

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ



**ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ
ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟ Ω.Σ. ΜΕ ΑΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΕΣ
ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ ΚΑΙ ΚΑΘ' ΎΨΟΣ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΑΝΔΡΙΑΝΑ ΚΑΤΣΗ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ
ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ

ΑΘΗΝΑ 2021

Σεισμική αποτίμηση υφιστάμενης κατασκευής από Ω.Σ. με ακανονικότητες σε κάτοψη και καθ' ύψος.

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

ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ ΚΑΘΗΓΗΤΗ

ΥΠΟΓΡΑΦΗ

ΡΕΠΑΠΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ
(Επιβλέπων)

ΒΡΥΖΙΔΗΣ ΙΣΑΑΚ
(Εξεταστής)

ΔΡΙΒΑΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ
(Εξεταστής)

Δήλωση Συγγραφέα Διπλωματικής Εργασίας

Η κάτωθι υπογεγραμμένη Ανδριάνα Κατσή, με αριθμό μητρώου 6720, 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



Ανδριάνα Κατσή

22/12/2021

Copyright © Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

Ανδριάνα Κατσή

Δεκέμβριος, 2021

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

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν την συγγραφέα του και δεν πρέπει να ερμηνευθεί ότι αντιπροσωπεύουν τις θέσεις του επιβλέποντος, της επιτροπής εξέτασης ή τις επίσημες θέσεις του Τμήματος και του Ιδρύματος.

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως στόχο την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς και την πρόταση συγκεκριμένων σχημάτων ενίσχυσης ενός υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο παρουσιάζει ακανονικότητα σε κάτοψη και καθ' ύψος, με τη χρήση ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης, σύμφωνα με τις διατάξεις των σύγχρονων κανονιστικών κειμένων του EC8 και του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ). Τα προσδοκώμενα αποτελέσματα της εργασίας είναι η διερεύνηση της σεισμικής τρωτότητας κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος που σχεδιάστηκε χωρίς τη χρήση σύγχρονου αντισεισμικού κανονισμού, με τη βοήθεια διαφορετικών ανελαστικών μεθόδων που προτείνονται από τον EC8 και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, καθώς επίσης και ο σχεδιασμός και σύγκριση της αποτελεσματικότητας (πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα) των διάφορων μεθόδων ενίσχυσής της.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Περιεχόμενα	6
Κεφάλαιο 1	9
<u>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</u>	<u>9</u>
1.1 Εισαγωγή και βασικοί ορισμοί	9
1.2 Ανάγκη θεσμοθέτησης κανονισμού επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).....	10
1.3 Οι προ του 1984 κατασκευές.....	10
1.4 Οι μετά το 1984 κατασκευές	10
Κεφάλαιο 2	11
<u>ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ</u>	<u>11</u>
2.1 Αρχές αποτίμησης	11
2.2 Τρέχουσα μέθοδος – Ικανοτικός σχεδιασμός.....	11
2.3 Στάθμες Επιτελεστικότητας	14
2.3.1 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού	14
2.3.2 Στάθμες επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού.....	14
2.4 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ), ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017	15
2.4.1 Γενικά	15
2.4.2 Κατηγορίες Σ.Α.Δ	16
2.4.3 Επιπτώσεις της Σ.Α.Δ στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό.....	16
2.4.4 Κριτήρια καθορισμού της Σ.Α.Δ.....	17
Κεφάλαιο 3	18
<u>Η ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.</u>	<u>18</u>
3.1 Βάσεις της μεθόδου.....	18
3.2 Δείκτης ανεπάρκειας λ	18
3.3 Προϋποθέσεις εφαρμογής	18
3.4 Προσομοίωση και ανάλυση.....	19
3.4.1 Γενικά.....	19
3.4.2 Μέθοδος φάσματος απόκρισης.....	19
3.5 Προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών.....	19

Κεφάλαιο 4	20
<u>Η ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.</u>	20
4.1 Βασικές παραδοχές της μεθόδου	20
4.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής	21
4.3 Προσδιορισμός κόμβου ελέγχου	21
4.4 Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης - μετακίνησης	21
4.5 Προσδιορισμός ιδιοπεριόδου	22
4.6 Στοχευμένη μετακίνηση.....	23
Κεφάλαιο 5	25
<u>Η ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.</u>	25
5.1 Προϋποθέσεις εφαρμογής	25
5.2 Βάσεις της μεθόδου	25
5.3 Προσομοίωση και ανάλυση.....	25
5.3.1 Γενικά.....	25
5.3.2 Σεισμική δράση.....	26
5.3.3 Μέθοδος χρονοϊστορίας της απόκρισης.....	26
5.3.4 Προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων.....	26
Κεφάλαιο 6	27
<u>ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟ Ω.Σ.</u>	27
6.1 Γεωμετρία της κατασκευής	27
6.1.1 Φορτία πλακών.....	29
6.2 Οπλισμός ορόφων.....	30
6.2.1 Στοιχεία 1 ^{ου} ορόφου.....	30
6.2.2 Στοιχεία 2 ^{ου} ορόφου.....	36
6.2.3 Στοιχεία 3 ^{ου} ορόφου.....	42
6.2.4 Στοιχεία 4 ^{ου} ορόφου.....	48
6.2.5 Στοιχεία 5 ^{ου} ορόφου.....	52
6.2.6 Στοιχεία 6 ^{ου} ορόφου.....	55

Κεφάλαιο 7 **57**
ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ (PUSHOVER) ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΤΗΝ
ΑΝΑΦΕΡΟΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ **57**

7.1	Ανελαστική στατική ανάλυση.....	57
7.1.1	Διαγράμματα καμπυλών ικανότητας και τιμές μετακίνησης.....	57
7.1.1.1	Τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων.....	59
7.1.1.2	Ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων.....	65
7.1.2	Συμπεριφορά της κατασκευής στην τοιχοποιία και τα στοιχεία της.....	72
7.1.2.1	Τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων.....	72
7.1.2.2	Ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων.....	77
7.2	Ανελαστική δυναμική ανάλυση.....	81
7.2.1	Δοκιμές για να ολοκληρωθεί η ανάλυση.....	82
7.2.2	Δοκιμές σε συνδυασμό ενίσχυσης του φορέα.....	86
7.3	Σύγκριση μεταξύ των δύο αναλύσεων.....	88

Κεφάλαιο 8 **89**
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ **89**

Αναφορές.....	90
---------------	----

Κεφάλαιο 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΚΑΙ ΒΑΣΙΚΟΙ ΟΡΙΣΜΟΙ

Είναι ευρέως γνωστό πως η Ελλάδα είναι μια αρκετά σειсмоγενής χώρα, γι' αυτό και πρωταρχική ευθύνη του μελετητή μηχανικού είναι η θωράκιση των κατασκευών απέναντι σε οριζόντιες δράσεις. Οι αντισεισμικοί κανονισμοί των τελευταίων δεκαετιών βρίσκονται σε πολύ καλό επίπεδο, και αυτό έχει ως απόρροια οι νέες κατασκευές να είναι πιο ανθεκτικές από αυτές των προηγούμενων χρόνων. Μέχρι και τα τέλη του 1970 τα κτίσματα στη χώρα μας τα οποία οικοδομήθηκαν και έγιναν σημείο μελέτης ήταν αυτά από οπλισμένο σκυρόδεμα. Λόγω των πολλών σεισμών που έχουν καταγραφεί όλα αυτά τα χρόνια, τα κτίσματα αυτά, έχουν σημειώσει σε κάποιες περιπτώσεις μικρές και σε άλλες μεγάλες αστοχίες στην διάρκεια ζωής τους. Όταν μία κατασκευή φθείρεται λόγω των πολλών χρόνων ζωής, και ταυτόχρονα δεν λαμβάνει την απαραίτητη συντήρηση, είναι φυσικό και επόμενο να έχει αρκετά μειωμένη αντοχή στην ανάληψη σεισμικών φορτίων. Στα περισσότερα κτίσματα όταν συνδυάζεται ο στόχος ανακατασκευής με την νομοθεσία που βρίσκεται σε ισχύ, οι διάφορες μέθοδοι επισκευής θα γίνουν αποδεκτές. Πρώτο και κύριο βήμα για την οποιαδήποτε επισκευή είναι αρχικά να γίνει η αξιολόγησή της και κατά πόσο μπορεί να επιτευχθεί η οποιαδήποτε μέθοδος πάνω σε αυτή. Στην αξιολόγηση αυτή αποκαλύπτεται αν ο επιλεγμένος τρόπος επισκευής είναι ή δεν είναι ικανοποιητικός και στο επόμενο βήμα βρίσκεται η τελική μελέτη στην οποία βρίσκονται οι προτεινόμενες επεμβάσεις.

Κάποιες βασικές έννοιες οι οποίες θα αναφερθούν είναι οι παρακάτω. Με την έννοια «Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς» εννοούμε την ποσοτική εκτίμηση και τον έλεγχο της επάρκειας μιας κατασκευής έναντι μιας συγκεκριμένης στάθμης σεισμικής δράσης. Είναι το πρώτο βήμα για έναν σωστό ανασχεδιασμό, διότι διαμέσου αυτής επιλύονται τα σημεία της κατασκευής που χρήζουν αντιμετώπιση. Με την έννοια «βλάβη» νοείται κάθε αλλοίωση ή απομείωση της γεωμετρίας ή των μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων του φέροντος οργανισμού ή των δύο τοιχοπληρώσεων, ενώ «εμφανής βλάβη» είναι αυτή η οποία είναι εφικτό να εντοπισθεί στο πλαίσιο αυτοψιών και ελέγχων. «Επισκευή» είναι η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία αντικαθιστά τα προ της βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική του φέρουσα ικανότητα. «Ενίσχυση» είναι η αναβάθμιση της αντοχής της κατασκευής σε εξωτερικές δράσεις (στη συγκεκριμένη

περίπτωση σεισμό), σε σύγκριση με το επίπεδο του αρχικού σχεδιασμού της. (Παπούλιας, 2017)

1.2 ΑΝΑΓΚΗ ΘΕΣΜΟΘΕΤΗΣΗΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Παρόλο που υπάρχει μεγάλη γκάμα σε νομοθεσίες και προδιαγραφές που είναι πάνω στην υλοποίηση καινούργιων κατασκευών, ο εκάστοτε μηχανικός ή ο εκάστοτε φοιτήτης πριν γίνει μηχανικός, δεν έχει αρκετά βοηθήματα που να αναφέρονται στις προσεισμικές και τις μετασεισμικές επεμβάσεις. Λόγω λοιπόν της αναγκαιότητας ύπαρξης ενός κανονιστικού πλαισίου στην τόσο σειсмоγενή χώρα, Ελλάδα, επιχειρείται με την ανάπτυξη του ΚΑΝ.ΕΠΕ., η θεσμοθέτηση του οποίου θα εξασφαλίσει μια αρτιότερη αντιμετώπιση του προβλήματος.

1.3 ΟΙ ΠΡΟ ΤΟΥ 1984 ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Στη χώρα μας, οι αντισεισμικοί κανονισμοί ξεκίνησαν με εκείνον του 1959 όπου μαζί με αυτόν ξεκίνησε και ο αντισεισμικός σχεδιασμός. Πριν από αυτή τη χρονολογία, μόνο οι πολύ ανεπτυγμένες περιοχές της Ελλάδας (π.χ. Επτάνησα) είχαν την δυνατότητα οι κατασκευές τους να ανήκουν σε αυτές που διέθεταν κάποια αντισεισμική προστασία. Ωστόσο, αυτό δεν σήμαινε ότι οι πολυώροφες από οπλισμένο σκυρόδεμα κατασκευές που έγιναν από το 1959 και μετά είχαν σεισμική αντοχή σε ικανοποιητικό βαθμό. Ο Αντισεισμικός Κανονισμός εκείνης της χρονιάς θέσπισε τον υποχρεωτικό υπολογισμό και διαστασιολόγηση για οριζόντιες δυνάμεις ανάλογες των μαζών της κατασκευής και ο καθορισμός του μεγέθους των δυνάμεων αυτών ανάλογα με τη θεωρούμενη σεισμικότητα της περιοχής και τον τύπο του εδάφους.

1.4 ΟΙ ΜΕΤΑ ΤΟ 1984 ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Οι πρόσθετες διατάξεις του 1984 προστέθηκαν στον Αντισεισμικό Κανονισμό και αυτό είχε ως αποτέλεσμα την αποτελεσματική αναβάθμιση της αντισεισμικής προστασίας. Ο Ικανοτικός Σχεδιασμός, η κατασκευαστική διαμόρφωση, ο έλεγχος των βλαβών και άλλα, εισήχθησαν για πρώτη φορά στους κανονισμούς. Επίσης, το ότι μπήκε στη ζωή των μελετητών η χρήση του Η/Υ και των στατικών προγραμμάτων βοήθησε στο να σταματήσουν να υπάρχουν θέματα ανεπαρκούς προσομοίωσης. Έτσι λοιπόν, σε οτιδήποτε κατασκευάστηκε στη χρονική περίοδο μετά το 1984, παρατηρήθηκε ότι κατά μέσο όρο είχαν καλύτερη σεισμική συμπεριφορά. Έντεκα χρόνια αργότερα (1995), ημερομηνία ορόσημο για τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό, ήρθε η στιγμή όπου ειδικά οι κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα επιτέλους αποκτούν σημαντική βελτίωση στην αντισεισμική προστασία και ασφάλεια. Μπορεί να χρειάστηκαν μελλοντικές αναθεωρήσεις όπως αυτές του 1999 και του 2000, όμως οι Κανονισμοί του 1995 έπιασαν για πρώτη φορά τα διεθνή πρότυπα (Παπούλιας, 2017).

Κεφάλαιο 2

ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

2.1 ΑΡΧΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Υπάρχουν συγκεκριμένες αρχές οι οποίες ακολουθούνται σε ό,τι αφορά την αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων. Αρχικά, εάν μας ενδιαφέρει μόνο η ανάληψη κατακόρυφων φορτίων στον φέροντα οργανισμό, τότε χρησιμοποιούνται απλές και συντηρητικές μέθοδοι για την αποτίμησή του. Από την άλλη, εάν ενδιαφερόμαστε και για την ανάληψη φορτίων σεισμού ταυτόχρονα, οι αρχές αποτίμησης που χρησιμοποιούνται είναι οι εξής :

- Στα οικοδομήματα τα οποία δεν παρουσιάζουν βλάβες, η αποτίμησή τους μπορεί να γίνει με βάση το τι αναφέρεται στην εγκεκριμένη μελέτη που διαθέτουν.
- Η αποτίμηση είναι δυνατό να γίνει είτε ολοκληρωτικά είτε σε κομμάτια, αρκεί τα προσομοιώματα που θα χρησιμοποιηθούν να είναι ανάλογα με τις μεθόδους υπολογισμού που θα εφαρμοστούν.
- Είναι απαραίτητο να μην υπάρχει η παραμικρή διαφορά ανάμεσα στις μεθόδους που επρόκειτο να χρησιμοποιηθούν και στα δεδομένα που είναι διαθέσιμα.
- Μόνο η Δημόσια Αρχή μπορεί να εκδώσει ειδικές διατάξεις που θα αναφέρονται στη χρήση εμπειρικών μεθόδων.
- Στα οικοδομήματα που ήδη παρουσιάζουν βλάβες, είναι απαραίτητο να ερμηνευτούν οι φθορές και ως προς τη μορφή και ως προς τη θέση τους. Σε αυτή την περίπτωση δεν είναι απίθανο να χρειαστούν περαιτέρω αναλύσεις ως προς αυτές τις βλάβες.
- Μπορεί επίσης να χρειαστεί να γίνει εκτίμηση της απώλειας της φέρουσας ικανότητας ενός δομήματος που έχει υποστεί φθορές, η οποία θα γίνει βάσει του παραρτήματος 7Δ του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

2.2 ΤΡΕΧΟΥΣΑ ΜΕΘΟΔΟΣ – ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

Η φιλοσοφία του ικανοτικού σχεδιασμού βασίζεται στην επιδίωξη να εξασφαλισθεί στην κατασκευή η ικανότητα για την μεγαλύτερη δυνατή απορρόφηση ενέργειας χωρίς μερική ή ολική αστοχία (κατάρρευση).

Κύριοι άξονες για την επιτυχία του στόχου του ικανοτικού σχεδιασμού, δηλαδή τη μεγαλύτερη δυνατή απορρόφηση ενέργειας από την κατασκευή, είναι:

- Η χρήση κατά το δυνατόν, όλων των αποθεμάτων αντοχής της κατασκευής.
- Η ιεράρχηση των βλαβών και η εξασφάλιση της εκδήλωσής τους με την επιθυμητή σειρά, δηλαδή πρώτα στις δοκούς και τέλος στα κρίσιμα κατακόρυφα στοιχεία.
- Η κατανομή των βλαβών σε όσο το δυνατόν μεγαλύτερο αριθμό δομικών στοιχείων.

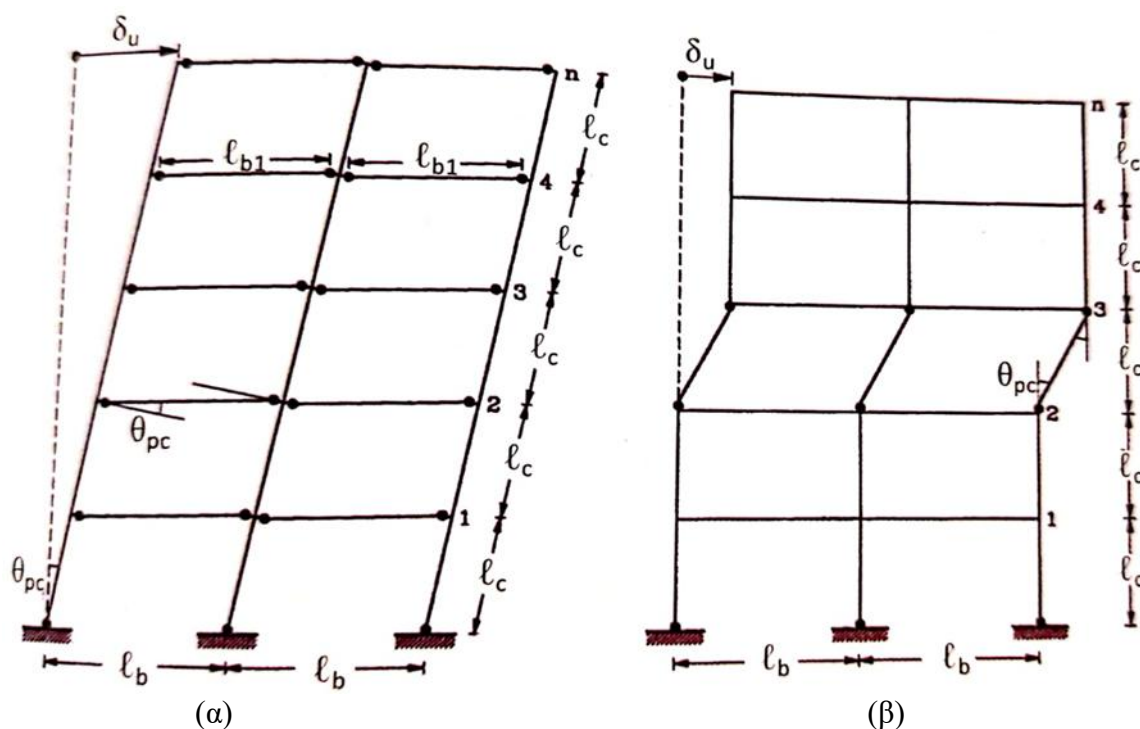
Με βάση και στόχο τις παραπάνω επιδιώξεις, κατά τον ικανοτικό σχεδιασμό των κατασκευών επιλέγονται εκ των προτέρων συγκεκριμένα στοιχεία του δομικού συστήματος τα οποία κατά τη σεισμική διέγερση θα υποστούν διαρροή. Τα στοιχεία αυτά μελετώνται και κατασκευάζονται κατάλληλα ώστε να έχουν μεγάλη πλαστιμότητα, να έχουν δηλαδή τη δυνατότητα για μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις χωρίς αστοχία. Τα σημεία των στοιχείων αυτών που υφίστανται διαρροή συχνά χαρακτηρίζονται ως πλαστικές αρθρώσεις. Οι πλαστικές αρθρώσεις στην πραγματικότητα είναι μικρές περιοχές του στοιχείου και όχι σημεία. Τα τμήματα του στοιχείου εντός των οποίων αναμένεται ότι θα αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις κατά τη σεισμική διέγερση, χαρακτηρίζονται ως κρίσιμες περιοχές. Για τις κρίσιμες περιοχές προβλέπονται από τους σύγχρονους κανονισμούς ειδικές αυστηρές διατάξεις σχεδιασμού.

Για να γίνει καλύτερα αντιληπτός ο σκοπός και η σπουδαιότητα του ικανοτικού σχεδιασμού στη σεισμική απόκριση των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.1. δύο ακραίοι μηχανισμοί απόκρισης πλαισιωτών κατασκευών. Από το (α) παρατηρείται ότι κατά το μηχανισμό αυτόν αναπτύσσονται βλάβες και σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε όλες τις δοκούς και καταναλίσκονται έτσι κατά το δυνατόν όλα τα αποθέματα αντοχής των μη κρίσιμων στοιχείων δηλαδή των δοκών, για να σχηματισθεί μηχανισμός κατάρρευσης. Κατά τον άλλο μηχανισμό (β) αναπτύσσονται βλάβες και σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα ενός μόνο ορόφου ενώ τα αποθέματα σε αντοχή όλων των δοκών της οικοδομής, αλλά και των υποστυλωμάτων των υπόλοιπων ορόφων, δεν χρησιμοποιούν τα αποθέματα αντοχής τους αφού δεν απορροφούν ενέργεια μέσω υστερητικής απόκρισης κατά τη σεισμική απόκριση. Αν συγκριθούν οι απαιτήσεις σε στροφή των πλαστικών αρθρώσεων που δημιουργούνται στη κάθε μία από τις δύο ακραίες περιπτώσεις που εξετάζονται, ώστε οι κατασκευές αυτές να έχουν την ίδια πλαστιμότητα μετακινήσεων ή την ίδια απόκριση σε μετακίνηση Δ στη στάθμη του ανώτατου ορόφου, προκύπτει ότι οι απαιτήσεις σε στροφή των πλαστικών αρθρώσεων, άρα και οι αντίστοιχες απαιτήσεις πλαστιμότητας των στοιχείων, είναι κατά πολύ μικρότερες στην περίπτωση 1 από ότι είναι στην περίπτωση 2 (Park & Paulay 1975, Καραγιάννης 1984).

Είναι προφανές ότι ο μηχανισμός στο (α) ανταποκρίνεται κατά τον καλύτερο τρόπο στη φιλοσοφία του ικανοτικού σχεδιασμού των κατασκευών ενώ ο μηχανισμός στο (β) αποτελεί την εκ διαμέτρου αντίθετη περίπτωση και πρέπει να αποφεύγεται με κάθε τρόπο. Ο μηχανισμός 1 ονομάζεται μηχανισμός δοκών ενώ ο 2 ονομάζεται μηχανισμός μαλακού ορόφου.

Σκοπός λοιπόν του ικανοτικού σχεδιασμού είναι μέσω οδηγιών και ειδικών διατάξεων του κανονισμού να οδηγήσει στον σχεδιασμό κατασκευών που θα σχηματίζουν μηχανισμό κατάρρευσης παρόμοιο με τον μηχανισμό δοκών.

Μηχανισμός ορόφου (β) σχηματίζεται συχνά σε κατασκευές που έχουν ανοιχτό ισόγειο χωρίς τοιχοποιίες (πυλωτή) ενώ τοποθετούνται τοιχοποιίες από τον πρώτο όροφο και άνω. Μηχανισμό ορόφου στο ισόγειο κατασκευών τύπου πυλωτής παρατηρήθηκε πολλές φορές κατά τους σεισμούς της τελευταίας 40ετίας στην Ελλάδα (Θεσσαλονίκη 1978, Κόρινθος 1981, Καλαμάτα 1986, Αίγιο 1995, Αθήνα 1999) και αποτέλεσε κύριο αίτιο αστοχίας ή και κατάρρευσης πολώροφων οικοδομών (Καλευράς 1981, Καραγιάννης κ.ά. 1996, Καραγιάννης 2019)



Σχήμα 2.1 Ακραίοι μηχανισμοί απόκρισης πλαισιωτών κατασκευών, (α) Μηχανισμός δοκών, (β) Μηχανισμός μαλακού ορόφου. (Καραγιάννης, 2019)

Ειδικά για τους ακραίους μηχανισμούς του Σχήματος 2.1 είναι δυνατό με κάποιες απλοποιήσεις να γίνει σε κάθε μία από τις δύο περιπτώσεις μια προσεγγιστική εκτίμηση των απαιτήσεων σε πλαστιμότητα των υποστυλωμάτων για δεδομένη πλαστιμότητα μετακινήσεων $\mu_\delta = \delta_u / \delta_y$ της κατασκευής ή για δεδομένη συνολική μετακίνηση του ανωτάτου ορόφου. Αυτή η εκτίμηση, αν και προσεγγιστική, είναι πολύ σημαντική διότι μπορεί να δώσει το μέτρο της διαφοράς των απαιτήσεων σε πλαστιμότητα των υποστυλωμάτων μεταξύ των δύο ακραίων μηχανισμών και τελικά να αναδείξει την βαρύτητα που έχει για την σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών ο ικανοτικός σχεδιασμός.

2.3 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

2.3.1 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικό – οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας» (στοχευμένες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (Πίν. 2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτηρίου» (σεισμός σχεδιασμού). Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§2.2.1) προβλέπονται στόχοι επανελέγχου αναφερόμενοι αποκλειστικά και μόνο στον φέροντα οργανισμό. Αντίθετα, δεν προβλέπονται στόχοι για τον μη φέροντα οργανισμό.

2.3.2 Στάθμες επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού

Οι στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται συναρτήσει του βαθμού βλάβης ως εξής, ειδικά για τις ανάγκες του παρόντος Κανονισμού:

«Περιορισμένες βλάβες» (Α) : Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου 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 κτηρίου 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 μετασεισμούς μέτριας έντασης.

«Οιονεί κατάρρευση» (Γ): Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου 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. (ΚΑΝ.ΕΠΕ §2.2.2)

Πίνακας 2.1 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (Πίνακας 2.1)

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

2.4 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ (Σ.Α.Δ.), ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017

2.4.1 Γενικά

Η Σ.Α.Δ. δεν ορίζεται με βάση τη διασπορά των αποτελεσμάτων των διερευνητικών εργασιών. Η διασπορά αυτή λαμβάνεται ήδη υπόψη κατά τη φάση αξιολόγησης και επηρεάζει την «αντιπροσωπευτική τιμή» κάθε μεγέθους.

Η έννοια της Σ.Α.Δ. εφαρμόζεται και για την πληρότητα της αποτύπωσης του φέροντος οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων ιδίως στις περιπτώσεις αφανών στοιχείων. Οι επιπτώσεις της αβεβαιότητας μπορεί να ληφθούν υπόψη στις δράσεις ή στις αντιστάσεις κατά περίπτωση (π.χ. αβεβαιότητα στο πάχος της επικάλυψης της πλάκας θα ληφθεί υπόψη στις δράσεις, αβεβαιότητα στο πάχος της ίδιας πλάκας θα ληφθεί υπόψη κυρίως στις αντιστάσεις).

α. Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) που αφορούν δράσεις ή αντιστάσεις, εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφιστάμενου κτηρίου και λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό.

β. Η Σ.Α.Δ. δεν είναι αναγκαστικώς ενιαία για ολόκληρο το κτήριο. Προσδιορίζονται επιμέρους Σ.Α.Δ. για τις διάφορες επιμέρους κατηγορίες πληροφοριών.

Για δευτερεύουσα φέροντα στοιχεία ως ανεπαρκέστερα δεδομένα θα μπορούσαν να θεωρηθούν:

Σε ό,τι αφορά τα ίδια βάρη, η χαρακτηριστική τους τιμή πρέπει να λαμβάνεται με τη δυσμενέστερη τιμή που είναι συμβατή με τη γεωμετρία του δομήματος ή/και προβλέπεται για παρόμοιες κατασκευές.

Σε ό,τι αφορά τις αντιστάσεις, οι τιμές τους μπορούν να προσδιορίζονται με βάση τις διαστάσεις, τους σπλισμούς και τα χαρακτηριστικά υλικών τα οποία οδηγούν στην αιτιολόγηση της προηγούμενης συμπεριφοράς του φέροντος οργανισμού. Έτσι λ.χ. μπορεί να χρησιμοποιηθεί τιμή αντοχής που να δίνει την οριακή αντίσταση διατομών υπό τις δράσεις που προϋπήρχαν. Ομοίως, μπορούν να χρησιμοποιηθούν κατ' εκτίμηση

διαστάσεις δυσκόλως προσπελάσιμων θεμελίων οι οποίες να δίνουν οριακή φέρουσα ικανότητα, κ.λπ.

2.4.2 Κατηγορίες Σ.Α.Δ.

Διακρίνονται τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων :

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

Δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία, όπως ορίζονται στην § 5.1.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ μπορούν να λαμβάνονται υπόψη έστω και με ανεπαρκέστερα δεδομένα. Στην περίπτωση αυτή εφαρμόζονται όσα ισχύουν για «ανεκτή» Σ.Α.Δ.

Οι προηγούμενες Σ.Α.Δ. αντιστοιχούν στα Επίπεδα Γνώσης (ΕΓ ή ΚΛ) 1 έως 3 (περιορισμένη, κανονική, πλήρης) του ΕΚ 8-3 (§ 3.3)

Τέτοια ενδέχεται να είναι η περίπτωση των αντιπροσωπευτικών τιμών ορισμένων έμμεσων δράσεων (πιέσεων ή ωθήσεων), καθώς και του βάρους δυσπροσπέλαστων επικαλύψεων ή τοιχοπληρώσεων. Σε ορισμένες περιπτώσεις αυξημένων αμφιβολιών, (και αν εκτιμάται ότι η επιρροή του μεγέθους της αντίστοιχης δράσης είναι σημαντική), συνιστάται η θεώρηση δύο «ευλόγως ακραίων» αντιπροσωπευτικών τιμών ($S_{κ,min}$ και $S_{κ,max}$).

Ως δεδομένα των υλικών νοούνται οι διαστάσεις και οι αντοχές του σκυροδέματος και του χάλυβα των σιδηροπλισμών, αλλά και οι πραγματικές λεπτομέρειες όπλισης, οι αγκυρώσεις, οι αναμονές κλπ. που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις.

2.4.3 Επιπτώσεις της Σ.Α.Δ. στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό

Ανάλογα με την αξιοπιστία των δεδομένων:

- i. Επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_f για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{sd} (βλ. § 4.2, ΚΑΝ.ΕΠΕ)
- ii. Επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{Rd} (βλ. § 4.2, ΚΑΝ.ΕΠΕ)

2.4.4 Κριτήρια καθορισμού της Σ.Α.Δ.

α. Η Σ.Α.Δ. για κάθε δεδομένο θα αντιμετωπίζεται με αντίστοιχες προβλέψεις χειρισμού στον σχεδιασμό του οικείου δομικού στοιχείου.

β. Η Σ.Α.Δ. για τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών, καθορίζεται σύμφωνα με όσα αναφέρονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ στην § 3.7, και ειδικότερα στην § 3.7.1.3 για το σκυρόδεμα, στην §3.7.2.1 για τον χάλυβα οπλισμού, στην § 3.7.2.2 για τον χάλυβα προεντάσεως και στην § 3.7.3 για τους τοίχους πλήρωσης.

γ. Η Σ.Α.Δ. για τα γεωμετρικά στοιχεία του δομήματος σχετίζεται με την προέλευση των δεδομένων, και καθορίζεται σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2, ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Κεφάλαιο 3

Η ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

3.1 ΒΑΣΕΙΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Στη προσομοίωση των κτηρίων, οι τιμές της γραμμικής ελαστικής δυσκαμψίας και της ιξώδους απόσβεσης θα αντιστοιχούν σε απόκριση των δομικών στοιχείων κοντά στο όριο διαρροής τους.

3.2 ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ

Προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, απαιτείται μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτηρίου, έτσι ώστε για κάθε στοιχείο του να υπολογισθούν οι λόγοι («δείκτες ανεπάρκειας») $\lambda = SE / R_m$ (Σ. 5.1, § 5.5.1.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ.),

όπου SE είναι το εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (§ 4.4.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.), όπου η σεισμική δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση ($q = 1$), ενώ R_m είναι η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών (βλ. §5.1.4, ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Οι λόγοι λ θα υπολογίζονται, τόσο για την αποτίμηση όσο και για τον ανασχεδιασμό, σε κάθε πρωτεύον φέρον στοιχείο. Ο μεγαλύτερος λόγος λ για ένα επιμέρους στοιχείο σε έναν όροφο (το πλέον καταπονούμενο) θα θεωρείται κρίσιμος λόγος λ για τον όροφο.

3.3 ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

α. Το πεδίο εφαρμογής της δυναμικής ελαστικής μεθόδου ορίζεται από τη συνθήκη πως για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει για το δείκτη ανεπάρκειας $\lambda \leq 2.5$ ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει $\lambda \geq 2.5$ και το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό.

β. Ανεξαρτήτως της ισχύος των συνθηκών της προηγούμενης παραγράφου, αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς (μόνον)

της αποτίμησης η εφαρμογή της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} που αυξάνονται κατά 0.15.

3.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ

3.4.1 Γενικά

Η σεισμική δράση για τη δυναμική ανάλυση θα καθορίζεται σύμφωνα με την §5.2. Στην ελαστική δυναμική ανάλυση θα εισάγεται ως σεισμική δράση είτε το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ 8-1, είτε χρονοϊστορίες επιταχύνσεων βάσεως συμβατές με το φάσμα αυτό (σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ 8-1).

3.4.2 Μέθοδος φάσματος απόκρισης

α. Η δυναμική ανάλυση για τον προσδιορισμό των μέγιστων τιμών που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή θα γίνεται με βάση τη μέθοδο της φασματικής ιδιομορφικής ανάλυσης, χρησιμοποιώντας επαρκή αριθμό ιδιομορφών, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ 8-1.

β. Οι μέγιστες τιμές εντατικών μεγεθών, μετακινήσεων, δυνάμεων ορόφων, τεμνουσών ορόφων, και τεμνουσών βάσεως για κάθε ιδιομορφή, θα συνδυάζονται με βάση τις διατάξεις του ΕΚ 8-1.

γ. Η χωρική επαλληλία των ανωτέρω μεγεθών θα γίνεται με βάση τις διατάξεις του ΕΚ 8-1.

3.5 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

α. Εφόσον η ανάλυση γίνεται με τη μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς (q), οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση είτε με βάση τη φασματική ιδιομορφική μέθοδο (§5.6.3.2), είτε με βάση τη μέθοδο της χρονοϊστορίας της απόκρισης (§5.6.3.3), θα πολλαπλασιάζονται επί τον συντελεστή συμπεριφοράς (q), ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή της ανελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων.

β. Εφόσον η ανάλυση γίνεται με τη μέθοδο των επιμέρους δεικτών πλαστιμότητας (m), όλα τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση, είτε με βάση τη φασματική ιδιομορφική μέθοδο (§5.6.3.2) είτε με βάση τη μέθοδο της χρονοϊστορίας της απόκρισης (§5.6.3.3), θα αυξάνονται κατάλληλα ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή της ανελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων (§5.7.4.2).

γ. Σε όλες τις περιπτώσεις, τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις θα επαυξάνονται ώστε να συνεκτιμάται η επιρροή της στέψης, σύμφωνα με την §5.4.2.

Κεφάλαιο 4

Η ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

4.1 ΒΑΣΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

α. Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτηρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη – γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης – παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.

β. Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτηρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτηρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

γ. Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για την μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλαστικών δομικών στοιχείων δε συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτηρίου.

δ. Όταν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση δ_i) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτηρίου.

ε. Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων. (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.1.2)

4.2 ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Όλες οι μέθοδοι ανάλυσης είναι πρακτικώς εξίσου ευαίσθητες στη διακύμανση των τιμών των βασικών δεδομένων (υπενθυμίζεται ότι τα δεδομένα αντοχής επηρεάζουν και την σύμφωνα με τον παρόντα Κανονισμό διεξαγόμενη ελαστική ανάλυση, αφού, οι δυσκαμψίες των στοιχείων εξαρτώνται από τη ροπή διαρροής τους), ενώ το ίδιο ισχύει εν γένει και για τους συνακόλουθους ελέγχους ασφαλείας. Συνίσταται ωστόσο, όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος, να διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» ΣΑΔ, δεδομένου ότι είναι ευρύτατα διαδεδομένη στους Μηχανικούς η αίσθηση ότι μια υψηλής στάθμης ανάλυση οφείλει να βασίζεται σε αντίστοιχης στάθμης δεδομένα.

Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον στο 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα έστω και σε έναν όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση.

Για τις πιο πάνω δυναμικές αναλύσεις γίνεται χρήση του ελαστικού φάσματος του ΕΚ 8-1 κατά το Κεφάλαιο 4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Δηλαδή, εφόσον εφαρμόζεται η μέθοδος του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q , αυτός μπορεί να λαμβάνεται αυξημένος κατά 25% (σε σχέση με τις τιμές που καθορίζονται στην §4.6 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.), ενώ αν εφαρμόζεται η μέθοδος των επιμέρους τοπικών δεικτών (m), η αύξηση του 25% αφορά στις τιμές που καθορίζονται στα Κεφάλαια 4 και 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

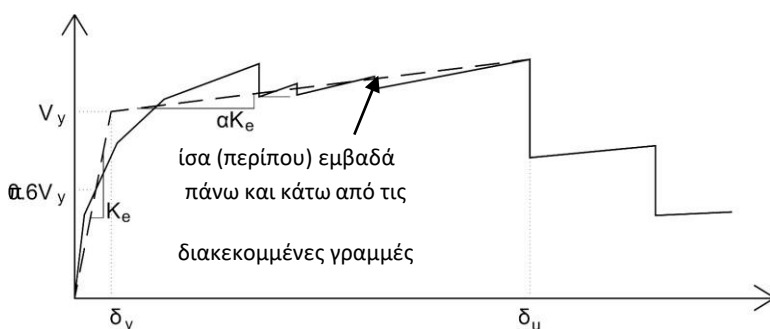
4.3 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΚΟΜΒΟΥ ΕΛΕΓΧΟΥ

Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της μορφής του κτηρίου. Για κτήρια με σοφίτες ή μικρούς οικισμούς στο δώμα, ο κόμβος ελέγχου θα λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία.

4.4 ΕΞΙΔΑΝΙΚΕΥΜΕΝΗ ΚΑΜΠΥΛΗ ΔΥΝΑΜΗΣ - ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Η μη-γραμμική σχέση δύναμης – μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσης και την μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, θα αντικαθίσταται από μία εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_c και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής V_y του κτηρίου. Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης (σχέση δύναμης – μετακίνησης) συνίσταται να είναι διγραμμική, με κλίση του πρώτου κλάδου K_c και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με $\alpha \cdot K_c$. Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζονται γραφικά, με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των

εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα που ακολουθεί.



Σχήμα 4.1 Εξιδανίκευση μιας (σχηματικής) καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη (Σχήμα Σ5.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017)

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_c προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν. Η ανηγμένη κλίση (α) του δευτέρου κλάδου προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της (πραγματικής) μη-γραμμικής καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας (δ_u), πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα τιμή της α πρέπει να είναι θετική (ή μηδέν) αλλά να μην ξεπερνάει το 0.10 (ώστε να είναι συμβατή και με τις λοιπές παραδοχές της μεθόδου εκτίμησης της δ_i , όπως ο συντελεστής C_1 , βλ. §5.5.5.2β και §5.7.4.2α, ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Η συνιστώμενη τιμή του ποσοστού μείωσης της αντοχής είναι το 15%, εφόσον στη στάθμη αυτή δεν έχει επέλθει αστοχία κύριου κατακόρυφου στοιχείου (οπότε η διγραμμικοποίηση θα γίνεται στη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αστοχία αυτή). Απλοποιητικώς, και εφόσον δεν απαιτείται εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας του κτηρίου, η μεν κλίση K_c μπορεί να λαμβάνεται ως η επιβατική τιμή για στάθμη αντοχής ίση προς το 60% της μέγιστης αντίστασης (V_{max}) η δε δύναμη διαρροής V_y , για τον υπολογισμό του δείκτη R της σχέσης, ως το 80% της V_{max} (Βεργέτης, 2018).

4.5 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΥ

Η τιμή T_e της ισοδύναμης κυριάρχουσας ιδιοπεριόδου υπολογίζεται από τη σχέση :

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_o}{K_e}}, \quad (\Sigma 5.5 \text{ ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017})$$

όπου T η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μια ελαστική δυναμική ανάλυση K_0 η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία, ενώ η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e υπολογίζεται σύμφωνα με την §5.7.3.4. του ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017.

4.6 ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ

Εφόσον δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη προσέγγιση, η στοχευόμενη μετακίνηση δ_i επιτρέπεται να υπολογίζεται με βάση την παρακάτω σχέση (Σ5.6 ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) και να διορθώνεται (όποτε απαιτείται) με βάση την §5.7.4.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 ως εξής:

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) S_e(T), \quad (\Sigma 5.6 \text{ ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017})$$

όπου $S_{e(T)}$ η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμψής του διαγράμματος δυνάμεων-μετακινήσεων του φορέα, όπως ορίζεται στην §5.7.3.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017), και C_0 , C_1 , C_2 και C_3 διορθωτικοί συντελεστές που ορίζονται ως εξής:

C_0 : διορθωτικός συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η διαφορά της φασματικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος από την αντίστοιχη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου του πραγματικού φορέα.

C_1 : διορθωτικός συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η διαφορά της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης του φορέα από την αντίστοιχη ελαστική.

C_2 : διορθωτικός συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της ανακύκλισης της φόρτισης στην αντοχή και δυσκαμψία του φορέα.

C_3 : διορθωτικός συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως (P-Δ).

Ο διορθωτικός συντελεστής C_0 λαμβάνεται ίσος με 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5 για αριθμό ορόφων 1,2,3,5 και ≥ 10 αντίστοιχα [Σ.5.7.2.α ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017].

Ο διορθωτικός συντελεστής C_1 υπολογίζεται όπως παρακάτω [Σ.5.5.5.2.β ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017]:

$$C_1 = 1.0 \text{ για } T_e \geq T_c$$

$$C_1 = [1.0 + (R-1)T_c/T_e]/R \text{ για } T_e < T_c \quad \text{όπου:}$$

T_c : η ιδιοπερίοδος έναρξης του κατιόντα κλάδου του φάσματος σχεδιασμού.

R : ο λόγος της απαιτούμενης αντοχής για πλήρως ελαστική απόκριση προς τη διαθέσιμη αντοχή του φορέα.

Ο λόγος R δίνεται από τον παρακάτω τύπο [Σ.5.5.5.2.β]:

$$R = \frac{Se/g}{V/W} \cdot C_m \quad (\Sigma 5.7 \text{ ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017})$$

στην οποία η αντίσταση διαρροής V_y υπολογίζεται με κατάλληλη διγραμμικοποίηση του διαγράμματος δυνάμεων (τέμνουσα βάσεως)-μετακινήσεων (κορυφής) του κτηρίου, όπως ορίζεται στην §5.7.3.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017. Απλοποιητικά (και προς το μέρος της ασφάλειας), ο λόγος V_y/W στη σχέση (Σ5.7) μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.15 για κτήρια με μικτό σύστημα, και 0.10 για κτήρια με αμιγώς πλαισιακό σύστημα.

C₂: Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον Πίνακα Σ5.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017. Για τιμές T_e μεταξύ 0.1s και T_c πρέπει να γίνεται γραμμική παρεμβολή.

Πίνακας 4.1 Τιμές του συντελεστή C₂, (Πίνακας Σ5.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017)

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T_e \leq 0.1s$		$T_e \geq T_c$	
	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2
«Περιορισμένες βλάβες»	1.0	1.0	1.0	1.0
«Σημαντικές βλάβες»	1.3	1.0	1.1	1.0
«Οιονεί κατάρρευση»	1.5	1.0	1.2	1.0

Ως φορείς τύπου 1 νοούνται οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας (π.χ. κτήρια πριν το 1985, ή κτήρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2), που αναμένεται να έχουν φτωχότερη υστερητική συμπεριφορά από εκείνους με υψηλή πλαστιμότητα (φορείς τύπου 2, π.χ. κτήρια από το 1985 και έπειτα, ή κτήρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μεγαλύτερη του 2). Δεδομένου ότι η επιρροή της υστερητικής συμπεριφοράς είναι μεγαλύτερη για υψηλότερα επίπεδα μετελαστικής συμπεριφοράς του φορέα, γίνεται στον Πίνακα Σ5.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 διαφοροποίηση του C₂ με τη στάθμη επιτελεστικότητας.

C₃: Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P-Δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς $1+5(\theta-0.1)/T_e$, όπου θ ο δείκτης σχετικής μεταθετικότητας (βλ. ΕΚ 8-1). Στη συνήθη (για κτήρια από Ω.Σ. και από τοιχοποιία) περίπτωση, όπου $\theta < 0.1$, λαμβάνεται C₃=1.0

Κεφάλαιο 5

Η ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

5.1 ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Ως προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου συνιστάται η επαρκής εμπειρία και εξειδίκευση του Πολιτικού Μηχανικού. Όταν εφαρμόζεται η ανελαστική δυναμική μέθοδος, συνιστάται να διασφαλίζεται «Ικανοποιητική» ΣΑΔ (βλ. σχετικό σχόλιο στην §5.7.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017). Δημόσια Αρχή αποφασίζει σχετικά με τον τρόπο πιστοποίησης των προσόντων του Πολιτικού Μηχανικού, καθώς και για τους τυχόν πρόσθετους ελέγχους που απαιτούνται, στην περίπτωση εφαρμογής της μεθόδου αυτής.

5.2 ΒΑΣΕΙΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

- α. Το προσομοίωμα θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη- γραμμικά χαρακτηριστικά της σχέσης έντασης- παραμόρφωσης των στοιχείων του κτιρίου, και θα υποβάλλεται σε σεισμική δράση υπό μορφή ιστορικού επιταχύνσεων βάσεως, σύμφωνα με την §5.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, για να υπολογισθούν τόσο τα εντατικά μεγέθη όσο και οι μετακινήσεις.
- β. Τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις που υπολογίζονται από τη μέθοδο θα ελέγχονται απευθείας με τις αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού, βλ. Κεφ. 9 ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017.

5.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ

5.3.1 Γενικά

Οι απαιτήσεις προσομοίωσης που ορίζονται στην §5.7.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 για την ανελαστική στατική ανάλυση ισχύουν και για την ανελαστική δυναμική ανάλυση, με εξαίρεση τις διατάξεις για τον κόμβο ελέγχου και τη στοχευόμενη μετακίνηση.

5.3.2 Σεισμική δράση

Στην ανελαστική δυναμική ανάλυση η σεισμική δράση θα εισάγεται υπό μορφή ιστορικού επιταχύνσεων βάσεως, είτε από πραγματικές καταγραφές είτε από συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα.

5.3.3 Μέθοδος χρονοϊστορίας της απόκρισης

α. Στη δυναμική ανελαστική ανάλυση, η χρονοϊστορία της απόκρισης θα υπολογίζεται για οριζόντιες επιταχύνσεις βάσεως εισαγόμενες σύμφωνα με την §5.8.3.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017.

β. Η χωρική επαλληλία των σεισμικών δράσεων θα γίνεται σύμφωνα με την §5.4.9 ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017.

5.3.4 Προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων

α. Τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις θα υπολογίζονται σύμφωνα με την §5.6.3.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017. Η επιρροή των στρεπτικών φαινομένων θα συνεκτιμάται όπως ορίζεται στην §5.4.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017.

β. Τα διαφράγματα θα ελέγχονται για τη συνδυασμένη δράση των δυνάμεων που προκύπτουν από τη δυναμική ανάλυση, οι οποίες συμπεριλαμβάνουν και εκείνες οι οποίες δημιουργούνται λόγω εσοχών ή ασυνεχειών στη δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων πάνω και κάτω από το διάφραγμα.

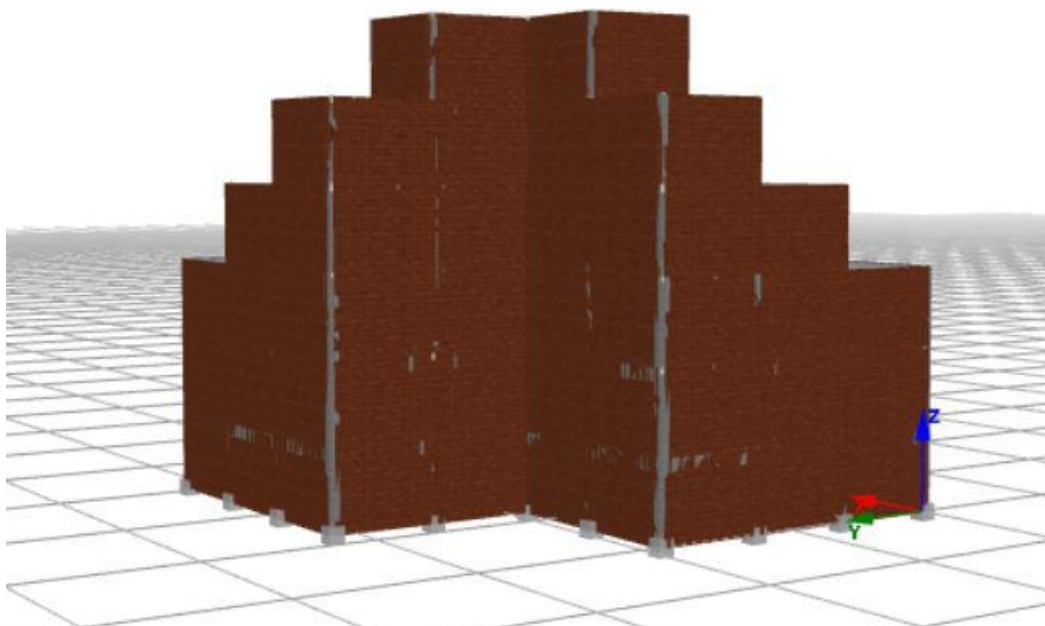
Κεφάλαιο 6

ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟ Ω.Σ.

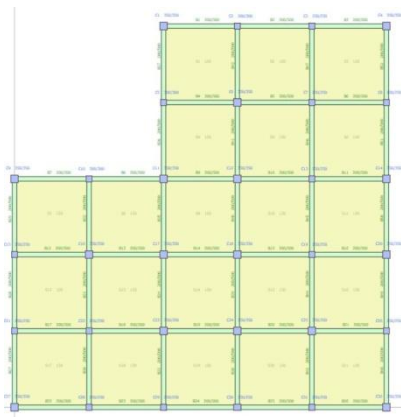
6.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το κτίριο με το οποίο ασχολείται η παρούσα διπλωματική εργασία είναι ένα τυπικό κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος της δεκαετίας του 1960. Η κάτοψη του κτηρίου είναι μορφής L ενώ στους ανώτερους τρεις ορόφους υπάρχουν εσοχές. Οι τρεις πρώτοι όροφοι έχουν ίδια κάτοψη, ενώ στην συνέχεια σε κάθε στάθμη το κτίριο έχει εσοχή (Σχήμα 6.1). Τα υλικά είναι σκυρόδεμα B160 και χάλυβας St I. Λόγω των εσοχών όσο ανεβαίνουμε συναντάμε ορόφους με λιγότερο εμβαδόν (Σχήμα 6.2). Κατά σειρά ορόφων τα εμβαδά είναι ως εξής :

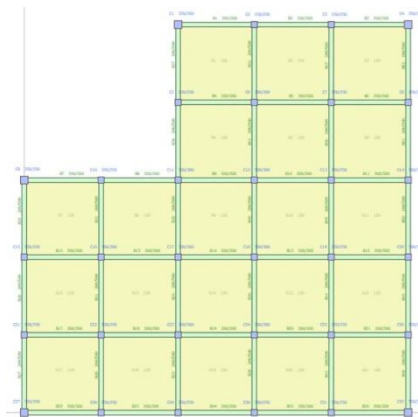
- 1^{ος}, 2^{ος} 3^{ος} όροφος : 336 τ.μ.
- 4^{ος} όροφος : 192 τ.μ.
- 5^{ος} όροφος : 80 τ.μ.
- 6^{ος} όροφος : 48 τ.μ.



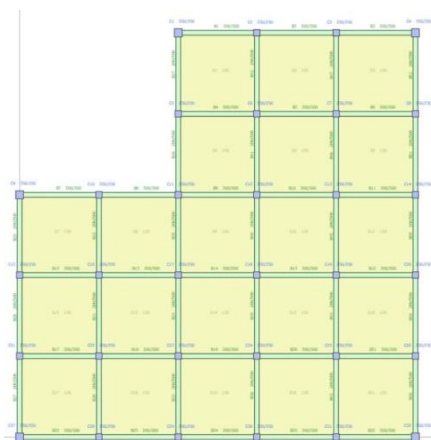
Σχήμα 6.1 Όψη κατασκευής



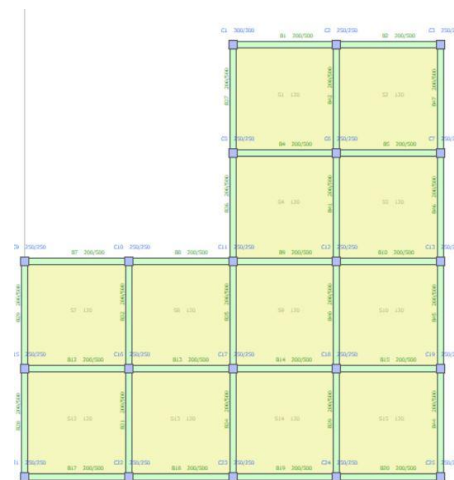
(α)



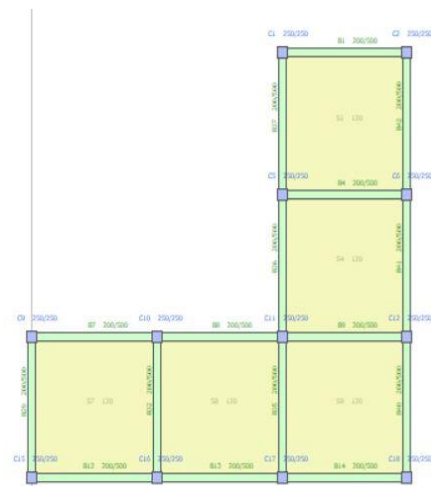
(β)



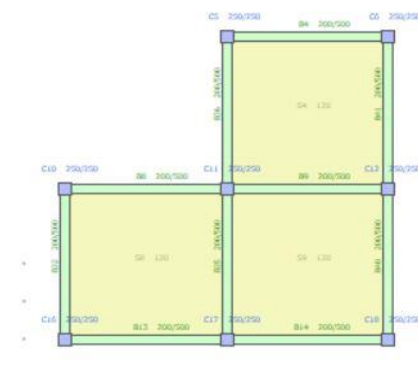
(γ)



(δ)



(ε)



(στ)

Σχήμα 6.2 Κάτοψη (α) 1^{ου} ορόφου, (β) 2^{ου} ορόφου, (γ) 3^{ου} ορόφου, (δ) 4^{ου} ορόφου, (ε) 5^{ου} ορόφου, (στ) 6^{ου} ορόφου.

6.1.1 Φορτία Πλακών

Στην παρούσα κατασκευή, οι πλάκες έχουν πάχος 120mm με οπλισμό Φ8/18. Όσον αφορά τα φορτία τους, λόγω της ιδιαιτερότητας του σχήματος της κατασκευής, ανάλογα τον όροφο άλλαζαν και τα φορτία στην πλάκα. Ο 1^{ος} και ο 2^{ος} όροφος έχουν τα ίδια φορτία, καθώς οι τρεις πρώτοι όροφοι είναι μορφολογικά ίδιοι. Οι δύο αυτοί όροφοι έχουν λοιπόν τα εξής φορτία σε όλες τις πλάκες τους:

- Σταθερά φορτία G: 2.50 KN/m²
- Κινητά φορτία Q: 2.00 KN/m²

Στον 3^ο όροφο, οι τιμές των φορτίων που αναφέρθηκαν παραπάνω αφορούν τις πλάκες που έχουν από πάνω τους άλλο φορτίο. Οι πλάκες οι οποίες από πάνω δεν έχουν άλλο φορτίο, και αυτό συμβαίνει λόγω της εσοχής που δημιουργείται από όροφο σε όροφο, έχουν τις εξής τιμές:

- Σταθερά φορτία G: 1.50 KN/m²
- Κινητά φορτία Q: 2.00 KN/m²

Οι ίδιες τιμές διατηρούνται και στον 4^ο όροφο, ενώ στον 5^ο υπάρχει μια διαφορά. Στις πλάκες που έχουν άλλο φορτίο από πάνω έχουν χρησιμοποιηθεί αυτές οι τιμές:

- Σταθερά φορτία G: 2.00 KN/m²
- Κινητά φορτία Q: 2.00 KN/m²

6.2 ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΟΡΟΦΩΝ

6.2.1 Στοιχεία 1^{ου} ορόφου

Στον πρώτο όροφο της κατασκευής, τα περισσότερα υποστυλώματα έχουν διαστάσεις 25x25 ή 35x35 εκτός από ελάχιστα τα οποία είναι 30x30 (Πίνακας 6.1). Σχετικά με τον οπλισμό υπάρχει μεγάλη ποικιλία ιδιαίτερα στις δοκούς, ενώ για τους συνδετήρες είναι σταθερά Φ8/25 και Φ8/40 για τα υποστυλώματα και τις δοκούς, αντίστοιχα (Πίνακας 6.2).

Πίνακας 6.1 Στοιχεία υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου.

Αριθμός υποστυλώματος	Διαστάσεις	Οπλισμός	Συνδετήρες
K1	35x35	4Φ20	Ø8/25
K2	30x30	4Φ16	Ø8/25
K3	25x25	4Φ14	Ø8/25
K4	35x35	4Φ20	Ø8/25
K5	30x30	4Φ16	Ø8/25
K6	35x35	8Φ14	Ø8/25
K7	25x25	4Φ14	Ø8/25
K8	25x25	4Φ14	Ø8/25
K9	35x35	4Φ20	Ø8/25
K10	30x30	4Φ16	Ø8/25
K11	35x35	8Φ14	Ø8/25
K12	35x35	8Φ14	Ø8/25
K13	25x25	4Φ14	Ø8/25
K14	35x35	8Φ14	Ø8/25
K15	25x25	4Φ14	Ø8/25
K16	35x35	8Φ14	Ø8/25
K17	35x35	8Φ14	Ø8/25
K18	35x35	8Φ14	Ø8/25
K19	25x25	4Φ14	Ø8/25
K20	35x35	8Φ14	Ø8/25
K21	25x25	4Φ14	Ø8/25
K22	25x25	4Φ14	Ø8/25
K23	35x35	8Φ14	Ø8/25
K24	35x35	8Φ14	Ø8/25
K25	35x35	8Φ14	Ø8/25
K26	25x25	4Φ14	Ø8/25
K27	35x35	4Φ20	Ø8/25
K28	25x25	4Φ14	Ø8/25
K29	25x25	4Φ14	Ø8/25
K30	35x25	4Φ16	Ø8/25
K31	25x25	4Φ14	Ø8/25
K32	35x35	4Φ20	Ø8/25

Πίνακας 6.2 Οπλισμός δοκών 1^{ου} ορόφου

Αριθμός δοκού	Αριστερά	Μέση	Δεξιά
Δ1.1 Άνω Κάτω	2Ø8 + 6Ø14 6Ø14	2Ø8 4Ø14	2Ø8 + 4Ø10 + 2Ø14 2Ø14
Δ1.2 Άνω Κάτω	2Ø8 + 4Ø10 + 2Ø14 2Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø14 2Ø10
Δ1.3 Άνω Κάτω	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø14 2Ø14	2Ø8 4Ø14	2Ø8 + 6Ø14 6Ø14
Δ2.1 Άνω Κάτω	2Ø8 + 3Ø10 + 2Ø12 5Ø10	2Ø8 5Ø10	2Ø8 + 5Ø10 + 3Ø12 4Ø10
Δ2.2 Άνω Κάτω	2Ø8 + 5Ø10 + 3Ø12 4Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10
Δ2.3 Άνω Κάτω	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10	2Ø8 5Ø10	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10
Δ3.1 Άνω Κάτω	2Ø8 + 7Ø12 7Ø12	2Ø8 4Ø12	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø12 2Ø12
Δ3.2 Άνω Κάτω	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø12 2Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 4Ø10 + 3Ø12 4Ø10
Δ3.3 Άνω Κάτω	2Ø8 + 4Ø10 + 3Ø12 4Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 4Ø10 + 3Ø12 4Ø10
Δ3.4 Άνω Κάτω	2Ø8 + 4Ø10 + 3Ø12 4Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø14 2Ø10
Δ3.5 Άνω	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø14	2Ø8	2Ø8 + 5Ø12 + 2Ø14

Κάτω	2014	4014	3014
Δ4.1 Άνω Κάτω	208 + 4010 4010	208 5010	208 + 5010 + 3012 4010
Δ4.2 Άνω Κάτω	208 + 5010 + 3012 4010	208 4010	208 + 6010 4010
Δ4.3 Άνω Κάτω	208 + 6010 4010	208 4010	208 + 4010 + 3012 4010
Δ4.4 Άνω Κάτω	208 + 4010 + 3012 4010	208 4010	208 + 2010 + 2014 2010
Δ4.5 Άνω Κάτω	208 + 2010 + 2014 2014	208 2014	208 + 5012 + 2014 2014
Δ5.1 Άνω Κάτω	208 + 4010 4010	208 5010	208 + 5010 4010
Δ5.2 Άνω Κάτω	208 + 5010 4010	208 4010	208 + 4010 + 3012 4010
Δ5.3 Άνω Κάτω	208 + 4010 + 3012 4010	208 4010	208 + 6010 4010
Δ5.4 Άνω Κάτω	208 + 6010 4010	208 4010	208 + 5010 + 1014 4010
Δ5.5 Άνω Κάτω	208 + 5010 + 1014 4010	208 5010	208 + 4010 4010
Δ6.1 Άνω Κάτω	208 + 2012 + 3014 2012	208 4012	208 + 2010 + 2012 2012

Δ6.2 Άνω Κάτω	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø12 2Ø10		2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10
Δ6.3 Άνω Κάτω	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10		2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14 4Ø10
Δ6.4 Άνω Κάτω	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14 4Ø10		2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø12 2Ø10
Δ6.5 Άνω Κάτω	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø12 2Ø12		2Ø8 4Ø12	2Ø8 + 6Ø12 6Ø12
Δ7.1 Άνω Κάτω	2Ø8 + 6Ø14 6Ø14		2Ø8 2Ø14	2Ø8 + 2Ø10 + 3Ø14 2Ø14
Δ7.2 Άνω Κάτω	2Ø8 + 2Ø10 + 3Ø14 2Ø10		2Ø8 2Ø10	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø14 2Ø10
Δ7.3 Άνω Κάτω	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø14 2Ø14		2Ø8 4Ø14	2Ø8 + 6Ø14 6Ø14
Δ8.1 Άνω Κάτω	2Ø8 + 3Ø10 + 1Ø12 4Ø10		2Ø8 5Ø10	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10
Δ8.2 Άνω Κάτω	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10		2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 2Ø10 + 5Ø12 2Ø10
Δ8.3 Άνω Κάτω	2Ø8 + 2Ø10 + 5Ø12 2Ø12		2Ø8 4Ø12	2Ø8 + 4Ø12 4Ø12
Δ9.1 Άνω Κάτω	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10		2Ø8 5Ø10	2Ø8 + 5Ø10 + 3Ø12 4Ø10
Δ9.2 Άνω	2Ø8 + 5Ø10 + 3Ø12		2Ø8	2Ø8 + 4Ø10 + 2Ø12

Κάτω	4Ø10			4Ø10	4Ø10		
Δ9.3							
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	+	2Ø12		
Κάτω	4Ø10			4Ø10	4Ø10	+	4Ø10 + 2Ø14
Δ9.4							
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	+	2Ø14		
Κάτω	4Ø10			2Ø8	2Ø10	+	2Ø10 + 2Ø12
Δ9.5							
Άνω	2Ø8	+	2Ø10	+	2Ø12		
Κάτω	2Ø12			2Ø8	4Ø12	+	7Ø12
Δ10.1							
Άνω	2Ø8	+	3Ø10	+	1Ø14		
Κάτω	5Ø10			2Ø8	5Ø10	+	2Ø8 + 5Ø10 + 3Ø12
Δ10.2							
Άνω	2Ø8	+	5Ø10	+	3Ø12		
Κάτω	4Ø10			2Ø8	4Ø10	+	6Ø10
Δ10.3							
Άνω	2Ø8	+	6Ø10				
Κάτω	4Ø10			2Ø8	4Ø10	+	6Ø10
Δ10.4							
Άνω	2Ø8	+	6Ø10				
Κάτω	4Ø10			2Ø8	4Ø10	+	2Ø8 + 5Ø10 + 2Ø12
Δ10.5							
Άνω	2Ø8	+	5Ø10	+	2Ø12		
Κάτω	4Ø10			2Ø8	5Ø10	+	2Ø8 + 3Ø10 + 2Ø12
Δ11.1							
Άνω	2Ø8	+	2Ø10	+	1Ø12		
Κάτω	4Ø10			2Ø8	4Ø10	+	2Ø8 + 4Ø10 + 3Ø12
Δ11.2							
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	+	3Ø12		
Κάτω	4Ø10			2Ø8	4Ø10	+	4Ø10
Δ11.3							
Άνω	2Ø8	+	4Ø10				
Κάτω	4Ø10			2Ø8	4Ø10	+	4Ø10
Δ11.4							
Άνω	2Ø8	+	4Ø10				
				2Ø8		+	2Ø8 + 5Ø10

Κάτω	4Ø10			4Ø10	4Ø10		
Δ11.5							
Άνω	2Ø8 + 5Ø10			2Ø8	2Ø8 + 4Ø10		
Κάτω	4Ø10			5Ø10	4Ø10		
Δ12.1							
Άνω	2Ø8 + 2Ø12 + 3Ø14			2Ø8	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø12		
Κάτω	2Ø12			4Ø12	2Ø12		
Δ12.2							
Άνω	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø12			2Ø8	2Ø8 + 4Ø10 + 2Ø14		
Κάτω	2Ø10			4Ø10	4Ø10		
Δ12.3							
Άνω	2Ø8 + 4Ø10 + 2Ø14			2Ø8	2Ø8 + 4Ø10 + 2Ø12		
Κάτω	4Ø10			4Ø10	4Ø10		
Δ12.4							
Άνω	2Ø8 + 4Ø10 + 2Ø12			2Ø8	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø12		
Κάτω	4Ø10			4Ø10	2Ø10		
Δ12.5							
Άνω	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø12			2Ø8	2Ø8 + 5Ø12		
Κάτω	2Ø12			4Ø12	5Ø12		

6.2.2 Στοιχεία 2^{ου} ορόφου

Συνεχίζοντας στον δεύτερο όροφο παρατηρείται ότι τα υποστυλώματα αρχίζουν να μικραίνουν και κάποια τα οποία είχαν διαστάσεις 35x35, τώρα έχουν 30x30 (Πίνακας 6.3). Ο οπλισμός συνεχίζει να ποικίλει και οι συνδετήρες παραμένουν ίδιοι με του 1^{ου} ορόφου (Πίνακας 6.4).

Πίνακας 6.3 Στοιχεία υποστυλωμάτων 2^{ου} ορόφου

Αριθμός υποστυλώματος	Διαστάσεις	Οπλισμός	Συνδετήρες
K1	35x35	4Φ20	Ø8/25
K2	25x25	4Φ14	Ø8/25
K3	25x25	4Φ14	Ø8/25
K4	35x35	8Φ16 + 2Φ14	Ø8/25
K5	25x25	4Φ14	Ø8/25
K6	30x30	4Φ16	Ø8/25
K7	25x25	4Φ14	Ø8/25
K8	25x25	4Φ18	Ø8/25
K9	35x35	4Φ20	Ø8/25
K10	25x25	4Φ14	Ø8/25
K11	30x30	4Φ16	Ø8/25
K12	30x30	4Φ16	Ø8/25
K13	25x25	4Φ14	Ø8/25
K14	30x30	4Φ16	Ø8/25
K15	25x25	4Φ14	Ø8/25
K16	30x30	4Φ16	Ø8/25
K17	30x30	4Φ16	Ø8/25
K18	30x30	4Φ16	Ø8/25
K19	25x25	4Φ14	Ø8/25
K20	30x30	4Φ16	Ø8/25
K21	25x25	4Φ14	Ø8/25
K22	25x25	4Φ14	Ø8/25
K23	30x30	4Φ16	Ø8/25
K24	30x30	4Φ16	Ø8/25
K25	25x25	4Φ14	Ø8/25
K26	25x25	4Φ14	Ø8/25
K27	35x35	8Φ18	Ø8/25
K28	25x25	6Φ14	Ø8/25
K29	25x25	4Φ14	Ø8/25
K30	30x25	4Φ14	Ø8/25
K31	25x25	4Φ14	Ø8/25
K32	35x35	8Φ16	Ø8/25

Πίνακας 6.4 Οπλισμός δοκών 2^{ου} ορόφου

Αριθμός δοκού	Αριστερά	Μέση	Δεξιά
Δ1.1 Άνω Κάτω	2Ø8 + 3Ø10 + 4Ø14 2Ø10	2Ø8 5Ø10	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10
Δ1.2 Άνω Κάτω	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10
Δ1.3 Άνω Κάτω	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10	2Ø8 5Ø10	2Ø8 + 3Ø10 + 4Ø14 2Ø10
Δ2.1 Άνω Κάτω	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10	2Ø8 5Ø10	2Ø8 + 5Ø10 + 1Ø14 4Ø10
Δ2.2 Άνω Κάτω	2Ø8 + 5Ø10 + 1Ø14 4Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10
Δ2.3 Άνω Κάτω	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10	2Ø8 5Ø10	2Ø8 + 3Ø10 + 1Ø14 4Ø10
Δ3.1 Άνω Κάτω	2Ø8 + 3Ø10 + 4Ø14 2Ø10	2Ø8 5Ø10	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10
Δ3.2 Άνω Κάτω	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14 4Ø10
Δ3.3 Άνω Κάτω	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14 4Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14 4Ø10
Δ3.4 Άνω Κάτω	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14 4Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10
Δ3.5 Άνω Κάτω	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10	2Ø8 5Ø10	2Ø8 + 3Ø10 + 2Ø14 4Ø14
Δ4.1 Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10

Κάτω	4Ø10	5Ø10	4Ø10
Δ4.2			
Άνω	2Ø8 + 5Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ4.3			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ4.4			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ4.5			
Άνω	2Ø8 + 5Ø10	2Ø8	2Ø8 + 3Ø10 + 2Ø14
Κάτω	4Ø10	5Ø10	4Ø10
Δ5.1			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10
Κάτω	4Ø10	5Ø10	4Ø10
Δ5.2			
Άνω	2Ø8 + 5Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ5.3			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ5.4			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ5.5			
Άνω	2Ø8 + 5Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	5Ø10	4Ø10
Δ6.1			
Άνω	2Ø8 + 3Ø10 + 3Ø14	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10
Κάτω	2Ø10	5Ø10	4Ø10
Δ6.2			
Άνω	2Ø8 + 5Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ6.3			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10

Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ6.4			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ6.5			
Άνω	2Ø8 + 5Ø10	2Ø8	2Ø8 + 3Ø10 + 4Ø12
Κάτω	4Ø10	5Ø10	2Ø10
Δ7.1			
Άνω	2Ø8 + 3Ø10 + 6Ø12	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10
Κάτω	2Ø10	5Ø10	4Ø10
Δ7.2			
Άνω	2Ø8 + 5Ø10	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ7.3			
Άνω	2Ø8 + 5Ø10	2Ø8	2Ø8 + 3Ø10 + 6Ø12
Κάτω	4Ø10	5Ø10	2Ø10
Δ8.1			
Άνω	2Ø8 + 3Ø10 + 1Ø14	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10
Κάτω	4Ø10	5Ø10	4Ø10
Δ8.2			
Άνω	2Ø8 + 5Ø10	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10 + 1Ø14
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ8.3			
Άνω	2Ø8 + 5Ø10 + 1Ø14	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	5Ø10	4Ø10
Δ9.1			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10 + 1Ø14
Κάτω	4Ø10	5Ø10	4Ø10
Δ9.2			
Άνω	2Ø8 + 5Ø10 + 1Ø14	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ9.3			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ9.4			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10

Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ9.5			
Άνω	2Ø8 + 5Ø10	2Ø8	2Ø8 + 3Ø10 + 4Ø14
Κάτω	4Ø10	5Ø10	2Ø10
Δ10.1			
Άνω	2Ø8 + 3Ø10 + 1Ø12	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10
Κάτω	4Ø10	5Ø10	4Ø10
Δ10.2			
Άνω	2Ø8 + 5Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ10.3			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ10.4			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ10.5			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14	2Ø8	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø12
Κάτω	4Ø10	4Ø10	3Ø10
Δ11.1			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10
Κάτω	4Ø10	5Ø10	4Ø10
Δ11.2			
Άνω	2Ø8 + 5Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ11.3			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ11.4			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ11.5			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø12
Κάτω	4Ø10	4Ø10	3Ø10
Δ12.1			
Άνω	2Ø8 + 3Ø10 + 4Ø12	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10

Κάτω	2Ø10	5Ø10	4Ø10
Δ12.2			
Άνω	2Ø8 + 5Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ12.3			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ12.4			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ12.5			
Άνω	2Ø8 + 5Ø10	2Ø8	2Ø8 + 3Ø10 + 3Ø12
Κάτω	4Ø10	5Ø10	2Ø10

6.2.3 Στοιχεία 3^{ου} ορόφου

Στον τρίτο όροφο, οι αλλαγές στα υποστυλώματα είναι αρκετά εμφανείς πια, καθώς σχεδόν όλα έχουν μικρύνει και έχουν διαστάσεις 25x25. Σε αυτόν τον όροφο υπάρχει αλλαγή στους συνδετήρες και από Φ8/25 έγιναν Φ8/30 (Πίνακας 6.5 και 6.6.)

Πίνακας 6.5 Στοιχεία υποστυλωμάτων 3^{ου} ορόφου

Αριθμός υποστυλώματος	Διαστάσεις	Οπλισμός	Συνδετήρες
K1	35x35	4Φ20	Ø8/30
K2	25x25	4Φ14	Ø8/30
K3	25x25	4Φ20	Ø8/30
K4	35x35	8Φ16+2Φ14	Ø8/30
K5	25x25	4Φ14	Ø8/30
K6	25x25	4Φ14	Ø8/30
K7	25x25	4Φ14	Ø8/30
K8	25x25	4Φ18	Ø8/30
K9	35x35	4Φ20	Ø8/30
K10	25x25	4Φ14	Ø8/30
K11	25x25	4Φ14	Ø8/30
K12	25x25	4Φ14	Ø8/30
K13	25x25	4Φ14	Ø8/30
K14	25x25	4Φ14	Ø8/30
K15	25x25	4Φ14	Ø8/30
K16	25x25	4Φ14	Ø8/30
K17	25x25	4Φ14	Ø8/30
K18	25x25	4Φ14	Ø8/30
K19	25x25	4Φ14	Ø8/30
K20	25x25	4Φ14	Ø8/30
K21	25x25	4Φ20	Ø8/30
K22	25x25	4Φ14	Ø8/30
K23	25x25	4Φ14	Ø8/30
K24	25x25	4Φ14	Ø8/30
K25	25x25	4Φ20	Ø8/30
K26	25x25	4Φ14	Ø8/30
K27	35x35	8Φ18	Ø8/30
K28	25x25	6Φ14	Ø8/30
K29	25x25	4Φ14	Ø8/30
K30	25x25	4Φ14	Ø8/30
K31	25x25	4Φ14	Ø8/30
K32	35x35	8Φ16	Ø8/30

Πίνακας 6.6 Οπλισμός δοκών 3^{ου} ορόφου

Αριθμός δοκού	Αριστερά	Μέση	Δεξιά
Δ1.1 Άνω Κάτω	2Ø8 + 2Ø10 + 5Ø12 2Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10
Δ1.2 Άνω Κάτω	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10
Δ1.3 Άνω Κάτω	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø12 2Ø10
Δ2.1 Άνω Κάτω	2Ø8 + 3Ø10 4Ø10	2Ø8 5Ø10	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10
Δ2.2 Άνω Κάτω	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10
Δ2.3 Άνω Κάτω	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10	2Ø8 5Ø10	2Ø8 + 3Ø10 3Ø10
Δ3.1 Άνω Κάτω	2Ø8 + 7Ø10 7Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10
Δ3.2 Άνω Κάτω	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10
Δ3.3 Άνω Κάτω	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10
Δ3.4 Άνω Κάτω	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10
Δ3.5 Άνω Κάτω	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10	2Ø8 5Ø10	2Ø8 + 3Ø10 3Ø10

Δ4.1					
Άνω	2Ø8	+	3Ø10	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10
Κάτω	3Ø10			5Ø10	4Ø10
Δ4.2					
Άνω	2Ø8	+	5Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10			4Ø10	4Ø10
Δ4.3					
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10			4Ø10	4Ø10
Δ4.4					
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10
Κάτω	4Ø10			4Ø10	4Ø10
Δ4.5					
Άνω	2Ø8	+	5Ø10	2Ø8	2Ø8 + 3Ø10
Κάτω	4Ø10			5Ø10	3Ø10
Δ5.1					
Άνω	2Ø8	+	3Ø10	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10
Κάτω	3Ø10			5Ø10	4Ø10
Δ5.2					
Άνω	2Ø8	+	5Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10			4Ø10	4Ø10
Δ5.3					
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10			4Ø10	4Ø10
Δ5.4					
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 5Ø10
Κάτω	4Ø10			4Ø10	4Ø10
Δ5.5					
Άνω	2Ø8	+	5Ø10	2Ø8	2Ø8 + 3Ø10
Κάτω	4Ø10			5Ø10	3Ø10
Δ6.1					
Άνω	2Ø8	+	2Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	2Ø10	+	1Ø14	4Ø10	4Ø10
Δ6.2					
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10			4Ø10	4Ø10

Δ6.3				
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8
Κάτω	4Ø10			2Ø8 + 4Ø10
Δ6.4				
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8
Κάτω	4Ø10			2Ø8 + 4Ø10
Δ6.5				
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8
Κάτω	4Ø10			2Ø8 + 2Ø10 + 1Ø14
Δ7.1				
Άνω	2Ø8	+	5Ø10	2Ø8
Κάτω	5Ø10			2Ø8 + 4Ø10
Δ7.2				
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8
Κάτω	4Ø10			2Ø8 + 4Ø10
Δ7.3				
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8
Κάτω	4Ø10			2Ø8 + 2Ø10 + 3Ø14
Δ8.1				
Άνω	2Ø8	+	3Ø10	2Ø8
Κάτω	3Ø10			2Ø8 + 5Ø10
Δ8.2				
Άνω	2Ø8	+	5Ø10	2Ø8
Κάτω	4Ø10			2Ø8 + 5Ø10
Δ8.3				
Άνω	2Ø8	+	5Ø10	2Ø8
Κάτω	4Ø10			2Ø8 + 3Ø10
Δ9.1				
Άνω	2Ø8	+	2Ø10	2Ø8
Κάτω	3Ø10			2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14
Δ9.2				
Άνω	2Ø8	+	4Ø10 + 1Ø14	2Ø8
Κάτω	4Ø10			2Ø8 + 4Ø10
Δ9.3				
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8
Κάτω	4Ø10			2Ø8 + 4Ø10

Δ9.4				
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8
Κάτω	4Ø10			2Ø8 + 4Ø10
				4Ø10
Δ9.5				
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8
Κάτω	4Ø10			2Ø8 + 2Ø10 + 5Ø12
				2Ø10
Δ10.1				
Άνω	2Ø8	+	2Ø10	2Ø8
Κάτω	3Ø10			2Ø8 + 4Ø10 + 1Ø14
				4Ø10
Δ10.2				
Άνω	2Ø8	+	4Ø10 + 1Ø14	2Ø8
Κάτω	4Ø10			2Ø8 + 4Ø10
				4Ø10
Δ10.3				
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8
Κάτω	4Ø10			2Ø8 + 4Ø10
				4Ø10
Δ10.4				
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8
Κάτω	4Ø10			2Ø8 + 4Ø10
				4Ø10
Δ10.5				
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8
Κάτω	4Ø10			2Ø8 + 2Ø10 + 1Ø12
				3Ø10
Δ11.1				
Άνω	2Ø8	+	2Ø10	2Ø8
Κάτω	3Ø10			2Ø8 + 4Ø10
				4Ø10
Δ11.2				
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8
Κάτω	4Ø10			2Ø8 + 4Ø10
				4Ø10
Δ11.3				
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8
Κάτω	4Ø10			2Ø8 + 4Ø10
				4Ø10
Δ11.4				
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8
Κάτω	4Ø10			2Ø8 + 4Ø10
				4Ø10
Δ11.5				
Άνω	2Ø8	+	4Ø10	2Ø8
Κάτω	4Ø10			2Ø8 + 2Ø10 + 1Ø14
				3Ø10

Δ12.1					
Άνω	2Ø8	+	2Ø10	+	1Ø14
Κάτω	2Ø10				
				2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
				4Ø10	4Ø10
Δ12.2					
Άνω	2Ø8	+	4Ø10		
Κάτω	4Ø10				
				2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
				4Ø10	4Ø10
Δ12.3					
Άνω	2Ø8	+	4Ø10		
Κάτω	4Ø10				
				2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
				4Ø10	4Ø10
Δ12.4					
Άνω	2Ø8	+	4Ø10		
Κάτω	4Ø10				
				2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
				4Ø10	4Ø10
Δ12.5					
Άνω	2Ø8	+	4Ø10		
Κάτω	4Ø10				
				2Ø8	2Ø8 + 2Ø10 + 1Ø12
				4Ø10	2Ø10

6.2.4 Στοιχεία 4^{ου} ορόφου

Ανεβαίνοντας όροφο, όλα τα υποστυλώματα εκτός από ένα έχουν γίνει 25x25 και ο οπλισμός τους είναι κυρίως 4Φ14. Οι συνδετήρες μένουν ίδιοι με του 3^{ου} ορόφου.(Πίνακας 6.7 και 6.8).

Πίνακας 6.7 Στοιχεία υποστυλωμάτων 4^{ου} ορόφου

Αριθμός υποστυλώματος	Διαστάσεις	Οπλισμός	Συνδετήρες
K1	30x30	4Φ20	Ø8/30
K2	25x25	4Φ14	Ø8/30
K3	25x25	4Φ20	Ø8/30
K5	25x25	4Φ14	Ø8/30
K6	25x25	4Φ14	Ø8/30
K7	25x25	4Φ14	Ø8/30
K9	25x25	4Φ20	Ø8/30
K10	25x25	4Φ14	Ø8/30
K11	25x25	4Φ14	Ø8/30
K12	25x25	4Φ14	Ø8/30
K13	25x25	4Φ14	Ø8/30
K15	25x25	4Φ14	Ø8/30
K16	25x25	4Φ14	Ø8/30
K17	25x25	4Φ14	Ø8/30
K18	25x25	4Φ14	Ø8/30
K19	25x25	4Φ14	Ø8/30
K21	25x25	4Φ20	Ø8/30
K22	25x25	4Φ14	Ø8/30
K23	25x25	4Φ14	Ø8/30
K24	25x25	4Φ14	Ø8/30
K25	25x25	4Φ20	Ø8/30

Πίνακας 6.8 Οπλισμός δοκών 4^{ου} ορόφου

Αριθμός δοκού	Αριστερά	Μέση	Δεξιά
Δ1.1			
Άνω	2Ø8 + 2Ø10 + 1Ø14	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	2Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ1.2			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 3Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	3Ø10
Δ2.1			
Άνω	2Ø8 + 2Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	3Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ2.2			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 2Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	3Ø10
Δ3.1			
Άνω	2Ø8 + 2Ø10 + 1Ø12	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	2Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ3.2			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ3.3			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ3.4			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 2Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	3Ø10
Δ4.1			
Άνω	2Ø8 + 3Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	3Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ4.2			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ4.3			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10

Δ4.4				
Άνω	2Ø8 + 4Ø10		2Ø8	2Ø8 + 2Ø10
Κάτω	4Ø10		4Ø10	3Ø10
Δ5.1				
Άνω	2Ø8 + 2Ø10		2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	2Ø10		4Ø10	4Ø10
Δ5.2				
Άνω	2Ø8 + 4Ø10		2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10		4Ø10	4Ø10
Δ5.3				
Άνω	2Ø8 + 4Ø10		2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10		4Ø10	4Ø10
Δ5.4				
Άνω	2Ø8 + 4Ø10		2Ø8	2Ø8 + 2Ø10
Κάτω	4Ø10		4Ø10	3Ø10
Δ7.2				
Άνω	2Ø8 + 3Ø10		2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	3Ø10		4Ø10	4Ø10
Δ7.3				
Άνω	2Ø8 + 4Ø10		2Ø8	2Ø8 + 3Ø10
Κάτω	4Ø10		4Ø10	3Ø10
Δ8.2				
Άνω	2Ø8 + 3Ø10		2Ø8	2Ø8 + 5Ø10
Κάτω	3Ø10		5Ø10	4Ø10
Δ8.3				
Άνω	2Ø8 + 5Ø10		2Ø8	2Ø8 + 2Ø10
Κάτω	4Ø10		4Ø10	3Ø10
Δ9.2				
Άνω	2Ø8 + 2Ø10		2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	3Ø10		4Ø10	4Ø10
Δ9.3				
Άνω	2Ø8 + 4Ø10		2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10		4Ø10	4Ø10
Δ9.4				
Άνω	2Ø8 + 4Ø10		2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10		4Ø10	4Ø10

Δ9.5			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø12
Κάτω	4Ø10	4Ø10	2Ø10
Δ10.2			
Άνω	2Ø8 + 2Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	3Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ10.3			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ10.4			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ10.5			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 2Ø10 + 1Ø12
Κάτω	4Ø10	4Ø10	2Ø10
Δ11.2			
Άνω	2Ø8 + 2Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	3Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ11.3			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ11.4			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ11.5			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 2Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	2Ø10

6.2.5 Στοιχεία 5^{ου} ορόφου

Στον 5^ο όροφο υπάρχει ομοιομορφία στις διαστάσεις των υποστυλωμάτων καθώς όλα είναι 25x25, αλλά υπάρχει αλλαγή στους συνδετήρες όπου από Φ8/30 έγιναν Φ8/40 (Πίνακας 6.9). Η ποικιλία οπλισμού των δοκών συνεχίζεται (Πίνακας 6.10).

Πίνακας 6.9 Στοιχεία υποστυλωμάτων 5^{ου} ορόφου

Αριθμός υποστυλώματος	Διαστάσεις	Οπλισμός	Συνδετήρες
K1	25x25	4Φ20	Ø8/40
K2	25x25	4Φ14	Ø8/40
K5	25x25	4Φ14	Ø8/40
K6	25x25	4Φ14	Ø8/40
K9	25x25	4Φ20	Ø8/40
K10	25x25	4Φ14	Ø8/40
K11	25x25	4Φ14	Ø8/40
K12	25x25	4Φ14	Ø8/40
K15	25x25	4Φ14	Ø8/40
K16	25x25	4Φ14	Ø8/40
K17	25x25	4Φ14	Ø8/40
K18	25x25	4Φ14	Ø8/40

Πίνακας 6.10 Οπλισμός δοκών 5^{ου} ορόφου

Αριθμός δοκού	Αριστερά	Μέση	Δεξιά
Δ1.1 Άνω Κάτω	2Ø8 + 2Ø12 2Ø12	2Ø8 4Ø12	2Ø8 + 2Ø12 2Ø12
Δ2.1 Άνω Κάτω	2Ø8 + 2Ø12 2Ø12	2Ø8 4Ø12	2Ø8 + 2Ø12 2Ø12
Δ3.1 Άνω Κάτω	2Ø8 + 2Ø10 2Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10
Δ3.2 Άνω Κάτω	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10
Δ3.3 Άνω Κάτω	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10	2Ø8 5Ø10	2Ø8 + 3Ø10 2Ø10
Δ4.1 Άνω Κάτω	2Ø8 + 2Ø10 2Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10
Δ4.2 Άνω Κάτω	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10
Δ4.3 Άνω Κάτω	2Ø8 + 4Ø10 4Ø10	2Ø8 4Ø10	2Ø8 + 2Ø10 2Ø10
Δ7.3 Άνω Κάτω	2Ø8 + 2Ø12 2Ø12	2Ø8 4Ø12	2Ø8 + 2Ø12 2Ø12
Δ8.3 Άνω Κάτω	2Ø8 + 2Ø12 2Ø12	2Ø8 4Ø12	2Ø8 + 2Ø12 2Ø12
Δ9.3 Άνω Κάτω	2Ø8 + 3Ø10 2Ø10	2Ø8 5Ø10	2Ø8 + 5Ø10 4Ø10

Δ9.4			
Άνω	2Ø8 + 5Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ9.5			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 2Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	2Ø10
Δ10.3			
Άνω	2Ø8 + 2Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	2Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ10.4			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ10.5			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 2Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	2Ø10

6.2.6 Στοιχεία 6^{ου} ορόφου

Φτάνοντας στον τελευταίο όροφο λοιπόν, παρουσιάζεται η απόλυτη ομοιομορφία στα υποστυλώματα όπου όλα έχουν τις ίδιες διαστάσεις, 25x25, αλλά και τον ίδιο οπλισμό, 4Φ14, ενώ παράλληλα οι συνδετήρες μένουν ίδιοι με τον 5^ο όροφο (Πίνακας 6.11).

Πίνακας 6.11 Στοιχεία υποστυλωμάτων 6^{ου} ορόφου

Αριθμός υποστυλώματος	Διαστάσεις	Οπλισμός	Συνδετήρες
K5	25x25	4Φ14	Ø8/40
K6	25x25	4Φ14	Ø8/40
K10	25x25	4Φ14	Ø8/40
K11	25x25	4Φ14	Ø8/40
K12	25x25	4Φ14	Ø8/40
K16	25x25	4Φ14	Ø8/40
K17	25x25	4Φ14	Ø8/40
K18	25x25	4Φ14	Ø8/40

Πίνακας 6.12 Οπλισμός δοκών 6^{ου} ορόφου

Αριθμός δοκού	Αριστερά	Μέση	Δεξιά
Δ2.1			
Άνω	2Ø8 + 2Ø10	2Ø8	2Ø8 + 2Ø10
Κάτω	2Ø10	4Ø10	2Ø10
Δ3.2			
Άνω	2Ø8 + 2Ø10	2Ø8	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø12
Κάτω	2Ø10	4Ø10	2Ø10
Δ3.3			
Άνω	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø12	2Ø8	2Ø8 + 2Ø12
Κάτω	2Ø12	4Ø12	2Ø12
Δ4.2			
Άνω	2Ø8 + 2Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10
Κάτω	2Ø10	4Ø10	4Ø10
Δ4.3			
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 2Ø10
Κάτω	4Ø10	4Ø10	2Ø10

Δ8.3				
Άνω	2Ø8 + 2Ø10	2Ø8	2Ø8 + 2Ø10	
Κάτω	2Ø10	4Ø10	2Ø10	
Δ9.3				
Άνω	2Ø8 + 2Ø12	2Ø8	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø12	
Κάτω	2Ø12	4Ø12	2Ø12	
Δ9.4				
Άνω	2Ø8 + 2Ø10 + 2Ø12	2Ø8	2Ø8 + 2Ø10	
Κάτω	2Ø10	4Ø10	2Ø10	
Δ10.3				
Άνω	2Ø8 + 2Ø10	2Ø8	2Ø8 + 4Ø10	
Κάτω	2Ø10	4Ø10	4Ø10	
Δ10.4				
Άνω	2Ø8 + 4Ø10	2Ø8	2Ø8 + 2Ø10	
Κάτω	4Ø10	4Ø10	2Ø10	

***Σημείωση :** Οι συνδετήρες σε όλες τις δοκούς για όλους τους ορόφους, είναι Ø8/40.

Κεφάλαιο 7

ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ (PUSHOVER) ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΤΗΝ ΑΝΑΦΕΡΟΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

7.1 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

7.1.1 Διαγράμματα καμπυλών ικανότητας και τιμές μετακίνησης

Το λογισμικό προσομοίωσης που χρησιμοποιήθηκε είναι το Seismostruct 2021 (Seismosoft, 2021). Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι σκυρόδεμα B160 και St I, όπως έχει προαναφερθεί, με τις εξής ιδιότητες:

Σκυρόδεμα B160

- Μέση θλιπτική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου: 16 MPa
- Μέτρο ελαστικότητας $E = 18.8 \text{ GPa}$
- Λόγος Poisson $\nu = 0.2$
- Ειδικό βάρος $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$

Χάλυβας υφιστάμενου οπλισμού St I

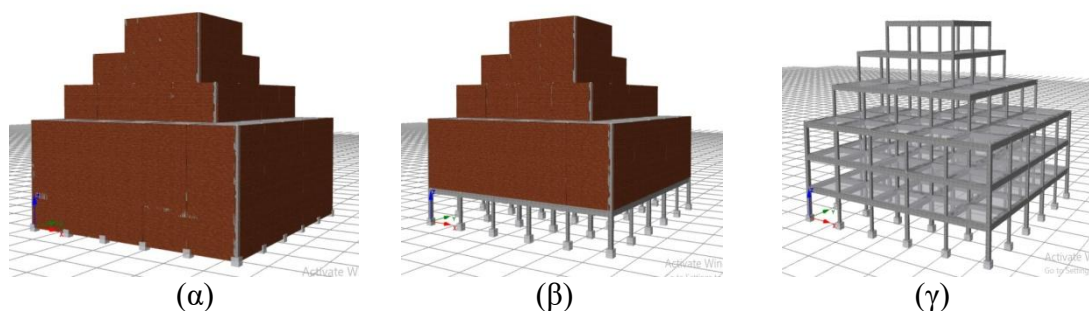
- Μέση εφελκυστική αντοχή: 310 MPa
- Μέτρο ελαστικότητας $E_s = 200 \text{ GPa}$

Με σκοπό την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής, το κτήριο υποβλήθηκε σε ανελαστικές στατικές αναλύσεις. Οι κατανομές των πλευρικών φορτίων που εξετάστηκαν είναι η ομοιόμορφη και η τριγωνική. Για να διερευνηθεί η επιρροή των τοιχοπληρώσεων, εκτός από το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις, εξετάστηκαν και διάφορες περιπτώσεις τοιχοπληρωμένων κτηρίων. Εξετάστηκε η περίπτωση που το κτίριο είναι πλήρως τοιχοπληρωμένο εξωτερικά και η περίπτωση πυλωτής. Επιπλέον, για να διερευνηθεί η επιρροή των ανοιγμάτων στην τοιχοποιία εξετάστηκαν πέντε περιπτώσεις, τοιχοποιία χωρίς ανοίγματα και τοιχοποιία με 10%, 25%, 50% και 75% ποσοστό ανοιγμάτων. Οι έλεγχοι για την αποτίμηση της κατασκευής που παρουσιάζονται στα επόμενα βασίζονται στα κριτήρια και τις σχέσεις του Ευρωκώδικα 8-3.

Πίνακας 7.1 Τιμές ιδιοτήτων τοιχοποιίας για θλιπτική αντοχή f_m ίση με 1, 2, 2.5 MPa

f_m (Mpa)	Ποσοστό Ανοιγματος (%)	Πλάτος (m) ΚΑΝΕΠΕ	A (m ²)	h _z (%)	X _o (%)	Y _o (%)
2.5	0%	0.6698	0.109348	4.91%	4.05%	10%
	10%	0.6698	0.054197	4.91%	4.05%	10%
	25%	0.6698	0.028413	4.91%	4.05%	10%
	50%	0.6698	0.008553	4.91%	4.05%	10%
	75%	0.6698	0.000892	4.91%	4.05%	10%
1.5	0%	0.6698	0.115079	5.58%	4.05%	10%
	10%	0.6698	0.057038	5.58%	4.05%	10%
	25%	0.6698	0.029902	5.58%	4.05%	10%
	50%	0.6698	0.009001	5.58%	4.05%	10%
	75%	0.6698	0.000939	5.58%	4.05%	10%
2	0%	0.6698	0.111816	5.19	4.05%	10%
	10%	0.6698	0.055420	5.20	4.05%	10%
	25%	0.6698	0.029054	5.21	4.05%	10%
	50%	0.6698	0.008746	5.22	4.05%	10%
	75%	0.6698	0.000912	5.23	4.05%	10%

Παρακάτω, παρατίθενται η καμπύλη ικανότητας για την κάθε περίπτωση ξεχωριστά και οι στοχευόμενες μετακινήσεις για κάθε μια από τις στάθμες επιτελεστικότητας, καθώς και πίνακας με τις τιμές των στοχευόμενων μετακινήσεων. Με K1, K2, K3 (Σχήμα 7.1) συμβολίζεται η περίπτωση που το κτήριο έχει πλήρη τοιχοποιία, πυλωτή, ή καθόλου τοιχοποιία, αντίστοιχα. Έχουν γίνει αναλύσεις και στην τριγωνική κατανομή φορτίων αλλά και στην ομοιόμορφη.

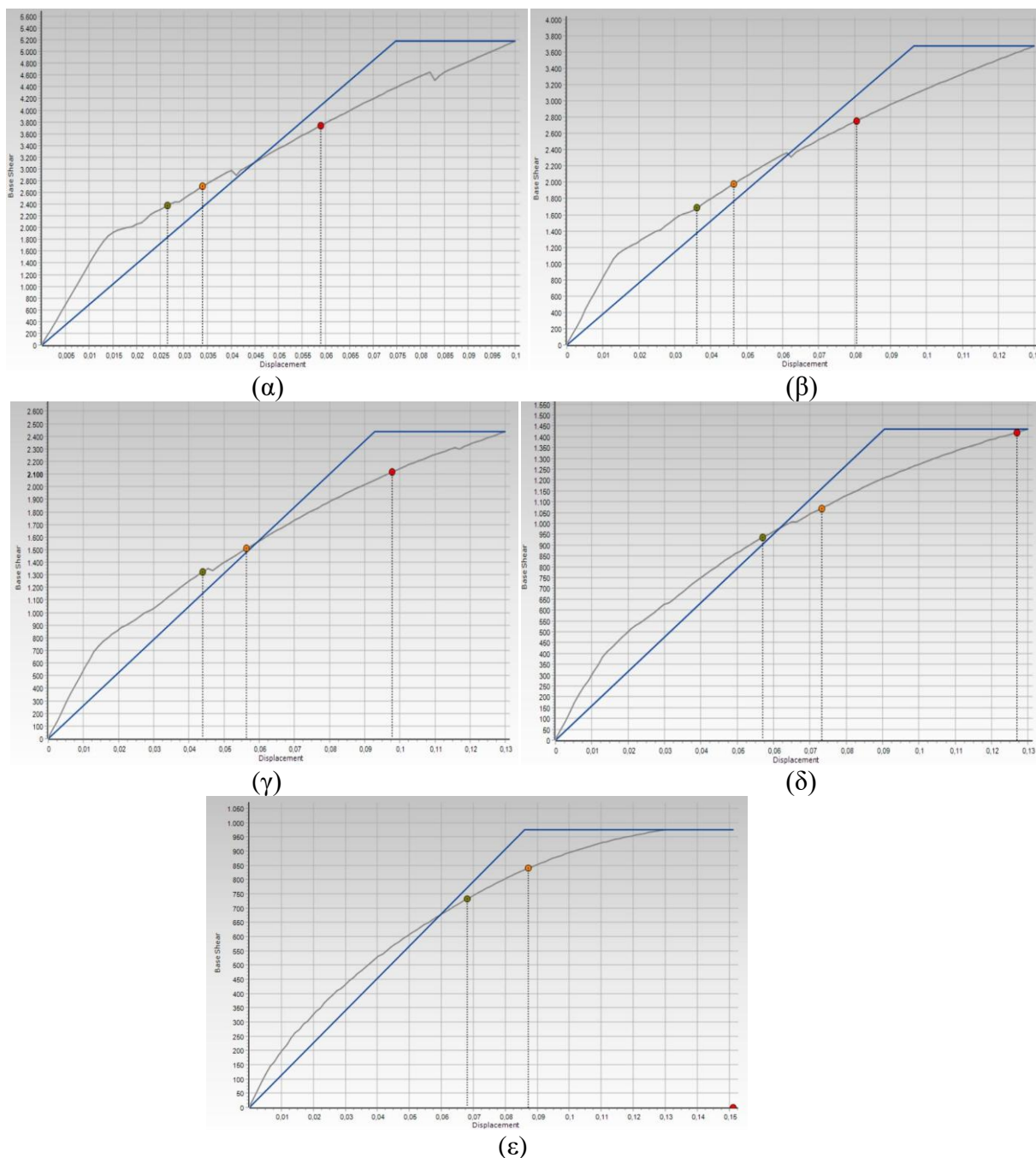


Σχήμα 7.1 Περιπτώσεις εξεταζόμενων κτηρίων (α) K1: κτήριο πλήρως τοιχοπληρωμένο, (β) K2: κτήριο με πυλωτή και (γ) K3: κτήριο χωρίς τοιχοπληρώσεις.

Στα παρακάτω σχήματα, (Σχήμα 7.2 έως Σχήμα 7.16) παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας για τα κτίρια K1, K2, K3 τριγωνικής και ομοιόμορφης κατανομής πλευρικών φορτίων, για διαφορετικές τιμές θλιπτικής αντοχής και διαφορετικό ποσοστό ανοιγμάτων.

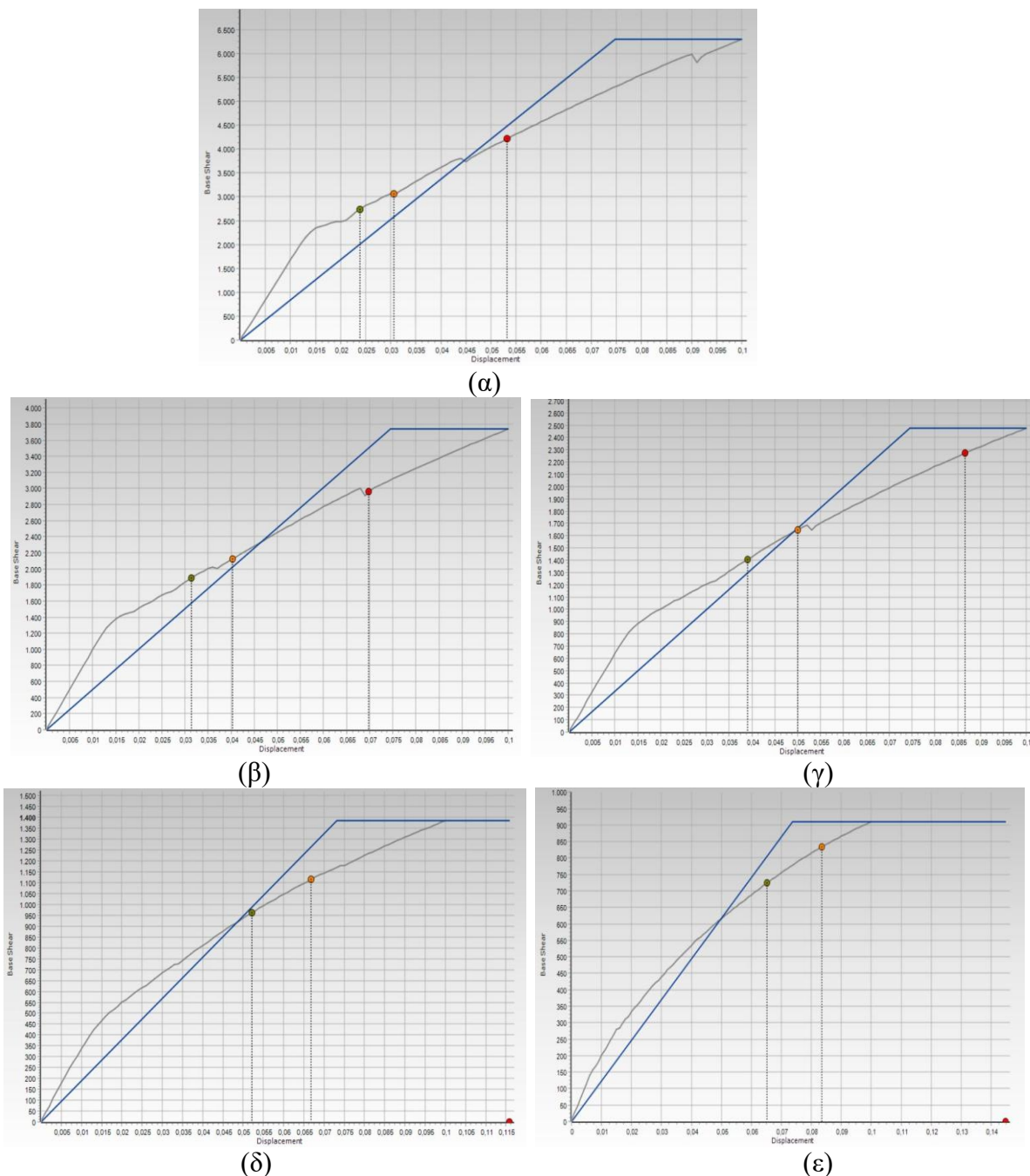
7.1.1.1 Τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων

Στη μεσαία στάθμη, **στάθμη περιορισμένων βλαβών**, παρατηρείται πως το πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο παρουσιάζει μόνο αστοχίες στην τοιχοποιία για ποσοστό ανοιγμάτων 0 και 10% (Σχήμα 7.2 (α) και (β) αντίστοιχα) ενώ για ποσοστό ανοιγμάτων 25 και 50% παρουσιάζει αστοχίες στην τοιχοποιία και αστοχία σε διάτμηση σε μία δοκό του 1^{ου} ορόφου (Σχήμα 7.2 (γ) και (δ) αντίστοιχα). Τέλος, για ποσοστό ανοιγμάτων 75% παρουσιάζει αστοχίες στην τοιχοποιία και αστοχία σε διάτμηση σε μία δοκό του 1^{ου} ορόφου και διαρροή γάλυβα σε δοκούς στον 2^ο, 3^ο, και 4^ο όροφο (Σχήμα 7.2 (ε)).



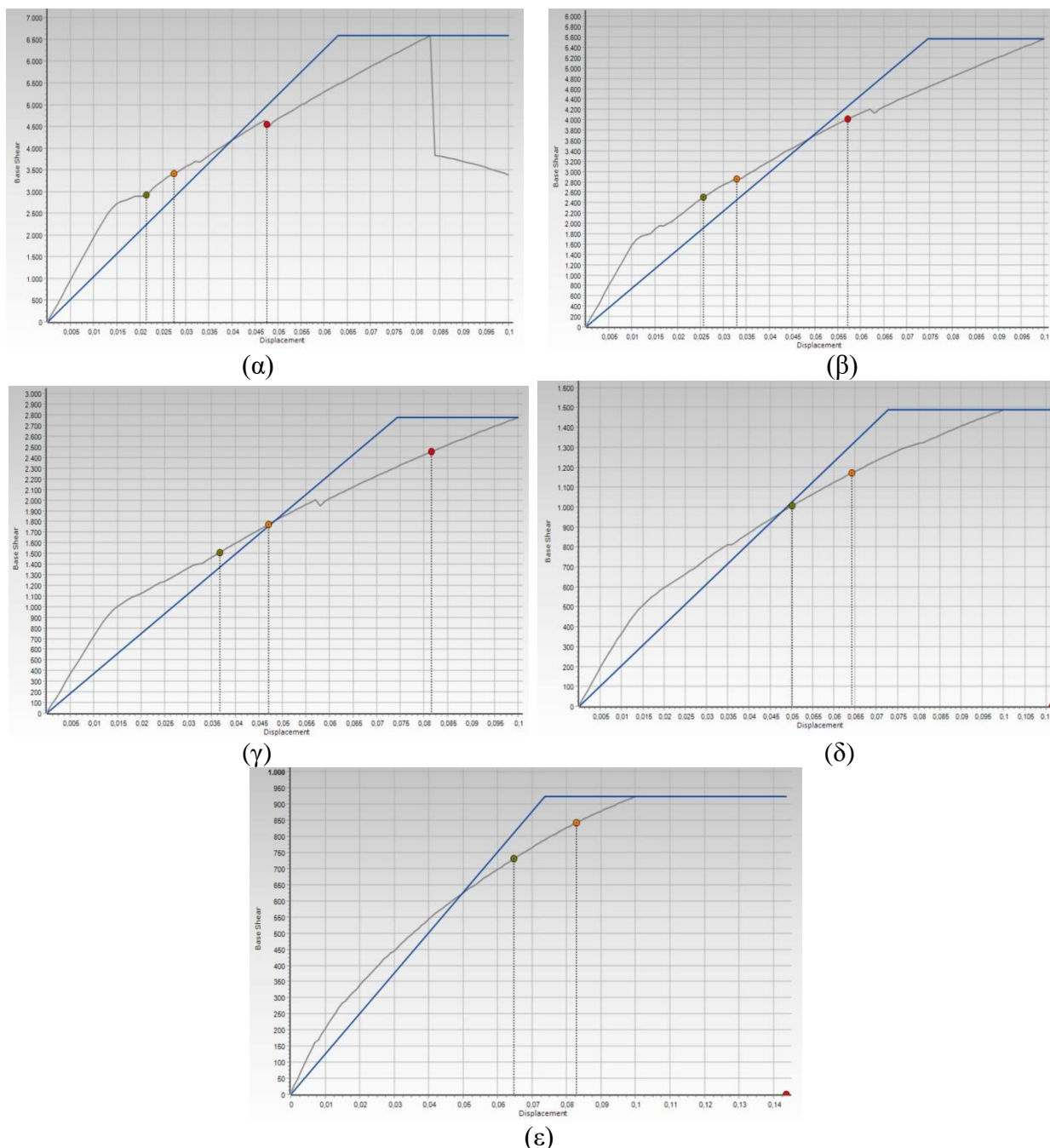
Σχήμα 7.2 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 1.5 MPa, για τοιχοποιία (α) χωρίς ανοίγματα (β) με 10%, (γ) 25% (δ) 50% και (ε) με 75% ποσοστό ανοιγμάτων.

Στη μεσαία στάθμη, **στάθμη περιορισμένων βλαβών**, παρατηρείται πως το πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο παρουσιάζει μόνο αστοχίες στην τοιχοποιία για ποσοστό ανοιγμάτων 0 και 10% (Σχήμα 7.3 (α) και (β) αντίστοιχα) ενώ για ποσοστό ανοιγμάτων 25 και 50% παρουσιάζει αστοχίες στην τοιχοποιία και αστοχία σε διάτμηση σε μία δοκό του 1^{ου} ορόφου (Σχήμα 7.3 (γ) και (δ) αντίστοιχα). Τέλος, για ποσοστό ανοιγμάτων 75% παρουσιάζει αστοχίες στην τοιχοποιία και αστοχία σε διάτμηση σε μία δοκό του 1^{ου} ορόφου και διαρροή χάλυβα σε δοκούς στον 2^ο, 3^ο, και 4^ο όροφο (Σχήμα 7.3 (ε)).



Σχήμα 7.3 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 2.0 MPa, για τοιχοποιία (α) χωρίς ανοίγματα (β) με 10%, (γ) 25% (δ) 50% και (ε) με 75% ποσοστό ανοιγμάτων.

Στη μεσαία στάθμη, **στάθμη περιορισμένων βλαβών**, παρατηρείται πως το πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο παρουσιάζει μόνο αστοχίες στην τοιχοποιία για ποσοστό ανοιγμάτων 0, 10, και 25% (Σχήμα 7.4 (α), (β) και (γ) αντίστοιχα) ενώ για ποσοστό ανοιγμάτων 50% παρουσιάζει αστοχίες στην τοιχοποιία και αστοχία σε διάτμηση σε μία δοκό του 1^{ου} ορόφου (Σχήμα 7.4 (δ)). Τέλος, για ποσοστό ανοιγμάτων 75% παρουσιάζει αστοχίες στην τοιχοποιία και αστοχία σε διάτμηση σε μία δοκό του 1^{ου} ορόφου και διαρροή γάλυβα σε δοκούς στον 2^ο, 3^ο, και 4^ο όροφο (Σχήμα 7.4 (ε)).



Σχήμα 7.4 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 2.5 MPa, για τοιχοποιία (α) χωρίς ανοίγματα (β) με 10%, (γ) 25% (δ) 50% και (ε) με 75% ποσοστό ανοιγμάτων.

Πίνακας 7.2 Μετακινήσεις για το κτίριο K1 για τριγωνική κατανομή πλευρικής φόρτισης.

K1	Άνοιγμα				
	0%	10%	25%	50%	75%
fm					
1.5%	(DL) 0,02648	(DL) 0,03615	(DL) 0,0439	(DL) 0,05706	(DL) 0,06800
	(SD) 0,03395	(SD) 0,04643	(SD) 0,05637	(SD) 0,07321	(SD) 0,08723
	(NC) 0,05884	(NC) 0,08049	(NC) 0,09772	(NC) 0,12692	(NC) 0,15124
2%	(DL) 0,02390	(DL) 0,03139	(DL) 0,03896	(DL) 0,05209	(DL) 0,06512
	(SD) 0,03066	(SD) 0,04027	(SD) 0,04997	(SD) 0,06682	(SD) 0,08354
	(NC) 0,05315	(NC) 0,06981	(NC) 0,08664	(NC) 0,11585	(NC) 0,14484
2.5%	(DL) 0,02137	(DL) 0,02921	(DL) 0,03667	(DL) 0,05012	(DL) 0,06446
	(SD) 0,02742	(SD) 0,03747	(SD) 0,04704	(SD) 0,06429	(SD) 0,08292
	(NC) 0,04753	(NC) 0,06496	(NC) 0,08155	(NC) 0,11472	(NC) 0,14373

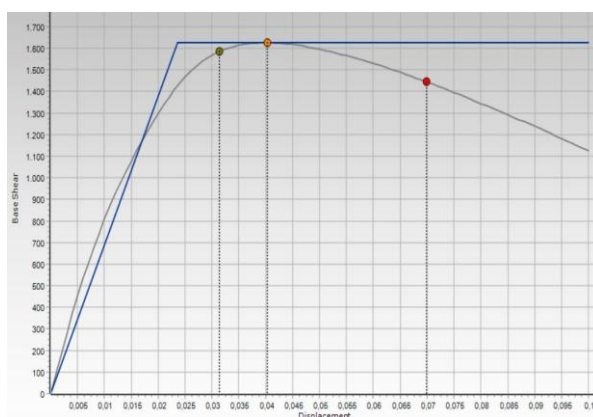
Όπου:

DL = **Damage Limitation** – Σημαντικές Βλάβες

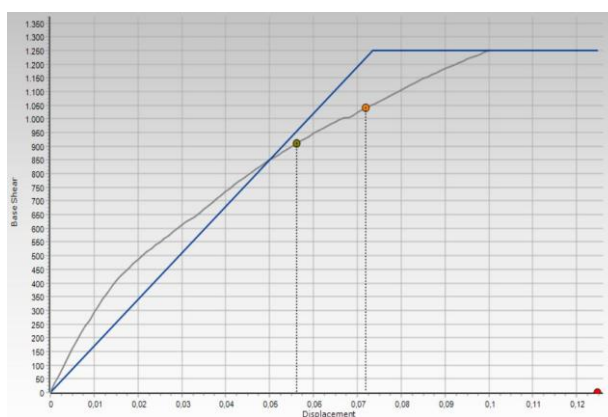
SD = **Significant Damage** – Περιορισμένες Βλάβες

NC = **Near Collapse** – Οιονεί Κατάρρευση

Στη μεσαία στάθμη, **στάθμη περιορισμένων βλαβών**, παρατηρείται πως το κτίριο με περίπτωση πυλωτής με ποσοστό ανοιγμάτων 0% παρουσιάζει αστοχίες στην τοιχοποιία, αστοχία σε διάτμηση σε μία δοκό του 1^{ου} ορόφου και διαρροή χάλυβα σε αρκετά υποστυλώματα του 1^{ου} (Σχήμα 7.5 (α)) ενώ για ποσοστό ανοιγμάτων 50%, συνεχίζει να αστοχεί σε διάφορα σημεία της τοιχοποιίας αλλά παράλληλα αστοχεί σε διάτμηση σε δύο δοκούς του 1^{ου} ορόφου (Σχήμα 7.5 (β)).



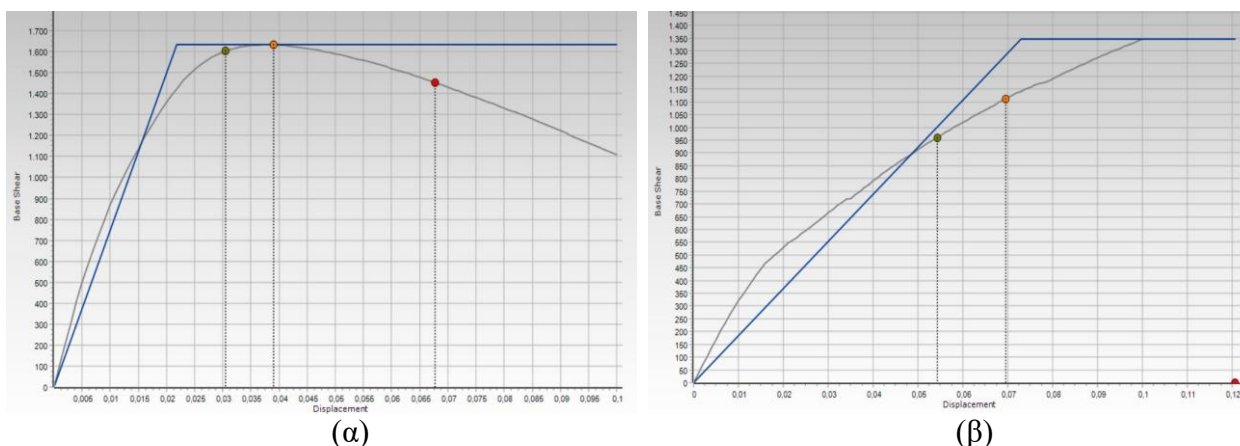
(α)



(β)

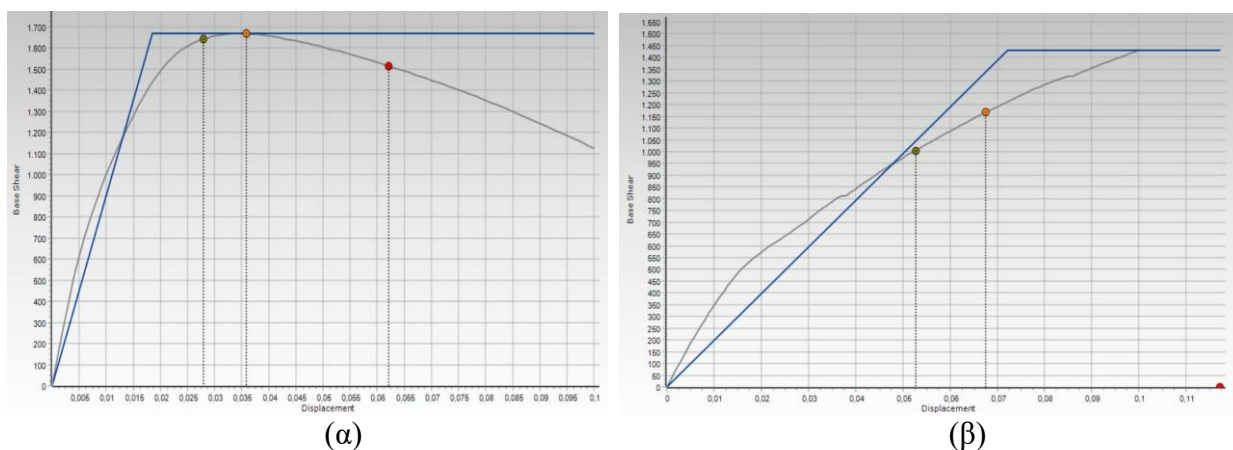
Σχήμα 7.5 Κτίριο K2 (με πυλωτή) για τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή fm ίση με 1.5 MPa, για τοιχοποιία (α) χωρίς ανοιγμάτων (β) με 50% ποσοστό ανοιγμάτων.

Στη μεσαία στάθμη, **στάθμη περιορισμένων βλαβών**, παρατηρείται πως το κτίριο με περίπτωση πυλωτής με ποσοστό ανοιγμάτων 0% παρουσιάζει αστοχίες στην τοιχοποιία και διαρροή χάλυβα σε αρκετά υποστυλώματα του 1^{ου} (Σχήμα 7.6 (α)) ενώ για ποσοστό ανοιγμάτων 50%, συνεχίζει να αστοχεί σε διάφορα σημεία της τοιχοποιίας αλλά παράλληλα αστοχεί σε διάτμηση σε δύο δοκούς του 1^{ου} ορόφου (Σχήμα 7.6 (β)).



Σχήμα 7.6 Κτίριο K2 (με πυλωτή) για τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 2.0 MPa, για τοιχοποιία (α) χωρίς ανοίγματα (β) με 50% ποσοστό ανοιγμάτων.

Στη μεσαία στάθμη, **στάθμη περιορισμένων βλαβών**, παρατηρείται πως το κτίριο με περίπτωση πυλωτής με ποσοστό ανοιγμάτων 0% παρουσιάζει αστοχίες στην τοιχοποιία και διαρροή χάλυβα σε αρκετά υποστυλώματα του 1^{ου} (Σχήμα 7.7 (α)) ενώ για ποσοστό ανοιγμάτων 50%, συνεχίζει να αστοχεί σε διάφορα σημεία της τοιχοποιίας αλλά παράλληλα αστοχεί σε διάτμηση σε δύο δοκούς του 1^{ου} ορόφου (Σχήμα 7.7 (β)).



Σχήμα 7.7 Κτίριο K2 (με πυλωτή) για τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 2.5 MPa, για τοιχοποιία (α) χωρίς ανοίγματα (β) με 50% ποσοστό ανοιγμάτων.

Πίνακας 7.3 Μετακινήσεις για το κτίριο K2 για τριγωνική κατανομή πλευρικής φόρτισης.

K2 fm	Άνοιγμα	
	0%	50%
1.5%	(DL) 0,03314	(DL) 0,05608
	(SD) 0,04029	(SD) 0,07195
	(NC) 0,06985	(NC) 0,12474
2%	(DL) 0,03046	(DL) 0,05424
	(SD) 0,03908	(SD) 0,06958
	(NC) 0,06775	(NC) 0,12063
2.5%	(DL) 0,02980	(DL) 0,05268
	(SD) 0,03823	(SD) 0,06757
	(NC) 0,06628	(NC) 0,11715

Όπου:

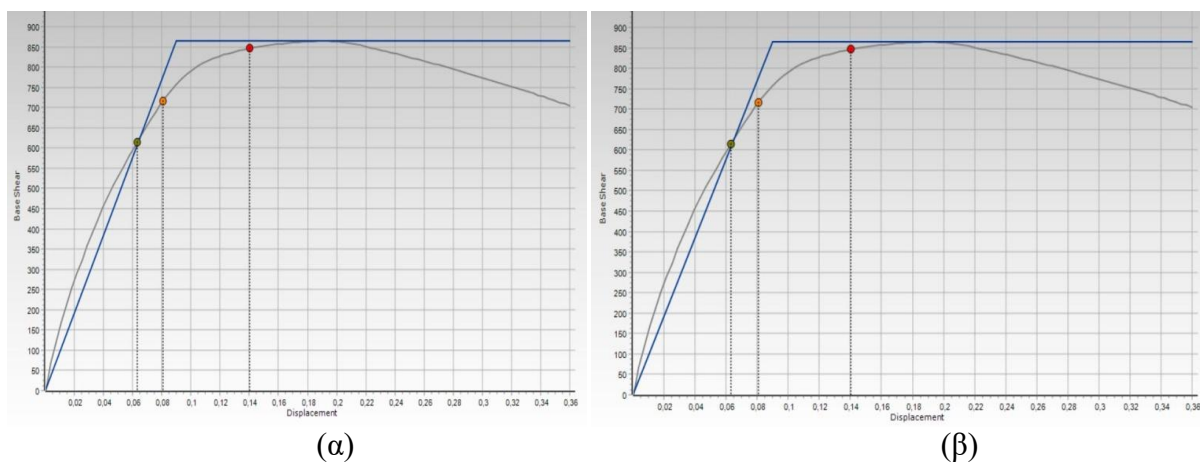
DL = **Damage Limitation** – Σημαντικές Βλάβες

SD = **Significant Damage** – Περιορισμένες Βλάβες

NC = **Near Collapse** – Οιονεί Κατάρρευση

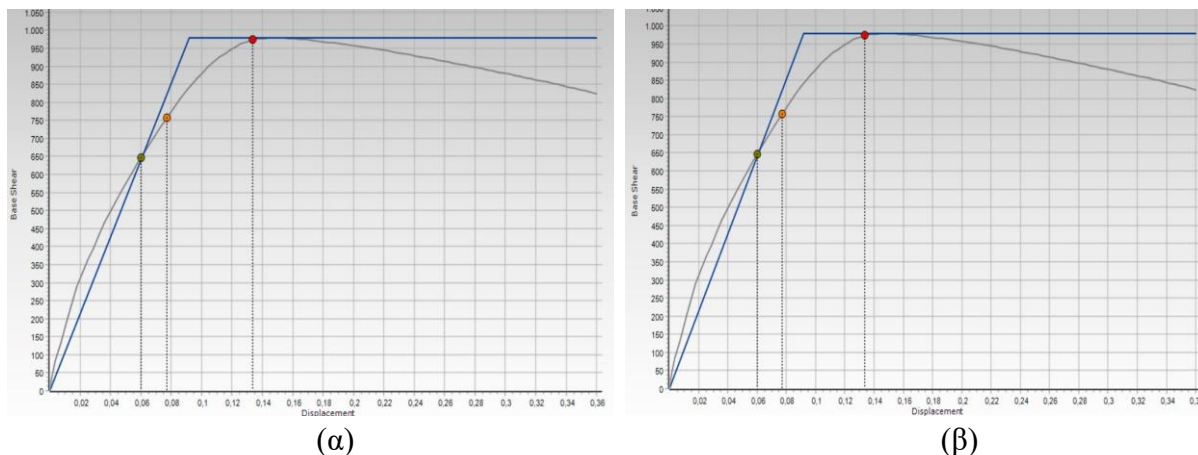
Διερευνήθηκαν ακόμη περιπτώσεις στο κτήριο στην περίπτωση απουσίας τοιχοποιίας και με τιμές του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Σχήμα 7.8), ενώ όλες οι προηγούμενες ήταν με τιμές του ΕΚ8. Τέλος, έγιναν δύο ακόμα αναλύσεις ως προς την κατεύθυνση του x (Σχήμα 7.9).

Στη μεσαία στάθμη, **στάθμη περιορισμένων βλαβών**, παρατηρείται πως το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις ως προς τη θετική κατεύθυνση του x με τιμές είτε ΕΚ8 είτε ΚΑΝ.ΕΠΕ. παρουσιάζει μόνο διαρροή του χάλυβα σε 4 δοκούς του 4^{ου} ορόφου (Σχήμα 7.8 (α) και β))



Σχήμα 7.8 Καμπύλες ικανότητας στην θετική x διεύθυνση του κτηρίου K3 (χωρίς τοιχοπληρώσεις) για τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων σύμφωνα με τον (α) Ευρωκώδικα 8-3 και (β) ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στη μεσαία στάθμη, **στάθμη περιορισμένων βλαβών**, παρατηρείται πως το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις ως προς την αρνητική κατεύθυνση του x με τιμές είτε ΕΚ8 είτε ΚΑΝ.ΕΠΕ. παρουσιάζει μόνο διαρροή του χάλυβα σε 1 δοκό του 5^{ου} ορόφου (Σχήμα 7.9 (α) και β))



Σχήμα 7.9 Καμπύλες ικανότητας στην αρνητική x διεύθυνση του κτηρίου K3 χωρίς τοιχοπληρώσεις για τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων σύμφωνα με τον (α) Ευρωκώδικα 8-3 και (β) ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Πίνακας 7.4 Μετακινήσεις για το κτίριο K3 για τριγωνική κατανομή πλευρικής φόρτισης.

	Κανονισμοί			
	ΕΚ8	ΚΑΝ.ΕΠΕ	ΕΚ8 (-x)	ΚΑΝ.ΕΠΕ (-x)
K3	(DL) 0,06315	(DL) 0,06315	(DL) 0,05999	(DL) 0,05999
	(SD) 0,08101	(SD) 0,08101	(SD) 0,07695	(SD) 0,07695
	(NC) 0,14045	(NC) 0,14045	(NC) 0,13341	(NC) 0,13341

Όπου:

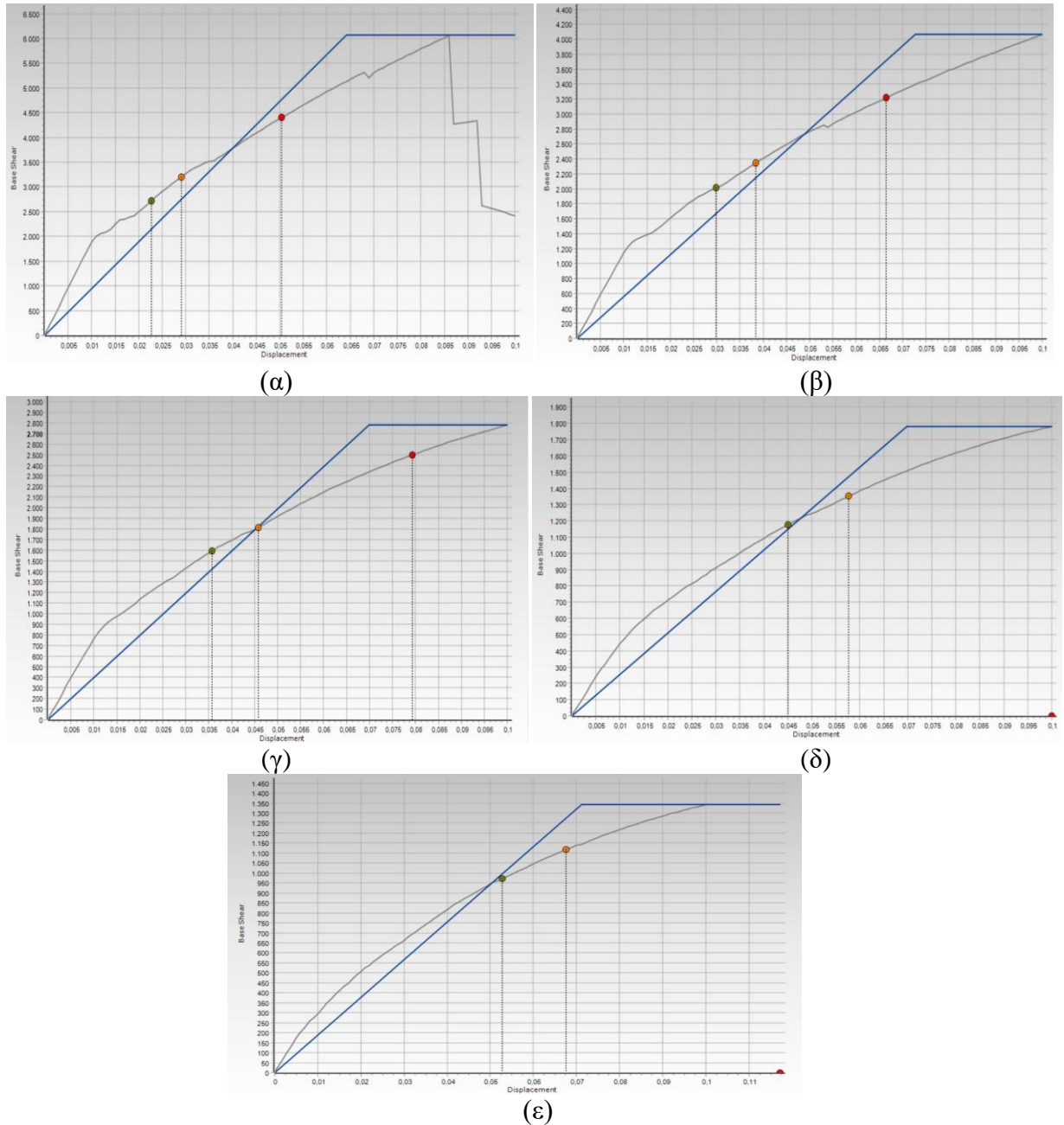
DL = **Damage Limitation** – Σημαντικές Βλάβες

SD = **Significant Damage** – Περιορισμένες Βλάβες

NC = **Near Collapse** – Οιονεί Κατάρρευση

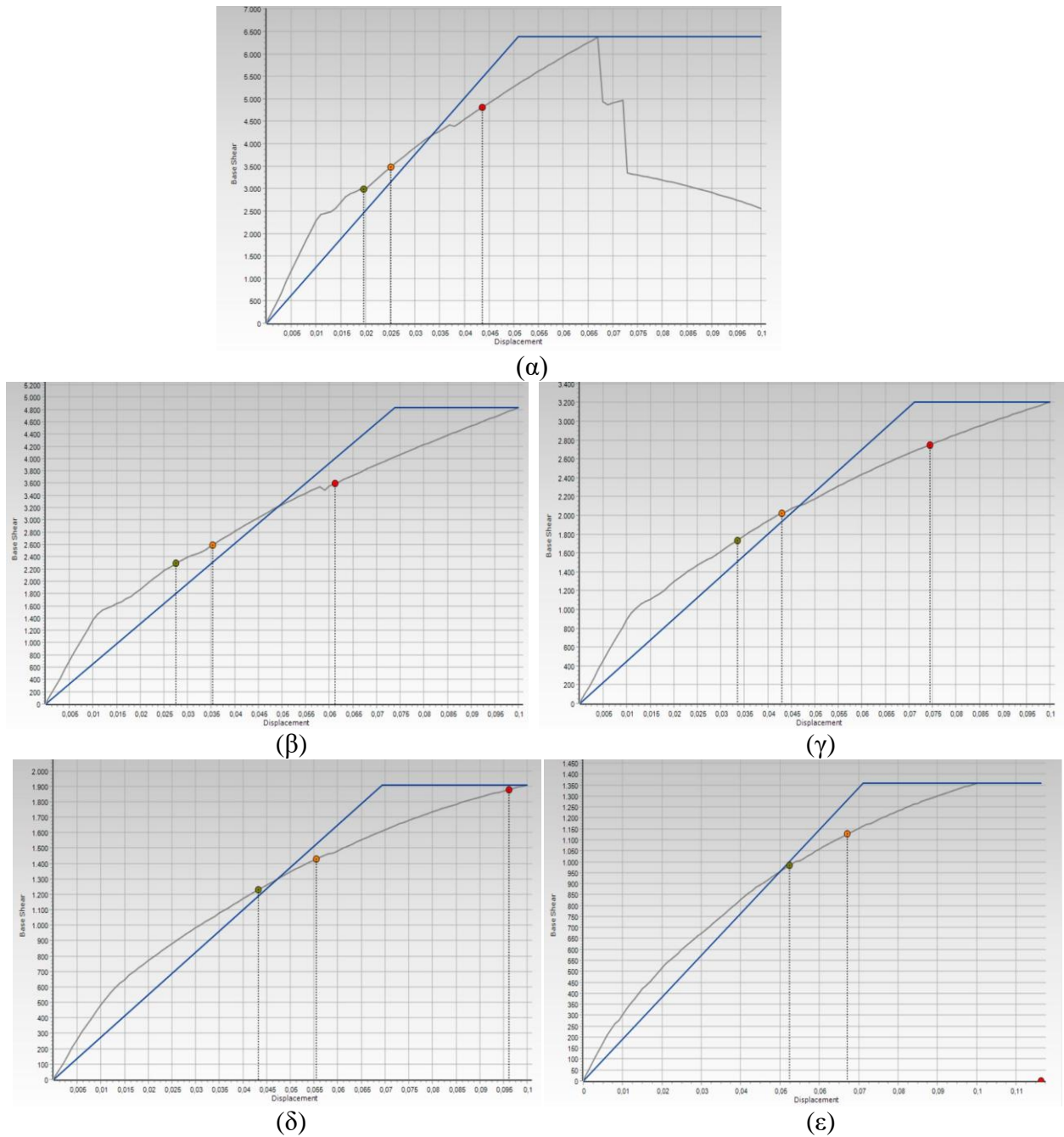
7.1.1.2 Ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων

Στη μεσαία στάθμη, **στάθμη περιορισμένων βλαβών**, παρατηρείται πως το πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο παρουσιάζει μόνο αστοχίες στην τοιχοποιία για ποσοστό ανοιγμάτων 0 και 10% (Σχήμα 7.10 (α) και (β) αντίστοιχα) ενώ για ποσοστό ανοιγμάτων 25 και 50% παρουσιάζει αστοχίες στην τοιχοποιία και αστοχία σε διάτμηση σε μία δοκό του 1^{ου} ορόφου (Σχήμα 7.10 (γ) και (δ) αντίστοιχα). Τέλος, για ποσοστό ανοιγμάτων 75% παρουσιάζει αστοχίες στην τοιχοποιία και αστοχία σε διάτμηση σε δύο δοκούς του 1^{ου} ορόφου και διαρροή χάλυβα σε μία δοκό στον 2^ο όροφο (Σχήμα 7.10 (ε)).



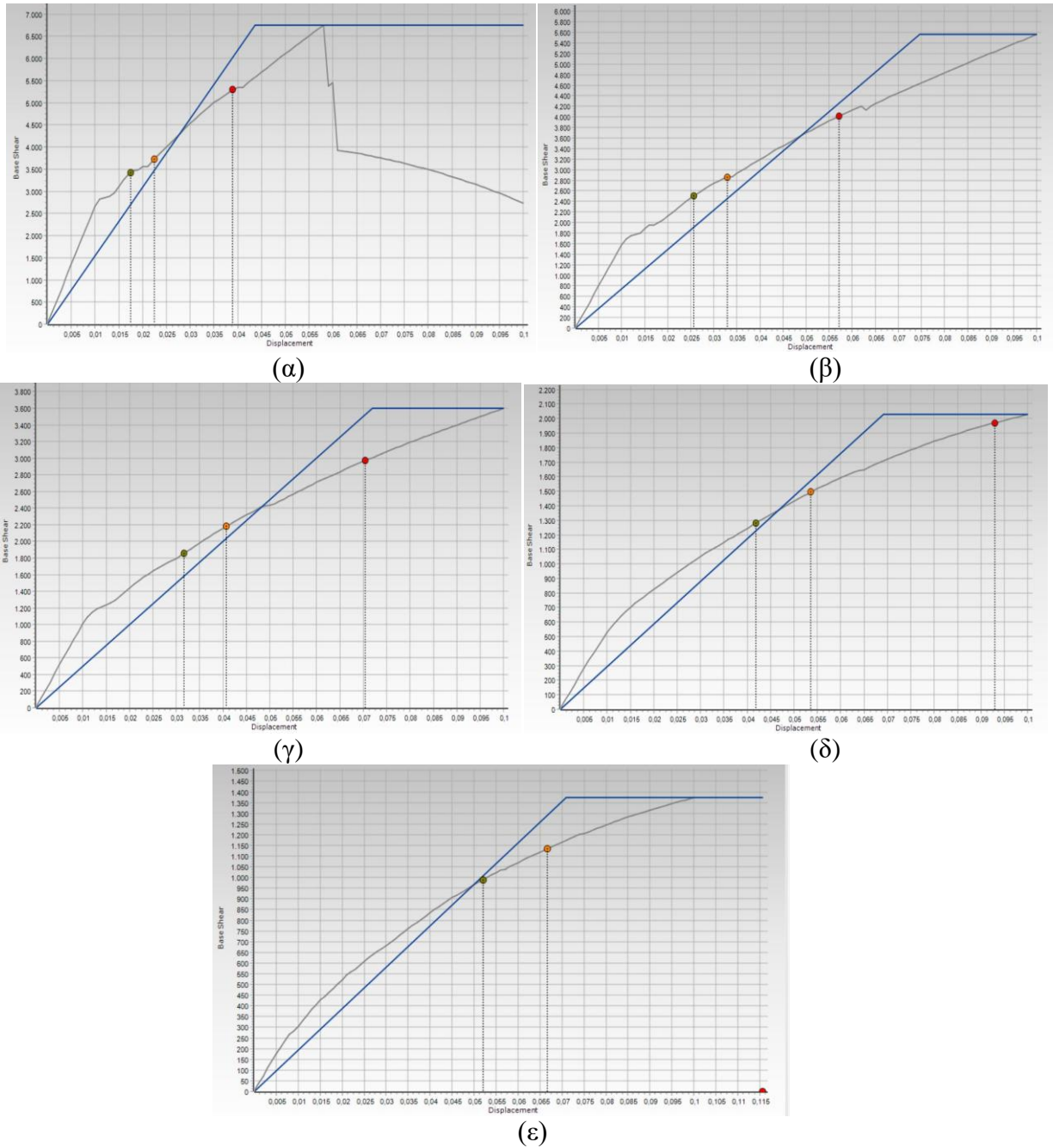
Σχήμα 7.10 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 1.5 MPa, για τοιχοποιία (α) χωρίς ανοίγματα (β) με 10%, (γ) 25% (δ) 50% και (ε) με 75% ποσοστό ανοιγμάτων

Στη μεσαία στάθμη, **στάθμη περιορισμένων βλαβών**, παρατηρείται πως το πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο παρουσιάζει μόνο αστοχίες στην τοιχοποιία για ποσοστό ανοιγμάτων 0 και 10% (Σχήμα 7.11 (α) και (β) αντίστοιχα) ενώ για ποσοστό ανοιγμάτων 25 και 50% παρουσιάζει αστοχίες στην τοιχοποιία και αστοχία σε διάτμηση σε μία δοκό του 1^{ου} ορόφου (Σχήμα 7.11 (γ) και (δ) αντίστοιχα). Τέλος, για ποσοστό ανοιγμάτων 75% παρουσιάζει αστοχίες στην τοιχοποιία και αστοχία σε διάτμηση σε δύο δοκούς του 1^{ου} ορόφου και διαρροή γάλυβα σε μία δοκό στον 2^ο όροφο (Σχήμα 7.11 (ε)).



Σχήμα 7.11 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 2.0 MPa, για τοιχοποιία (α) χωρίς ανοίγματα (β) με 10%, (γ) 25% (δ) 50% και (ε) με 75% ποσοστό ανοιγμάτων.

Στη μεσαία στάθμη, **στάθμη περιορισμένων βλαβών**, παρατηρείται πως το πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο παρουσιάζει μόνο αστοχίες στην τοιχοποιία για ποσοστό ανοιγμάτων 0 και 10% (Σχήμα 7.12 (α) και (β) αντίστοιχα) ενώ για ποσοστό ανοιγμάτων 25 και 50% παρουσιάζει αστοχίες στην τοιχοποιία και αστοχία σε διάτμηση σε μία δοκό του 1^{ου} ορόφου (Σχήμα 7.12 (γ) και (δ) αντίστοιχα). Τέλος, για ποσοστό ανοιγμάτων 75% παρουσιάζει αστοχίες στην τοιχοποιία και αστοχία σε διάτμηση σε δύο δοκούς του 1^{ου} ορόφου και διαρροή χάλυβα σε μία δοκό στον 2^ο όροφο (Σχήμα 7.12 (ε)).



Σχήμα 7.12 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 2.5 MPa, για τοιχοποιία (α) χωρίς ανοίγματα (β) με 10%, (γ) 25% (δ) 50% και (ε) με 75% ποσοστό ανοιγμάτων.

Πίνακας 7.5 Μετακινήσεις για το κτίριο K1 για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικής φόρτισης.

K1	Άνοιγμα				
	0%	10%	25%	50%	75%
fm					
1.5%	(DL) 0,02264	(DL) 0,02981	(DL) 0,03568	(DL) 0,04496	(DL) 0,05271
	(SD) 0,02905	(SD) 0,03834	(SD) 0,04577	(SD) 0,05768	(SD) 0,06762
	(NC) 0,05036	(NC) 0,06647	(NC) 0,07935	(NC) 0,10000	(NC) 0,11723
2%	(DL) 0,01958	(DL) 0,02750	(DL) 0,03347	(DL) 0,04325	(DL) 0,05233
	(SD) 0,02512	(SD) 0,03528	(SD) 0,04294	(SD) 0,05548	(SD) 0,06671
	(NC) 0,04355	(NC) 0,06117	(NC) 0,07444	(NC) 0,09619	(NC) 0,11639
2.5%	(DL) 0,01750	(DL) 0,02566	(DL) 0,03167	(DL) 0,04179	(DL) 0,05198
	(SD) 0,02245	(SD) 0,03292	(SD) 0,04063	(SD) 0,05362	(SD) 0,06669
	(NC) 0,03893	(NC) 0,05707	(NC) 0,07043	(NC) 0,09295	(NC) 0,11562

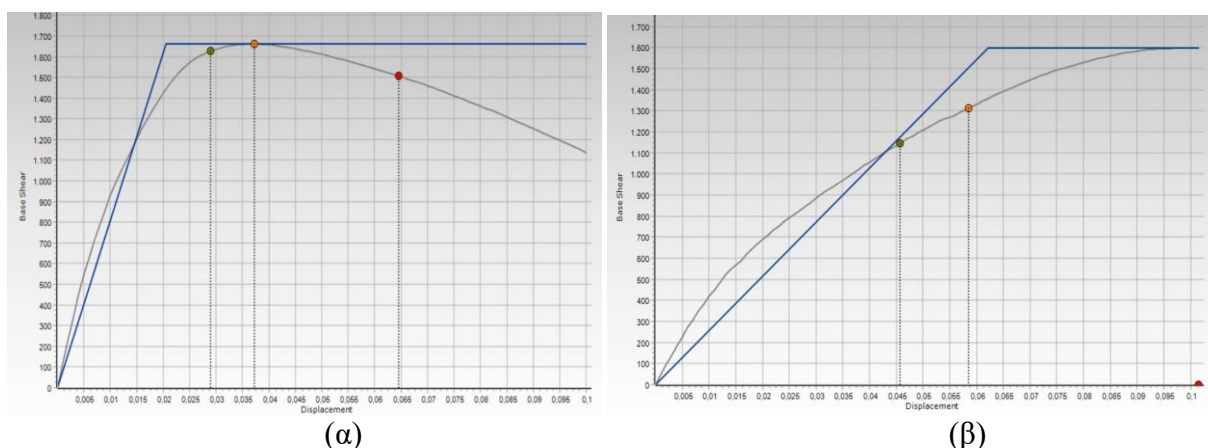
όπου:

DL = **Damage Limitation** – Σημαντικές Βλάβες

SD = **Significant Damage** – Περιορισμένες Βλάβες

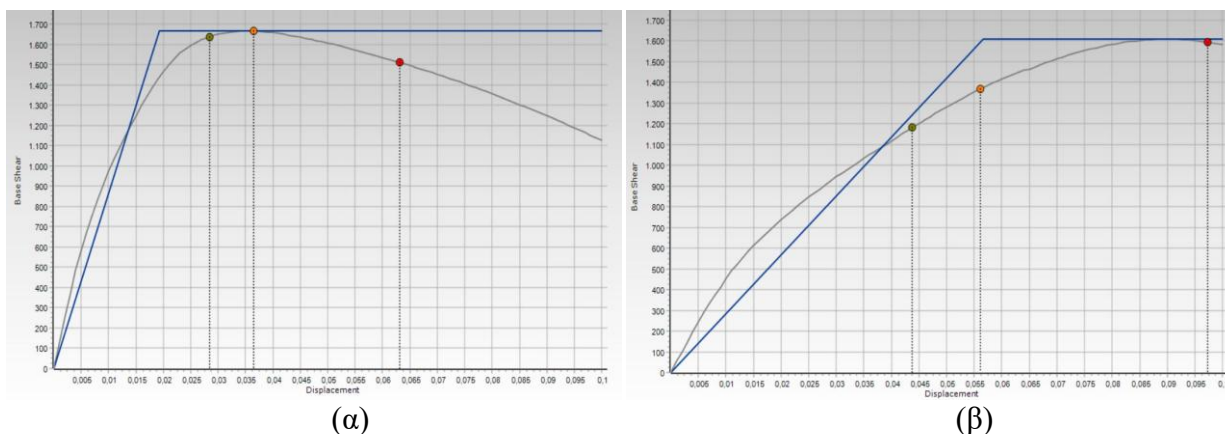
NC = **Near Collapse** – Οιονεί Κατάρρευση

Στη μεσαία στάθμη, **στάθμη περιορισμένων βλαβών**, παρατηρείται πως το κτίριο με περίπτωση πυλωτής με ποσοστό ανοιγμάτων 0% παρουσιάζει αστοχίες στην τοιχοποιία, διαρροή χάλυβα σε αρκετά υποστρώματα του 1^{ου} και αστοχία σε διάτμηση σε μία δοκό εξίσου του 1ου (Σχήμα 7.13 (α)) ενώ για ποσοστό ανοιγμάτων 50%, συνεχίζει να αστοχεί σε διάφορα σημεία της τοιχοποιίας αλλά παράλληλα αστοχεί σε διάτμηση σε δύο δοκούς του 1^{ου} ορόφου και διαρρέει ο χάλυβας σε μια δοκό του 1^{ου} ορόφου. (Σχήμα 7.13 (β)).



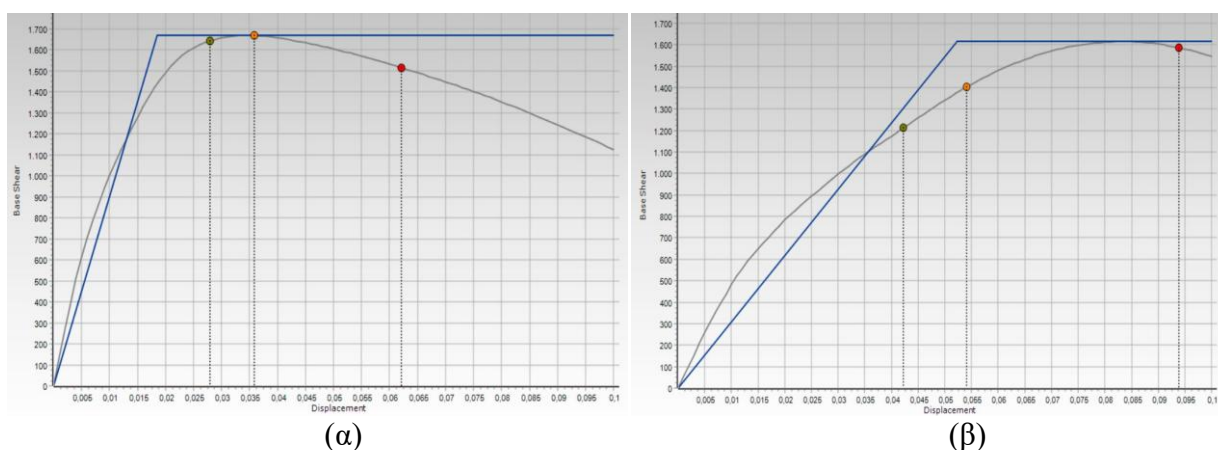
Σχήμα 7.13 Κτίριο K2 (με πυλωτή) για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 1.5 MPa, για τοιχοποιία (α) χωρίς ανοίγματα (β) με 50% ποσοστό ανοιγμάτων.

Στη μεσαία στάθμη, **στάθμη περιορισμένων βλαβών**, παρατηρείται πως το κτίριο με περίπτωση πυλωτής με ποσοστό ανοιγμάτων 0% παρουσιάζει αστοχίες στην τοιχοποιία, διαρροή χάλυβα σε αρκετά υποστυλώματα του 1^{ου} και αστοχία σε διάτμηση σε μία δοκό εξίσου του 1ου (Σχήμα 7.14 (α)) ενώ για ποσοστό ανοιγμάτων 50%, συνεχίζει να αστοχεί σε διάφορα σημεία της τοιχοποιίας αλλά παράλληλα αστοχεί σε διάτμηση σε δύο δοκούς του 1^{ου} ορόφου και διαρρέει ο χάλυβας σε μια δοκό του 1^{ου} ορόφου. (Σχήμα 7.14 (β)).



Σχήμα 7.14 Κτίριο K2 (με πυλωτή) για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 2.0 MPa, για τοιχοποιία (α) χωρίς ανοίγματα (β) με 50% ποσοστό ανοιγμάτων.

Στη μεσαία στάθμη, **στάθμη περιορισμένων βλαβών**, παρατηρείται πως το κτίριο με περίπτωση πυλωτής με ποσοστό ανοιγμάτων 0% παρουσιάζει αστοχίες στην τοιχοποιία και διαρροή χάλυβα σε όλα τα υποστυλώματα του 1^{ου} (Σχήμα 7.15 (α)) ενώ για ποσοστό ανοιγμάτων 50%, συνεχίζει να αστοχεί σε διάφορα σημεία της τοιχοποιίας αλλά παράλληλα αστοχεί σε διάτμηση σε δύο δοκούς του 1^{ου} ορόφου και διαρρέει ο χάλυβας σε μια δοκό του 1^{ου} ορόφου. (Σχήμα 7.15 (β)).



Σχήμα 7.15 Κτίριο K2 (με πυλωτή) για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 2.5 MPa, για τοιχοποιία (α) χωρίς ανοίγματα (β) με 50% ποσοστό ανοιγμάτων.

Πίνακας 7.6 Μετακινήσεις για το κτίριο K2 για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικής φόρτισης.

K2	Άνοιγμα	
	0%	50%
fm		
1.5%	(DL) 0,02898	(DL) 0,04563
	(SD) 0,03718	(SD) 0,05854
	(NC) 0,06446	(NC) 0,01015
2%	(DL) 0,02838	(DL) 0,04375
	(SD) 0,03641	(SD) 0,05612
	(NC) 0,06313	(NC) 0,09730
2.5%	(DL) 0,02793	(DL) 0,04218
	(SD) 0,03584	(SD) 0,05413
	(NC) 0,06213	(NC) 0,09381

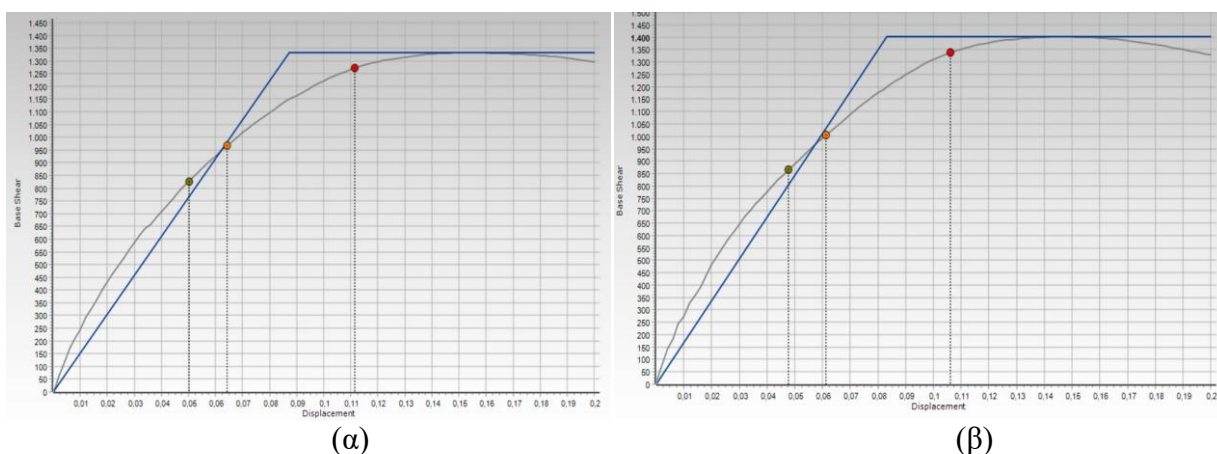
όπου:

DL = **Damage Limitation** – Σημαντικές Βλάβες

SD = **Significant Damage** – Περιορισμένες Βλάβες

NC = **Near Collapse** – Οιονεί Κατάρρευση

Στη μεσαία στάθμη, **στάθμη περιορισμένων βλαβών**, παρατηρείται πως το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις ως προς την θετική κατεύθυνση του x παρουσιάζει διαρροή του χάλυβα σε αρκετά υποστρώματα και δοκούς από τον 1^ο έως τον 4^ο όροφο και αστοχία σε διάτμηση δύο δοκών του 1^{ου} ορόφου (Σχήμα 7.16 (α)). Τέλος, στην αρνητική κατεύθυνση του x παρουσιάζει διαρροή χάλυβα σε αρκετά υποστρώματα του 2^{ου} ορόφου και αστοχία σε διάτμηση τριών δοκών στον 1^ο όροφο (Σχήμα 7.16 (β)).



Σχήμα 7.16 Καμπύλες ικανότητας στην x διεύθυνση του κτηρίου K3 (χωρίς τοιχοπληρώσεις) για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη (α) θετική x διεύθυνση και (β) αρνητική x διεύθυνση.

Πίνακας 7.7 Μετακινήσεις για το κτίριο K3 για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικής φόρτισης.

	Διευθύνσεις	
	(x)	(-x)
K3	(DL) 0,04774	(DL) 0,05015
	(SD) 0,06125	(SD) 0,06433
	(NC) 0,10619	(NC) 0,11154

όπου:

DL = **Damage Limitation** – Σημαντικές Βλάβες

SD = **Significant Damage** – Περιορισμένες Βλάβες

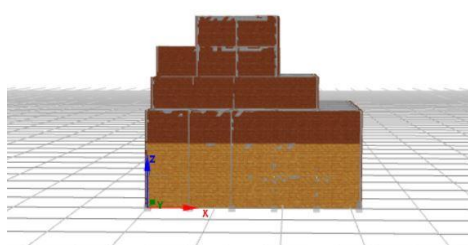
NC = **Near Collapse** – Οιονεί Κατάρρευση

7.1.2 Συμπεριφορά της κατασκευής στην τοιχοποιία και τα στοιχεία της

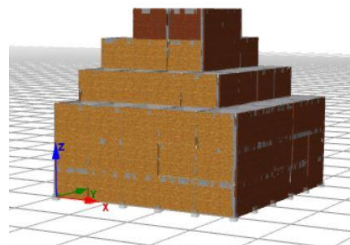
Έχοντας δει παραπάνω τις καμπύλες pushover της κάθε περίπτωσης, σειρά έχει η συμπεριφορά του κτηρίου στα τρία κριτήρια αστοχίας, στη διάτμηση, στη διαρροή και στην κάμψη. Έχουν επιλεγεί οι δύο πιο κύριες περιπτώσεις, τοιχοποιία με 0% και 75% άνοιγμα, σε πλήρη τοιχοποιία (K1), σε τριγωνική αλλά και ομοιόμορφη κατανομή στις δύο από τις τρεις τιμές θλιπτικής αντοχής f_m (1.5 και 2.5 MPa), για τιμές 1.5, 2, 2.5 MPa.

7.1.2.1 Τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων

Σε τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων λοιπόν, με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 1.5 MPa και ποσοστό ανοιγμάτων 0% (χωρίς ανοίγματα) παρατηρείται ότι στα πρώτα βήματα της ανάλυσης με μία μικρή μετακίνηση, η τοιχοποιία ξεκίνησε να αστοχεί πρώτα στους χαμηλότερους ορόφους (Σχήμα 7.17(α)) και καθώς προχωρούσε η ανάλυση η αστοχία συνεχίστηκε και στους παραπάνω (Σχήμα 7.17(β)). Το καφέ χρώμα δηλώνει την τοιχοποιία, ενώ το ανοιχτό καφέ τα σημεία της τοιχοποιίας που έχουν αστοχήσει.



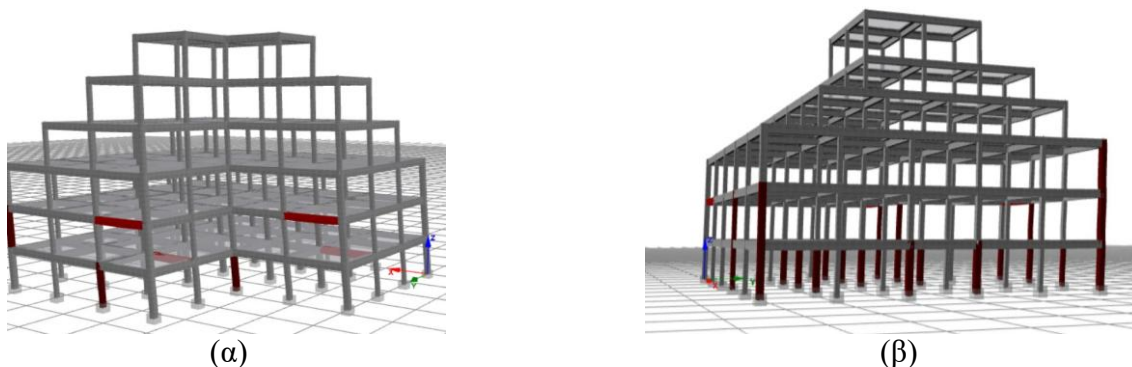
(α)



(β)

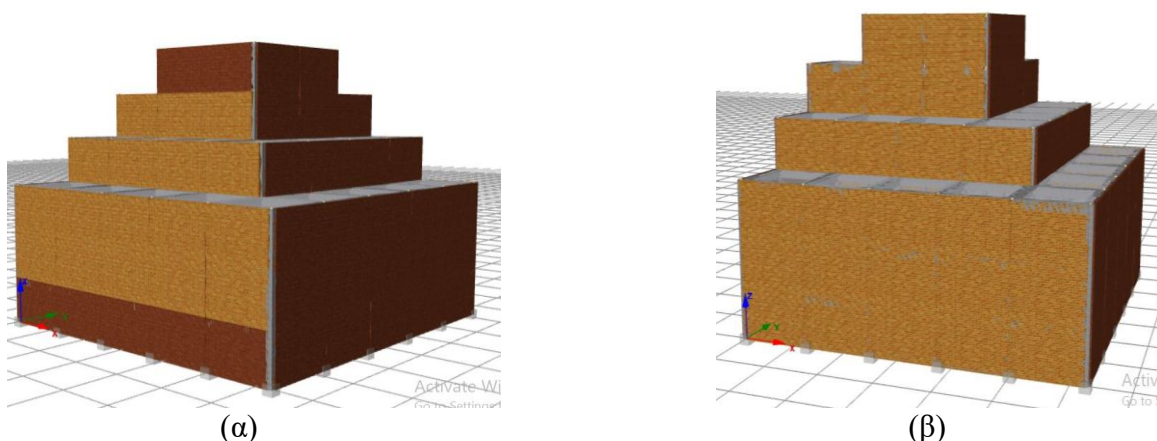
Σχήμα 7.17 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 1.5 MPa, για τοιχοποιία χωρίς ανοίγματα όπου (α) αστοχίες σε μικρή μετακίνηση (β) αστοχίες σε μεγάλη μετακίνηση.

Όσον αφορά τα στοιχεία της κατασκευής, από τις αναλύσεις φαίνεται ότι όσο προχωράει η ανάλυση, ο χάλυβας διαρρέει στις δοκούς και στα υποστυλώματα κυρίως στον πρώτο όροφο. Σε μικρές τιμές μετακινήσεων είναι λίγες οι δοκοί και τα υποστυλώματα που έχει γίνει διαρροή (Σχήμα 7.18 (α)), ενώ σε μεγάλες μετακινήσεις είναι όλα τα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου (Σχήμα 7.18 (β)). Με **κόκκινο** χρώμα δηλώνεται η διαρροή του χάλυβα στις δοκούς, ενώ με **μπορντό** στα υποστυλώματα.



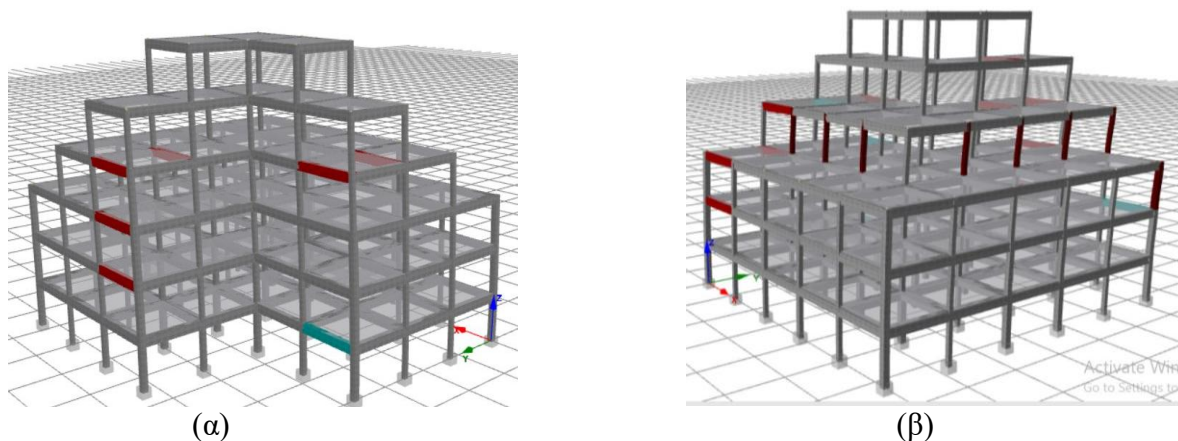
Σχήμα 7.18 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 1.5 MPa, για τοιχοποιία χωρίς ανοίγματα όπου (α) αστοχίες σε μικρή μετακίνηση (β) αστοχίες σε μεγάλη μετακίνηση.

Στην περίπτωση της τοιχοποιίας με 75% άνοιγμα συμβαίνει ότι σε μικρή μετακίνηση επηρεάζεται η τοιχοποιία στους μεσαίους ορόφους πρώτα, (Σχήμα 7.19 (α)) και μετά η αστοχία εξαπλώνεται και στους υπόλοιπους ορόφους (Σχήμα 7.19 (β)). Το **καφέ** χρώμα δηλώνει την τοιχοποιία, ενώ το **ανοιχτό καφέ** τα σημεία της τοιχοποιίας που έχουν αστοχήσει.



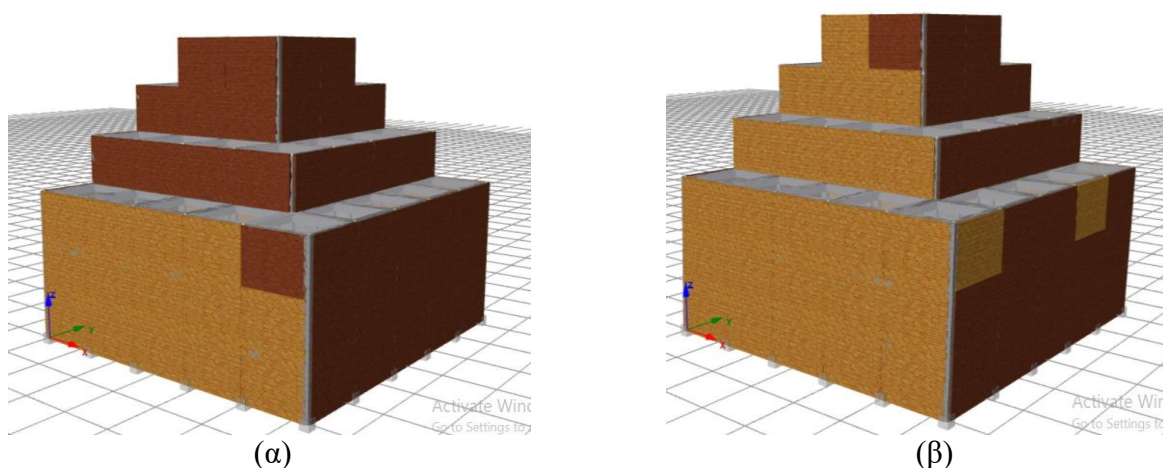
Σχήμα 7.19 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 1.5 MPa, για τοιχοποιία με 75% ποσοστό ανοιγμάτων όπου (α) αστοχίες σε μικρή μετακίνηση (β) αστοχίες σε μεγαλύτερη μετακίνηση.

Ταυτόχρονα, παρατηρείται ότι στα αρχικά βήματα της ανάλυσης έχει διαρρεύσει ο χάλυβας σε κάποιες λίγες δοκούς στους μεσαίους ορόφους και μία δοκός έχει αστοχήσει σε διάτμηση (Σχήμα 7.20 (α)). Καθώς προχωράει, η διαρροή του χάλυβα γίνεται και σε υποστυλώματα (Σχήμα 7.20 (β)). Με **κόκκινο** χρώμα δηλώνεται η διαρροή του χάλυβα στις δοκούς, με **μπορντό** στα υποστυλώματα, ενώ με **γαλάζιο** η αστοχία σε διάτμηση στις δοκούς.



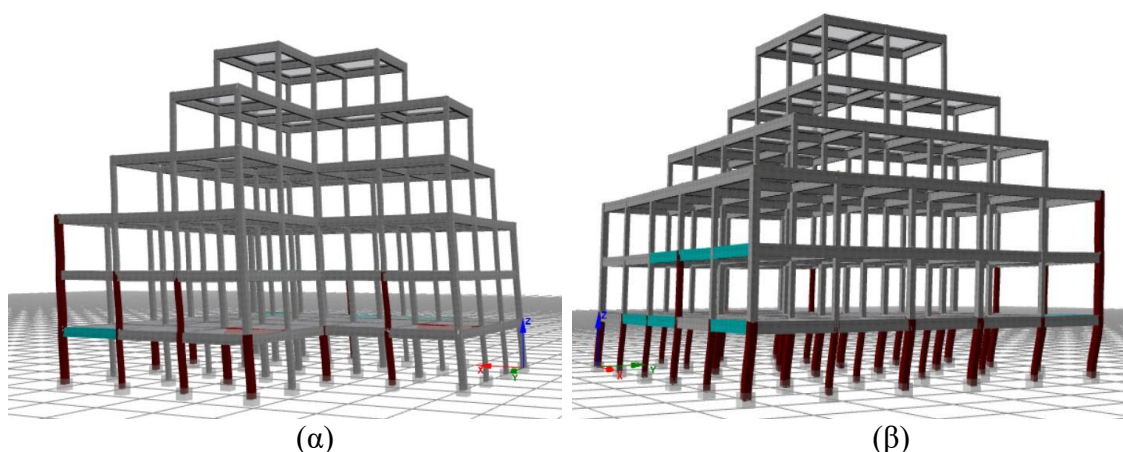
Σχήμα 7.20 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 1.5 MPa, για τοιχοποιία με 75% ποσοστό ανοιγμάτων όπου (α) αστοχίες σε μικρή μετακίνηση (β) αστοχίες σε μεγάλη μετακίνηση.

Στην περίπτωση που η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας f_m ισούται με 2.5 MPa και η τοιχοποιία δεν έχει ανοίγματα η συμπεριφορά του κτηρίου είναι παρόμοια με την περίπτωση που η θλιπτική αντοχή είναι ίση με 1.5 MPa. Και στις δύο περιπτώσεις στα πρώτα βήματα της ανάλυσης με μία μικρή μετακίνηση, η τοιχοποιία ξεκίνησε να αστοχεί πρώτα στους χαμηλότερους ορόφους (Σχήμα 7.21 (α)) ενώ καθώς προχωρούσε η ανάλυση η αστοχία συνεχίστηκε και στους υψηλότερους (Σχήμα 7.21 (β)). Το **καφέ** χρώμα δηλώνει την τοιχοποιία, ενώ το **ανοιχτό καφέ** τα σημεία της τοιχοποιίας που έχουν αστοχήσει.



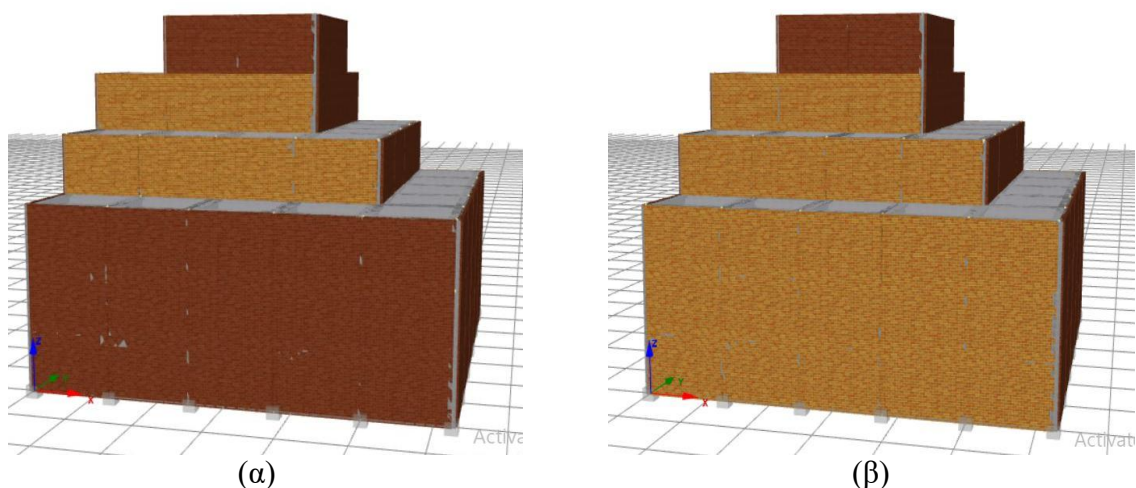
Σχήμα 7.21 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 2.5 MPa, για τοιχοποιία με 0% ποσοστό ανοιγμάτων όπου (α) αστοχίες σε μικρή μετακίνηση (β) αστοχίες σε μεγάλη μετακίνηση.

Από την πλευρά των στοιχείων του κτηρίου, στην αρχή της ανάλυσης συναντάται διαρροή χάλυβα σε υποστυλώματα και δοκούς του πρώτου ορόφου ενώ παράλληλα υπάρχουν και δοκοί που έχουν αστοχήσει σε διάτμηση (Σχήμα 7.22 (α)). Καθώς προχωράει η ανάλυση έχουν διαρρεύσει όλα τα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου και προστίθενται και κάποια του δεύτερου (Σχήμα 7.22 (β)). Με **κόκκινο** χρώμα δηλώνεται η διαρροή του χάλυβα στις δοκούς, με **μπορντό** στα υποστυλώματα, ενώ με **γαλάζιο** η αστοχία σε διάτμηση στις δοκούς.



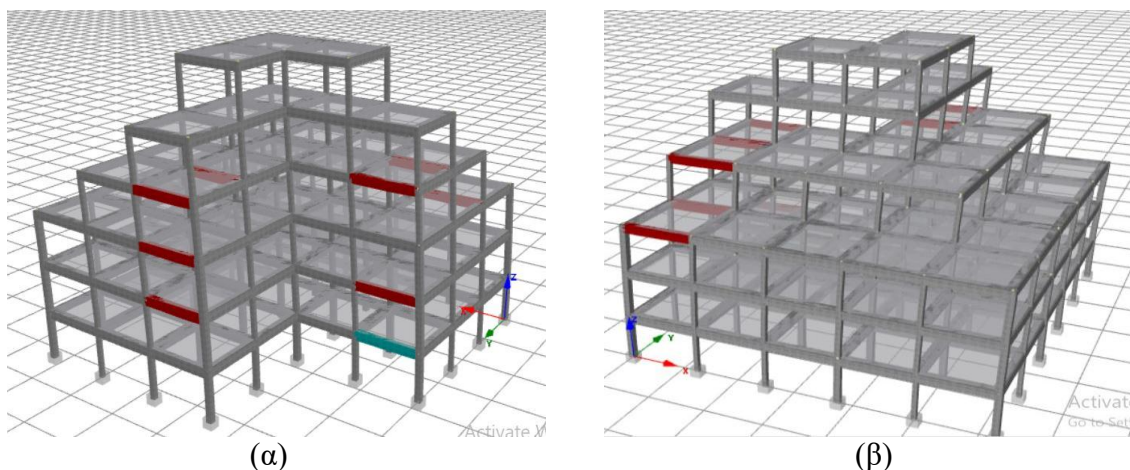
Σχήμα 7.22 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 2.5 MPa, για τοιχοποιία με 0% ποσοστό ανοιγμάτων όπου (α) αστοχίες σε μικρή μετακίνηση (β) αστοχίες σε μεγάλη μετακίνηση.

Στην περίπτωση τοιχοπληρώσεων χωρίς ανοίγματα (ποσοστό ανοιγμάτων 0%) η αστοχία των τοιχοπληρώσεων ξεκινούσε από τους χαμηλότερους ορόφους και πήγαινε αργότερα στους υπόλοιπους. Το αντίθετο παρατηρείται στην περίπτωση τοιχοπληρώσεων με ποσοστό ανοιγμάτων 75%. Παράλληλα, η ολική αστοχία σε όλους τους ορόφους θα έρθει σε πολύ λίγα βήματα και σε μικρή μετακίνηση (Σχήμα 7.23). Αυτό αιτιολογείται καθώς η αντοχή των τοιχοπληρώσεων με τόσο μεγάλο ποσοστό ανοιγμάτων είναι πολύ μικρή και η συνολική αντοχή του κτιρίου πλησιάζει εκείνη του κτηρίου χωρίς τοιχοπληρώσεις. Το **καφέ** χρώμα δηλώνει την τοιχοποιία, ενώ το **ανοιχτό καφέ** τα σημεία της τοιχοποιίας που έχουν αστοχήσει.



Σχήμα 7.23 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 2.5 MPa, για τοιχοποιία με 75% ποσοστό ανοιγμάτων όπου (α) αστοχίες σε μικρή μετακίνηση (β) αστοχίες σε λίγο μεγαλύτερη μετακίνηση.

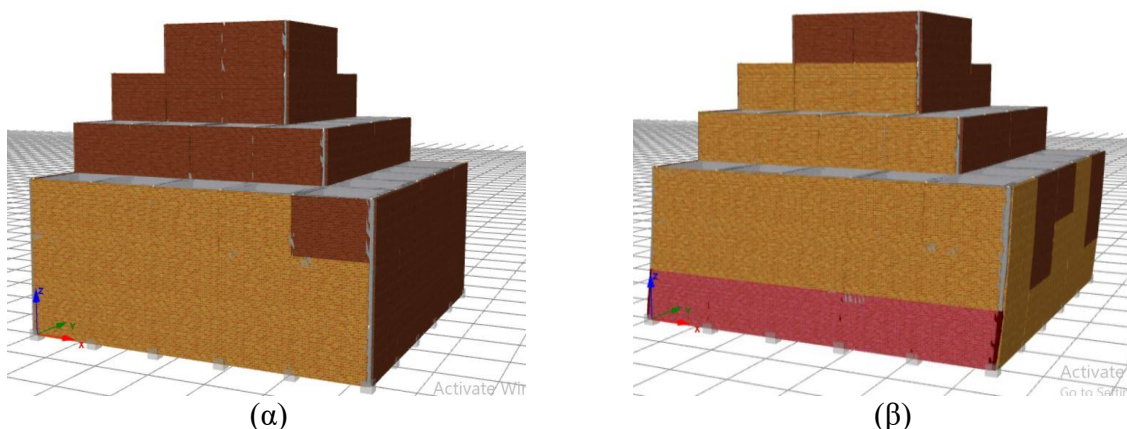
Οι διαφορετικές συμπεριφορές συνεχίζονται και στα στοιχεία της κατασκευής, όπου φαίνεται πως η κατασκευή θα αργήσει πολύ να παρουσιάσει αστοχίες. Αυτές θα περιοριστούν σε κάποιες δοκούς των μεσαίων ορόφων που θα έχει διαρρεύσει ο χάλυβας και μία δοκός θα αστοχήσει σε διάτμηση (Σχήμα 7.24). Με κόκκινο χρώμα δηλώνεται η διαρροή του χάλυβα στις δοκούς, ενώ με γαλάζιο η αστοχία σε διάτμηση στις δοκούς.



Σχήμα 7.24 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 2.5 MPa, για τοιχοποιία με 75% ποσοστό ανοιγμάτων όπου (α) αστοχίες σε ήδη μεγάλη μετακίνηση (β) αστοχίες σε λίγο μεγαλύτερη μετακίνηση.

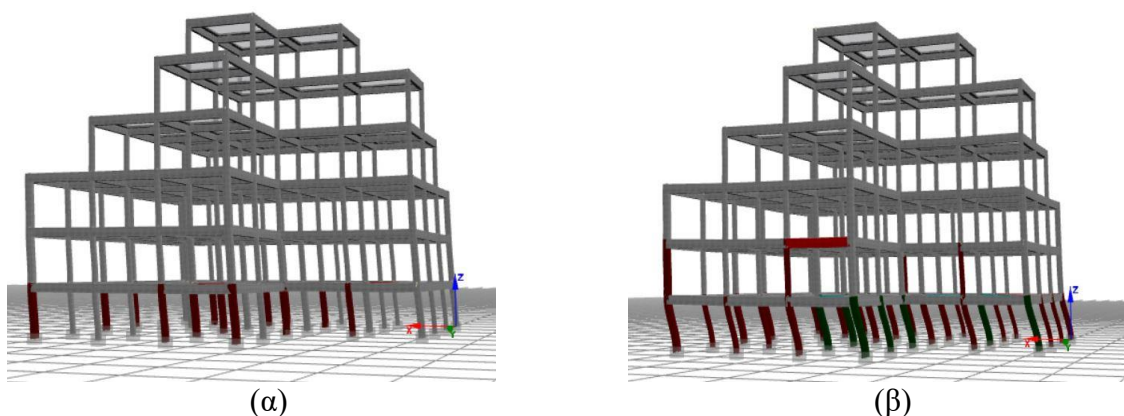
7.1.2.2 Ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων

Για ομοιόμορφη κατανομή τώρα, με θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας f_m ίση με 1.5 MPa και χωρίς ανοίγματα (ποσοστό ανοιγμάτων 0%) παρατηρείται ότι στα πρώτα βήματα της ανάλυσης με μία μικρή μετακίνηση, η τοιχοποιία ξεκίνησε να αστοχεί πρώτα στους χαμηλότερους ορόφους και καθώς προχωρούσε η ανάλυση η αστοχία συνεχίστηκε και στους παραπάνω. Το καφέ χρώμα δηλώνει την τοιχοποιία, ενώ το ανοιχτό καφέ τα σημεία της τοιχοποιίας που έχουν αστοχήσει.



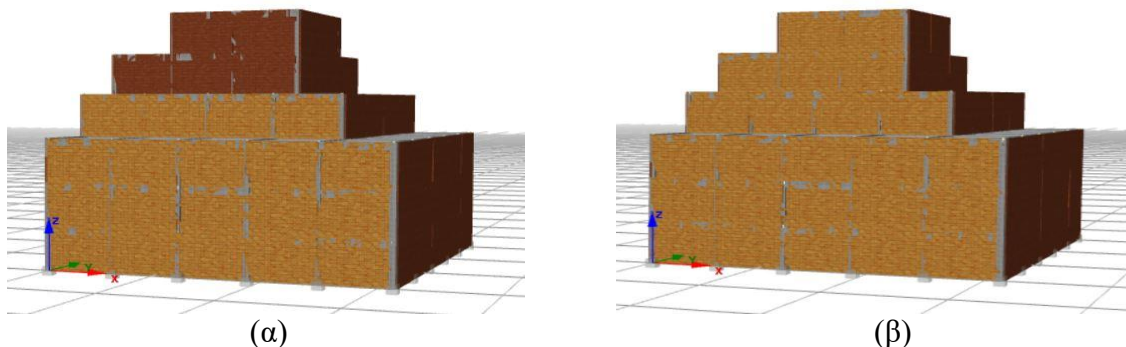
Σχήμα 7.25 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 1.5 MPa, για τοιχοποιία με 0% ποσοστό ανοιγμάτων όπου (α) αστοχίες σε μικρή μετακίνηση (β) αστοχίες σε μεγάλη μετακίνηση.

Τα υποστυλώματα στην παραπάνω περίπτωση, σε αρχικό στάδιο διαρρέουν κάποια στον πρώτο όροφο (Σχήμα 7.26 (α)) ενώ σε τελικό διαρρέουν όλα στον πρώτο όροφο και ελάχιστα στον δεύτερο, ενώ κάποια άλλα στον πρώτο έχουν αστοχήσει και σε κάμψη (Σχήμα 7.26 (β)). Με μπορντό χρώμα δηλώνεται η διαρροή του χάλυβα στα υποστυλώματα, ενώ με πράσινο η αστοχία σε κάμψη στα υποστυλώματα.



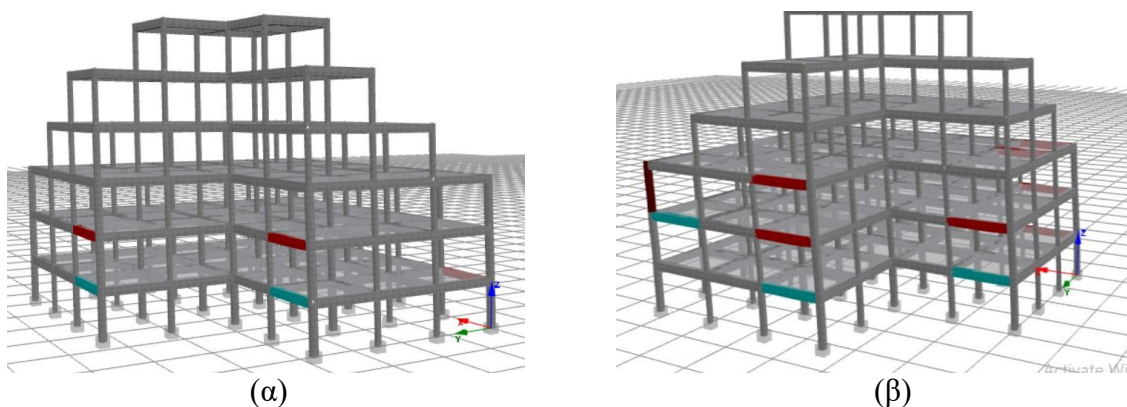
Σχήμα 7.26 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 1.5 MPa, για τοιχοποιία με 0% ποσοστό ανοιγμάτων όπου (α) αστοχίες σε μικρή μετακίνηση (β) αστοχίες σε μεγάλη μετακίνηση.

Στην περίπτωση της τοιχοποιίας με 75% άνοιγμα βλέπουμε ότι η αστοχία της τοιχοποιίας δεν αργεί να έρθει, καθώς σε πολύ μικρή μετακίνηση η αστοχία έχει φτάσει και στον τελευταίο όροφο (Σχήμα 7.27). Το καφέ χρώμα δηλώνει την τοιχοποιία, ενώ το ανοιχτό καφέ τα σημεία της τοιχοποιίας που έχουν αστοχήσει.



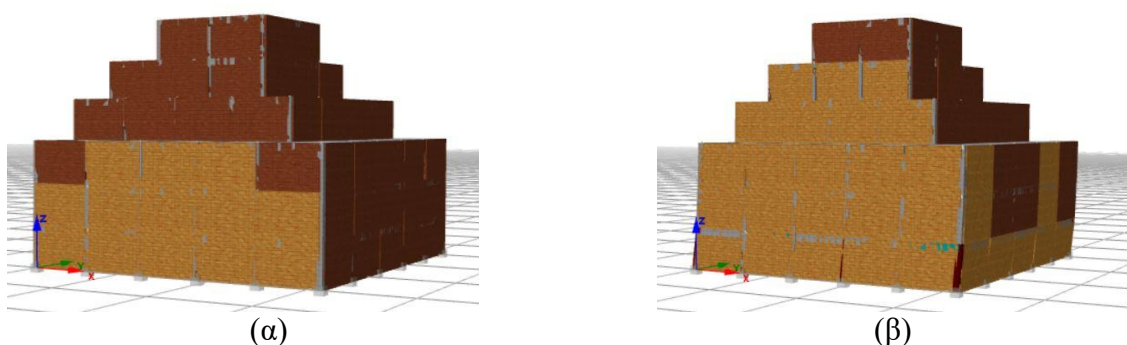
Σχήμα 7.27 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 1.5 MPa, για τοιχοποιία με 75% ποσοστό ανοιγμάτων όπου (α) αστοχίες σε μικρή μετακίνηση (β) αστοχίες σε λίγο μεγαλύτερη μετακίνηση.

Ταυτόχρονα, βλέπουμε ότι αστοχίες στα στοιχεία της κατασκευής εμφανίζονται όταν πια η μετακίνηση είναι μεγάλη και δεν είναι και πολλές (Σχήμα 7.28). Με κόκκινο χρώμα δηλώνεται η διαρροή του χάλυβα στις δοκούς, με μπορντό στα υποστυλώματα, ενώ με γαλάζιο η αστοχία σε διάτμηση στις δοκούς.



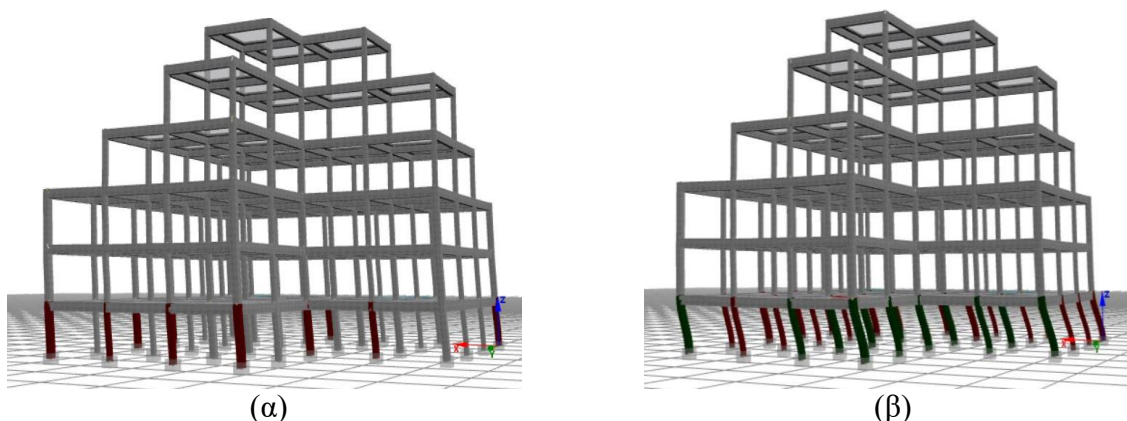
Σχήμα 7.28 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 1.5 MPa, για τοιχοποιία με 75% ποσοστό ανοιγμάτων όπου (α) αστοχίες σε μικρή μετακίνηση (β) αστοχίες σε λίγο μεγαλύτερη μετακίνηση.

Στην περίπτωση που η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας f_m ισούται με 2.5 MPa και η τοιχοποιία δεν έχει ανοίγματα (0% ποσοστό ανοιγμάτων), η πορεία της ανάλυσης είναι αυτή που έχει συμβεί και στις περισσότερες παραπάνω περιπτώσεις όπου η τοιχοποιία αστοχεί όσο προχωράει η ανάλυση από τους πιο κάτω ορόφους (Σχήμα 7.29 (α)) στους πιο πάνω (Σχήμα 7.29 (β)). Το καφέ χρώμα δηλώνει την τοιχοποιία, ενώ το ανοιχτό καφέ τα σημεία της τοιχοποιίας που έχουν αστοχήσει.



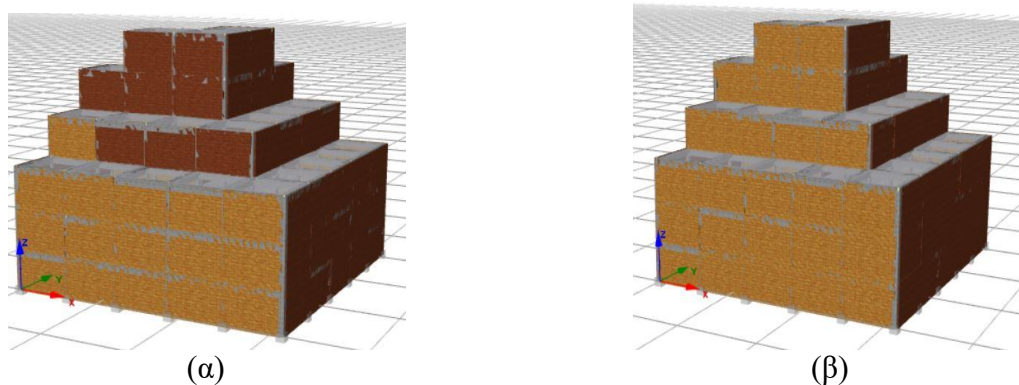
Σχήμα 7.29 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 2.5 MPa, για τοιχοποιία με 0% ποσοστό ανοιγμάτων όπου (α) αστοχίες σε μικρή μετακίνηση (β) αστοχίες σε λίγο μεγαλύτερη μετακίνηση.

Στα υποστυλώματα, οι αστοχίες περιορίζονται μόνο στον πρώτο όροφο είτε σε μικρή μετακίνηση είτε σε μεγάλη (Σχήμα 7.30), και συγκεκριμένα αργούν να εμφανιστούν οι πρώτες αστοχίες. Στο τελικό σημείο της ανάλυσης θα παρατηρηθεί ότι πολλά υποστυλώματα αστοχούν σε κάμψη. Με **μπορντό** χρώμα δηλώνεται η διαρροή του χάλυβα στα υποστυλώματα, ενώ με **πράσινο** η αστοχία σε κάμψη στα υποστυλώματα.



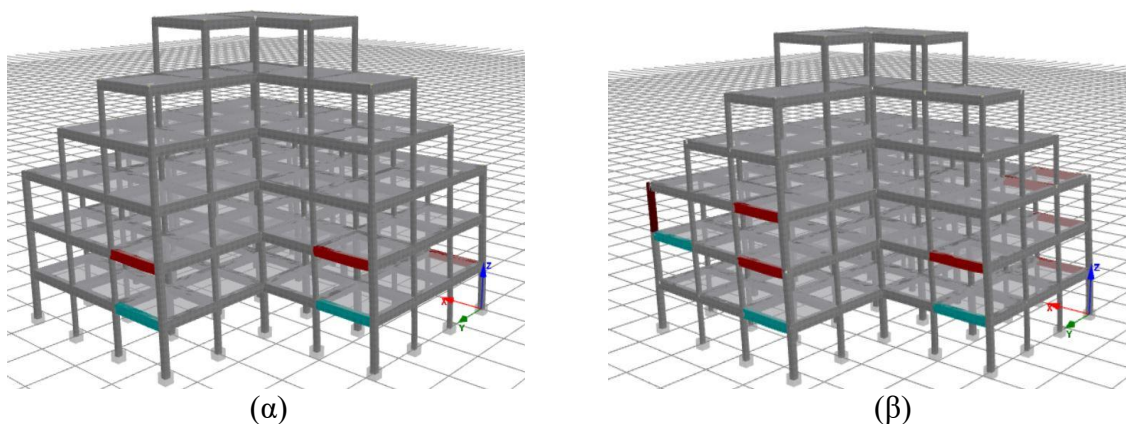
Σχήμα 7.30 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 2.5 MPa, για τοιχοποιία με 0% ποσοστό ανοιγμάτων όπου (α) αστοχίες σε μικρή μετακίνηση (β) αστοχίες σε λίγο μεγαλύτερη μετακίνηση.

Στην τελευταία ανάλυση όπου το ποσοστό ανοιγμάτων είναι 75%, σχετικά με την τοιχοποιία βλέπουμε ότι η αστοχία συμβαίνει πολύ γρήγορα σε όλους τους ορόφους (Σχήμα 7.31). Το **καφέ** χρώμα δηλώνει την τοιχοποιία, ενώ το **ανοιχτό καφέ** τα σημεία της τοιχοποιίας που έχουν αστοχήσει.



Σχήμα 7.31 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 2.5 MPa, για τοιχοποιία με 75% ποσοστό ανοιγμάτων όπου (α) αστοχίες σε μικρή μετακίνηση (β) αστοχίες σε λίγο μεγαλύτερη μετακίνηση.

Ταυτόχρονα, οι δοκοί αργούν να εμφανίσουν αστοχίες και οι διαφορές με το τελικό σημείο της ανάλυσης είναι πολύ μικρές. Οι αστοχίες φαίνονται στους πρώτους ορόφους μόνο (Σχήμα 7.32). Με κόκκινο χρώμα δηλώνεται η διαρροή του χάλυβα στις δοκούς, με μπορντό στα υποστυλώματα, ενώ με γαλάζιο η αστοχία σε διάτμηση στις δοκούς.

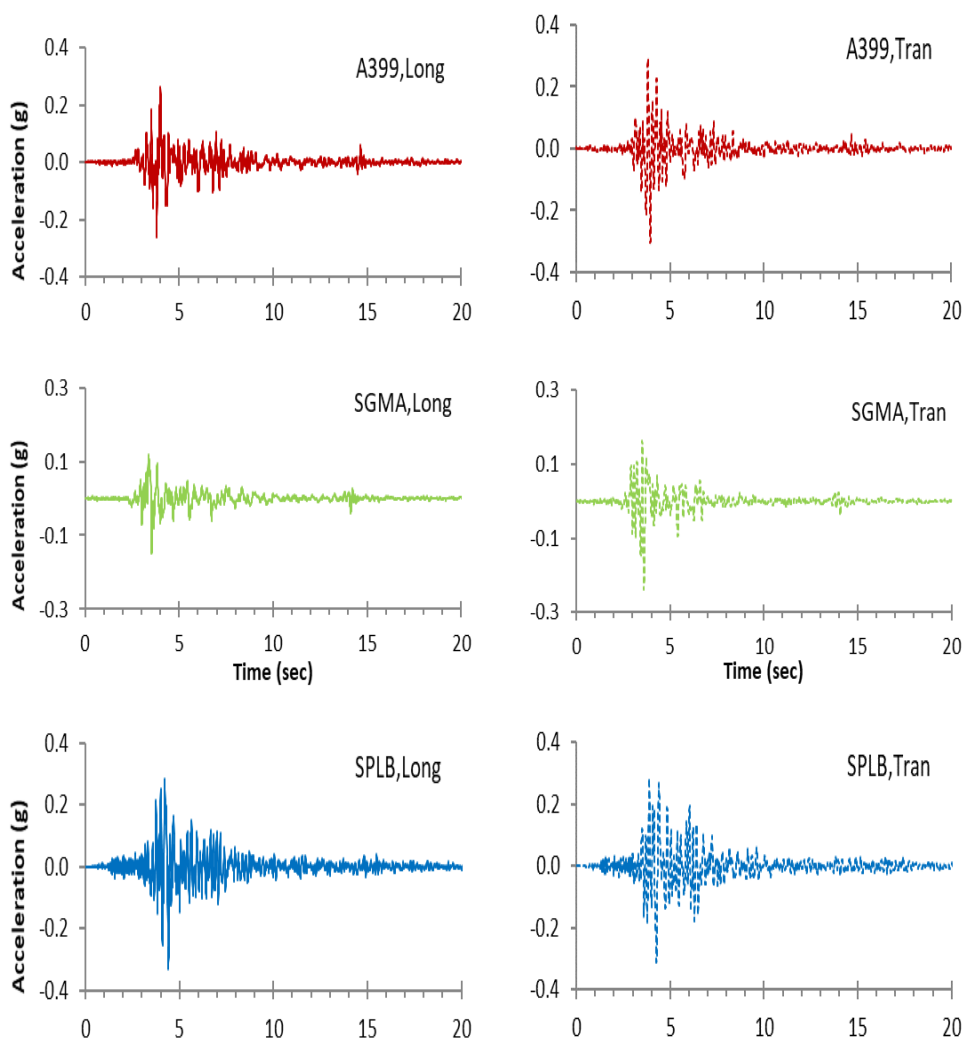


Σχήμα 7.32 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) για ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών φορτίων, για τοιχοποιία με θλιπτική αντοχή f_m ίση με 2.5 MPa, για τοιχοποιία με 75% ποσοστό ανοιγμάτων όπου (α) αστοχίες σε μεγάλη μετακίνηση (β) αστοχίες σε ακόμα μεγαλύτερη μετακίνηση.

7.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

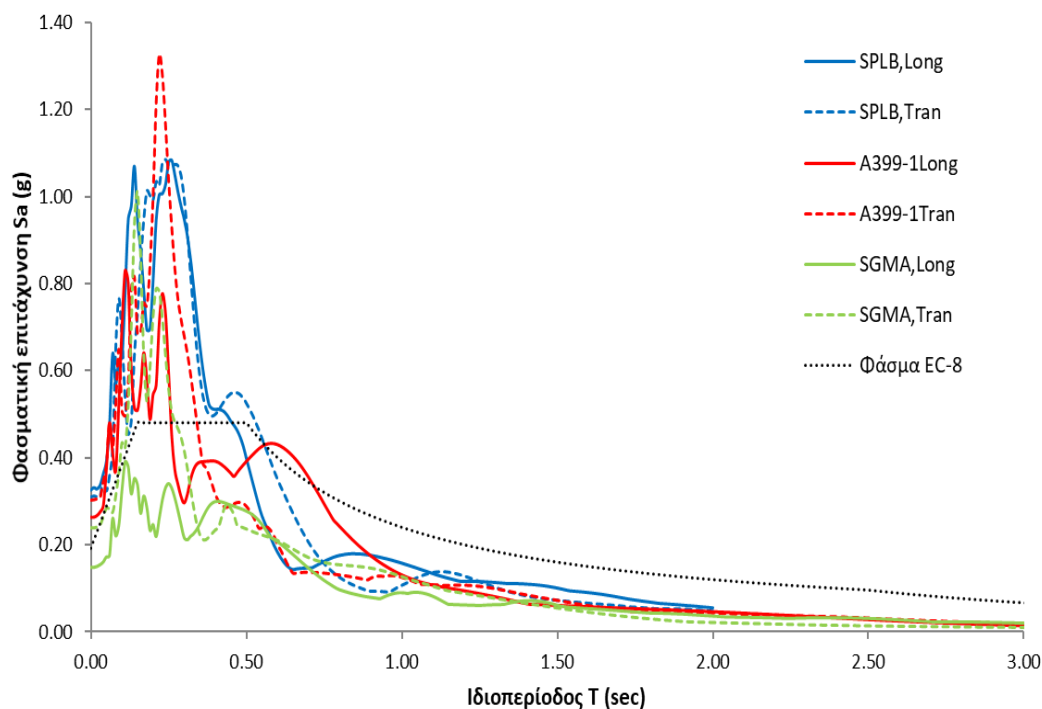
Πραγματοποιήθηκαν ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις με το λογισμικό Seismostruct 2021 (Seismosoft, 2021). Χρησιμοποιήθηκαν τρεις καταγραφές από τον σεισμό της Αθήνας του 1999 (Σχήμα 7.33). Ωστόσο και στις τρεις περιπτώσεις του κτιρίου που μελετώνται, πλήρης τοιχοποιία, πυλωτή και χωρίς τοιχοποιία, οι αναλύσεις δεν ολοκληρώθηκαν καθώς παρουσιάζονταν μεγάλες μετακινήσεις και σταματούσε η ανάλυση. Μόνο σε μια περίπτωση ολοκληρώθηκε η ανάλυση. Οτιδήποτε αναφερθεί παρακάτω θα είναι για το σημείο όπου έφτασε η κάθε ανάλυση.

Αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων από τους τρεις σταθμούς (Σύνταγμα, Σεπόλια και ΚΕΔΕ) για τον σεισμό της Αθήνας το 1999.



Σχήμα 7.33 Σεισμικές καταγραφές από τον σεισμό της Αθήνας του 1999 από τους σταθμούς στο Κ.Ε.Δ.Ε. (A399-1), στο Σύνταγμα (SGMA-1) και στα Σεπόλια (SPLB-1) (διαμήκης (L) και εγκάρσια (T) συνιστώσα) (Κουνενιδάκης 2020).

Επιβάλλονται στο κτίριο ταυτόχρονα οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του κάθε επιταχυνσιογραφήματος (Σχήμα 7.33). Γίνονται δύο επιλύσεις, στην πρώτη ανάλυση η διαμήκης συνιστώσα (L) της καταγραφής επιβάλλεται στην διεύθυνση x του κτιρίου και η εγκάρσια συνιστώσα (T) στην διεύθυνση y, ενώ στην δεύτερη ανάλυση οι συνιστώσες επιβάλλονται στις διευθύνσεις y και x αντίστοιχα. Στο Σχήμα 7.34 παρουσιάζονται τα φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων για τις δύο συνιστώσες από τις τρεις καταγραφές, μαζί με το φάσμα του Ευρωκώδικα 8.



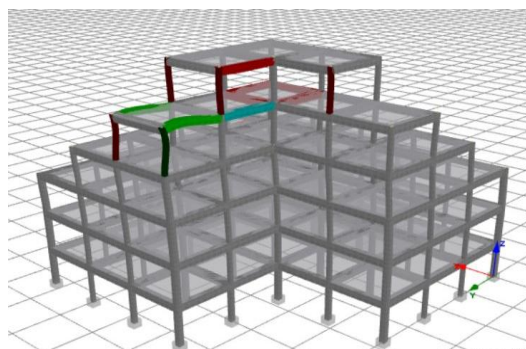
Σχήμα 7.34 Ελαστικά φάσματα των επιλεγμένων καταγραφών για 5% απόσβεση μαζί με το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα (EC8, 2005) για ζώνη σεισμικότητας I και έδαφος B) (Κουνενιδάκης 2020).

7.2.1 Δοκιμές για να ολοκληρωθεί η ανάλυση

Οι πρώτες αναλύσεις που έγιναν, αφορούσαν την περίπτωση κτιρίου χωρίς τοιχοποιία (Κτίριο K3) με την καταγραφή του σεισμού της Αθήνας από τους σταθμούς του Συντάγματος και των Σεπολίων. Όπως παρουσιάζεται παρακάτω, στην περίπτωση του Συντάγματος ένας από τους κεντρικούς κόμβους που φτάνει μέχρι τον 6^ο όροφο για τον οποίο παρουσιάζεται η χρονοϊστορία μετακίνησης, κινήθηκε 6 χιλιοστά (Σχήμα 7.35 (α)). Η ανάλυση έφτασε μέχρι το 1784^ο βήμα και στα 8.9150 δευτερόλεπτα στο οποίο βήμα παρατηρήθηκαν αστοχίες σε κάμψη σε δοκούς και υποστύλωμα του 5^{ου}, διαρροή χάλυβα σε υποστυλώματα και δοκούς του 5^{ου} και 6^{ου} ορόφου καθώς και αστοχία σε διάτμηση σε δοκό του 5^{ου} (Σχήμα 7.35 (β)).



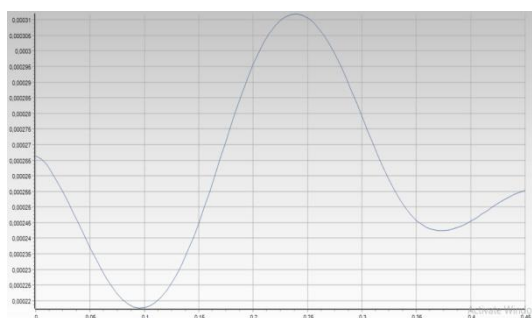
(α)



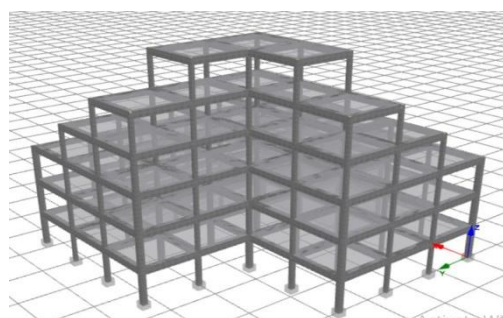
(β)

Σχήμα 7.35 Κτίριο K3 (χωρίς τοιχοποιία) όπου (α) χρονοϊστορία μετακίνησης κόμβου και (β) αστοχίες κτιρίου για συγκεκριμένο βήμα ανάλυσης.

Στην περίπτωση των Σεπολίων, λόγω του ότι η ανάλυση δεν προχώρησε σχεδόν καθόλου, συγκεκριμένα έφτασε στο 91° βήμα και στα 0.4500 δευτερόλεπτα, η μετακίνηση του ίδιου κόμβου είναι στα 0.3 χιλιοστά (Σχήμα 7.36 (α)) και δεν παρατηρούνται καθόλου αστοχίες (Σχήμα 7.36 (β)).



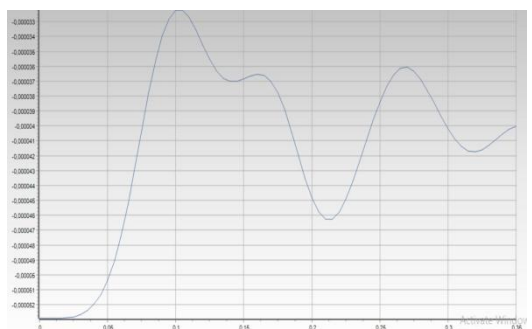
(α)



(β)

Σχήμα 7.36 Κτίριο K3 (χωρίς τοιχοποιία) όπου (α) χρονοϊστορία μετακίνησης κόμβου και (β) αστοχίες κτιρίου για συγκεκριμένο βήμα ανάλυσης.

Επόμενη ανάλυση είναι αυτή για τη περίπτωση πυλωτής (Κτίριο K2) από τον σταθμό των Σεπολίων. Και αυτή η ανάλυση δεν προχώρησε σχεδόν καθόλου καθώς σταμάτησε στο 71° βήμα και στα 0.3500 δευτερόλεπτα με τον κόμβο μελέτης να μετακινείται 0.033 χιλιοστά (Σχήμα 7.37 (α)) και δεν παρατηρούνται αστοχίες (Σχήμα 7.37 (β)).



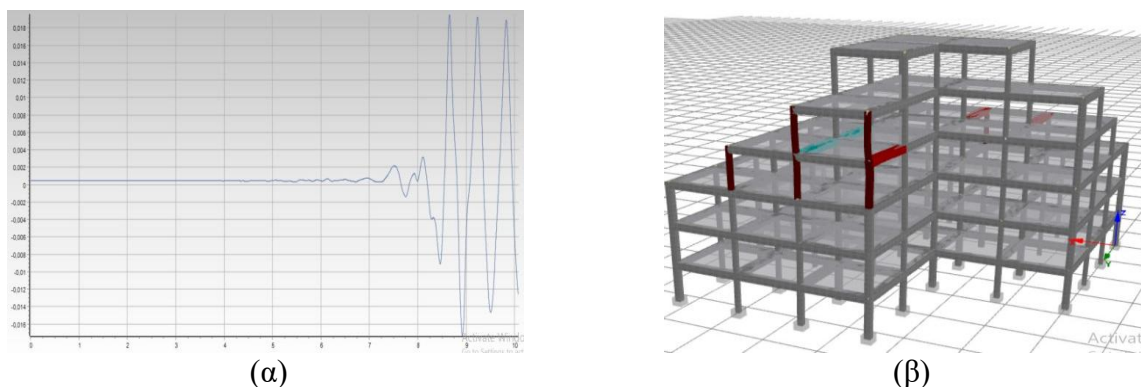
(α)



(β)

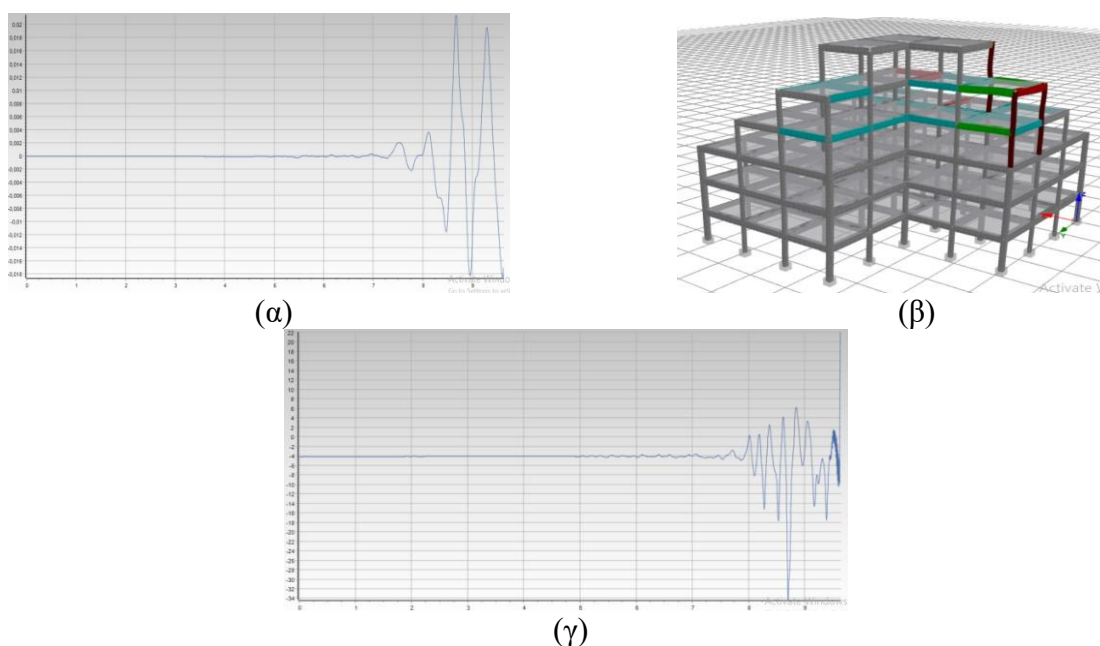
Σχήμα 7.37 Κτίριο K2 (πυλωτή) όπου (α) χρονοϊστορία μετακίνησης κόμβου και (β) αστοχίες κτιρίου για συγκεκριμένο βήμα ανάλυσης.

Οι επόμενες αναλύσεις αφορούν το πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο (Κτίριο K1) με διάφορες τροποποιήσεις. Πρώτη δοκιμή έγινε με την αλλαγή συνδετήρων συγκεκριμένα έγιναν πιο πυκνοί. Η ανάλυση σταμάτησε στο 2016° βήμα και στα 10.0750 δευτερόλεπτα όπου ο κόμβος μελέτης μετακινήθηκε 18 χιλιοστά (Σχήμα 7.38 (α)) και παρατηρήθηκαν αστοχίες στην τοιχοποιία, διάτμηση δοκού στον 4^ο όροφο και διαρροή χάλυβα σε δοκούς και υποστυλώματα σε 4^ο και 5^ο όροφο (Σχήμα 7.38 (β)).



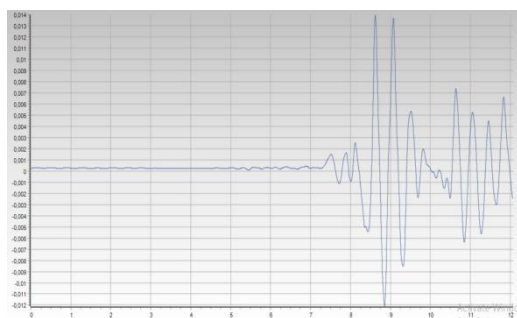
Σχήμα 7.38 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) όπου (α) χρονοϊστορία μετακίνησης κόμβου και (β) αστοχίες κτιρίου για συγκεκριμένο βήμα ανάλυσης.

Δεύτερη δοκιμή έγινε σχετικά με την τιμή της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας όπου από 1.5 έγινε 2 MPa. Η ανάλυση σταμάτησε στο 1928° βήμα και στα 9.6350 δευτερόλεπτα όπου ο κόμβος μελέτης μετακινήθηκε 20 χιλιοστά (Σχήμα 7.39 (α)) και εντοπίστηκαν αστοχίες στην τοιχοποιία, αστοχία σε διάτμηση και κάμψη σε δοκούς του 4^{ου} και 5^{ου} ορόφου και διαρροή χάλυβα σε υποστυλώματα και δοκούς σε 4^ο, 5^ο και 6^ο όροφο (Σχήμα 7.39 (β)). Σε αυτήν την περίπτωση φαίνεται επίσης ότι στο 9^ο δευτερόλεπτο που σταματάει η ανάλυση, οι τιμές στη ροπή γίνονται πολύ μεγάλες και μία από τις δοκούς που έχουν τη μεγαλύτερη παραμόρφωση (η B37 του 5^{ου} ορόφου) αστοχεί σε ροπή (Σχήμα 7.40)

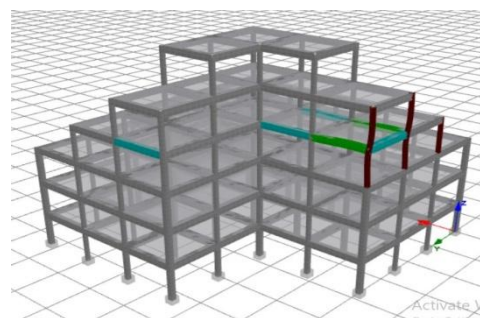


Σχήμα 7.39 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) όπου (α) χρονοϊστορία μετακίνησης κόμβου, (β) αστοχίες κτιρίου για συγκεκριμένο βήμα ανάλυσης και (γ) μετακίνηση δοκού B37 του 5^{ου} ορόφου σε συνάρτηση με τον χρόνο.

Τρίτη δοκιμή, σε συνέχεια της προηγούμενης, έγινε ξανά με αλλαγή της τιμής της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας, όπου εδώ έγινε 2.5 αντί για 2 MPa. Η ανάλυση σταμάτησε στο 2413° βήμα και στα 12.0600 δευτερόλεπτα όπου ο κόμβος μελέτης μετακινήθηκε 14 χιλιοστά (Σχήμα 7.40 (α)) και εντοπίστηκαν αστοχίες στην τοιχοποιία, αστοχία σε διάτμηση και κάμψη σε δοκούς του 4^{ου} ορόφου και διαρροή χάλυβα σε υποστυλώματα σε 4^ο και 5^ο όροφο (Σχήμα 7.40 (β)).



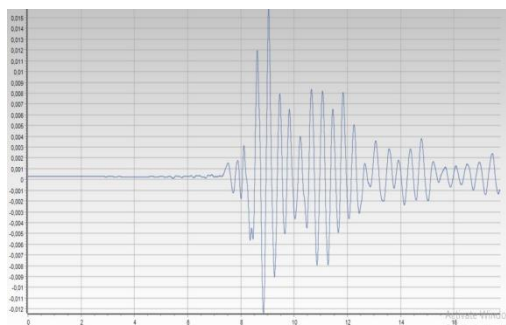
(α)



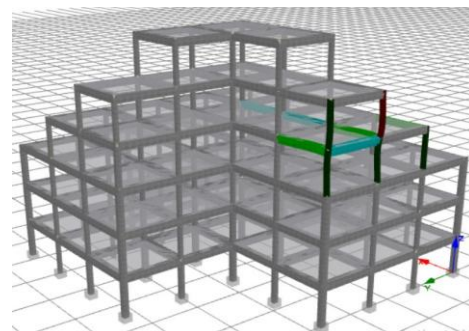
(β)

Σχήμα 7.40 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) όπου (α) χρονοϊστορία μετακίνησης κόμβου και (β) αστοχίες κτιρίου για συγκεκριμένο βήμα ανάλυσης.

Σε συνδιασμό με την προηγούμενη δοκιμή, έγινε και μία τέταρτη κατά την οποία το κτίριο υποβλήθηκε σε σεισμική φόρτιση μόνο προς τη μία κατεύθυνση. Η ανάλυση σταμάτησε στο 3546° βήμα και στα 17.7250 δευτερόλεπτα όπου ο κόμβος μελέτης μετακινήθηκε 15 χιλιοστά (Σχήμα 7.41 (α)) και εντοπίστηκαν αστοχίες στην τοιχοποιία, αστοχία σε κάμψη σε δοκούς και υποστυλώματα του 4^{ου} ορόφου, αστοχία σε διάτμηση σε δοκό του 4^{ου} και διαρροή χάλυβα σε υποστυλώματα στον 5^ο όροφο (Σχήμα 7.41 (β)).



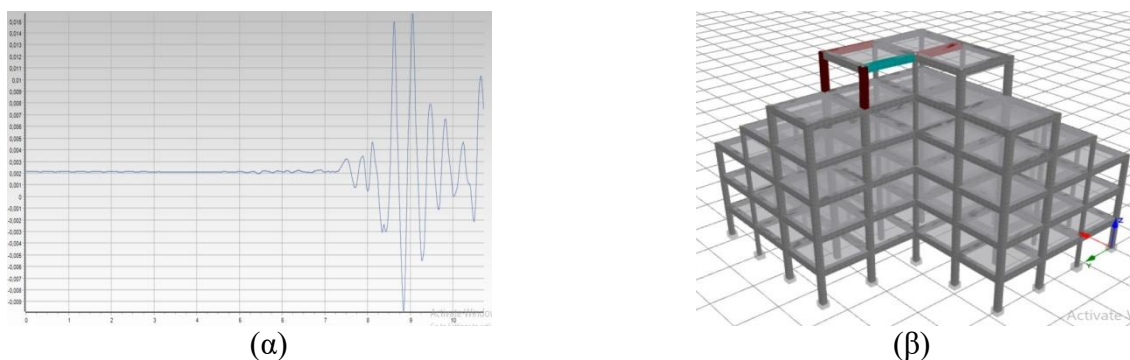
(α)



(β)

Σχήμα 7.41 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) όπου (α) χρονοϊστορία μετακίνησης κόμβου και (β) αστοχίες κτιρίου για συγκεκριμένο βήμα ανάλυσης.

Άλλη δοκιμή έγινε σχετικά με τα υποστυλώματα του κτιρίου όπου και αυξήθηκαν και κάποια τα οποία ήταν 30x30 και 35x35 έγιναν 40x40. Η ανάλυση σταμάτησε στο 2143° βήμα και στα 10.7100 δευτερόλεπτα όπου ο κόμβος μελέτης μετακινήθηκε 15 χιλιοστά (Σχήμα 7.42 (α)) και εντοπίστηκαν αστοχίες στην τοιχοποιία, αστοχία σε διάτμηση σε δοκό του 6^{ου} και διαρροή χάλυβα σε υποστυλώματα και δοκούς στον 6^ο όροφο (Σχήμα 7.42 (β)).

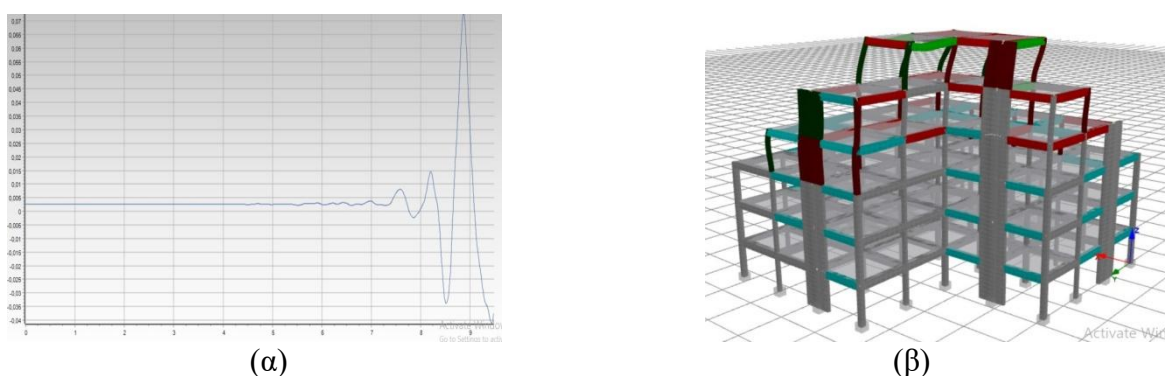


Σχήμα 7.42 Κτίριο K1 (πλήρως τοιχοπληρωμένο) όπου (α) χρονοϊστορία μετακίνησης κόμβου και (β) αστοχίες κτιρίου για συγκεκριμένο βήμα ανάλυσης.

7.2.2 Δοκιμές σε συνδυασμό ενίσχυσης του φορέα

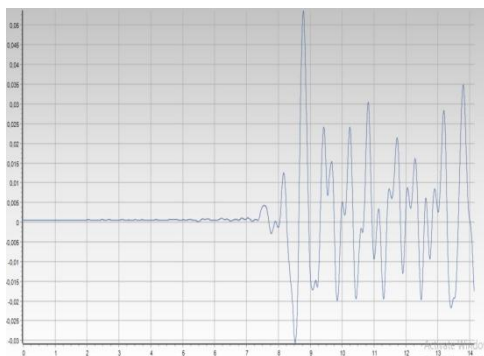
Οι τελευταίες δοκιμές που έγιναν ήταν στη φάση ενίσχυσης, όπου αποφασίστηκε ότι βάζοντας τοιχώματα και κάποια γωνιακά υποστυλώματα η ανάλυση θα κατάφερνε να ολοκληρωθεί στα 6000 βήματα. Οι δοκιμές έγιναν σε κτίριο χωρίς τοιχοπλήρωση (Κτίριο K3) καθώς είναι και το πιο ευάλωτο, οπότε αν τυχόν ολοκληρωνόταν η ανάλυση θα ήταν προφανές ότι θα ολοκληρωνόταν και στις άλλες δύο περιπτώσεις κτιρίου (πλήρως τοιχοπληρωμένο K1 και πυλωτή K2).

Η πρώτη δοκιμή είναι με τα πρώτα τοιχώματα τα οποία τοποθετήθηκαν περιμετρικά του κτιρίου ένα για κάθε πλευρά του τα οποία ήταν μήκους 2 μέτρα. Η ανάλυση σταμάτησε στο 1896^ο βήμα και στα 9.4750 δευτερόλεπτα όπου ο κόμβος μελέτης μετακινήθηκε 70 χιλιοστά (Σχήμα 7.43 (α)) και εντοπίστηκαν αστοχία σε διάτμηση σε πολλές δοκούς σε όλους τους ορόφους περιμετρικά των τοιχωμάτων, αστοχία σε κάμψη και διαρροή χάλυβα σε δοκούς και υποστυλώματα σε 4^ο, 5^ο και 6^ο όροφο (Σχήμα 7.43 (β)).

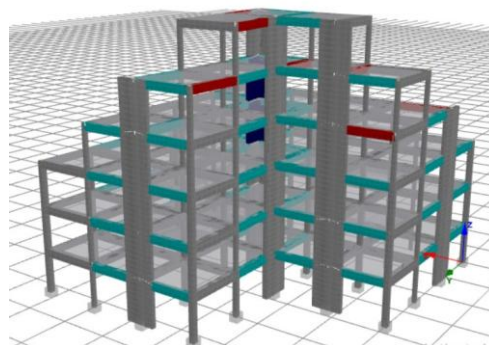


Σχήμα 7.43 Κτίριο K3 (χωρίς τοιχοποιία) όπου (α) χρονοϊστορία μετακίνησης κόμβου και (β) αστοχίες κτιρίου για συγκεκριμένο βήμα ανάλυσης.

Η δεύτερη δοκιμή ήταν να προστεθεί τοίχωμα στο σημείο της εσοχής και να προστεθεί ένα γωνιακό υποστύλωμα στο κεντρικό σημείο του κτιρίου που έφτανε μέχρι τον 6^ο ορόφο. Η ανάλυση σταμάτησε στο 2828^ο βήμα και στα 14.1350 δευτερόλεπτα όπου ο κόμβος μελέτης μετακινήθηκε 50 χιλιοστά (Σχήμα 7.44 (α)) και εντοπίστηκαν αστοχία σε διάτμηση σε πολλές δοκούς σε όλους τους ορόφους περιμετρικά των τοιχωμάτων, και διαρροή χάλυβα σε δοκούς σε 4^ο, 5^ο και 6^ο όροφο (Σχήμα 7.44 (β)).



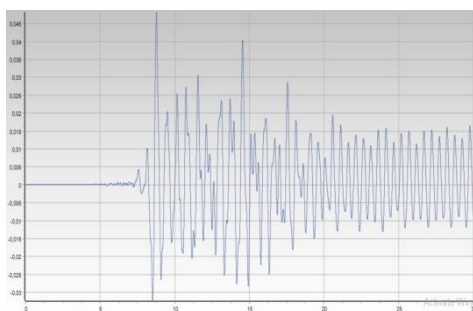
(α)



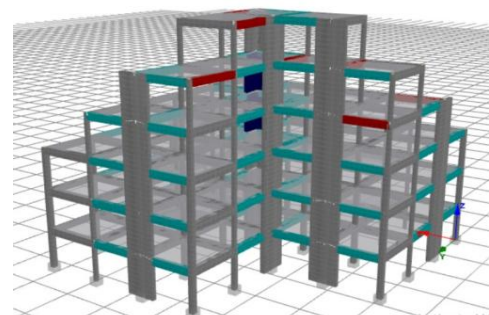
(β)

Σχήμα 7.44 Κτίριο K3 (χωρίς τοιχοποιία) όπου (α) χρονοϊστορία μετακίνησης κόμβου και (β) αστοχίες κτιρίου για συγκεκριμένο βήμα ανάλυσης.

Η τρίτη και τελευταία δοκιμή ήταν η προσθήκη ακόμα περισσότερων τοιχωμάτων και εσωτερικά του κτιρίου γύρω από την περιοχή της εσοχής. Με αυτήν την δοκιμή η ανάλυση ολοκληρώθηκε στα 6000 βήματα στα 30 δευτερόλεπτα και η μετακίνηση του κόμβου μελέτης ήταν στα 45 χιλιοστά (Σχήμα 7.45 (α)). Οι αστοχίες που παρατηρήθηκαν ήταν σε διάτμηση σε πολλές δοκούς σε όλους τους ορόφους του κτιρίου περιμετρικά των τοιχωμάτων (Σχήμα 7.45 (β)).



(α)

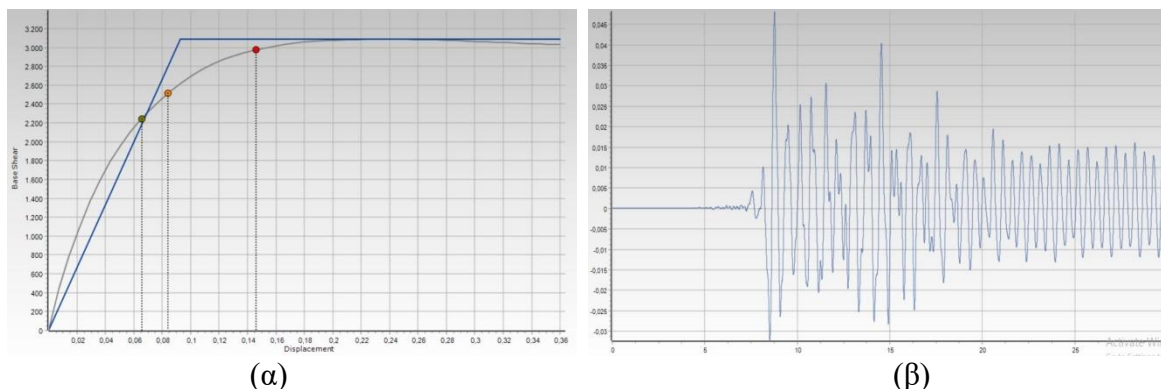


(β)

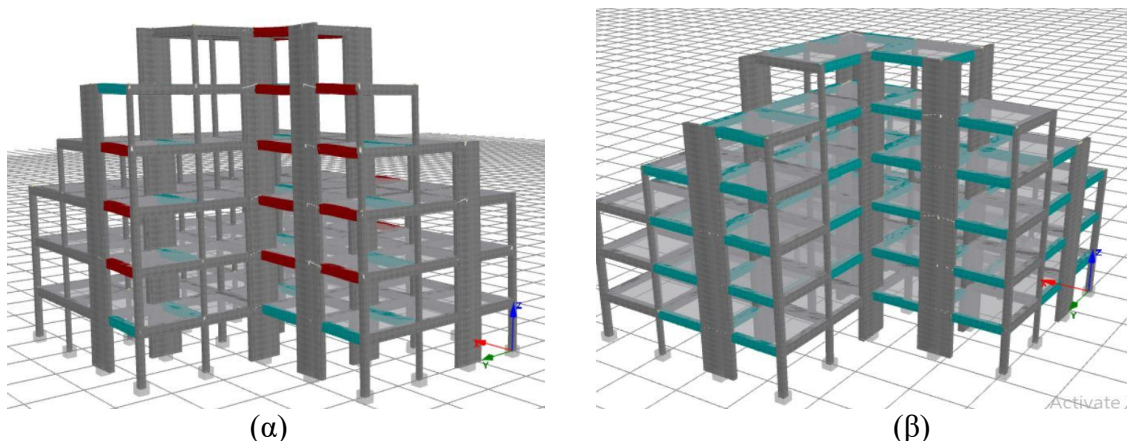
Σχήμα 7.45 Κτίριο K3 (χωρίς τοιχοποιία) όπου (α) χρονοϊστορία μετακίνησης κόμβου και (β) αστοχίες κτιρίου για συγκεκριμένο βήμα ανάλυσης.

7.3 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΔΥΟ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Εξαιτίας της μη ολοκλήρωσης σχεδόν όλων των παραπάνω δυναμικών αναλύσεων, η μοναδική σύγκριση που μπορεί να γίνει είναι στην περίπτωση ενίσχυσης του φορέα με αρκετά τοιχώματα και γωνιακό υποστύλωμα για κτίριο χωρίς τοιχοποιία (Κτίριο K3). Παρουσιάζονται η καμπύλη ικανότητας pushover και η χρονοϊστορία μετακίνησης της δυναμικής ανάλυσης (Σχήμα 7.46), καθώς και οι αστοχίες του κτιρίου σε ανελαστική στατική και δυναμική ανάλυση, αντίστοιχα (Σχήμα 7.47)



Σχήμα 7.46 Κτίριο K3 (χωρίς τοιχοποιία) όπου (α) καμπύλη ικανότητας με μεσαία στάθμη να δείχνει μετακίνηση 0.08411 χιλιοστά και (β) χρονοϊστορία μετακίνησης του κόμβου αναφοράς.



Σχήμα 7.47 Κτίριο K3 (χωρίς τοιχοποιία) όπου (α) αστοχίες φορέα στην ανελαστική στατική ανάλυση και (β) αστοχίες φορέα στην ανελαστική δυναμική ανάλυση.

Συγκρίνοντας λοιπόν τις εικόνες (α) και (β) στο Σχήμα 7.47 φαίνεται ότι στην ανελαστική στατική ανάλυση για τη μεσαία στάθμη επιτελεσματικότητα οι αστοχίες βρίσκονται μόνο σε δοκούς κάποιες από τις οποίες αστοχούν σε διάτμηση ενώ σε άλλες υπάρχει διαρροή χάλυβα. Το ίδιο συμβαίνει και στην ανελαστική δυναμική ανάλυση (δηλαδή οι αστοχίες βρίσκονται μόνο σε δοκούς) μόνο που σε αυτήν την περίπτωση οι δοκοί αστοχούν μόνο σε διάτμηση.

Κεφάλαιο 8

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως στόχο την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς και την πρόταση συγκεκριμένων σχημάτων ενίσχυσης ενός υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο παρουσιάζει ακανονικότητα σε κάτοψη και καθ' ύψος, με τη χρήση ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης, σύμφωνα με τις διατάξεις των σύγχρονων κανονιστικών κειμένων του EC8 και του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ). Το κτίριο παρουσιάζει ακανονικότητες λόγω της μορφής Γ σε κάτοψη και της εσοχής στους ανώτερους ορόφους.

Πραγματοποιήθηκαν αρχικά στατικές ανελαστικές αναλύσεις και στην συνέχεια δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις επιβάλλοντας τρεις καταγραφές από τον σεισμό της Αθήνας 1999. Από τις στατικές ανελαστικές αναλύσεις προέκυψε ότι το κτίριο παρουσιάζει ανεπάρκειες. Με τις δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις το κτίριο παρουσίασε αστοχίες και στις περισσότερες περιπτώσεις οι αναλύσεις δεν ολοκληρώθηκαν λόγω των μεγάλων παραμορφώσεων στους ανώτερους ορόφους με την εσοχή του κτιρίου.

Από τις ανελαστικές αναλύσεις φαίνονται οι ανεπάρκειες που προκαλούνται τόσο από την ακανονικότητα του κτιρίου σε κάτοψη, όσο και λόγω της ακανονικότητας σε όψη που οφείλεται στην εσοχή του κτιρίου στους ανώτερους ορόφους.

Στην συνέχεια τοποθετήθηκαν τοιχώματα σε διάφορες θέσεις για να βρεθεί η κατάλληλη ενίσχυση και πραγματοποιήθηκαν και πάλι οι δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις στις οποίες πλέον το κτίριο είχε σημαντικά βελτιωμένη συμπεριφορά.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Παπούλιας, Α.Σ., *Αποτίμηση και Ενίσχυση Πενταόροφου Κτιρίου Ω.Σ με Βάση τις Διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.*, Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα, Ιούλιος 2017
- Βεργέτης, Π.Χ., *Σεισμική αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ ΚΑΙ ΤΟΥ EC8.*, Διπλωματική Εργασία, Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο, Πάτρα, Ιούλιος 2018
- Κουνενιδάκης, Θ. Ν., *Ανελαστική δυναμική ανάλυση τετραώροφης οικοδομής υπό σεισμική δράση.*, Διπλωματική Εργασία Μεταπτυχιακών Σπουδών, Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής, Αθήνα, 2020
- Ο.Α.Σ.Π., *ΚΑΝ.ΕΠΕ*, Κανονισμός Επεμβάσεων, 2^η Αναθεώρηση 2017
- EN 1998-1: 2004, Ευρωκώδικας 8: *Αντισεισμικός Σχεδιασμός – Μέρος 1*
- EN 1998-3: 2005, Ευρωκώδικας 8: *Αντισεισμικός Σχεδιασμός – Μέρος 3 και Εθνικό προσάρτημα*
- Καραγιάννης, Χ.Γ., Χαλιορής, Κ.Ε., Σίδερης, Κ., Οικονόμου, Χ., *Πειραματική διερεύνηση της ικανότητας ακραίων κόμβων Ο/Σ επισκευασμένων με ρητίνες.*, Πρακτικά 12^{ου} Ελληνικού Συνεδρίου Σκυροδέματος, Τόμος III, Κύπρος, 1996
- Καραγιάννης, Χ.Γ., *Σχεδιασμός Κατασκευών από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα και Σεισμικές Δράσεις*, Εκδόσεις Σοφία, Θεσσαλονίκη, Νοέμβριος 2019
- Καλευράς Βλ., *Μαθήματα Ωπλισμένου Σκυροδέματος*, Τόμος I, Ξάνθη, 1981
- Park, R., Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, 1975
- Seismosoft (2021), *Seismostruct 2021 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures.*