

**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ**  
**ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**



**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ**  
**ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ Ω.Σ.**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΕΛΕΝΗ ΠΥΛΑΡΙΝΟΥ ΜΑΡΚΑΝΤΩΝΑΤΟΥ**

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ

ΑΘΗΝΑ 2023

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

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

## Δήλωση Συγγραφέα Διπλωματικής Εργασίας

Η κάτωθι υπογεγραμμένη Ελένη Πυλαρινού Μαρκαντωνάτου του Σπυρίδωνα, με αριθμό μητρώου 6758, 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



## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως στόχο την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενου κτιρίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα, με την χρήση ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης και σύμφωνα με τις ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ). Πιο συγκεκριμένα, θα γίνει η μελέτη αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας ενός υφιστάμενου διώροφου κτιρίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο μελετήθηκε και κατασκευάστηκε το 1969 σύμφωνα με τον παλιό Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Το προσομοίωμα του φορέα εξετάστηκε, για τρεις στάθμες επιτελεσματικότητας  $A3^+$ , B1 και Γ0, με και χωρίς την παρουσία τοιχοπληρώσεων και παρουσιάστηκαν τα αποτελέσματα και των δύο περιπτώσεων. Το κτίριο παρουσιάζει ανεπάρκειες τόσο στην περίπτωση που δεν ληφθούν υπόψη οι τοιχοπληρώσεις, όσο και στην περίπτωση των τοιχοπληρώσεων, η οποία όμως παρουσιάζει μικρή βελτίωση. Για την προσομοίωση και την αποτίμηση του φορέα εφαρμόστηκε η μη γραμμική στατική μέθοδος (Pushover), με τη χρήση του προγράμματος «Fespa» της εταιρείας, LH Λογισμική.

## **ABSTRACT**

The present thesis, aims to assess the seismic behavior of an existing reinforced concrete building, using inelastic analysis methods and in accordance with the applicable regulations of the Greek Code for Structural Interventions. More specifically, the study will evaluate the load-bearing capacity of an existing two-storey reinforced concrete building constructed in 1969, designed according to the old Seismic Code of 1959. The structural analysis was conducted for three performance levels A3+, B1, and  $\Gamma 0$ , considering both with and without the presence of infill walls, presenting the results for both scenarios. The building exhibits deficiencies, even with the infill walls, and although there is a slight improvement, inadequacies persist. For the simulation and assessment of the structural behaviour, the non-linear static method (pushover) was employed using the "Fespa" software developed by LH Logismiki.

## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Αρχικά, θέλω να ευχαριστήσω την εταιρεία LH Λογισμική για την παραχώρηση μιας άδειας χρήσης του στατικού της προγράμματος «Fespa», για την εκπόνηση αυτής της διπλωματικής εργασίας. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μου, Κωνσταντίνο Ρεπαπή, για την εμπιστοσύνη, την βοήθεια και την συνεχή υποστήριξη που μου παρείχε κατά την διάρκεια της εκπόνησης αυτής της διπλωματικής εργασίας. Οι πολύτιμες του συμβουλές και η επικοινωνιακή καθοδήγησή του συνέβαλαν σημαντικά στην επιτυχή ολοκλήρωσή της. Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου για την αγάπη, την κατανόηση και την ανεκτίμητη συνολική υποστήριξη που μου παρείχαν καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>Περιεχόμενα</b>	<b>iii</b>
<b>Κεφάλαιο 1</b>	<b>5</b>
<b><u>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</u></b>	<b><u>5</u></b>
1.1 Γενικά .....	5
1.2 Διαχρονική εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών στην Ελλάδα.....	7
1.3 Αναγκαιότητα ανασχεδιασμού υφιστάμενων κατασκευών .....	9
1.4 Διάγραμμα Εργασίας .....	10
<b>Κεφάλαιο 2</b>	<b>12</b>
<b><u>ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ</u></b>	<b><u>12</u></b>
2.1 Εισαγωγή .....	12
2.2 Αρχές αποτίμησης .....	15
2.3 Ικανοτικός Σχεδιασμός.....	17
2.4 Στάθμες Επιτελεστικότητας.....	20
2.4.1 Στάθμες επιτελεστικότητας Φέροντος οργανισμού .....	21
2.4.2 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού .....	22
2.5 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων.....	25
2.5.1 Κατηγορίες Σ.Α.Δ. και κριτήρια καθορισμού της .....	26
2.5.2 Επιπτώσεις της Σ.Α.Δ. στον ανασχεδιασμό και την αποτίμηση.....	27
2.6 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία .....	28
2.7 Η λογική των ελέγχων ασφάλειας και η ανίσωση ασφάλειας.....	30
2.8 Συντελεστής συμπεριφοράς .....	31
<b>Κεφάλαιο 3</b>	<b>34</b>
<b><u>ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ</u></b>	<b><u>34</u></b>
3.1 Εισαγωγή .....	34
3.2 Ελαστικές αναλύσεις .....	36
3.2.1 Ελαστική στατική ανάλυση.....	36
3.2.2 Ελαστική δυναμική ανάλυση.....	37
3.3 Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση.....	38
3.3.1 Στόχος της Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης.....	38

3.3.2	Περιγραφή της Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης.....	41
3.4	Ανελαστική δυναμική ανάλυση .....	45
3.5	Σύνοψη.....	46
<b>Κεφάλαιο 4</b>		<b>47</b>
<b><u>ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ</u></b>		<b>47</b>
4.1	Περιγραφή Κτιρίου.....	47
4.2	Γενικές Παραδοχές.....	53
4.2.1	Υλικά.....	53
4.2.2	Φορτία .....	54
4.2.3	Λοιπές παραδοχές .....	55
4.2.4	Λογισμικό.....	55
4.3	Προσομοίωση κτιρίου στο στατικό πρόγραμμα.....	56
4.3.1	Φορέας χωρίς τοιχοπληρώσεις .....	56
4.3.2	Φορέας με τοιχοπλήρωση.....	61
4.3.3	Κατανομές οριζόντιας φόρτισης.....	63
4.3.4	Λόγοι επάρκειας .....	64
4.4	Σύνοψη.....	64
<b>Κεφάλαιο 5</b>		<b>65</b>
<b><u>ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ</u></b>		<b>65</b>
5.1	Εισαγωγή .....	65
5.2	Συνοπτικά Αποτελέσματα Μη Γραμμικών Στατικών Αναλύσεων.....	65
5.2.1	Φορέας χωρίς τοιχοπληρώσεις .....	65
5.2.2	Φορέας με τοιχοπληρώσεις .....	81
5.3	Σύνοψη.....	88
<b>Κεφάλαιο 6</b>		<b>89</b>
<b><u>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ</u></b>		<b>89</b>
<b>Αναφορές</b>		<b>91</b>



# Κεφάλαιο 1

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Οι φυσικές καταστροφές αυξάνουν ως προς το μέγεθος και τις επιπτώσεις τους, τις τελευταίες δεκαετίες. Οι σεισμοί, είναι ένα από τα φυσικά φαινόμενα που αποτελούν την πηγή σημαντικών επιπτώσεων τόσο σε ανθρώπινες, όσο και σε υλικές και οικονομικές απώλειες, οι οποίες οφείλονται στα σοβαρά επίπεδα βλαβών των κατασκευών και τη μερική ή ολική κατάρρευση τους. Οι σεισμικές δυνάμεις είναι τυχαίες στην φύση τους και απρόβλεπτες, αποκαλύπτοντας την τρωτότητα της κοινωνίας σε απροσδόκητα επίπεδα φυσικών κινδύνων. Δεδομένου, λοιπόν, ότι η ακριβής πρόβλεψη ή αποτροπή μιας επερχόμενης σεισμικής δράσης δεν είναι ακόμα εφικτή, θα πρέπει να βασιστούμε σε παραμέτρους όπως η σεισμική ικανότητα των δομημάτων η οποία, αδιαμφισβήτητα, έχει καθοριστικό ρόλο στις συνέπειες των σεισμών. Έτσι, σε μία ιδιαίτερα σεισμογενή χώρα όπως η Ελλάδα, η οποία κατέχει, από άποψη σεισμικότητας, την πρώτη θέση στην Ευρώπη και την έκτη θέση σε παγκόσμιο επίπεδο, κύριο μέλημα του Πολιτικού Μηχανικού πρέπει να είναι ο σχεδιασμός, η θωράκιση και η κατασκευή ασφαλών, έναντι σεισμού, δομημάτων.

Παλαιότεροι Κανονισμοί και Οδηγίες, όπως ο FEMA-273 (1997), είναι από τους πρώτους που υιοθέτησαν τον σχεδιασμό και την αποτίμηση βάσει δεδομένης στάθμης επιτελεστικότητας. Δηλαδή, βάσει ορισμένων επιθυμητών συμπεριφορών. Οι στάθμες επιτελεστικότητας, ουσιαστικά, περιγράφουν μια περιοριστική κατάσταση βλαβών, που μπορεί να θεωρηθεί ικανοποιητική για δεδομένη κατασκευή και εδαφική κίνηση. Μια λογική, η οποία έχει υιοθετηθεί με παρόμοιο τρόπο και από τους Ευρωπαϊκούς Κανονισμούς. Στην Ελλάδα έχει εφαρμοστεί κάτι αντίστοιχο από τον Κανονισμό Επεμβάσεων (2022) (Ρεπαπής, 2007).

Ένα μεγάλο μέρος των ερευνών μέχρι σήμερα έχει επικεντρωθεί στον σχεδιασμό και την σεισμική συμπεριφορά νέων δομημάτων. Κάτι το οποίο επιτρέπει στον Πολιτικό Μηχανικό, μέσω των προγραμμάτων και των εργαλείων που έχει στην διάθεση του, να επιτύχει μια ακριβέστερη εκτίμηση της προσδοκώμενης σεισμικής συμπεριφοράς ενός νέου δομήματος. Παρ' όλα αυτά, η πλειονότητα των κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα μελετήθηκε και οικοδομήθηκε αρκετά χρόνια πριν σύμφωνα με τα τότε ισχύοντα πρότυπα, τα οποία ήταν λιγότερο απαιτητικά, σε σχέση με τις αυστηρότερες προδιαγραφές που ακολουθούνται σήμερα. Ο αντισεισμικός σχεδιασμός άρχισε επίσημως να απασχολεί την Ελλάδα με τον πρώτο αντισεισμικό κανονισμό το 1959. Οι κατασκευές που μελετήθηκαν πριν την δεκαετία του 1960 κατά την διαστασιολόγηση τους, καλούνταν να αναλάβουν μόνο τα κατακόρυφα φορτία ως βασική φόρτιση, χωρίς να δίνεται ιδιαίτερη σημασία στο δομικό σύστημα ανάληψης των οριζοντίων δράσεων. Επίσης, σε πολλές περιπτώσεις δεν ικανοποιούνταν ακόμα και βασικά κριτήρια σχεδιασμού. Όπως, για παράδειγμα η θέση των υποστυλωμάτων και των δοκών, η οποία μπορεί να επηρεαζόταν σε μεγάλο βαθμό από την αρχιτεκτονική διάταξη του χώρου, με αποτέλεσμα να έχουμε την ύπαρξη έμμεσων στηρίξεων δοκών επί άλλων δοκών και να υπάρχει μειωμένη παρουσία πλήρων πλαισίων. Βέβαια και τα κτίρια που σχεδιάστηκαν με τον κανονισμό του 1959 και ειδικότερα τα πολυώροφα δεν σήμαινε ότι διέθεταν, απαραίτητα, μια ικανοποιητική αντοχή σε σεισμό. Πιο συγκεκριμένα, άλλοι παράγοντες όπως η φυσική φθορά που υφίσταται ένα κτίριο με την πάροδο του χρόνου ή οι συχνές μικρού και μεσαίου εύρους σεισμικές δονήσεις, φέρουν μεγάλη ευθύνη για την μείωση της αντοχής της κατασκευής για την ανάληψη των σεισμικών φορτίων. Άλλωστε, τα υφιστάμενα κτίρια με την πάροδο του χρόνου μπορεί να θεωρηθούν σεισμικά ελλιπή (ανεπαρκή), δεδομένου ότι οι απαιτήσεις των κανονισμών σχετικά με τον αντισεισμικό σχεδιασμό αλλάζουν. Αυτό θα συμβαίνει πάντα καθώς οι γνώσεις πάνω στον κλάδο της μηχανικής συνεχώς εξελίσσονται (Ρεπαπής, 2007; Sabu & Pajgade, 2012; Παπούλιας, 2017).

Η παρούσα εργασία έχει ως αντικείμενο την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενου κτιρίου με φέρων οργανισμό από ωπλισμένο σκυρόδεμα, με την χρήση ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης και σύμφωνα με τις ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2022). Πιο συγκεκριμένα θα εξεταστεί η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός υφιστάμενου δώροφου κτιρίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα μελετημένο και κατασκευασμένο το 1969 σύμφωνα με τον παλιό Αντισεισμικό

Κανονισμό του 1959. Για την προσομοίωση και την αποτίμηση του φορέα εφαρμόστηκε η μη γραμμική στατική μέθοδος (Pushover), με τη χρήση κατάλληλου λογισμικού.

Στις παραγράφους που ακολουθούν θα γίνει μια σύντομη αναφορά, στην εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών στην Ελλάδα, την αναγκαιότητα ανασχεδιασμού των υφιστάμενων κατασκευών και θα παρουσιαστεί ένα γενικό διάγραμμα της.

## **1.2 ΔΙΑΧΡΟΝΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ ΤΩΝ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ**

Όπως αναφέρθηκε συνοπτικά παραπάνω, ο αντισεισμικός σχεδιασμός άρχισε επισήμως να απασχολεί την Ελλάδα με τον πρώτο αντισεισμικό κανονισμό του 1959. Πριν όμως από τον κανονισμό αυτό, η πρώτη επαφή της χώρας με ζητήματα αντισεισμικού σχεδιασμού έγινε το 1939, με την σύνταξη των πρώτων χαρτών με οριοθετημένες ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας. Αυτό χρειάστηκε καθώς, σύμφωνα με το πρώτο αντισεισμικό κανονισμό που καταγράφηκε στην Ιαπωνία το 1900, η σχέση για τον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων περιείχε ένα συντελεστή, τον σεισμικό συντελεστή «ε». Αρχικά ο προσδιορισμός του συντελεστή γινόταν εμπειρικά το οποίο ήταν και ένα από τα μειονεκτήματα της μεθόδου αυτής. Αργότερα βέβαια η προσπάθεια εύρεσης ρεαλιστικών τιμών για το σεισμικό συντελεστή «ε» ήταν που οδήγησε πολλές χώρες, με πρώτη την Αμερική και λίγα χρόνια αργότερα την Ελλάδα, στην ανάπτυξη χαρτών με καθορισμένες ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (Λυρούδια, 2019).

Έτσι, είκοσι (20) χρόνια μετά την σύνταξη του πρώτου χάρτη με καθορισμένες ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας και πέντε (5) χρόνια μετά την σύνταξη του πρώτου Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος (1954), στην Ελλάδα συντάσσεται και αρχίζει να ισχύει ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός. Την περίοδο εκείνη, εκδηλώνεται στην Κεφαλονιά (12-8-1953) ένας από τους καταστροφικότερους σεισμούς στην ιστορία των Επτανήσων, μεγέθους 7.2R. Ο σεισμός αυτός έχει 474 θύματα καταστρέφοντας το Αργοστόλι, το Ληξούρι και την Ζάκυνθο. Μέχρι τότε, υπήρχε μόνο εμπειρική γνώση σχετικά με τον αντισεισμικό σχεδιασμό των δομημάτων, σε περιοχές με μεγαλύτερη σεισμικότητα όπως για παράδειγμα τα Επτάνησα, η οποία προσέφερε μια σχετική αντισεισμική ασφάλεια. Με τον κανονισμό του 1959 οι περιοχές της χώρας και τα εδάφη, κατατάσσονται σε κατηγορίες σεισμικής επικινδυνότητας. Πιο συγκεκριμένα, οι περιοχές κατατάσσονται σε τρεις κατηγορίες, στις ασθενώς (I), μετρίως (II) και ισχυρώς (III) σεισμόπληκτες περιοχές και τα εδάφη σε τέσσερις κατηγορίες από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, δηλαδή τα μικρής

(α), μέτριας (β), μεγάλης (γ) και εξαιρετικής επικινδυνότητας (δ). Ο συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης  $\varepsilon$  προκύπτει από τον συνδυασμό της σεισμικότητας της περιοχής και της επικινδυνότητας του εδάφους και η τιμή του κυμαίνεται από 0.04 έως 0.16. Αρχίζει επίσης να υπάρχει η απαίτηση θεώρησης οριζοντίων σεισμικών φορτίων, με ορθογωνική κατανομή, κατά την διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων. Δίνεται δηλαδή μεγαλύτερη σημασία στο δομικό σύστημα ανάληψης των οριζοντίων δράσεων.

Αργότερα, το 1984, ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός τροποποιείται με την προσθήκη "επιπλέον διατάξεων", οι οποίες τίθενται σε ισχύ το 1985. Συγκεκριμένα, εισάγεται συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου, ο οποίος χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των οριζοντίων συνιστωσών των σεισμικών δυνάμεων και η κατανομή της συνολικής σεισμικής δύναμης που ασκείται στο κτίριο θεωρείται πλέον τριγωνική καθ' ύψος του κτιρίου, με τη μέγιστη τιμή στην κορυφή του. Επιπλέον, η εισαγωγή της έννοιας του κοντού υποστυλώματος και ο καθορισμός των «κρίσιμων» περιοχών των υποστυλωμάτων και των δοκών του φορέα, είναι επίσης κάποιες από τις αλλαγές στον αντισεισμικό κανονισμό (Λυρούδια, 2019).

Στη συνέχεια, το 1992 εισηχθη ο Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ν.Ε.Α.Κ.), η υποχρεωτική εφαρμογή του οποίου ξεκίνησε το 1995. Από αυτήν την χρονική στιγμή, η φασματική μέθοδος γίνεται η κύρια μέθοδος ανάλυσης χωρίς περιορισμούς, παράλληλα με τη χρήση της ισοδύναμης στατικής μεθόδου υπό περιορισμούς. Στο πλαίσιο αυτό, ο σεισμός αντιμετωπίζεται ως δυναμικό φαινόμενο, και εισάγεται η υποχρεωτική κατασκευή του αντισεισμικού αρμού μεταξύ των κτιρίων. Επίσης, κάποιες ακόμα σημαντικές αλλαγές, είναι η θέσπιση θεμελιωδών απαιτήσεων σεισμικής συμπεριφοράς για τις νέες κατασκευές, συμπεριλαμβανομένων της αποφυγής κατάρρευσης, του περιορισμού των βλαβών και της διασφάλισης ελάχιστης στάθμης λειτουργιών. Επιπλέον, στις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων εισάγεται η απαίτηση πλαστιμότητας για τα στοιχεία του φορέα, προσδιορίζονται οι «κρίσιμες περιοχές», και θεσπίζονται ο ικανοτικός έλεγχος και οι υπολογισμοί των μετακινήσεων των ορόφων, καθώς και τα σχετικά όρια τους (Λυρούδια, 2019).

Από την περίοδο εφαρμογής του ΝΕΑΚ και μετά εκδηλώθηκαν αρκετοί καταστροφικοί σεισμοί όπως, ο σεισμός μεγέθους 6.6R με επίκεντρο την περιοχή Κοζάνης-Γρεβενών το 1995, 6.1R με επίκεντρο την περιοχή του Αιγίου το 1995 και 5.9R με επίκεντρο την Πάρνηθα το 1999. Οι ανάγκες τροποποίησης του κανονισμού προέκυψαν από τους

σεισμούς αυτούς, με σημείο αναφοράς τον σεισμό της Πάρνηθας (143 θύματα), ο οποίος επίσπευσε τις διαδικασίες για την αναθεώρηση του. Έτσι, ακολούθησε ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000), ο οποίος τέθηκε σε υποχρεωτική εφαρμογή το 2001 και βασίζεται στον Νέο Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό. Ουσιαστικά αποτελεί μια συμπληρωμένη και βελτιωμένη έκδοση του Ν.Ε.Α.Κ., η οποία αναθεωρήθηκε το 1999 για να γίνει πλήρως συμβατή με τους Ευρωκώδικες EC7 και EC8. Κάποιες από τις σημαντικότερες διαφορές είναι ο εκσυγχρονισμός του χάρτη ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας το 2003 και η κατάργηση και αντικατάσταση της έννοιας του σταθερού σεισμικού συντελεστή «ε» με το φάσμα των σεισμικών επιταχύνσεων (Δουδούμης, 2018).

Από το 2012 και έπειτα, εφαρμόζεται ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων, ο οποίος έχει τροποποιηθεί και εξακολουθεί να ισχύει μέχρι σήμερα. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. λαμβάνει υπόψη του ορισμένες από τις βασικές αρχές των προηγούμενων ελληνικών κανονισμών και εισάγει ειδικές περιπτώσεις για τις επεμβάσεις λόγω αλλαγής χρήσης ή προσθήκης, ενώ επισημαίνει σαφώς την έννοια της πλαστιμότητας και της στάθμης επιτελεστικότητας, τα οποία θα δούμε αναλυτικότερα στα επόμενα κεφάλαια της παρούσας εργασίας.

Συνοψίζοντας, για πολλά χρόνια η εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών ακολουθούσε με διαφορά φάσης σημαντικούς καταστροφικούς σεισμούς, όπως αυτόν της Θεσσαλονίκης το 1978 και των Αλκυονίδων το 1981. Τα τελευταία 20 χρόνια, η προσέγγιση αυτή έχει υποστεί σημαντικές αλλαγές, με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς να δημιουργούν την ελπίδα ότι οι νέες αντισεισμικές κατασκευές θα εμφανίζουν σημαντικά βελτιωμένη συμπεριφορά σε μελλοντικούς σεισμούς σε σύγκριση με τις παλαιότερες (Δουδούμης, 2018).

### **1.3 ΑΝΑΓΚΑΙΟΤΗΤΑ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

Η αξιολόγηση της σεισμικής ασφάλειας των υφιστάμενων κτιρίων είναι ένα από τα σημαντικότερα θέματα που απασχολούν το κλάδο της μηχανικής, ιδιαίτερα σε χώρες υψηλού σεισμικού κινδύνου. Είναι γνωστό ότι οι περισσότεροι καταστροφικοί σεισμοί συχνά ακολουθούνται από μια σειρά μετασεισμών και μερικές φορές από νέους κύριους σεισμούς. Έχει διαπιστωθεί στο παρελθόν ότι, όταν αστικές περιοχές πλήττονται από καταστροφικούς σεισμούς, ένα σημαντικό ποσοστό κατασκευών υπόκειται ελαφριές έως και μέτριες βλάβες. Με πολλές από τις κατασκευές που υπέστησαν τις ζημιές αυτές, από ένα παλαιότερο σεισμικό γεγονός, να καταρρέουν κατά την διάρκεια του επόμενου

σεισμικού γεγονότος. Κάτι το οποίο μπορεί να προκαλέσει την απώλεια ανθρώπινων ζώων, οικονομικές απώλειες και περιβαλλοντικές καταστροφές. Βέβαια, αυτό ισχύει για τη πλειονότητα των κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα που μελετήθηκε και κατασκευάστηκε πριν από αρκετά χρόνια. Καθώς τα τότε ισχύοντα πρότυπα, δεν ήταν τόσο απαιτητικά, όσο οι αυστηρότερες προδιαγραφές που ισχύουν σήμερα. Γενικά, έννοιες όπως πλαστιμότητα, ανελαστική συμπεριφορά, ικανοτικός σχεδιασμός κ.α. ήταν άγνωστες για τους μηχανικούς. Ως γνωστόν, η συμπεριφορά των επιμέρους δομικών μελών ενός δομικού συστήματος που συνθέτουν τον φέροντα οργανισμό του, είναι αυτή που καθορίζει την γενική συμπεριφορά του δομήματος. Οι περισσότερες κατασκευές προ του 1980 δεν διαθέτουν επαρκή φέρουσα ικανότητα και πλαστιμότητα για να αντέξουν έναντι ισχυρών εδαφικών διεγέρσεων. Ανεπαρκώς αγκυρωμένοι ή και ανοιχτοί συνδετήρες, χαμηλά ποσοστά διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού, ανεπαρκείς λεπτομέρειες οπλίσεως και χαμηλές αντοχές σκυροδέματος και χάλυβα, είναι κάποιες από τις κοινές αδυναμίες των παλαιών κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Επομένως, η αναγκαιότητα ανασχεδιασμού υφιστάμενων κατασκευών, και γενικότερα η λήψη αποφάσεων σχετικά με τη μετασεισμική λειτουργικότητα και επισκευή τους, αποτελούν μείζον θέματα έρευνας των πολιτικών μηχανικών και της κοινωνίας (Παπούλιας, 2017).

#### **1.4 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ**

Η παρούσα διπλωματική εργασία αποτελείται από 6 Κεφάλαια. Μια σύντομη περιγραφή των Κεφαλαίων αυτών, ακολουθεί παρακάτω.

Στο πρώτο Κεφάλαιο, γίνεται μια σύντομη αναφορά στο σχεδιασμό, την συμπεριφορά και τα χαρακτηριστικά παλαιότερων κατασκευών από Ω.Σ. Ακολουθεί, μια αναλυτικότερη περιγραφή σχετικά με την εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών στην Ελλάδα, ενώ κλείνοντας τονίζεται και η ανάγκη ανασχεδιασμού των υφιστάμενων κατασκευών.

Το Κεφάλαιο 2 ασχολείται με τις ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Δηλαδή, παρουσιάζονται οι βασικές αρχές που πρέπει να ακολουθήσει ο μελετητής Μηχανικός για να πραγματοποιήσει την αποτίμηση ενός κτιρίου, σύμφωνα με τον κανονισμό.

Στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάζονται οι ελαστικές και ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης και γίνεται περιγραφή της κάθε μίας μεθόδου ξεχωριστά. Μεγαλύτερη έμφαση δίνεται στην μη

γραμμική στατική ανάλυση η οποία χρησιμοποιήθηκε για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του εξεταζόμενου κτιρίου.

Στο τέταρτο Κεφάλαιο γίνεται μια αναλυτικότερη περιγραφή της γεωμετρίας και άλλων χαρακτηριστικών του υπό μελέτη κτιρίου και παρουσιάζεται η προσομοίωση του φορέα στο στατικό πρόγραμμα «Fespa». Επίσης, αναφέρονται οι παράμετροι που λήφθηκαν για να γίνει η αποτίμηση εφαρμόζοντας την μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover).

Στο πέμπτο Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν και γίνεται ένας γενικότερος σχολιασμός τους. Το προσομοίωμα του φορέα σχεδιάστηκε και εξετάστηκε με και χωρίς την παρουσία τοιχοπληρώσεων επομένως θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα και των δύο περιπτώσεων

Στο έκτο Κεφάλαιο, βάσει των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από το στάδιο της αποτίμησης, παρουσιάζονται τα συμπεράσματα σχετικά με την μέθοδο ανάλυσης που εφαρμόστηκε και την γενικότερη συμπεριφορά του υπό εξέταση κτιρίου.

## **Κεφάλαιο 2**

# **ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ**

### **2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Τα τελευταία χρόνια ο σχεδιασμός και η σεισμική αποτίμηση κτιρίων έχουν εξελιχθεί σημαντικά, καθιστώντας τα κτίρια πιο ανθεκτικά έναντι των σεισμικών κινδύνων. Η ανάγκη για αλλαγές στις μεθόδους σχεδιασμού έχει αναγνωριστεί εδώ και δεκαετίες και θα συνεχίσει να υπάρχει, καθώς οι απαιτήσεις των κανονισμών για τον αντισεισμικό σχεδιασμό αλλάζουν και οι γνώσεις πάνω στον κλάδο της μηχανικής συνεχώς εξελίσσονται. Πλέον γίνεται δεκτό ως γενική παραδοχή ότι η μέθοδος σχεδιασμού με την μέθοδο των δυνάμεων, δεν είναι ικανή να ανταποκριθεί στις απαιτήσεις του σχεδιασμού έναντι σεισμού, για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας, ενώ οι ανελαστικές παραμορφώσεις αποτελούν πιο αντιπροσωπευτική παράμετρο για τον σχεδιασμό και την αποτίμηση των κατασκευών, έναντι οριζοντίων δυνάμεων. Η πραγματική (δυναμική) απόκριση μιας κατασκευής στον σεισμό σχετίζεται κυρίως με επιβαλλόμενη παραμόρφωση παρά με δυνάμεις (Ρεπαπής, 2007).

Η αλήθεια είναι πως μέχρι σήμερα έχουν προταθεί αρκετές διαδικασίες σεισμικής αποτίμησης. Παλαιότεροι Κανονισμοί και Οδηγίες, όπως ο FEMA-273 (1997), είναι από τους πρώτους που υιοθετούν τον σχεδιασμό και την αποτίμηση βάσει δεδομένης στάθμης επιτελεστικότητας. Κάτι το οποίο συνεχίζεται στον FEMA-274 της Β. Αμερικής (1997) και αργότερα στην ανανεωμένη έκδοση FEMA-356 (2000). Η ίδια λογική υιοθετείται με παρόμοιο τρόπο και από τους Ευρωπαϊκούς Κανονισμούς όπως τον Ευρωκώδικα 8 (2005) και τον τότε υπό σύνταξη Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (2006), όπου είχε εφαρμοστεί

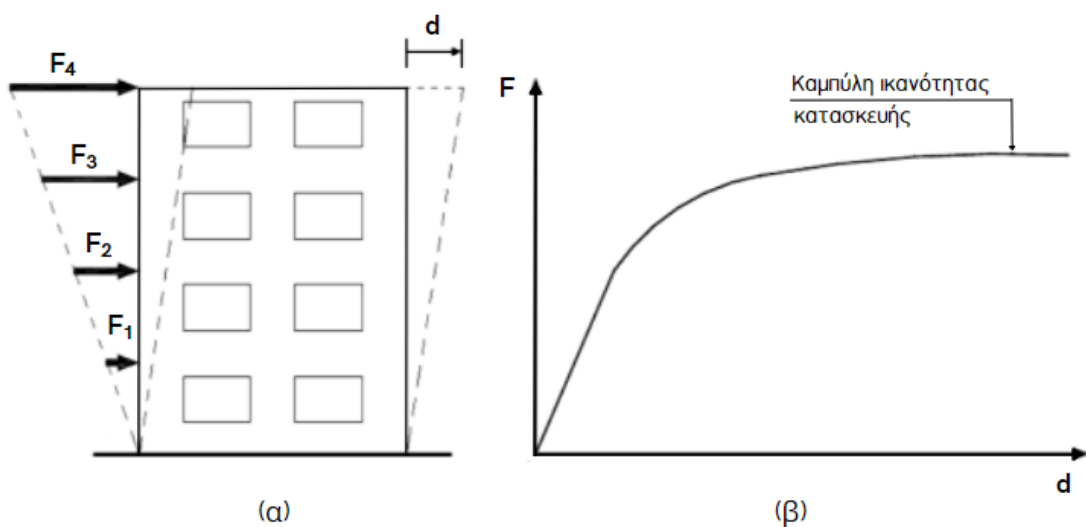


κάτι αντίστοιχο κατά την αποτίμηση των υφισταμένων κτιρίων. Και συνεχίζεται μέχρι σήμερα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022).

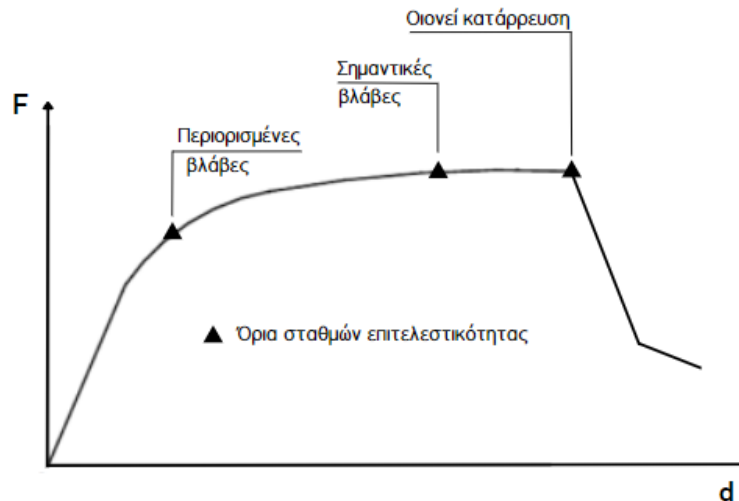
Οι προτεινόμενες μέθοδοι διαφέρουν σημαντικά όσον αφορά την πολυπλοκότητα τους και τον τρόπο ανάλυσης που ακολουθούν. Για παράδειγμα, σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί όπως ο Ευρωκώδικας 8 αλλά και ο ΕΑΚ-2000 προβλέπουν δύο γραμμικές μεθόδους αναλύσεως των κατασκευών, την ιδιομορφική ανάλυση με φάσμα απόκρισης (modal response spectrum analysis) η οποία αναφέρεται και ως δυναμική φασματική μέθοδος (ΕΑΚ-2000) και την μέθοδο ανάλυσης με οριζόντια φόρτιση (lateral force method of analysis) που λέγεται και απλοποιημένη φασματική μέθοδος (ΕΑΚ-2000). Εναλλακτικά, κατά τον Ευρωκώδικα 8, μπορεί να χρησιμοποιηθεί και μια μη γραμμική μέθοδος όπως η μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover analysis) και η μη γραμμική ανάλυση με βήμα προς βήμα ολοκλήρωση (δυναμική ανάλυση). Για να χρησιμοποιηθεί κάθε μέθοδος, απαιτείται εξοικείωση και κατανόηση του θεωρητικού υποβάθρου της, προκειμένου να αξιολογήσουμε τις δυνατότητες της, καθώς και τους περιορισμούς της. Οι μέθοδοι ανάλυσης θα παρουσιαστούν αναλυτικότερα στο Κεφάλαιο 3.

Ο σχεδιασμός με βάση την επιλεγμένη στάθμη επιτελεστικότητας είναι μια φιλοσοφία σχεδιασμού η οποία παρέχει μεγαλύτερη ελευθερία. Έγινε δηλαδή μια βασική διαχωριστική διαδικασία για την μεθοδολογία που πρέπει να ακολουθείται ανάλογα με το επίπεδο-στόχο λειτουργικότητας του κτιρίου υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Αυτοί οι στόχοι αποτίμησης αποτελούν συνδυασμούς αφενός μια στάθμης επιθυμητών συμπεριφορών και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια ζωής του κτιρίου, δηλαδή το σεισμό σχεδιασμού του. Σε μια τέτοια διαδικασία σχεδιασμού ή σεισμικής αποτίμησης, υπάρχουν δύο βασικά στοιχεία, η απαίτηση προς το δόμημα (demand) και η διατιθέμενη ικανότητα από το δόμημα (capacity). Η απαίτηση είναι μια εκτίμηση της αναμενόμενης σεισμικής επίδρασης στο κτίριο, δηλαδή τις δυνάμεις ή τις μετακινήσεις που αναμένεται να υποστεί κατά τον σεισμό. Η διατιθέμενη ικανότητα αποτελεί μια εκτίμηση της ικανότητας που διαθέτει η κατασκευή για να αντιστέκεται στην σεισμική απαίτηση. Όπου είναι προφανές ότι, για να είναι η συμπεριφορά του κτιρίου συμβατή με τον στόχο σχεδιασμού, θα πρέπει η ικανότητα του να αντισταθεί στις σεισμικές απαιτήσεις να υπερβαίνει τις αντίστοιχες απαιτήσεις που τίθενται από τον σεισμό. (Ρεπαπής, 2007; Συντζιρμά, 2010)

Αναλυτικότερα, η διατιθέμενη ικανότητα (capacity) αναφέρεται στην αντοχή ενός δομικού συστήματος ή ενός κτιρίου. Περιλαμβάνει τις φυσικές και μηχανικές ιδιότητες του δομήματος, τη γεωμετρία του, τη συνολική αντίστασή του στην κίνηση και την απόδοση του σε σεισμικές επιβαρύνσεις. Εκτιμάται μέσω της καμπύλης ικανότητας του δομήματος (pushover curve ή capacity curve), η οποία προκύπτει από την μη γραμμική ανελαστική ανάλυση. Η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής αποτυπώνει τη σχέση ανάμεσα στο επιβαλλόμενο οριζόντιο φορτίο και τη μετακίνηση της οροφής. Αυτή η σχέση φορτίου-μετακίνησης είναι μη γραμμική και υπολογίζεται με βήματα, χρησιμοποιώντας μια σειρά στατικών αναλύσεων για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου που διανέμεται κατανεμημένο σε κάθε όροφο. Αυτή η διαδικασία είναι γνωστή ως "μη γραμμική στατική ανάλυση" (pushover analysis). Η κατανομή του οριζόντιου φορτίου μπορεί να παίρνει τριγωνική μορφή, να βασίζεται στη μορφή της θεμελιώδους ιδιομορφής ή σε συνδυασμό ιδιομορφών. Κατά τη διάρκεια των στατικών αναλύσεων που χρησιμοποιούνται για τη δημιουργία της καμπύλης ικανότητας, αυξάνεται σταδιακά η οριζόντια κατανομή του φορτίου και υπολογίζεται κάθε φορά η μετακίνηση της οροφής καταλήγοντας σε μια μορφή που προσεγγίζει το Σχήμα 2.1β. Κατά την ανάλυση, λαμβάνεται υπόψη η σταδιακή παραμόρφωση των στοιχείων και η μείωση της ακαμψίας τους. Σύμφωνα με τα παραπάνω, μπορούν επίσης να προσδιοριστούν στην καμπύλη ικανότητας και οι στάθμες επιτελεστικότητας, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.2. (Επιτροπάκης, 2016)



Σχήμα 2.1. (α) Τριγωνική κατανομή φορτίων ανά στάθμη ορόφου σε σκαρίφημα. (β) Καμπύλη ικανότητας κατασκευής.



Σχήμα 2.2. Όρια των σταθμών επιτελεστικότητας της κατασκευής επί της καμπύλης ικανότητας της.

Η απαίτηση (demand) αντιπροσωπεύει το επίπεδο των σεισμικών δυνάμεων και επιδράσεων που αναμένεται να δεχθεί το κτίριο κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η κίνηση του εδάφους, κατά τη διάρκεια του σεισμού, δημιουργεί πολύπλοκες μορφές οριζοντίων μετακινήσεων που μεταβάλλονται στον χρόνο. Ο υπολογισμός των οποίων κρίνεται μη πρακτικός. Έτσι, για μη γραμμικές μεθόδους, θεωρείται απλούστερο να χρησιμοποιηθεί ένα σύνολο οριζοντίων μετατοπίσεων ως κριτήριο σχεδιασμού. Ουσιαστικά, λοιπόν, για δεδομένη κατασκευή και εδαφική κίνηση, η στοχευόμενη μετακίνηση αποτελεί μια εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης απόκρισης της κατασκευής κατά τη διάρκεια της εδαφικής κίνησης και προκύπτει από την τομή της καμπύλης ικανότητας και του μειωμένου ελαστικού φάσματος. Συνοψίζοντας, η απαίτηση για την αντοχή της κατασκευής εξαρτάται από την ικανότητά της να αντισταθεί στις σεισμικές δυνάμεις. Αυτό φαίνεται επίσης και από την καμπύλη ικανότητας. Όπου, καθώς η απαίτηση αυξάνεται, η κατασκευή αρχίζει να διαρρέει, η δυσκαμψία της μειώνεται και η ιδιοπερίοδος της αυξάνεται. Επιπλέον, καθώς οι σεισμικές επιταχύνσεις εξαρτώνται από την ιδιοπερίοδο της κατασκευής, η απαίτηση αλλάζει καθώς η κατασκευή διαρρέει. (Ρεπαπής, 2007)

## 2.2 ΑΡΧΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Η αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων ακολουθεί, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (2022) §2.1.4, τις παρακάτω αρχές:

- a) Όταν ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη μόνο κατακόρυφων φορτίων, η αποτίμηση του μπορεί να γίνεται με βάση απλές, πάντως συντηρητικές μεθόδους.
- b) Σε άλλη περίπτωση, όταν ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη τόσο κατακόρυφων όσο και σεισμικών φορτίων, πρέπει να γίνεται αποτίμηση του με βάση τις παρακάτω αρχές:
- i. Η αποτίμηση γίνεται με αναλυτικές μεθόδους όπως αυτές ορίζονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Συγκεκριμένα στα δομήματα για τα οποία διατίθεται εγκεκριμένη μελέτη (η οποία έχει εφαρμοσθεί) και δεν παρουσιάζουν βλάβες, η αποτίμηση μπορεί να γίνει βάσει των περιεχομένων της εγκεκριμένης μελέτης.
  - ii. Τα προσομοιώματα που θα χρησιμοποιηθούν για την αποτίμηση μπορεί να αντιπροσωπεύουν το σύνολο του δομήματος ή επί μέρους στοιχεία. Μπορούν να χρησιμοποιούνται διαφορετικά προσομοιώματα ανάλογα με το είδος των επιβαλλόμενων δράσεων.
  - iii. Η ακρίβεια των χρησιμοποιούμενων μεθόδων συνιστάται να είναι συμβατή με αυτή των δεδομένων.
  - iv. Η χρήση εμπειρικών μεθόδων επιτρέπεται μόνο σε περιπτώσεις που καλύπτονται από σχετικές ειδικές διατάξεις εκδιδόμενες από τη Δημόσια Αρχή.
  - v. Σε περιπτώσεις δομημάτων που ήδη παρουσιάζουν βλάβες ή φθορές, η χρησιμοποιούμενη μέθοδος αποτίμησης πρέπει να είναι σε θέση να ερμηνεύσει προσεγγιστικά τόσο την μορφή όσο και τη θέση των ουσιωδών αυτών βλαβών. Σε δομήματα μεγάλης σημασίας, όπου έχουν εντοπιστεί βλάβες, ενδέχεται να απαιτηθούν παραμετρικές αναλύσεις προκειμένου να επιτευχθεί η ερμηνεία των βλαβών όσο αφορά την μορφή και την θέση τους.
  - vi. Για την ανάλυση, τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων, την επαλήθευση του επιλεγέντος δείκτη συμπεριφοράς, τον έλεγχο των επιβαλλόμενων μετακινήσεων και τους τοπικούς δείκτες, ισχύουν αυτά που αναφέρονται στις § 2.4.3 έως § 2.4.5

του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Συγκεκριμένα για τις τοιχοπληρώσεις ισχύει η § 2.1.4.2 του κανονισμού.

- vii. Τελειώνοντας, σε πολλές περιπτώσεις ενδέχεται να είναι χρήσιμη ή και αναγκαία μια ταχεία εκτίμηση της απώλειας της φέρουσας ικανότητας ενός δομήματος το οποίο έχει υποστεί βλάβες ή φθορές. Η εκτίμηση αυτή να γίνεται ανάλογα με την ένταση και έκταση των βλαβών σύμφωνα με δόκιμες μεθόδους (ακριβείς ή προσεγγιστικές).

### 2.3 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

Η φιλοσοφία του ικανοτικού σχεδιασμού βασίζεται στην προσπάθεια να διασφαλίσει ότι η κατασκευή θα έχει την ικανότητα να απορροφήσει τη μέγιστη δυνατή ενέργεια χωρίς να υποστεί μερική ή ολική αστοχία (κατάρρευση).

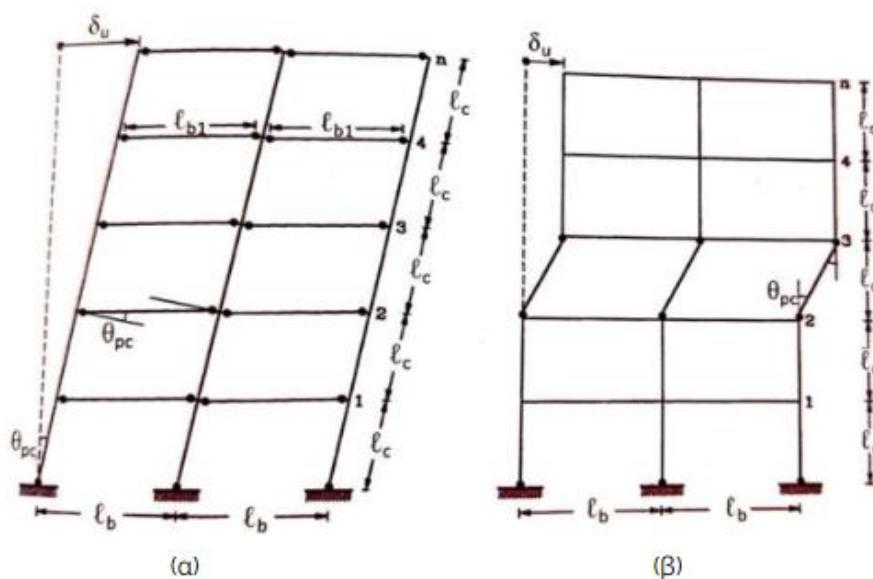
Όπως αναφέρει ο Καραγιάννης (2019), κύριοι άξονες για την επιτυχία του στόχου αυτού, δηλαδή τη μεγαλύτερη δυνατή απορρόφηση ενέργειας από την κατασκευή, είναι:

- i) Η χρήση κατά το δυνατόν, όλων των αποθεμάτων αντοχής της κατασκευής (αντοχής επί μέρους στοιχείων).
- ii) Η ιεράρχηση των βλαβών και η διασφάλιση της εκδήλωσης τους με την επιθυμητή σειρά, δηλαδή πρώτα στις δοκούς και τέλος στα κρίσιμα κατακόρυφα στοιχεία.
- iii) Η κατανομή των βλαβών σε όσο το δυνατόν μεγαλύτερο αριθμό δοκιμών στοιχείων.

Σύμφωνα με τους προαναφερθέντες στόχους, κατά τον ικανοτικό σχεδιασμό των κατασκευών, προεπιλέγονται συγκεκριμένα στοιχεία του δομικού συστήματος τα οποία κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης θα υποστούν διαρροή (βλάβη). Αυτά τα στοιχεία ερευνώνται και κατασκευάζονται κατάλληλα, ώστε να διαθέτουν μεγάλη πλαστιμότητα, δηλαδή να είναι ικανά να υποστούν μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις χωρίς να έρθουν σε αστοχία (θραύση). Τα σημεία αυτά των στοιχείων που υφίστανται πλαστική διαρροή συχνά αναφέρονται ως πλαστικές αρθρώσεις. Όπου, στην πραγματικότητα, οι πλαστικές αρθρώσεις είναι μικρές περιοχές των στοιχείων και όχι απλά σημεία. Τα τμήματα του στοιχείου μέσα στα οποία αναμένεται να αναπτυχθούν πλαστικές

αρθρώσεις κατά τη σεισμική διέγερση, χαρακτηρίζονται ως κρίσιμες περιοχές. Για αυτές τις περιοχές, οι σύγχρονοι κανονισμοί, προβλέπουν ειδικές αυστηρές διατάξεις σχεδιασμού.

Προκειμένου να γίνει πιο κατανοητός ο σκοπός και η σημασία του ικανοτικού σχεδιασμού στη σεισμική απόκριση των κατασκευών ωπλισμένου σκυροδέματος, παρουσιάζονται παρακάτω στο Σχήμα 2.3 δύο ακραίοι μηχανισμοί απόκρισης πλασιωτών κατασκευών. Από το Σχήμα 2.3α παρατηρείται ότι κατά τον εν λόγω μηχανισμό, αναπτύσσονται βλάβες και δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις σε όλες τις δοκούς. Με αυτόν τον τρόπο, εξαντλούνται κατά το δυνατόν όλα τα αποθέματα αντοχής των μη κρίσιμων στοιχείων, δηλαδή των δοκών, προκειμένου να δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης. Κατά τον άλλο μηχανισμό (μηχανισμός μαλακού ορόφου) (Σχήμα 2.3β), αναπτύσσονται βλάβες και δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα ενός μόνο ορόφου. Σε αυτήν την περίπτωση, τα αποθέματα αντοχής όλων των δοκών της κατασκευής, καθώς και των υποστυλωμάτων των υπολοίπων ορόφων, δεν χρησιμοποιούνται, καθώς δεν απορροφούν ενέργεια μέσω της υστερητικής απόκρισης κατά τη σεισμική απόκριση. Καταλήγοντας λοιπόν σε ψαθυρές μορφές αστοχίας, οι οποίες πρέπει να αποφεύγονται. Αν συγκριθούν οι απαιτήσεις σε στροφή των πλαστικών αρθρώσεων που αναπτύσσονται σε κάθε μία από τις δύο ακραίες περιπτώσεις που εξετάζονται, προκύπτει ότι απαιτήσεις αυτές, και συνεπώς, οι αντίστοιχες απαιτήσεις πλαστιμότητας των στοιχείων, είναι πολύ μικρότερες στην περίπτωση (2.3α) σε σχέση με την περίπτωση (2.3β).



Σχήμα 2.3. Ακραίοι μηχανισμοί απόκρισης πλασιωτών κατασκευών. (α) Μηχανισμός δοκών (β) Μηχανισμός υποστυλωμάτων ή μηχανισμός ορόφου. (Καραγιάννης, 2019)

Είναι λοιπόν εμφανές ότι ο μηχανισμός που παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.3α συμβαδίζει σωστότερα με την όλη φιλοσοφία του ικανοτικού σχεδιασμού, ενώ ο μηχανισμός στο Σχήμα 2.3β αντιπροσωπεύει την εντελώς αντίθετη περίπτωση και πρέπει να αποφεύγεται με κάθε δυνατό τρόπο.

Φυσικά, πρέπει να είναι κατανοητό ότι ο μηχανισμός δοκών του Σχήματος 2.3α είναι μια ιδανική ακραία περίπτωση και επομένως σκοπός του κάθε μηχανικού είναι να προσεγγίσει όσο το δυνατόν περισσότερο τον μηχανισμό αυτόν αποφεύγοντας τον μηχανισμό ορόφων, γνωστό και ως μηχανισμό υποστυλωμάτων ή και μηχανισμό μαλακού ορόφου (soft storey). Ο οποίος, αξίζει να αναφερθεί ότι συναντάται συχνά σε κατασκευές που έχουν ανοιχτό ισόγειο χωρίς τοιχοποιίες (πυλωτή), ενώ τοποθετούνται τοιχοποιίες στους υπόλοιπους ορόφους της. Η απουσία τοίχων πλήρωσης και η διακοπή φερόντων στοιχείων ή τοιχωμάτων στο ισόγειο προκειμένου να δημιουργηθούν μεγαλύτερα ανοίγματα ή να εξοικονομηθεί χώρος, είναι ένα αρκετά συχνό φαινόμενο και μπορεί να έχει σημαντικές επιπτώσεις στη σεισμική απόκριση του κτιρίου, ειδικότερα σε πολώροφες κατασκευές πριν το 1984 που έχουν σχεδιαστεί με τον Αντισεισμικό σχεδιασμό του 1959 και τον Κανονισμό Οπλισμένου σκυροδέματος του 1954. Αυτό συμβαίνει επειδή η απουσία τοίχων πλήρωσης μπορεί να οδηγήσει σε δραστική μείωση της συνολικής αντοχής και δυσκαμψίας του ισογείου. Η συμπεριφορά κτιρίων με πυλωτή κατά την διάρκεια ισχυρών σεισμικών δονήσεων καθορίζεται, σε μεγάλο βαθμό, από τις παραμορφώσεις του ανοικτού τους ισογείου. Εξαιτίας της σχετικά μικρότερης δυσκαμψίας του ανοικτού ισογείου, οι επιβαλλόμενες από το σεισμό μετατοπίσεις συγκεντρώνονται σε μεγάλο βαθμό σε αυτό, αντί να κατανέμονται ομοιόμορφα σε όλους τους ορόφους της κατασκευής. Η συγκέντρωση αυτή των σεισμικών μετατοπίσεων στο κατώτερο όροφο, καταπονεί έντονα τα φέροντα στοιχεία του ισογείου οδηγώντας τα είτε σε ψαθυρή αστοχία μέσω διάτμησης, είτε αστοχία σε κάμψη (πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα του υποστυλώματος). (Αντωνόπουλος, 2014; Καραγιάννης, 2019)

Συνεπώς, καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι κύριος στόχος του ικανοτικού σχεδιασμού είναι να διασφαλίσει, μέσω κατευθυντήριων οδηγιών και ειδικών διατάξεων που περιλαμβάνονται στους κανονισμούς, τον σχεδιασμό κατασκευών που θα αναπτύξουν μηχανισμό κατάρρευσης παρόμοιο με τον μηχανισμό δοκών.

## 2.4 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Τις τελευταίες δεκαετίες, επικρατούσε η άποψη ότι εάν ο σχεδιασμός των κτιρίων είναι τέτοιος ώστε να ικανοποιεί τη θεμελιώδη απαίτηση της μη κατάρρευσης, τότε αυτά διαθέτουν επαρκή ασφάλεια έναντι υπερβολικών βλαβών. Η άποψη αυτή είναι σωστή, δηλαδή ο απώτερος σκοπός κάθε μηχανικού είναι να σχεδιάσει μία κατασκευή που θα μπορεί, για παράδειγμα, να ανταπεξέλθει σε μια ισχυρή σεισμική δόνηση χωρίς να αστοχήσει. Ωστόσο, παλαιότεροι σεισμοί έδειξαν ότι αυτή η αντίληψη δεν είναι και η σωστότερη. Παρότι η πλειονότητα των κατασκευών που είχαν σχεδιαστεί σύμφωνα με τους νέους κανονισμούς σέβονταν την απαίτηση της αποφυγής κατάρρευσης, το οικονομικό κόστος ήταν πολύ μεγαλύτερο από αυτό που αναμενόταν. Αυτό οφειλόταν σε διάφορους λόγους όπως, στις βλάβες σε φέροντα ή μη φέροντα στοιχεία των κατασκευών, στην μακροχρόνια διακοπή της λειτουργίας του κτιρίου μετά τον σεισμό εξαιτίας των βλαβών αυτών, η πτώση στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού ή και οι σοβαροί τραυματισμοί ατόμων. Ως «φέρων οργανισμός» αναφέρεται ο όρος, του οποίου η έννοια αντιστοιχεί στο σύστημα ανάλυσης κατακόρυφων φορτίων και ως «μη φέρων οργανισμός» ο όρος που αντιστοιχεί στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάλυση κατακόρυφων φορτίων. (KAN.ΕΠΕ., 2022; Ρεπαπής, 2007)

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικο-οικονομικών αναγκών, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022) §2.2 και άλλοι κανονισμοί, όπως ο Ευρωκώδικας 8, θεσπίζουν διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας» (επιθυμητές συμπεριφορές). Δηλαδή μια βασική διαδικασία για την μεθοδολογία που πρέπει να ακολουθείται ανάλογα με το επίπεδο-στόχο λειτουργικότητας του κτιρίου υπό δεδομένους σεισμούς σχεδιασμού. Αυτοί οι στόχοι αποτίμησης (Πίνακας 2.1) αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας (επιθυμητής συμπεριφοράς) και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια ζωής του κτιρίου, δηλαδή τον σεισμό σχεδιασμού του. Ο Πίνακας 2.1 που ακολουθεί δείχνει τις στάθμες επιτελεστικότητας, όπως αυτές ορίζονται κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022), για τις αντίστοιχες ανεκτές πιθανότητες υπέρβασης. Παρακάτω θα δούμε αναλυτικότερα τις στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού όπως αυτές αναγράφονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022). Αξίζει όμως να σημειωθεί ότι και στον Ευρωκώδικα 8 υπάρχουν αντίστοιχα τρεις στάθμες επιτελεστικότητας με παρόμοια χαρακτηριστικά.



**Πίνακας 2.1. Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Φέροντος οργανισμού (Πίνακας 2.1 §2.2 ΚΑΝΕΠΕ, 2022).**

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

#### 2.4.1 Στάθμες επιτελεστικότητας Φέροντος οργανισμού

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2022):

- (α) **«Περιορισμένες βλάβες»** (Damage Limitation ή DL). Ο φέρον οργανισμός του κτιρίου αναμένεται να υποστεί μόνο μικρές βλάβες, όπως αραιές τριχοειδείς καμπτικές ρωγμές, χωρίς ευδιάκριτες μόνιμες μετακινήσεις υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων. Με τα δομικά στοιχεία του να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Δηλαδή, μια κατάσταση κατά την οποία καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά την διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.
- (β) **«Σημαντικές βλάβες»** (Significant Damage ή SD). Είναι μια κατάσταση κατά την οποία ο φέρον οργανισμός έχει υποστεί σημαντικές, αλλά επισκευάσιμες, βλάβες όπως καμπτικές και διατμητικές ρωγμές, ενώ τα δομικά στοιχεία διατηρούν ακόμη την αντοχή και την δυσκαμψία τους και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Τα μη φέροντα στοιχεία έχουν υποστεί βλάβες, όπως ενδεικτικώς πυκνές ρηγματώσεις και τοπικές πτώσεις τεμαχίων επιχρίσματος και τμημάτων τοιχοποιίας, αλλά δεν αναμένεται, κατά τον σεισμό, να προκληθεί σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών ή της πτώσεις των στοιχείων αυτών. Ο

φέρων οργανισμός του κτιρίου μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις είναι μετρίου βαθμού.

(γ) «**Οιονεί κατάρρευση**» (Near Collapse ή NC). Είναι μια κατάσταση κατά την οποία ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές, κυρίως μη επισκευάσιμες, βλάβες. Αν και ο φέρων οργανισμός είναι ακόμη σε θέση να υποστηρίξει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά τη διάρκεια, και για ένα περιορισμένο διάστημα μετά, τον σεισμό), δεν διαθέτει πλέον ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας για ολική ή μερική κατάρρευση, ακόμη και για μετασεισμούς μέτρια έντασης. Τα περισσότερα μη φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει ή παρουσιάζονται εκτεταμένες αποδιοργανώσεις και καταπτώσεις μεγάλων τεμαχίων τοίχων, οπότε κατά τον σεισμό, δεν αποκλείονται ακόμη και σοβαροί τραυματισμοί ατόμων λόγω βλαβών ή πτώσεις των στοιχείων αυτών. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες.

#### **2.4.2 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού**

Ο σχεδιασμός μιας κατασκευής πραγματοποιείται με βάση την απαίτηση ότι η κατασκευή πρέπει να αντέχει στις δράσεις σχεδιασμού, χωρίς να υφίσταται μερική ή ολική κατάρρευση. Ουσιαστικά λοιπόν, κατά τον σχεδιασμό πρέπει να διασφαλιστεί ότι η κατασκευή θα μπορεί να αντιμετωπίσει τις μεγάλες παραμορφώσεις, χωρίς σημαντική απώλεια της αντοχής της έναντι οριζοντίων δυνάμεων, και παράλληλα θα διατηρηθεί η ακεραιότητα του κτιρίου για την ανάληψη των μόνιμων φορτίων. Αυτή η σεισμική δράση σχεδιασμού (σεισμός σχεδιασμού) ή δράση αναφοράς καθορίζεται με μια συγκεκριμένη πιθανότητα υπέρβασης του υπολογιζόμενου μεγέθους της και μια συγκεκριμένη περίοδο επαναφοράς που ισούται με την εκτιμώμενη «πραγματική» διάρκεια ζωής του δομήματος. Περισσότερα σχετικά με την στάθμη σεισμικής επικινδυνότητας θα αναφερθούν παρακάτω.

Αναλυτικότερα, η διαφοροποίηση της απαίτησης αξιοπιστίας του σχεδιασμού της κατασκευής εξαρτάται από το είδος της χρήσης του κτιρίου, τον τρόπο που επηρεάζει την κοινωνία και τη σπουδαιότητα γενικότερα του δομήματος. Αυτό, κατά τον Ευρωκώδικα 8 και τον ΕΑΚ-2000, εκφράζεται με την αύξηση ή μείωση των σεισμικών δράσεων σχεδιασμού μέσω ενός συντελεστή που ονομάζεται συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_1$ . Η τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας εξαρτάται από τη κατηγορία σπουδαιότητας της κατασκευής και για κάθε κατηγορία σπουδαιότητας καθορίζεται η κατάλληλη περίοδος

επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού. Για παράδειγμα, σύμφωνα με τον ΕΑΚ-2000 τα κτίρια κατατάσσονται σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας με βάση τον κίνδυνο για σοβαρό τραυματισμό ατόμων, την απώλεια ανθρώπινων ζώων καθώς και τις κοινωνικο-οικονομικές επιπτώσεις που μπορεί να προκληθούν σε μια ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας ενός κτιρίου, ιδίως κατά την διάρκεια του σεισμού και αμέσως μετά. Ομοίως, ο Ευρωκώδικας 8 κατηγοριοποιεί τα δομήματα επίσης σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας με παρόμοια σχεδόν κριτήρια. Ωστόσο, είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι οι κατηγορίες δεν συμπίπτουν απολύτως. Για κάθε κατηγορία σπουδαιότητας έχει υπολογισθεί ο συντελεστής  $\gamma_I$ , όπως προβλέπεται από τον κάθε κανονισμό και μπορεί να διαφέρει μεταξύ των κανονισμών. Κάτι το οποίο παρατηρείται μεταξύ των κανονισμών που προαναφέρθηκαν, με τον EC8 να υιοθετεί υψηλότερες τιμές του  $\gamma_I$  σε σχέση με τον ΕΑΚ-2000 σε ορισμένες κατηγορίες. Για λόγους πληρότητας, θα αναφερθούν και τα κριτήρια που έχουν κάθε μία από τις τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, με μικρές διαφορές από κανονισμό σε κανονισμό, όπως έχει ήδη αναφερθεί παραπάνω. Στην πρώτη κατηγορία συναντώνται κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού όπως αγροτικά οικήματα και υπόστεγα. Στην δεύτερη, είναι τα συνήθη κτίρια, όπως κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κ.α. Στην τρίτη κατηγορία υπάρχουν κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτίρια των οποίων η απόκριση έναντι σεισμικών δράσεων έχει σημασία από την άποψη των συνεπειών της κατάρρευσης τους, δηλαδή σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κ.α. Τέλος, στην τελευταία κατηγορία συναντώνται κτίρια των οποίων η λειτουργία τους κατά την διάρκεια του σεισμού και μετά τον σεισμό είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία κ.α. (Καραγιάννης, 2019; Ε.Α.Κ., 2000)

Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κτιρίων, οι τρεις στόχοι αποτίμησης (Α, Β ή Γ) ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας ή αλλιώς σεισμικές κλάσεις ορίζονται από τον Πίνακα 2.1 που έχει ήδη αναφερθεί παραπάνω. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §2.2 ως:

Σεισμική κλάση κτιρίου ορίζεται ο μέγιστος στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού που μπορεί να εξασφαλίσει ένα κτίριο για μια επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας. Η σεισμική κλάση κτιρίου για στάθμη επιτελεστικότητας Β «Σημαντικές Βλάβες» θεωρείται ως βασική σεισμική κλάση.

Για παράδειγμα ένας σεισμός με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, σύμφωνα με τον Πίνακα 2.3, αντιστοιχεί σε  $a_g/a_{g,ref} = 1.00$  και ορίζει σύμφωνα με τον Πίνακα 2.1 ως μέγιστους στόχους αποτίμησης ή ανασχεδιασμού τους Α1, Β1 και Γ1. Όπου, κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022):

$a_{g,ref}$  : είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση αναφοράς, που ορίζεται με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% στα 50 χρόνια συμβατικής ζωής του έργου  
 $a_g$  : είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση

Οι ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφιστάμενων κτιρίων ορίζονται ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου, όπως προβλέπονται από την §2.2 του Κανονισμού Επεμβάσεως και πιο συγκεκριμένα του Πίνακα 2.2

**Πίνακας 2.2. Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφιστάμενων κτιρίων (Παράρτημα 2.1, Πίνακας ΠΑ.2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022)**

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

Γενικά, γίνεται αποδεκτή μια ονομαστική τεχνική διάρκεια ζωής που ισούται με την τυπική διάρκεια ζωής των 50 ετών, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη το εκτιμώμενο "πραγματικό" υπόλοιπο διάρκειας ζωής της κατασκευής. Σε κάθε περίπτωση, ο στόχος επανελέγχου (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) επιλέγεται λαμβάνοντας υπόψη, μεταξύ άλλων, κριτήρια όπως την χρήση και την σπουδαιότητα ενός δομήματος, και μπορεί να μεταβάλλεται ανάλογα με τις παραμέτρους αυτές. Συνήθως, το πρόβλημα τίθεται σύμφωνα με τις συνέπειες εκ της πιθανής αστοχίας του έργου κατά την οποία, εκτιμάται η μέγιστη αποδεκτή πιθανότητα αστοχίας κατά την διάρκεια της χρήσιμης ζωής του. Όλα αυτά φαίνονται και στον Πίνακα 2.3, ο οποίος αντιστοιχίζει την πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης με την στάθμη επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού και την αντίστοιχη ανηγμένη οριζόντια επιτάχυνση. Για παράδειγμα, αν η πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης, εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών, είναι 10% τότε το έργο πρέπει να σχεδιαστεί με προσδοκώμενη μέση διάρκεια ζωής περίπου δεκαπλάσια της πραγματικής χρήσιμης ζωής του, η οποία είναι 475 περίπου χρόνια όπως φαίνεται και στον Πίνακα 2.3.

Συμπερασματικά, η επιλογή ενός στόχου επανελέγχου με πιθανότητα υπέρβασης μεγαλύτερη από 10% συνήθως οδηγεί σε πιο συχνές και έντονες βλάβες. Ενώ, η επιλογή ενός στόχου με πιθανότητα μικρότερη από 10%, αναμένονται κατά κανόνα μικρότερες και λιγότερες βλάβες, π.χ. για πιθανότητα 5%, στον Πίνακα 2.3, αντιστοιχείται μια μεγαλύτερη περίοδος επαναφοράς 975 έτη. (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2022)

**Πίνακας 2.3. Αντιστοίχιση περιόδου επαναφοράς και πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης με την ανηγμένη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση (ΚΑΝΕΠΕ, 2022).**

Περίοδος επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	$\alpha_g/\alpha_{g,ref}$
2475	2%	1.80
975	5%	1.30
475	10%	1.00
225	20%	0.75
135	30%	0.60
70	50%	0.45
40	70%	0.35
20	90%	0.25
<20	>90%	<0.25

## 2.5 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.), σύμφωνα με την §3.6 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022), λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό της κατασκευής αναφορικά με τα δεδομένα που επηρεάζουν τις δράσεις και τις αντιστάσεις της κατασκευής. Εκφράζει δηλαδή, την επάρκεια των πληροφοριών που διατίθενται για το υφιστάμενο κτίριο, όπως τις αντοχές των υλικών, την γεωμετρία των μελών κι άλλα στοιχεία που σχετίζονται με την πληρότητα της αποτύπωσης του φέροντος οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων και επηρεάζουν τις δράσεις και τις αντιστάσεις του (π.χ. η αβεβαιότητα στο πάχος της επικάλυψης της πλάκας αφορά κυρίως τις δράσεις, ενώ η αβεβαιότητα στο πάχος της ίδιας της πλάκας λαμβάνεται υπόψη κυρίως στις αντιστάσεις). Η Σ.Α.Δ. δεν είναι απαραίτητο να θεωρηθεί ενιαία για ολόκληρο το κτίριο, επιτρέπεται να διαφοροποιείται για διαφορετικές περιοχές του δομήματος, όπως για παράδειγμα σε κάθε όροφο του κτιρίου ή ακόμα και τμήμα του ορόφου, με κάποιους περιορισμούς ως προς τον αριθμό των κατακόρυφων

στοιχείων που θα περιλαμβάνονται στο τμήμα αυτό, όπως αυτά αναφέρονται στην §3.6.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022).

### **2.5.1 Κατηγορίες Σ.Α.Δ. και κριτήρια καθορισμού της**

Όπως αναγράφεται και στην §3.6.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ (2022) οι κατηγορίες Σ.Α.Δ., διακρίνονται σε τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων:

i) «Υψηλή»

ii) «Ικανοποιητική»

iii) «Ανεκτή»

Αναφορικά με τα κριτήρια καθορισμού της Σ.Α.Δ., έχουμε από την 2<sup>η</sup> αναθεώρηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. που συνεχίζει να ισχύει μέχρι σήμερα, την ΣΑΔ<sub>Υ</sub> (υλικού) η οποία έχει να κάνει με το επίπεδο γνώσης όσο αφορά τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών και επηρεάζει τις αντιστάσεις (αντοχές). Η ΣΑΔ<sub>Υ</sub> προσδιορίζεται σύμφωνα με όσα αναφέρονται στην §3.7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022) και πιο συγκεκριμένα στην §3.7.1.3 για το σκυρόδεμα, §3.7.2.1 για το χάλυβα οπλισμού, §3.7.2.2 για το χάλυβα προεντάσεως και στην §3.7.3 για τους τοίχους πλήρωσης. Συνεχίζοντας, μετά την 3<sup>η</sup> αναθεώρηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. έχουμε την ΣΑΔ<sub>Γ</sub> που αφορά τα γεωμετρικά στοιχεία του δομήματος (π.χ. το είδος και η γεωμετρία του φορέα θεμελίωσης, ανωδομής, τοιχοπληρώσεων κ.λπ.) και έχει δύο υποκατηγορίες την ΣΑΔ<sub>Γ1</sub> και ΣΑΔ<sub>Γ2</sub>. Και η ΣΑΔ<sub>Λ</sub> που αφορά τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες των στοιχείων (π.χ. λεπτομέρειες όπλισης κ.λπ.). Όπου, ο προσδιορισμός των ΣΑΔ<sub>Γ</sub> και ΣΑΔ<sub>Λ</sub> γίνεται σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. §3.8 που φαίνεται παρακάτω (Πίνακας 2.4).

Πίνακας 2.4. Επιλογή ΣΑΔΓ και ΣΑΔΛ (§3.8 ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022)

ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ		ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	ΔΕΔΟΜΕΝΑ										
				ΣΑΔΓ (= η δυσμενέστερη μεταξύ των ΣΑΔΓ <sub>1</sub> & ΣΑΔΓ <sub>2</sub> )						ΣΑΔΛ				
				ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ή ΑΝΩΔΟΜΗΣ (ΣΑΔΓ <sub>1</sub> )			ΠΑΧΗ ΒΑΡΗ κ.λπ. ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ κ.λπ. (ΣΑΔΓ <sub>2</sub> )			ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΔΕΙΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΗΣ				
ΥΠΛΟΝ	ΔΩΝ	ΥΠΛΟΝ	Ανεκτί	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτί	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτί	Ικανοποιητική	Υψηλή			
✓			1	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδεκνημένα εφαρμοστεί, χωρίς τροποποιήσεις	(1)			✓			✓			✓
✓			2	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις	(2)			✓			✓		✓	✓
✓			3	Δεδομένο που προέρχεται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα σε σχέδιο της αρχικής μελέτης)	(3)	✓			✓			✓		
		✓	4	Δεδομένο που έχει διαπιστωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτυπωθεί αδηόιστα	(4)		✓	✓		✓	✓		✓	✓
		✓	5	Δεδομένο που έχει προσδιοριστεί με έμμεσον αλλά επαρκώς αδηόιστον τρόπο	(5)	✓	✓		✓	✓		✓	✓	
		✓	6	Δεδομένο που έχει ευλόγως θεωρηθεί κατά την κρίση Μηχανικού	(6)	✓	✓		✓	✓		✓	✓	

### 2.5.2 Επιπτώσεις της Σ.Α.Δ. στον ανασχεδιασμό και την αποτίμηση

Σύμφωνα με την §3.6.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022) ανάλογα με την αξιοπιστία των δεδομένων:

- Επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_f$  για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους  $\gamma_{sd}$ .
- Επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_m$  για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους  $\gamma_{Rd}$ .
- Επιλέγεται η κατάλληλη μέθοδος ανάλυσης και επανελέγχου.

Όπου,

$\gamma_f, \gamma_m$  : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας που αφορούν τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών, σύμφωνα με τους λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές.

$\gamma_{sd}$ ,  $\gamma_{rd}$ : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων και των αντιστάσεων.

Ουσιαστικά οι συντελεστές αυτοί επηρεάζουν τις αντοχές των υλικών. Πιο συγκεκριμένα οι συντελεστές  $\gamma_f$  εκλέγονται όπως προβλέπεται στους Ευρωκώδικες, ενώ οι τιμές των  $\gamma_m$  διαμορφώνονται σύμφωνα με τον Πίνακα Π4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Πίνακας 2.5). Στην περίπτωση χρήσης «ερήμην» αντιπροσωπευτικών τιμών αντοχής υλικών (σκυροδέματος, χάλυβα οπλισμού και τοιχοπληρώσεων) η Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΣΑΔ<sub>Υ</sub>) θεωρείται «ανεκτή» για το σκυρόδεμα και τις τοιχοπληρώσεις και «ικανοποιητική» για τον χάλυβα οπλισμού (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 3.1, 2022). Όπου, σύμφωνα με τον Πίνακα 2.5, για έλεγχο σε όρους δυνάμεων, οι αντίστοιχες τιμές των συντελεστών ασφαλείας σκυροδέματος θα είναι  $\gamma'_c = 1.30$  και χάλυβα  $\gamma'_s = 1.15$ .

**Πίνακας 2.5. Τιμές ιδιοτήτων των υλικών και αντίστοιχοι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma'_m$  (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022)**

	ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΛΕΓΧΟΥ <sup>1</sup>					
	ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ <sup>2</sup>			ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ <sup>3</sup>		
	ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ <sup>4</sup>	ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ		ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ	ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	
		Ναι	Όχι		Ναι	Όχι
Αντιπροσωπευτικές τιμές <sup>5</sup>	$\bar{X} - s$	$X_k$	$X_k$	$\bar{X}$	$\bar{X}$	$\bar{X}$
Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας $\gamma'_m$ <sup>4</sup>	Για το σκυρόδεμα: Αναλόγως ΣΑΔ <sub>Υ</sub> $\gamma'_c = 1.30 \pm 0.15$ Για τον χάλυβα οπλισμού: Για ΣΑΔ <sub>Υ</sub> «Υψηλή» και αναλόγως ΣΑΔ <sub>Υ</sub> $\gamma'_s = 1.10 \pm 0.05$ Για ΣΑΔ <sub>Υ</sub> «ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ» και αναλόγως ΣΑΔ <sub>Υ</sub> $\gamma'_s = 1.15 \pm 0.05$ Για ΣΑΔ <sub>Υ</sub> «Ανεκτή» και αναλόγως ΣΑΔ <sub>Υ</sub> $\gamma'_s = 1.20 \pm 0.05$	Αναλόγως διατομής ή / και προστελεσσιμότητας	Αναλόγως ΣΑΔ <sub>Υ</sub>	Αναλόγως διατομής ή / και προστελεσσιμότητας	$\gamma'_m = 1.10 \pm 0.10$	$\gamma'_m = 1.15$ ή $1.25$ $\gamma'_m = 1.15$ ή $1.25$

Συνοψίζοντας, η Σ.Α.Δ. είναι υπεύθυνη για τον καθορισμό της τιμής των συντελεστών ασφαλείας του σκυροδέματος και του χάλυβα, καθώς και της τιμής του συντελεστή εμπιστοσύνης τους.

## 2.6 ΚΥΡΙΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό, τα μεμονωμένα δομικά στοιχεία (μέλη) και οι επιμέρους φορείς του φέροντος οργανισμού ενός κτιρίου που επηρεάζουν τη δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στο κτίριο ή που φορτίζονται λόγω των πλευρικών μετακινήσεων του κτιρίου, διακρίνονται σε «κύρια» και «δευτερεύοντα». Ως «κύρια» χαρακτηρίζονται γενικά οι επιμέρους φορείς ή τα δομικά στοιχεία (μέλη) που συνεισφέρουν



στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία. Τα υπόλοιπα στοιχεία ή φορείς θα χαρακτηρίζονται ως «δευτερεύοντα».

Σύμφωνα με τον κανονισμό, στην περίπτωση κατά την οποία για στόχο αποτίμησης ή ανασχεδιασμού έχει επιλεγεί η στάθμη επιτελεστικότητας «Περιορισμένες βλάβες», δεν επιτρέπεται η παραπάνω διάκριση.

Όπως αναφέρεται και στον ΚΑΝ.ΕΠΕ (2022), η βασική συνέπεια όσο αφορά τον χαρακτηρισμό ενός φέροντος στοιχείου ή φορέα (π.χ. πλαίσιο, τοίχωμα) ως δευτερεύοντος είναι ότι για αυτά ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας, υπάρχει δηλαδή η δυνατότητα διαφοροποίησης των ελέγχων για τις δύο κατηγορίες που αυτό μεταφράζεται ως μεγαλύτερες επιτρεπόμενες μετακινήσεις και βλάβες για τα δευτερεύοντα στοιχεία σε σχέση με τα πρωτεύοντα.

Η ειδοποιός διαφορά μεταξύ των δύο κατηγοριών έχει να κάνει με το κατά πόσο ένα στοιχείο ή φορέας είναι κρίσιμο στην αντίσταση του κτιρίου έναντι κατάρρευσης. Επομένως, ως δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται τα στοιχεία που μπορούν να συμβάλλουν στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων, αλλά λόγω χαμηλής δυσκαμψίας, αντοχής ή πλαστιμότητας δεν συνεισφέρουν σε σημαντικό βαθμό στην αντίσταση του κτιρίου έναντι σεισμού. Αξίζει να αναφερθεί, ότι η διάκριση των φερόντων στοιχείων στις δύο κατηγορίες είναι στην κρίση του μελετητή Μηχανικού να την ορίσει.

Άλλες περιπτώσεις που η κατηγοριοποίηση των στοιχείων σε κύρια και δευτερεύοντα, μπορεί να φανεί ιδιαίτερα χρήσιμη, είναι οι εξής:

- Όταν σε έναν γενικώς επαρκή φορέα (από αντισεισμικής άποψης), υπάρχουν μεμονωμένα στοιχεία τα οποία δεν πληρούν τα κριτήρια επιτελεστικότητας, χωρίς όμως αυτό να συνεπάγεται την αδυναμία ολόκληρου του φορέα. Σε αυτή την περίπτωση τα στοιχεία αυτά μπορούν να χαρακτηριστούν ως δευτερεύοντα και να απαλλαχτούν από τον έλεγχο επάρκειας του φορέα. Τέτοια στοιχεία μπορεί π.χ. να είναι οι δοκοί συζεύξεως τοιχωμάτων, δοκοί με έμμεσες στηρίξεις επί δοκών, φυτευτά υποστυλώματα κ.λπ., με την προϋπόθεση θεώρησης «αρθρωτής» σύνδεσης τους με τον κύριο φορέα.
- Κατά τον ανασχεδιασμό του κτιρίου που χρησιμοποιούνται νέοι φορείς (δηλαδή τοιχώματα, δικτυώματα και πλαίσια) και ο υφιστάμενος φορέας μπορεί να χαρακτηρισθεί ως δευτερεύων.

## 2.7 Η ΛΟΓΙΚΗ ΤΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΚΑΙ Η ΑΝΙΣΩΣΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Ο έλεγχος ασφαλείας που πραγματοποιείται σε επίπεδο μέλους, τμήματος ή στο σύνολο του δομήματος, οφείλει να αποδείξει ότι το επιβαλλόμενο κρίσιμο μέγεθος (είτε είναι εντατικό είτε παραμορφωσιακό) είναι αξιόπιστα μικρότερο από την αντίστοιχη διαθέσιμη ικανότητα. Για παράδειγμα στην εφαρμογή μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης ως έλεγχος ασφαλείας, ονομάζεται η σύγκριση της μέγιστης διαθέσιμης και στοχευόμενης απόκρισης της κορυφής του δομήματος (κόμβος ελέγχου της κατασκευής) σε όρους δυνάμεων και μετακινήσεων, έναντι των απαιτήσεων του φάσματος σε όρους δυνάμεων-μετακινήσεων που αντιστοιχεί στην σεισμική δράση επανελέγχου. (§ 4.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2022)

Ως εντατικά μεγέθη («δυνάμεις») εννοούνται οι ορθές και τέμνουσες δυνάμεις (N και V) καθώς και οι καμπτικές και στρεπτικές ροπές (M και T). Και ως παραμορφωσιακά μεγέθη («παραμορφώσεις») οι κάθε είδους μετακινήσεις (d), οι στροφές (θ) ραβδόμορφων στοιχείων, τα βέλη κάμψης και οι γωνιακές παραμορφώσεις στοιχείων ή οι καμπυλότητες που προκύπτουν από τις επιβαλλόμενες δράσεις (π.χ. λόγω εξωτερικών φορτίων).

Ανάλογα με την μέθοδο ανάλυσης που εφαρμόζεται και τον αναμενόμενο τρόπο αστοχίας (πλάστιμο ή ψαθυρό) επιλέγονται τα κριτήρια ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας, κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων δομημάτων, σε όρους εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών. Η μορφή της οποίας όπως προβλέπεται από τους Ευρωκώδικες είναι η εξής (§ 4.1.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2022):

$$S_d < R_d, \text{ με}$$

$$S_d = \gamma_{sd} \cdot S (S_k \cdot \gamma_f) \text{ και}$$

$$R_d = (1/\gamma_{Rd}) \cdot R (R_k/\gamma_m)$$

Όπου,

$S_d$  : Οι τιμές σχεδιασμού των παραμορφωσιακών ή εντατικών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις

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

Τα παραπάνω που αναφέρθηκαν σχετικά με την ανίσωση ασφάλειας δίνονται για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ξεχωριστά.

## 2.8 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό η τιμή του ενιαίου (καθολικού) δείκτη συμπεριφοράς  $q$  επιλέγεται λαμβάνοντας υπόψη τους παρακάτω παράγοντες, όπως αυτοί αναγράφονται στην ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 4.6.2:

- Την επάρκεια των Κανονισμών κατά την περίοδο μελέτης και κατασκευής του κτιρίου.
- Την τυχούσα ύπαρξη ουσιωδών βλαβών (και φθορών), κυρίως σε πρωτεύοντα δομικά στοιχεία.
- Την κανονικότητα κατανομής των εντός ορόφου αλλά και κατ' όροφον υπεραντοχών (καθ' ύψος του δομήματος) και το βαθμό αποκλεισμού δημιουργίας «μαλακού» ορόφου.
- Το πλήθος δομικών στοιχείων στα οποία αναμένεται να εμφανιστούν πλαστικές αρθρώσεις και το οποίο εξαρτάται από την υπεραστικότητα και την κανονικότητα του δομήματος.
- Την ιεράρχηση της εμφάνισης αστοχιών και το βαθμό αποκλεισμού τους στα πρωτεύοντα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία και στους κόμβους.
- Τους τρόπους αστοχίας (πλάστιμοι ή ψαθυροί).
- Τη διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές κάθε δομικού στοιχείου και
- Τους διαθέσιμους επικουρικούς και βοηθητικούς μηχανισμούς αντισεισμικής συμπεριφοράς όπως είναι οι τοιχοπληρώσεις, τα διαφράγματα κ.λπ..

Γενικά, ο ενιαίος (καθολικός) δείκτης συμπεριφοράς  $q$  ενός δομήματος, διαμορφώνεται από το γινόμενο του παράγοντος υπεραντοχής  $q_u$  και του παράγοντος πλαστιμότητας  $q_p$ , όπως αναφέρονται και στον ΕΚ 8-1, δηλαδή ισχύει:

$$q = q_u * q_p$$

Κατά την αποτίμηση του κτιρίου, όταν δεν διατίθενται λεπτομερέστερα στοιχεία, και για στάθμη επιτελεστικότητας Β «Σημαντικές βλάβες», επιτρέπεται αναλόγως των βλαβών και των τοιχοπληρώσεων, να εφαρμοσθούν ως μέγιστες οι τιμές του Πίνακα 2.6 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 4.6.2. που ακολουθεί παρακάτω.

**Πίνακας 2.6. Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς  $q'$  για την στάθμη επιτελεστικότητας Β «Σημαντικές βλάβες» (Πίνακας Σ 4.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 4.6.2)**

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων (1)		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων (1)	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995≤...	3,0	2,3	2,3	1,7
1985≤...<1995(2)	2,3	1,7	1,7	1,3
...<1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Τελειώνοντας, να αναφερθεί ότι ανάλογα την στάθμη επιτελεστικότητας που επιλέγεται για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού του κτιρίου, λαμβάνονται υπόψη οι διαφοροποιημένες τιμές  $q^*$  όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.7 που ακολουθεί. Σχετικά με την τιμή του  $q'$ , λαμβάνεται η τιμή που ισχύει για στάθμη επιτελεστικότητας Β «Σημαντικές βλάβες» και αντιστοιχεί στις προβλέψεις και διατάξεις του ΕΚ 8-1. Οι τιμές του λόγου  $q^*/q'$  μπορεί να διαφέρουν ανάλογα με την συμπεριφορά του κτιρίου. Για παράδειγμα, για πιο ψαθυρά συστήματα με μικρότερες τιμές  $q$ , ο λόγος  $q^*/q'$  μπορεί να έχει τιμές, για τις στάθμες επιτελεστικότητας Α και Γ, ίσες με 0.8 ή 1.2 αντί για 0.6 ή 1.4 του πίνακα. Αντίστοιχα για πιο πλάστιμα συστήματα οι τιμές μπορεί να είναι της τάξεως του 0.4 ή 1.6 για τις στάθμες Α και Γ, αντί για αυτές του πίνακα.

Πίνακας 2.7. Τιμές του λόγου  $q^*/q'$  αναλόγως του στόχου επανελέγχου (Πίνακας 4.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 4.6.1)

Στάθμη επιτελεσματικότητας		
«Περιορισμένες βλάβες» (Α)	«Σημαντικές βλάβες» (Β)	«Οιονεί κατάρρευση» (Γ)
0,6 πάντως δε $1,0 < q^* < 1,5$	1,0	1,4

## **Κεφάλαιο 3**

### **ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

#### **3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών αποτελεί μια ιδιαίτερα σημαντική διαδικασία μελέτης, σύμφωνα με την οποία εξετάζεται η σεισμική απόκριση της κατασκευής, εκτιμώνται παράγοντες όπως η αντοχή, η διαθέσιμη και η απαιτούμενη πλαστιμότητα του φορέα σε διάφορα επίπεδα επιτελεστικότητας. Κατά την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα, προσδιορίζονται τα πιθανά σημεία εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης και η σειρά εμφάνισης των βλαβών στις κρίσιμες διατομές. Ταυτόχρονα, εκτιμάται η απόκριση του φορέα μέσω της επιβολής σταδιακής οριζόντιας φόρτισης, μέχρι την κατάρρευση του. Τέλος, ελέγχεται η μετελαστική απόκριση του φορέα μέσω του υπολογισμού του διαθέσιμου δείκτη συμπεριφοράς και της διαθέσιμης πλαστικότητας σε σχέση με τον χρησιμοποιούμενο δείκτη συμπεριφοράς κατά τον σχεδιασμό. (Γκουτζικά, 2008)

Υπάρχουν, γενικώς, τέσσερις μέθοδοι που χρησιμοποιούνται στην ανάλυση των κατασκευών, η ελαστική στατική, ελαστική δυναμική, ανελαστική στατική και η ανελαστική δυναμική. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει τη χρήση τουλάχιστον μίας από τις μεθόδους αντισεισμικού υπολογισμού που αναφέρθηκαν, για την εκπόνηση οποιασδήποτε μελέτης αποτίμησης ή ανασχεδιασμού. Η διαφοροποίηση τους αφορά κυρίως την αντίληψη που έχουν για τη συμπεριφορά του υλικού και κατά συνέπεια και των διατομών, η οποία τις κατηγοριοποιεί σε γραμμική και μη-γραμμική (ή ελαστοπλαστική), καθώς και ως προς τη θεώρηση που γίνεται για την επιβολή των φορτίων, που τις διακρίνει σε στατική ή δυναμική. Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης για την αξιολόγηση μιας

κατασκευής αποτελεί ένα ουσιώδες βήμα προς την εξασφάλιση της αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων (Τζαβίδης και Χατζάτογλου, 2020; Επιτροπάκης, 2016).

Η μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover) είναι μία εκ των δύο ανελαστικών αναλύσεων που προτείνονται για την ανάλυση της μη γραμμικής συμπεριφοράς των κτιρίων ή των δομών, όταν αυτά υποβάλλονται σε ισχυρές σεισμικές δονήσεις. Γενικότερα, όλοι οι σύγχρονοι κανονισμοί συνιστούν ότι η διαθέσιμη πλαστιμότητα μιας κατασκευής θα πρέπει να προσδιορίζεται κυρίως μέσω μιας στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Αυτό συμβαίνει γιατί η Pushover αποτελεί μια πιο απλή και αποδοτική τεχνική για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής. Η δυναμική ελαστοπλαστική ανάλυση χρονοϊστορίας, ενώ αποτελεί θεωρητικά μια ιδανικότερη προσέγγιση στο πρόβλημα της σεισμικής αποτίμησης, δεν προτείνεται συνήθως, λόγω της αυξημένης πολυπλοκότητας και του υψηλού υπολογιστικού κόστους που αυτή απαιτεί. Ένα από τα πλεονεκτήματα της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης είναι ότι λαμβάνει υπόψη την επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών πριν και μετά τη διαρροή των κρίσιμων περιοχών του φορέα, σε σχέση με την pushover που μειονεκτεί σε αυτό. Έχει βεβαία και τα μειονεκτήματα της, όπως όλες οι μέθοδοι ανάλυσης, για αυτό και ανάλογα την κάθε περίπτωση προτείνεται η μια μέθοδος σε σχέση με την άλλη (LH-Λογισμική, 2013; Γκουτζίκα, 2008),

Η ελαστική ανάλυση είναι μια τεχνική που χρησιμοποιείται στον δομικό σχεδιασμό για να εξακριβωθεί πως θα συμπεριφερθεί μια κατασκευή κάτω από συγκεκριμένα σενάρια φόρτισης. Βασίζεται στην ιδέα ότι οι ελαστικές παραμορφώσεις των δομικών στοιχείων είναι αντιστρεπτές, δηλαδή, μόλις σταματήσουν να τους ασκούνται φορτία, τότε εκείνα, και κατά συνέπεια η κατασκευή, θα επανέλθουν στην αρχική τους κατάσταση. Μια ελαστική ανάλυση παρέχει την ελαστική ικανότητα των δομών και μπορεί να υποδείξει που θα πραγματοποιηθεί η πρώτη διαρροή, αλλά δεν μπορεί να προβλέψει το μηχανισμό αστοχίας και να λάβει υπόψη την επανακατανομή των δυνάμεων κατά τη διάρκεια διαδοχικών βλαβών. Σε τέτοιες περιπτώσεις είναι που προτιμούνται οι ανελαστικές αναλύσεις, όπως η ανάλυση Pushover, η οποία μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να προβλέψει την αντοχή της δομής, πέρα από το όριο διαρροής της. Καθώς, κατά την διάρκεια της ανάλυσης, το δομικό προσομοίωμα τροποποιείται και λαμβάνει υπόψη τη μειωμένη ακαμψία των μελών που έχουν ήδη καταπονηθεί, προτού η κατασκευή συνεχίσει να υποβάλλεται σε φορτίσεις. Έτσι, η μέθοδος ελαστικής ανάλυσης τείνει να μην προτείνεται σε τέτοιες περιπτώσεις, καθώς δεν μπορεί να προβλέψει τα ουσιώδη φαινόμενα που επηρεάζουν τη σεισμική απόδοση των

δομών. Περισσότερα σχετικά με τις ελαστικές αναλύσεις θα αναφερθούν συνοπτικά παρακάτω (Sapkota, 2018).

Συμπερασματικά, βασική προϋπόθεση για την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων της αποτίμησης ενός δομήματος, είναι η δημιουργία κατάλληλων προσομοιωμάτων του φορέα καθώς και η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης. Με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνονται, πρώτον, η σωστή προσομοίωση του πραγματικού φορέα και δεύτερον η σωστή προσομοίωση της πραγματικής κατάστασης φόρτισης της κατασκευής, μέσω της επιβαλλόμενης σεισμικής διέγερσης. Η επιλογή της καταλληλότερης μεθόδου ανάλυσης για κάθε περίπτωση οδηγεί σε πιο αξιόπιστα αποτελέσματα.

Ακολουθεί, στις επόμενες παραγράφους του κεφαλαίου, αναλυτικότερη περιγραφή όλων των αναλύσεων. Μεγαλύτερη όμως έμφαση θα δοθεί στην μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover), η οποία θα χρησιμοποιηθεί στη συνέχεια της παρούσας διπλωματικής εργασίας, για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του δομήματος.

## **3.2 ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ**

### **3.2.1 Ελαστική στατική ανάλυση**

Στην ελαστική στατική μέθοδο ανάλυσης (linear static analysis), γίνεται θεώρηση γραμμικής ελαστικής συμπεριφοράς των διατομών και στατικής επιβολής των φορτίων. Προτάσσεται, πως τα υλικά και οι διατομές της κατασκευής θα συμπεριφέρονται γραμμικά ελαστικά, δηλαδή δεν θα υπερβαίνουν το ελαστικό τους όριο. Αυτή η μέθοδος είναι κατάλληλη για τον σχεδιασμό κατασκευών που επηρεάζονται κυρίως από μόνιμα και κινητά φορτία. Επίσης, μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον αντισεισμικό σχεδιασμό και την αποτίμηση κατασκευών, με την προϋπόθεση όμως ότι, κατά την χρήση της, θα τηρούνται οι προαναφερθείσες δύο μεγάλες παραδοχές. Η εν λόγω μέθοδος είναι αποδεκτή σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., οι οποίοι επιτρέπουν τη χρήση της, αρκεί να πληρούνται τα αντίστοιχα κριτήρια τα οποία θέτουν (Τζαβίδης και Χατζάτογλου, 2020).

Ουσιαστικά, όπως ορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022), για να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα στοιχεία του φορέα που υφίστανται τις σεισμικές δράσεις, απαιτείται μια προκαταρκτική ελαστική



ανάλυση του κτιρίου. Με αυτόν τον τρόπο, για κάθε στοιχείο του, υπολογίζονται οι λόγοι (δείκτες ανεπάρκειας)  $\lambda = S/R_m$ .

Όπου,  $S$ : είναι το εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού.

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

Σε αυτήν τη διαδικασία, η ελαστική στατική ανάλυση χρησιμοποιείται για να εξεταστεί η συμπεριφορά του κτιρίου υπό ελαστικές συνθήκες, δηλαδή όταν δεν έχει φτάσει ακόμη στο όριο της πλαστικής αντοχής του. Κατά τη διάρκεια της ανάλυσης, υπολογίζονται οι δείκτες ανεπάρκειας για κάθε πρωτεύον φέρον στοιχείο και ο μεγαλύτερος λόγος  $\lambda$  για ένα επιμέρους στοιχείο σε έναν όροφο, θεωρείται ως ο κρίσιμος λόγος  $\lambda$  του ορόφου. Για παράδειγμα αν  $\lambda > 4$  για ένα ποσοστό άνω του 1/3 του συνόλου των στοιχείων, είναι σαφής η ανεπάρκεια και επομένως θα χρειαζόταν περαιτέρω αποτίμηση της κατασκευής.

Άρα, η ελαστική στατική ανάλυση είναι σημαντική τόσο για την αποτίμηση όσο και τον ανασχεδιασμό μιας κατασκευής, καθώς βασίζεται στις ελαστικές ιδιότητες των υλικών πριν από το φαινόμενο της πλαστικής αντοχής. Είναι εξίσου σημαντική για τη σωστή σχεδίαση και αντισεισμική ενίσχυση, καθώς οι λόγοι  $\lambda$ , πέραν του ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον ορισμό της κανονικότητας της κατασκευής, προσφέρουν επίσης μια αρχική εικόνα της αντίστασης του κτιρίου στο σεισμό. Μπορεί, δηλαδή, ο μελετητής μηχανικός να έχει μια πρώτη εκτίμηση των απαιτήσεων για τη βελτίωση της σεισμικής αντοχής του κτιρίου. Αξίζει βέβαια να αναφερθεί ότι υπάρχουν και κάποιες προϋποθέσεις για την εφαρμογή της ελαστικής μεθόδου, σύμφωνα με τις οποίες η ελαστική στατική ανάλυση, για τα κτίρια της χώρας, επιτρέπεται για τις στάθμες επιτελεσματικότητας Β ή Γ όταν ισχύουν ένα σύνολο συνθηκών που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.(2022) §5.5.2. Καθώς όμως η εν λόγω μέθοδος δεν θα είναι η κύρια μέθοδος που θα χρησιμοποιηθεί στην παρούσα εργασία, δεν θα αναπτυχθούν αυτές οι συνθήκες. (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2022)

### 3.2.2 Ελαστική δυναμική ανάλυση

Στην ελαστική δυναμική μέθοδο ανάλυσης (linear dynamic analysis), που συχνά αναφέρεται ως ιδιομορφική ανάλυση, γίνεται και πάλι, όπως και στην αντίστοιχη ελαστική στατική ανάλυση, η θεώρηση (παραδοχή) γραμμικής ελαστικής συμπεριφοράς των διατομών, αλλά με δυναμικώς επιβαλλόμενα φορτία στο σύστημα. Συνοπτικά, κατά την

εφαρμογή αυτής της μεθόδου, υπολογίζεται το μητρώο μάζας και δυσκαμψίας, και μέσω της επίλυσης του προβλήματος των ιδιοτιμών (eigenvalue problem), προκύπτουν οι ιδιομορφές (eigenmodes) του συστήματος που εξετάζεται. Ταυτόχρονα, υπολογίζονται οι αντίστοιχες φασματικές επιταχύνσεις, βάσει του φάσματος που προκύπτει από τον κάθε κανονισμό και, στη συνέχεια, υπολογίζονται οι ιδιομορφικές δυνάμεις και μετακινήσεις.

Οι κανονισμοί επιτρέπουν τη χρήση αυτής της μεθόδου τόσο κατά το στάδιο του σχεδιασμού, όπου αποτελεί την προτιμώμενη και συχνότερα χρησιμοποιούμενη μέθοδο, όσο και για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, υπό την προϋπόθεση ότι πληρούνται οι περιορισμοί που ορίζονται από τους σχετικούς κανονισμούς, όπως ο EC8-3, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, ή ο FEMA 356. Η εφαρμογή αυτής της μεθόδου δεν είναι τόσο απλή, ειδικά όταν ασχολούμαστε με χωρικούς φορείς. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022), στην ελαστική δυναμική ανάλυση ως σεισμική δράση εισάγεται είτε το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8-1, είτε χρονοϊστορίες επιταχύνσεων συμβατές με το φάσμα αυτό. Ο προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων υπολογίζονται από την ανάλυση είτε με βάση την φασματική ιδιομορφική μέθοδο είτε με βάση τη μέθοδο της χρονοϊστορίας της απόκρισης. Συνοψίζοντας, όπως αναφέρθηκε συνοπτικά παραπάνω, υπάρχουν και κάποιες προϋποθέσεις που πρέπει να τηρούνται για την εφαρμογή της, όπως αυτές περιγράφονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022) §5.6.1. Η λεπτομερής, όμως, εξήγηση της μεθόδου και των προϋποθέσεων εφαρμογής της, υπερβαίνουν το πλαίσιο της παρούσας εργασίας, για αυτό δεν θα γίνει αναλυτικότερη περιγραφή τους (Τζαβίδης και Χατζάτογλου, 2020; ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2022).

Παρακάτω θα γίνει αναφορά στις ανελαστικές μεθόδους ανάλυσης, όπου θα περιγραφεί με μεγαλύτερη λεπτομέρεια η μη γραμμική (ανελαστική) στατική ανάλυση και θα γίνει μια συνοπτική περιγραφή της ανελαστικής δυναμικής μεθόδου ανάλυσης.

### **3.3 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ**

#### **3.3.1 Στόχος της Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης**

Η εκδήλωση ανελαστικής συμπεριφοράς των κατασκευών είναι αναπόφευκτη όταν αυτές υποβάλλονται σε ισχυρές σεισμικές δονήσεις. Λαμβάνοντας υπόψη την αναγκαιότητα ανασχεδιασμού και αποτίμησης των υφιστάμενων κατασκευών, η μη γραμμική στατική

ανάλυση γνωστή και ως ανελαστική στατική ανάλυση ή ανάλυση Pushover, αποτελεί ένα πολύ χρήσιμο εργαλείο που παρέχει λύση στο πολύπλοκο πρόβλημα του προσδιορισμού των δυνάμεων και των μετατοπίσεων των κατασκευών, που προκαλούνται από τις έντονες εδαφικές κινήσεις.

Κύριος στόχος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των αναμενόμενων ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία της κατασκευής, όταν αυτή υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. (§5.7.1.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2022) Η χρήση της είναι επίσης σημαντική, σε σχέση με την ελαστική στατική ή δυναμική ανάλυση, για την εκτίμηση των ακόλουθων χαρακτηριστικών ενός δομήματος (LH-Λογισμική, 2013; Γκουτζίκια, 2008):

- i) Τον έλεγχο της συμπεριφοράς της κατασκευής με τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης της, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης κορυφής του δομήματος (κόμβου ελέγχου).
- ii) Η αναγνώριση σε κάτοψη και καθ' ύψος των αδύνατων περιοχών του δομήματος (ασυνέχειες της αντοχής).
- iii) Τη δυνατότητα ελέγχου της πληρότητας και επάρκειας του τρόπου ροής των δυνάμεων στο φορέα που εξετάζεται.
- iv) Την τεκμηρίωση της ύπαρξης επαρκούς υπεραντοχής στο κτίριο.
- v) Τη παρακολούθηση της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής ως προς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Επιτυγχάνεται με αυτόν τον τρόπο η αποτύπωση της κατανομής των ζημιών στην κατασκευή και γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας καθώς και ο έλεγχος σχεδιαστικών απαιτήσεων, όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός.
- vi) Τον προσδιορισμό του μεγέθους των πλαστικών παραμορφώσεων στα στοιχεία που διαρρέουν.
- vii) Τη δυνατότητα εκτίμησης των δυνάμεων σε σχετικώς ψαθυρά στοιχεία.

Παρόλα αυτά κρίνεται σκόπιμο να αναφερθούν κάποιες αδυναμίες της μεθόδου ή περιπτώσεις κατά τις οποίες η μέθοδος δεν συνίσταται διότι θα έδινε μη ικανοποιητικά

αποτελέσματα. Μερικές από αυτές είναι οι εξής (Γκουτζικά, 2008; Τζαβίδης και Χατζάτογλου, 2020):

- i) Λαμβάνει υπόψη, κατά την εφαρμογή της, μόνο την οριζόντια σεισμική φόρτιση, αγνοώντας τη κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού, η οποία μπορεί, σε ορισμένες περιπτώσεις, να είναι σημαντική.
- ii) Η αδυναμία να αναγνωρίσει μηχανισμούς αστοχίας που αναπτύσσονται μετά τον αρχικό μηχανισμό, που θα δημιουργηθεί κατά την διάρκεια ενός σεισμού.
- iii) Η χρήση ποικίλων κατανομών φορτίων, συμπεριλαμβανομένων των ιδιομορφικών φορτίων, μειώνει την ανακρίβεια, αλλά δεν την εξαλείφει πλήρως.
- iv) Δεν συνίσταται σε πολύ υψηλά κτίρια στα οποία οι ανώτερες ιδιομορφές έχουν σημαντική συμμετοχή, διότι οι υπολογιζόμενες παραμορφώσεις μπορεί να είναι ανακριβείς όταν η επιρροή των ιδιομορφών αυτών, είναι σημαντική. Η μέθοδος παραβλέπει την συμβολή των ανώτερων ιδιομορφών στην συνολική απόκριση.
- v) Δεν συνίσταται σε χωρικούς φορείς με προβλήματα κανονικότητας, παρόλο που βάσει κανονισμού θα ήταν επιτρεπτή, γιατί η προσομοίωση της τρισδιάστατης συμπεριφοράς και των στρεπτικών φαινομένων, αποτελεί πρόκληση. Η μέθοδος έχει εφαρμοστεί εκτενώς σε δισδιάστατες προσομοιώσεις, επομένως προβλήματα που σχετίζονται με τρισδιάστατα ασύμμετρα συστήματα, με ακανονικότητες στην μάζα και την δυσκαμψία απαιτούν περαιτέρω μελέτη.

Η προτίμηση των κανονισμών στην ανάλυση Pushover αποδίδεται στο συνδυασμό της ακριβέστερης προσέγγισης της συμπεριφοράς των μελών μέσω, της ενσωμάτωσης μη γραμμικών προσομοιωμάτων των υλικών και της εφαρμογής της σεισμικής έντασης μέσω μιας αυξανόμενης οριζόντιας στατικής φόρτισης. Γενικά η ανελαστική στατική ανάλυση βασίζεται στην παραδοχή ότι η απόκριση ενός πολυβάθμιου συστήματος, που αποτελεί προσομοίωμα μιας πραγματικής κατασκευής, μπορεί να συσχετιστεί με την απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος με κατάλληλες ιδιότητες. Οι μονοτονικά αυξανόμενες, οριζόντιες στατικές φορτίσεις επιβάλλονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκας ορόφου) της κατασκευής, σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις, απαιτείται η εφαρμογή τουλάχιστον δύο διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων. Αυτό γίνεται για να ληφθεί υπόψη, όσο το δυνατόν

καλύτερα, η αλλαγή στον τρόπο κατανομής των φορτίων λόγω της μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανωτέρων ιδιομορφών. Αναλυτικότερη περιγραφή των βημάτων της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, θα γίνει στην επόμενη παράγραφο του κεφαλαίου. (Τζαβίδης και Χατζάτογλου, 2020; ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2022)

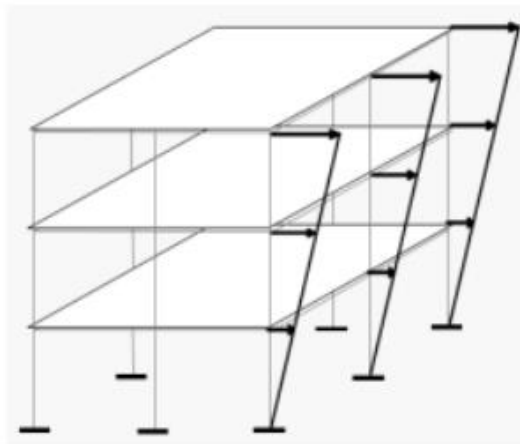
Επίσης, αξίζει να αναφερθεί ότι η μέθοδος έχει τη δυνατότητα να χρησιμοποιηθεί από το μελετητή μηχανικό, τόσο στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό παλαιότερων κτιρίων όσο και στην ανάλυση νέων κατασκευών. Η χρήση της στον ανασχεδιασμό παλαιότερων κατασκευών και στη μελέτη νέων κατασκευών διαφοροποιείται σε ορισμένα σημεία όπως αναλύεται, σύμφωνα με την LH-Λογισμική (2013), παρακάτω:

- i) **Χρήση Pushover σε νέα κτίρια:** Σε νέα κτίρια, η ανάλυση Pushover χρησιμοποιείται για να καθοριστεί η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής και, από αυτήν, να υπολογιστεί ο λόγος  $au/a1$ , δηλαδή να γίνει τεκμηρίωση ύπαρξης επαρκούς υπεραντοχής στο κτίριο. Ο λόγος  $au/a1$ , απαιτείται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 στην ανάλυση νέων κατασκευών, καθώς χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  της κατασκευής. Παρόλα αυτά, οι απαραίτητοι έλεγχοι της κατασκευής βασίζονται στα αποτελέσματα της ελαστικής ανάλυσης, λαμβάνοντας υπόψη την πλήρη κατανόηση της γεωμετρίας του κτιρίου, της ποιότητας των υλικών και των λεπτομερειών της κατασκευής.
- ii) **Χρήση Pushover σε υφιστάμενα κτίρια:** Σε παλαιές κατασκευές που αποτιμώνται ή ανασχεδιάζονται, η ανάλυση Pushover στοχεύει στο να διαμορφώσει την καμπύλη ικανότητας και, με βάση αυτήν, να προσδιοριστεί το σημείο επιτελεστικότητας για δεδομένη σεισμική διέγερση. Οι απαραίτητοι έλεγχοι σε όρους παραμορφώσεων ή δυνάμεων, πραγματοποιούνται με βάση το σημείο επιτελεστικότητας. Σημειώνεται, όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, ότι πρέπει να υπάρχει γνώση σχετικά με την γεωμετρία της κατασκευής, την πραγματική ποιότητα των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν, καθώς και των κατασκευαστικών λεπτομερειών.

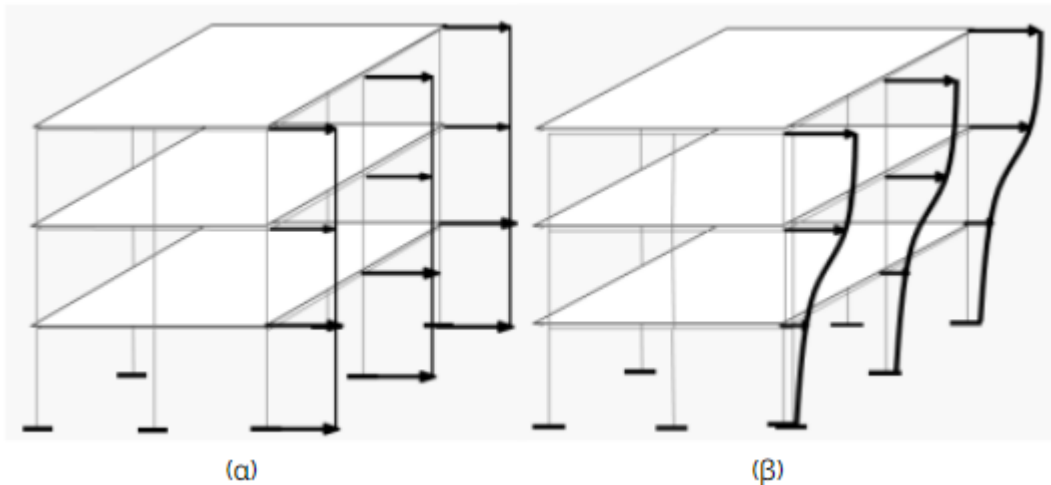
### 3.3.2 Περιγραφή της Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης

Στην ανάλυση "Pushover" αρχικά επιλέγεται ένα προκαθορισμένο πρότυπο πλευρικής φόρτισης, με τρόπο που θα προσομοιώνει την καθ' ύψος κατανομή (π.χ. ομοιόμορφη,

ιδιομορφική κατανομή κ.α.) των αδρανειακών δυνάμεων του σεισμού (Σχήμα 3.1 και 3.2). Στην συνέχεια, η κατασκευή υποβάλλεται στις μονοτονικά αυξανόμενες αυτές φορτίσεις, μέχρι ορισμένα δομικά στοιχεία της να διαρρεύσουν και να μην είναι σε θέση να φέρουν τα κατακόρυφα φορτία τους. Ουσιαστικά, η ανάλυση αποτελείται από μια σειρά συνεχόμενων ελαστικών αναλύσεων, που συνδυάζονται για να διαμορφώσουν την καμπύλη ικανότητας ή καμπύλη αντίστασης της κατασκευής (capacity curve ή pushover curve). Τα φορτία σε κάθε βήμα της ανάλυσης αυξάνονται (δηλαδή η κατασκευή "πιέζεται") και αρχίζουν, σε ορισμένα μέλη της κατασκευής, να παρατηρούνται ρωγμές, να δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις και άλλα να αστοχούν. Το δομικό προσομοίωμα τροποποιείται για να λαμβάνει υπόψη τη μειωμένη ακαμψία των μελών που έχουν διαρρεύσει και οι οριζόντιες δυνάμεις αυξάνονται ξανά μέχρι να διαρρεύσουν και τα υπόλοιπα μέλη. Κατά την εφαρμογή της παραπάνω διαδικασίας, εξετάζεται η μετακίνηση ενός συγκεκριμένου σημείου, του κόμβου ελέγχου της κατασκευής, το οποίο συνήθως αποτελεί το κέντρο μάζας του τελευταίου ορόφου του κτιρίου. Αυτό το σημείο θεωρείται ότι θα υποστεί τη μέγιστη μετακίνηση κατά τη διάρκεια της ανάλυσης. Η διαδικασία συνεχίζεται μέχρι η μετακίνηση να φτάσει σε μια συγκεκριμένη τιμή ή μέχρι την ολική κατάρρευση του κτιρίου, η οποία ορίζεται ως τη δημιουργία μηχανισμού ορόφου ή την αδυναμία του φορέα να αναλάβει τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας. (Sapkota, 2018; Mouzzoun & Moustachi etal, 2013; Τζαβίδης και Χατζάτογλου, 2020; Βασιλόπουλος, 2021)



Σχήμα 3.1. Τριγωνική καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων. (LH-Λογισμική, 2013)



**Σχήμα 3.2. Κατανομές σεισμικών φορτίων καθ' ύψος. (α) Ομοιόμορφη κατανομή. (β) Ιδιομορφική κατανομή. (ΛΗ-Λογισμική, 2013)**

Κατά το δεύτερο βήμα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης η καμπύλη ικανότητας, η οποία προκύπτει σύμφωνα με την διαδικασία που περιγράφηκε παραπάνω, μετατρέπεται σε ένα διγραμμικό διάγραμμα και προσδιορίζονται οι θεμελιώδεις ιδιότητες του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Η καμπύλη ικανότητας αποτελεί την βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης του χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβου ελέγχου), το οποίο κατά κύριο λόγο λαμβάνεται στην κορυφή του (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2022). Όπου, βάσει διαφόρων παραδοχών, η μέγιστη μετακίνηση κορυφής ή αλλιώς στοχευόμενη μετακίνηση, που επιβάλλεται από την σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), προκύπτει ως συνάρτηση της μέγιστης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Στην συνέχεια, ελέγχεται ότι για την μετακίνηση αυτή, η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά την διαρροή) των πλαστικών δομικών στοιχείων, δεν οδηγεί σε βαθμό βλάβης που να υπερβαίνει το επιτρεπόμενο όριο που ορίζεται από την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου. Όλα τα υπόλοιπα μεγέθη απόκρισης, που ενδιαφέρουν το μηχανικό, προκύπτουν με εκ νέου διεξαγωγή της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης μέχρι να εξισωθεί η μετακίνηση κορυφής του προσομοιώματος με την ήδη υπολογισμένη στοχευόμενη μετακίνηση. (Τζαβίδης και Χατζάτογλου, 2020)

Αναλυτικότερα, ένας ακόμα τρόπος που καθιστά εφικτή την σύγκριση της ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση είναι μέσω του διαγράμματος Απαίτησης-Ικανότητας. Ουσιαστικά, το διάγραμμα του φάσματος σχεδιασμού μετατρέπεται σε διάγραμμα απαιτούμενου φάσματος (ADRS), η καμπύλη ικανότητας μετατρέπεται σε

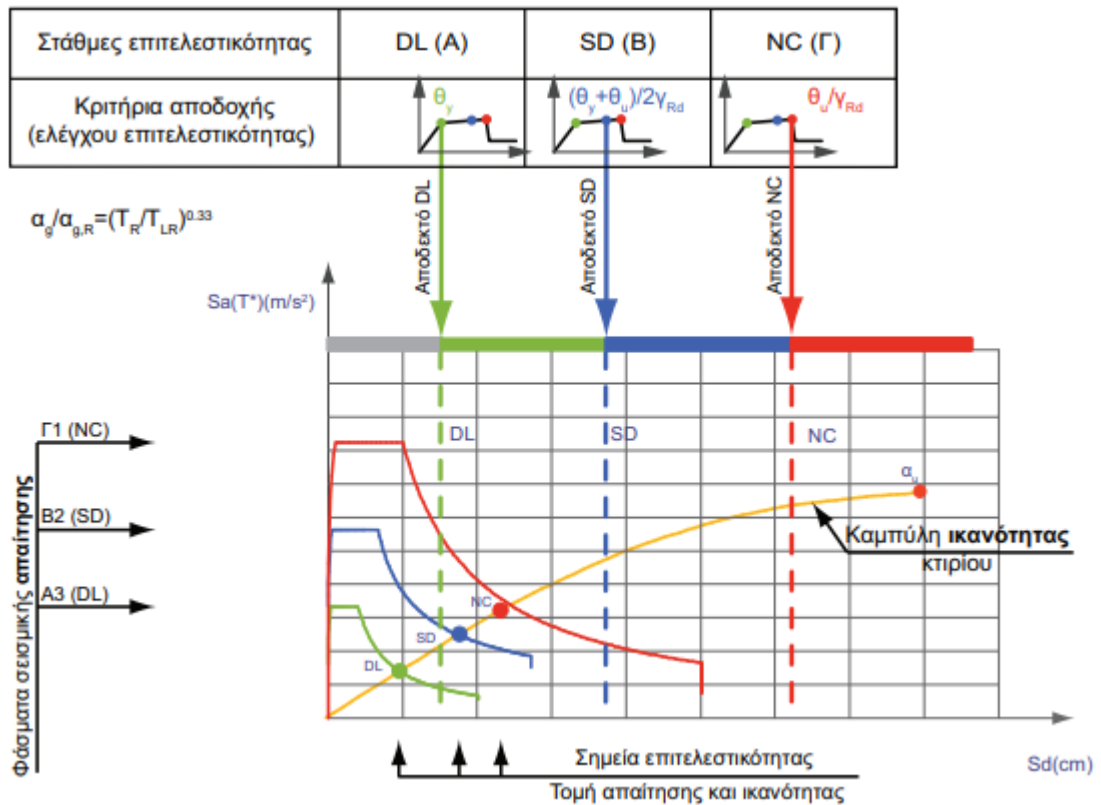
καμπύλη φασματικής επιτάχυνσης-φασματικής μετακίνησης (Sa-Sd) για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα και τα δύο διαγράμματα τοποθετούνται μαζί σε ένα κοινό διάγραμμα. Έτσι μέσω του διαγράμματος αυτού (Σχήμα 3.3) μπορούμε να υπολογίσουμε την στοχευόμενη μετακίνηση και να ελέγξουμε αν το κτίριο παρουσιάζει ανεπάρκειες για τις στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες εξετάστηκε. Όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα τα σημεία επιτελεστικότητας, δηλαδή το σημείο τομής απαίτησης και ικανότητας, μας δίνουν τις στοχευόμενες μετακινήσεις για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Επομένως, αφού πάνω στο διάγραμμα ADRS υπάρχουν και οι αντίστοιχες μετακινήσεις για τις οποίες ξεπερνιέται το κριτήριο που ορίζεται από την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας, μπορούμε να ελέγξουμε αν για την μετακίνηση αυτή, η παραμόρφωση των μελών οδηγεί σε βαθμό βλάβης που να υπερβαίνει το επιτρεπόμενο όριο. Όπου τα επιτρεπόμενα όρια παραμορφώσεων ορίζονται για κάθε στάθμη ως εξής:

- «Περιορισμένες βλάβες»:  $\theta_{DL} = \theta_y$
- «Σημαντικές βλάβες»:  $\theta_{SD} = (\theta_u + \theta_y)/2\gamma_{RD}$  για πρωτεύοντα μέλη  

$$\theta_{SD} = (\theta_u + \theta_y)/2$$
 για δευτερεύοντα μέλη
- «Οιονεί Κατάρρευση»:  $\theta_{NC} = \theta_u/\gamma_{RD}$  για πρωτεύοντα μέλη  

$$\theta_{NC} = \theta_u$$
 για δευτερεύοντα μέλη





Σχήμα 3.3. Ενδεικτικό παράδειγμα διαγράμματος ADRS και σταθμών επιτελεστικότητας για συγκριμένη κατασκευή (LH Λογισμική, 2013)

### 3.4 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Στην ανελαστική δυναμική μέθοδο ανάλυσης, γνωστή ως και μη γραμμική δυναμική ανάλυση (nonlinear dynamic analysis ή time history analysis), γίνεται θεώρηση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων και της επίδρασης δυναμικών επιβαλλόμενων φορτίων. Η φόρτιση παρέχεται υπό την μορφή επιταχυνσιογραφημάτων (accelerograms), τα οποία εισάγονται είτε από πραγματικές καταγραφές ισχυρών εδαφικών κινήσεων, είτε από τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα που προκαλούν την αδρανειακή απόκριση της κατασκευής. Αυτή η μέθοδος θεωρείται η πλέον ακριβής μέθοδος ανάλυσης σε σύγκριση με τις προηγούμενες που αναφέρθηκαν. Αποτελεί θεωρητικά την ιδανικότερη προσέγγιση για το πρόβλημα της σεισμικής αποτίμησης, δεδομένου ότι η απόκριση των κατασκευών κατά την διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης είναι συνήθως ανελαστική. Αναπαριστά ρεαλιστικά την απόκριση της κατασκευής κατά τη διάρκεια του σεισμικού γεγονότος, καθορίζοντας την ανελαστική συμπεριφορά στα κρίσιμα σημεία της κατασκευής. Ένα από τα πλεονέκτημα της είναι ότι λαμβάνει υπόψη την επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών πριν και μετά την διαρροή των κρίσιμων περιοχών του φορέα. Κάτι

το οποίο, σε πολύ υψηλά κτίρια, η ανελαστική στατική ανάλυση, αδυνατεί να προσφέρει, καθώς οι υπολογιζόμενες παραμορφώσεις της μεθόδου μπορεί να είναι ανακριβείς όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών, είναι σημαντική. Παρόλα αυτά η εφαρμογή της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης έχει και τα μειονεκτήματά της που την καθιστούν μη ωφέλιμη σε κάποιες περιπτώσεις. Όπως, για παράδειγμα, η έλλειψη αντιπροσωπευτικών επιταχυνσιογραφημάτων για κάθε περιοχή ενδιαφέροντος ή η αναγκαιότητα μετεπεξεργασίας και ερμηνείας των αποτελεσμάτων. Σημαντική προϋπόθεση για την επιτυχή εφαρμογή της, είναι να αξιολογηθούν σωστά τα αποτελέσματα της μεθόδου, και κυρίως να γίνει σωστή σύγκριση των απαιτήσεων που προκύπτουν από την ανάλυση με τα αντίστοιχα διαθέσιμα μεγέθη του φορέα. Δηλαδή, η σύγκριση τους με βάση τα αποτελέσματα μιας ανελαστικής στατικής ανάλυσης ίδιου προσομοιώματος και ίδιας στάθμης σεισμικής δράσης. Γενικότερα, κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022), οι απαιτήσεις που ορίζονται στην §5.7.3 για την μη γραμμική στατική ανάλυση ισχύουν και για την μη γραμμική δυναμική ανάλυση, με εξαίρεση τις διατάξεις για τον κόμβο ελέγχου και τη στοχευόμενη μετακίνηση. Τελειώνοντας, παρόλο που η εφαρμογή της έχει διευκολυνθεί από την πρόοδο της τεχνολογίας και των υπολογιστών, καθώς και από την διαθεσιμότητα προηγμένων λογισμικών, ως κύρια προϋπόθεση για την εφαρμογή αυτής της μεθόδου συνίσταται η ύπαρξη επαρκούς εμπειρίας και εξειδίκευσης εκ μέρους του πολιτικού μηχανικού (Τζαβίδης και Χατζάτογλου, 2020; Γκουτζικά, 2008; ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2022).

### 3.5 ΣΥΝΟΨΗ

Στο Κεφάλαιο αυτό έγινε περιγραφή των ανελαστικών και ελαστικών μεθόδων ανάλυσης. Πιο συγκεκριμένα αναφέρθηκαν συνοπτικά η ελαστική στατική, ελαστική δυναμική και ανελαστική δυναμική ανάλυση. Μεγαλύτερη έμφαση δόθηκε στην ανελαστική στατική ανάλυση, καθώς χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία, παρουσιάστηκαν τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα της, ο στόχος της και έγινε μια αναλυτικότερη περιγραφή της.

Στο επόμενο Κεφάλαιο θα γίνει περιγραφή του εξεταζόμενου κτιρίου μαζί με την προσομοίωση του φορέα του στο λογισμικό. Θα αναφερθούν επίσης οι παραδοχές που λήφθηκαν για την παρούσα εργασία, όπως τα υλικά, τα φορτία και άλλες λεπτομέρειες.

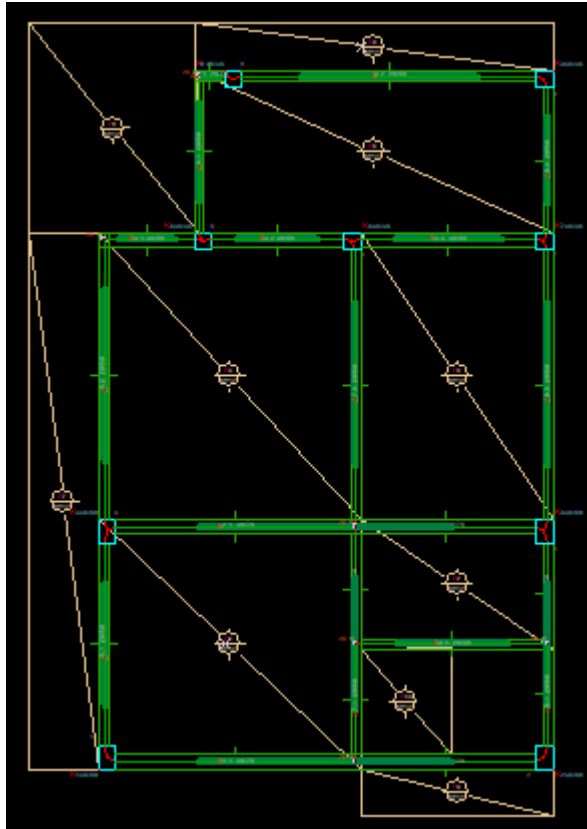
## Κεφάλαιο 4

### ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

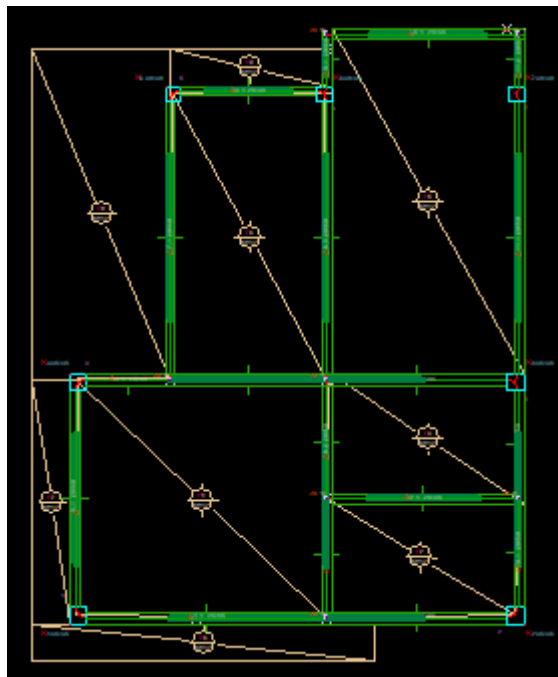
#### 4.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Στην εργασία αυτή θα γίνει η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενου κτιρίου με φέρων οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, κατασκευασμένο το 1969. Το προς εξέταση κτίριο βρίσκεται στον ευρύτερο χώρο της Αττικής. Σχεδιάστηκε και κατασκευάστηκε με τον παλιό αντισεισμικό κανονισμό του 1959 για χρήση ως κατοικία και συνεχίζει να είναι έτσι μέχρι σήμερα. Είναι διώροφο, χωρίς υπόγειο, με ύψος ισογείου 3.60m και ορόφου 3.60m, συνεπώς το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι 7.20m. Ο ξυλότυπος μορφώνεται σύμφωνα με τις κατασκευαστικές συνήθειες της εποχής (Σχήματα 4.1 και 4.2), δηλαδή βλέπουμε έμμεσες στηρίξεις δοκών επί δοκών και στους δύο ορόφους, λίγους οπλισμούς, αραιούς συνδετήρες, μικρών διαστάσεων υποστυλώματα και δοκούς κ.λπ. Αποτελείται από πλάκες πάχους 12cm και 11cm, ορθογωνικά υποστυλώματα 35x50, 35x35, 30x30 των οποίων οι διατομές μειώνονται καθ' ύψος και δοκάρια με διαστάσεις και οπλισμό που θα δούμε αναλυτικότερα σε πίνακες παρακάτω.

Γενικά, όπως αναφέρθηκε και συνοπτικά παραπάνω, το κτίριο διαθέτει αρκετά δυσμενή χαρακτηριστικά τα οποία θα έχουν μεγάλο αντίκτυπο στη σεισμική συμπεριφορά του. Όλα αυτά θα φανούν και από τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (pushover) της κατασκευής που θα παρουσιαστούν αναλυτικά στο επόμενο κεφάλαιο.



Σχήμα 4.1. Ξυλότυπος ισογείου από το λογισμικό «Fespa».



Σχήμα 4.2. Ξυλότυπος ορόφου από το λογισμικό «Fespa».

Οι διατομές και οι οπλισμοί όλων των δοκών και των υποστυλωμάτων του κτιρίου φαίνονται αναλυτικά στους Πίνακες 4.1 και 4.2 αντίστοιχα. Οι συνδετήρες που υπάρχουν σε όλες τις διατομές των υποστυλωμάτων είναι  $\Phi 6/30$  και των δοκών είναι  $\Phi 8/30$ .

**Πίνακας 4.1. Οπλισμοί υποστυλωμάτων κτιρίου.**

<b>Οπλισμός Υποστυλωμάτων Ισογείου</b>			
<b>Αρίθμηση υποστυλωμάτων</b>	<b>Διαστάσεις διατομής</b>	<b>Διαμήκης οπλισμός</b>	<b>Συνδετήρες</b>
K1	35/50	12 $\Phi$ 20	$\Phi 6/30$
K2	35/50	12 $\Phi$ 20	$\Phi 6/30$
K3	35/50	16 $\Phi$ 20	$\Phi 6/30$
K4	35/50	16 $\Phi$ 20	$\Phi 6/30$
K5	35/35	8 $\Phi$ 14	$\Phi 6/30$
K6	35/35	8 $\Phi$ 14	$\Phi 6/30$
K7	35/35	8 $\Phi$ 14	$\Phi 6/30$
K8	35/35	8 $\Phi$ 14	$\Phi 6/30$
K9	35/35	8 $\Phi$ 14	$\Phi 6/30$
<b>Οπλισμός Υποστυλωμάτων Ορόφου</b>			
K1	35/35	8 $\Phi$ 14	$\Phi 6/30$
K2	35/35	12 $\Phi$ 14	$\Phi 6/30$
K3	35/35	12 $\Phi$ 20	$\Phi 6/30$
K4	35/35	12 $\Phi$ 20	$\Phi 6/30$
K5	30/30	8 $\Phi$ 14	$\Phi 6/30$
K6	30/30	8 $\Phi$ 16	$\Phi 6/30$
K7	30/30	8 $\Phi$ 14	$\Phi 6/30$

**Πίνακας 4.2. Οπλισμοί δοκών ισογείου κτιρίου.**

<b>Οπλισμός Δοκών Ισογείου</b>						
<b>Αρίθμηση Δοκών</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>Διατομή</b>	<b>Οπλισμός</b>		
				<b>Αριστερά</b>	<b>Μέση</b>	<b>Δεξιά</b>
<b>Δ1.1</b>	30	75	άνω	2 $\Phi$ 16+5 $\Phi$ 20	2 $\Phi$ 16	2 $\Phi$ 16
			κάτω	4 $\Phi$ 20	1 $\Phi$ 20+8 $\Phi$ 20	1 $\Phi$ 20+8 $\Phi$ 20
			λοξός	5 $\Phi$ 20		
<b>Δ1.2</b>	30	75	άνω	2 $\Phi$ 16	2 $\Phi$ 16	2 $\Phi$ 16+5 $\Phi$ 20
			κάτω	1 $\Phi$ 20+8 $\Phi$ 20	1 $\Phi$ 20+8 $\Phi$ 20	4 $\Phi$ 20

			λοξός			5Ø20
<b>Δ2.1</b>	30	75	άνω	7Ø20	2Ø8	2Ø8
			κάτω	4Ø20	11Ø20	11Ø20
			λοξός	7Ø20		3Ø18
<b>Δ2.2</b>	30	75	άνω	2Ø8	2Ø8	7Ø20
			κάτω	11Ø20	11Ø20	4Ø20
			λοξός	3Ø18		7Ø20
<b>Δ3.1</b>	30	50	άνω	5Ø20	6Ø20	7Ø20
			κάτω	5Ø20	5Ø20+4Ø20	5Ø20+4Ø20
			λοξός	4Ø20		4Ø20
<b>Δ3.2</b>	30	50	άνω	9Ø20+2Ø10	7Ø20	2Ø20+2Ø10+3Ø12
			κάτω	2Ø10+4Ø20	4Ø10	2Ø10
			λοξός	1Ø20		2Ø10
<b>Δ3.3</b>	30	50	άνω	3Ø12+2Ø20+2Ø10	2Ø8	3Ø12
			κάτω	2Ø12	5Ø12	2Ø12
			λοξός	2Ø20		2Ø20
<b>Δ4.1</b>	20	50	άνω	4Ø20	4Ø20	4Ø20
			κάτω	3Ø20	3Ø20	3Ø20
			λοξός			2Ø20
<b>Δ4.2</b>	20	50	άνω	4Ø20	2Ø8	4Ø20
			κάτω	3Ø20	7Ø20	3Ø20
			λοξός	4Ø20		4Ø20
<b>Δ5.1</b>	20	50	άνω	3Ø14	2Ø8	3Ø14+3Ø16+3Ø18
			κάτω	2Ø14+3Ø14	5Ø14	2Ø14+3Ø16
			λοξός			
<b>Δ5.2</b>	20	50	άνω	3Ø18+3Ø16+3Ø14	2Ø8	3Ø18
			κάτω	2Ø18	5Ø18	2Ø18
			λοξός			
<b>Δ6.1</b>	20	50	άνω	2Ø10	2Ø8	2Ø10
			κάτω	2Ø10	4Ø10	2Ø10
			λοξός			
<b>Δ7.1</b>	20	50	άνω	3Ø14	2Ø8	2Ø8
			κάτω	2Ø14	5Ø14	5Ø14
			λοξός			
<b>Δ7.2</b>	20	50	άνω	2Ø8	2Ø8	3Ø14+5Ø18
			κάτω	5Ø14	5Ø14	2Ø14
			λοξός			
<b>Δ7.3</b>	20	50	άνω	3Ø18+2Ø18+3Ø14	2Ø8	3Ø18
			κάτω	2Ø18	5Ø18	2Ø18

			λοξός			
Δ8.1	20	50	άνω	2Ø12	2Ø8	2Ø8
			κάτω	2Ø12+2Ø16	4Ø12	4Ø12
			λοξός			
Δ8.2	20	50	άνω	2Ø8	2Ø8	4Ø14+1Ø16+2Ø12
			κάτω	4Ø12	4Ø12	2Ø12+3Ø18
			λοξός			1Ø14+1Ø16
Δ8.3	20	50	άνω	4Ø14+1Ø16+2Ø12	2Ø8	1Ø12+4Ø14+2Ø10
			κάτω	2Ø14+3Ø18	5Ø14	2Ø14+2Ø14
			λοξός			
Δ8.4	20	50	άνω	1Ø12+4Ø14+2Ø10	2Ø8	2Ø10
			κάτω	2Ø10+2Ø14	4Ø10	2Ø10
			λοξός			
Δ9.1	20	40	άνω	2Ø14	2Ø8	2Ø14
			κάτω	2Ø14	4Ø14	2Ø14
			λοξός			

Πίνακας 4.3. Οπλισμοί δοκών ορόφου κτιρίου.

Οπλισμός Δοκών Ορόφου						
Αρίθμηση Δοκών	b (cm)	h (cm)	Διατομή	Οπλισμός		
				Αριστερά	Μέση	Δεξιά
Δ1.1	25	85	άνω	2Ø18+4Ø20	2Ø18	2Ø18
			κάτω	3Ø20	7Ø20	7Ø20
			λοξός	4Ø20		
Δ1.2	25	85	άνω	2Ø18	2Ø18	2Ø18+4Ø20
			κάτω	7Ø20	7Ø20	3Ø20
			λοξός			4Ø20
Δ2.1	20	40	άνω	3Ø16	2Ø8	3Ø16
			κάτω	2Ø16	5Ø16	2Ø16
			λοξός	3Ø16		3Ø16
Δ3.1	25	85	άνω	2Ø22+7Ø22	2Ø22	2Ø22
			κάτω	5Ø22	12Ø22	12Ø22
			λοξός	7Ø22		2Ø16
Δ3.2	25	85	άνω	2Ø22	2Ø22	2Ø22
			κάτω	12Ø22	12Ø22	12Ø22
			λοξός	2Ø16		2Ø16
Δ3.3	25	85	άνω	2Ø22	2Ø22	2Ø22+7Ø22

			κάτω	12Ø22	12Ø22	5Ø22
			λοξός	3Ø16		7Ø22
<b>Δ4.1</b>	20	30	άνω	2Ø10+2Ø8	2Ø8	2Ø10+2Ø8
			κάτω	2Ø10+2Ø16	4Ø10	2Ø10+2Ø18
			λοξός	2Ø10		2Ø10
<b>Δ5.1</b>	20	40	άνω	2Ø12+2Ø8	2Ø8	2Ø12+2Ø8
			κάτω	2Ø12	4Ø12	2Ø12
			λοξός	2Ø12		2Ø12
<b>Δ6.1</b>	20	40	άνω	2Ø16	2Ø8	2Ø16
			κάτω	2Ø16+1Ø16	4Ø16	2Ø16+1Ø18
			λοξός	2Ø16		2Ø16
<b>Δ7.1</b>	20	60	άνω	2Ø18+2Ø20	2Ø8	2Ø18+2Ø20
			κάτω	2Ø18+1Ø20	4Ø18+3Ø20	2Ø18+1Ø20
			λοξός	2Ø18+2Ø20		2Ø18+2Ø20
<b>Δ8.1</b>	20	60	άνω	3Ø14+2Ø8	2Ø8	2Ø8
			κάτω	2Ø14	5Ø14	5Ø14
			λοξός	3Ø14		
<b>Δ8.2</b>	20	60	άνω	2Ø8	2Ø8	2Ø16+3Ø14+3Ø16
			κάτω	5Ø14	5Ø14	2Ø14
			λοξός			2Ø16+3Ø14
<b>Δ8.3</b>	20	60	άνω	2Ø16+3Ø14+3Ø16	2Ø8	1Ø14+3Ø16
			κάτω	2Ø16	5Ø16	2Ø16
			λοξός	2Ø16+3Ø16		3Ø16+1Ø14
<b>Δ9.1</b>	20	60	άνω	1Ø14+3Ø16	1Ø14+3Ø16	1Ø14+3Ø16
			κάτω	2Ø16	2Ø16	2Ø16
			λοξός			
<b>Δ10.1</b>	20	50	άνω	2Ø14+1Ø16	2Ø8	2Ø8
			κάτω	1Ø14+1Ø16	3Ø14+2Ø16	3Ø14+2Ø16
			λοξός	2Ø14+1Ø16		
<b>Δ10.2</b>	20	50	άνω	2Ø8	2Ø8	4Ø14+1Ø16+3Ø12
			κάτω	3Ø14+2Ø16	3Ø14+2Ø16	1Ø14+1Ø16+2Ø16
			λοξός			2Ø14+1Ø16
<b>Δ11.1</b>	20	50	άνω	3Ø12+4Ø14+1Ø16	2Ø8	3Ø12+2Ø18
			κάτω	2Ø12+2Ø16	5Ø12	2Ø12+1Ø14
			λοξός	3Ø12+2Ø14		3Ø14+2Ø18
<b>Δ11.2</b>	20	50	άνω	3Ø12+2Ø18	3Ø12+2Ø18	3Ø12+2Ø18
			κάτω	2Ø12+1Ø14	2Ø12	2Ø12
			λοξός	2Ø18		2Ø18



## 4.2 ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

### 4.2.1 Υλικά

Το κτίριο είναι κατασκευασμένο κατά τα πρότυπα της εποχής από σκυρόδεμα κατηγορίας B160 και χάλυβα St I. Για την αντοχή των υλικών λήφθηκαν «ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022). Το κτίριο είναι κατασκευασμένο το 1969, οπότε με βάση τον Πίνακα 4.4 για κτίρια προ του 1985 έχουμε μέση αντοχή σκυροδέματος  $f_{cm} = 13$  MPa και χαρακτηριστική  $f_{ck} = 9$  MPa. Αντίστοιχα, σύμφωνα με τον Πίνακα 4.5 έχουμε μέση αντοχή χάλυβα  $f_{ym} = 280$  MPa και χαρακτηριστική  $f_{yk} = 240$  MPa.

Πίνακας 4.4. Ερήμην αντιπροσωπευτικές τιμές θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος. (ΚΑΝΕΠΕ 2022)

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί Μελέτης και Κατασκευής	«Ονομαστική» Μέση τιμή $f_{cm}$ (MPa)	«Χαρακτηριστική» Μέση τιμή μείον μια τυπική απόκλιση $f_{ck}$ (MPa)
προ του 1985	13	9
από το 1985 και μετά	17	13

Πίνακας 4.5. Ερήμην Αντιπροσωπευτικές τιμές διαρροής χάλυβα οπλισμού. (ΚΑΝΕΠΕ 2022)

Κατηγορία Χάλυβα Οπλισμού	«Ονομαστική» Μέση τιμή $f_{ym}$ (MPa)	«Χαρακτηριστική» Μέση τιμή μείον μια τυπική απόκλιση $f_{yk}$ (MPa)
S220 & Stahl I	280	240
S400 & Stahl III	450	410
S500 & Stahl IV	520	500

Τελειώνοντας, να αναφερθεί ότι σύμφωνα με τα κριτήρια που αναφέρθηκαν στην παράγραφο 2.5 του κεφαλαίου 2 της παρούσας διπλωματικής εργασίας, σχετικά με την Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων, δεδομένου ότι λήφθηκαν «ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές για την αντοχή των υλικών, η ΣΑΔΥ θεωρείται «ανεκτή» για το σκυρόδεμα και τις τοιχοπληρώσεις και «ικανοποιητική» για τον χάλυβα οπλισμού (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 3.1, 2022). Και επομένως οι αντίστοιχες τιμές των συντελεστών ασφαλείας σκυροδέματος και χάλυβα θα είναι  $\gamma'_c = 1.30$  και  $\gamma'_s = 1.15$ , αντίστοιχα.

#### 4.2.2 Φορτία

Στις μόνιμες δράσεις (G) συμπεριλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της. Παραδείγματα τέτοιων φορτίων είναι τα ίδια βάρη της κατασκευής από τα φέροντα στοιχεία της, τους τοίχους πλήρωσης και τις επικαλύψεις. Αντίστοιχα στα μεταβλητά φορτία (Q) συμπεριλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και τις δραστηριότητες που λαμβάνουν χώρα μέσα σε αυτό. Εξαιτίας της μεταβαλλόμενης φύσης των φορτίων αυτών, είναι δύσκολο να προσδιοριστεί ακριβώς η τιμή ή η θέση τους, για αυτό τον λόγο προσδιορίζονται στατιστικά και οι τιμές τους καθορίζονται από τους κανονισμούς. Οι παραδοχές των μόνιμων και μεταβλητών φορτίων της κατασκευής που χρησιμοποιήθηκαν, παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.6.

**Πίνακας 4.6. Παραδοχές μόνιμων και μεταβλητών φορτίων της κατασκευής.**

<b>Μόνιμα φορτία</b>	Ειδικό βάρος οπλισμένου σκυροδέματος	25.0 kN/m <sup>3</sup>
	Ειδικό βάρος χάλυβα	78.5 kN/m <sup>3</sup>
	Φορτία Μπατικής πλινθοδομής	3.6 kN/m <sup>2</sup>
	Φορτία Δρομικής πλινθοδομής	2.1 kN/m <sup>2</sup>
	Επικάλυψη πλακών γενικά	1.2 kN/m <sup>2</sup>
<b>Μεταβλητά φορτία</b>	Δάπεδα κατοικιών-γραφείων	2.0 kN/m <sup>2</sup>
	Κλιμάκων κατοικίας-γραφείων	3.5 kN/m <sup>2</sup>
	Δάπεδα εξωστών	5.0 kN/m <sup>2</sup>

### 4.2.3 Λοιπές παραδοχές

Το παρόν κτίριο, όπως ορίζεται από τις κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων του ΚΑΝ.ΕΠΕ (2022), κατατάσσεται στην κατηγορία σπουδαιότητας II η οποία επιλέγεται για συνήθη κτίρια. Σύμφωνα με τον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας του ΟΑΣΠ για την ελληνική επικράτεια, η κατασκευή εντάσσεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I. Αυτή η ζώνη χαρακτηρίζεται από μέγιστη εδαφική επιτάχυνση λόγω σεισμού  $\alpha = 0.16g$ . Η κατηγορία εδάφους είναι B με συντελεστή εδάφους  $S=1.20$ .

Στο επίπεδο της θεμελίωσης και για τους δύο φορείς, έχει γίνει η παραδοχή πλήρους πάκτωσης των κόμβων στήριξης των υποστυλωμάτων.

Επίσης, επιλέχθηκαν οι στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες θα πραγματοποιηθεί έλεγχος από τις παραμέτρους του προγράμματος. Γενικά, επιλέγονται πρώτα οι στάθμες επιτελεστικότητας, και το επίπεδο της σεισμικής έντασης που θα αποδοθεί σε κάθε μια από αυτές προσδιορίζεται εισάγοντας της περίοδο επαναφοράς ή την πιθανότητα υπέρβασης. Για το παρόν κτίριο επιλέγεται να γίνει η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας για στάθμη επιτελεστικότητας  $A3^+$  (Περιορισμός βλαβών ή DL) με πιθανότητα υπέρβασης 50% στα 50 χρόνια που αντιστοιχεί σε σεισμό με περίοδο επαναφοράς σε 72 χρόνια, B1 (Σημαντικές βλάβες ή SD) με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια που αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια και Γ0 (Οιονεί κατάρρευση ή NC) με πιθανότητα υπέρβασης 2% σε 50 χρόνια που αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 2475 χρόνια.

### 4.2.4 Λογισμικό

Στην παρούσα εργασία, για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Fespa της LH Λογισμικής. Η προσομοίωση του φέροντα οργανισμού και οι αναλύσεις έγιναν με το ίδιο πρόγραμμα. Το Fespa, είναι το στατικό πρόγραμμα της εταιρείας για την ανάλυση, διαστασιολόγηση, έλεγχο και σχεδίαση δομημάτων σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες και τους ισχύοντες ελληνικούς κανονισμούς.

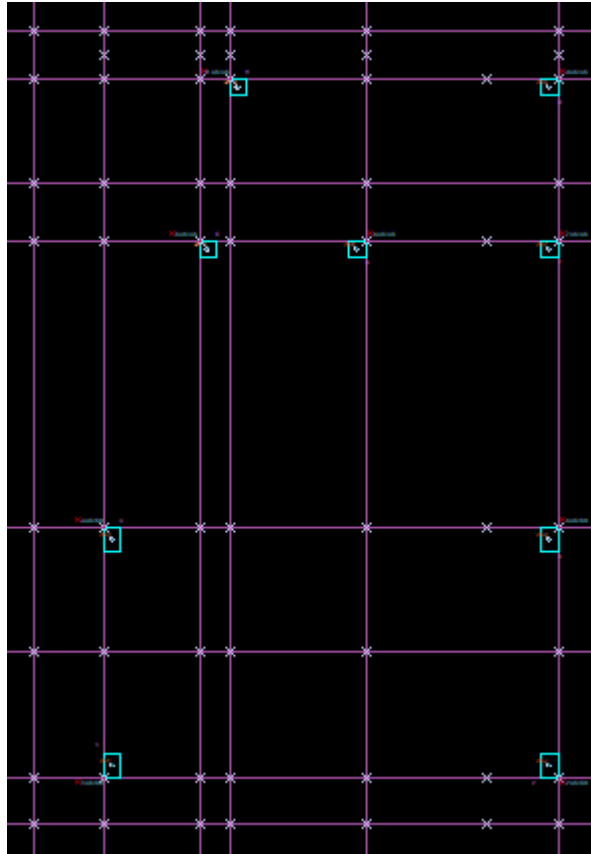
Στην επόμενη παράγραφο θα γίνει αναφορά κάποιων στοιχείων του προγράμματος που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση του κτιρίου, σε συνδυασμό με κάποια ακόμα σχέδια που θα βοηθήσουν στην καλύτερη κατανόηση της γεωμετρίας του φορέα.

### 4.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ

#### 4.3.1 Φορέας χωρίς τοιχοπληρώσεις

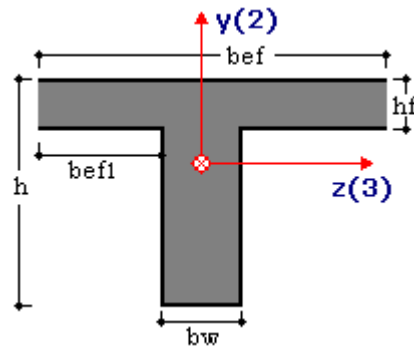
Στο λογισμικό εισάγεται ο φέρων οργανισμός του κτιρίου με τις πραγματικές διαστάσεις, τον υφιστάμενο οπλισμό και τις παραδοχές που αναφέρθηκαν προηγουμένως. Τα στοιχεία που θεωρούμε ότι δέχονται τη συνολική σεισμική επίδραση είναι τα υποστυλώματα και οι δοκοί. Οι τοιχοπληρώσεις δεν συμπεριλήφθηκαν στο προσομοίωμα, καθώς η επίδρασή τους έχει ήδη ληφθεί υπόψη μέσω των γραμμικά κατανεμημένων φορτίων στις δοκούς. Ωστόσο, πραγματοποιήθηκε και ανάλυση που λαμβάνει υπόψη τις επιπλέον επιπτώσεις των τοιχοπληρώσεων, το προσομοίωμα της οποίας παρουσιάζεται στις επόμενες παραγράφους και τα αποτελέσματα αυτής θα αναλυθούν στο επόμενο κεφάλαιο.

Η εισαγωγή του φέροντος οργανισμού του κτιρίου στο λογισμικό έγινε ως εξής. Αρχικά, χρησιμοποιήθηκε ο «Οδηγός», όπως αναγράφεται και στο λογισμικό, για να δοθούν κάποιες οριζόντιες και κατακόρυφες περασιές, η οποίες θα διευκολύνουν την εισαγωγή των μελών του φορέα μας, δημιουργώντας ένα πρόχειρο περίγραμμα του κτιρίου (Σχήμα 4.3). Στην συνέχεια τοποθετήθηκαν τα υποστυλώματα, οι δοκοί και τελειώνοντας οι πλάκες της κατασκευής. Χρησιμοποιήθηκαν, όπου χρειαζόνταν, κόμβοι για να περαστούν οι έμμεσες στηρίξεις δοκών επί δοκών και στους δύο ορόφους του κτιρίου. Αξίζει να αναφερθεί, ότι επειδή υπήρχαν σημεία έμμεσων στηρίξεων δοκών επί δοκών προστέθηκαν πρώτα οι κόμβοι και στην συνέχεια περάστηκαν οι δοκοί του προσομοιώματος. Έγιναν επίσης οι απαραίτητες αλλαγές στις παραμέτρους του προγράμματος οι οποίες αφορούν τις συνολικές παραμέτρους του κτιρίου της μελέτης. Όπως για παράδειγμα στο στόχο της μελέτης και την γενική περιγραφή της. Δηλαδή επιλέχθηκε ως στόχος «Αποτίμηση» αντί για «Διαστασιολόγηση» και αντίστοιχα «Προσθήκες-Ενισχύσεις-Αποτίμηση» αντί για «Νέα οικοδομή». Στη συνέχεια, επιλέχθηκαν οι κανονισμοί με τους οποίους θα γίνει η ανάλυση και ορίστηκε ο όροφος θεμελίωσης ως -1.

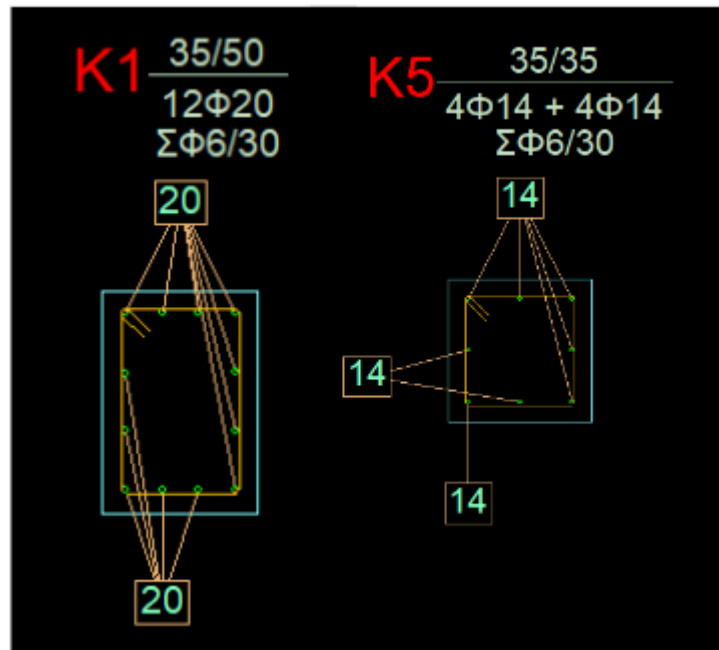


**Σχήμα 4.3.** Στάθμη θεμελίωσης μαζί με το πρόχειρο περίγραμμα που σχεδιάστηκε για την ευκολότερη εισαγωγή των μελών του φορέα

Ακολούθησε η εισαγωγή, του οπλισμού των δοκών και των υποστυλωμάτων του φέροντος οργανισμού, των φορτίων, των υλικών και γενικότερα των παραδοχών που είδαμε αναλυτικότερα στις προηγούμενες παραγράφους. Οι διατομές των υποστυλωμάτων στο ισόγειο και στον όροφο είναι ορθογωνικές ή τετραγωνικές και μειώνονται καθ' ύψος του κτιρίου και η όπλιση τους ως επί το πλείστον είναι με 12 ή 8 ράβδους με διαμέτρους που ποικίλουν. Εξαιρούνται δύο υποστυλώματα του ισογείου με 16 ράβδους οπλισμού. Οι δοκοί του κτιρίου έχουν μορφή πλακοδοκού (Σχήμα 4.4), με πλάτος κορμού 20cm και 30cm και κάποιες δοκούς του ορόφου να είναι 25cm και ύψος που κυμαίνεται από 30cm μέχρι και 85cm. Ενδεικτικά έχουν συμπεριληφθεί στο Σχήμα 4.5, οι διατομές των υποστυλωμάτων K1 (ορθογωνικό) και K5 (τετραγωνικό) του ισογείου, όπως αυτές προέκυψαν από το λογισμικό.

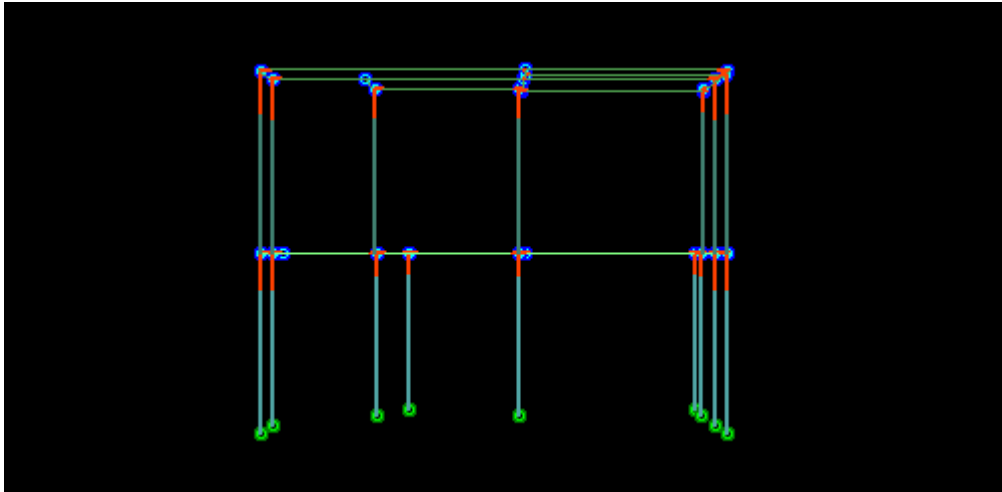


Σχήμα 4.4. Τυπική διατομή πλακοδοκού κτιρίου. (Fespa)

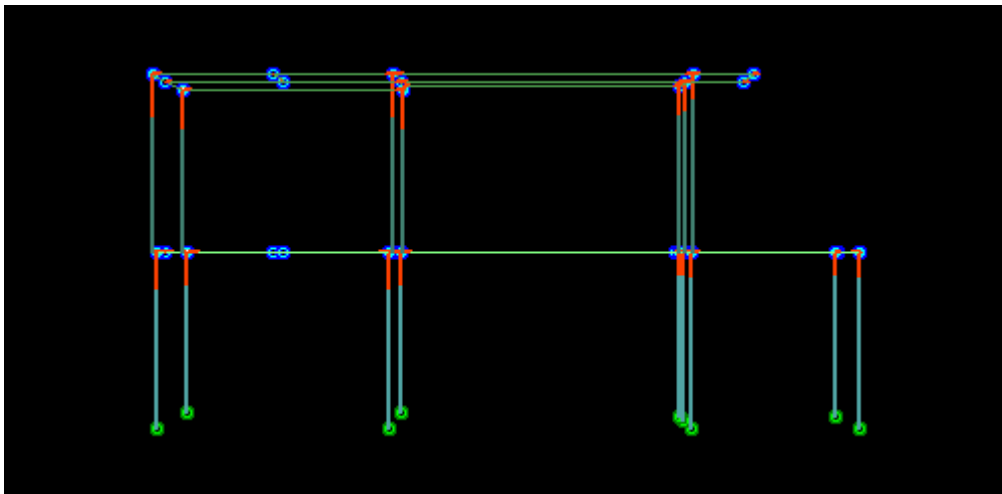


Σχήμα 4.5. Λεπτομέρειες οπλισμού των υποστυλωμάτων K1 και K5 του ισογείου.

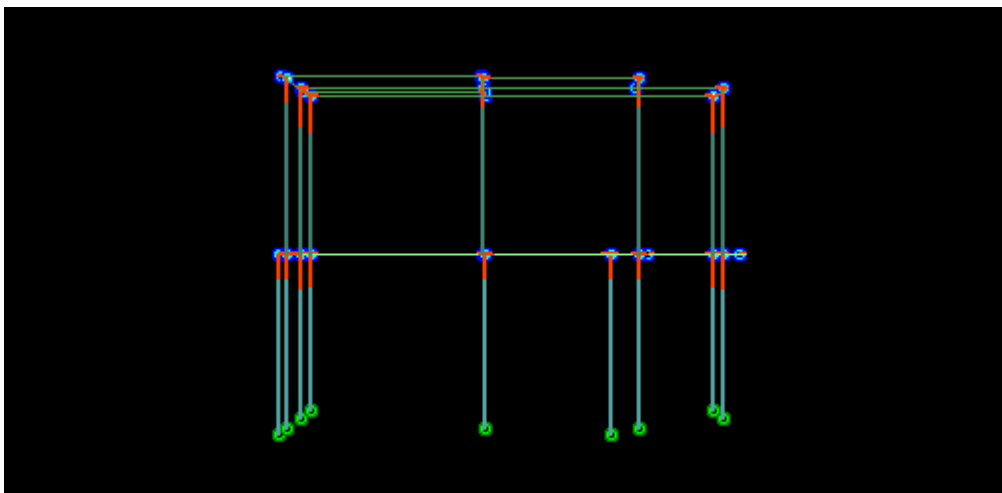
Για καλύτερη και πιο ολοκληρωμένη αναπαράσταση του κτιρίου, μαζί με τις κατόψεις του ξυλοτύπου που έχουμε ήδη δει, επισυνάπτονται και οι όψεις του χωρικού προσομοιώματος του κτιρίου όπως αυτές προέκυψαν από το λογισμικό (Σχήματα 4.6 έως 4.9).



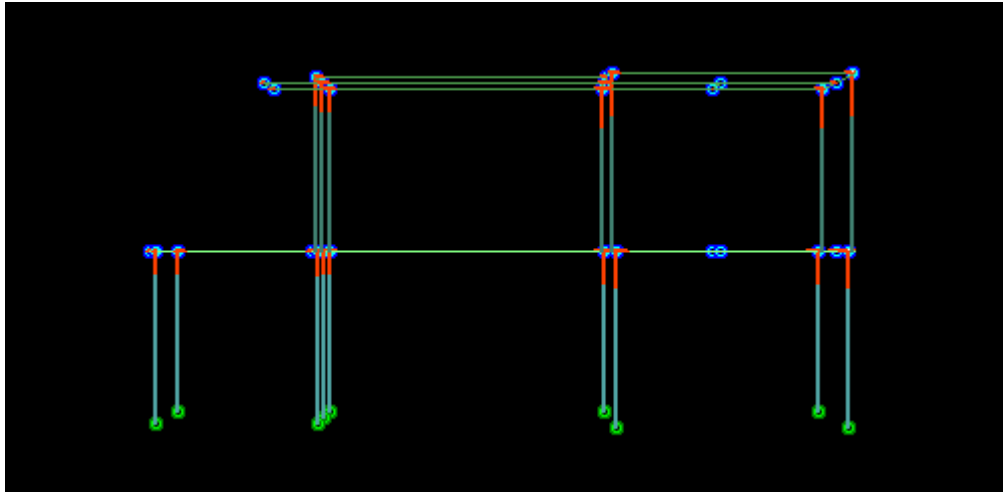
Σχήμα 4.6. Πρόσψη χωρικού προσομοιώματος.



Σχήμα 4.7. Δεξιά όψη χωρικού προσομοιώματος.

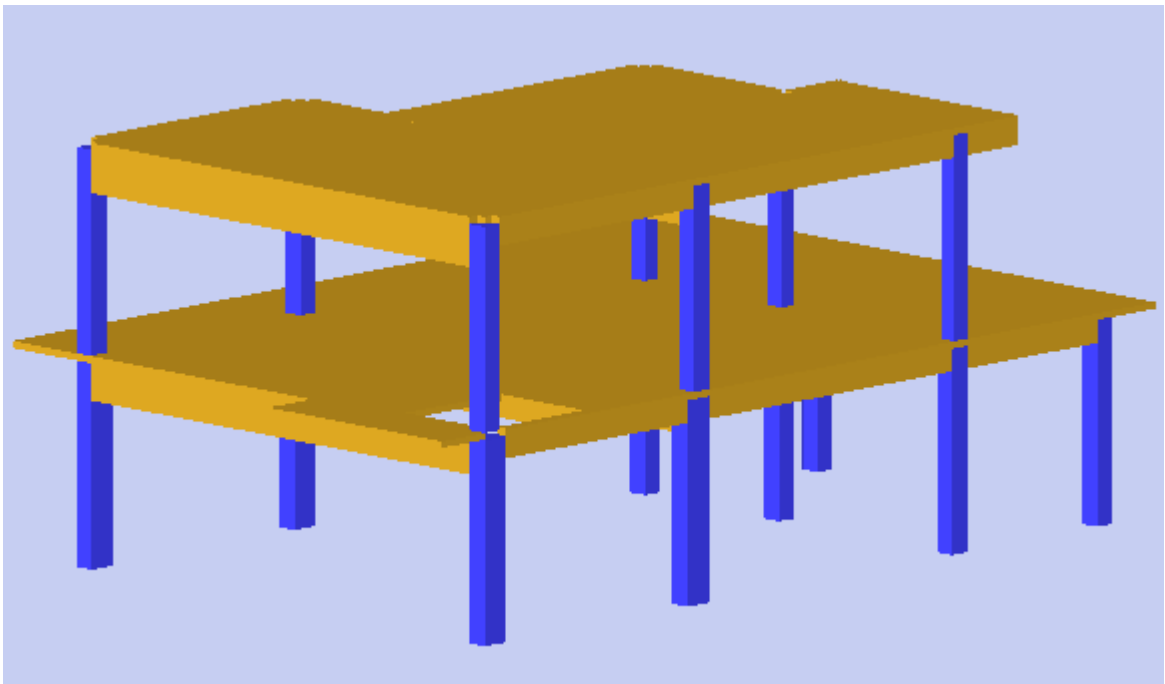


Σχήμα 4.8. Πίσω όψη χωρικού προσομοιώματος.



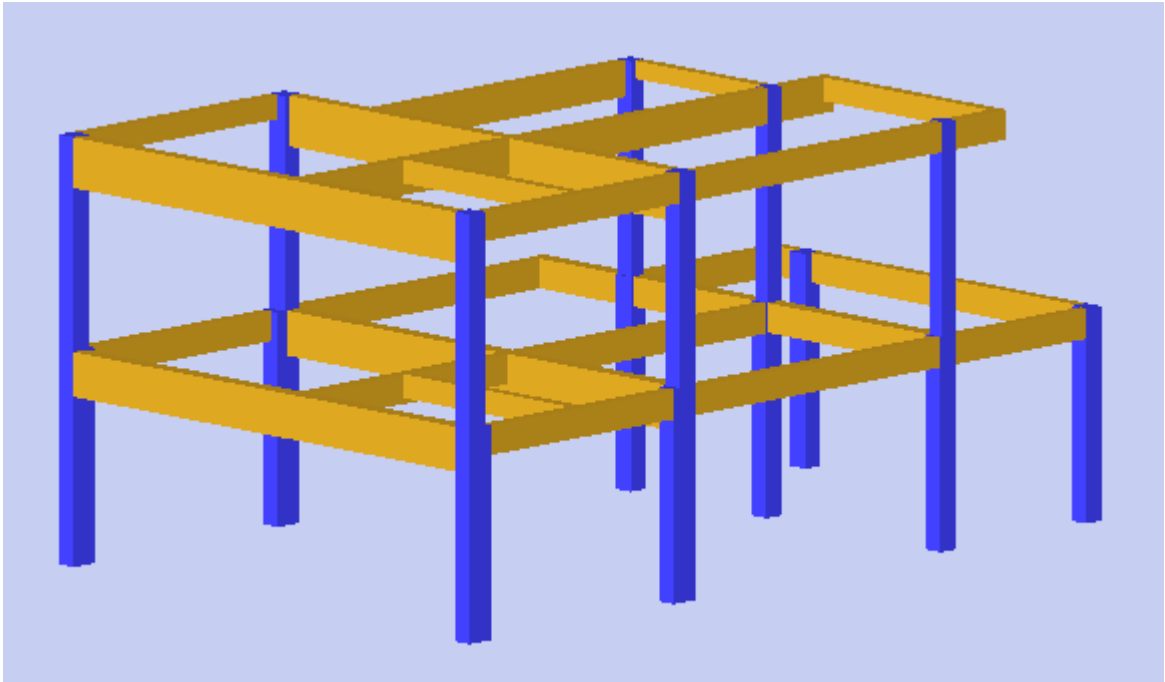
Σχήμα 4.9. Αριστερή όψη χωρικού προσομοιώματος.

Τελειώνοντας, παρουσιάζεται και μια τρισδιάστατη απεικόνιση του φέρον οργανισμού του κτιρίου (Σχήματα 4.10 και 4.11).



Σχήμα 4.10. Τρισδιάστατη απεικόνιση του φέρον οργανισμού του κτιρίου.



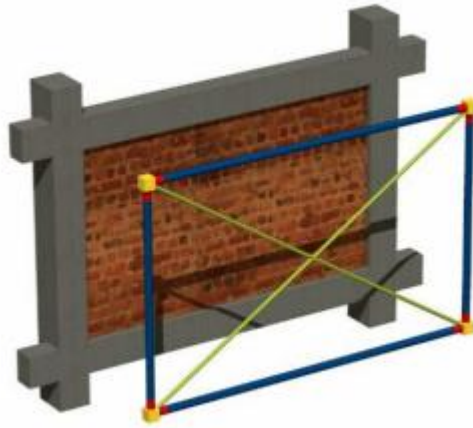


Σχήμα 4.11. Τρισδιάστατη απεικόνιση του φέρον οργανισμού του κτιρίου χωρίς τις πλάκες.

#### 4.3.2 Φορέας με τοιχοπλήρωση

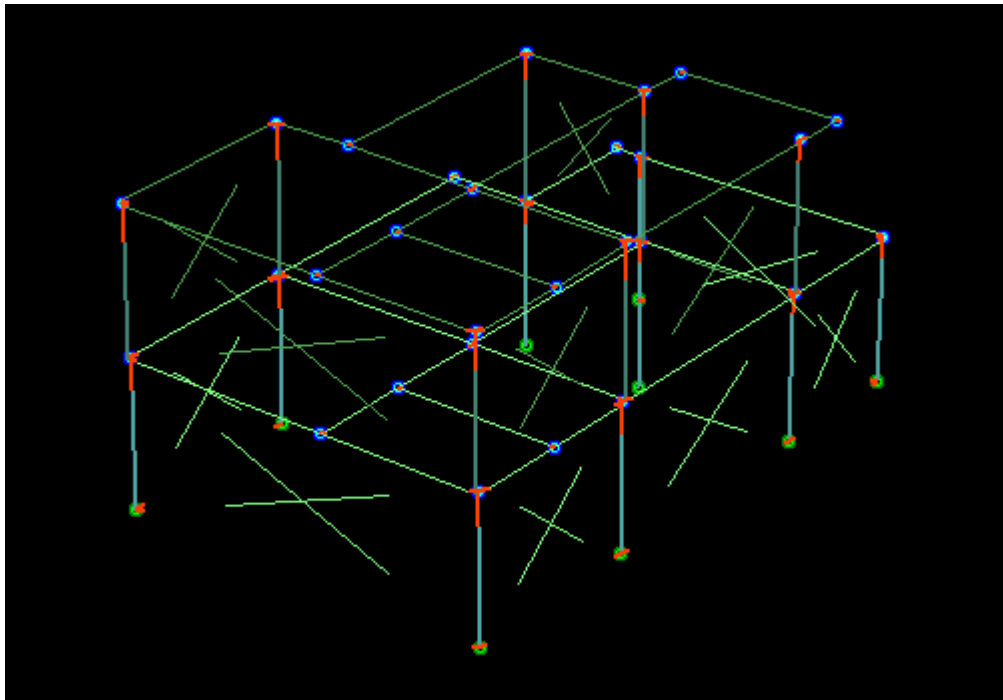
Γενικά η παρουσία τοιχοπληρώσεων δρα με θετικό τρόπο σε έναν πλαισιακό φορέα καθώς αυξάνει τη διατμητική αντοχή και τη δυσκαμψία του. Με την ενσωμάτωσή τους στα πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος, δημιουργούν ένα είδος στατικού συστήματος που προσομοιάζει αυτό των τοιχωμάτων, απορροφώντας μέρος της σεισμικής έντασης, χωρίς κιόλας να έχουν ρόλο φερόντων στοιχείων. Παρόλα αυτά, η συνεισφορά τους σε πολλές περιπτώσεις μπορεί να είναι αρνητική λόγω ανομοιομορφίας, όπως συμβαίνει στην περίπτωση των pilotis, όπου το ισόγειο δεν είναι τοιχοπληρωμένο (μηχανισμός ορόφου), ή ακόμη και μηδενική λόγω μεγάλων ανοιγμάτων. Σε κάθε περίπτωση, η εισαγωγή τους στο προσομοίωμα αποτελεί πιο ρεαλιστική προσέγγιση, γι' αυτό και στην παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκε και ανάλυση με ένα προσομοίωμα του κτιρίου στο οποίο έχουν ληφθεί υπόψη οι τοιχοπληρώσεις.

Στο λογισμικό «Fespa» οι τοιχοπληρώσεις εισάγονται στο προσομοίωμα ως αμφιαρθρωτές διαγώνιες ράβδοι που δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων. Κατά την επίλυση λαμβάνεται υπόψη η θλιβόμενη ράβδος. Παρακάτω δίνεται στο Σχήμα 4.12, ένα ενδεικτικό παράδειγμα φατώματος άοπλης τοιχοπλήρωσης μαζί με το υπολογιστικό προσομοίωμα του.



**Σχήμα 4.12. Φάνωμα άοπλης τοιχοπλήρωσης μαζί με το υπολογιστικό μοντέλο προσομοίωσης με αμφιαρθρωτές διαγώνιες ράβδους. (LH Λογισμική, 2013)**

Στο προσομοίωμα εισήχθησαν οι εξωτερικοί τοίχοι μόνο, καθώς οι εσωτερικοί δεν συνεισφέρουν στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων και επομένως δεν επηρεάζουν την συμπεριφορά του δομήματος υπό σεισμικές δράσεις κατά τη φάση της αποτίμησης. Το πάχος της τοιχοπλήρωσης λήφθηκε ίσο με 0.20m για μπατικό τοίχο. Ακολουθεί η τρισδιάστατη απεικόνιση του προσομοιώματος, στην οποία φαίνεται η παρουσία των τοιχοπληρώσεων σαν χιαστί (Σχήμα 4.13).



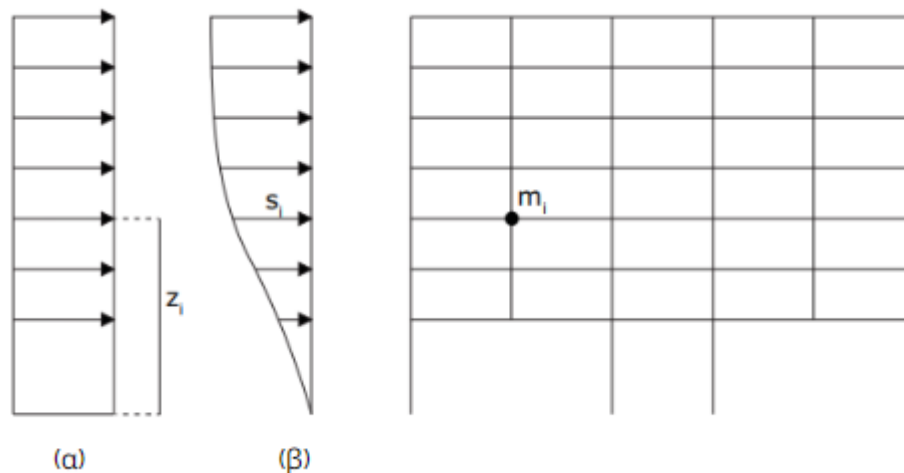
**Σχήμα 4.13. Τρισδιάστατη απεικόνιση φορέα με τοιχοπληρώσεις.**

### 4.3.3 Κατανομές οριζόντιας φόρτισης

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στην στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για κάθε ανάλυση, απαιτείται η χρήση τουλάχιστον δύο διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, καθώς και λόγω της επίδρασης των ανώτερων ιδιομορφών. (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2022)

Επιλέγονται λοιπόν δύο κατανομές οριζόντιας φόρτισης σύμφωνα με την §5.7.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022).

- i) **Ομοιόμορφη:** Όπου τα οριζόντια φορτία αναλογούν στη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του. Όπως φαίνεται παρακάτω και στο Σχήμα 4.14α.
- ii) **Ιδιομορφική:** Όπου τα οριζόντια φορτία, εκτός από την σχέση με τη μάζα του κάθε ορόφου, είναι συμβατά και με την κατανομή των οριζόντιων φορτίων στην εξεταζόμενη διεύθυνση, όπως προκύπτει από την ελαστική ανάλυση (Σχήμα 4.14β).



Σχήμα 4.14. Κατανομές φόρτισης: (α) Ομοιόμορφη (ορθογωνική) κατανομή (β) Ιδιομορφική κατανομή. (ΛΗ Λογισμική, 2013)

#### 4.3.4 Λόγοι επάρκειας

Όπως ήδη αναφέρθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο της παρούσας εργασίας, σύμφωνα με το ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2022), για να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα στοιχεία του φορέα που υφίστανται τις σεισμικές δράσεις, απαιτείται μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτιρίου. Με αυτόν τον τρόπο, το λογισμικό υπολογίζει τον λόγο επάρκειας  $\lambda=S/R_m$  για κάθε στοιχείο του φέροντος οργανισμού (υποστυλώματα και δοκοί).

Όπου,  $S$ : είναι το εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού.

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

Φυσικά, οι λόγοι επάρκειας θα πρέπει να έχουν τιμές μικρότερες της μονάδας, σε διαφορετική περίπτωση το κάθε μέλος θεωρείται προβληματικό και ουσιαστικά πρέπει να εξεταστούν μέθοδοι ενίσχυσης. Γενικά, οι λόγοι επάρκειας διαφέρουν και ανάλογα την χρήση του κάθε στοιχείου δηλαδή αν είναι πρωτεύον ή δευτερεύον. Για παράδειγμα σε ενδεχόμενο κατά το οποίο πρωτεύον σημαντικότητας μέλος έχει  $\lambda>1$ , μπορεί σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §2.4.3.4 και §5.1.2 και εφόσον η υπέρβαση της τιμής αφορά τις στάθμες επιτελεστικότητας  $B$  (Σημαντικές βλάβες ή  $SD$ ) και  $\Gamma$  (Οιονεί κατάρρευση ή  $NC$ ), να εξεταστεί η περίπτωση κατά την οποία το μέλος θα οριστεί ως δευτερεύον. Σύμφωνα με όσα έχουν ήδη αναφερθεί και στην § 2.6 της παρούσας διπλωματικής εργασίας, για τα δευτερεύοντα μέλη επιτρέπονται μεγαλύτερες μετακινήσεις και βλάβες και άρα δικαιολογούνται τιμές μεγαλύτερες της μονάδας. Αλλιώς, αν ούτε αυτό βοηθήσει στην αντιμετώπιση του προβλήματος, απαιτείται ενίσχυση του μέλους. Αναφορά στους λόγους επάρκειας θα γίνει και στο επόμενο κεφάλαιο που θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων του κτιρίου.

#### 4.4 ΣΥΝΟΨΗ

Σε αυτό το κεφάλαιο έγινε η περιγραφή του κτιρίου που αναλύεται στην παρούσα εργασία και αναφέρθηκαν οι παραδοχές που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση του στο λογισμικό. Στο επόμενο Κεφάλαιο ακολουθούν τα αποτελέσματα των ανελαστικών αναλύσεων του κτιρίου.

## **Κεφάλαιο 5**

### **ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ**

#### **5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Πραγματοποιήθηκαν μη γραμμικές στατικές αναλύσεις, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, με στόχο την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου. Στο πρώτο προσομοίωμα του κτιρίου δεν εισάχθηκαν οι τοιχοπληρώσεις, αλλά η επίδραση τους λήφθηκε υπόψη μέσω κατανεμημένων φορτίων που προστέθηκαν στις δοκούς. Στο δεύτερο προσομοίωμα, όπως είδαμε και από το προηγούμενο κεφάλαιο της παρούσας εργασίας, έγινε η προσομοίωση του φορέα λαμβάνοντας υπόψη τις τοιχοπληρώσεις. Υπενθυμίζεται ότι όλα τα στοιχεία του φορέα θεωρούνται κύρια (πρωτεύοντα), εκτός των στοιχείων τοιχοπληρώσεων που θεωρούνται δευτερεύοντα και των πλακών που συνεισφέρουν μόνο με την διαφραγματική τους λειτουργία και δεν συνυπολογίζονται στην ανάλυση. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων και για τις δύο περιπτώσεις θα σχολιαστούν και θα συγκριθούν στις επόμενες παραγράφους του κεφαλαίου.

#### **5.2 ΣΥΝΟΠΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ**

##### **5.2.1 Φορέας χωρίς τοιχοπληρώσεις**

Στο υφιστάμενο κτίριο πραγματοποιούνται μη γραμμικές στατικές ανελαστικές αναλύσεις υπό αυξανόμενη ένταση, με ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή της οριζόντιας φόρτισης. Το «Fespa» για κάθε στοιχείο του φέροντα οργανισμού κατασκευάζει διαγράμματα αντοχής M-θ και M-N. Ενδεικτικά θα παρουσιαστούν τα διαγράμματα αυτά και οι αντίστοιχοι πίνακες τους από το λογισμικό, για ένα υποστύλωμα και μία δοκό του

κτιρίου. Αρχικά στον Πίνακα 5.1 φαίνονται τα γενικά δεδομένα του υποστυλώματος όπως η γεωμετρία της διατομής του, το μήκος του, ο διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός του κλπ.

**Πίνακας 5.1. Γενικά δεδομένα και όπλιση του υποστυλώματος K1(στάθμη 0).**

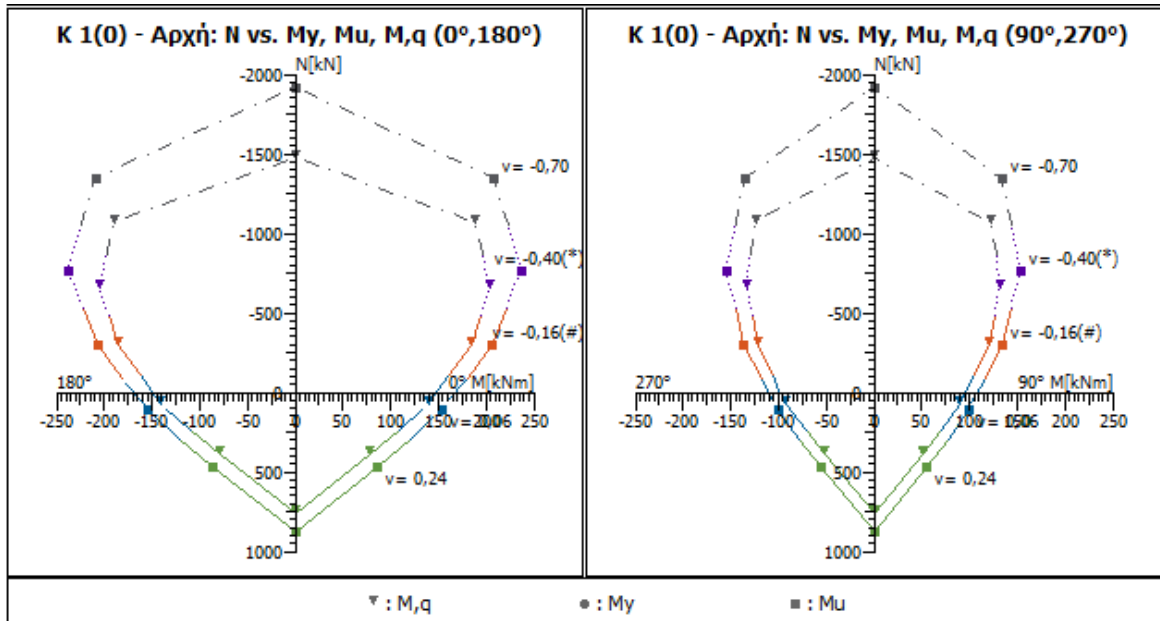
<b>Διατομή</b>	Ορθογωνική: 35/50 /d'=5,5	Μήκος=3,60 [m]	Lv_z:1,47 Lv_y:1,48[m][m]	Μέλος: 1	
<b>Μέσες Αντοχές</b>	f <sub>cm</sub> :13,00 [MPa]	f <sub>ym</sub> :280,0 [MPa]	f <sub>ywm</sub> :280,0 [MPa]	Υφιστάμενο μέλος: Κύριο k=f <sub>t</sub> /f <sub>y</sub> : 1,00	
<b>Περιοχή μάτισης</b>	l <sub>o</sub> : 2,00 [m]	l <sub>o</sub> min: 0,43 [m]	f <sub>yL</sub> : 233,3 [MPa]		
<b>Αντοχές - Έλεγχος Παραμορφώσεων</b>			<b>Αντοχές - Έλεγχος Δυνάμεων</b>		
f <sub>c</sub> :10,83 [MPa]	f <sub>y</sub> :233,3 [MPa]	f <sub>yw</sub> :233,3 [MPa]	f <sub>c</sub> :8,33 [MPa]	f <sub>y</sub> :202,9 [MPa]	f <sub>yw</sub> :202,9 [MPa]
<b>Περίσφιξη:Ναι</b>	f <sub>cc</sub> :10,92 [MPa]	f <sub>ccV</sub> :8,41 [MPa]	ε <sub>su</sub> :60,0‰	ε <sub>sc</sub> :-2,1‰	ε <sub>cu</sub> :-4,4‰
<b>Συντ. μηχ. χαρακ. r</b>		r <sub>M</sub> = M*/M = 1,00	r <sub>dy</sub> =θ <sub>y</sub> */θ <sub>y</sub> =1,00	r <sub>du</sub> =θ <sub>u</sub> */θ <sub>u</sub> =1,00	r <sub>V</sub> =VR*/VR=1,00
<b>Συντ. διάβρ. οπλ. r<sub>cor</sub>, [ΚΑΝΕΠΕ ΠΑΡ.7ΣΤ]</b>		r <sub>cor</sub> ,F <sub>y</sub> = 1,00	r <sub>cor</sub> ,θ <sub>y</sub> = 1,00	r <sub>cor</sub> ,θ <sub>u</sub> = 1,00	r <sub>cor</sub> ,V <sub>w</sub> = 1,00

Χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς: θ<sub>u</sub>: γελ=1.70 VR: γελ=1.00 - Lv=Ls: Μήκος διάτμησης

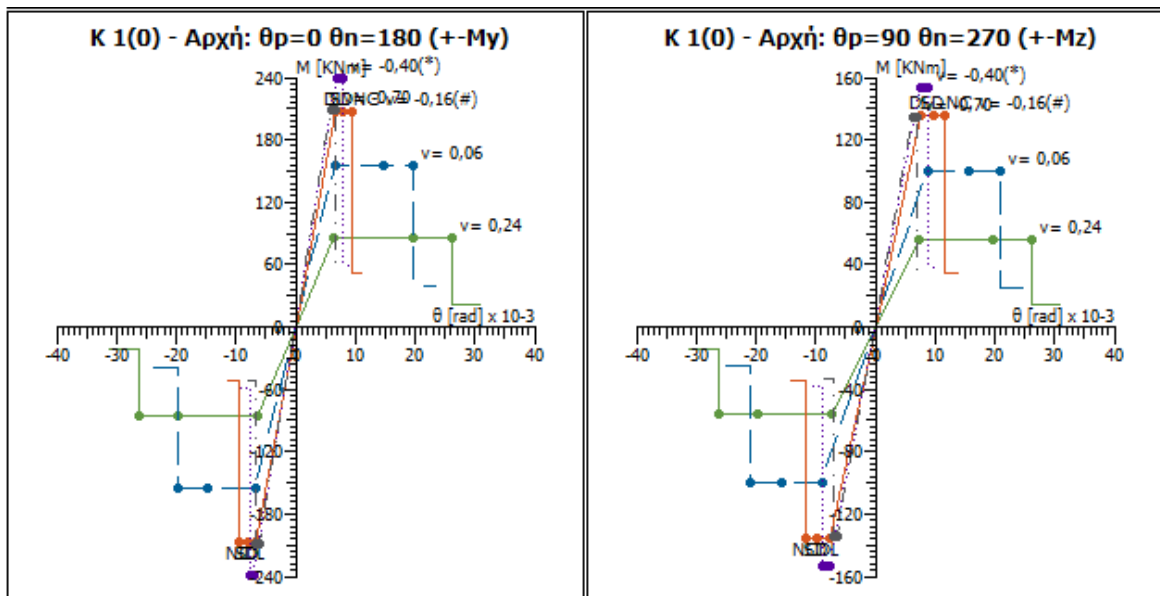
#### Ράβδοι οπλισμού

Διαμήκης	Εγκάρσιος
12Φ20 (37,70 cm <sup>2</sup> )	// στη μεγάλη πλ. (Vz): 2τμ.Φ6/30.0 // στη μικρή πλ. (Vy): 2τμ.Φ6/30.0

Ακολουθούν τα διαγράμματα αντοχής M-θ και M-N του υποστυλώματος. Στο Σχήμα 5.1 φαίνονται οι καμπύλες αλληλεπίδρασης για τις κατευθύνσεις (0°, 180°) στο αριστερό σχήμα και (90°, 270°) στο δεξί σχήμα. Οι καμπύλες που παρουσιάζονται σε όρους μέσων τιμών αντιστοιχούν στη διαρροής (N-M<sub>y</sub>) και στη μέγιστη αντοχή (N-M<sub>u</sub>), και σε όρους χαρακτηριστικών αντοχών στη (N-M<sub>q</sub>). Στις αναλύσεις Pushover και Χρονοϊστορίας με μέθοδο m, χρησιμοποιούνται οι καμπύλες (N-M<sub>y</sub>) και (N-M<sub>u</sub>) ενώ στη μέθοδο q χρησιμοποιούνται οι καμπύλες (N-M<sub>q</sub>). Παρατηρώντας το σχήμα, είναι εμφανές ότι η καμπύλη αλληλεπίδρασης των χαρακτηριστικών αντοχών είναι αρκετά μικρότερη σε σχέση με αυτές των μέσων τιμών. Επιπλέον, στο Σχήμα 5.2 παρουσιάζεται ο μη γραμμικός κλάδος του υποστυλώματος, καθιστώντας εμφανή τη διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα του σε όρους M-θ. Το διάγραμμα αυτό βασίζεται σε μέσες τιμές υλικών και χρησιμοποιείται στην ανάλυση Pushover. Τελειώνοντας στο Πίνακα 5.2 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της επίλυσης σχετικά με τη διατμητική αντοχή του υποστυλώματος K1 (στάθμη 0).



Σχήμα 5.1. Διάγραμμα αλληλεπίδρασης M-N υποστολώματος K1(στάθμη 0) από το τεύχος του προγράμματος.



Σχήμα 5.2. Διάγραμμα ροπών-στροφών M-θ υποστολώματος K1(στάθμη 0) από το τεύχος του προγράμματος.

**Πίνακας 5.2. Αποτελέσματα επίλυσης για το υποστύλωμα K1(στάθμη 0) από το τεύχος του προγράμματος.**

**Διατμητική Αντοχή VR: Διεύθυνση Z**

N [kN]	VRc [kN]	Πριν την καμπτική διαρροή		Μετά την καμπτική διαρροή		
		VR [kN]	VRmax [kN]	μΔ,ρl [/]	VR [kN]	VRmax [kN]
467,42	8,4	97,9	-	5,87	73,4	-
114,09	55,6	97,9	-	4,01	78,3	-
-298,13(#)	109,7	137,4	-	1,48	130,2	-
-764,37(*)	109,7	199,2	-	0,87	194,9	-
-1337,65	109,7	220,9	-	0,87	216,6	-

**Διατμητική Αντοχή VR: Διεύθυνση Y**

N [kN]	VRc [kN]	Πριν την καμπτική διαρροή		Μετά την καμπτική διαρροή		
		VR [kN]	VRmax [kN]	μΔ,ρl [/]	VR [kN]	VRmax [kN]
467,42	14,1	57,9	-	5,17	43,4	-
114,09	58,8	57,9	-	2,94	49,4	-
-298,13(#)	110,1	85,7	-	1,65	80,9	-
-764,37(*)	110,1	129,2	-	0,96	126,5	-
-1337,65	110,1	139,9	-	0,87	137,4	-

Αντίστοιχα, ακολουθούν τα διαγράμματα και οι πίνακες του προγράμματος για την δοκό Δ5.1 (στάθμη 0 ισόγειο) του κτιρίου. Στο Πίνακα 5.3 βλέπουμε στοιχεία όπως τη γεωμετρία της διατομής της δοκού, τις διαστάσεις της και άλλα δεδομένα. Μαζί με την όπλιση στην αρχή και το τέλος της δοκού.

**Πίνακας 5.3. Γενικά δεδομένα και όπλιση της δοκού Δ5.1(στάθμη 0).**

Κόμβοι	Αρχή: 1	Τέλος: 3	Μέλος: 26	ΣΠΕΜ = 1,00	
Διατομή	Πλακοδοκός		Ανωδομής	Ακαμπτες απολήξεις	
Διαστάσεις	20/50/125/12/5,2 [cm]		Μήκος lcl=4,25m	Bl=0,25m	Bt=0,25m
Μέσες Αντοχές	fcm:13,00 [MPa]	fym:280,0 [MPa]	fymw:280,0 [MPa]	Υφιστάμενο μέλος	Κύριο
Αντοχές - Έλεγχος Παραμορφώσεων			Αντοχές - Έλεγχος Δυνάμεων		
f <sub>c</sub> :10,83 [MPa]	f <sub>y</sub> :233,3 [MPa]		f <sub>c</sub> :8,33 [MPa]	f <sub>y</sub> :202,9 [MPa]	f <sub>yw</sub> :202,9 [MPa]
ε <sub>cc</sub> :-2,0‰	ε <sub>cu</sub> :-3,5‰	ε <sub>su</sub> :60,0‰	L <sub>v</sub> :2,13[m]	γ <sub>el</sub> :1,50	
Συντ. μηχ. χαρακ. r	r <sub>M</sub> = M*/M =1,00	r <sub>dγ</sub> =θ <sub>γ</sub> */θ <sub>γ</sub> =1,00	r <sub>du</sub> =θ <sub>u</sub> */θ <sub>u</sub> =1,00	r <sub>V</sub> =VR*/VR=1,00	
Συντ. διάβρ. οπλ. r <sub>cor</sub> , [ΚΑΝΕΠΕ ΠΑΡ.7ΣΤ]			r <sub>cor</sub> ,F <sub>y</sub> = 1,00	r <sub>cor</sub> ,θ <sub>γ</sub> = 1,00	r <sub>cor</sub> ,θ <sub>u</sub> = 1,00
					r <sub>cor</sub> ,V <sub>w</sub> = 1,00

Χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς: θ<sub>u</sub>: γ<sub>el</sub>=1.50 VR: γ<sub>el</sub>=1.00 - L<sub>v</sub>=L<sub>s</sub>: Μήκος διάτμησης

**Ράβδοι οπλισμού**

Είδος	Αρχή	Τέλος
Διαμήκης Άνω	3Φ14 (4,61 cm <sup>2</sup> )	3Φ14+3Φ16+3Φ18 (18,28 cm <sup>2</sup> )
Από πλάκα	-	1,97 cm <sup>2</sup>
Διαμήκης Κάτω	2Φ14+3Φ14 (7,69 cm <sup>2</sup> )	2Φ14+3Φ16 (9,11 cm <sup>2</sup> )
Συνδετήρες	1,67 cm <sup>2</sup> /m	1,67 cm <sup>2</sup> /m
Λοξός Οπλισμός	0,00 cm <sup>2</sup>	0,00 cm <sup>2</sup>

Παρακάτω στο Πίνακα 5.4 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της επίλυσης σχετικά με τη διατμητική αντοχή της δοκού Δ5.1 (στάθμη 0), πριν και μετά την καμπτική διαρροή.

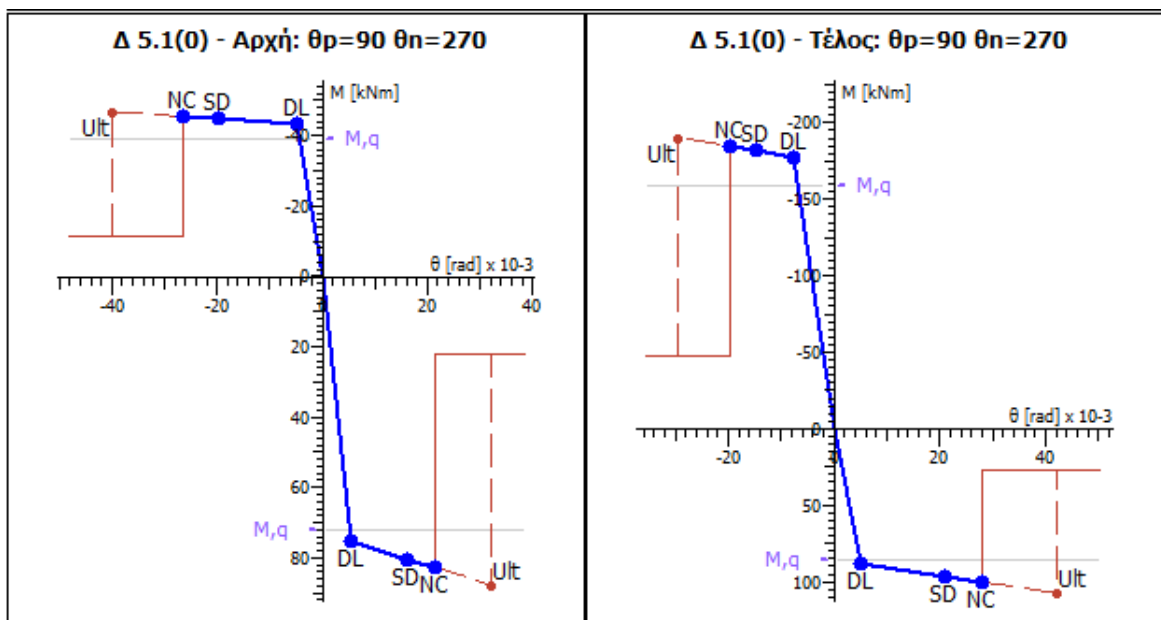


Επίσης, παρόμοια με τα διαγράμματα των υποστυλωμάτων Μ-θ, έχουμε και τα αντίστοιχα διαγράμματα των δοκών για κάθε άκρο της, όπως φαίνονται στο Σχήμα 5.3.

Πίνακας 5.4. Αποτελέσματα επίλυσης για τη δοκό Δ5.1(στάθμη 0) από το τεύχος του προγράμματος

### Διατμητική Αντοχή

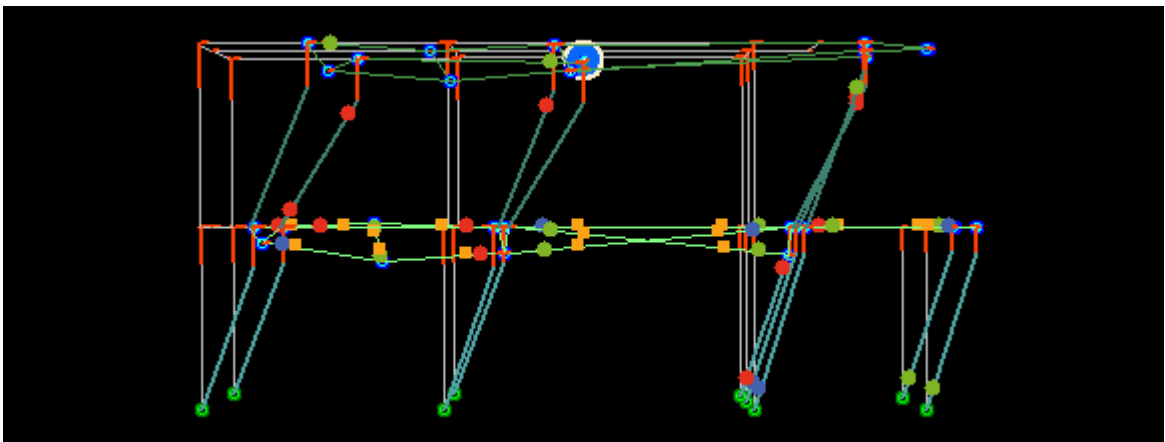
			Πριν την καμπτική διαρροή	Μετά την καμπτική διαρροή	FRP
Θέση [ / ]	N [kN]	VRc [kN]	VR [kN]	μΔ,ρl [ / ]	VRfv [kN]
Αρχή	0,0	31,8	31,8	7,11	31,8
Τέλος	0,0	50,0	50,0	2,81	50,0



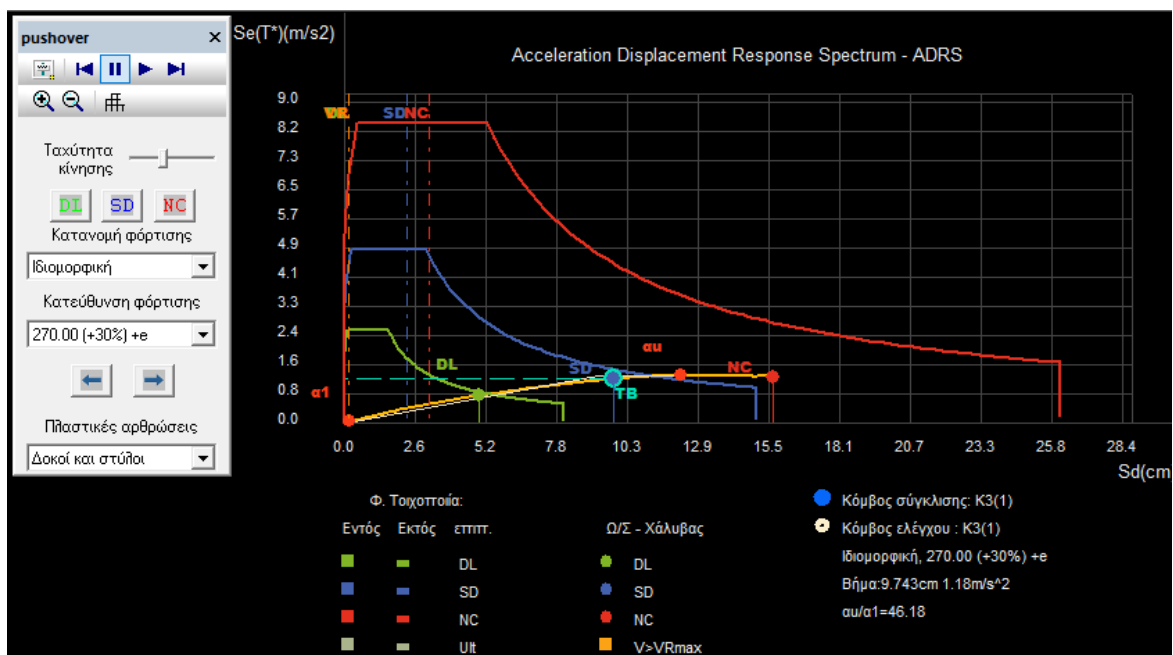
Σχήμα 5.3. Διαγράμματα ροπών-στροφών Μ-θ για τη δοκό Δ5.1(στάθμη 0) από το τεύχος του προγράμματος.

Τα διαγράμματα Απαίτησης-Ικανότητας που προκύπτουν παρουσιάζουν σημαντικές αποκλίσεις μεταξύ της ομοιόμορφης και ιδιομορφικής κατανομής φόρτισης, με την ιδιομορφική κατανομή, όπως θα δούμε και στην συνέχεια του κεφαλαίου, να δίνει τα δυσμενέστερα αποτελέσματα. Αναλυτικά, από τα δεκαέξι (16) διαγράμματα που αφορούν την ομοιόμορφη κατανομή, κανένα δεν εκπληρώνει τον στόχο σχεδιασμού, με το ίδιο να ισχύει και για την ιδιομορφική κατανομή. Συνολικά, δηλαδή, προκύπτουν τριάντα δύο (32) διαγράμματα από την ανάλυση. Παραθέτουμε ενδεικτικά τέσσερα (4) από αυτά, τρία για την ιδιομορφική κατανομή με κατευθύνσεις φόρτισης  $0^\circ$ ,  $90^\circ$  και  $270^\circ$ , και ένα για την ομοιόμορφη κατανομή με κατεύθυνση φόρτισης  $270^\circ$ , συμπεριλαμβανομένης και τυχούσες

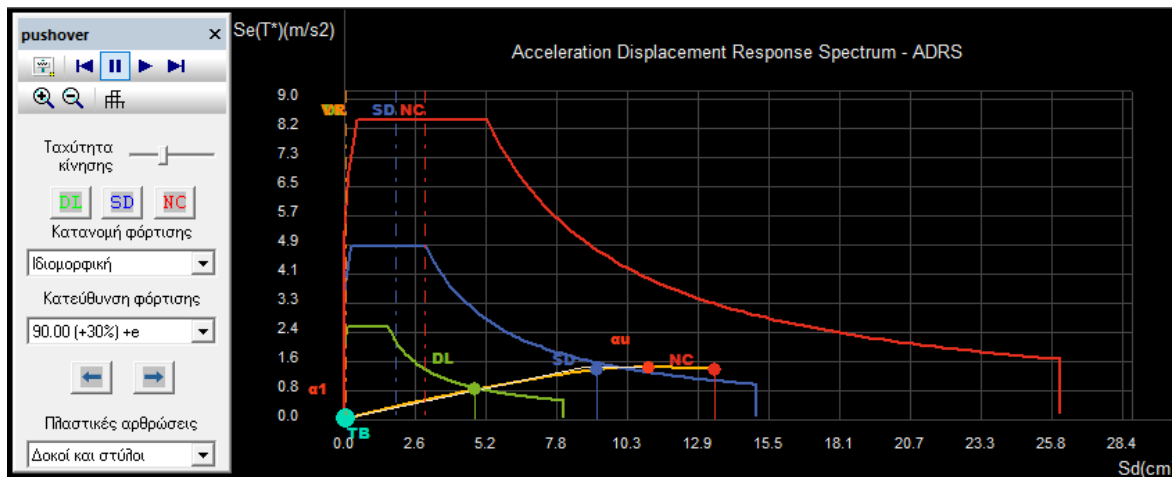
εκκεντρότητας 30%. Πιο συγκεκριμένα, βλέπουμε στις καμπύλες απαίτησης-ικανότητας (ADRS) των Σχημάτων 5.5 έως 5.8, ότι η στοχευόμενη μετακίνηση (σημεία DL, SD, NC) είναι μεγαλύτερη από την απαίτηση ικανότητας της κατασκευής (κατακόρυφη διακεκομμένη γραμμή DL, SD, NC) το οποίο σημαίνει ότι ο φορέας δεν επαρκεί για την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητα και επομένως, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, δεν εκπληρώνεται ο στόχος σχεδιασμού. Δίνεται επίσης ένα στιγμιότυπο του φορέα στην παραμορφωμένη μορφή του (Σχήμα 5.4) για στοχευόμενη μετακίνηση στην στάθμη επιτελεστικότητας B (SD), στο οποίο φαίνονται οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν δημιουργηθεί, μαζί με το αντίστοιχο διάγραμμα ADRS από εκείνη την στιγμή (Σχήμα 5.5).



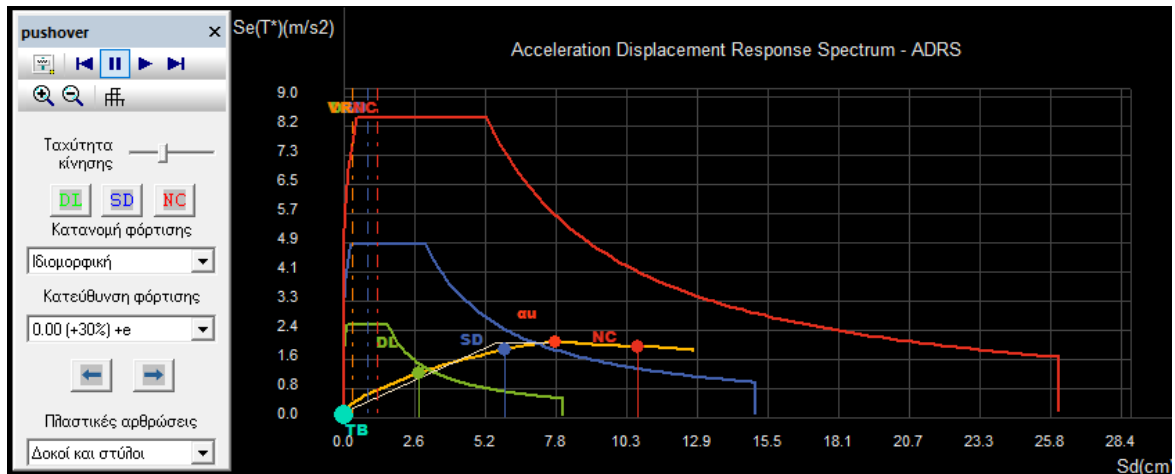
Σχήμα 5.4. Στιγμιότυπο παραμορφωμένου φορέα για ιδιομορφική κατανομή και κατεύθυνση 270° (+30%) +e.



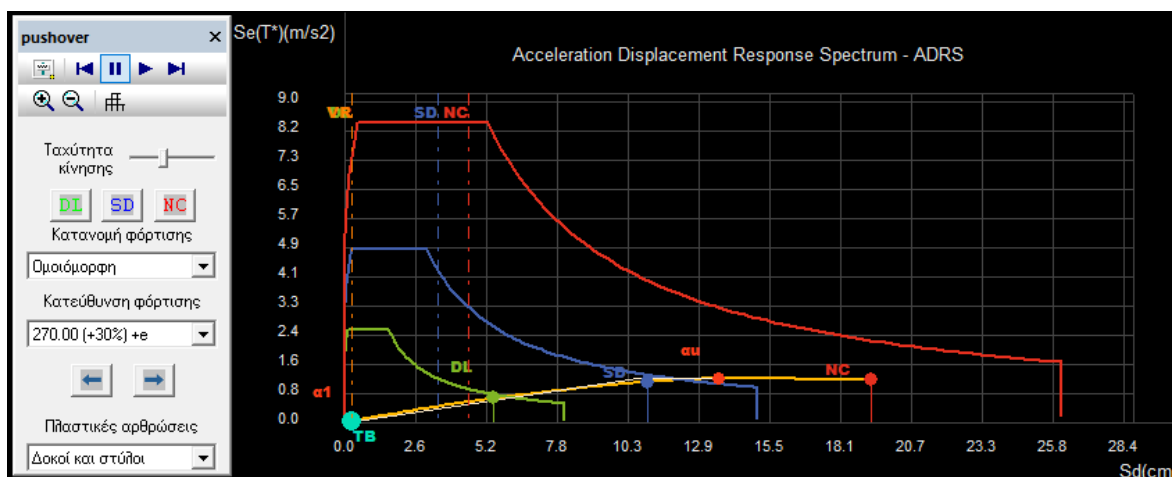
Σχήμα 5.5. Διάγραμμα ADRS για ιδιομορφική κατανομή και κατεύθυνση 270° (+30%) +e



Σχήμα 5.6. Διάγραμμα ADRS για ιδιομορφική κατανομή και κατεύθυνση 90° (+30%) +e



Σχήμα 5.7. Διάγραμμα ADRS για ιδιομορφική κατανομή και κατεύθυνση 0° (+30%) +e



Σχήμα 5.8. Διάγραμμα ADRS για ομοιόμορφη κατανομή και κατεύθυνση 270° (+30%) +e

Για τον εντοπισμό των μελών που παρουσιάζουν ανεπάρκεια, αστοχούν και δεν εκπληρώνουν τον στόχο σχεδιασμού, θα ανατρέξουμε στους πίνακες με τους λόγους επάρκειας των υποστυλωμάτων και των δοκών της κατασκευής. Παρακάτω δίνονται οι συγκεντρωτικοί πίνακες των λόγων επάρκειας δοκών (Πίνακας 5.5) και υποστυλωμάτων (Πίνακας 5.6). Όπως έχει ήδη αναφερθεί και στη παράγραφο 4.3.4 του προηγούμενου κεφαλαίου, τα μέλη που έχουν τιμές μεγαλύτερες της μονάδας παρουσιάζουν ανεπάρκεια και ουσιαστικά χρειάζονται ενίσχυση. Σύμφωνα με τους παρακάτω πίνακες λίγα είναι τα υποστυλώματα και οι δοκοί που δεν παρουσιάζουν ανεπάρκεια. Συγκεκριμένα βλέπουμε στο Πίνακα 5.5 ότι υπάρχουν μόνο τρεις (3) δοκοί του ισόγειου (στάθμη 0) και οχτώ (8) του ορόφου (στάθμη 1) που επαρκούν για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας. Οι παραμορφώσεις και η αστοχία των δοκών φαίνεται να είναι κυρίως συγκεντρωμένες στο ισόγειο με κάποιες να επεκτείνονται στον όροφο. Από την άλλη βλέπουμε να αστοχούν όλα τα υποστυλώματα και των δύο ορόφων τόσο σε κάμψη όσο και σε διάτμηση και όπως φαίνεται από τα αποτελέσματα ο φορέας προκύπτει συνολικά ανεπαρκής για τις στάθμες επιτελεστικότητας Β (SD) και Γ (NC). Βλάβες θα πραγματοποιηθούν σε πολλά μέλη ακόμη και για τον συχνό σεισμό, δηλαδή στάθμη Α (DL). Σημαντικός μηχανισμός αστοχίας των υποστυλωμάτων φαίνεται να είναι τόσο η κάμψη για τις στάθμες Β και Γ όσο και η διάτμηση για την στάθμη Γ, επομένως υπάρχει περίπτωση να δούμε μια μικρή διαφορά στις τιμές των αποτελεσμάτων στο προσομοίωμα του κτιρίου με τοιχοπλήρωση, για κάποια κατεύθυνση φόρτισης. Επίσης, οι τιμές των  $\lambda$  λόγω διάτμησης είναι πολύ μεγάλες λόγω των ανεπαρκών συνδετήρων.

Πίνακας 5.5. Λόγοι επάρκειας δοκών

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	DL λ	SD λ	NC λ	DL	SD λνγ	NC
<u>Δ1.1(0)</u> , 1(0), κ	0.83	0.16	0.14	0.23	0.25	0.27
<u>Δ1.2(0)</u> , 2(0), κ	0.78	0.19	0.20	0.25	0.27	0.28
<u>Δ2.1(0)</u> , 3(0), κ	<b>2.07!</b>	0.75	0.75	0.35	0.38	0.42
<u>Δ2.2(0)</u> , 4(0), κ	<b>1.65!</b>	0.68	0.75	0.38	0.41	0.44
<u>Δ3.1(0)</u> , Λ 13(0), κ	0.13	0.11	0.33	0.16	0.16	0.49
<u>Δ3.1(0)</u> , 5(0), κ	0.75	0.43	0.73	0.25	0.26	0.59
<u>Δ3.2(0)</u> , 5(0), κ	0.60	0.70	0.65	0.51	0.65	0.69
<u>Δ3.2(0)</u> , 6(0), κ	<b>1.74!</b>	0.68	0.59	0.56	0.94	<b>1.51!</b>
<u>Δ3.3(0)</u> , 6(0), κ	0.57	0.42	0.33	0.29	0.30	0.31
<u>Δ3.3(0)</u> , 7(0), κ	<b>9.99!</b>	<b>1.48!</b>	<b>1.47!</b>	0.33	0.35	0.36
<u>Δ4.1(0)</u> , Λ 12(0), κ	0.02	0.04	0.20	0.51	0.57	<b>1.06!</b>
<u>Δ4.1(0)</u> , 8(0), κ	0.33	0.32	0.41	0.23	0.25	0.51
<u>Δ4.2(0)</u> , 8(0), κ	0.98	0.34	0.28	0.23	0.26	0.35
<u>Δ4.2(0)</u> , 9(0), κ	0.60	0.53	0.58	0.20	0.23	0.23
<u>Δ5.1(0)</u> , 1(0), κ	<b>2.45!</b>	<b>1.46!</b>	<b>2.25!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>Δ5.1(0)</u> , 3(0), κ	<b>2.17!</b>	<b>1.69!</b>	<b>1.95!</b>	<b>9.53!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>Δ5.2(0)</u> , 3(0), κ	<b>1.53!</b>	<b>1.68!</b>	<b>2.01!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>Δ5.2(0)</u> , Λ 13(0), κ	<b>4.72!</b>	<b>1.72!</b>	<b>1.67!</b>	<b>6.70!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>Δ6.1(0)</u> , 5(0), κ	<b>3.59!</b>	<b>1.74!</b>	<b>1.98!</b>	<b>9.13!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>Δ6.1(0)</u> , Λ 12(0), κ	<b>3.95!</b>	<b>1.48!</b>	<b>2.32!</b>	<b>8.10!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>Δ7.1(0)</u> , Λ 16(0), κ	<b>2.43!</b>	<b>1.26!</b>	<b>1.60!</b>	<b>9.05!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>Δ7.2(0)</u> , Λ 11(0), κ	<b>1.56!</b>	<b>1.87!</b>	<b>2.06!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>Δ7.3(0)</u> , Λ 11(0), κ	<b>2.83!</b>	<b>1.13!</b>	<b>1.44!</b>	<b>7.98!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>Δ7.3(0)</u> , 6(0), κ	<b>2.07!</b>	<b>1.22!</b>	<b>1.81!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>Δ8.1(0)</u> , 2(0), κ	<b>3.53!</b>	<b>1.72!</b>	<b>1.92!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>Δ8.2(0)</u> , 4(0), κ	<b>1.87!</b>	<b>1.18!</b>	<b>1.30!</b>	0.57	0.58	0.59
<u>Δ8.3(0)</u> , 4(0), κ	<b>1.90!</b>	<b>1.09!</b>	<b>1.18!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>Δ8.3(0)</u> , 7(0), κ	<b>1.84!</b>	<b>1.04!</b>	<b>1.83!</b>	<b>9.10!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>Δ8.4(0)</u> , 7(0), κ	<b>1.67!</b>	<b>1.72!</b>	<b>1.84!</b>	<b>1.64!</b>	<b>3.81!</b>	<b>7.30!</b>
<u>Δ8.4(0)</u> , 9(0), κ	<b>3.28!</b>	<b>1.33!</b>	<b>3.42!</b>	<b>9.69!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>Δ9.1(0)</u> , Λ 14(0), κ	<b>2.19!</b>	0.72	0.61	<b>1.45!</b>	<b>1.85!</b>	<b>2.08!</b>
<u>Δ9.1(0)</u> , Λ 15(0), κ	<b>1.80!</b>	0.61	0.52	<b>1.98!</b>	<b>2.58!</b>	<b>2.95!</b>
<u>Δ1.1(1)</u> , 1(1), κ	0.32	0.10	0.08	0.21	0.23	0.23
<u>Δ1.2(1)</u> , 2(1), κ	0.31	0.11	0.11	0.22	0.23	0.23
<u>Δ2.1(1)</u> , Λ 14(1), κ	0.06	0.10	0.10	0.12	0.12	0.12
<u>Δ2.1(1)</u> , Λ 15(1), κ	0.17	0.12	0.09	0.13	0.13	0.13
<u>Δ3.1(1)</u> , 3(1), κ	0.29	0.07	0.06	0.26	0.28	0.29
<u>Δ3.3(1)</u> , 4(1), κ	0.29	0.11	0.11	0.23	0.25	0.26
<u>Δ4.1(1)</u> , 5(1), κ	<b>2.05!</b>	<b>1.13!</b>	0.97	0.68	0.80	0.81
<u>Δ4.1(1)</u> , 6(1), κ	<b>9.17!</b>	<b>1.06!</b>	0.97	0.63	0.72	0.73
<u>Δ5.1(1)</u> , Λ 16(1), κ	0.67	0.33	0.35	0.22	0.27	0.27
<u>Δ5.1(1)</u> , Λ 17(1), κ	0.67	0.43	0.51	0.21	0.32	0.32
<u>Δ6.1(1)</u> , 1(1), κ	0.70	0.27	0.24	0.22	0.27	0.28
<u>Δ6.1(1)</u> , 3(1), κ	<b>3.13!</b>	0.92	0.93	0.27	0.28	0.28
<u>Δ7.1(1)</u> , Λ 18(1), κ	0.32	0.21	0.22	0.22	0.24	0.25
<u>Δ7.1(1)</u> , 5(1), κ	0.34	0.27	0.26	0.21	0.23	0.23
<u>Δ8.1(1)</u> , Λ 10(1), κ	0.14	0.09	0.11	0.29	0.30	0.31
<u>Δ8.2(1)</u> , Λ 11(1), κ	0.44	0.23	0.19	0.26	0.26	0.27
<u>Δ8.3(1)</u> , Λ 11(1), κ	0.41	0.13	0.10	0.24	0.27	0.28
<u>Δ8.3(1)</u> , 6(1), κ	0.89	0.17	0.23	0.32	0.32	0.32

<a href="#">Δ10.1(1)</a> , 2(1), κ	0.88	0.36	0.50	0.22	0.24	0.24
<a href="#">Δ10.2(1)</a> , 4(1), κ	0.62	0.33	0.25	0.22	0.29	0.29
<a href="#">Δ11.1(1)</a> , 4(1), κ	0.55	0.33	0.25	0.16	0.20	0.21
<a href="#">Δ11.1(1)</a> , 7(1), κ	0.57	0.26	0.25	0.10	0.13	0.13

Πίνακας 5.6. Λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων.

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	DL λ	SD λ	NC λ		DL	SD λν	NC
<a href="#">K1(0)</a> , κάτω, κ	0.92	<b>1.89!</b>	<b>9.66!</b>	γ:	0.78	0.86	<b>9.99!</b>
<a href="#">K1(0)</a> , άνω, κ	0.95	<b>2.05!</b>	<b>6.92!</b>	z:	0.20	0.40	<b>9.99!</b>
<a href="#">K1(1)</a> , κάτω, κ	<b>1.85!</b>	<b>3.14!</b>	<b>3.85!</b>	γ:	0.94	0.97	<b>9.99!</b>
<a href="#">K1(1)</a> , άνω, κ	<b>2.53!</b>	<b>4.17!</b>	<b>6.21!</b>	z:	0.25	0.29	<b>9.99!</b>
<a href="#">K2(0)</a> , κάτω, κ	0.84	<b>1.57!</b>	<b>8.72!</b>	γ:	0.71	0.85	<b>9.99!</b>
<a href="#">K2(0)</a> , άνω, κ	0.86	<b>1.42!</b>	<b>5.86!</b>	z:	0.20	0.38	<b>9.99!</b>
<a href="#">K2(1)</a> , κάτω, κ	<b>2.00!</b>	<b>3.09!</b>	<b>7.49!</b>	γ:	0.82	0.82	<b>9.99!</b>
<a href="#">K2(1)</a> , άνω, κ	<b>2.29!</b>	<b>3.82!</b>	<b>7.39!</b>	z:	0.33	0.36	<b>9.99!</b>
<a href="#">K3(0)</a> , κάτω, κ	0.98	<b>2.77!</b>	<b>9.53!</b>	γ:	0.79	0.85	<b>9.99!</b>
<a href="#">K3(0)</a> , άνω, κ	0.87	0.90	<b>5.81!</b>	z:	0.34	0.54	<b>9.99!</b>
<a href="#">K3(1)</a> , κάτω, κ	<b>1.39!</b>	<b>2.15!</b>	<b>3.11!</b>	γ:	0.97	<b>5.19!</b>	<b>9.99!</b>
<a href="#">K3(1)</a> , άνω, κ	<b>2.00!</b>	<b>4.23!</b>	<b>5.13!</b>	z:	0.30	0.83	<b>9.99!</b>
<a href="#">K4(0)</a> , κάτω, κ	0.99	<b>2.58!</b>	<b>9.94!</b>	γ:	0.86	0.90	<b>9.99!</b>
<a href="#">K4(0)</a> , άνω, κ	0.93	<b>1.07!</b>	<b>6.80!</b>	z:	0.28	0.51	<b>9.99!</b>
<a href="#">K4(1)</a> , κάτω, κ	<b>1.53!</b>	<b>2.44!</b>	<b>4.38!</b>	γ:	<b>1.42!</b>	<b>2.11!</b>	<b>9.99!</b>
<a href="#">K4(1)</a> , άνω, κ	<b>2.05!</b>	<b>4.02!</b>	<b>6.31!</b>	z:	0.40	0.58	<b>9.99!</b>
<a href="#">K5(0)</a> , κάτω, κ	<b>1.78!</b>	<b>3.44!</b>	<b>9.33!</b>	γ:	0.71	0.71	<b>9.99!</b>
<a href="#">K5(0)</a> , άνω, κ	<b>2.12!</b>	<b>3.74!</b>	<b>9.99!</b>	z:	0.21	0.34	<b>9.99!</b>
<a href="#">K5(1)</a> , κάτω, κ	<b>1.61!</b>	<b>3.09!</b>	<b>7.64!</b>	γ:	0.39	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<a href="#">K5(1)</a> , άνω, κ	<b>1.94!</b>	<b>3.59!</b>	<b>4.14!</b>	z:	0.47	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<a href="#">K6(0)</a> , κάτω, κ	<b>1.20!</b>	<b>2.70!</b>	<b>7.78!</b>	γ:	0.59	0.65	<b>9.99!</b>
<a href="#">K6(0)</a> , άνω, κ	<b>1.18!</b>	<b>2.62!</b>	<b>8.42!</b>	z:	0.41	0.47	<b>9.99!</b>
<a href="#">K6(1)</a> , κάτω, κ	0.87	<b>2.32!</b>	<b>4.42!</b>	γ:	0.50	<b>1.30!</b>	<b>9.99!</b>
<a href="#">K6(1)</a> , άνω, κ	<b>1.11!</b>	<b>2.26!</b>	<b>5.32!</b>	z:	0.56	<b>1.84!</b>	<b>9.99!</b>
<a href="#">K7(0)</a> , κάτω, κ	0.83	<b>1.68!</b>	<b>5.35!</b>	γ:	0.39	0.49	<b>9.99!</b>
<a href="#">K7(0)</a> , άνω, κ	0.59	0.47	<b>9.99!</b>	z:	0.43	0.54	<b>9.99!</b>
<a href="#">K7(1)</a> , κάτω, κ	0.53	0.74	<b>5.58!</b>	γ:	0.24	0.36	<b>9.99!</b>
<a href="#">K7(1)</a> , άνω, κ	0.62	<b>1.08!</b>	<b>2.17!</b>	z:	0.33	0.54	<b>9.99!</b>
<a href="#">K8(0)</a> , κάτω, κ	<b>1.67!</b>	<b>4.33!</b>	<b>9.99!</b>	γ:	0.65	0.65	<b>9.99!</b>
<a href="#">K8(0)</a> , άνω, κ	<b>1.91!</b>	<b>4.98!</b>	<b>9.99!</b>	z:	0.22	0.32	<b>9.99!</b>
<a href="#">K9(0)</a> , κάτω, κ	<b>1.66!</b>	<b>3.86!</b>	<b>9.99!</b>	γ:	0.66	0.66	<b>9.99!</b>
<a href="#">K9(0)</a> , άνω, κ	<b>2.18!</b>	<b>4.34!</b>	<b>9.99!</b>	z:	0.30	0.41	<b>9.99!</b>

Στους Πίνακες 5.7 και 5.8 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα μέλη με τις μεγαλύτερες τιμές λ για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας σε έλεγχο ροπής και διάτμησης αντίστοιχα.

Πίνακας 5.7. Μέγιστες τιμές λόγων επάρκειας δοκών.

*Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής*

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
DL	<u>Δ3.3(0)</u>	Κύριο	<b>9.99!</b>
SD	<u>Δ7.2(0)</u>	Κύριο	<b>1.87!</b>
NC	<u>Δ8.4(0)</u>	Κύριο	<b>3.42!</b>

*Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης*

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
DL	<u>Δ8.3(0)</u>	Κύριο	<b>9.99!</b>
SD	<u>Δ8.4(0)</u>	Κύριο	<b>9.99!</b>
NC	<u>Δ8.4(0)</u>	Κύριο	<b>9.99!</b>

Πίνακας 5.8. Μέγιστες τιμές λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων.

*Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής*

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
DL	<u>K1(1)</u>	Κύριο	<b>2.53!</b>
SD	<u>K8(0)</u>	Κύριο	<b>4.98!</b>
NC	<u>K9(0)</u>	Κύριο	<b>9.99!</b>

*Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης*

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
DL	<u>K4(1)</u>	Κύριο	<b>1.42!</b>
SD	<u>K5(1)</u>	Κύριο	<b>9.99!</b>
NC	<u>K9(0)</u>	Κύριο	<b>9.99!</b>

Στη συνέχεια παρατίθενται οι τιμές της στοχευόμενης μετακίνησης, δηλαδή της μέγιστης μετακίνησης που θα υποστεί η κατασκευή. Γενικά έχουμε δει και από τα προηγούμενα κεφαλαία αναλυτικότερα την διαδικασία υπολογισμού της. Με λίγα λόγια όμως, στο διάγραμμα ADRS, το σημείο τομής (σημείο επιτελεστικότητας) της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου και του φάσματος απαίτησης μας δίνει την στοχευόμενη μετακίνηση για την εκάστοτε στάθμη επιτελεστικότητας. Έχουν συμπεριληφθεί ενδεικτικά τέσσερα (4) διαγράμματα απαίτησης ικανότητας, δύο για την στάθμη επιτελεστικότητας B (SD) και δύο για την Γ (NC), από τα οποία το ένα αφορά την ομοιόμορφη και το άλλο την ιδιομορφική κατανομή φόρτισης. Έχουν παραληφθεί τα διαγράμματα της στάθμης επιτελεστικότητας A (DL), παρόλα αυτά θα δοθούν οι τιμές της στοχευόμενης μετακίνησης και για αυτή την στάθμη, όπως για τις υπόλοιπες, συγκεντρωτικά, παρακάτω. Στα διαγράμματα αυτά, π.χ. στο Σχήμα 5.9, βλέπουμε την καμπύλη pushover (καμπύλη ικανότητας) του υπό εξέταση φορέα με κίτρινο χρώμα, την αντίστοιχη διγραμμική καμπύλη

ικανότητας με μπλε, το ελαστικό φάσμα απαίτησης με μπλε σκούρο ( $\mu_{el}=1.00$ ) και τα ανελαστικά φάσματα απαίτησης για διάφορες τιμές του  $\mu$ , με πράσινο. Αντίστοιχα τα ίδια ισχύουν και για τα διαγράμματα στο Σχήμα 5.10 με μια μικρή διαφορά στα χρώματα. Επίσης, να αναφερθεί ότι στις διαφορετικές κλίμακες των διαγραμμάτων, η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου  $d$  και η τέμνουσα βάσης  $F_b$  αφορούν το πολυβάθμιο σύστημα, ενώ η μετατόπιση  $d^*$  και η δύναμη  $F^*$  αφορούν το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα. Η διαδικασία που ακολουθεί το «Fespa» για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης φαίνεται συνοπτικά στο Πίνακα 5.9 παρακάτω. Όπου,

$m^*$ : Μάζα του μονοβάθμιου συστήματος

$T^*$ : Περίοδος του μονοβάθμιου συστήματος

$q_u$ : Παράγοντας πλαστιμότητας

$q_s$ : Παράγοντας υπεραντοχής

$\mu_d$ : Παράγοντας στοχευόμενης πλαστιμότητας

$d_y$ : Η μετατόπιση διαρροής που αντιστοιχεί στο πραγματικό πολυβάθμιο σύστημα

$d_y^*$ : Η μετατόπιση διαρροής που αντιστοιχεί στο μονοβάθμιο σύστημα

$dt$ : Στοχευόμενη μετακίνηση (μετατόπιση) που αντιστοιχεί στο πραγματικό πολυβάθμιο σύστημα

$dt^*$ : Στοχευόμενη μετακίνηση (μετατόπιση) που αντιστοιχεί στο μονοβάθμιο σύστημα

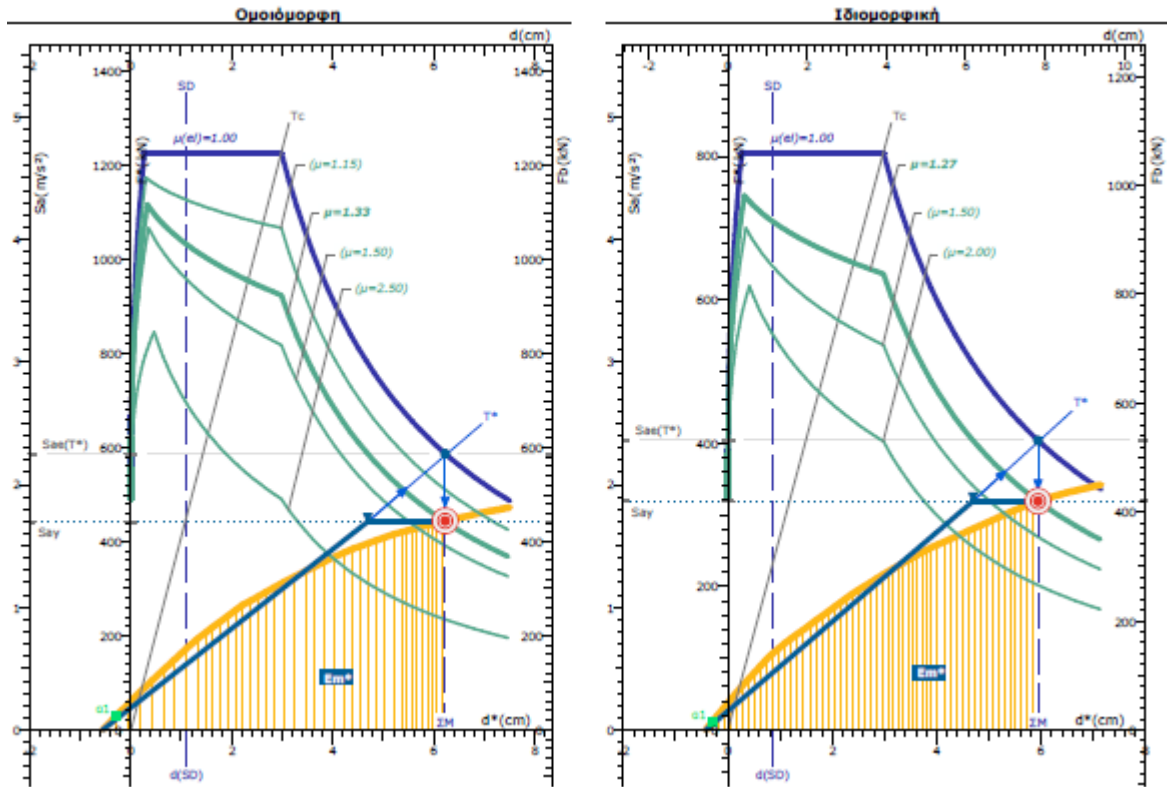
Η σειρά των υπολογισμών φαίνεται στον πίνακα, στην αριστερή πλευρά είναι τα αποτελέσματα που αφορούν την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης και στη δεξιά αυτά της ιδιομορφικής κατανομής. Τα αποτελέσματα αυτά αντιστοιχούν στα διαγράμματα του Σχήματος 5.9 για να υπάρχει ενδεικτικά ένα ολοκληρωμένο παράδειγμα. Αρχικά υπολογίζεται ο παράγοντας πλαστιμότητας  $q_u$  και ακολουθεί ο παράγοντας στοχευόμενης πλαστιμότητας  $\mu_d$  σύμφωνα με τον οποίο υπολογίζεται η στοχευόμενη μετατόπιση  $d_t$ . Ουσιαστικά ο παράγοντας στοχευόμενης πλαστιμότητας είναι η τιμή του  $\mu$  για την οποία η κλίση της διγραμμικής καμπύλης ικανότητας ταυτίζεται με την απαίτηση. Αυτά φαίνονται και στο αντίστοιχο διάγραμμα της ομοιόμορφης και ιδιομορφικής κατανομής του Σχήματος 5.9, όπου το σημείο τομής του ανελαστικού φάσματος απαίτησης και της καμπύλης



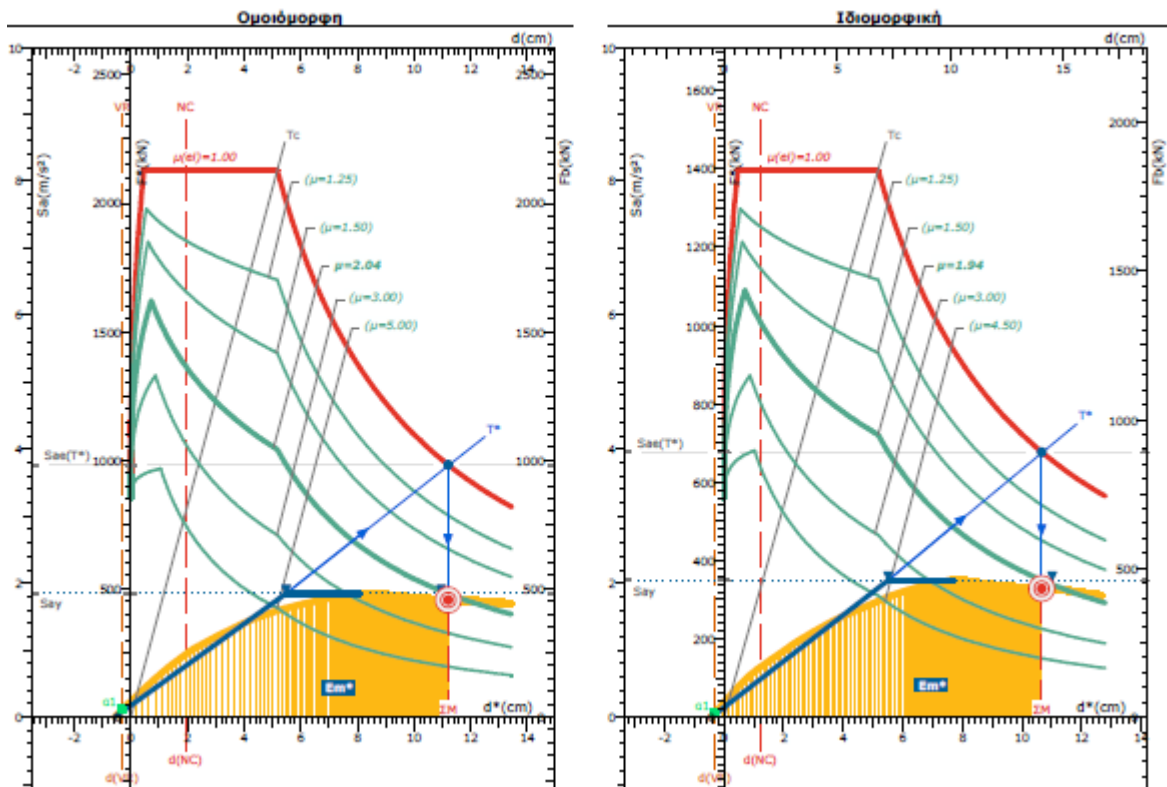
ικανότητας της κατασκευής μας δίνουν την στοχευόμενη μετακίνησης  $dt$  που συμβολίζεται και ως ΣΜ στον οριζόντιο άξονα του διαγράμματος.

**Πίνακας 5.9. Τα αποτελέσματα και η διαδικασία υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης για στάθμη SD και κατεύθυνση  $0^\circ+30\% \cdot 90^\circ+eZ$ .**

<b>1.</b>	<b>Μάζα <math>m^*</math> και περίοδος <math>T^*</math> μονοβάθμιου συστήματος και παράγοντας πλαστιμότητας <math>q_u</math>.</b>	
	$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{d}{d^*} = \frac{F_b}{F^*}$	
	$m^* = 260.7tn, \Gamma = 1.00$	$m^* = 171.0tn, \Gamma = 1.32$
	$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{4.69cm}{1.70 \cdot 10^2 cm/s^2}} = 1.04s$	$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{4.70cm}{1.87 \cdot 10^2 cm/s^2}} = 1.00s$
	$q_u = \frac{2.25m/s^2}{1.70m/s^2} \therefore q_u = \underline{1.33}$	$q_u = \frac{2.36m/s^2}{1.87m/s^2} \therefore q_u = \underline{1.27}$
<b>2.</b>	<b>Παράγοντας στοχευόμενης πλαστιμότητας <math>\mu_d</math>.</b>	
	$T^* \geq T_c = 0.50s \therefore \mu_d = q_u$	<b><math>\mu_d = \underline{1.27}</math></b>
<b>3.</b>	<b>Στοχευόμενη μετατόπιση <math>dt</math>.</b>	
	$dy^* = 2 \left( 6.16cm - \frac{1688.7cm \cdot kN}{442.59kN} \right) = 4.69cm$	$dy^* = 2 \left( 5.95cm - \frac{1148.2cm \cdot kN}{319.06kN} \right) = 4.70cm$
	$C_1 \equiv \mu_d / q_u = 1.33 / 1.33 = 1.00$	$C_1 \equiv \mu_d / q_u = 1.27 / 1.27 = 1.00$
	$d_{et}^* = 2.25m/s^2 \cdot \left[ \frac{1.04s}{2\pi} \right]^2 = 6.23cm$	$d_{et}^* = 2.36m/s^2 \cdot \left[ \frac{1.00s}{2\pi} \right]^2 = 5.94cm$
	$dt^* = 1.00 \cdot 6.23cm = 6.23cm$	$dt^* = 1.00 \cdot 5.94cm = 5.94cm$
	$dy = 4.69cm, \quad dt = \underline{6.23cm}$	$dy = 6.19cm, \quad dt = \underline{7.83cm}$
<b>4.</b>	<b>Μέγιστη επιτάχυνση <math>\max a_d</math> για <math>\lambda_{max} = 1</math> και επιτελεστικότητα SD.</b>	
	$\max q = \underline{0.037} < 0.160 (!)$	<b><math>\max q = \underline{0.031} &lt; 0.160 (!)</math></b>
<b>5.</b>	<b>Παράγοντας υπεραντοχής <math>q_s</math>.</b>	
	$q_s = \frac{1.70m/s^2}{0.11m/s^2} = 9.99$	$q_s = \frac{1.87m/s^2}{0.06m/s^2} = 9.99$



Σχήμα 5.9. Διάγραμμα ADRS ομοιόμορφης και ιδιομορφικής κατανομής για στάθμη SD και κατεύθυνση  $0^{\circ}+30\% \cdot 90^{\circ}+eZ$ .



Σχήμα 5.10. Διάγραμμα ADRS ομοιόμορφης και ιδιομορφικής κατανομής για στάθμη NC και κατεύθυνση  $0^{\circ}+30\% \cdot 90^{\circ}+eZ$ .

Η ίδια διαδικασία ακολουθήθηκε από το λογισμικό για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας και τα αποτελέσματα από τις αναλύσεις φαίνονται στον Πίνακα 5.10 παρακάτω.

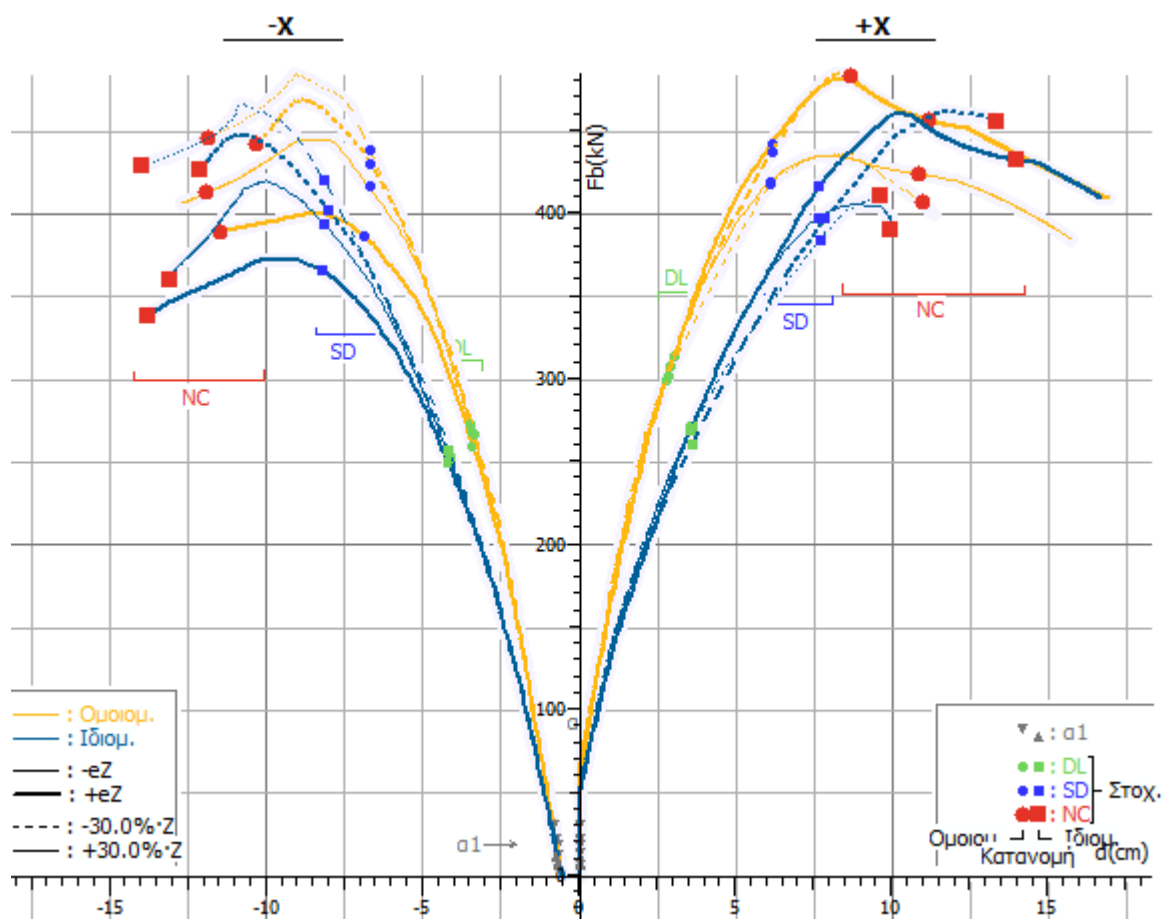
**Πίνακας 5.10. Αποτελέσματα στοχευόμενης μετακίνησης για όλες τις κατευθύνσεις, κατανομές φόρτισης και στάθμες επιτελεστικότητας.**

<b>Φορέας χωρίς τοιχοπλήρωση</b>		
<b>Στάθμη επιτελεστικότητας A (DL)</b>		
Κατανομή φόρτισης	Κατεύθυνση φόρτισης	Στοχευόμενη μετατόπιση dt (cm)
Ομοιόμορφη	0°+30%·90°+eZ	3.05
	90°-30%·180°+eX	5.59
	180°- 30%·270°+eZ	3.48
	270°+30%·0°+eX	5.58
Ιδιομορφική	0°+30%·90°+eZ	3.75
	90°-30%·180°+eX	6.49
	180°- 30%·270°+eZ	4.18
	270°+30%·0°+eX	6.55
<b>Στάθμη επιτελεστικότητας B (SD)</b>		
Ομοιόμορφη	0°+30%·90°+eZ	6.23
	90°-30%·180°+eX	10.84
	180°- 30%·270°+eZ	6.77
	270°+30%·0°+eX	10.97
Ιδιομορφική	0°+30%·90°+eZ	7.83
	90°-30%·180°+eX	12.72
	180°- 30%·270°+eZ	8.19
	270°+30%·0°+eX	13.09
<b>Στάθμη επιτελεστικότητας Γ (NC)</b>		
Ομοιόμορφη	0°+30%·90°+eZ	11.20
	90°-30%·180°+eX	19.15
	180°- 30%·270°+eZ	11.98

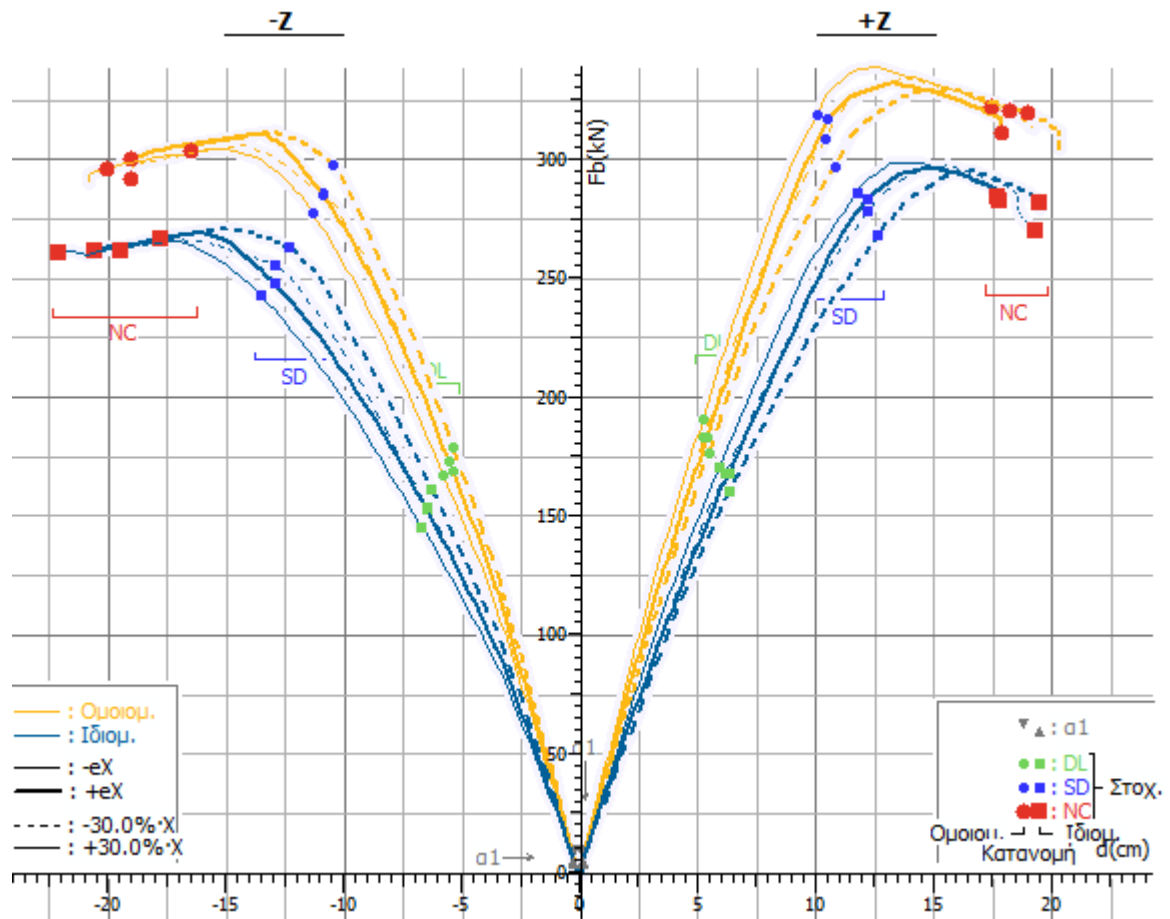
	$270^{\circ}+30\% \cdot 0^{\circ}+eX$	19.35
Ιδιομορφική	$0^{\circ}+30\% \cdot 90^{\circ}+eZ$	14.03
	$90^{\circ}-30\% \cdot 180^{\circ}+eX$	22.41
	$180^{\circ}-$ $30\% \cdot 270^{\circ}+eZ$	14.57
	$270^{\circ}+30\% \cdot 0^{\circ}+eX$	23.09

Βλέπουμε ότι οι μεγαλύτερες τιμές στοχευόμενης μετακίνησης αφορούν την ιδιομορφική κατανομή φόρτισης για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας.

Για λόγους πληρότητας, έχουν επίσης συμπεριληφθεί συνοπτικά σε δύο διαγράμματα (F-d) όλες οι καμπύλες αντίστασης (ικανότητας) Pushover και των τριάντα δύο (32) αναλύσεων για κάθε συνδυασμό φόρτισης (Σχήμα 5.11 και 5.12).



Σχήμα 5.11. Συγκεντρωτικά διαγράμματα F-d (τέμνουσα βάση-μετατόπιση) των 16 αναλύσεων για κατεύθυνση X ( $0^{\circ}$  και  $180^{\circ}$ ).

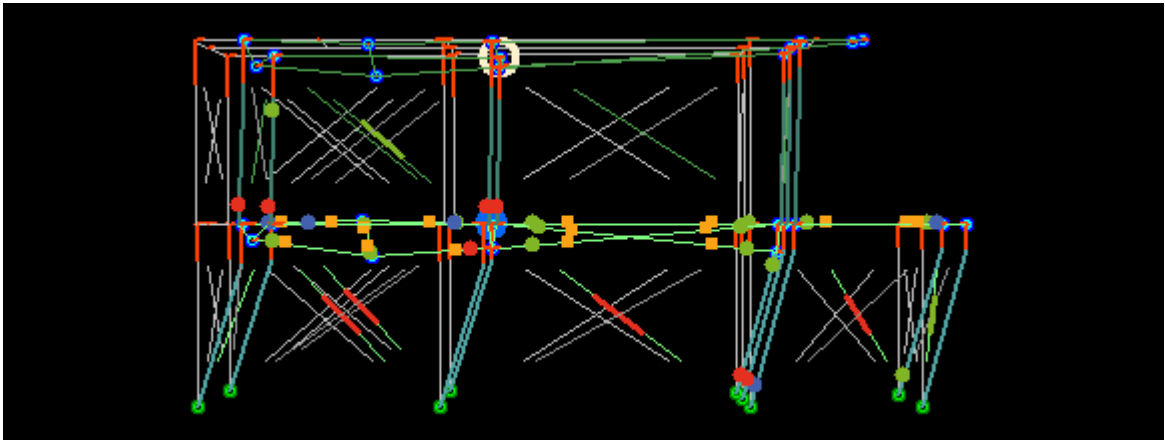


Σχήμα 5.12. Συγκεντρωτικά διαγράμματα F-d (τέμνουσα βάση-μετατόπιση) των 16 αναλύσεων για κατεύθυνση Z (90° και 270°)

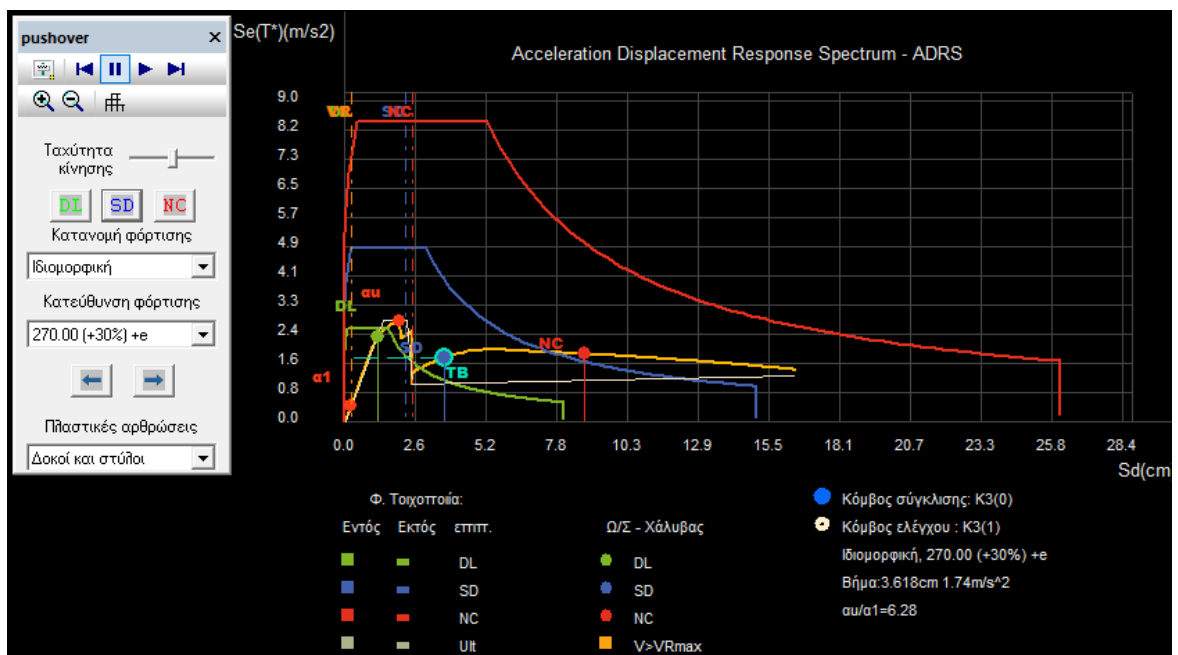
## 5.2.2 Φορέας με τοιχοπληρώσεις

Παρακάτω ακολουθούν τα αποτελέσματα από την ανάλυση του φορέα με την παρουσία τοιχοπληρώσεων. Δίνεται ένα στιγμιότυπο του φορέα στην παραμορφωμένη μορφή του (Σχήμα 5.13) για στοχευόμενη μετακίνηση στην στάθμη επιτελεστικότητας B (SD), στο οποίο φαίνονται οι πλαστικές αρθρώσεις και οι θλιβόμενες διαγώνιοι ράβδοι (τοιχοπληρώσεις), μαζί με το αντίστοιχο διάγραμμα ADRS από εκείνη την στιγμή (Σχήμα 5.14). Ενδεικτικά παραθέτουμε συνολικά τέσσερα διαγράμματα ADRS (Σχήματα 5.14 έως 5.17), από τα οποία το ένα αφορά ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης για κατεύθυνση 270° και τα υπόλοιπα τρία αφορούν την ιδιομορφική κατανομή φόρτισης για τις κατευθύνσεις 270°, 90° και 0° (συμπεριλαμβανομένης τυχόν εκκεντρότητας 30%). Ουσιαστικά έχουν

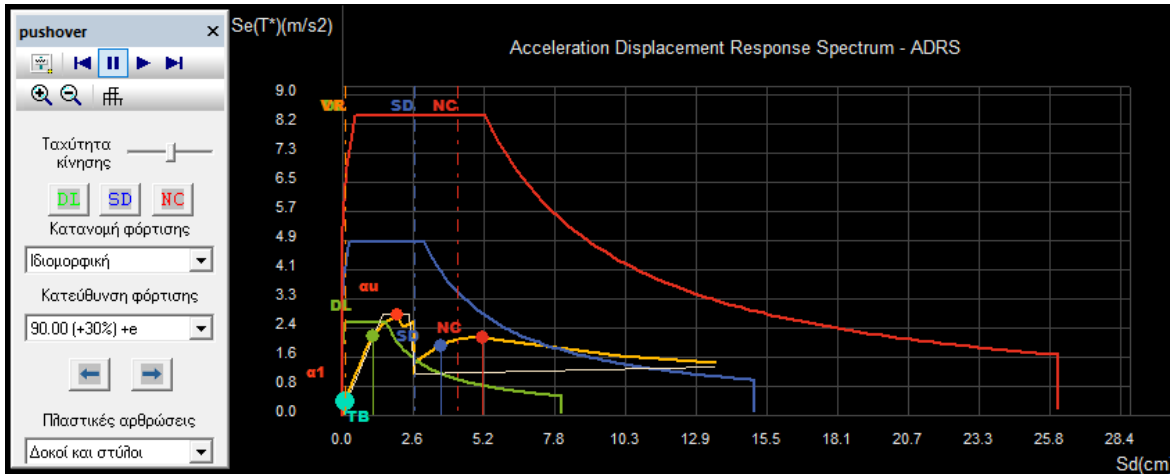
επιλεχθεί διαγράμματα με παραμέτρους ίδιες με αυτές του φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις, ώστε να μπορεί να γίνει η σύγκρισή τους.



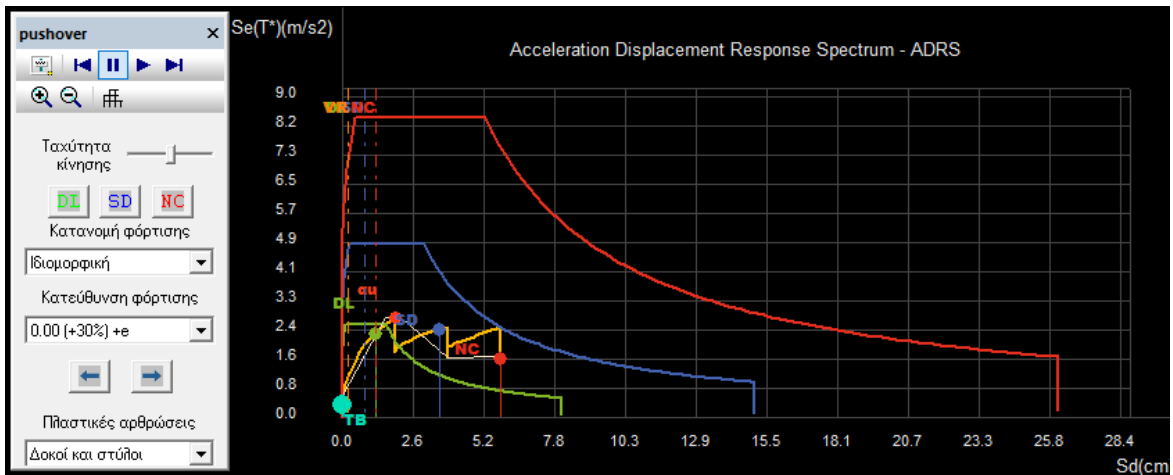
Σχήμα 5.13. Στιγμιότυπο παραμορφωμένου τοιχοπληρωμένου φορέα για ιδιομορφική κατανομή και κατεύθυνση 270° (+30%) +e.



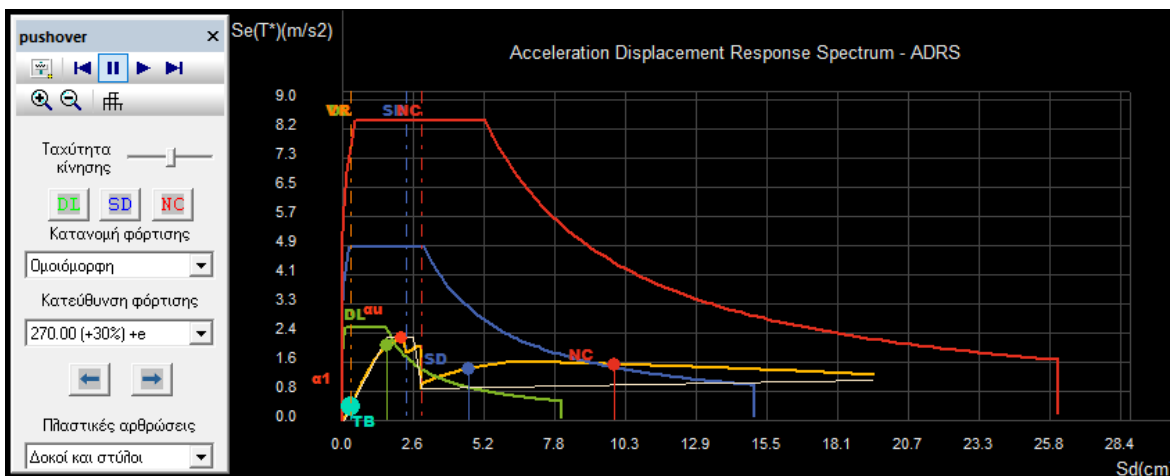
Σχήμα 5.14. Διάγραμμα ADRS τοιχοπληρωμένου φορέα για ιδιομορφική κατανομή και κατεύθυνση 270° (+30%) +e



Σχήμα 5.15. Διάγραμμα ADRS τοιχοπληρωμένου φορέα για ιδιομορφική κατανομή και κατεύθυνση 90° (+30%) +e



Σχήμα 5.16. Διάγραμμα ADRS τοιχοπληρωμένου φορέα για ιδιομορφική κατανομή και κατεύθυνση 0° (+30%) +e



Σχήμα 5.17. Διάγραμμα ADRS τοιχοπληρωμένου φορέα για ομοιόμορφη κατανομή και κατεύθυνση 270° (+30%) +e

Από τα διαγράμματα τόσο της ομοιόμορφης όσο και της ιδιομορφικής κατανομής βλέπουμε μια μικρή βελτίωση συγκριτικά με αυτά του φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις. Βέβαια και στα τέσσερα διαγράμματα βλέπουμε ότι η στοχευόμενη μετακίνηση (σημεία DL, SD, NC) είναι μεγαλύτερη από την απαίτηση ικανότητας της κατασκευής (κατακόρυφη διακεκομμένη γραμμή DL, SD, NC) που σημαίνει ότι ο φορέας δεν επαρκεί για την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας. Συνεχίζει δηλαδή να μην εκπληρώνεται ο στόχος σχεδιασμού.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι λόγοι επάρκειας όπως προέκυψαν στα αποτελέσματα του προγράμματος. Όπως φαίνεται από τον Πίνακα 5.11 και 5.12 υπάρχει κάποια βελτίωση, όσο αφορά τους λόγους επάρκειας των υποστυλωμάτων και των δοκών του τοιχοπληρωμένου φορέα. Παρόλα αυτά, αστοχούν και πάλι όλα τα υποστυλώματα και για όλες τις περιπτώσεις φόρτισης ο φορέας προκύπτει συνολικά ανεπαρκής για τις στάθμες Α (DL), Β (SD) και Γ (NC). Από την επίλυση του φορέα με την παρουσία τοιχοπληρώσεων προέκυψαν και οι αντίστοιχοι πίνακες με τους λόγους επάρκειας τους, καθώς όμως οι τοιχοπληρώσεις δεν αποτελούν φέροντα στοιχεία και η αστοχία τους δεν καθορίζει την επιτελεστικότητα της κατασκευής, δεν κρίθηκε αναγκαίο να γίνει η συμπερίληψη τους στην παρούσα εργασία. Παρόλα αυτά αξίζει να αναφερθεί ότι για την πλειονότητα των τοιχοπληρώσεων δεν εκπληρωνόταν ο στόχος σχεδιασμού, με λίγες στην στάθμη (1) του ορόφου να μην είναι ανεπαρκείς.

Πίνακας 5.11. Λόγοι επάρκειας δοκών του φορέα με τοιχοπληρώσεις

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	DL λ	SD λ	NC λ	DL	SD λNγ	NC
<u>Δ1.1(0)</u> , 1(0), κ	0.71	0.16	0.24	0.21	0.24	0.27
<u>Δ1.2(0)</u> , 2(0), κ	0.73	0.16	0.20	0.25	0.27	0.30
<u>Δ2.1(0)</u> , 3(0), κ	0.97	0.55	0.82	0.25	0.37	0.40
<u>Δ2.2(0)</u> , 4(0), κ	1.00	0.64	0.81	0.28	0.40	0.42
<u>Δ3.1(0)</u> , Λ 13(0), κ	0.13	0.12	0.10	0.16	0.17	0.20
<u>Δ3.1(0)</u> , 5(0), κ	0.75	0.43	0.33	0.25	0.26	0.29
<u>Δ3.2(0)</u> , 5(0), κ	0.47	0.61	0.55	0.43	0.58	0.62
<u>Δ3.2(0)</u> , 6(0), κ	<b>1.74!</b>	0.42	0.36	0.36	0.77	0.87
<u>Δ3.3(0)</u> , 6(0), κ	0.49	0.41	0.31	0.23	0.30	0.30
<u>Δ3.3(0)</u> , 7(0), κ	<b>9.99!</b>	<b>1.26!</b>	0.94	0.33	0.34	0.34
<u>Δ4.1(0)</u> , Λ 12(0), κ	0.02	0.05	0.07	0.50	0.60	0.72
<u>Δ4.1(0)</u> , 8(0), κ	0.34	0.31	0.28	0.22	0.26	0.30
<u>Δ4.2(0)</u> , 8(0), κ	0.90	0.36	0.28	0.22	0.26	0.35
<u>Δ4.2(0)</u> , 9(0), κ	0.59	0.61	0.50	0.21	0.23	0.23
<u>Δ5.1(0)</u> , 1(0), κ	<b>2.65!</b>	<b>1.86!</b>	<b>1.76!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>Δ5.1(0)</u> , 3(0), κ	<b>1.77!</b>	<b>1.87!</b>	<b>1.47!</b>	<b>9.50!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>Δ5.2(0)</u> , 3(0), κ	<b>1.48!</b>	<b>1.16!</b>	<b>1.42!</b>	<b>6.01!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>Δ5.2(0)</u> , Λ 13(0), κ	<b>3.24!</b>	<b>1.22!</b>	<b>1.22!</b>	<b>4.61!</b>	<b>7.24!</b>	<b>9.65!</b>



<a href="#">Δ6.1(0)</a> , 5(0), κ	<b>1.50!</b>	0.89	<b>1.40!</b>	<b>3.81!</b>	<b>9.60!</b>	<b>9.99!</b>
<a href="#">Δ6.1(0)</a> , Λ 12(0), κ	<b>2.35!</b>	<b>1.23!</b>	<b>1.93!</b>	<b>4.82!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<a href="#">Δ7.1(0)</a> , Λ 16(0), κ	<b>1.19!</b>	0.87	<b>1.16!</b>	<b>4.43!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<a href="#">Δ7.2(0)</a> , Λ 11(0), κ	0.92	<b>1.41!</b>	<b>1.62!</b>	<b>7.01!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<a href="#">Δ7.3(0)</a> , Λ 11(0), κ	<b>1.67!</b>	0.73	0.98	<b>4.69!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<a href="#">Δ7.3(0)</a> , 6(0), κ	0.73	0.72	<b>1.18!</b>	<b>7.98!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<a href="#">Δ8.1(0)</a> , 2(0), κ	<b>1.15!</b>	<b>1.34!</b>	<b>1.64!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<a href="#">Δ8.2(0)</a> , 4(0), κ	0.77	0.81	0.98	0.39	0.59	0.60
<a href="#">Δ8.3(0)</a> , 4(0), κ	0.61	0.76	0.91	<b>5.48!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<a href="#">Δ8.3(0)</a> , 7(0), κ	0.56	0.54	<b>1.35!</b>	<b>2.77!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<a href="#">Δ8.4(0)</a> , 7(0), κ	0.32	0.90	<b>1.38!</b>	0.74	<b>2.22!</b>	<b>6.30!</b>
<a href="#">Δ8.4(0)</a> , 9(0), κ	0.86	<b>1.14!</b>	<b>2.49!</b>	<b>2.01!</b>	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<a href="#">Δ9.1(0)</a> , Λ 14(0), κ	<b>1.83!</b>	0.59	0.56	<b>1.21!</b>	<b>1.51!</b>	<b>1.92!</b>
<a href="#">Δ9.1(0)</a> , Λ 15(0), κ	<b>1.51!</b>	0.51	0.51	<b>1.65!</b>	<b>2.15!</b>	<b>2.88!</b>
<a href="#">Δ1.1(1)</a> , 1(1), κ	0.32	0.08	0.08	0.20	0.21	0.23
<a href="#">Δ1.2(1)</a> , 2(1), κ	0.31	0.06	0.12	0.22	0.22	0.23
<a href="#">Δ2.1(1)</a> , Λ 14(1), κ	0.01	0.04	0.09	0.11	0.11	0.11
<a href="#">Δ2.1(1)</a> , Λ 15(1), κ	0.17	0.12	0.09	0.13	0.13	0.13
<a href="#">Δ3.1(1)</a> , 3(1), κ	0.27	0.03	0.07	0.24	0.27	0.27
<a href="#">Δ3.3(1)</a> , 4(1), κ	0.27	0.07	0.10	0.22	0.23	0.26
<a href="#">Δ4.1(1)</a> , 5(1), κ	0.32	0.56	0.55	0.29	0.88	0.88
<a href="#">Δ4.1(1)</a> , 6(1), κ	0.90	0.58	0.72	0.37	0.62	0.71
<a href="#">Δ5.1(1)</a> , Λ 16(1), κ	0.35	0.10	0.20	0.16	0.25	0.25
<a href="#">Δ5.1(1)</a> , Λ 17(1), κ	0.21	0.32	0.24	0.14	0.18	0.25
<a href="#">Δ6.1(1)</a> , 1(1), κ	0.59	0.15	0.11	0.19	0.24	0.24
<a href="#">Δ6.1(1)</a> , 3(1), κ	0.63	0.31	0.23	0.18	0.29	0.29
<a href="#">Δ7.1(1)</a> , Λ 18(1), κ	0.21	0.17	0.14	0.19	0.22	0.23
<a href="#">Δ7.1(1)</a> , 5(1), κ	0.23	0.17	0.14	0.20	0.20	0.20
<a href="#">Δ8.1(1)</a> , Λ 10(1), κ	0.11	0.08	0.07	0.28	0.29	0.30
<a href="#">Δ8.2(1)</a> , Λ 11(1), κ	0.43	0.19	0.15	0.25	0.26	0.26
<a href="#">Δ8.3(1)</a> , Λ 11(1), κ	0.35	0.10	0.08	0.22	0.23	0.24
<a href="#">Δ8.3(1)</a> , 6(1), κ	0.64	0.16	0.12	0.30	0.30	0.30
<a href="#">Δ10.1(1)</a> , 2(1), κ	0.47	0.12	0.09	0.15	0.19	0.19
<a href="#">Δ10.2(1)</a> , 4(1), κ	0.29	0.16	0.13	0.15	0.19	0.20
<a href="#">Δ11.1(1)</a> , 4(1), κ	0.27	0.11	0.09	0.12	0.13	0.13
<a href="#">Δ11.1(1)</a> , 7(1), κ	0.28	0.04	0.06	0.07	0.08	0.09

Πίνακας 5.12. Λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων του φορέα με τοιχοπληρώσεις

Μέλος, άκρο, Κύσιο/Δευτ. Σ. Μ.	DL λ	SD λ	NC λ		DL	SD λV	NC
<u>K1(0)</u> , κάτω, κ	0.73	<b>1.69!</b>	<b>4.59!</b>	γ:	0.66	0.88	<b>9.99!</b>
<u>K1(0)</u> , άνω, κ	0.81	<b>1.70!</b>	<b>4.66!</b>	z:	0.23	0.41	<b>9.99!</b>
<u>K1(1)</u> , κάτω, κ	<b>2.18!</b>	<b>2.66!</b>	<b>4.06!</b>	γ:	0.73	0.78	0.78
<u>K1(1)</u> , άνω, κ	<b>1.42!</b>	<b>2.61!</b>	<b>4.26!</b>	z:	0.22	0.37	0.37
<u>K2(0)</u> , κάτω, κ	0.79	<b>1.55!</b>	<b>3.70!</b>	γ:	0.73	0.89	<b>9.99!</b>
<u>K2(0)</u> , άνω, κ	0.90	<b>1.85!</b>	<b>4.96!</b>	z:	0.08	0.47	<b>9.99!</b>
<u>K2(1)</u> , κάτω, κ	0.94	<b>1.55!</b>	<b>3.52!</b>	γ:	0.78	0.81	0.81
<u>K2(1)</u> , άνω, κ	<b>1.11!</b>	<b>1.68!</b>	<b>4.32!</b>	z:	0.22	0.41	0.42
<u>K3(0)</u> , κάτω, κ	0.77	<b>4.32!</b>	<b>9.21!</b>	γ:	0.79	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>K3(0)</u> , άνω, κ	0.87	<b>3.31!</b>	<b>7.60!</b>	z:	0.27	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>K3(1)</u> , κάτω, κ	<b>1.12!</b>	<b>1.94!</b>	<b>1.78!</b>	γ:	0.93	<b>1.07!</b>	<b>1.78!</b>
<u>K3(1)</u> , άνω, κ	0.98	<b>2.40!</b>	<b>3.54!</b>	z:	0.30	0.42	0.42
<u>K4(0)</u> , κάτω, κ	0.95	<b>1.99!</b>	<b>4.18!</b>	γ:	0.94	0.98	<b>9.99!</b>
<u>K4(0)</u> , άνω, κ	<b>1.19!</b>	<b>2.12!</b>	<b>4.07!</b>	z:	0.11	0.63	<b>9.99!</b>
<u>K4(1)</u> , κάτω, κ	0.89	<b>1.12!</b>	<b>3.14!</b>	γ:	0.92	0.96	0.96
<u>K4(1)</u> , άνω, κ	0.97	<b>1.69!</b>	<b>4.08!</b>	z:	0.09	0.43	0.43
<u>K5(0)</u> , κάτω, κ	<b>2.35!</b>	<b>4.92!</b>	<b>9.99!</b>	γ:	0.73	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>K5(0)</u> , άνω, κ	<b>2.53!</b>	<b>4.53!</b>	<b>8.87!</b>	z:	0.18	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>K5(1)</u> , κάτω, κ	0.70	<b>1.08!</b>	<b>2.02!</b>	γ:	0.22	0.50	0.50
<u>K5(1)</u> , άνω, κ	0.82	0.75	0.75	z:	0.35	0.56	0.56
<u>K6(0)</u> , κάτω, κ	<b>1.48!</b>	<b>3.98!</b>	<b>8.19!</b>	γ:	0.54	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>K6(0)</u> , άνω, κ	0.99	<b>4.36!</b>	<b>8.50!</b>	z:	0.38	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>K6(1)</u> , κάτω, κ	0.62	<b>1.13!</b>	<b>1.63!</b>	γ:	0.16	0.64	0.64
<u>K6(1)</u> , άνω, κ	0.63	0.81	0.87	z:	0.38	0.55	0.55
<u>K7(0)</u> , κάτω, κ	<b>1.21!</b>	<b>2.93!</b>	<b>6.48!</b>	γ:	0.57	<b>5.24!</b>	<b>9.99!</b>
<u>K7(0)</u> , άνω, κ	0.76	<b>1.40!</b>	<b>6.45!</b>	z:	0.25	0.86	<b>9.99!</b>
<u>K7(1)</u> , κάτω, κ	0.42	0.90	<b>1.49!</b>	γ:	0.12	0.31	0.40
<u>K7(1)</u> , άνω, κ	0.12	0.23	0.29	z:	0.07	0.24	0.40
<u>K8(0)</u> , κάτω, κ	<b>1.45!</b>	<b>4.99!</b>	<b>9.99!</b>	γ:	0.59	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>K8(0)</u> , άνω, κ	0.95	<b>5.84!</b>	<b>9.99!</b>	z:	0.16	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>K9(0)</u> , κάτω, κ	<b>2.42!</b>	<b>5.20!</b>	<b>9.99!</b>	γ:	0.67	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>
<u>K9(0)</u> , άνω, κ	<b>3.08!</b>	<b>5.83!</b>	<b>9.99!</b>	z:	0.17	<b>9.99!</b>	<b>9.99!</b>

Ακολουθούν τα αποτελέσματα των στοχευόμενων μετακινήσεων για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας, συγκεντρωμένα στον Πίνακα 5.13, παρακάτω. Στον πίνακα μαζί με τα νέα αποτελέσματα έχουν προστεθεί και αυτά του Πίνακα 5.10, δηλαδή του φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις, για να γίνει ευκολότερα η σύγκριση τους. Υπάρχει σίγουρα μια γενικότερη βελτίωση των τιμών τις στοχευόμενης μετακίνησης, όπως και με τους λόγους επάρκειας που είδαμε νωρίτερα. Βέβαια τώρα με την ύπαρξη τοιχοπληρώσεων βλέπουμε ότι παίζει ρόλο και η κατεύθυνση φόρτισης. Για παράδειγμα παρατηρούμε από τα αποτελέσματα της στοχευόμενης μετακίνησης ότι για κατεύθυνση Z (90° και 270°) υπάρχει μεγαλύτερη διαφορά από ότι στην κατεύθυνση X (0° και 180°). Αυτό μπορεί να συμβαίνει λόγω της παρουσίας περισσότερων τοιχοπληρώσεων κατά μήκος του κτιρίου.

**Πίνακας 5.13. Αποτελέσματα στοχευόμενης μετακίνησης του τοιχοπληρωμένου φορέα για όλες τις κατευθύνσεις, κατανομές φόρτισης και στάθμες επιτελεστικότητας**

Αποτελέσματα στοχευόμενης μετακίνησης			
Στάθμη επιτελεστικότητας Α (DL)		Φορέας με τοιχοπληρώσεις	Φορέας χωρίς τοιχοπληρώσεις
Κατανομή φόρτισης	Κατεύθυνση φόρτισης	Στοχευόμενη μετατόπιση dt	Στοχευόμενη μετατόπιση dt
Ομοιόμορφη	0°+30%·90°+eZ	1.65	3.05
	90°-30%·180°+eX	1.72	5.59
	180°-30%·270°+eZ	2.08	3.48
	270°+30%·0°+eX	1.68	5.58
Ιδιομορφική	0°+30%·90°+eZ	1.78	3.75
	90°-30%·180°+eX	1.79	6.49
	180°-30%·270°+eZ	2.36	4.18
	270°+30%·0°+eX	1.70	6.55
Στάθμη επιτελεστικότητας Β (SD)			
Ομοιόμορφη	0°+30%·90°+eZ	4.06	6.23
	90°-30%·180°+eX	3.45	10.84
	180°-30%·270°+eZ	4.10	6.77
	270°+30%·0°+eX	4.60	10.97
Ιδιομορφική	0°+30%·90°+eZ	4.81	7.83
	90°-30%·180°+eX	4.73	12.72
	180°-30%·270°+eZ	5.49	8.19
	270°+30%·0°+eX	4.89	13.09
Στάθμη επιτελεστικότητας Γ (NC)			
Ομοιόμορφη	0°+30%·90°+eZ	7.94	11.20
	90°-30%·180°+eX	6.10	19.15
	180°-30%·270°+eZ	4.27	11.98
	270°+30%·0°+eX	9.92	19.35
Ιδιομορφική	0°+30%·90°+eZ	9.94	14.03
	90°-30%·180°+eX	10.09	22.41
	180°-30%·270°+eZ	10.91	14.57
	270°+30%·0°+eX	11.60	23.09

### 5.3 ΣΥΝΟΨΗ

Στο παρόν Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των μη γραμμικών στατικών αναλύσεων που εφαρμόστηκαν στο υφιστάμενο κτίριο Ω.Σ. Στην συνέχεια ακολουθεί το τελευταίο Κεφάλαιο της παρούσας διπλωματικής εργασίας, στο οποίο αναφέρονται συνοπτικά τα συμπεράσματα σχετικά με την μέθοδο ανάλυσης που εφαρμόστηκε και την γενικότερη συμπεριφορά του υπό εξέταση κτιρίου.

## Κεφάλαιο 6

### ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιείται η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενου κτιρίου με την χρήση ανελαστικών μεθόδων σύμφωνα με τις ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ). Εξετάζεται η φέρουσα ικανότητα ενός υφιστάμενου διώροφου κτιρίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα κατασκευασμένο το 1969, το οποίο είναι μελετημένο με τον παλιό Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Το κτίριο εξετάστηκε για τρεις στάθμες επιτελεστικότητας A3<sup>+</sup>, B1 και Γ0. Για την προσομοίωση και την αποτίμηση του φορέα πραγματοποιείται η μη γραμμική στατική μέθοδος (Pushover), με τη χρήση του προγράμματος «Fespa». Κατά την προσομοίωση εξετάζεται και η περίπτωση κατά την οποία λαμβάνονται υπόψη και οι τοιχοπληρώσεις του κτιρίου. Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- Το κτίριο παρουσιάζει ανεπάρκειες και για τις τρεις (3) στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες εξετάστηκε.
- Όλα τα υποστυλώματα του ισογείου και κάποια του πρώτου ορόφου παρουσιάζουν ανεπάρκειες. Ομοίως, το ίδιο συμβαίνει στην πλειονότητα των δοκών του ισογείου και κάποιες του πρώτου ορόφου.
- Οι τιμές των λόγων επάρκειας της διάτμησης είναι μεγάλες γιατί οι υφιστάμενοι συνδετήρες είναι ανεπαρκείς

- Το κτίριο με τις τοιχοπληρώσεις παρουσιάζει βελτίωση, παρόλα αυτά παραμένει ανεπαρκές
- Για τις στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες εξετάστηκε, το κτίριο χρήζει ενίσχυσης.

## ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- EC8 (2003). European Committee for Standardization, prEN-1998-1, Eurocode No. 8, Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, Brussels, Belgium.
- Sabu, D.J. & S.P. Pajgade (2012) ‘Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings’, *International Journal of Scientific & Engineering Research, Volume 3, Issue 6, June 2012.*
- Mouzzoun, M., Moustachi, O., Taleb, A. & Jalal, S. (2013) ‘Seismic performance assessment of reinforced concrete buildings using pushover analysis’, *ISOR Journal of Mechanical and Civil Engineering, Volume 5, Issue 1, Jan. – Feb. 2013.*
- Sapkota, S. (2018) *Seismic Capacity Evaluation of Reinforced Concrete Buildings Using Pushover Analysis*, MSc Thesis, University of Toledo.
- EAK (2000), ΦΕΚ 2184 Β/20-12-1999, *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός.*
- KANEΠΕ (2022), *Κανονισμός Επεμβάσεων 2<sup>η</sup> Αναθεώρηση*, ΟΑΣΠ, Αθήνα.
- NEAK (1995). ΦΕΚ 613/Β/12.10.92, *Νέος Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος.*
- Καραγιάννης, Χ.Γ. (2019) *Σχεδιασμός κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα και σεισμικές δράσεις*, Θεσσαλονίκη, Εκδόσεις Σοφία
- Ρεπαπής, Κ. (2007) *Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα*, Διδακτορική διατριβή, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
- Συντζιρμά, Δ.Β. (2010) *Αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας υφιστάμενων κατασκευών – Έμφαση σε στοιχεία Ο.Σ.*, Διδακτορική διατριβή, Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης, Ξάνθη.
- Αντωνόπουλος, Θ.Α. (2014) *Ενίσχυση υφιστάμενων κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος με ανοικτούς ισόγειους ορόφους (pilotis) για βελτιωμένη αντισεισμική συμπεριφορά*, Διδακτορική διατριβή, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.

- Γκουτζικά, Ε. (2008) *Αντισεισμικός σχεδιασμός και αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς γέφυρας άνω διάβασης*, Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Θεσσαλονίκη.
- Παπούλιας, Α.Σ. (2017) *Αποτίμηση και ενίσχυση πενταόροφου κτιρίου ΩΣ με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.*, Προπτυχιακή διπλωματική εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- Λυρούδια, Κ. (2019) *Διερεύνηση ειδικών περιπτώσεων επεμβάσεων λόγω αλλαγής χρήσης ή προσθήκης σε υφιστάμενα κτίρια*, Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής, Αθήνα.
- Τζαβίδης, Α. και Χατζάτογλου, Μ.Ν. (2020) *Διερεύνηση αντισεισμικού σχεδιασμού υφιστάμενων κτιρίων Ο/Σ με βάση την επίδοση στην περίπτωση της ενίσχυσης τους με χαλύβδινα και σύμμικτα στοιχεία*, Προπτυχιακή διπλωματική εργασία, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Θεσσαλονίκη.
- Βασιλόπουλος, Θ. (2021) *Αποτίμηση και ανασχεδιασμός υφιστάμενου δημοτικού κτιρίου*, Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής, Αθήνα.
- Επιτροπάκης, Ε. (2016) *Αποτίμηση και ενίσχυση πολυώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8*, Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά.
- Δουδούμης, Ι.Ν. (2018) 'Η Εξέλιξη των Αντισεισμικών Κανονισμών και ο Ρόλος του Σεισμού της Θεσσαλονίκης το 1978', in *16<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, Thessaloniki, Greece, 18-21 June 2018.
- ΛΗ Λογισμική, (2013) *Pushover-Θεωρητικά στοιχεία*, Αθήνα.