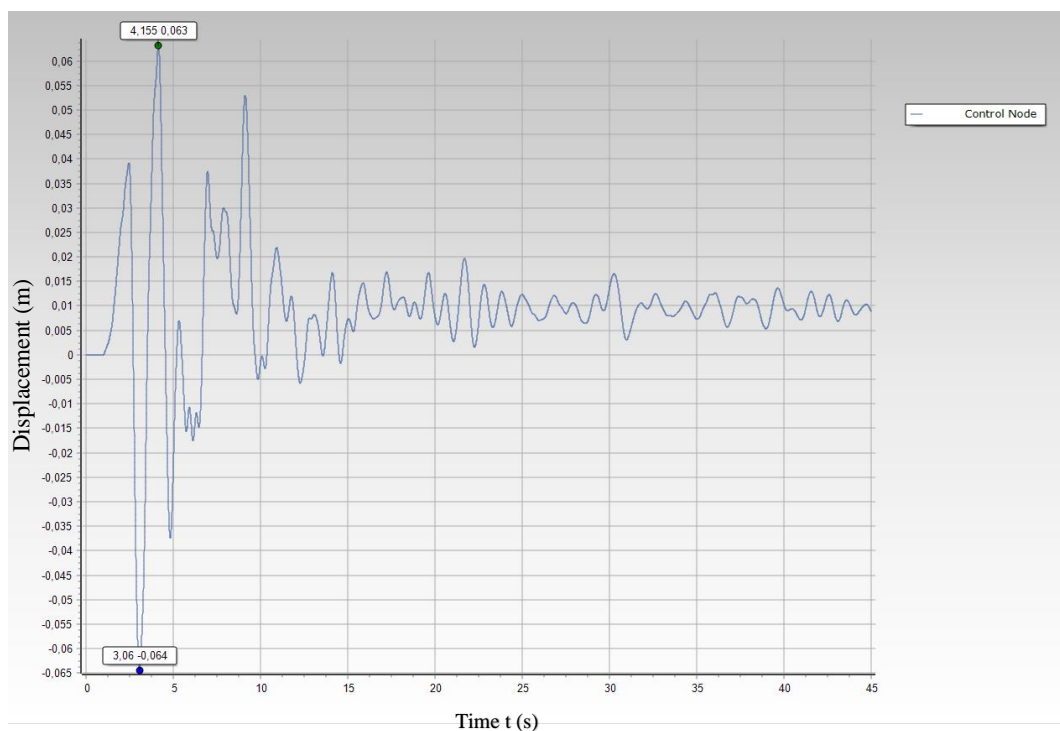
Οι αστοχίες εντοπίζονται στις δοκούς του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου.

9.5.2 Φάσματα πραγματικών καταγραφών σεισμού Αρκαλοχωρίου

Στη συνέχεια, πραγματοποιείται δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας βάσει πραγματικών καταγραφών από το σεισμό του Αρκαλοχωρίου. Οι αναλύσεις και αυτή τη φορά αφορούν τις τρεις μελετώμενες περιπτώσεις του φορέα. Επιπλέον, εξετάζεται και μια περίπτωση αντιστροφής των καταγραφών κατά τους άξονες x και y, για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο. Θα παρουσιαστούν τα διαγράμματα μετακίνησης της οροφής για κάθε μία από τις εξεταζόμενες περιπτώσεις και για τις 2 διευθύνσεις x και y, καθώς και ο παραμορφωμένος φορέας αντίστοιχα.

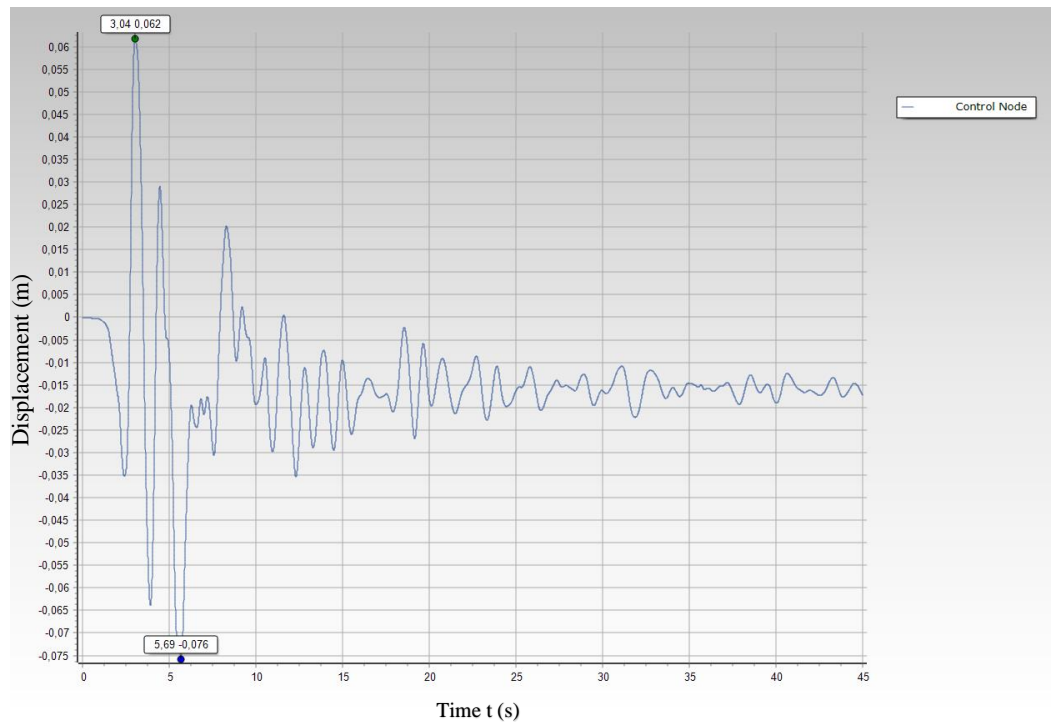
9.5.2.1 Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις

Στο Σχήμα 9.50 παρατηρούμε ότι η μέγιστη μετακίνηση οροφής είναι 6.4 cm σε χρόνο περίπου 3 s.



Σχήμα 9.50 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά x - Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις

Ακολουθεί το διάγραμμα κατά y στο Σχήμα 9.51. Η μέγιστη μετακίνηση φαίνεται να είναι 7.6 cm για χρόνο περίπου 5.7 s.



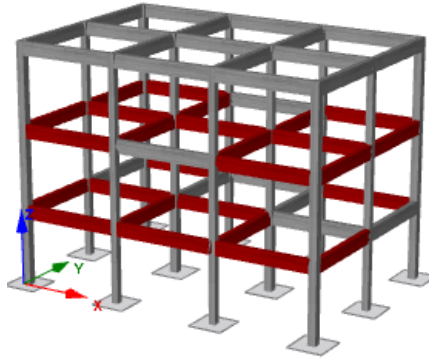
Σχήμα 9.51 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά y – Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις

Συγκρίνοντας τις μετακινήσεις του μη τοιχοπληρωμένου κτιρίου, συμπεραίνουμε ότι για τη διεύθυνση y , ο φορέας παρουσιάζει μεγαλύτερη μετακίνηση, όπως μπορούμε να δούμε και συνολικά στο Πίνακα 9.13.

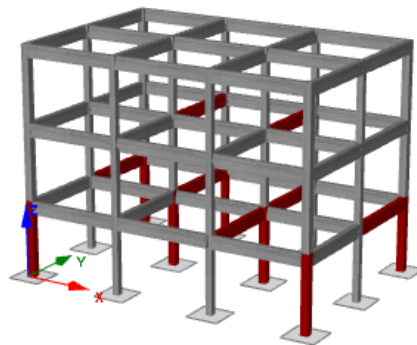
Πίνακας 9.13 Συγκεντρωτικός Πίνακας μετακινήσεων οροφής για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο

	Μετακίνηση οροφής	
	Time t (s)	Displacement (cm)
Κατά x	3.0	6.4
Κατά y	5.7	7.6

Από τους ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν κατά τη δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας, για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» παρατηρούνται τόσο διατμητικές (Σχήμα 9.52), όσο και καμπτικές αστοχίες (Σχήμα 9.53).



Σχήμα 9.52 Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις – διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες

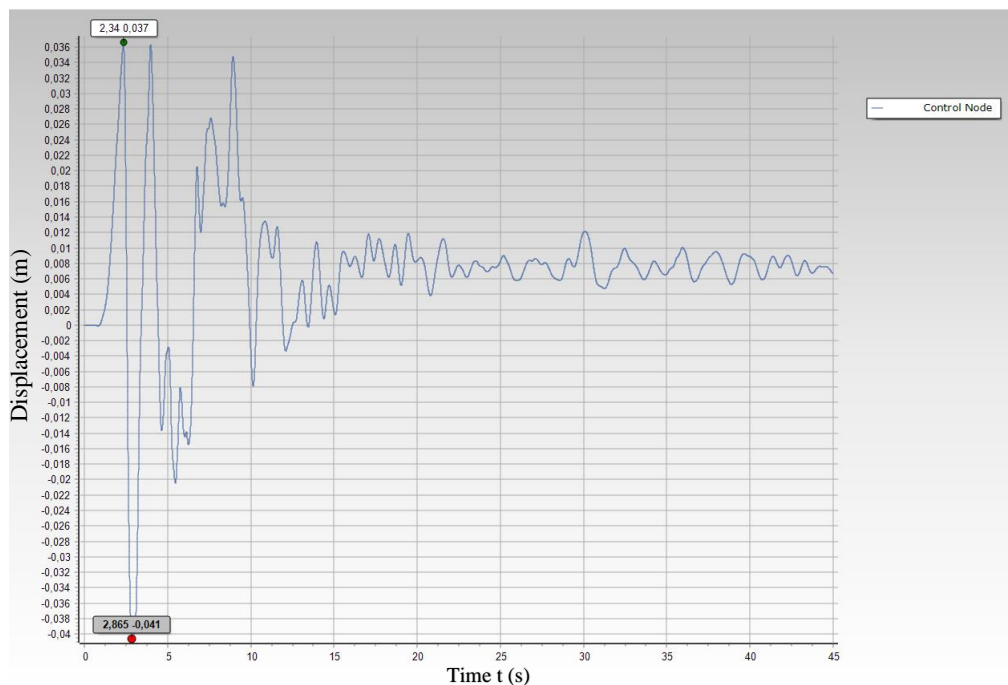


Σχήμα 9.53 Κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις – καμπτικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες

Πιο αναλυτικά, διατμητικές αστοχίες παρατηρούνται στις δοκούς του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου, σχεδόν στην πλειονότητά τους, ενώ κατά τον έλεγχο στροφής χορδής, οι αστοχίες εμφανίζονται σε 7 από τα 12 υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου και σε μερικές από τις δοκούς του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου.

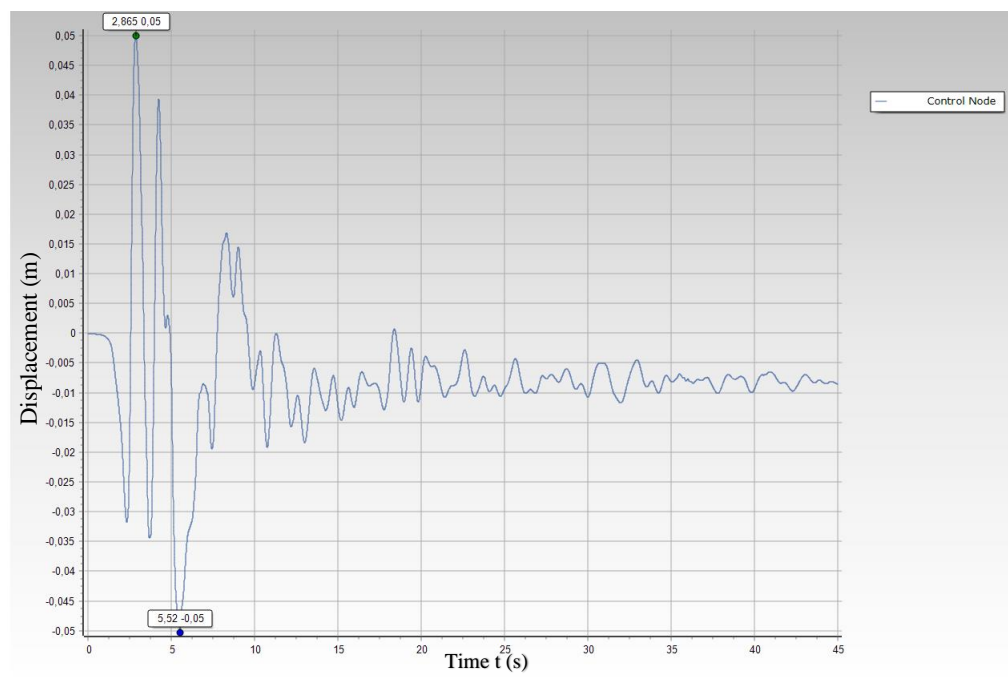
9.5.2.2 Κτίριο με Pilotis

Για τη διεύθυνση x, στο κτίριο με Pilotis η μέγιστη κατ' απόλυτη τιμή μετακίνηση είναι, 4.1 cm για χρόνο περίπου τα 2.9 s. (Σχήμα 9.54)



Σχήμα 9.54 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά x - Κτίριο με Pilotis

Ακολουθεί η μετακίνηση στην y στο Σχήμα 9.55. Η μέγιστη μετακίνηση φαίνεται να είναι 5 cm για χρόνο περίπου 2.9 s.



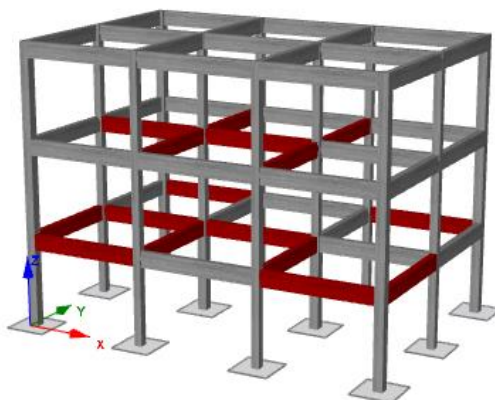
Σχήμα 9.55 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά y - Κτίριο με Pilotis

Συγκρίνοντας τις μετακινήσεις σε αυτή την περίπτωση μελέτης, συμπεραίνουμε ότι και σε αυτή την περίπτωση η μεγαλύτερη μετακίνηση εντοπίζεται στη διεύθυνση y, όπως μπορούμε να δούμε και συνολικά στο Πίνακα 9.14.

Πίνακας 9.14 Συγκεντρωτικός Πίνακας μετακινήσεων οροφής για το κτίριο με Pilotis

	Μετακίνηση οροφής	
	Time t (s)	Displacement (cm)
Κατά x	2.9	4.1
Κατά y	2.9	5.0

Από τους ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν κατά τη δυναμική ανάλυση ιστορίας, για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες», σε αυτή την περίπτωση παρατηρούνται μόνο διατμητικές αστοχίες (Σχήμα 9.56).

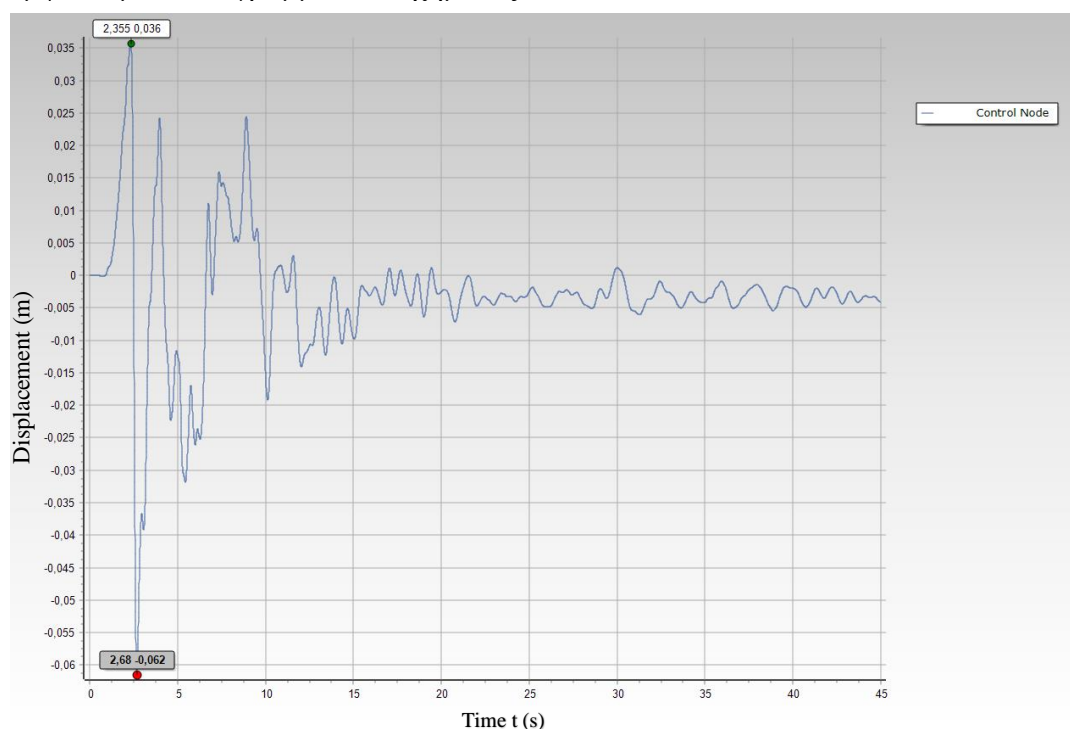


Σχήμα 9.56 Κτίριο με Pilotis – διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες

Οι διατμητικές αστοχίες εντοπίζονται στις δοκούς του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου.

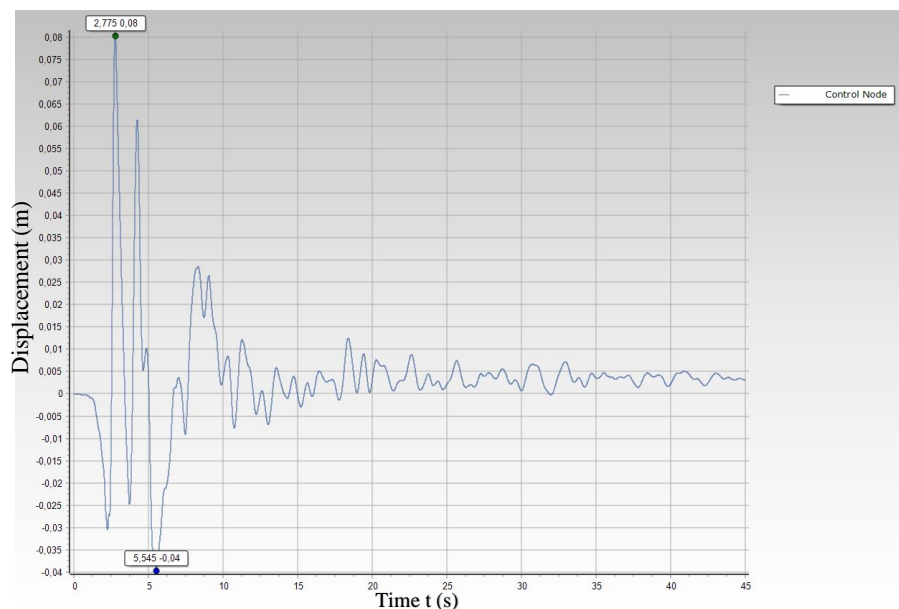
9.5.2.3 Κτίριο με τοιχοπληρώσεις

Για το κτίριο με τοιχοπληρώσεις κατά τη διεύθυνση x, η μετακίνηση είναι 6.2 cm για 2.7 s, σύμφωνα με το διάγραμμα του Σχήματος 9.57.



Σχήμα 9.57 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά x - Κτίριο με τοιχοπληρώσεις

Από το Σχήμα 9.58, η μετακίνηση για τη διεύθυνση y είναι κατ' απόλυτη τιμή είναι 8 cm για χρόνο περίπου 2.8 .



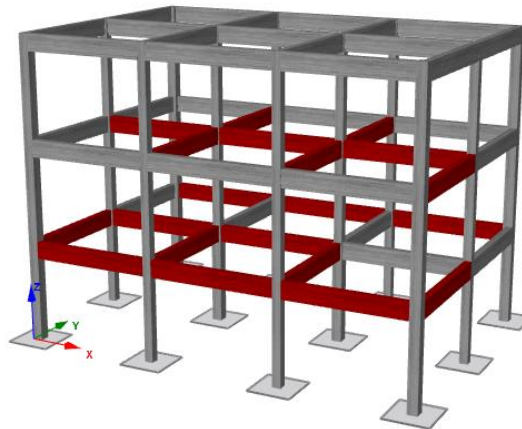
Σχήμα 9.58 Διάγραμμα μετακίνησης κεντρικού κόμβου κορυφής κτιρίου κατά y - Κτίριο με τοιχοπληρώσεις

Τέλος, και σε αυτή την περίπτωση το κτίριο στη διεύθυνση y είναι πιο εύκαμπτο, άρα και η μετακίνηση είναι μεγαλύτερη. (Πίνακας 9.15)

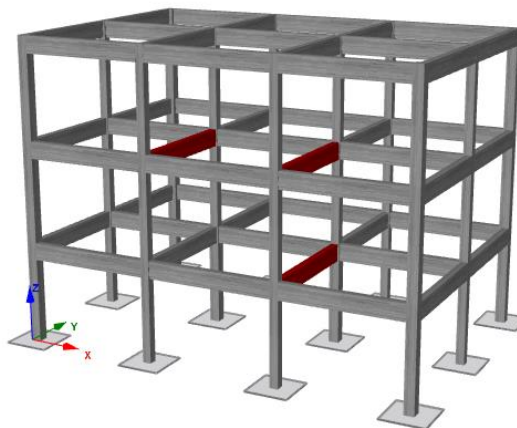
Πίνακας 9.15 Συγκεντρωτικός Πίνακας μετακινήσεων οροφής για το τοιχοπληρωμένο κτίριο

	Μετακίνηση οροφής	
	Time t (s)	Displacement (cm)
Κατά x	2.7	6.2
Κατά y	2.8	8.0

Από τους ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν κατά τη δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας, για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» παρατηρούνται τόσο διατμητικές (Σχήμα 9.59), όσο και καμπτικές αστοχίες (Σχήμα 9.60).



Σχήμα 9.59 Κτίριο με τοιχοπληρώσεις – διατμητικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες



Σχήμα 9.60 Κτίριο με τοιχοπληρώσεις – καμπτικές αστοχίες στις Σημαντικές Βλάβες


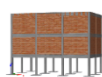
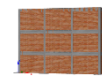
Οι διατμητικές αστοχίες συναντώνται στις δοκούς σχεδόν όλου του 1ου και στη συνέχεια του 2^{ου} ορόφου. Καμπτικές αστοχίες σε μία δοκό του 1^{ου} ορόφου και σε 2 του 2^{ου} ορόφου.

9.6 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ – ΜΕΘΟΔΩΝ

9.6.1 Σύγκριση μετακινήσεων ανελαστικής στατικής ανάλυσης και ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων.

Στον παρακάτω Πίνακα 9.16, θα παρουσιαστούν συνολικά οι μετακινήσεις που προέκυψαν από την ανελαστική στατική ανάλυση Pushover και από την ανελαστική δυναμική ανάλυση Χρονοϊστορίας για τεχνητά και φυσικά επιταχυνσιογραφήματα, όπως αυτά προέκυψαν από το σεισμό του Αρκαλοχωρίου. Τα αποτελέσματα αφορούν τις 3 περιπτώσεις που μελετήθηκαν, για τη διεύθυνση x και y. Ως πρώτη περίπτωση το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις, ως δεύτερη το κτίριο με χρήση Pilotis και τέλος, ως τρίτη το κτίριο με τοιχοπληρώσεις.

Πίνακας 9.16 Συγκεντρωτικός Πίνακας μετακινήσεων οροφής κτιρίου από τις 3 αναλύσεις

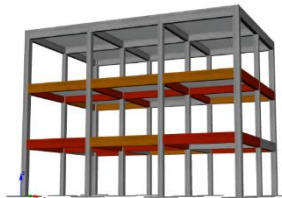
		Μετακινήσεις (cm)		
		Pushover	Δυναμική Ανάλυση με Τεχνητά Επιταχ/τα	Δυναμική Ανάλυση με Πραγματικά Επιταχ/τα
1 ^η περίπτωση 	Κατά x	9.6	11.1	6.4
	Κατά y	9.2	9.6	7.6
2 ^η περίπτωση 	Κατά x	7.9	5.5	4.1
	Κατά y	8.0	10.7	5.0
3 ^η περίπτωση 	Κατά x	3.1	9.0	6.2
	Κατά y	4.0	7.0	8.0

Λαμβάνοντας υπόψιν, τη διεύθυνση x , για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο παρατηρείται ότι συγκρίνοντας τη στοχευόμενη μετακίνηση με τις μετακινήσεις από τις δυναμικές αναλύσεις, η δυναμική ανάλυση με τη χρήση των τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων δίνει μεγαλύτερη τιμή μετακίνησης σε σχέση με την ανελαστική στατική ανάλυση. Παρόμοια, αποτελέσματα δίνονται και στη διεύθυνση y , αλλά και για τις υπόλοιπες περιπτώσεις.

9.6.2 Σύγκριση αναλύσεων της ανελαστικής στατικής ανάλυσης με της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

Για κάθε μια από τις μελετώμενες περιπτώσεις θα δοθούν συγκεντρωτικά οι αστοχίες των μελών του κτιρίου, όπως αυτές προέκυψαν από τις αναλύσεις που έχουν αναφερθεί. Ως στάθμη επιτελεστικότητας, όπου συγκρίνονται τα αποτελέσματα είναι οι «Σημαντικές Βλάβες».

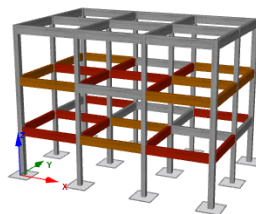
- 1^η περίπτωση : Μη τοιχοπληρωμένο κτίριο



Σχήμα 9.61 Διατμητικές αστοχίες – Ανάλυση Pushover



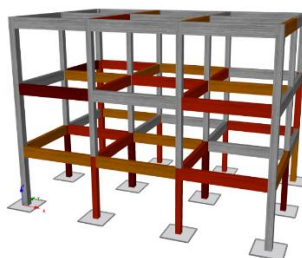
Σχήμα 9.62 Διατμητικές αστοχίες – Δυναμική ανάλυση με τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα



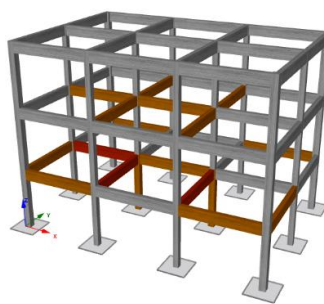
Σχήμα 9.63 Διατμητικές αστοχίες – Δυναμική ανάλυση με πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα από τις 3 αναλύσεις φαίνεται (Σχήματα 9.61, 9.62, 9.63) πως οι διατμητικές αστοχίες παρατηρούνται, στην πλειονότητά τους στα ίδια μέλη της κατασκευής.

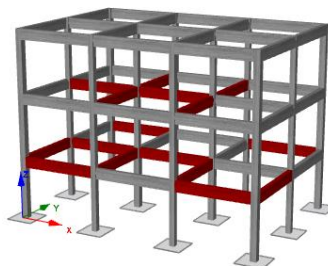
- 2^η περίπτωση – Κτίριο με Pilotis



Σχήμα 9.64 Διατμητικές αστοχίες – Ανάλυση Pushover



Σχήμα 9.65 Διατμητικές αστοχίες – Δυναμική ανάλυση με τεχνητά επιταχ/τα



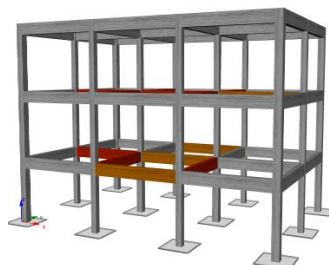
Σχήμα 9.66 Διατμητικές αστοχίες – Δυναμική ανάλυση με πραγματικά επιταχ/τα

Για το κτίριο με Pilotis παρατηρείται πως κατά την ανάλυση Pushover (Σχήμα 9.64), οι διατμητικές αστοχίες των υποστυλωμάτων εμφανίζονται σχεδόν σε όλα τα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου, ενώ ακολουθεί η δυναμική ανάλυση με τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα (Σχήμα 9.65), όπου αστοχούν τα 2 κεντρικά υποστυλώματα του ισογείου και τέλος για την 3η ανάλυση (Σχήμα 9.66), με τα πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα, δεν εμφανίζεται κάποιο υποστυλώμα με αστοχία.

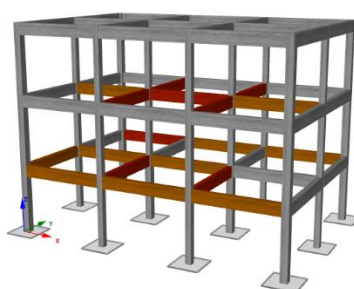
Οι αστοχίες σε δοκούς και στις αναλύσεις είναι κατά βάση στα ίδια μέλη, όμως και πάλι κατά την Pushover αστοχούν και μέλη του 3^{ου} ορόφου.

Οπότε, συνολικά η ανελαστική στατική ανάλυση δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα σε σύγκριση με τις ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις.

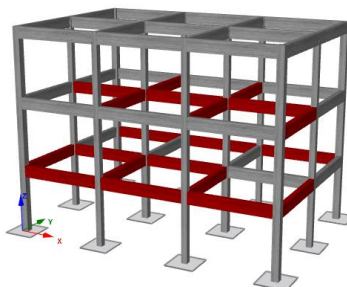
- 3^η περίπτωση – Κτίριο με τοιχοπληρώσεις



Σχήμα 9.67 Διατμητικές αστοχίες – Ανάλυση Pushover



Σχήμα 9.68 Διατμητικές αστοχίες – Δυναμική ανάλυση με τεχνητά επιταχ/τα



Σχήμα 9.69 Διατμητικές αστοχίες – Δυναμική ανάλυση με πραγματικά επιταχ/τα

Για την 3^η περίπτωση, οι δυναμικές αναλύσεις είναι οι δυσμενέστερες καθώς φαίνεται να αστοχούν περισσότερες δοκοί στο 1^ο και 2^ο όροφο σε σχέση με τα αποτελέσματα που δίνει η στατική ανελαστική ανάλυση (pushover). (Σχήμα 9.67, 9.68, 9.69)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Αντικείμενο μελέτης της παρούσας εργασίας ήταν η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς σεισμόπληκτου κτιρίου μετά τον σεισμό της 27^{ης} Σεπτεμβρίου του 2021 στο Αρκαλοχώρι, Κρήτης.

Αναλυτικότερα, αρχικά παρουσιάστηκε η εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών με την πάροδο των χρόνων, έγινε αναφορά στα χαρακτηριστικά του σεισμού του Αρκαλοχωρίου και στην συνέχεια η στατική ανελαστική ανάλυση (pushover), καθώς και η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας με τεχνητά και πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα. Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για τρεις περιπτώσεις: φορέα με τοιχοπληρώσεις, φορέα με Pilotis και φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις. Επίσης, έγινε λεπτομερής περιγραφή του κτιρίου καθώς και των παραδοχών και των στατικών προσομοιωμάτων που χρησιμοποιήθηκαν. Τέλος, παρουσιάστηκαν τα αποτελέσματα των αποτιμήσεων, έγινε σύγκριση μεταξύ αυτών και σχολιάστηκαν τα αποτελέσματα. Για τις διαστασιολογήσεις καθώς και τις αποτιμήσεις των κτιρίων που μελετήθηκαν χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SeisMobuild.

Βάσει των αποτελεσμάτων από τις στατικές ανελαστικές αναλύσεις, προκύπτει ότι το κτίριο με Pilotis παρουσιάζει ανεπάρκειες, κυρίως στα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου, όπου δημιουργείται ο μηχανισμός μαλακού ορόφου. Αυτό σημαίνει ότι το κτίριο δεν αποτιμάται ως επαρκώς ικανό να αντιμετωπίσει τις δυνάμεις που προκαλούνται από σεισμικές κινήσεις και η ασφάλειά του μπορεί να αμφισβητηθεί.

Συγκρίνοντας το κτίριο με τοιχοπληρώσεις και το κτίριο με Pilotis, προκύπτει ότι το τοιχοπληρωμένο κτίριο παρουσιάζει τη βέλτιστη συμπεριφορά. Αυτό σημαίνει ότι το κτίριο με τις τοιχοπληρώσεις έχει καλύτερη απόδοση και μπορεί να αντέξει καλύτερα στις σεισμικές δυνάμεις συγκριτικά με το κτίριο με Pilotis.

Αντίθετα, το κτίριο με Pilotis παρουσιάζει τη δυσμενέστερη συμπεριφορά, καθώς δημιουργείται μηχανισμός ορόφου και παρουσιάζονται ανεπάρκειες στα υποστυλώματα του κατώτερου ορόφου. Αυτό κάνει το κτίριο με Pilotis λιγότερο ανθεκτικό σε σεισμικές κινήσεις συγκριτικά με τα άλλα δύο κτίρια. Παρόμοια συμπεριφορά συνολικά δίνουν και οι ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις.

Από τα αποτελέσματα των στατικών ανελαστικών αναλύσεων και των δυναμικών ανελαστικών αναλύσεων με χρήση τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων προκύπτουν παρόμοιες βλάβες στα κτίρια. Οι αναλύσεις με τα πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα δίνουν μικρότερες μετακινήσεις συγκριτικά με τις άλλες αναλύσεις, ωστόσο τα κτίρια παρουσιάζουν και πάλι ανεπάρκειες.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Αβραμίδης Ι.Ε. (2006). Υπολογιστικά Προσομοιώματα στην Έρευνα και στην Πράξη, 15^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Σκυροδέματος, Γενική Εισήγηση, Αλεξανδρούπολη.

Αγγελή Μ. Κωνσταντίνα, (2018), Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και ενίσχυση υφιστάμενης κατασκευής με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., Διπλωματική Εργασία,, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Αντωνοδημητράκη Σ., (2016), Αποτίμηση Σεισμικής Επάρκειας Κτιρίου Κατοικίας, Διπλωματική Εργασία, Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Αρκαλοχώρι. (2023, Ιουνίου 17). Βικιπαίδεια, Η Ελεύθερη Εγκυκλοπαίδεια. Ανακτήθηκε 18:25, Ιουλίου 25, 2023 από το <https://el.wikipedia.org/wiki/Αρκαλοχώρι>

Αρμουτάκη Μ. (2016), Αποτίμηση & Ενίσχυση Υφιστάμενου Κτιρίου Βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ, Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης - Πολυτεχνική Σχολή, Θεσσαλονίκη.

Δουδούμης Ν.Ι. (2018), Η Εξέλιξη των Αντισεισμικών Κανονισμών και ο Ρόλος του Σεισμού της Θεσσαλονίκης το 1978

Ελληνική Στατιστική Αρχή (ΕΛΣΤΑΤ), Απογραφή Κτιρίων 2011

Επιτροπάκης Εμ. (2016), Αποτίμηση και ενίσχυση πολυώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8, Διπλωματική Διατριβή Μεταπτυχιακού διπλώματος ειδίκευσης κατεύθυνση: «Μηχανική και Τεχνολογία Υλικών και Κατασκευών», Χανιά.

ΙΤΣΑΚ (2021). Σεισμοί Αρκαλοχωρίου Μ 6.0 της 27/09/2021 & Μ 5.3 της 28/09/2021. Προκαρτατική έκθεση καταγραφές του δικτύου επιταχυνσιογράφων του ΙΤΣΑΚ και βλάβες στο φυσικό και δομημένο περιβάλλον. Τεχνική Έκθεση. Θεσσαλονίκη.

Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ), 2η Αναθεώρηση 2017, ΦΕΚ 2984/Β/30-08- 2017

Καραγιάννης Χ. (2019), Σχεδιασμός Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και Σεισμικές Δράσεις, Εκδόσεις Σοφία, Θεσσαλονίκη.

Μπουρσιάνης Χ. (2014), ΤΙΤΛΟΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ, 20^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών 2014, Φεβρουάριος 2014, Πάτρα

ΟΑΣΠ, Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων Δημόσιας & Κοινωφελούς Χρήσης

Παπαζάχος, Β.Κ. και Παπαζάχου, Κ. (2003). Οι σεισμοί της Ελλάδας. Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη.

Ρεπαπής, Κ. (2007). Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα, Διδακτορική Διατριβή, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Σταματίου Θ.Κ., Τσάφου Γ.Σ (2013), Ταχεία αποτίμηση τρωτότητας κτηριακού αποθέματος δημόσιας χρήσεως, Διπλωματική Εργασία, Τομέας Δομοστατικής, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Σταματάκος Π. (2008), Ο ρόλος των τοιχοπληρώσεων στη σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, “14^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών”, Πάτρα.

Τσιγγέλης Β. (2009), Συγκριτική αξιολόγηση απλοποιημένων μεθόδων ανελαστικής ανάλυσης κατασκευών υπό σεισμική φόρτιση με έμφαση στη συστηματική διατύπωση και βελτίωση της Φασματικής Υπερωθητικής Ανάλυσης, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.

LH Λογισμική (2013), Pushover Θεωρητικά Στοιχεία, Αθήνα.

<https://www.lhlogismiki.gr/wp-content/uploads/2014/02/Fespapushover.pdf>

Seismosoft, SeismoBuild 2023 – A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures. <http://seismosoft.com/>.”