

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ.....	i
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	iv
ABSTRACT.....	v
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
1. ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΕ ΚΤΗΡΙΑ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ.....	2
1.1. ΓΕΝΙΚΑ	2
1.2. ΑΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ.....	3
1.2.1 Ακανονικότητα κατανομής τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη.....	3
1.2.2 Ακανονικότητα κατανομής τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος.....	4
1.3 ΤΟΠΙΚΕΣ ΕΠΙΔΡΑΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ.....	5
2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 & ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΛΑΜΒΑΝΟΝΤΑΣ ΥΠ' ΟΨΙΝ ΚΑΙ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ	10
2.1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	10
2.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	10
2.3 ΣΤΟΧΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ Η' ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.....	11
2.4 ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ.....	12
2.5 ΕΠΙΠΕΔΑ ΓΝΩΣΗΣ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΕΜΠΙΣΤΟΣΥΝΗΣ	13
2.6 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	16
2.6.1 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ....	16
2.6.1.1 Συνδυασμός ιδιομορφικών αποκρίσεων	17
2.6.1.2 Στρεπτικές επιδράσεις	18
2.6.1.3 Προϋποθέσεις εφαρμογής	18
2.6.2 ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER).....	19
2.6.2.1. Προϋποθέσεις εφαρμογής.....	19
2.7 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΤΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ.....	20
2.7.1 ΓΕΝΙΚΑ	20
2.7.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ.....	21

2.7.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ..	23
2.7.3.1 Καμπύλη αντοχής μέλους.....	23
2.7.4 ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ.....	25
2.7.4.1 Γενικά - Συνήθεις τοιχοπληρώσεις.....	25
2.7.4.2 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων.....	26
2.7.4.2.1 Προσομοίωση με χρήση διατμητικού φατνώματος.....	27
2.7.4.2.2 Προσομοίωση με χρήση θλιβόμενης διαγωνίου.....	28
2.7.4.2.2.1 Χαρακτηριστικά θλιβόμενης διαγωνίου.....	28
2.7.4.2.3 Επιρροή ανοιγμάτων.....	33
2.7.5 ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΒΛΑΜΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ.....	37
2.8 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	39
2.8.1 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΣΤΑΘΜΗΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ «ΟΙΟΝΕΙ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗ»(NC).....	39
2.8.1.1. Επιρροή ένωσης με παράθεση ευθύγραμμων άκρων ράβδων με νευρώσεις.....	40
2.8.2. ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΣΤΑΘΜΗΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ «ΣΗΜΑΝΤΙΚΩΝ ΒΛΑΒΩΝ»(SD)....	41
2.8.3. ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΣΤΑΘΜΗΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ «ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ»(DL)....	41
2.8.4 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....	42
2.8.5 ΣΥΝΟΨΗ	43
2.9 ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ	44
2.9.2 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ	44
2.10 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ	45
2.10.1 ΜΕΘΟΔΟΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ.....	45
2.11 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΦΟΡΕΑ.....	48
3. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΕΣΣΑΡΩΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ Ο.Σ.....	51
3.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΗΡΙΩΝ.....	51
3.2 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ.....	53
3.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ	53
3.3.1 ΓΕΝΙΚΑ	53

3.3.2 ΥΛΙΚΑ.....	54
3.3.3 ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ.....	54
3.3.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ.....	55
3.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ ΘΛΙΠΤΗΡΑ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ.....	56
3.5 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΗΡΙΩΝ.....	60
3.5.1 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΗΡΙΟΥ 1.....	62
3.5.1.1 Προσομοίωση φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις.....	62
3.5.1.2 Προσομοίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής $f_{wc} = 1.5\text{MPa}$	63
3.5.1.3 Προσομοίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής $f_{wc} = 2.0\text{MPa}$	65
3.5.1.4 Σύγκριση καμπύλων ικανότητας.....	67
3.5.2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΗΡΙΟΥ 2.....	69
3.5.2.1 Προσομοίωση φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις.....	69
3.5.2.2 Προσομοίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής $f_{wc} = 1.5\text{MPa}$	70
3.5.2.3 Προσομοίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής $f_{wc} = 2.0\text{MPa}$	72
3.5.2.4 Σύγκριση καμπύλων ικανότητας.....	74
3.5.3 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΗΡΙΟΥ 3.....	76
3.5.3.1 Προσομοίωση φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις.....	76
3.5.3.2 Προσομοίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής $f_{wc} = 1.5\text{MPa}$	77
3.5.3.3 Προσομοίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής $f_{wc} = 2.0\text{MPa}$	79
3.5.3.4 Σύγκριση καμπύλων ικανότητας.....	81
3.5.4 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΗΡΙΟΥ 4.....	82
3.5.4.1 Προσομοίωση φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις.....	82
3.5.4.2 Προσομοίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής $f_{wc} = 1.5\text{MPa}$	84
3.5.4.3 Προσομοίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής $f_{wc} = 2.0\text{MPa}$	86
3.5.4.4 Σύγκριση καμπύλων ικανότητας.....	88
4. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΗ-ΚΑΝΟΝΙΚΗΣ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΕ ΠΟΛΥΩΡΟΦΑ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ.....	94

4.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΗΡΙΩΝ	94
4.2 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ.....	96
4.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ	97
4.3.1 ΓΕΝΙΚΑ	97
4.3.2 ΥΛΙΚΑ	98
4.3.3 ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ.....	99
4.3.4 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ.....	100
4.4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ	100
4.4.1 ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΕΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΜΗ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ.....	100
4.4.2 ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	103
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	109
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	110
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ	

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στη σεισμική συμπεριφορά κτηρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για υφιστάμενα κτήρια και του Ευρωκώδικα 8 για νέα.

Καταρχάς, γίνεται εκτενής αναφορά στις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 για τις δυσμενείς επιδράσεις των τοιχοπληρώσεων τόσο στο σύνολο του κτηρίου (ακανονικότητα), όσο και σε τοπικό επίπεδο.

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι βασικές αρχές αποτίμησης και ανασχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 και γίνεται σύντομη περιγραφή των τριών σταθμών επιτελεστικότητας. Πιο συγκεκριμένα, γίνεται αναφορά στο είδος και τους τρόπους συλλογής των απαιτούμενων στοιχείων και πληροφοριών που αφορούν στο υπό μελέτη κτίριο, το εύρος και η ακρίβεια των οποίων καθορίζουν το λεγόμενο «Επίπεδο Γνώσης» (Ε.Γ.). Στη συνέχεια, παρατίθενται οι διατιθέμενες μέθοδοι ανάλυσης του δομήματος πριν και μετά την επέμβαση, ενώ η ανελαστική στατική ανάλυση, όπως προβλέπεται στον Ευρωκώδικα 8, παρουσιάζεται διεξοδικά. Τέλος, γίνεται αναφορά στην όλη λογική ελέγχου των οριακών καταστάσεων βάσει των αντίστοιχων κριτηρίων αποδοχής, όπως περιγράφονται στο Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8, για την αποτίμηση της επάρκειας των μελών του φορέα. Επιπλέον γίνεται εκτεταμένη αναφορά στην προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και ορισμένες σχετικές μελέτες από τη διεθνή βιβλιογραφία.

Ακολουθεί η ανάλυση τεσσάρων υφιστάμενων κτηρίων κατασκευασμένων τη δεκαετία του 1970 και μελετημένων με τους κανονισμούς σκυροδέματος του 54' και του αντισεισμικού του 59'. Τα κτήρια επιλέχθηκαν έτσι ώστε να υπάρχει ποικιλία ως προς το σχήμα, την επιφάνεια και το ύψος του κτηρίου. Έγινε ανελαστική στατική ανάλυση των κτηρίων με προσομοίωση του γυμνού φορέα και του φορέα με τοιχοπληρώσεις για δύο τιμές μέσης θλιπτικής αντοχής, προκειμένου να γίνει η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητάς τους για τους στόχους αποτίμησης Β2 και Γ1 που προβλέπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ για υφιστάμενα κτήρια. Στη συνέχεια έγινε σύγκριση των αντίστοιχων καμπυλών ικανότητας για τις τρεις περιπτώσεις προσομοίωσης και προέκυψαν συμπεράσματα για την επιρροή των τοιχοπληρώσεων στην δυσκαμψία και στη μέγιστη αντοχή του κάθε φορέα.

Τέλος, για τα δύο από τα τέσσερα κτήρια έγιναν παραμετρικές αναλύσεις των κτηρίων για διάφορα ποσοστά των τοιχοπληρώσεων σε κάθε όροφο και για έκκεντρη διάταξη αυτών και προέκυψαν αποτελέσματα για την επιρροή του ποσοστού και της θέσης των τοιχοπληρώσεων στην στρεπτική απόκριση του φορέα. Ακόμα εξετάστηκε η επιρροή της αφαίρεσης τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος του κτηρίου στις μετακινήσεις και στις στροφές των κτηρίων.

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία αφορά στην επιρροή των τοιχοπληρώσεων στη σεισμική συμπεριφορά κτηρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για υφιστάμενα κτήρια και του Ευρωκώδικα 8 για νέα.

Η εργασία αποτελείται από τέσσερα κεφάλαια. Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται εκτενής αναφορά στις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 για τις δυσμενείς επιδράσεις των τοιχοπληρώσεων τόσο στο σύνολο του κτηρίου (ακανονικότητα), όσο και σε τοπικό επίπεδο. Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζεται η διαδικασία αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου κτηρίου με ανελαστική στατική ανάλυση σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και του Μέρους 3 του Ευρωκώδικα 8, όπου γίνεται εκτενής αναφορά στην προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων στη διαδικασία αυτή. Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των τεσσάρων εξεταζόμενων φορέων για τον γυμνό φορέα, αλλά και για τον φορέα με τοιχοπληρώσεις για δύο τιμές μέσης αντοχής τοιχοπλήρωσης και στη συνέχεια συγκρίνονται, ώστε να προκύψει η επιρροή στη συμπεριφορά υφιστάμενων φορέων. Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται διερεύνηση της επιρροής της διάταξης των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη, αλλά και της αφαίρεσης τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος του κτηρίου στην σεισμική απόκριση του φορέα.

Στο σημείο αυτό θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή της εργασίας κ. Χαράλαμπο Μουζάκη για την πολύτιμη βοήθεια του καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας και την εταιρεία LH-Λογισμική για την παραχώρηση του προγράμματος Fespa (5.6.0.14) .

Αθήνα, Νοέμβριος 2014
Σπύρου Δανάη

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Για την ανάλυση σύγχρονων κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα και την εύρεση της απόκρισης τους υπό σεισμικές δράσεις συνήθως προσομοιώνονται μόνο τα στοιχεία του φέροντα οργανισμού (πλάκες, δοκοί, υποστυλώματα, κ.ά.), ενώ οι τοιχοπληρώσεις και τα υπόλοιπα στοιχεία πλήρωσης λαμβάνονται υπόψη μόνο ως φόρτιση και δεν συμμετέχουν στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων. Οι τοιχοπληρώσεις ως μη-φέροντα δομικά στοιχεία φέρουν μόνο το ίδιο βάρος τους.

Ωστόσο, στην πραγματικότητα οι τοιχοπληρώσεις έχουν πολλαπλές επιρροές στις κατασκευές. Η επιρροή των τοιχοπληρώσεων καλύπτει όλες πτυχές της σεισμικής συμπεριφοράς, συμπεριλαμβανομένων της πιθανής μεταβολής της ιδιοπεριόδου /δυσκαμψίας της κατασκευής, της σταδιακής ή απότομης πτώσης της αντίστασης τους λόγω της ανακυκλιζόμενης φόρτισης, καθώς και επιδράσεων που σχετίζονται με την κατανομή των τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος και σε κάτοψη και τοπικών επιδράσεων (π.χ. κοντά υποστυλώματα).

Έτσι, αγνοώντας μια τέτοια επιρροή και αλληλεπίδραση ακόμα και στην περίπτωση απλών συμβατικών κατασκευών, αυτό δεν οδηγεί πάντα σε ρεαλιστικές και αξιόπιστες μελέτες σχετικά με την συμπεριφορά του κτιρίου.

Λαμβάνοντας υπ' όψιν αυτό το γεγονός και τη συμπεριφορά των κτιρίων σε σεισμούς κατά το παρελθόν, για αρκετές δεκαετίες τώρα, η αλληλεπίδραση των πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα με τις τοιχοπληρώσεις έχει αποτελέσει αντικείμενο πολυάριθμων θεωρητικών και πειραματικών ερευνών σε πολλές χώρες, συμπεριλαμβανομένων και δοκιμών μεγάλης κλίμακας σε σεισμικές τράπεζες. Επιπλέον, έχουν γίνει αρκετές προσπάθειες και υπάρχει πλούσια βιβλιογραφία για την αναλυτική και αξιόπιστη προσομοίωσή τους, ώστε να προβλεφθεί η συμπεριφορά των τοιχοπληρωμένων πλαισίων.

Γι' αυτό το λόγο, οι περισσότεροι ισχύοντες κανονισμοί (εθνικοί ή διεθνείς) διαθέτουν πολλές αρχές, διατάξεις ή ακόμα και κανόνες εφαρμογής (ποιοτικούς και ποσοτικούς) σχετικά με την επιρροή των τοιχοπληρώσεων στους φορείς από οπλισμένο σκυρόδεμα τόσο σε νέες (Ευρωκώδικας 8), όσο και σε υφιστάμενες κατασκευές (ΚΑΝ.ΕΠΕ).

1. ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΕ ΚΤΗΡΙΑ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Ο Ευρωκώδικας 8 δεν λαμβάνει υπ' όψιν του την ευεργετική επιρροή των τοιχοπληρώσεων, καθώς δεν επιτρέπει την μείωση των σεισμικών δυνάμεων που αναλαμβάνει ο φορέας λόγω της επίδρασης αυτής και είναι προαιρετική η προσομοίωση τους σ' αυτήν την περίπτωση. Ωστόσο, παρέχει συγκεκριμένες κατασκευαστικές οδηγίες στον μελετητή, ή ακόμη και υποχρεωτικούς κανόνες, ως προστασία έναντι τοπικών ή γενικότερων αρνητικών επιδράσεων των τοιχοπληρώσεων. Σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων κριτήριο για να θεωρηθεί αν οι τοιχοπληρώσεις έχουν δυσμενή επιρροή ή όχι στο σύνολο του φορέα είναι η αύξηση της σεισμικής τέμνουσας ενός τουλάχιστον πρωτεύοντος κατακόρυφου στοιχείου ή της σεισμικής μετακίνησης ενός ορόφου σε ποσοστό μεγαλύτερο του 15%, σε οποιαδήποτε στάθμη του κτηρίου.

Οι διατάξεις που περιέχει ο Ευρωκώδικας 8 έχουν ισχύ μόνο για κτήρια υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας (Κ.Π.Υ.) είτε πλαισιωτά συστήματα ή ισοδύναμα προς πλαισιωτά διπλά συστήματα σκυροδέματος, είτε χαλύβδινα ή σύμμικτα πλαίσια, ενώ για κτήρια μεσαίας και χαμηλής κατηγορίας πλαστιμότητας δεν έχουν υποχρεωτική εφαρμογή, αλλά αποτελούν κριτήρια για ορθή πρακτική. Για κτήρια με στατικό σύστημα με τοιχώματα ή ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα από σκυρόδεμα, καθώς επίσης και για συστήματα από χάλυβα ή σύμμικτα με δικτυωτούς συνδέσμους η επιρροή των τοιχοπληρώσεων μπορεί να αγνοηθεί, καθώς η επίδραση της είναι αμελητέα.

Απαραίτητη προϋπόθεση για να ληφθεί η υπ' όψιν η αλληλεπίδραση των τοιχοπληρώσεων σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκώδικα 8 είναι, οι τοιχοπληρώσεις να ικανοποιούν τις εξής συνθήκες:

α) να κατασκευάζονται μετά από τη σκλήρυνση των πλαισίων από σκυρόδεμα ή την συναρμολόγηση των χαλύβδινων πλαισίων,

β) να βρίσκονται σε επαφή με το πλαίσιο (δηλ. χωρίς ειδικούς αρμούς διαχωρισμού), αλλά χωρίς στατική σύνδεση προς αυτό (μέσω συνδέσμων, οριζόντιων ή κατακόρυφων διαζωμάτων ή διατμητικών συνδέσμων),

γ) θεωρούνται καταρχήν ως μη-φέροντα στοιχεία.

Αν υπάρχει ενεργός σύνδεση της τοιχοπλήρωσης με το περιβάλλον πλαίσιο, τότε ο φορέας δεν θεωρείται από οπλισμένο σκυρόδεμα με τοιχοπληρώσεις, αλλά από περισφιγμένη φέρουσα τοιχοποιία.

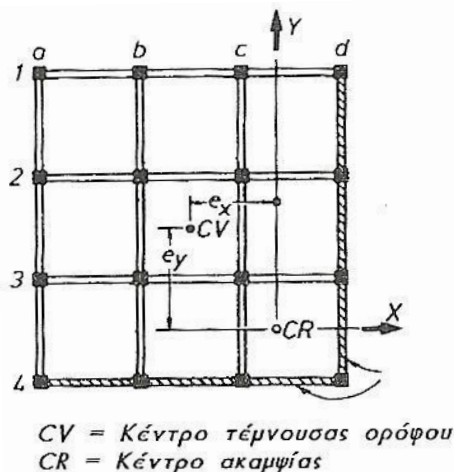
Πιο συγκεκριμένα, οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 αφορούν τη συμπεριφορά του κτηρίου σε περιπτώσεις μη κανονικότητας στη διάταξη των τοιχοπληρώσεων, σε ενδεχόμενες δυσμενείς τοπικές επιδράσεις λόγω της αλληλεπίδρασης (όπως το φαινόμενο των «κοντών υποστυλωμάτων», που προκαλεί διατμητική αστοχία των υποστυλωμάτων από τις τέμνουσες δυνάμεις που προκαλούνται από τη διαγώνια δράση αντηρίδων των τοιχοπληρώσεων) καθώς και σε αβεβαιότητες που σχετίζονται με την συμπεριφορά των τοιχοπληρώσεων κατά τη διάρκεια του σεισμού, με τις μεταβολές που υφίστανται κατά τη διάρκεια ζωής του έργου, αλλά και με την μεταβλητότητα των μηχανικών ιδιοτήτων τους και την σύνδεσή τους στο περιβάλλον πλαίσιο.

1.2 ΑΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

1.2.1 Ακανονικότητα κατανομής τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη

Λόγω της έντονης ανομοιομορφίας στην διάταξη των τοιχοπληρώσεων, δημιουργούνται ασυμμετρίες που οδηγούν σε εκκεντρότητα μεταξύ του κέντρου μάζας και του ενεργού κέντρου δυσκαμψίας (αυτού δηλαδή που λαμβάνει υπόψη και την ενεργό δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων), με αποτέλεσμα να αναπτύσσεται στρέψη περί τον κατακόρυφο άξονα, όταν η κατασκευή υποβάλλεται σε σεισμικά φορτία. Γι' αυτό το λόγο, ο Ευρωκώδικας 8 προτείνει την αποφυγή διατάξεων για τις τοιχοπληρώσεις που είναι έντονα μη-κανονικές, ασύμμετρες ή ανομοιόμορφες.

Σε περίπτωση μεγάλων αποκλίσεων από την κανονικότητα σε κάτοψη λόγω ασύμμετρης διάταξης των τοιχοπληρώσεων, όπως σε κτήρια που έχουν τοιχοπληρώσεις σε δύο συνεχόμενες πλευρές (π.χ. γωνιακά κτήρια) και καθόλου τοιχοπληρώσεις ή τοιχοπληρώσεις με μεγάλα ανοίγματα στις απέναντι πλευρές αναπτύσσεται ιδιαίτερα έντονο πρόβλημα.



Εικόνα 1.1 – Κτήριο με τοιχοπληρώσεις σε δύο συνεχόμενες πλευρές.

Η θέση των τοιχοπληρώσεων προκαλεί μετατόπιση του κέντρου δυσκαμψίας, με αποτέλεσμα μεγαλύτερη εκκεντρότητα, που συνεπάγεται στρεπτική απόκριση. Η στρεπτική απόκριση του κτηρίου κατά το σεισμό επιβαρύνει τα στοιχεία του δομικού συστήματος στην πλευρά της κάτοψης με τις λιγότερες τοιχοπληρώσεις, ενώ παράλληλα τα τοιχοπληρωμένα πλαίσια, λόγω της μεγαλύτερης δυσκαμψίας τους, θα παραλάβουν και μεγαλύτερη σεισμική τέμνουσα από αυτήν που είχε υπολογιστεί για προσομοίωση χωρίς τοιχοπληρώσεις.

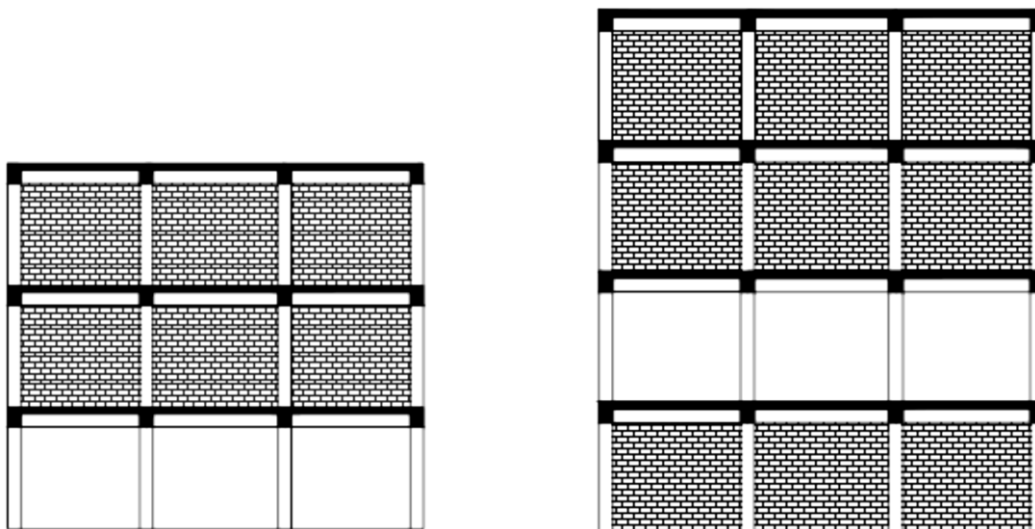
Παρ' όλα αυτά, έχει διαπιστωθεί ότι η συμβολή των τοιχοπληρώσεων στην οριζόντια αντοχή και δυσκαμψία αντισταθμίζει τη μονομερή συγκέντρωση των παραμορφώσεων σε μέρος της κάτοψης του ορόφου, με αποτέλεσμα η ένταση και παραμορφώσεις του φορέα να μην ξεπερνούν κατά κανόνα αυτές που αναπτύσσονταν στο γυμνό δομικό σύστημα από την ίδια σεισμική ένταση (Φαρδής,1999).

Ωστόσο, για τη σωστή ανάλυση και εκτίμηση της απόκρισης φορέων, που αποκλίνουν έντονα από την κανονικότητα, κρίνεται απαραίτητη, από τον κανονισμό, η χρήση χωρικών προσομοιωμάτων, στα οποία θα λαμβάνονται υπ' όψιν και οι τοιχοπληρώσεις, εφόσον ικανοποιούν τις απαιτήσεις της παραγράφου 1.1. και δεν έχουν πάνω από ένα άνοιγμα. Επιπλέον, απαιτείται παραμετρική ανάλυση για τη δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων με αφαιρέσεις τοιχοπληρώσεων κυρίως στην πιο εύκαμπτη πλευρά της κάτοψης.

Τέλος, σε περιπτώσεις που λόγω της μη-ομοιόμορφης κατανομής των τοιχοπληρώσεων δεν παρουσιάζεται μεγάλη απόκλιση από την κανονικότητα σε κάτοψη, ο Ευρωκώδικας 8 επιτρέπει να μην γίνει χρήση χωρικών προσομοιωμάτων με τοιχοπληρώσεις και αντί αυτού να διπλασιαστεί η τυχηματική εκκεντρότητα του φορέα.

1.2.2 Ακανονικότητα κατανομής τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος

Οι τοιχοπληρώσεις στους ορόφους, όπου υπάρχουν, προστατεύουν τα μέλη του φορέα από την ανάπτυξη εσωτερικών δυνάμεων και παραμορφώσεων, όπως επίσης και τις δοκούς του ορόφου με την ελλιπή ή καθόλου τοιχοπλήρωση, οι οποίες παρουσιάζουν μικρές στροφές. Ωστόσο, η μείωση των τοιχοπληρώσεων σε έναν όροφο, σε οποιοδήποτε ύψος ενός πολυώροφου κτηρίου, σε σχέση με τον υπερκείμενό του όροφο μπορεί να οδηγήσει στη δημιουργία μαλακού ορόφου. Το φαινόμενο του μαλακού ορόφου εκδηλώνεται με τη συγκέντρωση μεγάλου μέρους της συνολικής οριζόντιας μετάθεσης του κτιρίου στα υποστυλώματα του ορόφου με τις μειωμένες ή ανύπαρκτες τοιχοπληρώσεις. Το φαινόμενο αυτό γίνεται ακόμη πιο έντονο στην περίπτωση του ανοιχτού ή σχεδόν ανοιχτού ισογείου, το οποίο είναι και η πιο συνήθης περίπτωση ακανονικότητας καθ' ύψος, καθώς εμφανίζεται σε πολυάριθμες πολυκατοικίες με pilotis, αλλά και σε κτήρια που στο ισόγειο στεγάζουν καταστήματα, ενώ στους ορόφους κατοικίες.



Εικόνα 1.2 – Περιπτώσεις ανομοιόμορφης διάταξης των τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος.

Για την αποτροπή της δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων των ορόφων με μειωμένες τοιχοπληρώσεις αλλά και την αστοχία τους, ο Ευρωκώδικας 8 απαιτεί τα υποστυλώματα αυτά να σχεδιαστούν να παραμείνουν ελαστικά μέχρις ότου οι τοιχοπληρώσεις των υπερκείμενων ορόφων επιτύχουν την οριακή τους αντοχή. Για να επιτευχθεί αυτό, η έλλειψη διατμητικής αντοχής στον όροφο πρέπει να αντισταθμιστεί με αύξηση της αντοχής των κατακόρυφων μελών των πλαισίων εκεί. Στην περίπτωση που το ποσοστό παραλαβής της σεισμικής τέμνουσας από τοιχώματα είναι μικρότερο του 50 %, δηλαδή ο φορέας είναι είτε πλαισιωτός είτε ισοδύναμος προς πλαισιωτό, τα εντατικά μεγέθη στα υποστυλώματα (καμπτικές ροπές, αξονικές δυνάμεις, τέμνουσες) από την ανάλυση του σχεδιασμού για σεισμικές δράσεις πρέπει να πολλαπλασιαστούν από έναν συντελεστή μεγέθυνσης η :

$$\eta = (1 + \Delta V_{Rw} / \Sigma V_{Ed}) \leq q \quad (1.1)$$

Όπου:

ΔV_{Rw} : η συνολική μείωση της διατμητικής αντοχής των τοιχοπληρώσεων στον συγκεκριμένο όροφο, σε σύγκριση με τον υπερκείμενο όροφο που περιέχει περισσότερες τοιχοπληρώσεις, και

ΣV_{Ed} : το άθροισμα των σεισμικών τεμνουσών δυνάμεων που δρουν σε όλα τα κατακόρυφα κύρια σεισμικά στοιχεία του συγκεκριμένου ορόφου.

Εάν η τιμή του η δεν είναι μεγαλύτερη από 1.1, ο κανονισμός επιτρέπει να αγνοηθεί η αύξηση των σεισμικών δράσεων μέσω του επαυξητικού αυτού συντελεστή.

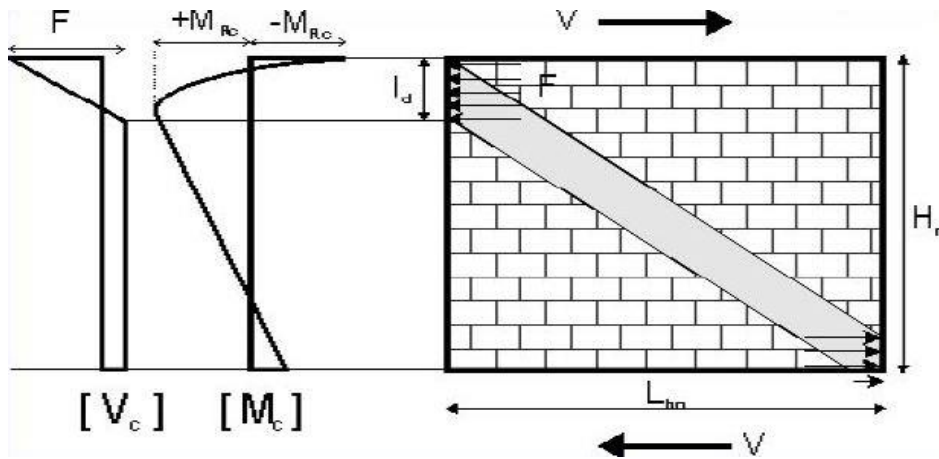
Επιπλέον ο Ευρωκώδικας 8 προβλέπει την με απομείωση του συντελεστή συμπεριφοράς τους q κατά 20% για τους πλαισιωτούς φορείς ή τους ισοδύναμα πλαισιωτούς φορείς Κ.Π.Υ. που έχουν έντονες μεταβολές αντοχής ορόφου καθ' ύψος, περιλαμβάνοντας και την συμμετοχή των τοιχοπληρώσεων. Και επειδή ο κανονισμός δεν προσδιορίζει ένα ποσοτικό κριτήριο για το τι αποτελεί έντονη μεταβολή αντοχής καθ' ύψος, προτείνεται η χρήση του συντελεστή η . Έτσι όταν η τιμή του συντελεστή ξεπερνά την τιμή 1.1 όχι μόνον πολλαπλασιάζονται τα εντατικά μεγέθη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου, αλλά απομειώνεται και ο συντελεστής συμπεριφοράς q κατά 20%.

Σημαντικό είναι να επισημανθεί πως οι μεγάλες τιμές του συντελεστή η δεν μπορούν να αντιμετωπισθούν χωρίς σημαντική αύξηση των διατομών των υποστυλωμάτων στον συγκεκριμένο όροφο (Fardis and Panagiotakos, 1997b). Σε αυτήν την περίπτωση, η καλύτερη προστασία του φορέα από την ανομοιόμορφη κατανομή των τοιχοπληρώσεων είναι η χρήση δομικού συστήματος με ισχυρά και δύσκαμπτα τοιχώματα, που θα παραλαμβάνουν πάνω από το 50% της σεισμικής τέμνουσας.

1.3 ΤΟΠΙΚΕΣ ΕΠΙΔΡΑΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Εκτός από τις αρνητικές επιδράσεις των τοιχοπληρώσεων σε επίπεδο κατασκευής λόγω της ανομοιομορφίας στη διάταξή τους, μπορεί να εμφανιστούν και τοπικές παρενέργειές τους. Οι δυσμενείς αυτές επιδράσεις είναι κυρίως δύο.

Πρώτον, οι ισχυρές τοιχοπληρώσεις «εμβολίζουν» τα αδύναμα υποστυλώματα, ιδιαίτερα όταν υπάρχει μονόπλευρη επαφή, όπως π.χ. σε γωνιακά υποστυλώματα. Αυτό οφείλεται στην καταπόνηση του υποστυλώματος σε διάτμηση από τη θλιπτική δύναμη της τοιχοπλήρωσης. Από αυτό το πρόβλημα δεν κινδυνεύουν τόσο οι σύγχρονες κατασκευές, όσο οι παλιές με «αδύναμα» μέλη από σπλισμένο σκυρόδεμα και ανεπαρκώς σπλισμένα σε διάτμηση, που διαθέτουν ισχυρές και καλά σφηνωμένες τοιχοπληρώσεις. Για την αντιμετώπιση αυτής της επίδρασης ο Ευρωκώδικας 8 προβλέπει αυστηρότερους ελέγχους για το υποστυλώμα, καθώς το συνολικό του μήκος πρέπει να θεωρείται κρίσιμη περιοχή και πρέπει να σπλίζεται με την ποσότητα και την διάταξη των συνδετήρων που απαιτούνται για κρίσιμες περιοχές.



Εικόνα 1.3 – Τοπική επίδραση τοιχοπλήρωσης σε υποστυλώμα Ο.Σ..

Επιπλέον, γίνεται έλεγχος σε διάτμηση τμήματος μήκους $l_c = b / \cos\theta$ στην κορυφή και τη βάση του υποστυλώματος που είναι σε επαφή με την τοιχοπλήρωση, για τη μικρότερη από τις δύο παρακάτω τέμνουσες:

$$(V_{Ed} : \min(V_a : V_b)) \quad (1.2)$$

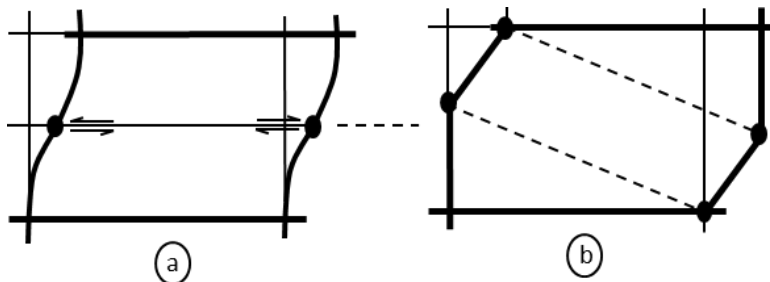
- Την οριζόντια συνιστώσα της διαγώνιας θλίψης στην τοιχοπλήρωση, θεωρούμενη ίση με τη διατμητική αντοχή (τάση) των οριζόντιων αρμών επί την οριζόντια επιφάνεια της τοιχοπλήρωσης.

$$V_a = A_w \cdot f_{wv} \quad (1.3)$$

- Την ικανοτική τέμνουσα, που ισούται με το διπλάσιο της καμπτικής αντοχής του υποστυλώματος $M_{Rd,c}$ διαιρεμένου με το μήκος επαφής l_c .

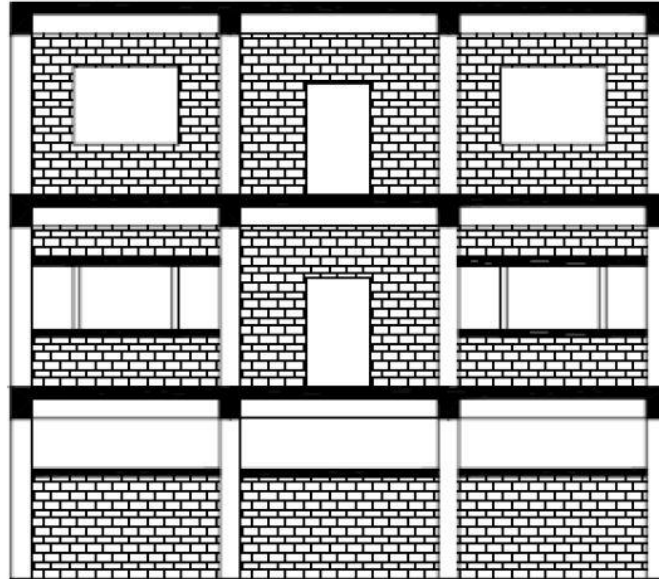
$$V_b = 2\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,c} / l_c \quad (1.4)$$

όπου γ_{Rd} είναι 1,3 για Κ.Π.Υ. και 1,1 για Κ.Π.Μ..



Εικόνα 1.4 – Τρόποι αστοχίας και διατμητικές δυνάμεις.

Δεύτερον, παρουσιάζεται έντονο πρόβλημα στα υποστυλώματα όταν η τοιχοπλήρωση ενός φατνώματος έχει ύψος μικρότερο από το καθαρό ύψος των παρακείμενων υποστυλωμάτων ή διακόπτεται καθ' ύψος του φατνώματος, όπως φαίνεται στην Εικόνα 1.5.



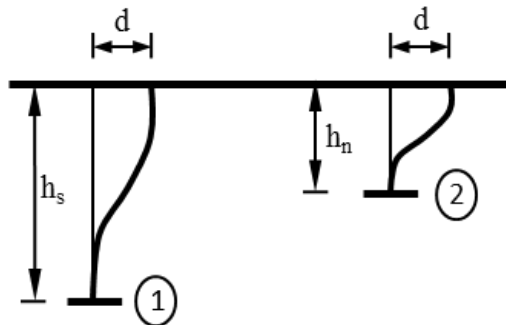
Εικόνα 1.5 – Περιπτώσεις διακοπής τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος του ορόφου.

Η διάταξη ανοιγμάτων που φαίνεται στην Εικόνα 1.5 γίνεται για καθαρά αρχιτεκτονικούς λόγους (προσφέρουν φυσικό φωτισμό και αερισμό στο εσωτερικό, αποκλείοντας ταυτόχρονα και την ορατότητα από έξω) και υπάρχουν συνήθως σε τουαλέτες, τάξεις, βιομηχανικούς χώρους, αποθηκευτικούς χώρους, μερικώς καλυμμένα υπόγεια κ.α. Σε σεισμούς κατά το παρελθόν έχουν παρατηρηθεί σημαντικές βλάβες σε κατασκευές λόγω του φαινομένου των κοντών υποστυλωμάτων (Εικόνα 1.6).



Εικόνα 1.6 – Ενδεικτικές αστοχίες κοντών υποστυλωμάτων κατά το σεισμό.

Ένα υποστύλωμα σε επαφή με τοιχοπλήρωση σε μέρος του μήκους του, είναι πλευρικά δεσμευμένο κατά μήκος αυτής της επαφής. Αυτό περιορίζει την ανάπτυξη όλης της σχετικής μετακίνησης ορόφου εντός του ελεύθερου μήκους του υποστυλώματος. Συνεπώς, οι απαιτήσεις σε στροφές στα δύο άκρα είναι μεγαλύτερες από αυτές που υπήρχαν εάν το υποστύλωμα παρέμενε πλευρικά αδέσμευτο, κατά ένα συντελεστή ίσο με τον λόγο του ολικού προς ελεύθερο μήκος του υποστυλώματος (Εικόνα 1.7). Επιπλέον, εξ' αιτίας του μικρού μοχλοβραχίονα (λόγος ροπής προς τέμνουσα) του «κοντού» υποστυλώματος, ο λόγος τέμνουσας (μοχλοβραχίονας τέμνουσας προς ύψος διατομής στο επίπεδο της τοιχοπλήρωσης) είναι επίσης χαμηλός, κάνοντας το υποστύλωμα επιρρεπές σε συνδυασμένη καμπτική και διατμητική αστοχία, ή σε αστοχία από καθαρή διάτμηση στην οποία επικρατεί διαγώνια θλίψη.



$$V_{1,el} = (12EI/h_s^3) \cdot d, \quad V_{2,el} = (12EI/h_n^3) \cdot d = V_{1,el} \cdot (h_s/h_n)^3$$

$$M_{1,el} = (6EI/h_s^2) \cdot d, \quad M_{2,el} = (6EI/h_n^2) \cdot d = M_{1,el} \cdot (h_s/h_n)^2$$

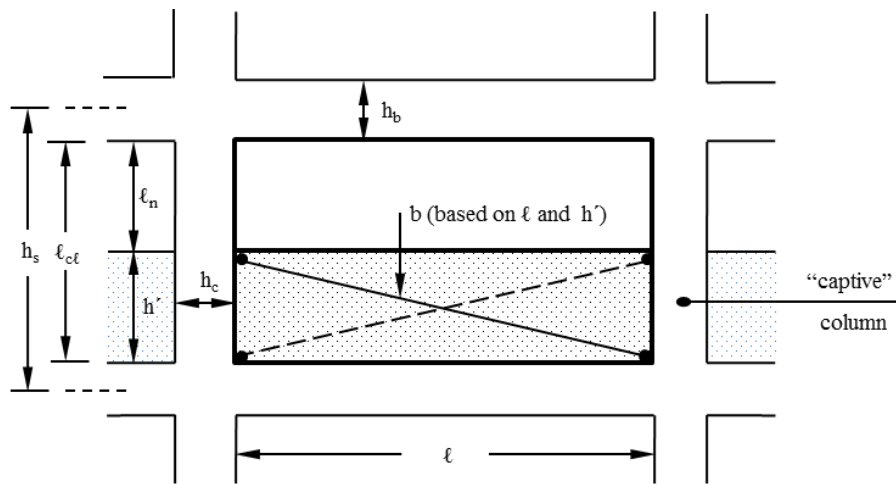
Εικόνα 1.7 – Η ελαστική προσέγγιση για υποστυλώματα από Ο.Σ. με διαφορετικά ύψη.

Μια πρώτη ελαστική συνέπεια του φαινομένου είναι ότι στο «κοντό» υποστύλωμα η τέμνουσα και η καμπτική ροπή που ασκείται αυξάνονται συναρτησί του λόγου του συνολικού ύψους του υποστυλώματος προς το ύψος της κολώνας χωρίς τοιχοπλήρωση (Εικόνα 1.7)(Chroponoulos, 2012).

Για την αντιμετώπιση της δυσμενούς επιρροής της μερικής τοιχοπλήρωσης ενός φατνώματος ο Ευρωκώδικας 8 περιλαμβάνει τις ακόλουθες διατάξεις και κανόνες εφαρμογής για τη διαστασιολόγηση και την όπλιση των κοντών υποστυλωμάτων σε κτίρια για κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή και μεσαία. Γίνεται η θεώρηση ότι σχηματίζεται πλαστική άρθρωση στο υποστύλωμα, στο σημείο όπου σταματάει η τοιχοπλήρωση και το υποστύλωμα σχεδιάζεται ικανοτικά με τέμνουσα που αντιστοιχεί στο ύψος της κολώνας χωρίς τοιχοπλήρωση, l_n .

$$V_{Ecd} = 2\gamma_{Rd} \cdot M_{RC}/l_n \quad (1.5)$$

Επιπλέον, όλο το μήκος της κολώνας θεωρείται κρίσιμη περιοχή και τοποθετούνται σ' αυτό οι αντίστοιχοι συνδετήρες. Ο οπλισμός διάτμησης που προκύπτει από τον ικανοτικό σχεδιασμό σε τέμνουσα και τοποθετείται στο ελεύθερο ύψος της κολώνας, l_{cb} , συνεχίζεται και παρακάτω μέχρι μήκος ίσο με τη διάσταση της διατομής, h_c , μέσα στο επίπεδο της τοιχοπλήρωσης. Ωστόσο, στην περίπτωση που $l_n \leq 1.5h_c$, τότε η ικανοτική τέμνουσα πρέπει να παραλαμβάνεται από δισδιαγώνιο οπλισμό.



Εικόνα 1.8 – Γεωμετρία φατνώματος και τοιχοπλήρωσης.

Παρόμοιες διατάξεις θα έπρεπε να ισχύουν και στην περίπτωση διακοπής της τοιχοπλήρωσης κατά το πλάτος του φατνώματος για τις δοκούς, όπου αναμένεται πλήρης αντιστροφή των διατμητικών δυνάμεων (Chroopoulos, 2012).

Για την αποφυγή της αστοχίας λόγω κοντών υποστυλωμάτων προτείνεται η απομόνωση της τοιχοπλήρωσης από το περιβάλλον πλαίσιο, ώστε να μην έρχονται σε επαφή, αλλά και η μείωση των οριζόντιων διαστάσεων των ανοιγμάτων, ώστε να μην εκτείνονται μέχρι τα υποστυλώματα αλλά να σταματούν σε απόσταση τέτοια ώστε να μην διακόπτουν τους διαγωνίους θλιπτήρες που τρέχουν από τη μία γωνία στην διαγωνίως απέναντι γωνία.

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 & ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΛΑΜΒΑΝΟΝΤΑΣ ΥΠ' ΟΨΙΝ ΚΑΙ ΤΗΝ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Για την εκτίμηση της συμπεριφοράς μίας υφιστάμενης κατασκευής για το σεισμό σχεδιασμού και τη λήψη αποφάσεων, που αφορούν σε ενδεχόμενη ενίσχυσή της, είναι απαραίτητο να προηγηθεί ανάλυση για να υπολογιστούν τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις των στοιχείων του φέροντος οργανισμού. Με την ανάλυση εξετάζεται εάν η κατασκευή ανταποκρίνεται στους στόχους αποτίμησης και ανασχεδιασμού που έχουν οριστεί από τον Κύριο του Έργου ή την υπεύθυνη Δημόσια Αρχή σε περίπτωση δημοσίων κτισμάτων, μνημείων, κτλ. Οι στόχοι αυτοί προκύπτουν με βάση την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή την επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής για την αντίστοιχη σεισμική δράση σχεδιασμού, δηλαδή τη σεισμική δράση με δεδομένη αποδεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια της συμβατικής ζωής του έργου, και μεταφράζονται σε συγκεκριμένα κριτήρια που πρέπει να ικανοποιούνται από τα δομικά στοιχεία.

Στις μέρες μας, το ισχύον θεσμικό πλαίσιο, που διέπει στη χώρα μας την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων κατασκευών, είναι ο Κανονισμός Επεμβάσεων και το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8. Οι κανονισμοί αυτοί έχουν τους ακόλουθους στόχους:

- να προσφέρουν κριτήρια για την αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων μεμονωμένων κτιρίων,
- να περιγράψουν την προσέγγιση για την επιλογή των απαραίτητων μέτρων επέμβασης,
- να θέσουν κριτήρια για τον σχεδιασμό των μέτρων ενίσχυσης (δηλ. σύλληψη, ανάλυση που να συμπεριλαμβάνει και τα μέτρα επέμβασης, τελική διαστασιολόγηση των φερόντων στοιχείων και των συνδέσεών τους με τα υπάρχοντα δομικά στοιχεία).

2.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Τόσο το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8 και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. έχουν καθορίσει για την αποτίμηση της συμπεριφοράς των φορέων τρεις (3) στάθμες επιτελεστικότητας, τις Οριακές Καταστάσεις (Ο.Κ.), οι οποίες αποτελούν θεμελιώδεις απαιτήσεις και αναφέρονται στην κατάσταση των βλαβών του φορέα και την εναπομένουσα αντοχή του. Οι τρεις δυνατές στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται ως εξής:

- Περιορισμένες βλάβες (Α).
- Σημαντικές βλάβες (Β).
- Οιονεί Κατάρρευση (Γ).

Οι *Περιορισμένες βλάβες (Α)* είναι η κατάσταση κατά την οποία ο φέρων οργανισμός του κτιρίου εμφανίζει ελαφρές μόνο βλάβες, με τα στοιχεία του να μην έχουν μπει σημαντικά στη μετελαστική περιοχή και να διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Οι παραμένουσες παραμορφώσεις, κυρίως σε επίπεδο σχετικών μετακινήσεων ορόφων, είναι ασήμαντες και ο φέρων οργανισμός δε χρειάζεται επισκευή. Τα μη-φέροντα στοιχεία (όπως οι διαχωριστικοί τοίχοι) μπορεί να εμφανίζουν διάσπαρτη ρηγμάτωση, αλλά οι βλάβες τους μπορούν να επισκευασθούν με χαμηλό κόστος.

Οι *σημαντικές βλάβες (Β)* είναι μια κατάσταση κατά την οποία από τον αντίστοιχο σεισμό αναμένεται να προκληθούν σημαντικές βλάβες στο φέροντα οργανισμό του κτιρίου, ο οποίος όμως διατηρεί ένα σημαντικό μέρος της δυσκαμψίας και αντοχής του έναντι οριζοντίων δράσεων. Τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία είναι σε θέση να φέρουν τα κατακόρυφα φορτία, οι παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μέτριες, ενώ τα μη-φέροντα στοιχεία (διαχωριστικοί τοίχοι) έχουν βλάβες, αλλά δεν έχουν καταρρεύσει εκτός επιπέδου. Το κτίριο μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μετρίου μεγέθους αλλά ενδέχεται η επισκευή του να είναι αντιοικονομική.

Οι *Οιονεί κατάρρευση (Γ)* είναι μια κατάσταση κατά την οποία ο αντίστοιχος σεισμός αφήνει το φέροντα οργανισμό με βαριές βλάβες και με μικρή παραμένουσα δυσκαμψία και αντοχή έναντι οριζοντίων δράσεων, όμως με ικανότητα να φέρει ακόμη τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες, τα μη-φέροντα στοιχεία έχουν στην πλειονότητά τους καταρρεύσει, ενώ το κτίριο δεν απέχει πολύ από την κατάρρευση και κατά πάσα πιθανότητα δεν είναι σε θέση να αντέξει άλλο σεισμό, ακόμη και μετρίου μεγέθους.

Στη συνέχεια του παρόντος Κεφαλαίου περιγράφονται τα κριτήρια συμμόρφωσης και οι οριακές τιμές των παραμορφωσιακών και εντατικών μεγεθών που αντιστοιχούν σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, καθώς και οι αντίστοιχοι στόχοι αποτίμησης.

2.3 ΣΤΟΧΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ Η΄ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

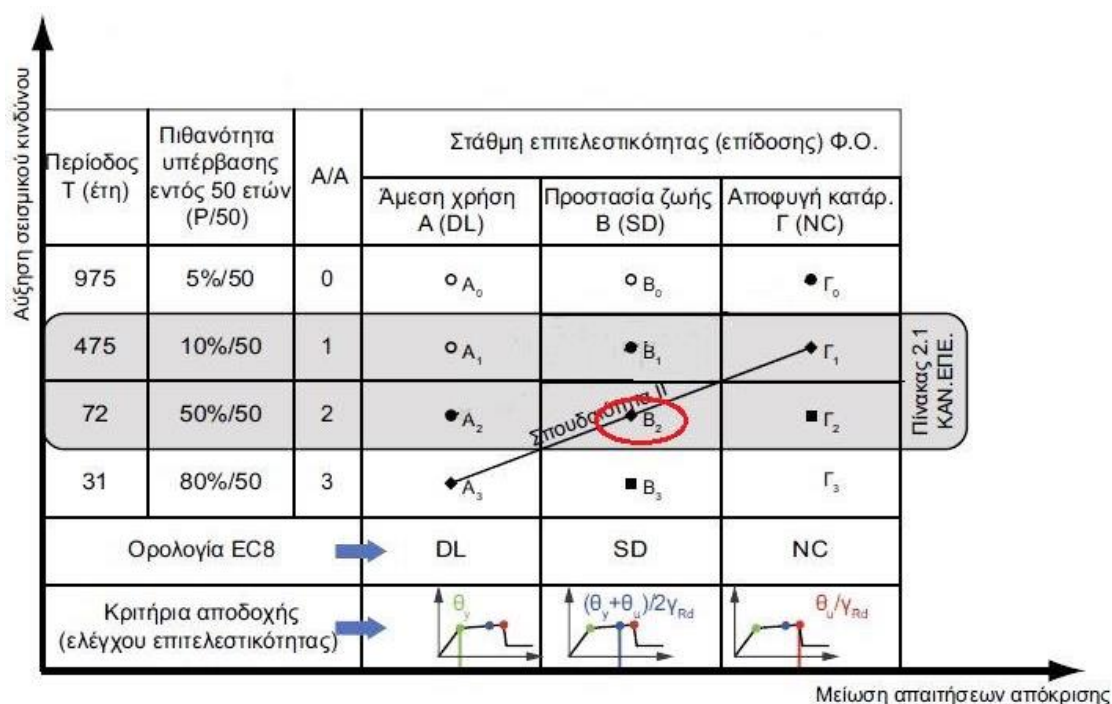
Ο στόχος της αποτίμησης ή της ενίσχυσης είναι ένας ή περισσότεροι συνδυασμοί στάθμης επιτελεστικότητας και αντίστοιχης σεισμικής δράσης με δεδομένη πιθανότητα υπέρβασης κατά τη συμβατική διάρκεια ζωής του κτιρίου. Οι Ευρωκώδικες δίνουν ενδεικτική τιμή της διάρκειας λειτουργικής ζωής (για το σχεδιασμό μη-μνημειακών κτιρίων) ίση με 50 χρόνια, ανεξαρτήτως σπουδαιότητας του κτιρίου.

Ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3 δίνει στα κράτη-μέλη την ελευθερία να επιλέξουν, μέσω του Εθνικού Προσαρτήματος που θα συντάξουν, τον ελάχιστο ανεκτό στόχο για την αποτίμηση ή ενίσχυση υφισταμένων κτιρίων (δηλαδή το ποιες στάθμες επιτελεστικότητας θα πρέπει να ικανοποιηθούν και για ποια σεισμική δράση). Στην πιθανή περίπτωση που το κράτος-μέλος δε θα χρησιμοποιήσει αυτήν την ελευθερία μέσω του Εθνικού του Προσαρτήματος, ο ορισμός του στόχου αποτίμησης ή ενίσχυσης θα επαφίεται στον Κύριο του Έργου, έτσι ώστε να γίνεται οικονομικά προσιτή η ενίσχυση.

Ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3 αναφέρει απλώς σε υποσημείωση ότι για νέα κτίρια συνήθους σπουδαιότητας θεωρούνται κατάλληλοι οι εξής στόχοι:

- «Περιορισμένες βλάβες» για σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης στο συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών 20% (μέση περίοδο επαναφοράς 225 χρόνια),
- «Σημαντικές βλάβες» για σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης στο συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών 10% (μέση περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια),
- «Οιονεί Κατάρρευση» για σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης στο συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών 2% (μέση περίοδο επαναφοράς 2475 χρόνια).

Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. προβλέπονται στόχοι επανελέγχου αναφερόμενοι αποκλειστικά και μόνον στον φέροντα οργανισμό, ενώ δεν προβλέπονται στόχοι για τον μη-φέροντα οργανισμό. Πιο συγκεκριμένα, προβλέπει δύο στόχους επανελέγχου Β1 και Α2 ή Γ1 και Β2. Οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού υφιστάμενων κτηρίων σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. φαίνονται στον Πίνακα 2.2:



Πίνακας 2.1 - Ανεκτοί στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού υφιστάμενων κτηρίων.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Υποχρεωτικοί στόχοι αποτίμησης	Προαιρετικοί στόχοι αποτίμησης
II	B2, Γ1	A3
III	A2, B1	Γ0

Πίνακας 2.2 - Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού υφιστάμενων κτηρίων.

2.4 ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

Η διερεύνηση και η συλλογή πληροφοριών για τον υφιστάμενο φορέα σε επαρκή έκταση και βάθος από ποικίλες πηγές είναι απαραίτητη πριν από την εκπόνηση οποιασδήποτε μελέτης αποτίμησης ή ανασχεδιασμού, έτσι ώστε να καταστούν όσο το δυνατόν πιο αξιόπιστα τα δεδομένα που θα χρησιμοποιηθούν. Πηγές άντλησης των απαιτούμενων στοιχείων αποτελούν τα διαθέσιμα δημόσια ή ιδιωτικά αρχεία, οι συναφείς

και αξιόπιστες βάσεις δεδομένων, όπως σύγχρονοι κώδικες και κανονισμοί, καθώς και οι εργαστηριακές ή/και επί τόπου δοκιμές και έρευνες.

Τα σημεία, τα οποία θα πρέπει να καλύπτουν οι απαιτούμενες πληροφορίες για την δομική εκτίμηση του φορέα αναλύονται παρακάτω.

Αρχικά είναι απαραίτητη η αποτύπωση τόσο του φέροντος οργανισμού, όσο και του οργανισμού πλήρωσης του κτιρίου, με στόχο τη σύνταξη κατασκευαστικών σχεδίων που περιέχουν την ακριβή μορφολογία της κατασκευής, τις συνολικές διαστάσεις του, τον τύπο της θεμελίωσης, τις διατομές των δομικών στοιχείων, καθώς και τις μηχανικές ιδιότητες και την κατάσταση των υλικών. Οι πληροφορίες για την αποτύπωση συλλέγονται είτε μέσω επί τόπου έρευνας από τον μηχανικό είτε από τα πρωτότυπα σχέδια της αρχικής μελέτης, εφόσον αυτή είναι διαθέσιμη.

Επιπλέον, προκειμένου να καταταγεί το έδαφος θεμελίωσης σε μια από τις κατηγορίες εδαφών του Ευρωκώδικα 8 και να προσδιοριστούν οι εδαφικές συνθήκες, απαιτείται η διεξαγωγή είτε επί τόπου επιθεώρησης είτε ακόμα και γεωτεχνικής έρευνας, κυρίως σε κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας.

Σε κάθε μελέτη αποτίμησης κρίνεται αναγκαία η αναφορά στο ιστορικό του εξεταζόμενου δομήματος, όπου γίνεται αναφορά στις ακόλουθες πληροφορίες:

- Στους ισχύοντες κατά την περίοδο ανέγερσης κανονισμούς, στα κριτήρια αντισεισμικού σχεδιασμού που εφαρμόστηκαν καθώς και στις φάσεις κατασκευής.
- Στην προβλεπόμενη χρήση του κτιρίου και στις ενδεχόμενες αλλαγές που έχουν συντελεστεί κατά τη διάρκεια ζωής του έργου, καθώς και στην επανεκτίμηση των επιβαλλόμενων δράσεων με βάση τη χρήση.
- Στα αναγνωρίσιμα κατασκευαστικά ελαττώματα των υλικών, σε τυχόν κακοτεχνίες καθώς και σε περιπτώσεις ανεπαρκούς διαμόρφωσης λεπτομερειών.
- Στις ενδεχόμενες βλάβες ή φθορές που έχει υποστεί ο φορέας, τον τύπο και την έκτασή τους, καθώς και στις επεμβάσεις που έχουν γίνει για την αντιμετώπισή τους.

2.5 ΕΠΙΠΕΔΑ ΓΝΩΣΗΣ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΕΜΠΙΣΤΟΣΥΝΗΣ

Ανάλογα με την ποσότητα και την ποιότητα των πληροφοριών που έχουν συλλεχθεί όσον αφορά τα παραπάνω σημεία, καθορίζονται τρία (3) Επίπεδα Γνώσης και γίνεται χρήση των αντίστοιχων συντελεστών εμπιστοσύνης. Έτσι ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3 τα ακόλουθα τρία επίπεδα γνώσης:

- ΕΓ1: Περιορισμένη γνώση
- ΕΓ2: Κανονική γνώση
- ΕΓ3: Πλήρης γνώση

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. κατηγοριοποιεί σε Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.), που αντίστοιχα είναι οι εξής: Ανεκτή, Ικανοποιητική και Υψηλή.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Ο προσδιορισμός του κατάλληλου επιπέδου γνώσης εξαρτάται από το επίπεδο επιθεώρησης και ελέγχου τριών καθοριστικών παραγόντων. Οι παράγοντες αυτοί είναι οι ακόλουθοι:

- Η *γεωμετρία* του δομικού συστήματος, αλλά και των μη-φερόντων στοιχείων που επηρεάζουν την απόκριση του φορέα.
- Οι *λεπτομέρειες* που αφορούν την ποσότητα και τη διάταξη του οπλισμού σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, τις συνδέσεις μεταξύ χαλύβδινων μελών, τη σύνδεση των διαφραγμάτων δαπέδου με τους κατακόρυφους φορείς αντίστασης, τη συνάφεια στις ενώσεις κονιάματος στην τοιχοποιία και τη φύση των οποιωνδήποτε στοιχείων οπλισμού στην τοιχοποιία.
- Οι μηχανικές ιδιότητες των συστατικών *υλικών*.

Η συλλογή των παραπάνω πληροφοριών γίνεται μέσω των ακόλουθων τρόπων για κάθε παράγοντα:

- Γεωμετρία: γενικά κατασκευαστικά σχέδια, σχέδια λεπτομερειών, οπτική ή πλήρη έρευνα.
- Λεπτομέρειες: προσομοίωση του φορέα με βάση τον ισχύοντα κανονισμό κατά το χρόνο κατασκευής και επί τόπου επιθεώρηση ποικίλης έκτασης.
- Υλικά: καταστρεπτικές ή μη-καταστρεπτικές επί τόπου δοκιμές, όπως κρουσιμετρήσεις, πυρηνοληψίες κ.τ.λ.

Ανάλογα με το ποσοστό των δομικών στοιχείων τα οποία θα πρέπει να ελεγχθούν για λεπτομέρειες, καθώς και από τον αριθμό των δειγμάτων υλικών ανά όροφο, τα οποία πρέπει να ληφθούν για τη διεξαγωγή δοκιμών γίνεται η κατηγοριοποίηση των επιπέδων επιθεώρησης και δοκιμών σύμφωνα με τον πίνακα...

	Επιθεώρηση (λεπτομερειών)	Δοκιμή (υλικών)
	Για κάθε τύπο πρωτεύοντων στοιχείων (δοκό, υποστύλωμα, τοίχο)	
Επίπεδο επιθεώρησης και ελέγχου	Ποσοστό στοιχείων τα οποία ελέγχονται για λεπτομέρειες	Δείγματα υλικών ανά όροφο
Περιορισμένο	20	1
Εκτεταμένο	50	2
Διεξοδικό	80	3

Πίνακας 2.3 - Κατάταξη επιπέδου επιθεώρησης και ελέγχου.

Οι τιμές των συντελεστών εμπιστοσύνης δίνονται στον παρακάτω πίνακα, συναρτήσει του επιπέδου γνώσης των παραπάνω παραγόντων και είναι σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων. Οι συντελεστές εμπιστοσύνης χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων των υπαρχόντων υλικών που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν στον υπολογισμό της ικανότητας και έχουν ως στόχο να καλύψουν τις αβεβαιότητες που προκύπτουν κατά την συλλογή πληροφοριών. Στις περιπτώσεις στις οποίες η ικανότητα θα συγκρίνεται με την απαίτηση για ελέγχους ασφάλειας, οι μέσες τιμές οι οποίες προκύπτουν από τις επί τόπου δοκιμές και από τις πρόσθετες πηγές πληροφοριών, θα *διαιρούνται* με τον κατάλληλο συντελεστή εμπιστοσύνης CF. Αντίθετα, για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων που θα χρησιμοποιηθούν στον υπολογισμό της ικανότητας ανάπτυξης δυνάμεων (αντοχή)

σε ψαθυρά στοιχεία και μηχανισμούς, οι μέσες ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών που λαμβάνονται από επί τόπου ελέγχους και από τις πρόσθετες πηγές πληροφοριών, θα πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή εμπιστοσύνης, CF.

Κατά τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, δίνεται στα κράτη-μέλη η ελευθερία να επιλέξουν τις τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας έναντι αβεβαιότητας προσομοιωμάτων αντιστάσεων, που λαμβάνει υπόψη τις αυξημένες αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων μέσω των οποίων εκτιμώνται οι αντιστάσεις. Στην Ελλάδα οι τιμές του λαμβάνονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Οι τιμές τόσο των συντελεστών εμπιστοσύνης, όσο και των συντελεστών ασφαλείας φαίνονται στον **Πίνακα 2.2**.

Οι τιμές των συντελεστών εμπιστοσύνης για την τοιχοποιία είναι οι ακόλουθοι ενώ σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για να ληφθούν υπ' όψιν οι τοιχοπληρώσεις στο προσομοίωμα, θα πρέπει το επίπεδο γνώσης για αυτές να είναι τουλάχιστον Κανονική Γνώση.

- $\gamma_m = 2,50$ για Περιορισμένη γνώση,
- $\gamma_m = 2,00$ για Κανονική γνώση,
- $\gamma_m = 1,50$ για Πλήρη γνώση.

Επίπεδο γνώσης	Λεπτομέρειες	Υλικά	Ανάλυση	Σ.Ε. (CF) γ_c, γ_s
KL 1: Περιορισμένη γνώση	Προσομοίωση σχεδιασμού με βάση την πρακτική κατά τον χρόνο κατασκευής και από περιορισμένη επί τόπου επιθεώρηση	Καταχρηστικές τιμές σύμφωνα με τα πρότυπα που ίσχυαν κατά τον χρόνο κατασκευής και από περιορισμένες επί τόπου δοκιμές	Μόνο γραμμική ανάλυση <i>Στατική ή δυναμική</i>	GR: CF=1.30 $\gamma_c=1.65$ $\gamma_s=1.265$ CY: CF=1.35 $\gamma_c=1.50$ $\gamma_s=1.15$
KL 2: Κανονική γνώση	Από μη πλήρη αρχικά λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια και περιορισμένη επί τόπου επιθεώρηση ή από εκτεταμένη επί τόπου επιθεώρηση	Από τις αρχικές προδιαγραφές σχεδιασμού και περιορισμένες επί τόπου δοκιμές ή από εκτεταμένες επί τόπου δοκιμές	Γραμμική & μη γραμμική ανάλυση <i>Στατική ή δυναμική</i>	GR: CF=1.20 $\gamma_c=1.50$ $\gamma_s=1.15$ CY: CF=1.20 $\gamma_c=1.50$ $\gamma_s=1.15$
KL 3: Πλήρης γνώση	Από τα αρχικά λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια και περιορισμένη επί τόπου επιθεώρηση ή από διεξοδική επί τόπου επιθεώρηση	Από τις αρχικές αναφορές δοκιμών και περιορισμένες επί τόπου δοκιμές ή από διεξοδικές επί τόπου δοκιμές	Γραμμική & μη γραμμική ανάλυση	GR: CF=1.10 $\gamma_c=1.35$ $\gamma_s=1.035$ CY: CF=1.00 $\gamma_c=1.50$ $\gamma_s=1.15$

Πίνακας 2.4 - Επίπεδα γνώσης και συντελεστές εμπιστοσύνης.

2.6 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Το επίπεδο γνώσης το οποίο επιτυγχάνεται, σε συνδυασμό με την εκπλήρωση ορισμένων προϋποθέσεων κανονικότητας προσδιορίζουν την επιτρεπόμενη μέθοδο ανάλυσης, που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι μέθοδοι ανάλυσης που προβλέπονται είναι:

- Ελαστική στατική,
- Ελαστική δυναμική,
- Ανελαστική στατική (pushover),
- Ανελαστική δυναμική (ανάλυση χρονοϊστορίας).

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης υιοθετούν την παραδοσιακή γραμμική σχέση έντασης – παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία της κατασκευής με κατάλληλες τροποποιήσεις των μετακινήσεων και των κριτηρίων επιτελεσματικότητας, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη η πιθανότητα εκδήλωσης μη γραμμικής συμπεριφοράς για το σεισμό σχεδιασμού. Η ελαστική στατική ανάλυση και η ελαστική δυναμική ανάλυση αντιστοιχούν στην ανάλυση οριζόντιας φόρτισης και στην ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης του Ευρωκώδικα 8.

Η ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης μπορούν μεν να δώσουν μία καλή ένδειξη της ελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής μέχρι το σημείο της πρώτης διαρροής, αλλά δεν μπορούν να προβλέψουν την ανακατανομή των εντάσεων που θα συμβεί κατά τη διάρκεια της προοδευτικής διαρροής των δομικών στοιχείων του φορέα.

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης βοηθούν στην κατανόηση της πραγματικής συμπεριφοράς των κατασκευών καταδεικνύοντας τόσο τους μηχανισμούς αστοχίας όσο και το ενδεχόμενο προοδευτικής κατάρρευσης. Η χρήση ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών επιτρέπει καλύτερη εποπτεία και κατανόηση της συμπεριφοράς μίας κατασκευής όταν υποβληθεί σε ισχυρούς σεισμούς, για τους οποίους είναι δεδομένο ότι θα συμπεριφερθεί ανελαστικά. Με τον τρόπο αυτό αντιμετωπίζονται πολλές από τις αβεβαιότητες που σχετίζονται με τις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης που υιοθετούνται από τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς.

2.6.1 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ)

Στην ιδιομορφική ανάλυση λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Η απαίτηση αυτή θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν μπορεί να αποδειχθεί οποιοδήποτε από τα ακόλουθα:

- Το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.
- Λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

Όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα, οι παραπάνω συνθήκες πρέπει να ελέγχονται σε κάθε απαιτούμενη διεύθυνση.

Εάν οι παραπάνω απαιτήσεις δεν ικανοποιούνται, όπως στην περίπτωση κτιρίων με σημαντική συμβολή στρεπτικών ιδιομορφών, τότε ο ελάχιστος αριθμός ιδιομορφών k που λαμβάνεται υπόψη σε μια χωρική ανάλυση πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο ακόλουθες συνθήκες:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (2.1)$$

και

$$T_k \leq 0,20s \quad (2.2)$$

όπου

k είναι το πλήθος των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη,

n είναι το πλήθος των ορόφων πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου,

T_k είναι η περίοδος ταλάντωσης της ιδιομορφής k .

Η δρώσα ιδιομορφική μάζα m_k , που αντιστοιχεί σε ιδιομορφή k , καθορίζεται έτσι ώστε η τέμνουσα δύναμη βάσης F_{bk} , που δρα στην διεύθυνση εφαρμογής της σεισμικής δράσης, να μπορεί να εκφραστεί ως $F_{bk} = S_d(T_k) m_k$. Αποδεικνύεται ότι το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών είναι ίση με τη μάζα του φορέα.

2.6.1.1 Συνδυασμός ιδιομορφικών αποκρίσεων

Στα επίπεδα συστήματα, για την εκτίμηση των μέγιστων των ιδιομορφικών αποκρίσεων, χρησιμοποιείται η μέθοδος της απλής τετραγωνικής επαλληλίας (SRSS). Για τα χωρικά συστήματα, επιτρέπεται η εφαρμογή της SRSS, εφόσον οι ιδιοσυχνότητες των ιδιομορφών είναι καλά διαχωρισμένες. Οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης i και j (που περιλαμβάνουν και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές) μπορεί να ληφθούν ως ανεξάρτητες εφόσον οι περίοδοί τους T_i και T_j ικανοποιούν (με $T_j \leq T_i$) την ακόλουθη συνθήκη:

$$T_j \leq 0,9T_i \quad (2.3)$$

Όταν όλες οι σχετικές ιδιομορφικές αποκρίσεις μπορούν να θεωρηθούν αμοιβαία ανεξάρτητες, η μέγιστη τιμή E_E ενός εντατικού σεισμικού μεγέθους ή μετακίνησης μπορεί να ληφθεί ως:

$$E_{Ei} = \sqrt{\{E_{Ei}\}^T \{E_{Ei}\}} \quad (2.4)$$

Ενώ όταν οι ιδιομορφές δεν είναι ανεξάρτητες, τότε υιοθετούνται ακριβέστερες μέθοδοι για το συνδυασμό των ιδιομορφικών μεγίστων, όπως η μέθοδος της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (CQC). Η εκτίμηση της μέγιστης τιμής ενός μεγέθους E_E δίνεται από την σχέση:

$$E_E = \sqrt{\{E_{Ei}\}^T [E] \{E_{Ei}\}} \quad (2.5)$$

όπου

E_E είναι το σεισμικό μέγεθος που εξετάζεται (δύναμη, μετακίνηση, κλπ).

E_{Ei} είναι η τιμή του ίδιου σεισμικού μεγέθους λόγω της ιδιομορφής ταλάντωσης i .

Τα στοιχεία ε_{ij} του τετραγωνικού μητρώου $[E]$, για $j_i \neq$ και για κοινή απόσβεση ζ όλων των κανονικών μορφών είναι ίσο με:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8 \cdot \zeta^2 \cdot (1+r) \cdot r^{\frac{3}{2}}}{10^4 \cdot (1-r^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot r \cdot (1+r)^2}, \frac{1}{r} = \frac{T_i}{T_j}, T_i > T_j \text{ και } \zeta \text{ σε } \% \quad (2.6)$$

Για $i = j$, $\varepsilon_{ij} = 0$.

2.6.1.2 Στρεπτικές επιδράσεις

Όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα για την ανάλυση, οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να καθοριστούν ως περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών στατικών φορτίσεων, που αποτελούνται από ομάδα στρεπτικών ροπών M_{ai} περί τον κατακόρυφο άξονα κάθε ορόφου i :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (2.7)$$

όπου

M_{ai} είναι η στρεπτική ροπή που εφαρμόζεται στον όροφο i περί τον κατακόρυφο άξονά,

e_{ai} είναι η τυχηματική εκκεντρότητα της μάζας του ορόφου i στην αντίστοιχη απαιτούμενη διεύθυνση ($e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$), όπου L_i η διάσταση του ορόφου, κάθετη προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

F_i είναι το οριζόντιο φορτίο που δρα στον όροφο i σε διεύθυνση κάθετη προς εκείνη της e_{ai} .

Τα παραπάνω εντατικά μεγέθη των φορτίσεων πρέπει να λαμβάνονται υπόψη με θετικά και αρνητικά πρόσημα (το ίδιο πρόσημο για όλους τους ορόφους).

2.6.1.3 Προϋποθέσεις εφαρμογής

Η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης μπορεί να εφαρμοστεί σε όλους τους τύπους κτηρίων. Συνήθως εφαρμόζεται σε κτίρια που δεν ικανοποιούν τις συνθήκες για την εφαρμογή της μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης, οι οποίες είναι οι ακόλουθες:

- έχουν θεμελιώδεις περιόδους ταλάντωσης T_1 στις δύο κύριες διευθύνσεις, μικρότερες από τις ακόλουθες τιμές

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$$

- ικανοποιούν τα κριτήρια για κανονικότητα σε όψη του Ευρωκώδικα 8.[1]§4.2.3.3.

2.6.2 ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

Μια από τις πιο γνωστές εφαρμογές της μη-γραμμικής ανάλυσης είναι η μη γραμμική μέθοδος σταδιακής εξώθησης, ή διαφορετικά μέθοδος Push-over σύμφωνα με την αμερικάνικη βιβλιογραφία. Η μέθοδος είναι μια ευρύτατα διαδεδομένη μέθοδος αντισεισμικού υπολογισμού, που εφαρμόζεται σε πολλούς κανονισμούς, όπως ο Ευρωκώδικας 8, ο FEMA 356, ο ATC-40, κ.ά. Η ανάλυση αυτή έχει ως στόχο, αφενός στην αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς υφιστάμενων ή ανασχεδιαζόμενων κτιρίων, μέσω της εκτίμησης των εντατικών και ανελαστικών παραμορφωσιακών μεγεθών, που αναπτύσσονται στα στοιχεία της κατασκευής κατά την επιβολή της σεισμικής δράσης και αφετέρου στην εκτίμηση των αναμενόμενων πλαστικών μηχανισμών κατάρρευσης και της ενδεχόμενης κατανομής των βλαβών, καθώς και στην αποκάλυψη των πιθανών αδυναμιών του φορέα, όπως οι ασυνέχειες στη δυσκαμψία και η υπερφόρτιση ψαθυρών στοιχείων. Η διαδικασία της μεθόδου της ανελαστικής στατικής ανάλυσης περιγράφεται εκτενέστερα στη συνέχεια του Κεφαλαίου.

2.6.2.1. Προϋποθέσεις εφαρμογής

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η μικρή επιρροή ανώτερων ιδιομορφών, καθώς η καμπύλη ικανότητας κατασκευάζεται με βάση την παραδοχή, ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή της ταλάντωσης είναι δεσπόζουσα όσον αφορά στη σεισμική απόκριση της κατασκευής.

Η παραδοχή αυτή είναι γενικά ορθή για κτίρια με θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους έως 1 sec. Για περισσότερο εύκαμπτα κτίρια, πρέπει κατά κανόνα να συμπεριληφθεί και η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών στην ανάλυση. Σύμφωνα με δόκιμες συστάσεις επεμβάσεων, όπως οι FEMA 356, προκειμένου να καθοριστεί εάν οι ανώτερες ιδιομορφές είναι σημαντικές, απαιτείται μία δυναμική ελαστική ανάλυση, στην οποία θα λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές που συνεισφέρουν αθροιστικά τουλάχιστον στο 90% της ταλαντούμενης μάζας του συστήματος. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης αυτής συγκρίνονται με τα αντίστοιχα αποτελέσματα μίας δεύτερης δυναμικής φασματικής ανάλυσης με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή. Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών πρέπει να θεωρείται σημαντική εφόσον η τέμνουσα που προκύπτει σε κάθε όροφο από την πρώτη ανάλυση ξεπερνά το 130% της αντίστοιχης τέμνουσας από τη δεύτερη ανάλυση. Στην περίπτωση που η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, η στατική ανελαστική ανάλυση πρέπει να γίνεται σε συνδυασμό με μία ελαστική δυναμική ανάλυση και η κατασκευή να ικανοποιεί τα κριτήρια επιτελεστικότητας που καθορίζονται και για τις δύο αναλύσεις, με τη διαφορά ότι τα κριτήρια επιτελεστικότητας της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης επιτρέπεται να αυξάνονται κατά 33%.

Επιπλέον, αναγκαίο για την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής μεθόδου ανάλυσης είναι και το επίπεδο γνώσης της κατασκευής να είναι τουλάχιστον «Κανονική γνώση».

2.7 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΤΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

2.7.1 ΓΕΝΙΚΑ

Αρχικά μορφώνεται το υπολογιστικό προσομοίωμα της κατασκευής, όπως περιγράφεται στην Παράγραφο 2.7.2.

Στη συνέχεια υπολογίζονται με βάση τους τύπους του Ευρωκώδικα 8 τα κριτήρια έλεγχου για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας σε όρους παραμορφωσιακών και εντατικών μεγεθών και μορφώνονται οι καμπύλες αντοχής όλων των δομικών στοιχείων του φορέα στα άκρα τους και για κάθε φορά φόρτισης. Αφού καθοριστούν οι καμπύλες $M - \theta$ που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη αντίστασης όλης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής.

Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Pushover . Οι κατανομές που εφαρμόζονται στο φορέα περιγράφονται αναλυτικά στην Παράγραφο 2.9.2. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές ελαστικές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα, λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει, όπως αυτή προκύπτει από τις καμπύλες αντοχής των μελών. Αφού κατασκευαστεί η καμπύλη αντίστασης του φορέα, τοποθετούνται πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή. Η πρωτογενής καμπύλη αντίστασης εξιδανικεύεται σε μια διγραμμική καμπύλη που θεωρείται ότι αντιστοιχεί στο διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, η απόκριση του οποίου συσχετίζεται με την απόκριση της κατασκευής.

Στη συνέχεια υπολογίζεται η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση), που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής γι' αυτό το σεισμό. Στην παράγραφο 2.10. περιγράφονται αναλυτικά οι εφαρμοζόμενες μέθοδοι υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης του φορέα.

Αφού υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (μετακίνηση κορυφής) σημειώνεται στην καμπύλη αντίστασης το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας, το οποίο συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες γίνεται έλεγχος . Διαπιστώνεται έτσι εάν έχει υπερβληθεί ή όχι κάποιος στόχος σεισμικής ικανότητας.

Για τη στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε κάποια στάθμη σεισμικής δόνησης, μπορεί να ελεγχθεί σε ποιο σημείο της δικής του καμπύλης $M-\theta$ βρίσκεται κάθε στοιχείο. Στοιχεία, στα οποία υπάρχει υπέρβαση της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας, πρέπει να ενισχυθούν και η όλη διαδικασία να επαναληφθεί.

2.7.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ

Για τη μη γραμμική στατική ανάλυση χρησιμοποιείται ως επί το πλείστον χωρικό προσομοίωμα, ενώ επιτρέπεται η χρήση δύο επίπεδων προσομοιωμάτων, ένα για κάθε οριζόντια διεύθυνση του κτιρίου, για κτίρια που συμμορφώνονται με τα κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη του EC8-Μέρος 1, 4.3.3.4.2.

Στο προσομοίωμα περιλαμβάνονται τόσο τα πρωτεύοντα, όσο και τα δευτερεύοντα δομικά στοιχεία, ενώ λαμβάνεται υπόψη η μετελαστική τους συμπεριφορά με την προοδευτική μείωση της δυσκαμψίας και της αντοχής τους, με βάση την καμπύλη έντασης - παραμόρφωσης του κάθε στοιχείου. Η καμπύλη έντασης – παραμόρφωσης περιγράφεται εκτενέστερα στην παράγραφο 2.7.3.

Γενικά, ως *πρωτεύοντα* στοιχεία ορίζονται τα στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και στην ευστάθεια της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία, ενώ τα υπόλοιπα χαρακτηρίζονται ως *δευτερεύοντα*. Έτσι η βασική διαφορά μεταξύ των δύο κατηγοριών είναι το κατά πόσον ένα στοιχείο είναι κρίσιμο για την αντίσταση του κτιρίου έναντι κατάρρευσης υπό σεισμικές δράσεις. Κατά συνέπεια, ως δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται τελικώς τα στοιχεία που συμβάλλουν μεν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων, αλλά δεν θεωρείται ότι συνεισφέρουν σε σημαντικό βαθμό στην αντίσταση σε σεισμό, ή ο βαθμός συνεισφοράς τους είναι αναξιόπιστος, λόγω χαμηλής δυσκαμψίας και / ή αντοχής και / ή πλαστιμότητας. Παράλληλα, οι παραμορφώσεις και οι αναμενόμενες βλάβες που αντιστοιχούν στα δευτερεύοντα στοιχεία είναι γενικώς μεγαλύτερες από αυτές των πρωτευόντων. Χαρακτηριστικές περιπτώσεις δευτερευόντων στοιχείων σε φορείς είναι δοκοί σύζευξης τοιχωμάτων, μικρού μήκους δοκοί που συμβάλλουν σε τοιχώματα, δοκοί με έμμεσες στηρίξεις επί δοκών και φυτευτά υποστυλώματα.

Τα διαφράγματα δαπέδων του κτιρίου μπορούν να ληφθούν ως άκαμπτα μέσα στο επίπεδό τους, οι μάζες και οι ροπές αδρανείας κάθε δαπέδου μπορούν να συγκεντρωθούν στο κέντρο βάρους. Ένα διάφραγμα θεωρείται *άκαμπτο*, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, εάν κατά την προσομοίωση με την πραγματική εντός του επιπέδου ευκαμψία του, οι οριζόντιες μετακινήσεις δεν υπερβαίνουν πουθενά αυτές που προκύπτουν από την υπόθεση άκαμπτου διαφράγματος κατά περισσότερο από το 10% των αντίστοιχων απόλυτων οριζόντιων μετακινήσεων κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Όσον αφορά τις μηχανικές ιδιότητες των υλικών, για τα υφιστάμενα δομικά στοιχεία γίνεται χρήση της μέσης τιμής των τιμών, που προκύπτουν από τις διενεργηθείσες δοκιμές, διαιρεμένες με τους κατάλληλους συντελεστές εμπιστοσύνης. Αντίθετα για τους νέους φορείς και τα υλικά των επεμβάσεων χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές τιμές των υλικών. Ο υπολογισμός των δυσκαμψιών γίνεται πάντοτε χωρίς συντελεστές γ_m .

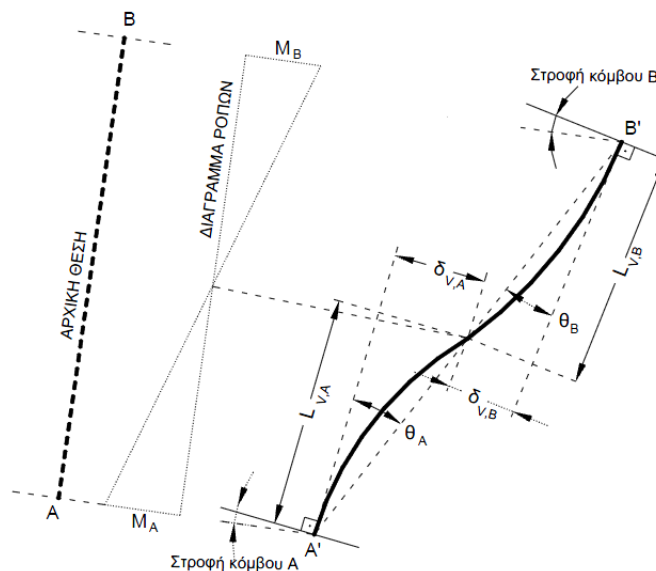
Τα κατακόρυφα φορτία των δομικών στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του. Τα κινητά φορτία σχεδιασμού συνδυάζονται με τα μόνιμα φορτία με βάση τον συνδυασμό $G+\psi_2 Q$. Η τιμή του συντελεστή συνδυασμού ψ_2 για τη μακροχρόνια (“οιονεί μόνιμη”) τιμή των κινητών φορτίων ελήφθη γενικά ίση με $\psi_2 = 0.3$.

Οι τοιχοπληρώσεις πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στο προσομοίωμα, εφόσον η επιρροή τους είναι δυσμενής. Στη συνέχεια του Κεφαλαίου παρουσιάζεται αναλυτικά η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων. Μη-φέροντα στοιχεία, τα οποία μπορούν να επηρεάσουν την απόκριση του βασικού αντισεισμικού φορέα, πρέπει επίσης να λαμβάνονται υπόψη.

2.7.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους F που χαρακτηρίζει το κύριο μέρος της έντασης που προκαλεί η σεισμική δράση στο στοιχείο, συναρτήσει της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης δ , η οποία επιλέγεται έτσι ώστε, σε συνδυασμό με το εντατικό μέγεθος F , να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης του στοιχείου.

Επειδή στα στοιχεία από Ω.Σ. οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ενώ οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται και από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή κάμψης, M και η γωνία στροφής χορδής, ϑ , στα άκρα του στοιχείου, μέγεθος που υπεισέρχεται και στη διαδικασία αποτίμησης του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3. Η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρο υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλ. το σημείο μηδενισμού των ροπών. Με άλλα λόγια, η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία στροφής της χορδής που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου μήκους ίσου με το διατμητικό μήκος L_V , δηλαδή, $\theta = \delta_V / L_V$, όπου: $L_V = M/V$ (M = ροπή στη βάση, V = τέμνουσα) και δ_V είναι η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου.

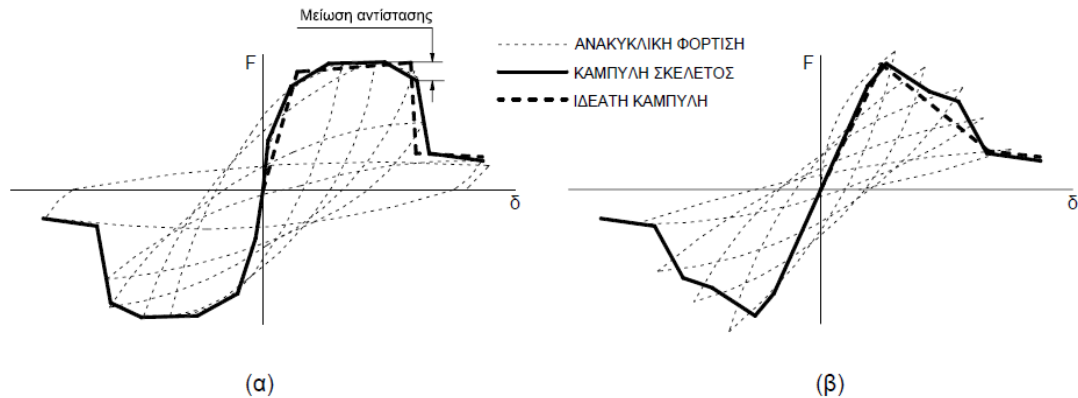


Εικόνα 2.1 - Ορισμός στροφής χορδής ϑ .

2.7.3.1 Καμπύλη αντοχής μέλους

Η κατασκευή των διαγραμμάτων F - δ των στοιχείων έχει συνήθως ιδεατή μορφή, η οποία βασίζεται στην καμπύλη σκελετό της συμπεριφοράς σε ανακυκλική φόρτιση, όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.2. Στην Εικόνα 2.2(α) φαίνεται η ανελαστική συμπεριφορά ενός στοιχείου σε καμπτική καταπόνηση και στην Εικόνα 2.2 (β) σε διατμητική καταπόνηση.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, είναι γενικώς επαρκής η προσέγγιση της πραγματικής καμπύλης F-δ μέσω ενός πολυγραμμικού διαγράμματος με τον πρώτο ευθύγραμμο κλάδο να παρακάμπτει τη ρηγμάτωση και να εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη διαρροή του στοιχείου (τα στοιχεία είναι κατά κανόνα ήδη ρηγματωμένα από προγενέστερες δράσεις, σεισμικές ή μη), μετά την οποία η καμπύλη F-δ μπορεί να λαμβάνεται περίπου οριζόντια.



Εικόνα 2.2 - Καμπύλες F-δ δομικών στοιχείων: α)καμπτική β)διατμητική συμπεριφορά.

Έτσι, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, η ελαστική δυσκαμψία μιας διγραμμικής σχέσης δύναμη-παραμόρφωσης πρέπει να αντιστοιχεί σε αυτήν ρηγματωμένων διατομών. Η ανάλυση του δομικού συστήματος πρέπει να χρησιμοποιεί οιονεί ελαστική δυσκαμψία K που ορίζεται και υπολογίζεται ως η επιβατική (τέμνουσα) δυσκαμψία του μέλους μέχρι τη διαρροή του.

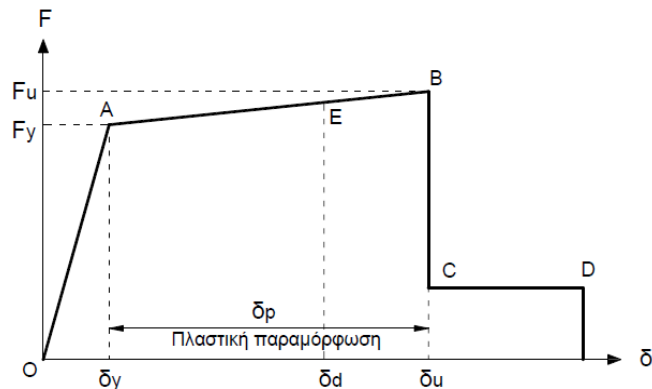
Η ενεργή δυσκαμψία του ρηγματωμένου μέλους μέχρι τη διαρροή του, μπορεί να υπολογισθεί ως:

$$EI_{\text{eff}} = M_y \cdot L_v / 3\theta_y \quad (2.8)$$

όπου:

- Το μήκος διάτμησης L_v είναι ο λόγος M/V στην ακραία διατομή του στοιχείου, δηλαδή η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών.
- Η ροπή διαρροής M_y μπορεί να ληφθεί ίση με τη ροπή διαρροής ή με την οριακή ροπή, με χρήση των μέσων τιμών της αντοχής των υλικών.
- Η τιμή της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή, θ_y , πρέπει να λαμβάνει υπόψη όλες τις παραμορφώσεις κατά τη διαρροή του στοιχείου (καμπτικές, διατμητικές και λόγω ολίσθησης των οπλισμών από την αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου).

Σε μέλη με διαφορετικό οπλισμό στα δύο πέλατα η εξίσωση δίνει διαφορετικές τιμές της EI_{eff} για θετική ή για αρνητική κάμψη. Η μία και μοναδική τιμή του EI_{eff} για το μέλος, μπορεί να ληφθεί ως ο μέσος όρος της EI_{eff} στα δύο άκρα και για τα δύο πρόσημα της κάμψης.



Εικόνα 2.3 - Ιδεατή καμπύλη $F - \delta$ δομικών στοιχείων.

- Τμήμα OA:

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας OA ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση. Σημειώνεται ότι εάν η παραμόρφωση δίνεται σε όρους στροφής χορδής, η τιμή της $\delta_\gamma = \theta_\gamma$ πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνο την καμπυλότητα διαρροής $(1/r)_\gamma$ αλλά και τη συμμετοχή των διατμητικών παραμορφώσεων και της πιθανής ολίσθησης σπλισμού στις αγκυρώσεις. Στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της θ_γ για συνήθεις διατομές από Ω.Σ., λαμβάνοντας υπόψη αυτά τα φαινόμενα, οι οποίες περιγράφονται στην Παράγραφο 2.8.3..

- Τμήμα AB:

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο B). Το σημείο B καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , που ορίζεται ως η παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί ουσιαστική μείωση της αντίστασης. Συνήθως, το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μείωση της αντίστασης (δηλαδή του μεγέθους F) κατά 20% σε σύγκριση με τη μέγιστη τιμή της [βλ. Εικόνα 2.2.(α)]. Στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της οριακής γωνίας στροφής χορδής, θ_u , για συνήθεις διατομές από Ω.Σ, οι οποίες περιγράφονται στην Παράγραφο 2.8.1. Πολλές φορές, η κλίση του κλάδου AB λαμβάνεται οριζόντια. Η παραμόρφωση δ_u ορίζει και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, η οποία ορίζεται από το μετελαστικό τμήμα της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, δηλαδή: $\delta_p = \delta_u - \delta_\gamma$.

- Τμήμα CD:

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντίσταση του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D, θεωρείται ότι το στοιχείο χάνει την ικανότητα να παραλαμβάνει και κατακόρυφα φορτία. Η τιμή της απομένουσας αντίστασης είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

- Στάθμες επιτελεστικότητας, Ε:

Στην καμπύλη F-δ του δομικού στοιχείου ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις, δ_d . Στην Εικόνα 2.3., το σημείο Ε αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες» του Ευρωκώδικα 8 με γωνία στροφής ίση με το 0.75 της γωνίας στροφής αστοχίας (θ_u).

2.7.4 ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

2.7.4.1 Γενικά - Συνήθεις τοιχοπληρώσεις

Ως τοιχοπλήρωση ορίζεται η πλήρωση των κατακόρυφων στοιχείων του εξωτερικού περιβλήματος καθώς και των εσωτερικών χωρισμάτων των κτιρίων με τοιχοποιία από οπτοπλινθοδομή. Είναι τοιχοποιία κατασκευασμένη από οπτόπλινθους διαστάσεων (6x9x19cm) και συνήθως ασβεστοσιμεντοκονίαμα.

Οι τοιχοπληρώσεις από τοιχοποιία από οπτοπλινθοδομή είναι το πιο συνηθισμένο μέσο πλήρωσης των πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, καθώς είναι το οικονομικότερο, ενώ παράλληλα προσφέρει τόσο ικανοποιητική θερμομόνωση και υγραμόνωση για τους εξωτερικούς τοίχους, όσο και ηχομόνωση για τον διαχωρισμό των επιμέρους ιδιοκτησιών και την κατασκευή της εσωτερικής διαμόρφωσης.

Είδη τοιχοποιίας από οπτοπλινθοδομή:

- Δρομική: πλάτος 9 εκ.
- Ορθοδρομική: πλάτος 6 εκ.
- Μπατική: έχει πλάτος 19 cm (μια πλίνθος) και αποτελείται από διπλή σειρά πλίνθων τοποθετημένων κατά μήκος, χωρίς διάκενο μεταξύ τους και συνδεδεμένων με εγκάρσιες πλίνθους. Ανάλογα ορίζεται και η υπερμπατική τοιχοποιία με πλάτος μιάμισης πλίνθου.
- Ψαθωτή: έχει πλάτος 19 cm και αποτελείται από δύο ορθοδρομικές πλινθοδομές με διάκενο μεταξύ τους, συνδεδεμένων με εγκάρσιες πλίνθους
- Διπλή: αποτελείται από δύο πλινθοδομές με ή χωρίς διάκενο μεταξύ τους. Στην περίπτωση που υπάρχει διάκενο, μπορεί να πληρούται με μονωτικό και φράγμα υδρατμών. Οι διακοσμητικές (εμφανείς) πλινθοδομές όψεων είναι σύνηθες είδος διπλής τοιχοποιίας.



Εικόνα 2.4 – Δρομική και μπατική οπτοπλινθοδομή.

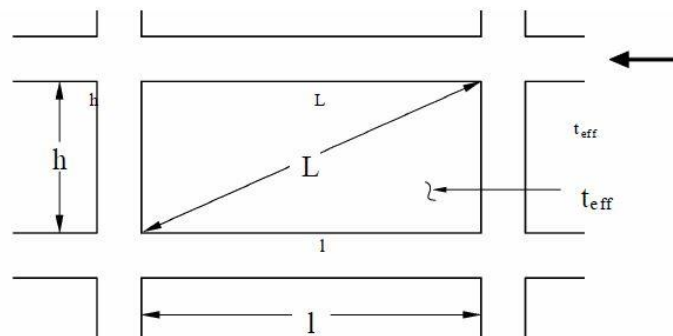
Στα συνήθη κτίρια της εξεταζόμενης περιόδου (δεκαετία του 70') οι τοιχοπληρώσεις είναι μπατικές στους περιμετρικούς τοίχους και δρομικές στους εσωτερικούς. Οι τοιχοπληρώσεις ως επί τω πλείστον είναι κατασκευασμένες είτε από άοπλη τοιχοποιία είτε από διαζωματική (με σενάζ). Το σενάζ είναι συνήθως 10 cm και ο ελάχιστος οπλισμός είναι 2Φ10 άνω και 2Φ10 κάτω (S400) και συνδετήρες Φ8/25 (S220).

Οι άοπλες τοιχοπληρώσεις, ως μη φέροντα δομικά στοιχεία, δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας, πλην του ίδιου βάρους τους.

2.7.4.2 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων

Σύμφωνα με τον Καν.Επέ., ένας τοίχος πλήρωσης λαμβάνεται υπόψη στην προσομοίωση ενός κτιρίου μόνον όταν ισχύουν οι ακόλουθες προϋποθέσεις:

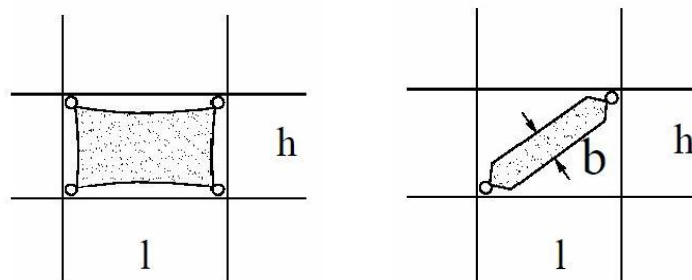
- Ο τοίχος πλήρωσης όταν περιβάλλεται από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, δηλαδή είναι σφηνωμένος (ή συνδεδεμένος) περιμετρικά τουλάχιστον από τρεις πλευρές σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος.
- Δεν έχει μεγάλα ή/και πολλά ανοίγματα.
- Δεν αστοχεί πρόωρα εκτός επιπέδου, λόγω μεγάλης λυγηρότητας.



Εικόνα 2.5 - Τυπικό φάτνωμα.

Προβλέπονται δύο τρόποι προσομοίωσης τοιχοπληρώσεων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των υφιστάμενων κατασκευών:

1. Προσομοίωση με χρήση διατμητικού φαντώματος.
2. Προσομοίωση με χρήση θλιβόμενης διαγωνίου.



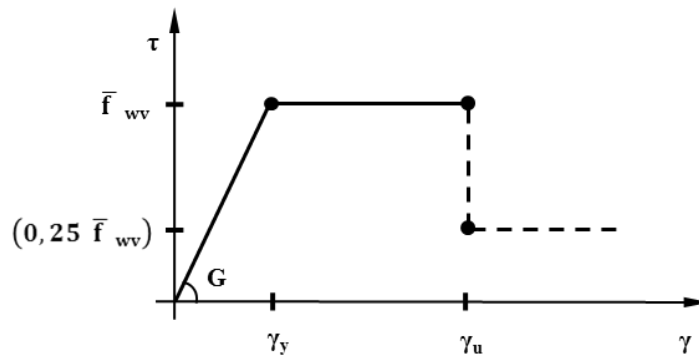
Εικόνα 2.6 - Προσομοίωση α) με διατμητικό φάτνωμα και β) με διαγωνίο θλιπτήρα.

Με τη χρήση και την εφαρμογή των δύο αυτών τρόπων παρατηρείται ότι τα αποτελέσματά τους δεν είναι ταυτόσημα. Και οι δύο τρόποι δίνουν ίδια αποτελέσματα για τις οριζόντιες μετακινήσεις, αλλά υπήρξε διαφοροποίηση στα αξονικά φορτία των υποστρωμάτων.

Σύμφωνα με τον κανονισμό γίνεται έλεγχος των άοπλων τοιχοπληρώσεων μόνο για τις στάθμες επιτελεστικότητας A και B και λαμβάνονται υπ' όψιν στο προσομοίωμα, ενώ στη στάθμη Γ δεν συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, καθώς γίνεται η θεώρηση ότι οι διαγώνιοι θλιπτήρες έχουν αποδιοργανωθεί και δε συμβάλλουν πια στην παραλαβή της τέμνουσας βάσης και στη δυσκαμψία της κατασκευής.

2.7.4.2.1 Προσομοίωση με χρήση διατμητικού φατνώματος

Στην περίπτωση αυτή η τοιχοπήρωση προσομοιώνεται ως διατμητικό φάτνωμα/πέτασμα ορθοτροπικό, με τέσσερις “κόμβους”-αρθρώσεις προς τους αντίστοιχους κόμβους του τοιχοπληρωμένου πλαισίου. Η συμπεριφορά του φατνώματος καθορίζεται από ένα ελαστοπλαστικό διάγραμμα διατμητικών τάσεων – γωνιακών παραμορφώσεων (Εικόνα 2.7). Μέσω του διαγράμματος $\tau - \gamma$ λαμβάνεται υπ' όψη και η επιρροή της ανακύκλισης, καθώς και ο ευνοϊκός ρόλος της εντός επιπέδου περίσφιγξης της τοιχοποιίας από το περιμετρικό πλαίσιο.



Εικόνα 2.7 - Διάγραμμα διατμητικών τάσεων – γωνιακών παραμορφώσεων.

Όπου οι τιμές των γωνιακών παραμορφώσεων δίνονται από τις σχέσεις 2.10 και 2.11.

$$\gamma_y = (1,0 \text{ to } 1,5) \cdot 10^{-3} \cdot (\ell/h + h/\ell), \text{ και} \quad (2.9)$$

$$\gamma_u = (2,0 \text{ to } 3,5) \cdot 10^{-3} \cdot (\ell/h + h/\ell), \quad (2.10)$$

$$\text{όπου } (\ell/h + h/\ell) = L^2/h \cdot \ell = (1 + \alpha^2)/\alpha \quad (2.11)$$

Το παραπάνω διάγραμμα μπορεί να χρησιμοποιηθεί για στάθμη επιτελεστικότητας B. Για τη στάθμη επιτελεστικότητας A και λόγω έλλειψης ακριβέστερων στοιχείων μπορούν να ληφθούν αυξημένες αντιστάσεις κατά 50%. Επιπλέον, ο κανονισμός προτείνει για άοπλες τοιχοπληρώσεις μηδενική εναπομένουσα αντοχή F_{res} μετά την αστοχία.

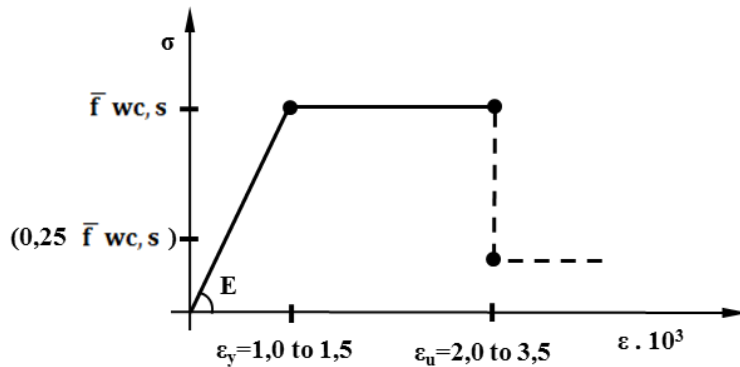
Ο έλεγχος του φατνώματος σε διάτμηση γίνεται στο μέσο του ύψους του φατνώματος και με βάση τη μέση διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας, η οποία λαμβάνεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6.

Η αντιστοίχιση δυσστησίας του EA_p με την δυστένεια της θλιβόμενης διαγωνίου φατνώματος δίδεται από την **Σχέση (2.9)**, όπου α είναι η γωνία της θλιβόμενης διαγωνίου.

$$EA_p = \frac{GA_\phi}{(\cos \alpha)^2 \cdot \sin \alpha} \quad (2.12)$$

2.7.4.2.2 Προσομοίωση με χρήση θλιβόμενης διαγωνίου

Στην περίπτωση αυτή η τοιχοπλήρωση προσομοιώνεται ως ισοδύναμη αμφιαρθρωτή θλιβόμενη διαγώνια ράβδος (κατά τη διεύθυνση του σεισμού) με συγκεκριμένο πλάτος b ή μέσω ζεύγους θλιβόμενης και εφελκυσμένης ράβδου με τη μισή δυστένεια η καθεμιά.



Εικόνα 2.8 - Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων θλιβόμενης διαγωνίου.

Στον δεύτερο τρόπο προσομοίωσης, αν η διαγώνια ράβδος αρχίζει και τελειώνει σε κόμβους του πλαισίου, η χρήση προσομοιώματος θλιπτήρα-ελκυστήρα κατά τις δύο διαγώνιες με ράβδους μισής δυστένειας σε σχέση με αυτές του προσομοιώματος της απλής θλιβόμενης διαγώνιας, προκαλεί στον φορέα ίση ένταση εκτός από τις αξονικές δυνάμεις κάποιων στοιχείων. Πιο συγκεκριμένα, υπάρχουν διαφορές στις αξονικές δυνάμεις εξωτερικών υποστυλωμάτων, οι οποίες όμως είναι μικρές σε σχέση με τις αξονικές δυνάμεις που προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία· έτσι, η διαφορά μπορεί να αμεληθεί. Επιπλέον, διαφορές θα προκληθούν και στις αξονικές δυνάμεις των δοκών, οι οποίες μπορούν να αμεληθούν, διότι οι διαφορές είναι ούτως ή άλλως μικρές. Ωστόσο, στην περίπτωση που οι ελκυστήρες/θλιπτήρες καταλήγουν σε ενδιάμεση περιοχή δοκού (ή υποστυλώματος) οι διαφορές δεν μπορούν πάντα να αμεληθούν, καθώς σ' αυτήν την περίπτωση προκαλείται διάτμηση στο μέλος στο σημείο κατάληξης της διαγωνίου.

2.7.4.2.2.1 Χαρακτηριστικά θλιβόμενης διαγωνίου

Στην περίπτωση της θλιβόμενης ράβδου τα χαρακτηριστικά της διατομής της υπολογίζονται ως εξής:

- **Πάχος:** Ο Ευρωκώδικας 6 διακρίνει δύο περιπτώσεις για τον υπολογισμό του ενεργού πάχους της τοιχοπλήρωσης.
 1. Για ενιαίες κατά τη διατομή τοιχοπληρώσεις, ως «ισοδύναμο» πάχος λαμβάνεται το συνολικό τους πάχος $t_{eff}=t$.
 2. Στην περίπτωση δίστρωτων «κοίλων» τοιχοπληρώσεων, αποτελούμενων από δύο ανεξάρτητους τοίχους με ενδιάμεσο κενό, ο υπολογισμός του ισοδύναμου

πάχους θα λαμβάνει υπόψη τη γεωμετρία της διατομής της τοιχοποιίας, την ενδεχόμενη ύπαρξη ή απουσία επαρκών εγκάρσιων συνδέσμων μεταξύ εσωτερικής και εξωτερικής παρειάς της τοιχοποιίας και τον κίνδυνο πρόωρης αστοχίας της πιο λυγερής παρειάς.

Ελλείπει ακριβέστερων στοιχείων, για παρειές με πάχη t_1 και t_2 , και :

α) ημιτελείς (ή ανεπαρκείς) εγκάρσιους συνδέσμους, ως ισοδύναμο πάχος μπορεί να ληφθεί η τιμή :

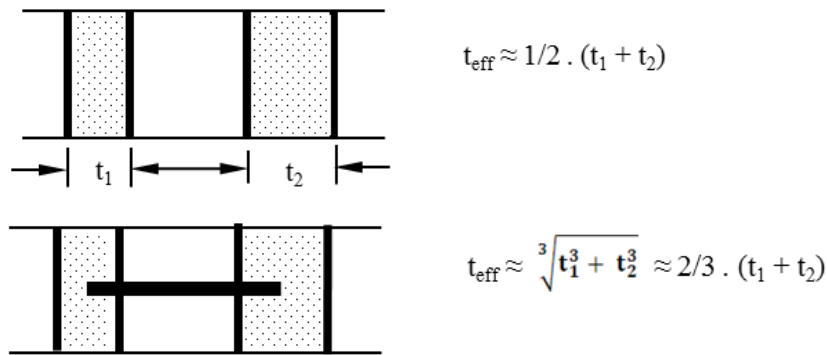
$$t_{eff} \cong 1/2 (t_1 + t_2) \quad (2.13)$$

β) για πλήρη σύνδεση των παρειών, ως ισοδύναμο πάχος μπορεί να ληφθεί η τιμή :

$$t_{eff} = \sqrt[3]{k_{tef} \cdot t_1^3 + t_2^3} \quad (2.14)$$

Όπου k_{tef} είναι ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας των δύο στρώσεων.

Για $k_{tef} = 1$, $t_{eff} = \sqrt[3]{t_1^3 + t_2^3} \cong 2/3 (t_1 + t_2)$ (2.15)



Εικόνα 2.9 - Πάχος δίστρωτων «κοίλων» τοιχοπληρώσεων με α) ανεπαρκή και β) πλήρη σύνδεση.

- **Πλάτος:** Ο Κανονισμός Επεμβάσεων στην περίπτωση έλλειψης ακριβέστερων στοιχείων, προτείνει την εκτίμηση με βάση την ισορροπία και το συμβιβαστό παραμορφώσεων - δυνάμεων του πλάτους του διαγώνιου θλιπτήρα, το οποίο εξαρτάται από τον ανεκτό βαθμό βλάβης, δηλαδή από την στάθμη επιτελεστικότητας. Από την ανάλυση των δυνάμεων σε ένα φάτνωμα προκύπτει: $b \approx 0.15L$, όπου το L είναι το μήκος του διαγώνιου θλιπτήρα. Το πλάτος αυτό αντιστοιχεί στην στάθμη επιτελεστικότητας Β (Σημαντικές Βλάβες).

Στη διεθνή βιβλιογραφία υπάρχει πληθώρα ερευνών σχετικά με το πλάτος του διαγώνιου θλιπτήρα. Ενδεικτικά παρουσιάζονται οι σχέσεις που προτείνουν άλλοι ισχύοντες κανονισμοί.

Ο Ευρωκώδικας 8 επιτρέπει πλάτος διαγώνιου θλιπτήρα ίσο με ένα ποσοστό του καθαρού μήκους της διαγωνίου, $b = L_c / \cos\theta$, όπου θ η γωνία που σχηματίζει ο διαγώνιος θλιπτήρας με το οριζόντιο επίπεδο.

Σύμφωνα με τον FEMA 274, το πλάτος της θλιβόμενης ράβδος, w_{inf} δίνεται από την εμπειρική εξίσωση του Mainstone:

$$w_{inf} = \frac{0.175L_d}{\cos \theta (\lambda H)^{0.4}} \quad (2.16)$$

Όπου:

$$\lambda = \left(\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4E_c I_c H_{cl}} \right)^{1/4} \quad (2.17)$$

L_{cl} : η καθαρή οριζόντια διάσταση της τοιχοπλήρωσης

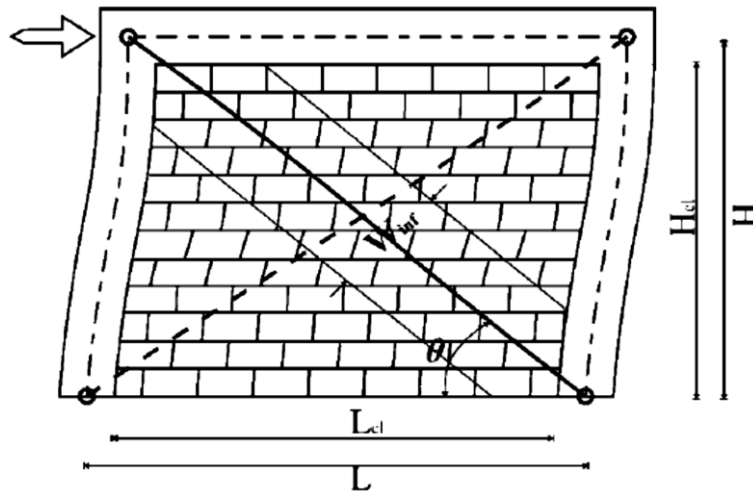
θ : $\arctan(H_{cl}/L_{cl})$ = κλίση της διαγωνίου ως προς την οριζόντια διεύθυνση

H, H_{cl} : Το θεωρητικό και το καθαρό ύψος του υποστυλώματος αντίστοιχα

E_c, E_w : Μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος του υποστυλώματος και της τοιχοποιίας της τοιχοπλήρωσης αντίστοιχα, με το τελευταίο, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6, να κυμαίνεται από 500 έως 1000 φορές την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας.

t_w : πάχος τοιχοπλήρωσης

I_c : Ροπή αδραειάς της διατομής του υποστυλώματος στη διεύθυνση της τοιχοπλήρωσης.

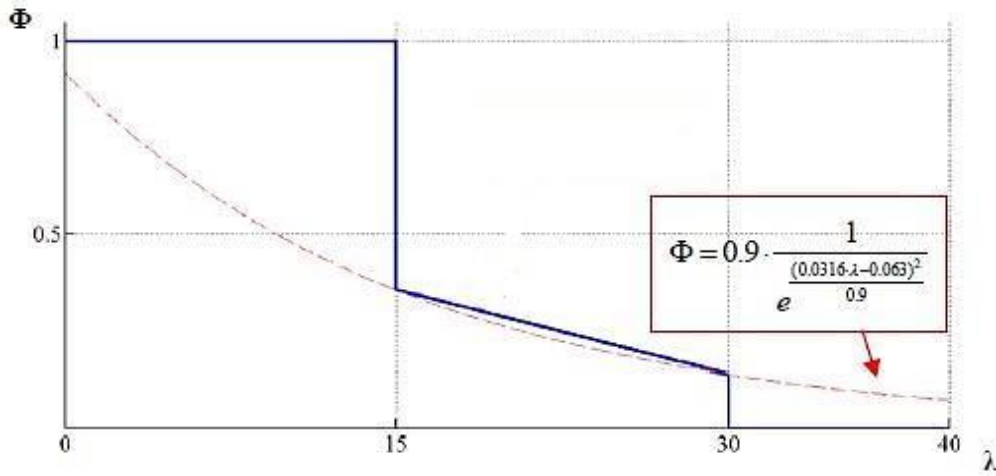


Εικόνα 2.10 - Πλάτος διαγωνίου θλιπτήρα.

- **Λυγηρότητα:** Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6, για να ληφθεί υπόψη η πιθανή εκτός επιπέδου αστοχία της τοιχοπλήρωσης, η θλιπτική αντοχή της μειώνεται μέσω του συντελεστή Φ . Η απομείωση γίνεται συναρτήσει της λυγηρότητας λ , η οποία ορίζεται ως το πηλίκο μήκους προς πάχος τοιχοπλήρωσης (l/t ή h/t). Συγκεκριμένα, στο παρακάτω διάγραμμα (Εικόνα 2.11) φαίνονται οι τιμές του συντελεστή Φ συναρτήσει της λυγηρότητας λ για την περίπτωση της απλής περιμετρικής επαφής με το περιβάλλον πλαίσιο, σύμφωνα με τις ακόλουθες απλοποιητικές παραδοχές του κανονισμού.
 - i. Όταν η λυγηρότητα λ δεν υπερβαίνει το 15, δηλαδή όταν l/t ή h/t , δεν απαιτείται μείωση αντίστασης.
 - ii. Όταν η λυγηρότητα της τοιχοπλήρωσης είναι μεγαλύτερη από 30, τότε η τοιχοπλήρωση αμελείται, δηλαδή οι αντιστάσεις της εντός και εκτός επιπέδου θεωρούνται μηδενικές, εκτός από περιπτώσεις όπου έχει δυσμενή επιρροή.

- iii. Για ενδιάμεσες τιμές του λ , η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας απομειώνεται με έναν μειωτικό συντελεστή ϕ , που δίνεται από τις σχέσεις 2.18 και 2.19:

$$\phi = 0,9 \frac{1}{e^{\frac{(0,0447\lambda - 0,063)^2}{0,9}}} \quad \text{ή} \quad \phi = 0,9 \frac{1}{e^{\frac{(0,0316\lambda - 0,063)^2}{0,9}}} \quad (2.18), (2.19)$$



Εικόνα 2.11 - Διάγραμμα $\Phi - \lambda$.

- **Αντοχή:** Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας πλήρωσης εκτιμώνται βάσει των μηχανικών χαρακτηριστικών των πλινθοσωμάτων και του κονιάματος λαμβάνοντας καταλλήλως υπόψη και τον τρόπο δόμησης της τοιχοποιίας. Βεβαίως, η αντίσταση της τοιχοπλήρωσης είναι συνάρτηση και του μήκους επαφής μεταξύ τοιχοπλήρωσης και στοιχείων του περιβάλλοντος πλαισίου. Αυτό δε το μήκος επαφής με την σειρά του, εξαρτάται από το μέγεθος της οριζόντιας επιβαλλόμενης μετακίνησης και τις βλάβες.

Για την εκτίμηση της μέσης θλιπτικής αντοχής, $\overline{f_{wc,s}}$, της τοιχοποιίας κατά τη διεύθυνση της διαγώνιας ράβδου θα λαμβάνεται υπόψη η μέση θλιπτική αντοχή κατά την κατακόρυφη διεύθυνση και η μείωσή της λόγω των εγκάρσιων (οριζοντίων) εφελκυστικών τάσεων.

Ελλείψει ακριβέστερων δεδομένων, η αντοχή αυτή επιτρέπεται να εκτιμάται μέσω της χαρακτηριστικής τιμής της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας κατά την κατακόρυφη διεύθυνση $\overline{f_{wc,k}}$ κατά τον Ευρωκώδικα 6, από τη σχέση 2.20:

$$\overline{f_{wc,s}} = \lambda_m \lambda_s \lambda_c k f_{bc}^{0,7} f_{mc}^{0,3} \approx 1,25 k f_{bc}^{0,7} f_{mc}^{0,3} \quad (2.20)$$

όπου :

$\lambda_m = 1,5$ συντελεστής μετατροπής της χαρακτηριστικής αντοχής σε μέση,
 $\lambda_s = 0,7$ μειωτικός συντελεστής για την δυσμενή υπό γωνία εφαρμογή του φορτίου,
 $\lambda_c = 1,2$ αυξητικός συντελεστής για την ευμενή επιρροή της περίσφιγξης την οποίαν εξασφαλίζουν τα περιβάλλοντα την τοιχοπλήρωση δομικά στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος,
 f_{bc} και f_{mc} η θλιπτική αντοχή τοιχοσώματος και κονιάματος αντιστοίχως,
 k : εμπειρικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την ομάδα στην οποία κατατάσσονται τα τοιχοσώματα και το είδος του κονιάματος δομήσεως (Πίνακας 3.3 του ΕΚ 6). Για συνήθη κονιάματα, ο συντελεστής παίρνει τιμές από 0,35 έως 0,55.

Όταν οι κατακόρυφοι αρμοί της τοιχοποιίας δεν είναι γεμάτοι με κονίαμα, η τιμή της θλιπτικής αντοχής του λοξού θλιπτήρα πολλαπλασιάζεται με έναν πρόσθετο μειωτικό συντελεστή (πέραν του λ_s). Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, ο μειωτικός συντελεστής εκτιμάται βάσει του ποσοστού πληρώσεως των κατακόρυφων αρμών και μπορεί να παίρνει τιμές από 0,60 έως 0,90.

Όταν το πάχος των οριζόντιων αρμών της τοιχοποιίας είναι μεγαλύτερο από 15 mm, η τιμή της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας πολλαπλασιάζεται με έναν πρόσθετο μειωτικό συντελεστή ίσον με 0,85.

Εκτός από τη σχέση που δίνεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., στην διεθνή βιβλιογραφία υπάρχουν πίνακες για την εκτίμηση της μέσης θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας κατά τη διεύθυνση της διαγώνιας ράβδου, $\bar{f}_{wc,s}$ και της μέσης διατμητικής αντοχής \bar{f}_{wv} ανάλογα με την κατάσταση της τοιχοποιίας (βαθμός βλάβης), το σφήνωμα στο περιμετρικό πλαίσιο και το πάχος της. Στον Πίνακα 2.5 παρουσιάζονται οι τιμές των αντοχών τοιχοπληρώσεων, που λήφθησαν από σχετική μελέτη¹ μετά το σεισμό του 1999 στην Αθήνα και ισχύουν για τοιχοπληρώσεις με τα ακόλουθα χαρακτηριστικά :

- Συνήθεις ελληνικές τοιχοπληρώσεις των τελευταίων 30 έως 50 χρόνων, με αναλογία διαστάσεων $\alpha < 1$,
- Λιθοσώματα: οπτόπλινθοι με οριζόντια διάτρηση (πάνω από 35% κενά),
- Κονίαμα: Χαμηλής ποιότητας ασβεστοσιμεντοκονιάματα,
- Σχεδόν πλήρεις οριζόντιους αρμούς (με πάχος από 10 έως 15 mm),
- Μερικώς (~ 50%) πλήρεις κατακόρυφοι αρμοί (παρόμοιου πάχους), και
- Τοιχοπληρώσεις με πρακτικά μηδενικές ορθές τάσεις , εκτός από το ίδιο βάρος της τοιχοποιίας.

	ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΠΛΗΡΩΣΗΣ	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ & ΣΦΗΝΩΜΑ		
		ΚΑΛΗ	ΜΕΤΡΙΑ	ΦΤΩΧΗ
$\bar{f}_{wc,s}$	2 Στρώσεων, $t_{eff} \approx 0,2$ m	2000	1500	1000
	SINGLE LEAF, $t_{eff} \approx 0,1$ m	1500	1000	750
\bar{f}_{wv}	DOUBLE LEAF, $t_{eff} \approx 0,2$ m	250	200	150
	SINGLE LEAF, $t_{eff} \approx 0,1$ m	200	150	100

Πίνακας 2.5 – Μέσες τιμές θλιπτικής και διατμητικής αντοχής τοιχοπληρώσεων.

Για παλιότερες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, με ισχυρότερες και παχύτερες τοιχοπληρώσεις υπό ορθή τάση στο μέσο, εκτιμούνται υψηλότερες τιμές αντοχής. Πιο συγκεκριμένα, η $\bar{f}_{wc,s}$ εκτιμάται 1,5 φορά υψηλότερη και η \bar{f}_{wv} 2 φορές υψηλότερη.

¹ Χρονόπουλος Μ., Η επιρροή των τοιχοπληρώσεων σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., Επιτροπή για τις καταρρεύσεις κτιρίων κατά το σεισμό της Αθήνας (1999), 2001 και 2004.

Ο αμερικάνικος κανονισμός FEMA προτείνει μέσες τιμές αντοχής για υφιστάμενες τοιχοποιίες ανάλογα με την κατάσταση του τοίχου πλήρωσης (Πίνακας 2.6), ενώ ανάλογα με το επίπεδο γνώσης οι τιμές πρέπει να πολλαπλασιαστούν με ένα συντελεστή κ , που κυμαίνεται από 0,75 έως 1,00.

	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ		
	ΚΑΛΗ	ΜΕΤΡΙΑ	ΦΤΩΧΗ
\bar{f}_{wc}	~ 8.000	~ 5.400	~ 2.700
\bar{f}_{wv}	~ 240	~ 180	~ 120

Πίνακας 2.6 – Μέσες τιμές θλιπτικής και διατμητικής αντοχής τοιχοπληρώσεων (FEMA).

- Καλή : Άθικτα φατνώματα χωρίς ορατές ρωγμές,
- Μέτρια : Μόνο μικρού εύρους ρωγμές, και
- Φτωχή : Αλλοιωμένα υλικά, σημαντικές ρωγμές.

➤ **Μέτρο ελαστικότητας και μέτρο διάτμησης:**

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6, το μέτρο ελαστικότητας E_m για τοιχοπληρώσεις, λαμβάνεται από τη **σχέση 2.21** και το μέτρο διάτμησης από τη **σχέση 2.22**:

$$E_m = 1000 \overline{f_{wc,s}} \quad (2.21) \quad \text{και} \quad G = 0,4 \cdot E \quad (2.22)$$

Το μέτρο ελαστικότητας E_m για υφιστάμενες άοπλες τοιχοπληρώσεις, σύμφωνα με εκτιμήσεις (Φαρδής), είναι:

- $E_m \approx 600 \overline{f_{wc,s}}$ για στάθμη επιτελεστικότητας Β (Σημαντικές Βλάβες),
- $E_m \approx 900 \overline{f_{wc,s}}$ για στάθμη επιτελεστικότητας Α (Περιορισμένες Βλάβες).

Το μέτρο διάτμησης G κυμαίνεται από 300 έως 350 φορές της μέσης διατμητικής αντοχής (Χρονόπουλος,2012).

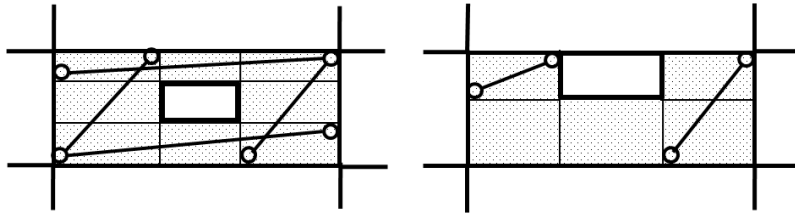
2.7.4.2.3 Επιρροή ανοιγμάτων

Όταν εντός ενός φατνώματος η τοιχοπλήρωση έχει ανοίγματα, η προσομοίωσή της θα πρέπει να προσαρμόζεται καταλλήλως, ελέγχοντας κατά πόσον η διάταξη των ανοιγμάτων επιτρέπει την λειτουργία διατμητικού φατνώματος ή την διαμόρφωση λοξών θλιβόμενων ράβδων τοιχοποιίας, για τις οποίες να εξασφαλίζονται συντοιακές συνθήκες επιτρέπουσες την συμμετοχή των θλιβόμενων ράβδων στο σχήμα αντίστασης του πλαισίου.

Κατά τον έλεγχο αυτόν, θα λαμβάνεται καταλλήλως υπόψη και το κατά πόσον τα κάθε είδους ανοίγματα περιβάλλονται από διαζώματα ή πλαίσια (ή άλλα ενισχυτικά στοιχεία), οριζόντια ή/και κατακόρυφα (οπλισμένοι λαμπάδες ή/και ποδιές, πρέκια κ.λπ.).

Η επιρροή του μεγέθους και της θέσεως των ανοιγμάτων στην δυστημσία ή δυστένεια και στην φέρουσα ικανότητα των τοιχοπληρώσεων δεν προσομοιώνεται με απλά μέσα και στη διεθνή βιβλιογραφία υπάρχει πληθώρα τρόπων προσομοίωσης της τοιχοπλήρωσης. Υπάρχουν δύο μέθοδοι για την προσομοίωση της επίδρασης των ανοιγμάτων.

Ο πρώτος τρόπος προσομοίωσης είναι μέσω πολλαπλών θλιπτήρων που θα ξεκινάνε σε απέναντι γωνίες του πλαισίου και θα διατρέχουν την τοιχοπλήρωση περνώντας κοντά στις γωνίες του ανοίγματος και καταλήγοντας στην άλλη πλευρά του πλαισίου, όχι στη γωνία αυτή τη φορά, αλλά κάπου ενδιάμεσα (Εικόνα 2.12).



Εικόνα 2.12 – Προσομοίωση σύμφωνα με τον F.E.M.A..

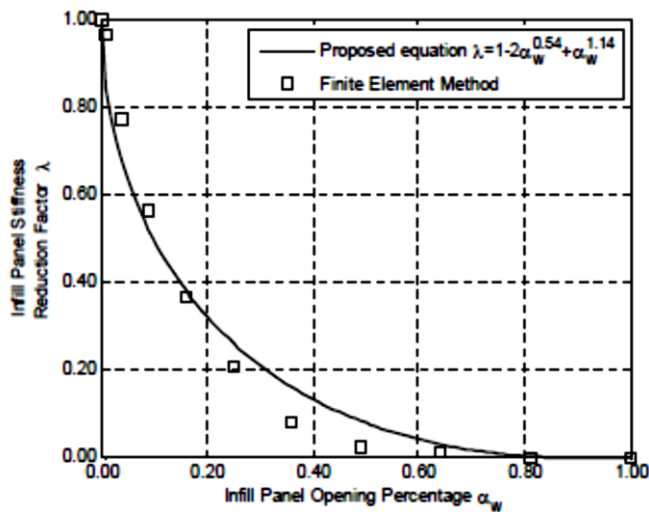
Μία πιο απλή μέθοδος, με την οποία να λαμβάνεται υπ’ όψιν η επίδραση των ανοιγμάτων στην συνολική απόκρισή, είναι μέσω της απομείωσης είτε της δυσκαμψίας είτε του πλάτους της τοιχοπλήρωσης μέσω σχετικών συντελεστών. Η τιμή αυτών των μειωτικών συντελεστών ποικίλει και εξαρτάται από το μέγεθος, το σχήμα και τη θέση του ανοίγματος εντός της τοιχοπλήρωσης – και σε τοιχοπληρώσεις με ασύμμετρα ανοίγματα την κατεύθυνση της φόρτισης. Στη συνέχεια παρουσιάζονται διαγράμματα, όπου φαίνονται οι τιμές των συντελεστών απομείωσης, όπως προέκυψαν από διάφορες αριθμητικές μελέτες.

Μέσω της προσομοίωσης του τοιχοπληρωμένου φατνώματος με πεπερασμένα στοιχεία διερευνήθηκε η επίδραση των ανοιγμάτων στην πλευρική δυσκαμψία των ανοιγμάτων (Asteris,2003,2008). Στο παρακάτω διάγραμμα (Εικόνα 2.13) φαίνονται οι διάφορες τιμές του λ ως συνάρτηση του ποσοστού των ανοιγμάτων, για την περίπτωση όπου υπάρχει άνοιγμα στη θλιπτική διαγώνιο του τοιχοπληρωμένου πλαισίου. Όπως αναμενόταν η αύξηση του ποσοστού του ανοίγματος οδηγεί στην μείωση της δυσκαμψίας της τοιχοπλήρωσης. Η σχέση που προέκυψε είναι η ακόλουθη:

$$\lambda = 1 - 2 \cdot a_w^{0,54} + a_w^{1,14} \quad (2.23)$$

Όπου a_w : το ποσοστό του ανοίγματος στην τοιχοπλήρωση.

Ο συντελεστής λ θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και για να βρεθεί το ανάλογο πλάτος του θλιπτέρα σε περίπτωση ανάλυσης μιας πλήρωσης με άνοιγμα.



Εικόνα 2.13 - Μειωτικός συντελεστής δυσκαμψίας τοιχοπληρωμένων φατνωμάτων συναρτήσει του ποσοστού ανοιγμάτων.

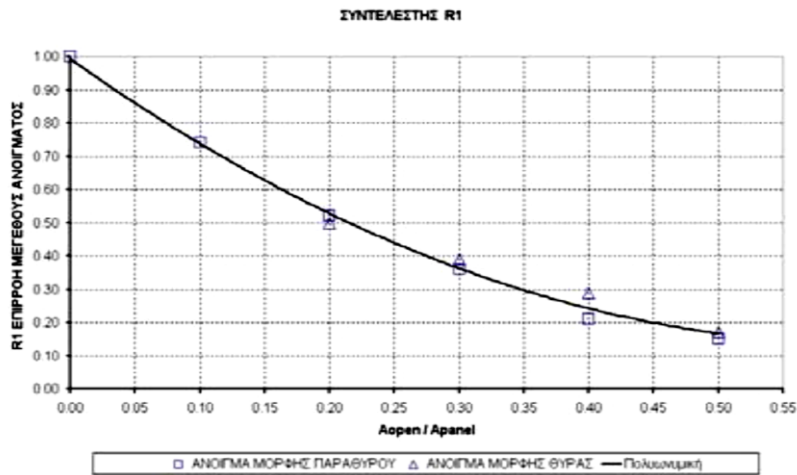
Στην απομείωση του πλάτους του διαγώνιου θλιπτήρα βασίζεται και η ακόλουθη μέθοδος με μειωτικούς συντελεστές, που λαμβάνει υπ' όψιν τόσο το μέγεθος όσο και τη θέση του ανοίγματος (Τσίκας, Δρίτσος, 2009). Για την απομείωση γίνεται χρήση δύο μειωτικών συντελεστών, R_1 και R_2 . Ο συντελεστής R_1 σχετίζεται με την επιρροή του μεγέθους του ανοίγματος και ισούται με μονάδα όταν η τοιχοπλήρωση δεν έχει άνοιγμα. Ο συντελεστής R_2 σχετίζεται με την επιρροή της θέσης του ανοίγματος και ισούται με τη μονάδα όταν το άνοιγμα είναι στο κέντρο.

Η ύπαρξη ανοίγματος στο φάνωμα της τοιχοπλήρωσης προσομοιώνεται με χρήση ενός μόνο θλιπτήρα, μειώνοντας το πλάτος του θλιπτήρα ($w_{red}=wR$, $R=R_1R_2$) που αντιστοιχεί στο πλήρως τοιχοπληρωμένου πλαισίου ($w \approx 0.15L$).

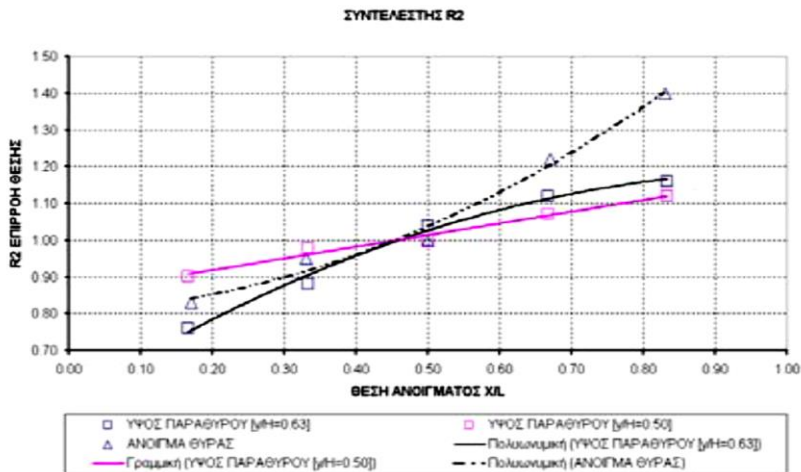
Στις εικόνες 2.14 και 2.15 παρουσιάζονται οι καμπύλες για την εύρεση των συντελεστών R_1 και R_2 αντίστοιχα. Οι τιμές των μειωτικών συντελεστών δίνονται από τις σχέσεις 2.24 και 2.25.

$$R_1 = 2.24 \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right)^2 - 2.77 \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right) + 1 \quad (2.24)$$

$$R_2 = 0.32 \frac{x}{L} + 0.86 \quad \text{για άνοιγμα στο κέντρο του φαντώματος} \quad (2.25)$$



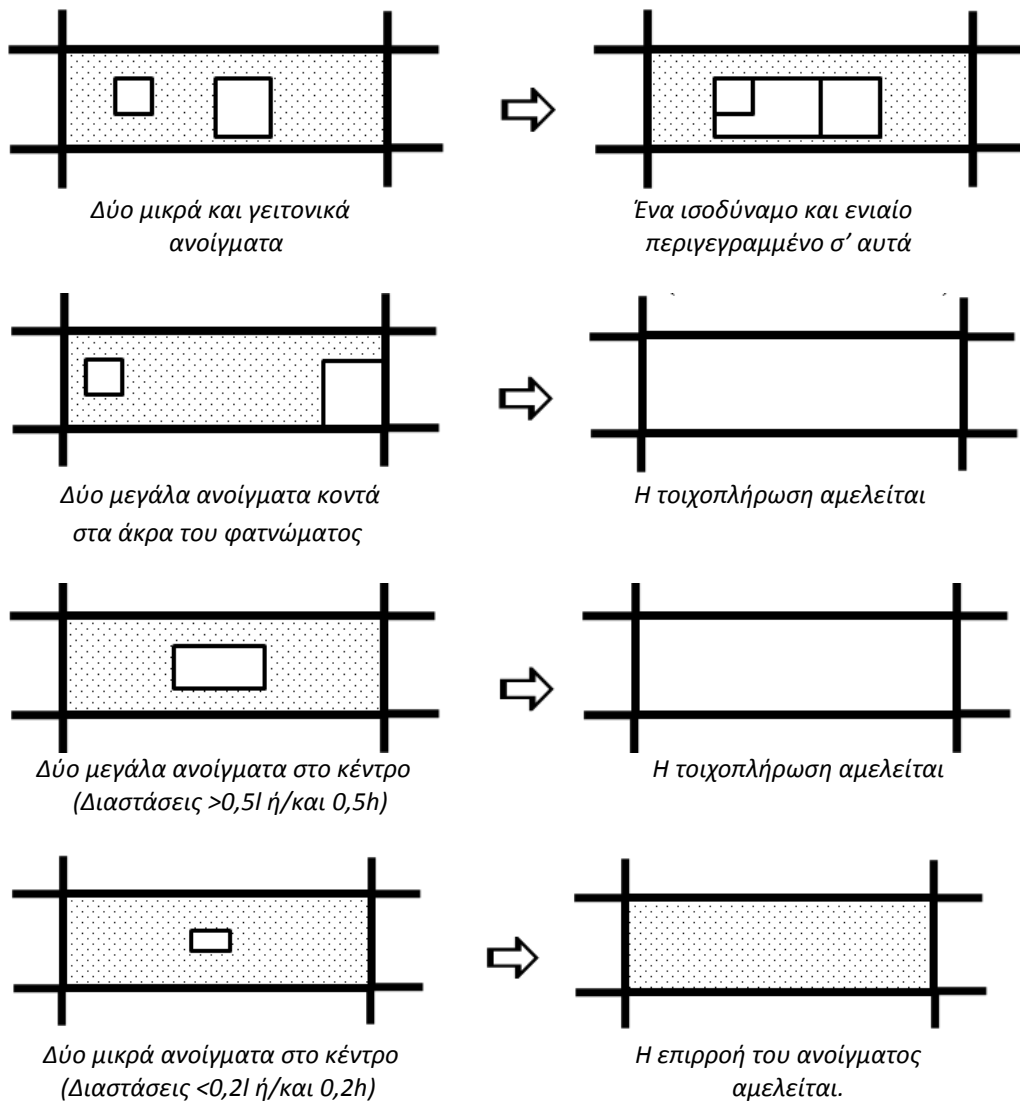
Εικόνα 2.14 - Επιρροή μεγέθους ανοίγματος – Τιμές συντελεστή R_1 .



Εικόνα 2.15 - Επιρροή θέσης ανοίγματος – Τιμές συντελεστή R_2 .

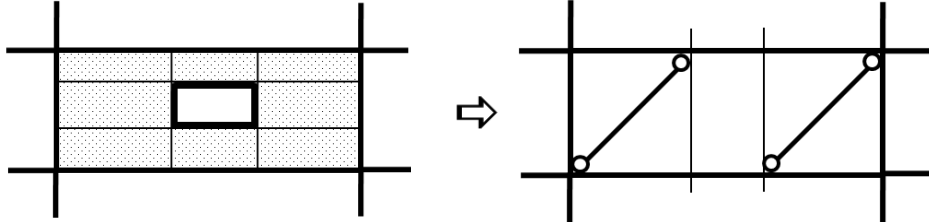
Ο Κανονισμός Επεμβάσεων προτείνει για την προσομοίωση της επιρροής των ανοιγμάτων τις ακόλουθα απλοποιητικές θεωρήσεις:

1. Όταν υπάρχουν δύο μεγάλα ανοίγματα κοντά σ' αμφότερα τα άκρα του φαντώματος, η τοιχοπλήρωση αμελείται.
2. Δύο μικρά και γειτονικά ανοίγματα σε ένα φάντωμα μπορούν να θεωρηθούν ως ένα ισοδύναμο και ενιαίο, περιγεγραμμένο σ' αυτά.
3. Όταν υπάρχει άνοιγμα, τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φαντώματος, του οποίου οι διαστάσεις πλησιάζουν ή υπερβαίνουν το 50% των αντίστοιχων διαστάσεων του φαντώματος, η τοιχοπλήρωση μπορεί να αμελείται.
4. Όταν υπάρχει άνοιγμα με διαστάσεις οι οποίες δεν υπερβαίνουν το 20% των αντίστοιχων διαστάσεων του φαντώματος και είναι τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φαντώματος, η επιρροή του στα χαρακτηριστικά της τοιχοπλήρωσης μπορεί να αμελείται.



Εικόνα 2.16 – Προσομοίωση σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ..

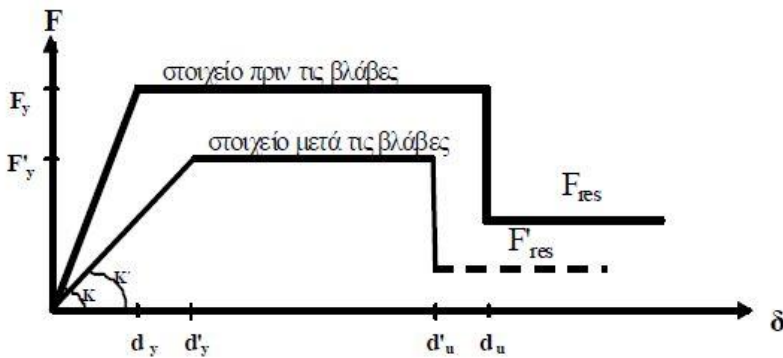
5. Όταν υπάρχει άνοιγμα τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φαντώματος, του οποίου οι διαστάσεις είναι μεταξύ του 20% και του 50% των αντίστοιχων διαστάσεων του φαντώματος, τότε είναι δυνατόν να ληφθούν υπόψη δύο λοξοί θλιπτήρες ανά φάντωμα. Αυτοί οι θλιπτήρες θα ξεκινούν απ' τα δύο άκρα της κυρίας διαγωνίου και θα καταλήγουν κοντά στο μέσον της υπερκείμενης και της υποκείμενης δοκού αντιστοίχως. Σ' αυτήν την περίπτωση, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των θλιπτήρων στην έναντι τέμνουσας ασφάλεια των δοκών.



Εικόνα 2.17 - Προσομοίωση σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ..

2.7.5 ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΒΛΑΜΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

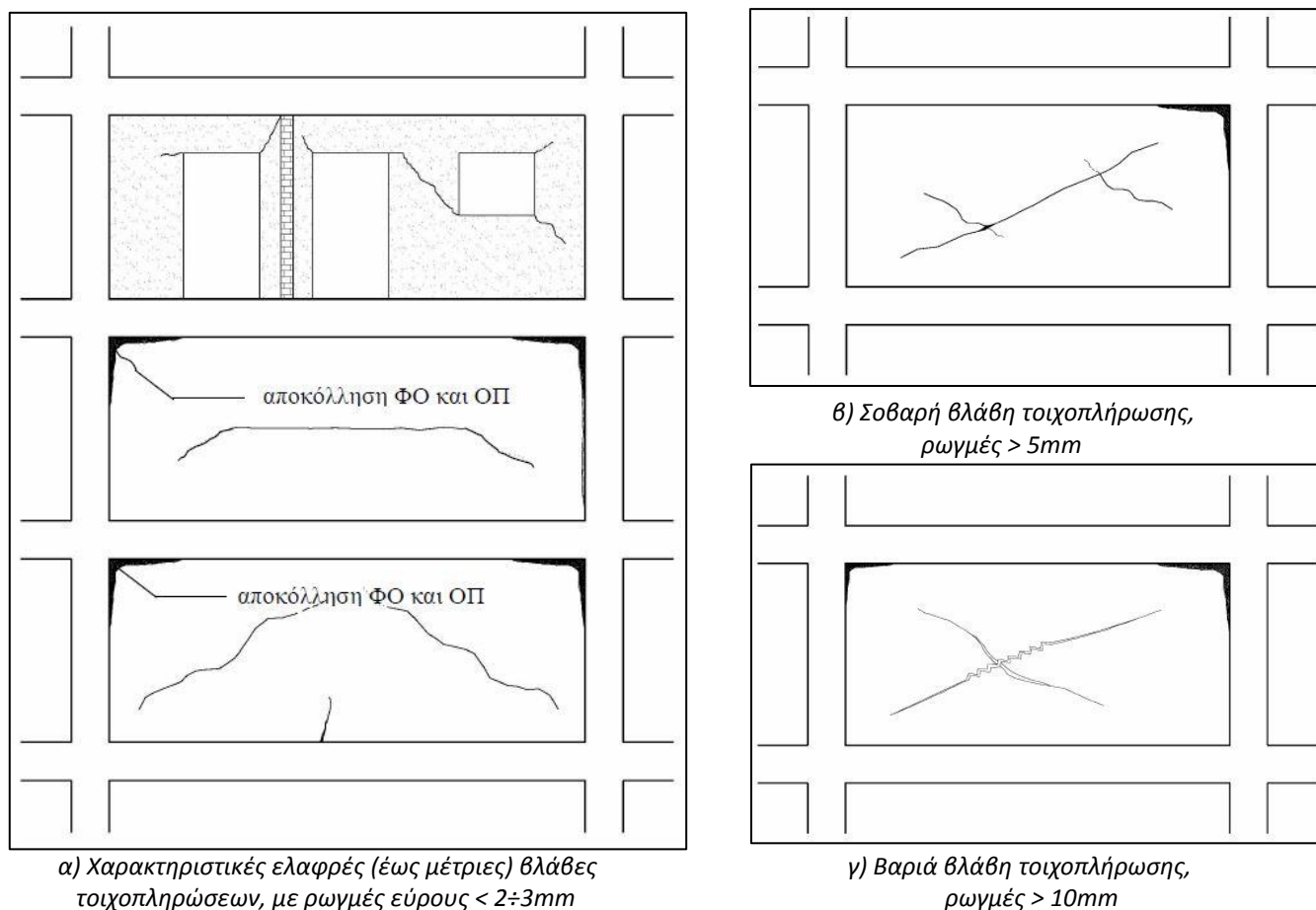
Γενικώς, η σκελετική καμπύλη συμπεριφοράς ($F' - d'$) δομικών στοιχείων, ενώσεων, συνδέσεων, κόμβων κ.λπ., μετά απ' τις βλάβες (κυρίως από σεισμό) είναι υποβαθμισμένη σε σχέση με αυτήν ($F - d$) πριν απ' τις βλάβες, όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.17. Για βλαμμένα στοιχεία θεωρείται ότι η αντοχή τους μετά την αστοχία είναι μηδενική λόγω των πολλών αβεβαιοτήτων.



Εικόνα 2.17 - Προσομοίωση σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ..

Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. έχουν ορισθεί συντελεστές απομείωσης r των μηχανικών χαρακτηριστικών (δείκτες βλάβης) για τα δομικά στοιχεία που αντιπροσωπεύουν τον τύπο και το βαθμό βλάβης. Οι συντελεστές απομείωσης κυμαίνονται από 0 έως 1. Οι τιμές κοντά στη μονάδα αντιστοιχούν στην αρχική κατάσταση του στοιχείου, πριν από τις βλάβες, ενώ οι τιμές κοντά στο 0 στην πλήρη αστοχία του βλαμμένου στοιχείου.

Για συνήθεις άοπλες τοιχοπληρώσεις με διάτρητα πλινθοσώματα και φτωχά κονιάματα προτείνονται οι μειωτικοί συντελεστές r του Πίνακα 3... .Με τους συντελεστές r απομειώνεται είτε η διατμητική αντίσταση είτε η αντίσταση της θλιβόμενης διαγωνίου ανάλογα με την κατηγορία βλάβης στην οποία κατατάσσεται (Εικόνα 2.18).



Εικόνα 2.18 – Κατηγορίες βλαβών τοιχοπληρώσεων σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ..

Στάθμη Βλαβών	Περιγραφή βλάβης	rK	rR
Ελαφρές	Ελαφρές (έως μέτριες) ρωγμές, <math><2-3\text{mm}</math>, γύρω από ανοίγματα, ή ρωγμές αποκόλλησης του Φ.Ο. και Ο.Π.. Πολλαπλές ελαφρές ρωγμές, ιδίως σε τοίχους με ανοίγματα.	0.90	0.90
		0.70	0.70
Σοβαρές	Έντονη ρηγμάτωση, διαγώνια ή δισδιαγώνια, με εύρος ρωγμής > 5mm, αποκόλληση από τον σκελετό, ρηγμάτωση των διαζωμάτων, απουσία σημαντικών μετακινήσεων εκτός επιπέδου (<math><5\text{mm}</math>).	0.50	0.50
Βαριές	Έντονη ρηγμάτωση, γενικώς δισδιαγώνια, με εύρος ρωγμής > 10mm, αποκόλληση από τον σκελετό, βλάβες των διαζωμάτων και μικρή μετακίνηση εκτός επιπέδου (μικρότερη των 15mm).	0.20	0.20

Πίνακας 2.7 – Μειωτικοί συντελεστές για βλαμμένες άοπλες συνήθεις τοιχοπληρώσεις.

2.8 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

2.8.1 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΣΤΑΘΜΗΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ «ΟΙΟΝΕΙ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗ»(NC)

- Οριακή στροφή χορδής θ_u

Η διαθέσιμη οριακή γωνία στροφής χορδής θ_u στο άκρο δομικού στοιχείου πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη, υπέρ της ασφαλείας, όλες τις υπεισερχόμενες πηγές αβεβαιότητας. Είναι δυνατή η εμπειρική εκτίμηση της διαθέσιμης τιμής της γωνίας στροφής χορδής στοιχείων Ω.Σ. συναρτήσει των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων και των οπλισμών τους, με τη βοήθεια εμπειρικών σχέσεων ή πινάκων, καθώς και η χρήση συντηρητικών αναλυτικών μεθόδων αποδεκτών στη διεθνή βιβλιογραφία. Ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3 για τη συνολική ικανότητα στροφής της χορδής, μελών από σκυρόδεμα υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, προτείνει την εξής σχέση:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha_{\rho_{xx}} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d}) \quad (2.26)$$

όπου:

- $L_s = M/V$: μήκος διάτμησης
- ω : μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού (περιλαμβάνει τον τυχόν διαμήκη οπλισμό κορμού μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου πέλματος)
- ω' : μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού
- $v = N/bhfc$: ανηγμένο στη διατομή αξονικό φορτίο (b = πλάτος θλιβόμενης ζώνης)
- $\rho_s = A_{sx}/b_w s_h$: γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης
- α : συντελεστής αποδοτικότητας της περισφιγής:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o} \right) \quad (2.27)$$

όπου:

- ο s_h η απόσταση συνδετήρων,
- ο b_c και h_c οι διαστάσεις του περισφιγμένου πυρήνα και
- ο b_i οι αποστάσεις μεταξύ διαμήκων ράβδων που συγκρατούνται από συνδετήρα στην περίμετρο της διατομής.

Η τιμή του πλαστικού μέρους της ικανότητας στροφής της χορδής μελών από σκυρόδεμα υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση μπορεί να υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,0145 \cdot (0,25^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} \cdot f_c^{0,2} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha_{\rho_{xx}} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,275^{100 \rho_d}) \quad (2.28)$$

Για τοιχώματα, σύμφωνα με τις μετά το 1985 αντιλήψεις για αντισεισμικότητα, η εξίσωση 2.28 χρειάζεται να πολλαπλασιασθεί επί 0.6.

Στην εξίσωση 2.11, η γωνία στροφής χορδής στη διαρροή, θ_γ , υπολογίζεται από την εξ. 2.30 για δοκούς ή υποστυλώματα, ή από την εξ. 2.31 για τοιχώματα.

Σε στοιχεία χωρίς αντισεισμικές κατασκευαστικές λεπτομέρειες, οι εξισώσεις 2.26 και 2.28 χρειάζεται να πολλαπλασιασθεί επί 0.85.

2.8.1.1. Επιρροή ένωσης με παράθεση ευθύγραμμων άκρων ράβδων με νευρώσεις.

Σύμφωνα τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, στη διατομή βάσης υποστυλώματος ή τοιχώματος όπου διαμήκεις οπλισμοί με νευρώσεις ενώνονται με παράθεση (υπερκάλυψη, μάτισμα) των ευθύγραμμων άκρων τους, η ροπή αστοχίας (ή διαρροής) M_y και η καμπυλότητα διαρροής ϕ_y υπολογίζονται με βάση τις εξής υποθέσεις:

- Στο μήκος της ένωσης το ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού λαμβάνεται διπλάσιο αυτού που ισχύει εκτός της περιοχής ένωσης (δηλαδή, τα δύο επικαλυπτόμενα άκρα των θλιβόμενων ράβδων προσμετρούνται στο θλιβόμενο οπλισμό).
- Η τάση των εφελκόμενων ράβδων λαμβάνεται ότι αυξάνεται γραμμικά από μηδέν στο άκρο τους έως την τάση διαρροής, f_y , σε απόσταση από το άκρο ίση με το ελάχιστο μήκος υπερκάλυψης, $l_{b,min}$, που απαιτείται για την ανάπτυξη της πλήρους ροπής αστοχίας (ή διαρροής) της διατομής. Άρα, αν το μήκος παράθεσης l_b είναι μικρότερο του $l_{b,min}$, στην περιοχή της ένωσης η τάση διαρροής των εφελκόμενων ράβδων λαμβάνεται ίση με f_y επί το λόγο $l_b / l_{b,min}$.

$$l_{b,min} = 0,3dbf_y/vf_c \quad (f_y, f_c \text{ σε MPa}) \quad (2.29)$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, η επιρροή της ένωσης με παράθεση ευθύγραμμων άκρων ράβδων με νευρώσεις στη γωνία στροφής χορδής στη διαρροή, θ_y , στη βάση υποστυλώματος ή τοιχώματος όπου διαμήκεις οπλισμοί με νευρώσεις ενώνονται με παράθεση (μάτισμα) των ευθύγραμμων άκρων τους, μπορεί να ληφθεί υπόψη ως εξής:

- Η τιμή της καμπυλότητας διαρροής ϕ_y που χρησιμοποιείται στις εξ. (2.30), (2.31), καθώς και της ροπής αστοχίας (ή διαρροής) που συγκρίνεται με το γινόμενο N_{RcL_s} ως κριτήριο για την τιμή του όρου α_v , υπολογίζονται σύμφωνα με τις υποθέσεις της προηγούμενης παραγράφου.
- Εάν η παράθεση των ευθύγραμμων άκρων γίνεται σε μήκος l_b μικρότερο του, τότε $l_{b,min}$:
 - ο ο 2^{ος} όρος των εξ. (2.30), (2.31) πολλαπλασιάζεται επί το λόγο της ροπής αστοχίας (ή διαρροής) που υπολογίζεται με βάση τις υποθέσεις της προηγούμενης παραγράφου προς την τιμή της εκτός του μήκους παράθεσης
 - ο στον 3^ο όρο των εξ. (2.30), (2.31), η f_y πολλαπλασιάζεται επί $l_b / l_{b,min}$.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, η επιρροή της ένωσης με παράθεση ευθύγραμμων άκρων ράβδων με νευρώσεις στη γωνία στροφής χορδής στην καμπτική αστοχία στη βάση υποστυλώματος ή τοιχώματος όπου διαμήκεις οπλισμοί με νευρώσεις ενώνονται με παράθεση (μάτισμα) των ευθύγραμμων άκρων τους σε μήκος l_b , μπορεί να ληφθεί υπόψη ως εξής:

- Το πλαστικό τμήμα της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία του στοιχείου μπορεί να υπολογισθεί από την εξ. (2.28) (όπου, αν πρόκειται για τοίχωμα, ο συντελεστής 0.0145 αντικαθίσταται με 0.0087):

ο με ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού ω' που λαμβάνεται διπλάσιο αυτού που ισχύει εκτός της περιοχής, και

ο με πολλαπλασιασμό του δεξιά μέλους της εξ. (2.11) επί $(I_b - 10d_b)/30d_b$, εφόσον $I_b < 40d_b$.

2.8.2. ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΣΤΑΘΜΗΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ «ΣΗΜΑΝΤΙΚΩΝ ΒΛΑΒΩΝ»(SD)

Η ικανότητα στροφής της χορδής η οποία αντιστοιχεί σε σημαντική βλάβη θ_{sd} μπορεί να θεωρείται ότι είναι τα 3/4 της οριακής στροφής χορδής θ_u .

2.8.3. ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΣΤΑΘΜΗΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ «ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ»(DL)

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, η γωνία στροφής χορδής στη διαρροή, θ_y , που περιλαμβάνει όλες τις παραμορφώσεις κατά τη διαρροή του στοιχείου (καμπτικές, διατμητικές και λόγω ολίσθησης των οπλισμών από την αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου), ισούται με:

- Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (2.30)$$

- Για τοιχώματα ορθογωνικής διατομής, διατομής μορφής T ή με εσοχές:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,002 \left(1 - 0,125 \frac{L_v}{h} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (2.31)$$

όπου:

ϕ_y είναι η καμπυλότητα διαρροής της ακραίας διατομής,

$a_v z$ είναι το μήκος μετατόπισης του διαγράμματος των ροπών κάμψης (βλέπε EN 1992-1-1:2004, **9.2.1.3(2)**), με

z μήκος του εσωτερικού μοχλοβραχίονα, που λαμβάνεται ίσο με $d - d'$ σε δοκούς, υποστυλώματα, ή τοιχώματα διατομής μορφής T, ή με εσοχές και με $0,8h$ σε τοιχώματα με ορθογωνική διατομή, και

$\alpha_v = 1$ εάν η διατμητική ρηγμάτωση αναμένεται να προηγηθεί της καμπτικής διαρροής στην ακραία διατομή (δηλαδή όταν η ροπή διαρροής στην ακραία διατομή, M_y , υπερβαίνει το προϊόν του L_v επί την διατμητική αντοχή του υπό εξέταση μέλους χωρίς οπλισμό διάτμησης, το $V_{R,c}$, λαμβάνεται σύμφωνα με το EN 1992-2-2:2004, **6.2.2(1)**). Διαφορετικά, (δηλαδή εάν $M_y < L_v V_{R,c}$) $\alpha_v = 0$,

f_y και f_c είναι η τάση διαρροής του χάλυβα και του σκυροδέματος, αντιστοίχως, όπως ορίζεται για την έκφραση (2.9), και οι δύο σε MPa,

ϵ_y ισούται με το f_y/E_s ,

d και d' ορίζουν τις θέσεις του εφελκυσμένου και θλιβόμενου οπλισμού, αντίστοιχα d_{bl} είναι η (μέση) διάμετρος του εφελκυσμένου οπλισμού.

Στις Εξ. (2.30), (2.31) ο $1^{ος}$ όρος αντιπροσωπεύει την καμπτική συνεισφορά. Ο $2^{ος}$ όρος στις Εξ. (2.30), (2.31) εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος L_s , ενώ ο $3^{ος}$ όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

2.8.4 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Η διατμητική αντοχή, V_R , ενός δομικού στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος, το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις μειώνεται ανάλογα με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος της απαιτούμενης γωνίας στροφής χορδής στη διατομή της μέγιστης ροπής. Αν το μέγεθος αυτό αναχθεί στο μέγεθος της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή στο ίδιο σημείο, προκύπτει $\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1$. Το πλαστικό τμήμα του απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής $\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1$, ισούται με το λόγο του πλαστικού μέρους της μέγιστης τιμής της γωνίας στροφής χορδής (συνολική γωνία μείον γωνία στην διαρροή) προς την υπολογιζόμενη γωνία στροφής στην διαρροή θ_y .

Η διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου, όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων, μειώνεται με την τιμή του μ_{θ}^{pl} ως εξής (μονάδες MN και m):

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min\left(5; \mu_{\Delta}^{pl}\right)\right) \cdot \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (2.32)$$

όπου:

- γ_{el} ισούται με 1,15 για τα πρωτεύοντα σεισμικά στοιχεία και 1,0 για τα δευτερεύοντα σεισμικά στοιχεία (όπως ορίζεται στο **2.2.1(6)P**),
- h είναι το ύψος της διατομής (ισούται με τη διάμετρο D σε κυκλικές διατομές)
- x είναι το ύψος της θλιβόμενης ζώνης
- N είναι η θλιπτική αξονική δύναμη (θετική, λαμβάνεται ως μηδενική για εφελκυσμό)
- L_V = M/V λόγος ροπής/ τέμνουσας στην ακραία διατομή
- A_c είναι η επιφάνεια της διατομής, η οποία λαμβάνεται ίση με $b_w d$ για μια διατομή με ορθογωνικό κορμό πλάτους (πάχους) b_w και στατικού ύψους d , ή με $\pi D_c^2/4$ (όπου $D_c = D - 2c - 2d_{bw}$ είναι η διάμετρος του πυρήνα σκυροδέματος στο εσωτερικό των σπείρων, με τα D και c όπως ορίζονται στο β) που ακολουθεί και με d_{bw} τη διάμετρο του εγκάρσιου οπλισμού) για κυκλικές διατομές
- f_c είναι θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος. Για τα πρωτεύοντα σεισμικά στοιχεία το f_c θα πρέπει επιπλέον να διαιρείται με τον επιμέρους συντελεστή για το σκυρόδεμα σύμφωνα με το EN 1998-1:2004, **5.2.4**
- ρ_{tot} είναι το συνολικό ποσοστό του διαμήκους οπλισμού

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

V_w είναι η συνεισφορά του εγκάρσιου οπλισμού στην διατμητική αντοχή, η οποία λαμβάνεται ως ίση με:

α) για διατομές με ορθογωνικό κορμό πλάτους (πάχους) b_w :

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad (2.32)$$

όπου:

ρ_w είναι το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού

z είναι το μήκος του εσωτερικού μοχλοβραχίονα, όπως καθορίζεται στο **A.3.1.3(2)**, και

f_{yw} είναι η τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού. Για τα πρωτεύοντα σεισμικά στοιχεία το f_{yw} θα πρέπει να διαιρείται περαιτέρω δια του επιμέρους συντελεστή για το χάλυβα σύμφωνα με το EN 1998-1:2004, **5.2.4**.

Η διατμητική αντοχή, V_R , τοιχώματος δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε αστοχία του κορμού σε λοξή θλίψη, $V_{R,max}$, η οποία, υπό ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις, ελαστικές ή μετελαστικές, μπορεί να λαμβάνεται από τη σχέση:

$$V_{R,max} = \frac{0,85(1 - 0,06 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \left(1 + 1,8 \min(0,15; \frac{N}{A_c f_c}) \right) (1 + 0,25 \max(1,75; 100 \rho_{tot})) \left(1 - 0,2 \min(2; \frac{L_v}{h}) \right) \sqrt{f_c} b_w z \quad (2.33)$$

Η διατμητική αντοχή V_R υποστυλώματος με λόγο διάτμησης $\alpha_s \leq 2,0$ δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε θλιπτική αστοχία του σκυροδέματος κατά τη διαγώνιο του στοιχείου $V_{R,max}$, η οποία υπό ανακυκλιζόμενες μετελαστικές παραμορφώσεις, μειώνεται με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων, $\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1$, ως εξής (μονάδες MN και m):

$$V_{R,max} = \frac{4/7(1 - 0,02 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \left(1 + 1,35 \frac{N}{A_c f_c} \right) (1 + 0,45(100 \rho_{tot})) \sqrt{\min(40; f_c)} b_w z \sin 2\delta \quad (2.34)$$

2.8.5 ΣΥΝΟΨΗ

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 όλες οι παραπάνω τιμές διαιρούνται με τους παρακάτω συντελεστές ανάλογα τον τύπο του στοιχείου:

- Σε πρωτεύοντα στοιχεία: $\gamma_{el} = 1.15$.
- Σε δευτερεύοντα στοιχεία: $\gamma_{el} = 1.0$.

Στοιχεία	Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
πλάστιμα πρωτεύοντα	$\theta_{sd} \leq \theta_y$	$\theta_{sd} \leq 0.75 \theta_{u,m-\sigma}$	$\theta_{sd} \leq \theta_{u,m-\sigma}$
πλάστιμα δευτερεύοντα		$\theta_{sd} \leq 0.75 \theta_{u,m}$	$\theta_{sd} \leq \theta_{u,m}$
ψαθυρά πρωτεύοντα	$V_{sd} \leq V_{Rd,EC8} / 1.15$		
ψαθυρά δευτερεύοντα	$V_{sd} \leq V_{Rm,EC8}$		

Πίνακας 2.7 - Σύνοψη κριτηρίων ελέγχου σταθμών επιτελεστικότητας.

2.9 ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

Το προσομοίωμα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, όπως περιγράφεται παρακάτω. Τα φορτία αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Κατά τη διάρκεια της διαδικασίας της φόρτισης, κάθε φορά που κάποια διατομή διαρρέει (δηλαδή σχηματίζεται μια πλαστική άρθρωση) το προσομοίωμα τροποποιείται με την εισαγωγή κατάλληλων συνδέσμων και η επαυξητική διαδικασία συνεχίζεται. Σε κάθε βήμα της ανάλυσης καταγράφεται αφενός η τέμνουσα βάση (δηλαδή το άθροισμα των οριζόντιων φορτίων) και αφετέρου η μετακίνηση ενός χαρακτηριστικού σημείου του εξεταζόμενου φορέα (κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη προτείνεται να συνεχίζεται μέχρι την τιμή που αντιστοιχεί στο 150% της στοχευόμενης μετακίνησης.

Ως κόμβος ελέγχου για τη σχεδίαση της καμπύλης αντίστασης λαμβάνεται το κέντρο μάζας του ανώτατου ορόφου. Για κτίρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα ο κόμβος ελέγχου ενδείκνυται να λαμβάνεται το κέντρο μάζας της οροφής του πλήρους υποκείμενου ορόφου.

Πρέπει να σημειωθεί ότι τα εντατικά μεγέθη και οι στροφές των δομικών στοιχείων στην αρχή κάθε υπολογιστικού βήματος έχουν την ίδια τιμή με τα αντίστοιχα μεγέθη στο τέλος του προηγούμενου βήματος. Κάθε φορά που εφαρμόζεται μία νέα κατανομή προσασυνημένων οριζόντιων φορτίων διενεργείται μία νέα ανάλυση, η οποία αρχίζει από μηδενικές αρχικές συνθήκες. Κατά συνέπεια, ο προσδιορισμός του σημείου διαρροής μίας νέας ομάδας στοιχείων γίνεται προσθέτοντας τα εντατικά μεγέθη και τις στροφές της τρέχουσας ανάλυσης στο άθροισμα των μεγεθών που έχουν προκύψει από τις προηγούμενες αναλύσεις. Έτσι, χαράσσεται η καμπύλη τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κορυφής που ονομάζεται καμπύλη αντίστασης, θεωρείται αντιπροσωπευτική της γενικότερης σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής και αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

2.9.2 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ

Τα οριζόντια φορτία θα εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις («θετική» - «αρνητική») και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα μεγέθη απόκρισης που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο.

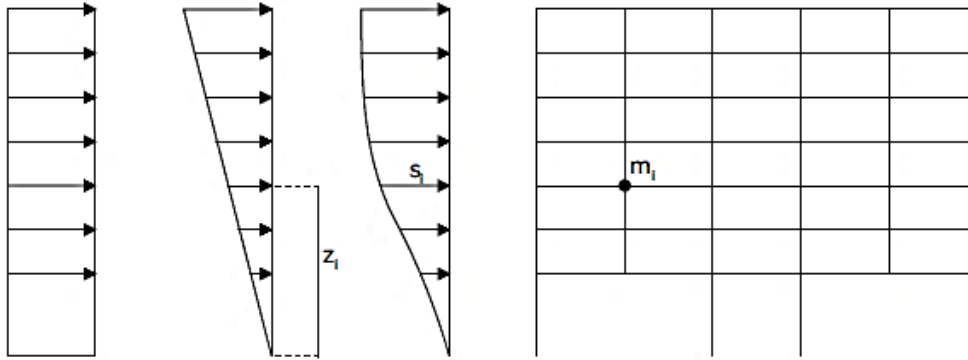
Σύμφωνα με το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8 απαιτείται η εφαρμογή τουλάχιστον δύο από τις ακόλουθες κατανομές των οριζόντιων φορτίων καθ' ύψος, με υποχρεωτική την ομοιόμορφη κατανομή:

- Ομοιόμορφη κατανομή: οι οριζόντιες δυνάμεις είναι ανάλογες με τη μάζα, ανεξάρτητα από τη στάθμη (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης).
- Τριγωνική κατανομή: οι οριζόντιες δυνάμεις είναι ανάλογες με το ύψος της στάθμης z_i .

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (2.35)$$

- Ιδιομορφική κατανομή: οι οριζόντιες δυνάμεις είναι ανάλογες της μετατόπισης s_i της μάζας στην θεμελιώδη ιδιομορφή κάθε κατεύθυνσης, που προκύπτει από την ελαστική ανάλυση.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (2.36)$$



Εικόνα 2.19 - Κατανομές φόρτισης: Ομοιόμορφη (ορθογωνική), τριγωνική και ιδιομορφική.

2.10 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Ο προσδιορισμός της καμπύλης ικανότητας μίας υφιστάμενης κατασκευής είναι εξαιρετικά χρήσιμος, γιατί παρέχει σημαντικές πληροφορίες τόσο για τα χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς του κτιρίου, όσο και για την επιλογή των μεθόδων ενίσχυσης. Προκειμένου να κριθεί αν η κατασκευή πληροί τους στόχους αποτίμησης ή ανασχεδιασμού που έχουν τεθεί, όσον αφορά είτε στην υπάρχουσα κατάστασή της είτε στις επεμβάσεις που απαιτούνται, πρέπει να εκτιμηθεί η μέγιστη πιθανή μετακίνηση που αντιστοιχεί στη δράση σχεδιασμού (στοχευόμενη μετακίνηση).

2.10.1 ΜΕΘΟΔΟΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

Στο Παράρτημα Β του μέρους 1 του Ευρωκώδικα 8 περιγράφεται μια μέθοδος υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης, η οποία παρουσιάζει ομοιότητες με τη μέθοδο N2, μέθοδος η οποία προτάθηκε από τον Fajfar και βασίζεται σε εμπειρικές σχέσεις που συνδέουν το συντελεστή συμπεριφοράς με την πλαστιμότητα.

Στη μέθοδο του EC8, έχοντας ως δεδομένο το ελαστικό φάσμα της ανάλυσης και έχοντας χαράξει την καμπύλη ικανότητας, που απεικονίζει την σχέση μεταξύ της τέμνουσας δύναμης βάσης και της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου, υπολογίζονται οι οριζόντιες ανηγμένες δυνάμεις F_i συναρτήσει των αντίστοιχων ανηγμένων μετακινήσεων Φ_i , αφού οι μετακινήσεις έχουν κανονικοποιηθεί έτσι ώστε $\Phi_n=1$.

Στη συνέχεια γίνεται η μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του πολυβάθμιου συστήματος (Σ.Π.Ε.Κ.) της πραγματικής κατασκευής, στην καμπύλη του ισοδύναμου μονοβάθμιου

Η μάζα ισοδύναμου ΣΜΕΚ, m^* καθορίζεται ως εξής:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (2.37)$$

και ο συντελεστής μετατροπής δίνεται από την σχέση:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (2.38)$$

Έτσι, διαιρώντας την τέμνουσα δύναμη βάσης, F_b , και την μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, d_n , του πολυβάθμιου συστήματος (Σ.Π.Ε.Κ.) με το συντελεστή μετατροπής, Γ , υπολογίζονται τα αντίστοιχα μεγέθη, F^* και d^* , του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (2.39)$$

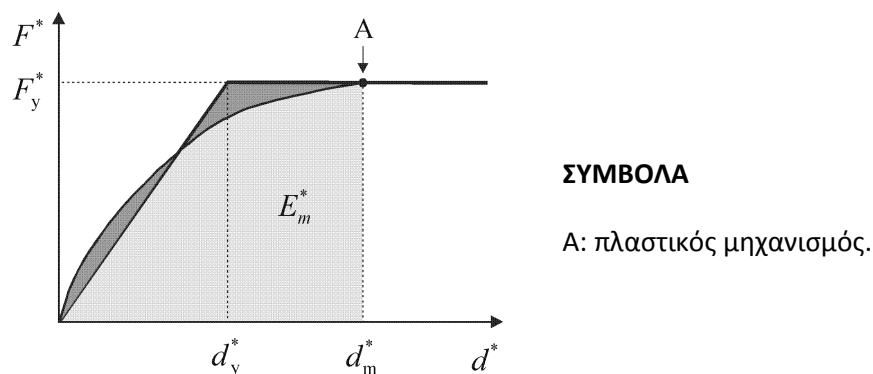
$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (2.40)$$

Στη συνέχεια προσδιορίζεται η δύναμη διαρροής F_y^* , που εκφράζει την οριακή αντοχή του ιδεατού συστήματος και η οποία ισούται με την τέμνουσα δύναμη βάσεως στην δημιουργία του πλαστικού μηχανισμού. Για τη μόρφωση της ιδεατής πλήρως ελαστοπλαστικής διγραμμικής καμπύλης γίνεται η υπόθεση των ίσων μετακινήσεων.

Συγκεκριμένα, η αρχική δυσκαμψία του ιδεατού συστήματος καθορίζεται με τέτοιο τρόπο ώστε οι επιφάνειες κάτω από την πραγματική και την ιδεατή καμπύλη δύναμης –μετακίνησης να είναι ίσες, όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.6. και η μετακίνηση διαρροής d_y^* του ιδεατού συστήματος ΣΜΕΚ δίνεται από τη σχέση:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (2.41)$$

όπου E_m^* είναι η πραγματική ενέργεια παραμόρφωσης έως την δημιουργία του πλαστικού μηχανισμού.



Εικόνα 2.20 - Προσδιορισμός ιδεατής πλήρως ελαστοπλαστικής σχέσης δύναμης-μετακίνησης.

Αφού υπολογιστεί η περίοδος T^* του ιδεατού ισοδύναμου συστήματος ΣΜΕΚ, η οποία προσδιορίζεται από τη σχέση Β.7, στη συνέχεια γίνεται ο προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (Σ.Μ.Ε.Κ.) ανάλογα με την περιοχή της περιόδου του μονοβάθμιου.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (2.42)$$

Αρχικά υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση του φορέα με περίοδο T^* και απεριορίστα ελαστική συμπεριφορά, που δίνεται από τη σχέση:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (2.43)$$

όπου $S_e(T^*)$ είναι το φάσμα απόκρισης ελαστικής επιτάχυνσης στην περίοδο T^* .

Για τον καθορισμό της μετακίνησης-στόχου d_t^* σε φορείς στην περιοχή βραχέων περιόδων και σε φορείς στις περιοχές μεσαίων και μακρών περιόδων πρέπει να χρησιμοποιούνται διαφορετικές εκφράσεις όπως υποδεικνύεται παρακάτω. Η περίοδος διαχωρισμού μεταξύ της περιοχής βραχέων και μεσαίων περιόδων είναι η T_c .

- Περιοχή βραχέων περιόδων ($T^* < T_c$)
 - Εάν $F_y^* / m^* \geq S_e(T^*)$, η απόκριση είναι ελαστική και επομένως

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (2.44)$$

- Εάν $F_y^* / m^* < S_e(T^*)$, η απόκριση είναι μη-γραμμική και

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (2.45)$$

όπου q_u είναι ο λόγος της επιτάχυνσης φορέα με απεριορίστα ελαστική συμπεριφορά $S_e(T^*)$ προς αυτήν ενός φορέα με περιορισμένη αντοχή F_y^* / m^* .

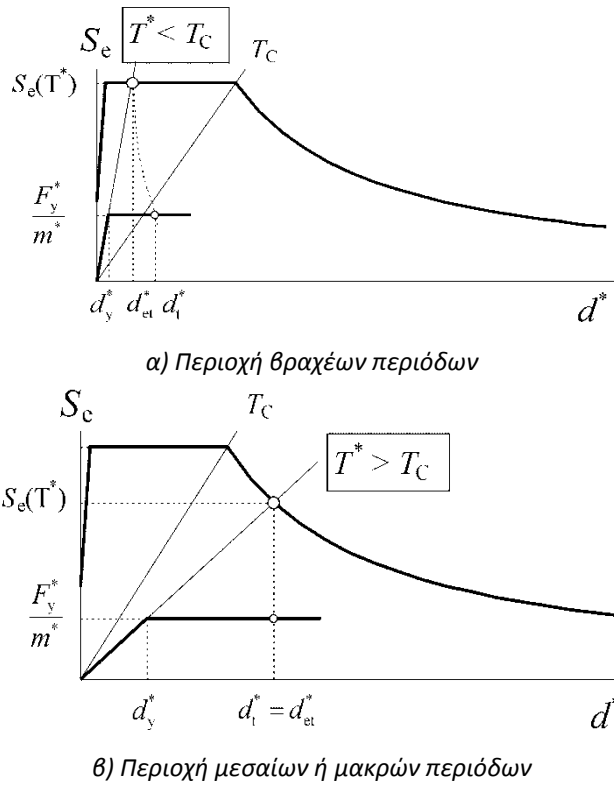
$$q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \quad (2.46)$$

- Περιοχή μεσαίων και μακρών περιόδων ($T^* \geq T_c$)

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (2.47)$$

Η d_t^* δεν χρειάζεται να υπερβαίνει το $3 d_{et}^*$.

Η σχέση μεταξύ των διαφόρων μεγεθών απεικονίζεται στην Εικόνα 2.21 α) και β). Τα σχήματα έχουν δειχθεί σε μορφή διαγραμμάτων επιτάχυνσης – μετακίνησης. Η περίοδος T^* αντιστοιχεί στην πολική ακτίνα από την αρχή του συστήματος συντεταγμένων έως το σημείο του ελαστικού φάσματος απόκρισης που καθορίζεται από συντεταγμένες $d^* = S_e(T^*) (T^*/2\pi)^2$ και $S_e(T^*)$.



Εικόνα 2.21 - Προσδιορισμός της μετακίνησης-στόχου για το ισοδύναμο σύστημα ΣΜΕΚ.

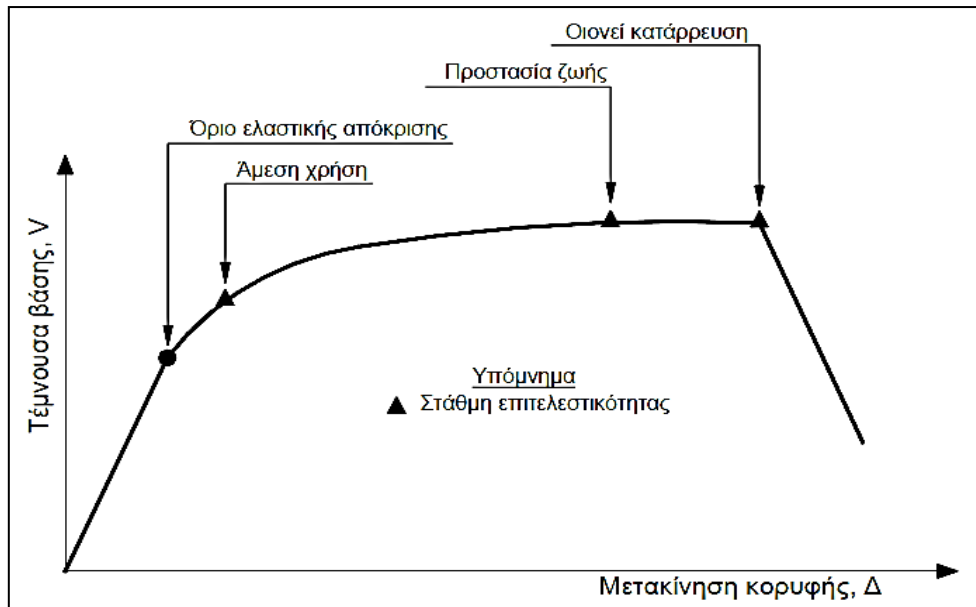
Στην περίπτωση που η στοχευόμενη μετακίνηση d_t^* που καθορίζεται στο τέταρτο βήμα (B5) διαφέρει σημαντικά από την μετακίνηση d_m^* (Εικόνα 2.21) που χρησιμοποιείται για τον καθορισμό της ιδεατής πλήρως ελαστοπλαστικής σχέσης δύναμης – μετακίνησης στο δεύτερο βήμα (B3), μπορεί να εφαρμοστεί επαναληπτική διαδικασία, στην οποία τα παραπάνω βήματα επαναλαμβάνονται, χρησιμοποιώντας την d_t^* (και την αντίστοιχη F_y^*) αντί της d_m^* .

Αφού υπολογιστεί η στοχευόμενη μετακίνηση d_t^* του μονοβάθμιου συστήματος, στοχευόμενη μετακίνηση d_t του πολυβάθμιου συστήματος, που αντιστοιχεί στον κόμβο ελέγχου προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (2.48)$$

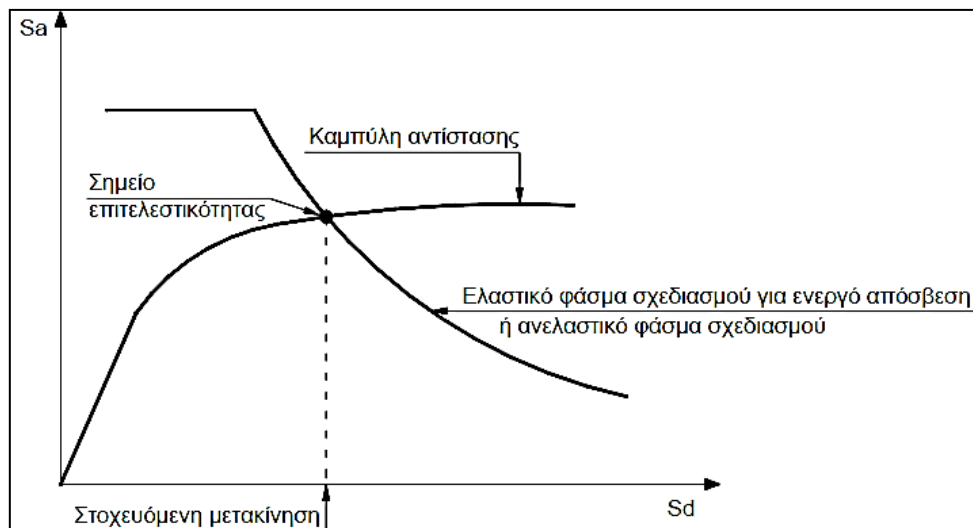
2.11 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΦΟΡΕΑ

Μετά την κατασκευή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής και τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης, τοποθετούνται πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεσματικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή. Θα πρέπει να σημειωθεί, ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεσματικότητας πάνω στην καμπύλη αντίστασης, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής για τα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανής και απαιτεί καλή κρίση μηχανικού. Αυτό συμβαίνει γιατί μία στάθμη επιτελεσματικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεσματικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία, είναι πιθανόν ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεσματικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από αυτή τη στάθμη.



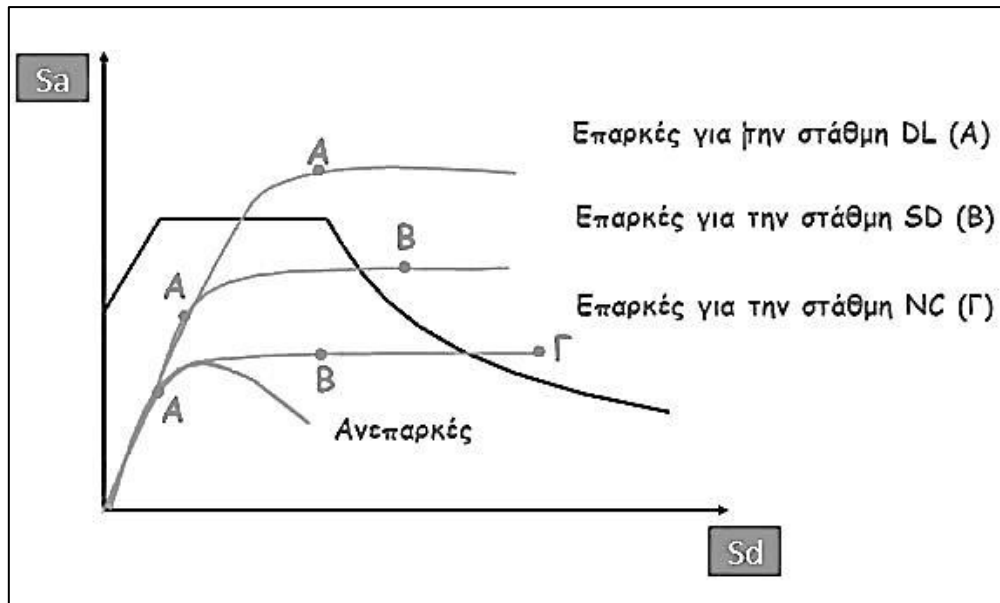
Εικόνα 2.22 - Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη αντίστασης.

Η φιλοσοφία καθορισμού του σημείου επιτελεστικότητας βασίζεται στον υπολογισμό του σημείου που αντιστοιχεί στην εξισορρόπηση της απαίτησης (demand), σύμφωνα με το επιθυμητό φάσμα σχεδιασμού, και της αντοχής (capacity) της κατασκευής. Σε διάγραμμα ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum), η εξισορρόπηση αυτή για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα συμβαίνει στο σημείο τομής της καμπύλης αντίστασης και του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην ενεργό απόσβεση για τη μέγιστη μετακίνηση (η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται με βάση την πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση) ή του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος.



Εικόνα 2.23 - Σημείο επιτελεστικότητας.

Με βάση τη θέση των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στο φάσμα αντίστασης και ανάλογα με τη σχέση με το σημείο τομής γίνεται ο έλεγχος επάρκειας του φορέα για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.24.

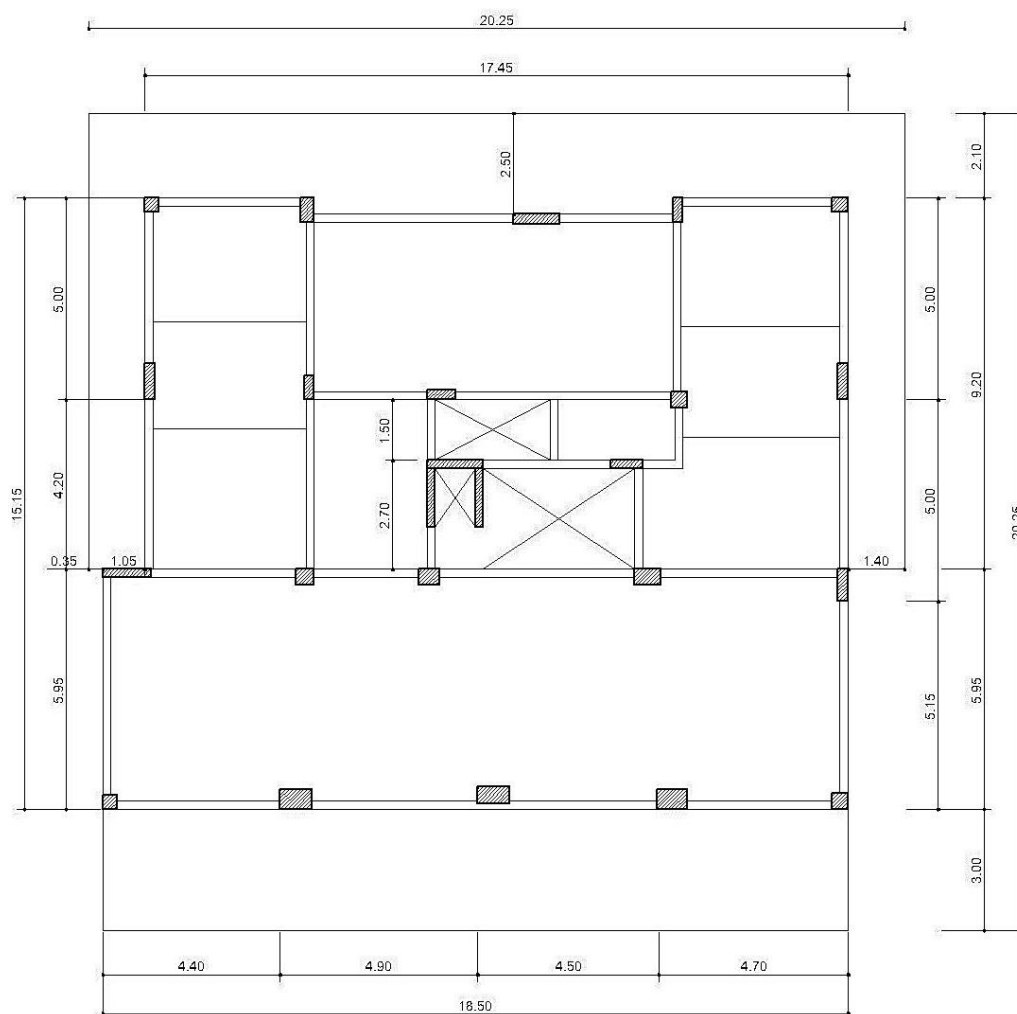


Εικόνα 2.24 - Έλεγχος επάρκειας φορέα.

3. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΕΣΣΑΡΩΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ Ο.Σ.

3.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΗΡΙΩΝ

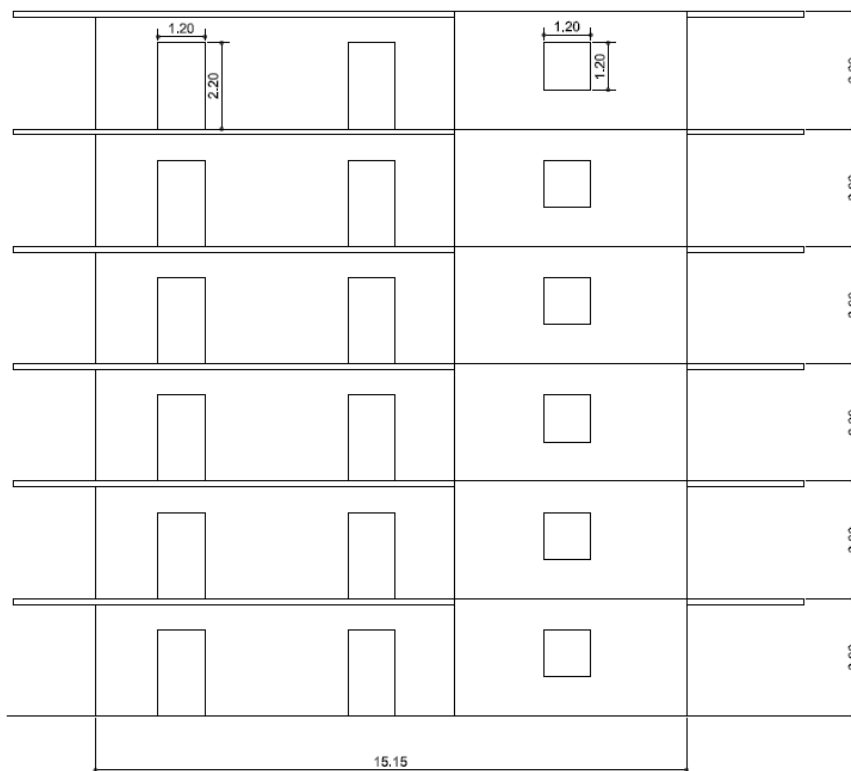
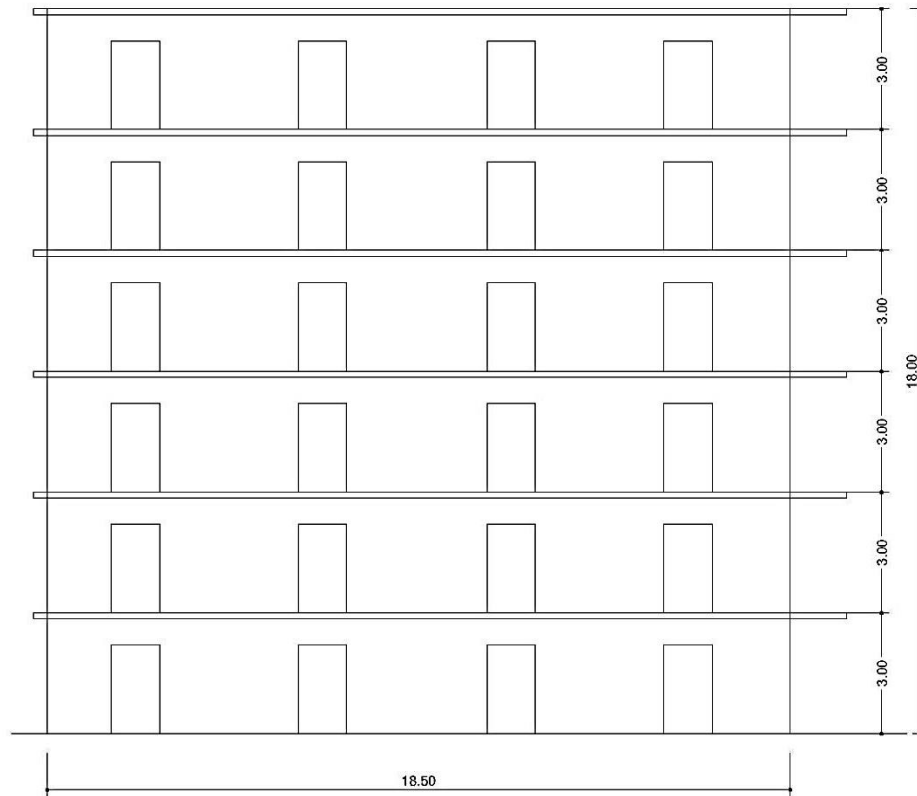
Το πρώτο υπό μελέτη κτήριο είναι ένα εξαώροφο κτήριο, που αποτελείται από ισόγειο και πέντε ορόφους με ύψος ορόφου 3.00 μ. και εμβαδόν κάθε ορόφου 267 τ.μ.. Η κάτοψη του έχει ορθογωνικό σχήμα διαστάσεων 18.50 x 15.15 μ. Είναι κατασκευασμένο από σκυρόδεμα B225 και οι οπλισμοί των διαμήκων και των εγκάρσιων οπλισμών είναι ποιότητας StIII.



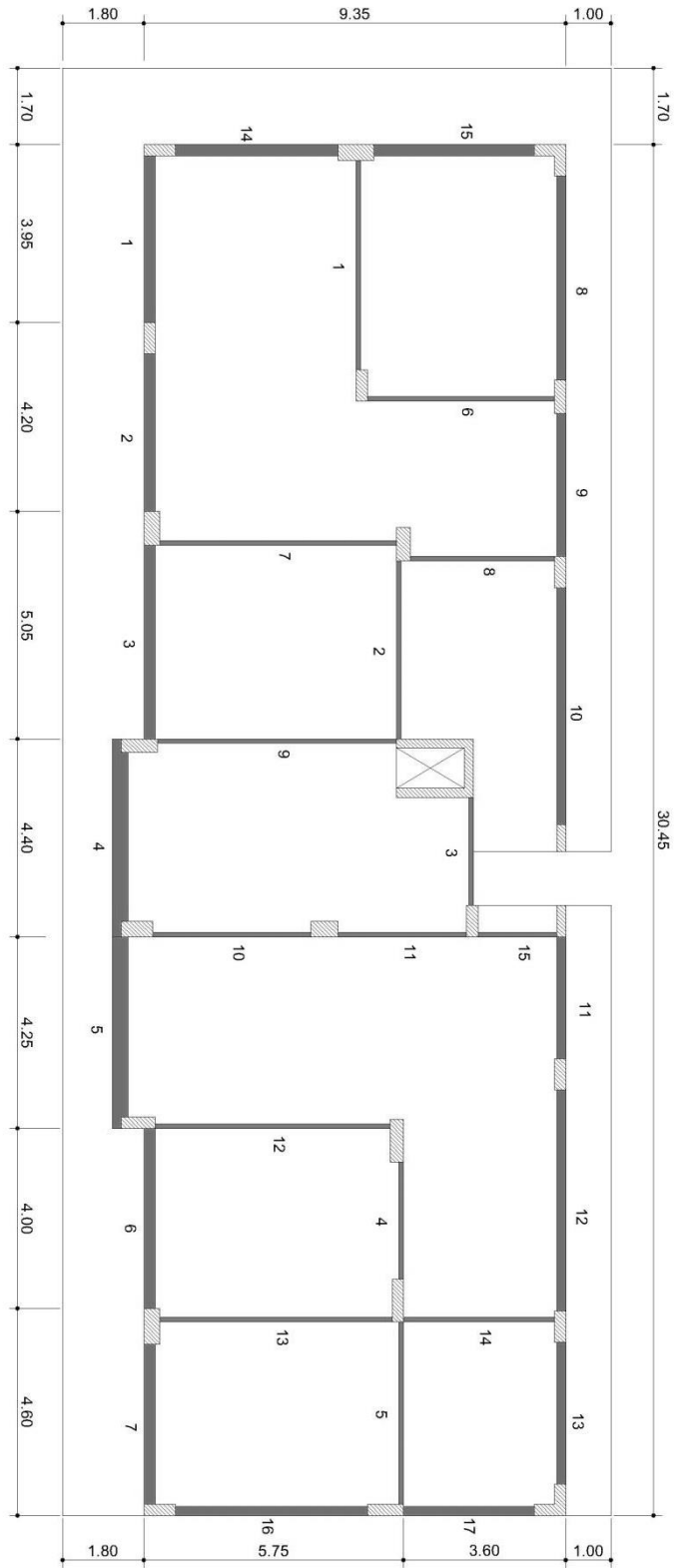
Εικόνα 3.1 - Κάτοψη τυπικού ορόφου Κτηρίου 1.

Το δεύτερο υπό μελέτη κτήριο είναι ένα εννιάωροφο κτήριο, που αποτελείται από ισόγειο και οκτώ ορόφους με ύψος ορόφου 3.00 μ. και εμβαδόν τυπικού ορόφου 290 τ.μ.. Η επιφάνεια των δύο τελευταίων ορόφων μειώνεται κλιμακωτά, όπως φαίνεται στην τομή του κτηρίου στην Εικόνα 3.3. Η κάτοψη του έχει επίμηκες ορθογωνικό σχήμα διαστάσεων 30.45 x 9.35 μ. Είναι κατασκευασμένο από σκυρόδεμα B225 και οι οπλισμοί των διαμήκων και των εγκάρσιων οπλισμών είναι ποιότητας StIII.

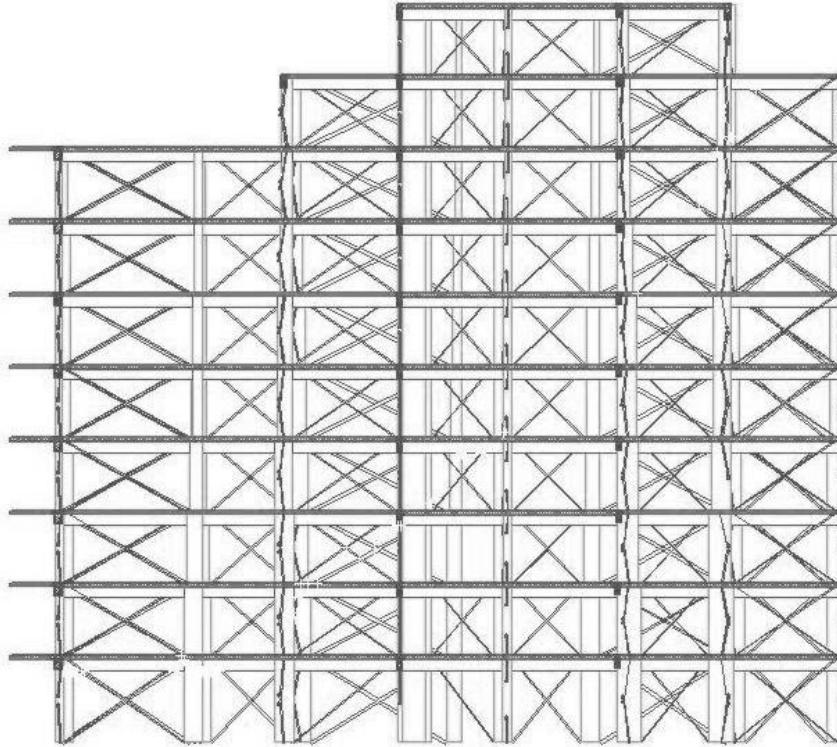
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3



Εικόνα 3.2 – Ενδεικτικές όψεις Κτηρίου 1.

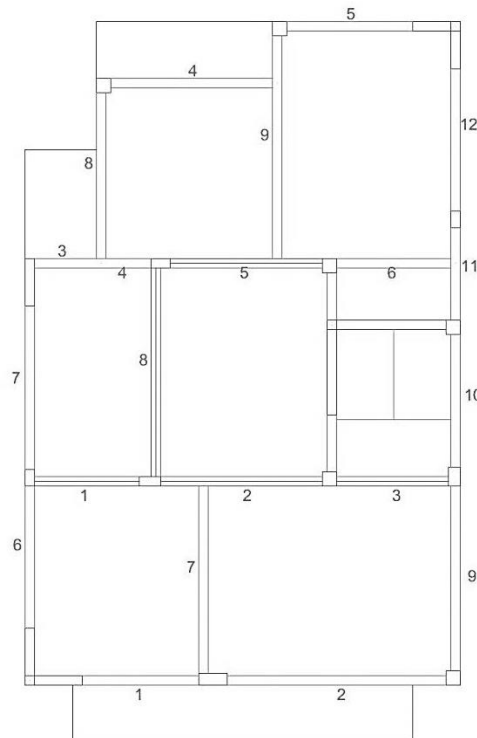


Εικόνα 3.3 - Κάτοψη τυπικού ορόφου Κτηρίου 2.



Εικόνα 3.4 - Τομή Κτηρίου2 με τοιχοπληρώσεις.

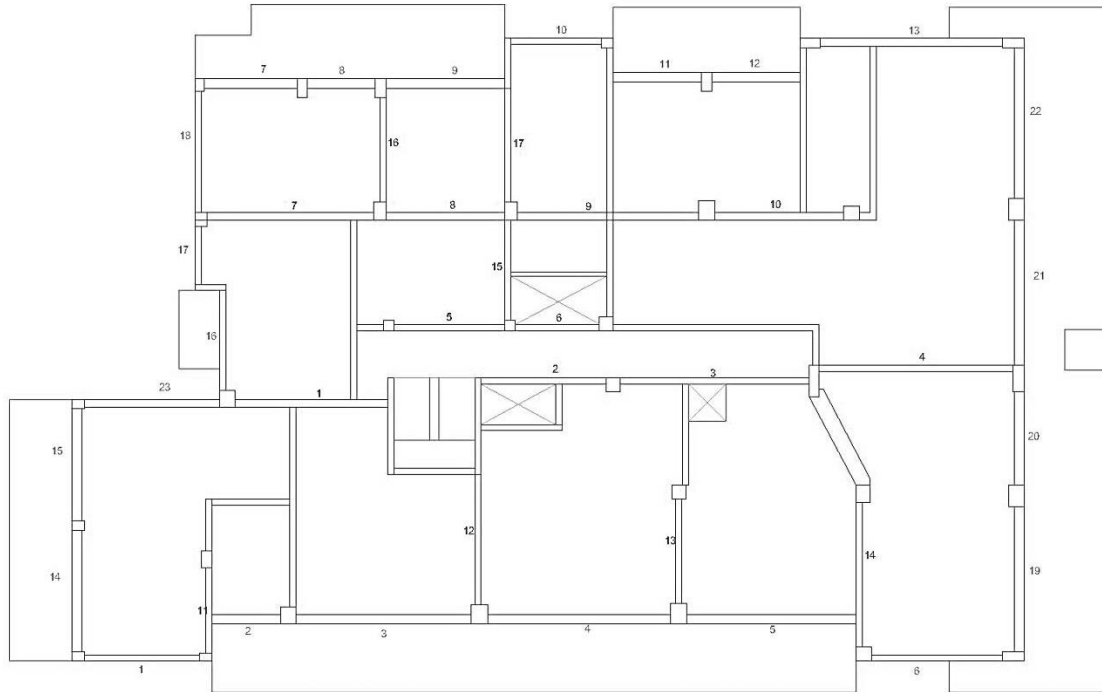
Το τρίτο υπό μελέτη κτήριο είναι ένα διώροφο κτήριο ορόφου 3.00 μ. και εμβαδόν τυπικού ορόφου 117 τ.μ Η κάτοψη του έχει επίμηκες ορθογωνικό σχήμα με εσοχές στην αριστερή πλευρά διαστάσεων 9.15 x 14.00 μ. Είναι κατασκευασμένο από σκυρόδεμα Β160 και οι οπλισμοί των διαμήκων και των εγκάρσιων οπλισμών είναι ποιότητας St1.



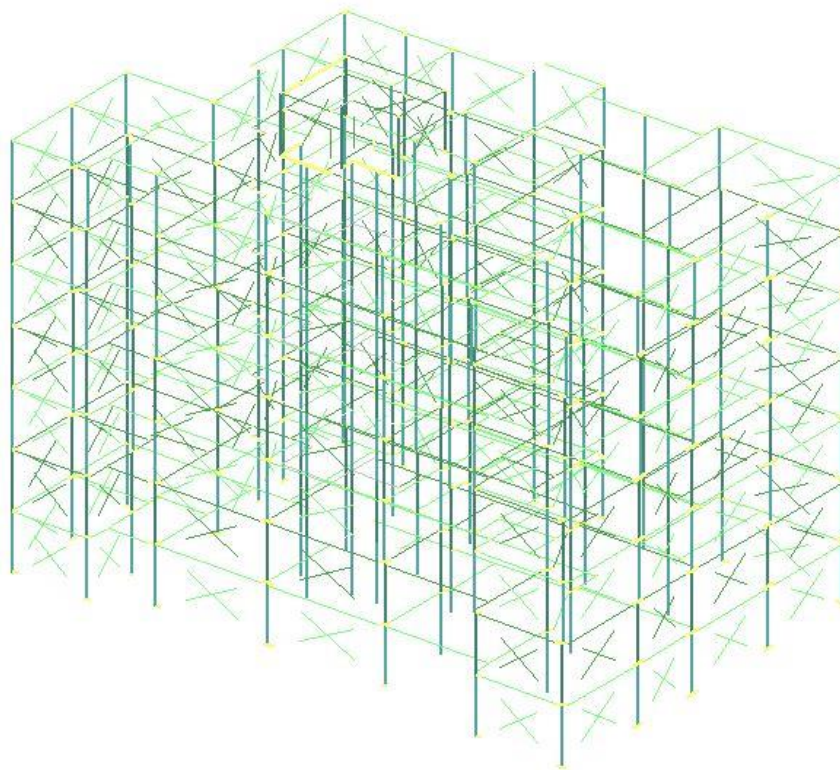
Εικόνα 3.5 - Σκαρίφημα τυπικού ορόφου Κτηρίου 3 και αρίθμηση τοιχοπληρώσεων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Το τέταρτο υπό μελέτη κτήριο είναι ένα επταώροφο κτήριο με δώμα, που αποτελείται από ισόγειο και έξι ορόφους με ύψος ορόφου 3.00 μ. και εμβαδόν τυπικού ορόφου 520 τ.μ. Η κάτοψη του έχει επίμηκες ορθογωνικό σχήμα με εσοχές διαστάσεων 30.60 x 20.00 μ. Είναι κατασκευασμένο από σκυρόδεμα Β225 και οι οπλισμοί των διαμήκων και των εγκάρσιων οπλισμών είναι ποιότητας StIII.



Εικόνα 3.6 - Σκαρίφημα τυπικού ορόφου Κτηρίου 4 και αρίθμηση τοιχοπληρώσεων.



Εικόνα 3.7 – Χωρικό προσομοίωμα Κτηρίου 4.

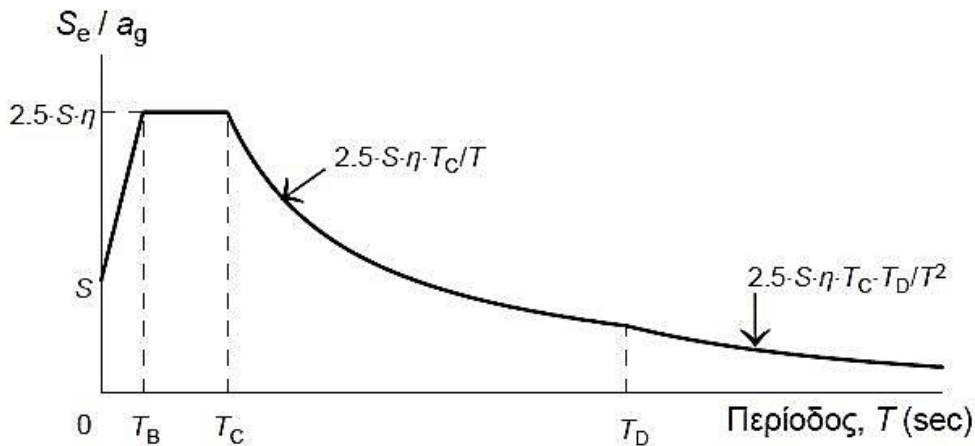
Ο φέρων οργανισμός των κτηρίων είναι κατασκευασμένος από οπλισμένο σκυρόδεμα, με στατικό σύστημα πλαισιωτό. Τα κτήρια κατασκευάστηκαν τη δεκαετία του 1970 και έχουν μελετηθεί σύμφωνα με τον Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 με συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης $\epsilon=0,04$. Για τα κτήρια ήταν διαθέσιμοι οι ξυλότυποι του τυπικού ορόφου, καθώς και πίνακας με τις διατομές και τους οπλισμούς των υποστυλωμάτων όλων των ορόφων (βλ. Παράρτημα). Η θεμελίωση του φορέα αποτελείται από πέδιλα με συνδετήριες δοκούς. Ο οργανισμός πλήρωσης αποτελείται από οπτοπλινθοδομές, είτε δρομικές είτε μπατικές, σύμφωνα με την αρχιτεκτονική μελέτη.

3.2 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ

Τα εξεταζόμενα κτήρια υπάγονται στην σεισμική ζώνη Z1 με μέγιστη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση $\alpha=0.16g$. Η χρήση των κτηρίων ως κατοικία τα κατατάσσει στην κατηγορία σπουδαιότητας II. Έτσι ο συντελεστής σπουδαιότητας τους λαμβάνεται ίσος με $\gamma = 1.00$. Το υπέδαφος των εξεταζόμενων κτηρίων θεωρείται ότι είναι Κατηγορίας B και χρησιμοποιήθηκε το αντίστοιχο φάσμα του Ευρωκώδικα 8. Ο συντελεστής εδάφους είναι ίσος με $S = 1.20$. Η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού δεν λήφθηκε υπόψη.

Σεισμική δράση	
Σεισμική ζώνη	Z1
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αg	0.160
Σπουδαιότητα κτιρίου	II (συνήθη κτίρια)
Συντελεστής σπουδαιότητας γ	1.000
Συντελεστής τοπογραφίας S_t	1.000
Παράμετροι φάσματος	
Φάσμα	Φάσμα σχεδιασμού
Εδαφικός τύπος	B
Συντελεστής εδάφους S	1.200

Εικόνα 3.8 – Παράμετροι φάσματος σχεδιασμού.



Εικόνα 3.9 – Ελαστικό φάσμα απόκρισης.

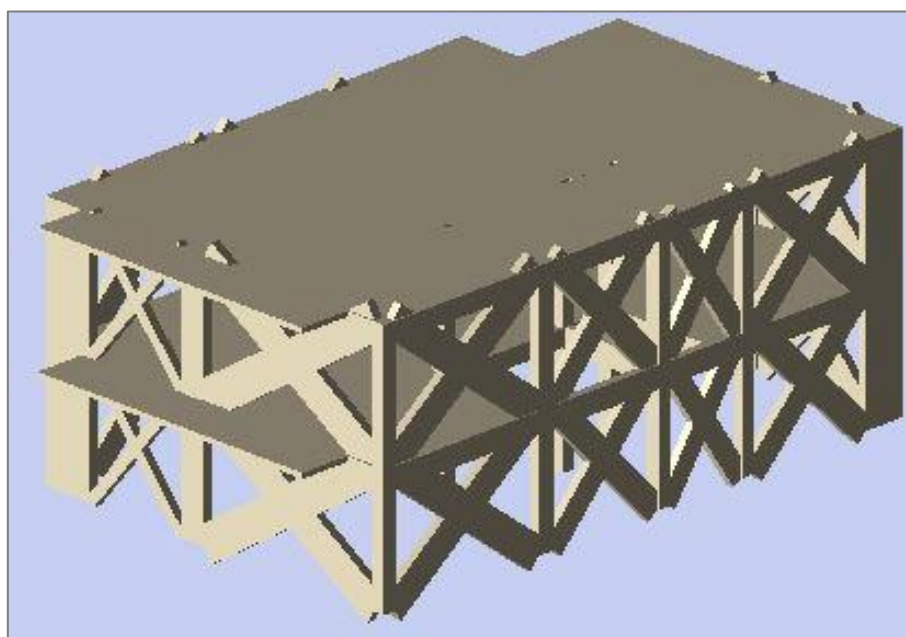
3.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ

3.3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η ανάλυση του υφιστάμενου κτιρίου έγινε με τη χρήση του προγράμματος FESPA (5.6.0.14). Ο φορέας προσομοιώθηκε όπως προδιαγράφεται στον Ευρωκώδικα 8. Το υπολογιστικό προσομοίωμα είναι χωρικό και περιλαμβάνει το σύνολο των γραμμικών δομικών στοιχείων. Η προσομοίωση έγινε με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων δοκού που διαθέτουν τα προγράμματα. Ο άξονάς τους ταυτίζεται με τον κεντροβαρικό άξονα δοκών και υποστυλωμάτων. Στους κόμβους των πλαισίων θεωρήθηκαν απολύτως στερεά τμήματα (άκαμπτες απολήξεις). Επίσης, με οριζόντιους απολύτως στερεούς βραχίονες προσομοιώθηκαν και οι εκκεντρότητες που προκύπτουν τόσο λόγω της μεταβολής των διατομών των κατακόρυφων στοιχείων από όροφο σε όροφο, όσο και λόγω της έκκεντρης στήριξης των δοκών.

Η δυσκαμψία όλων των φερόντων στοιχείων υπολογίστηκε όπως περιγράφεται στην παράγραφο 3.3.4.

Οι πλάκες θεωρήθηκαν απολύτως απαραμόρφωτες στο επίπεδό τους. Κάνοντας χρήση της ενσωματωμένης δυνατότητας του προγράμματος για την προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας στις στάθμες των ορόφων. Η μάζα και η μαζική ροπή αδράνειας θεωρήθηκαν συγκεντρωμένες στα κέντρα βάρους (γεωμετρικά κέντρα) των ορόφων (διαφράγματα), με τρεις ελευθερίες κίνησης (δύο μεταφορικές κατά τις διευθύνσεις x και y και μία στροφική γύρω από τον άξονα z).



Εικόνα 3.10 – Τρισδιάστατο φυσικό προσομοίωμα του Κτηρίου 3 με διαγώνιους θλιπτήρες-ελκυστήρες με μισή δυσκαμψία.

Στο προσομοίωμα δεν συμπεριλαμβάνονται τα δομικά στοιχεία της θεμελίωσης και τα υποστυλώματα θεωρούνται πακτωμένοι στη στάθμη $z = \pm 0.00$ μ. και έτσι δεν λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους – θεμελίωσης.

Τέλος, στο προσομοίωμα λαμβάνονται υπόψη οι τοιχοποιίες, τόσο οι εξωτερικές όσο και οι εσωτερικές, που πληρούν τα κριτήρια του Ευρωκώδικα 8. Η προσομοίωση τους έγινε σύμφωνα με όσα περιγράφονται στο Κεφάλαιο 2. Έτσι, οι τοιχοπληρώσεις μετέχουν στη δυσκαμψία του κτιρίου έναντι οριζοντίων δράσεων, ενώ λαμβάνονται υπ' όψιν και ως ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία επί των υποκείμενων δοκών.

3.3.2 ΥΛΙΚΑ

Το οπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας B160 έχει μέση θλιπτική αντοχή κυβικού δοκιμίου 22.5MPa. Το οπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας B225 έχει μέση θλιπτική αντοχή κυβικού δοκιμίου 22.5MPa. Ο χάλυβας κατηγορίας StI (S220) έχει μέση τιμή αντοχής 275MPa και οριακή παραμόρφωση $\epsilon_{sum}=10-12\%$. Ο χάλυβας κατηγορίας StIII (S400) έχει μέση τιμή αντοχής 483MPa και οριακή παραμόρφωση $\epsilon_{sum}=5\%$.

3.3.3 ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

ΠΛΑΚΕΣ

Στις πλάκες του φορέα εφαρμόστηκαν τα ακόλουθα φορτία:

- Μόνιμα φορτία
 - Ίδιο βάρος πλακών
 - Φορτία επικαλύψεων : $g=1.50 \text{ KN/m}^2$
- Κινητά φορτία

Θεωρήθηκε φορτίο $q=2.00 \text{ KN/m}^2$ σε όλους τους ορόφους, ενώ στα κλιμακοστάσια το $q=3.50 \text{ KN/m}^2$ και στους προβόλους το $q=5.00 \text{ KN/m}^2$

Η μεταφορά των φορτίων (μόνιμων και κινητών) από τους πλάκες τους δοκούς έγινε μέσω των επιφανειών επιρροής, οι οποίες υπολογίσθηκαν αυτόματα από το πρόγραμμα μέσω τους εντολής «Προσαρμογή πλακών-δοκών». Η διαφραγματική λειτουργία προσομοιώθηκε δίνοντας στις περιμετρικές δοκούς δυσκαμψία της τάξης του 10^8 στην διεύθυνση εκτός του επιπέδου των δοκών.

Τα κινητά φορτία σχεδιασμού συνδυάζονται με τα μόνιμα φορτία με βάση τον συνδυασμό $G+\psi_2 \cdot Q$. Η τιμή του συντελεστή συνδυασμού ψ_2 για τη μακροχρόνια («οιονεί μόνιμη») τιμή των κινητών φορτίων ελήφθη ίση με $\psi_2 = 0.3$.

ΔΟΚΟΙ

Οι δοκοί φορτίστηκαν με το ίδιο βάρος τους, καθώς και με τα φορτία των πλακών με βάση τις επιφάνειες επιρροής. Επιπλέον, επιβλήθηκε σε αυτές φορτίο λόγω του ίδιου βάρους των τοιχοποιιών. Το φορτίο των τοιχοποιιών δίνεται ως επιπλέον ομοιόμορφο φορτίο σύμφωνα με την σχέση 3.1:

$$g_{\text{τοιχοπ}} = \gamma_{\text{τοιχοπ}} \times (H_{\text{ορόφου}} - H_{\text{δοκού}}) \quad (3.1)$$

Ο υπολογισμός του ομοιόμορφου αυτού φορτίου γίνεται θεωρώντας ίδιο βάρος $\gamma_{\text{τοιχοπ}}$ για τους τοιχοποιίες 2.10 και 3.60 kN/m² για δρομική και μπατική τοιχοποιία αντίστοιχα, ενώ τους περιπτώσεις αξιόλογων ανοιγμάτων αφαιρείται κατά τον υπολογισμό το αντίστοιχο εμβαδόν.

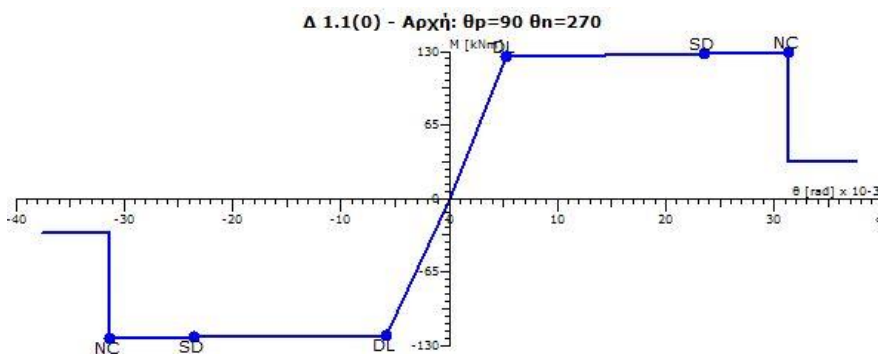
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ - ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

Τα υποστυλώματα φορτίστηκαν με το ίδιο βάρος τους, καθώς και με τα φορτία που μεταβιβάζονται σε αυτά από τις δοκούς. Οι διαστάσεις, η μορφή των διατομών καθώς και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων εφαρμόστηκαν σύμφωνα με τα κατασκευαστικά σχέδια.

3.3.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

Από την ανάλυση με το πρόγραμμα FESPA προέκυψαν οι καμπύλες αντοχής των δοκών και των υποστυλωμάτων στα άκρα τους και για κάθε φορά φόρτισης. Πρόκειται για μία προσέγγιση της πραγματικής καμπύλης $M - \theta$ μέσω ενός πολυγραμμικού διαγράμματος με τον πρώτο ευθύγραμμο κλάδο να παρακάμπτει τη ρηγμάτωση και να εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη διαρροή του στοιχείου, διάγραμμα το οποίο θεωρείται επαρκές από τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3. Το διάγραμμα συνεχίζεται στον μετελαστικό κλάδο, όπου βρίσκεται το σημείο που αντιστοιχεί στη στάθμη των «Σημαντικών βλαβών» ($0.75\theta_{u1}$) και το σημείο της αστοχίας του μέλους (θ_{u1}). Τέλος αναπαρίσταται και η απομένουσα αντίσταση του μέλους, η οποία συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

Στη συνέχεια απεικονίζεται ενδεικτικά η καμπύλη αντοχής $M - \theta$ ενός δομικού στοιχείου (Εικόνα 3.11).



Εικόνα 3.11 - Ενδεικτική καμπύλη αντοχής δοκού.

Όσον αφορά τις καμπύλες αντοχής των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων είναι απαραίτητο να ληφθεί υπ' όψη η αλληλεπίδραση της αξονικής δύναμης και της ροπής. Έτσι, κατά τον υπολογισμό των διαγραμμάτων ροπών καμπυλοτήτων στο πρόγραμμα λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της αξονικής δύναμης στην καμπτική αντοχή μέσω του προσδιορισμού της καμπύλης αλληλεπίδρασης $M-N$.

Με βάση τα διαγράμματα αντοχής των μελών υπολογίζεται για κάθε μέλος και στα δύο του άκρα για κάθε φορά φόρτισης η ενεργή δυσκαμψία του ρηγματωμένου μέλους μέχρι τη διαρροή του σύμφωνα με τη σχέση:

$$EI_{\text{eff}} = M_y \cdot L_v / 3\theta_y \quad (3.2)$$

Σε μέλη με διαφορετικό οπλισμό στα δύο πέλατα η εξίσωση δίνει διαφορετικές τιμές της EI_{eff} για θετική ή για αρνητική κάμψη. Η μία και μοναδική τιμή του EI_{eff} για το μέλος, μπορεί να ληφθεί ως ο μέσος όρος της EI_{eff} στα δύο άκρα και για τα δύο πρόσημα της κάμψης. Έτσι, υπολογίστηκε για κάθε μέλος η μοναδική τιμή του EI_{eff} .

Κατά μέσο όρο οι ενεργές δυσκαμψίες των δοκών είναι της τάξης του 10% της γεωμετρικής και των υποστυλωμάτων της τάξης του 30%.

3.3.5 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ ΘΛΙΠΤΗΡΑ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

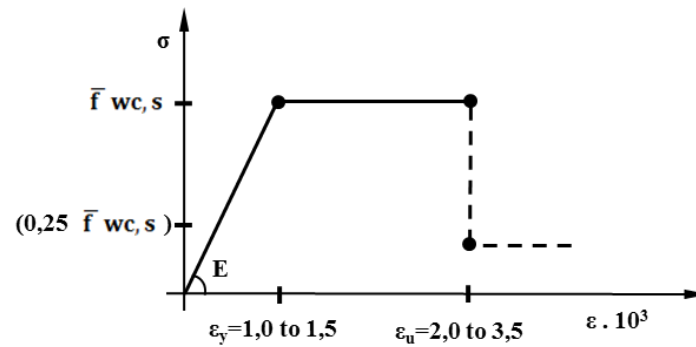
Η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων έγινε με χρήση της θλιβόμενης διαγωνίου, όπως περιγράφεται στην παράγραφο 2.7.4.2.2. Όλες οι εξωτερικές τοιχοπληρώσεις θεωρήθηκαν μπατικές πλάτους 20 εκ. και οι εσωτερικές δρομικές πλάτους 10 εκ.. Στη συνέχεια παρουσιάζονται σε πίνακες (3.1 έως 3.4) για κάθε κτήριο οι διαστάσεις του φατνώματος, η λυγνότητα και ο συντελεστής απομείωσης Φ καθώς και το πλάτος του διαγωνίου θλιπτήρα ($b = L_c / \cos\theta$).

Λόγω έλλειψης ακριβέστερων στοιχείων για την ποιότητα και τα χαρακτηριστικά των πλινθοσωμάτων και του κονιάματος, αλλά και του τρόπου δόμησης της τοιχοποιίας επιλέχθηκαν μέσες τιμές θλιπτικής και διατμητικής αντοχής από τον Πίνακα 2.5, που ισχύουν για τοιχοποιίες με χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στην παράγραφο 2.7.4.2.2 και αφορούν και τοιχοπληρώσεις σε κτήρια της δεκαετίας του 70', όπως στα εξεταζόμενα κτήρια.

Παρ' όλο που οι τιμές της αντοχής λήφθηκαν από Πίνακες και δεν υπολογίσθηκαν με βάση τις τιμές των αντοχών του λιθοσώματος και του κονιάματος θεωρήθηκε επίπεδο γνώσης 2 (Κανονική γνώση) για τις τοιχοποιίες ($\gamma_m = 2,00$).

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας επιλέχθηκε να εξεταστούν δύο περιπτώσεις αντοχών και έγιναν οι ακόλουθες παραδοχές για την ποιότητα και το σφήνωμα της τοιχοποιίας στο περιμετρικό πλαίσιο:

- Οι τοιχοπληρώσεις είναι σε καλή κατάσταση, δηλαδή χωρίς εμφανείς ρωγμές, και καλά σφηνωμένες στα περιμετρικά στοιχεία του φέροντα οργανισμού.
 - $\bar{f}_{wc,s} \approx 2,00 \text{ MPa}$ and $\bar{f}_{wv} \approx 0,25 \text{ MPa}$ για εξωτερικές τοιχοπληρώσεις,
 - $\bar{f}_{wc,s} \approx 1,50 \text{ MPa}$ and $\bar{f}_{wv} \approx 0,20 \text{ MPa}$ για εσωτερικές τοιχοπληρώσεις.
- Οι τοιχοπληρώσεις είναι σε μέτρια κατάσταση, δηλαδή με μόνο μικρού εύρους ρωγμές.
 - $\bar{f}_{wc,s} \approx 1,50 \text{ MPa}$ and $\bar{f}_{wv} \approx 0,20 \text{ MPa}$ για εξωτερικές τοιχοπληρώσεις,
 - $\bar{f}_{wc,s} \approx 1,00 \text{ MPa}$ and $\bar{f}_{wv} \approx 0,15 \text{ MPa}$ για εσωτερικές τοιχοπληρώσεις.



Εικόνα 3.12 - Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων θλιθόμενης διαγωνίου.

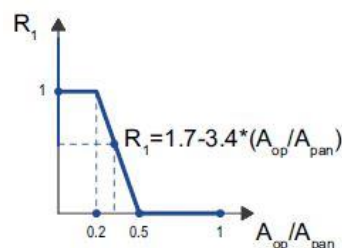
- Για την πρώτη περίπτωση αντοχής οι οριακές παραμορφώσεις του θλιπτήρα είναι οι εξής:
 - $\epsilon_y = 1,2\text{‰}$
 - $\epsilon_u = 2,5\text{‰}$
- Για την πρώτη περίπτωση αντοχής οι οριακές παραμορφώσεις του θλιπτήρα είναι οι εξής:
 - $\epsilon_y = 1,5\text{‰}$
 - $\epsilon_u = 3,5\text{‰}$

Επιπλέον, στην περίπτωση ύπαρξης ανοιγμάτων στο φάτνωμα, υπολογίζεται το ποσοστό του ανοίγματος α στο φάτνωμα, που ορίζεται ως ο λόγος των εμβαδών A_{op}/A_{pan} . Όσον αφορά το μέγεθος, τη μορφή και τη θέση των ανοιγμάτων έγιναν οι ακόλουθες απλοποιητικές παραδοχές:

- Τα ανοίγματα είναι δύο ειδών: θύρες και παράθυρα διαστάσεων 1.2x2.2 και 1.2x1.0 αντίστοιχα,
- Βρίσκονται στο μέσο του φατνώματος.

Η προσομοίωση της επιρροής του ανοίγματος έγινε σύμφωνα με τις απλοποιητικές παραδοχές του ΚΑΝ.ΕΠΕ., εκτός από την περίπτωση που το ποσοστό α κυμαίνεται μεταξύ 0,2 και 0,5. Σ' αυτήν την περίπτωση, έγινε απομείωση του πλάτους του διαγώνιου θλιπτήρα με έναν συντελεστή R_1 . Η προσέγγιση αυτή βασίζεται στην μέθοδο που περιγράφεται στην παράγραφο 2.7.4.2.3 (Τσίκας, Δρίτσος, 2009) και περιγράφεται σε εγχειρίδιο του προγράμματος Fespa. Η απομείωση ακολουθεί το διάγραμμα της Εικόνας 3.13 και ο συντελεστής R_1 δίνεται από τη σχέση 3.3.

$$R_1 = 1,7 - 3,4(A_{op}/A_{pan}) \quad (3.3)$$



Εικόνα 3.13 - Διάγραμμα α - R_1 .

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

α/α	ΤΟΙΧΟΣ							ΑΝΟΙΓΜΑ				ΘΛΙΠΤΗΡΑΣ
	hw	l (m)	L (m)	t (m)	λ	Φ	h (m)	l (m)	α	R ₁	b (m)	
	(m)				λυγηρότητα							
ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΙ	1	2,30	4,05	4,658	0,2	23,288	0,544	2,2	1,2	0,217	0,961	0,672
	2	2,30	4,10	4,701	0,2	23,505	0,539	2,2	1,2	0,215	0,970	0,684
	3	2,30	3,70	4,357	0,2	21,783	0,583	2,2	1,2	0,238	0,891	0,582
	4	2,30	3,55	4,230	0,2	21,150	0,599	2,2	1,2	0,248	0,857	0,544
	5	2,65	3,50	4,390	0,2	21,950	0,579	2,2	1,2	0,251	0,845	0,557
	6	2,40	5,05	5,591	0,2	27,956	0,426	2,2	1,2	0,174	1,000	0,839
	7	2,40	2,80	3,688	0,2	18,439	0,667	2,2	1,2	0,314	0,631	0,349
	8	2,65	3,70	4,551	0,2	22,755	0,558	2,2	1,2	0,238	0,891	0,608
	9	2,60	5,40	5,993	0,2	29,967	0,378	1,0	1,2	0,074	1,000	0,899
	10	2,40	4,20	4,837	0,2	24,187	0,521	2,2	1,2	0,210	0,988	0,717
	11	2,40	3,75	4,452	0,2	22,261	0,571	2,2	1,2	0,235	0,902	0,602
	12	2,40	4,75	5,322	0,2	26,609	0,459	1,0	1,2	0,084	1,000	0,798
	13	2,40	4,20	4,837	0,2	24,187	0,521	2,2	1,2	0,210	0,988	0,717
	14	2,40	3,75	4,452	1,2	3,710	1,000	2,2	1,2	0,235	0,902	0,602

Πίνακας 3.1 - Χαρακτηριστικά φατνώματος, ανοίγματος και θλιπτήρα τοιχοπληρώσεων Κτηρίου 1.

α/α	ΤΟΙΧΟΣ							ΑΝΟΙΓΜΑ				ΘΛΙΠΤΗΡΑΣ		
	h	hb	hw	l	L	t	λ	Φ	h	l	α	R ₁	b	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	λυγηρότητα		(m)	(m)			(m)	
ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ	1	3,50	0,55	2,95	3,70	4,732	0,2	23,660	0,535	2,2	1,2	0,204	0,987	0,700
	2	3,50	0,55	2,95	3,50	4,577	0,2	22,887	0,554	2,2	1,2	0,216	0,947	0,650
	3	3,50	0,55	2,95	4,30	5,215	0,2	26,073	0,473	2,2	1,2	0,175	1,000	0,782
	4	3,50	0,55	2,95	3,75	4,771	0,2	23,856	0,530	2,2	1,2	0,201	0,996	0,713
	5	3,50	0,55	2,95	3,95	4,930	0,2	24,650	0,509	2,2	1,2	0,191	1,000	0,740
	6	3,50	0,55	2,95	4,00	4,970	0,2	24,851	0,504	2,2	1,2	0,189	1,000	0,746
	7	3,50	0,55	2,95	3,55	4,616	0,2	23,079	0,550	2,2	1,2	0,212	0,958	0,663
	8	3,50	0,55	2,95	4,53	5,402	0,2	27,008	0,449	2,2	1,2	0,167	1,000	0,810
	9	3,50	0,55	2,95	3,18	4,334	0,2	21,670	0,586	2,2	1,2	0,238	0,872	0,567
	10	3,50	0,55	2,95	5,25	6,022	0,2	30,110	0,374	2,2	1,2	0,144	1,000	0,903
	11	3,50	0,45	3,05	2,70	4,073	0,2	20,367	0,619	2,2	1,2	0,279	0,730	0,446
	12	3,50	0,45	3,05	4,90	5,772	0,2	28,858	0,404	2,2	1,2	0,154	1,000	0,866
	13	3,50	0,45	3,05	3,15	4,385	0,2	21,923	0,579	2,2	1,2	0,239	0,866	0,569
	14	3,50	0,55	2,95	3,60	4,654	0,2	23,271	0,545	2,2	1,2	0,210	0,968	0,676
	15	3,50	0,55	2,95	3,55	4,616	0,2	23,079	0,550	2,2	1,2	0,212	0,958	0,663
	16	3,50	0,55	2,95	4,25	5,173	0,2	25,867	0,478	0,0	0,0	0,000	1,000	0,776
	17	3,50	0,55	2,95	2,90	4,137	0,2	20,684	0,611	0,0	0,0	0,000	1,000	0,621

Πίνακας 3.2 - Χαρακτηριστικά φατνώματος, ανοίγματος και θλιπτήρα τοιχοπληρώσεων Κτηρίου 2.

Παρατηρείται ότι οι εσωτερικοί τοίχοι στην πλειονότητά τους έχουν λυγηρότητα μεγαλύτερη του 30, με αποτέλεσμα να μην μπορούν να ληφθούν υπόψη στο προσομοίωμα λόγω κινδύνου σε αστοχία εκτός επιπέδου, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ..

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

α/α	ΤΟΙΧΟΣ								ΑΝΟΙΓΜΑ				ΘΛΙΠΤΗΡΑΣ	
	h	hb	hw	l	L	t	λ	Φ	h	l	α	R ₁	b	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	λυγηρότητα		(m)	(m)			(m)	
ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΙ	1	3,00	0,50	2,50	2,45	3,500	0,2	17,502	0,689	2,2	1,2	0,359	0,479	0,251
	2	3,00	0,50	2,50	4,60	5,235	0,2	26,177	0,470	2,2	1,2	0,191	1,000	0,785
	3	3,00	0,50	2,50	2,45	3,500	0,2	17,502	0,689	2,2	1,0	0,299	0,682	0,358
	4	3,00	0,50	2,50	3,40	4,220	0,2	21,101	0,600	2,2	1,2	0,259	0,820	0,519
	5	3,00	0,45	2,55	2,65	3,678	0,2	18,388	0,668	1,0	1,2	0,151	1,000	0,552
	6	3,00	0,50	2,50	3,00	3,905	0,2	19,526	0,640	0,0	0,0	0,000	1,000	0,586
	7	3,00	0,50	2,50	3,45	4,261	0,2	21,303	0,595	0,0	0,0	0,000	1,000	0,639
	8	3,00	0,50	2,50	3,50	4,301	0,2	21,506	0,590	2,2	1,0	0,210	0,988	0,637
	9	3,00	0,50	2,50	3,90	4,632	0,2	23,162	0,547	0,0	0,0	0,000	1,000	0,695
	10	3,00	0,50	2,50	2,80	3,754	0,2	18,768	0,659	0,0	0,0	0,000	1,000	0,563
	11	3,00	0,50	2,50	1,95	3,171	0,2	15,853	0,727	0,0	0,0	0,000	1,000	0,476
	12	3,00	0,50	2,50	3,00	3,905	0,2	19,526	0,640	0,0	0,0	0,000	1,000	0,586
ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΙ	1	3,00	0,50	2,50	2,20	3,720	0,1	37,202	0,227	0,0	0,0	0,000	1,000	0,558
	2	3,00	0,50	2,50	3,40	4,534	0,1	45,343	0,112	2,2	0,9	0,194	1,000	0,680
	3	3,00	0,50	2,50	2,35	3,811	0,1	38,108	0,212	0,0	0,0	0,000	1,000	0,572
	5	3,00	0,50	2,50	3,20	4,386	0,1	43,863	0,129	2,2	0,9	0,206	0,999	0,657
	6	3,00	0,50	2,50	2,40	3,842	0,1	38,419	0,207	0,0	0,0	0,000	1,000	0,576
	7	3,00	0,50	2,50	3,95	4,960	0,1	49,601	0,073	2,2	0,9	0,167	1,000	0,744
	8	3,00	0,60	2,40	4,40	5,325	0,1	53,254	0,049	2,2	0,9	0,150	1,000	0,799
	9	3,00	0,60	2,40	4,70	5,576	0,1	55,758	0,036	2,2	0,9	0,140	1,000	0,836

Πίνακας 3.3 - Χαρακτηριστικά φατνώματος, ανοίγματος και θλιπτήρα τοιχοπληρώσεων Κτηρίου 3.

α/α	ΤΟΙΧΟΣ								ΑΝΟΙΓΜΑ				ΘΛΙΠΤΗΡΑΣ			
	h	hb	hw	l	L	t	λ	Φ	λ	Φ	h	l	α	R ₁	b	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	λυγηρότητα		(m)	(m)					(m)	
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ	1	3,00	0,50	2,50	3,70	4,465	0,2	12,500	1,000	18,500	0,665	1,0	1,2	0,108	1,000	0,670
	2	3,00	0,50	2,50	2,20	3,330	0,2	12,500	1,000	11,000	1,000	0,0	1,2	0,000	1,000	0,500
	3	3,00	0,50	2,50	5,63	6,156	0,2	12,500	1,000	28,125	0,422	2,2	1,2	0,156	1,000	0,923
	4	3,00	0,50	2,50	5,88	6,385	0,2	12,500	1,000	29,375	0,392	2,2	1,2	0,150	1,000	0,958
	5	3,00	0,45	2,55	5,45	6,017	0,2	12,750	1,000	27,250	0,443	2,2	1,2	0,161	1,000	0,903
	6	3,00	0,50	2,50	4,20	4,888	0,2	12,500	1,000	21,000	0,603	1,0	1,2	0,095	1,000	0,733
	7	3,00	0,50	2,50	3,00	3,905	0,2	12,500	1,000	15,000	0,746	1,0	1,2	0,133	1,000	0,586
	8	3,00	0,50	2,50	2,20	3,330	0,2	12,500	1,000	11,000	1,000	1,0	1,2	0,182	1,000	0,500
	9	3,00	0,50	2,50	3,80	4,549	0,2	12,500	1,000	19,000	0,653	2,2	1,2	0,232	0,913	0,623
	10	3,00	0,50	2,50	2,90	3,829	0,2	12,500	1,000	14,500	1,000	1,0	1,2	0,138	1,000	0,574
	11	3,00	0,50	2,50	2,83	3,772	0,2	12,500	1,000	14,125	1,000	2,2	1,2	0,312	0,641	0,363
	12	3,00	0,50	2,50	2,83	3,772	0,2	12,500	1,000	14,125	1,000	2,2	1,2	0,312	0,641	0,363
	13	3,00	0,50	2,50	5,85	6,362	0,2	12,500	1,000	29,250	0,395	1,0	1,2	0,068	1,000	0,954
	14	3,00	0,50	2,50	3,90	4,632	0,2	12,500	1,000	19,500	0,641	2,2	1,2	0,226	0,933	0,648
	15	3,00	0,50	2,50	3,60	4,383	0,2	12,500	1,000	18,000	0,677	2,2	1,2	0,244	0,869	0,571
	16	3,00	0,50	2,50	3,20	4,061	0,2	12,500	1,000	16,000	0,724	2,2	1,2	0,275	0,765	0,466
	17	3,00	0,50	2,50	1,85	3,110	0,2	12,500	1,000	9,250	1,000	0,0	0,0	0,000	1,000	0,467
	18	3,00	0,50	2,50	3,90	4,632	0,2	12,500	1,000	19,500	0,641	1,0	1,2	0,103	1,000	0,695
	19	3,00	0,50	2,50	4,60	5,235	0,2	12,500	1,000	23,000	0,552	2,2	1,2	0,191	1,000	0,785
	20	3,00	0,50	2,50	3,00	3,905	0,2	12,500	1,000	15,000	0,746	2,2	1,2	0,293	0,703	0,412
	21	3,00	0,50	2,50	4,65	5,279	0,2	12,500	1,000	23,250	0,545	2,2	1,2	0,189	1,000	0,792
	22	3,00	0,50	2,50	4,85	5,456	0,2	12,500	1,000	24,250	0,519	2,2	1,2	0,181	1,000	0,818
	23	3,00	0,50	2,50	4,35	5,017	0,2	12,500	1,000	21,750	0,584	1,0	1,2	0,092	1,000	0,753

Πίνακας 3.4 - Χαρακτηριστικά φατνώματος, ανοίγματος και θλιπτήρα τοιχοπληρώσεων Κτηρίου 4.

3.5 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΗΡΙΩΝ

Η αποτίμηση του κτιρίων έγινε με εφαρμογή της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης (Push-over) σύμφωνα με τις αντίστοιχες διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 και του ΚΑΝ.ΕΠΕ., όπως αυτές περιγράφηκαν αναλυτικά στο Κεφάλαιο 2. Σε αυτήν την ακαδημαϊκού χαρακτήρα εργασία δεν κρίθηκε σκόπιμος ο έλεγχος των προϋποθέσεων εφαρμογής της μεθόδου, και συγκεκριμένα του κριτηρίου επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών.

Ως στόχοι αποτίμησης υιοθετήθηκαν οι στόχοι Β2 και Γ1, που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Ο στόχος Β2 αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες» για σεισμική δράση $\alpha=0.16g$ με πιθανότητα υπέρβασης στο συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών 50% με μέση περίοδο επαναφοράς 72 χρόνια. Ο στόχος Γ1 αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση» για σεισμική δράση $\alpha=0.16g$ με πιθανότητα υπέρβασης στο συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών 10% με μέση περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια.

Το επίπεδο γνώσης για την εξεταζόμενη κατασκευή αντιστοιχεί στο δεύτερο επίπεδο, «Κανονική γνώση», καθώς τόσο για τη γεωμετρία του φορέων όσο και για τις λεπτομέρειες χρησιμοποιήθηκαν πλήρη κατασκευαστικά σχέδια, ενώ για τον προσδιορισμό της ποιότητας των υλικών του φέροντος οργανισμού δεν έγιναν επί τόπου πειραματικές δοκιμές, αλλά οι ιδιότητες των υλικών λήφθηκαν από την υπάρχουσα μελέτη του κτιρίου. Ο συντελεστής εμπιστοσύνης που αντιστοιχεί στο συγκεκριμένο επίπεδο γνώσης είναι 1.20 για τα δομικά στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα και 2.00 για τις τοιχοπληρώσεις.

Η προσομοίωση του κτιρίου έγινε όπως περιγράφηκε στην Παράγραφο 2.3. Κατά την ανάλυση Pushover, τα προσομοιώματα φορτίστηκαν με οριζόντια φορτία, τα οποία ακολουθούν την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική κατανομή, όπως αυτές περιγράφονται στην Παράγραφο 2.9.2. Αφού διαμορφώθηκαν οι καμπύλες αντίστασης του κτιρίου για κάθε κατανομή και για κάθε διεύθυνση και φορά φόρτισης, μετατράπηκαν σε καμπύλες του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Μετά τη διγραμμικοποίηση των φασμάτων αντίστασης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα 8 η στοχευόμενη μετακίνηση. Για τη μόρφωση των καμπυλών αντίστασης θεωρήθηκε μέγιστη επιτρεπόμενη μετακίνηση κορυφής ίση με το 3% του ύψους του κτιρίου.

Στη συνέχεια, τοποθετήθηκαν πάνω στο φάσμα αντίστασης τα σημεία που αντιστοιχούν στις στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή. Με αυτόν τον τρόπο έγινε ο έλεγχος επάρκειας της υφιστάμενης κατασκευής για την επιλεγμένη στάθμη επιτελεστικότητας.





Για τις συγκεκριμένες στοχευόμενες μετακινήσεις που αντιστοιχεί σε κάθε διεύθυνση σεισμικής δόνησης και για τις δύο παραπάνω κατανομές οριζόντιων φορτίσεων ελέχθησαν όλα τα στοιχεία του φορέα σε ποιό σημείο της δικής του καμπύλης M-θ βρίσκονται και στη συνέχεια παρουσιάζονται ενδεικτικά οι μέγιστοι λόγοι επάρκειας των δοκών και των υποστυλωμάτων των τεσσάρων κτηρίων.

Τα βασικά αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης παρουσιάζονται σε μορφή διαγραμμάτων A.D.R.S. για κάθε διεύθυνση φόρτισης και για τις τρεις εξεταζόμενες περιπτώσεις προσομοίωσης. Επιπλέον, παρουσιάζονται συγκριτικά οι καμπύλες ικανότητας των τριών περιπτώσεων.

Σε κάθε καμπύλη αντίστασης σημειώνονται και τα σημεία που αντιστοιχούν στην υπέρβαση κάποιας «στάθμης επιτελεστικότητας». Όσον αφορά την τοποθέτηση πάνω στο φάσμα αντίστασης των σημείων αυτών, έγινε η ακόλουθη παραδοχή λόγω των αβεβαιοτήτων που διέπουν τη αυτή διαδικασία και της δυσκολίας να καθοριστεί το ακριβές σημείο που η κατασκευή ως σύνολο εισέρχεται σε κάθε στάθμη. Σύμφωνα με την παραδοχή αυτή, θεωρήθηκε ότι ο φορέας φτάνει σε κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, όταν το 5% των κατακόρυφων στοιχείων (υποσύλωμα, τοίχωμα) του φορέα φτάσει την οριακή στροφή χορδής για την αντίστοιχη στάθμη, καθώς η αστοχία των κατακόρυφων στοιχείων είναι κρισιμότερη.

Επιπλέον, δίνονται αποτελέσματα για αποτίμηση για όλο τα τέσσερα κτήρια με τη μορφή εικόνων, που αντιστοιχούν στη στοχευόμενη μετακίνηση. Χρησιμοποιείται ο εξής συμβολισμός:

- Πράσινος κύκλος: Υπέρβαση στάθμης επιτελεστικότητας «Περιορισμός βλαβών» σε κάμψη (πλάστιμος τρόπος αστοχίας) σε κάποιο άκρο στοιχείου.
- Μπλε κύκλος: Υπέρβαση στάθμης επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες» σε κάμψη (πλάστιμος τρόπος αστοχίας) σε κάποιο άκρο στοιχείου.
- Κόκκινος κύκλος: Υπέρβαση στάθμης επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση» σε κάμψη (πλάστιμος τρόπος αστοχίας) σε κάποιο άκρο στοιχείου.
- Κίτρινο Τετράγωνο: Αστοχία σε διάτμηση (ψαθυρός τρόπος αστοχίας) σε κάποιο στοιχείο.

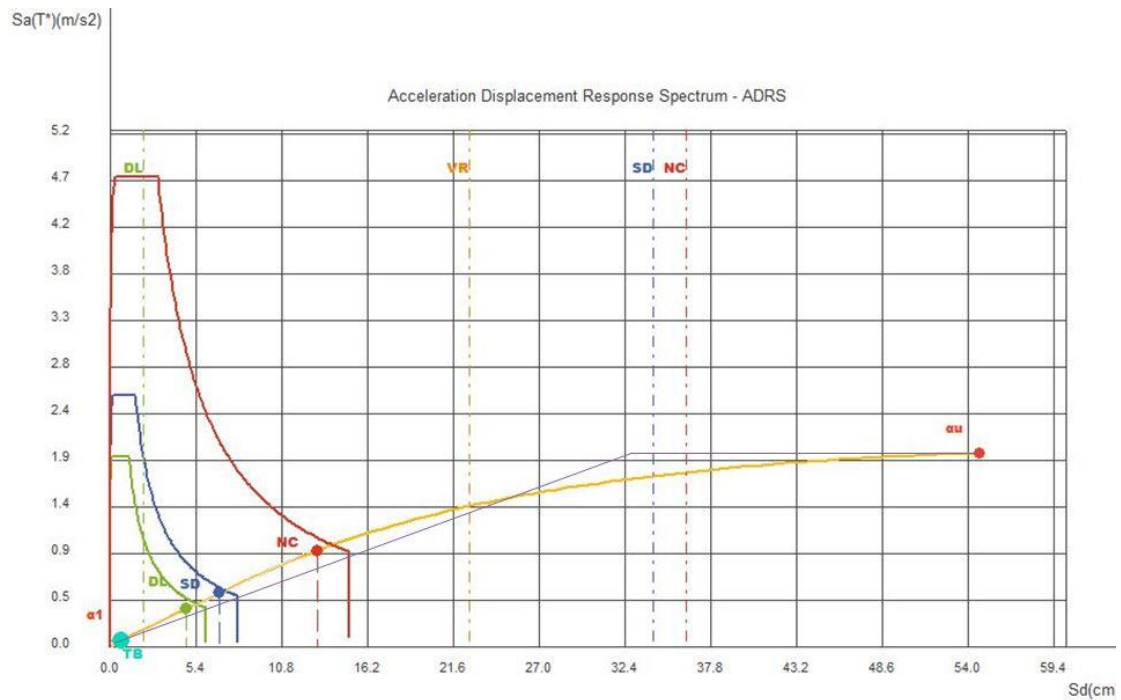
	$\theta > \theta_y$
	$\theta > 0.75\theta_u$
	$\theta > \theta_u$
	$V > VR_{max}$

Εικόνα 3.14 - Συμβολισμοί υπέρβασης σταθμών επιτελεστικότητας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

3.5.1 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΗΡΙΟΥ 1

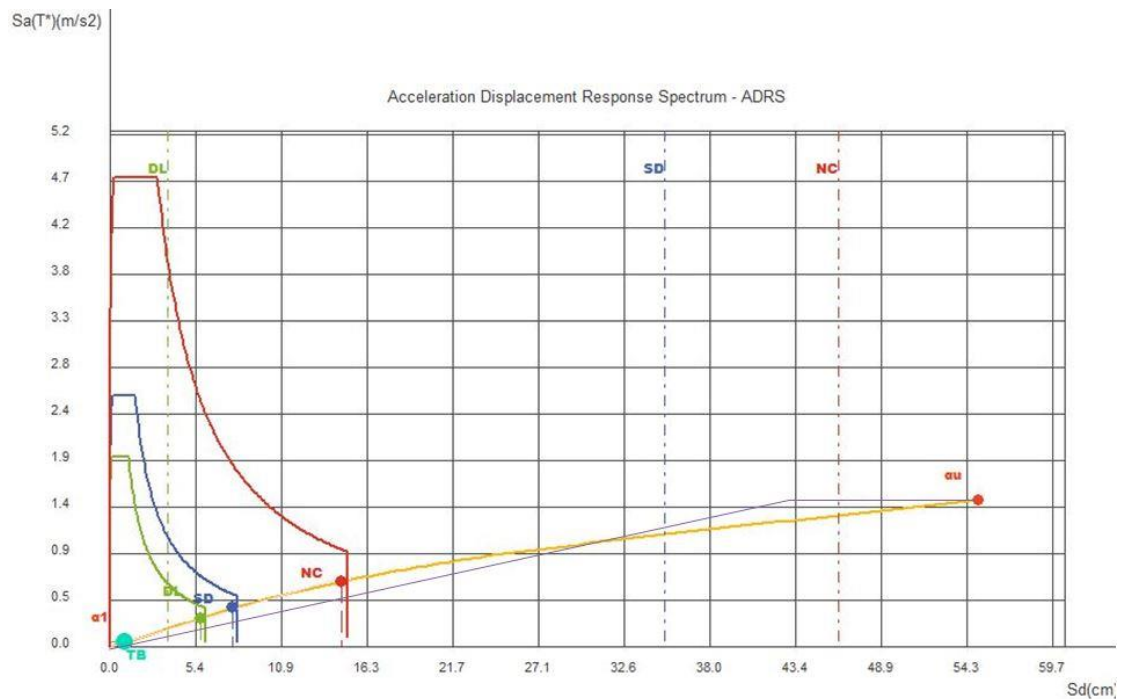
3.5.1.1 Προσομοίωση φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις



Εικόνα 3.15 - Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Κτηρίου1 στην διεύθυνση Χ.

[/]	a_g [g]	Sd [cm]	Μονοβάθμιου	Sa [m/s ²]
DL	0.064	4.77		0.4
SD	0.085	6.79		0.5
NC	0.160	12.87		1.0

Πίνακας 3.5 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου1 στην διεύθυνση Χ.

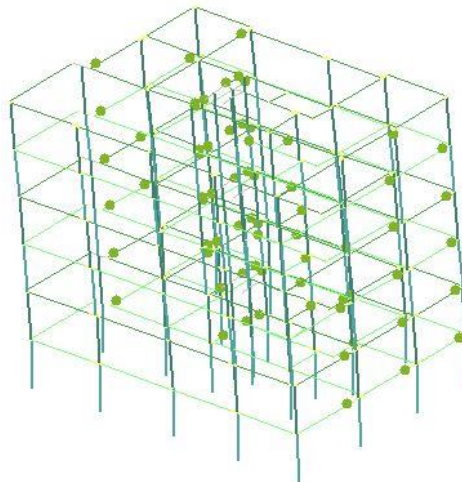


Εικόνα 3.16 - Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Κτηρίου1 στην διεύθυνση Υ.

[/]	ag [g]	Sd [cm]	Μονοβάθμιου	Sa [m/s ²]
DL	0.064	5.52		0.4
SD	0.085	7.94		0.5
NC	0.160	14.71		0.8

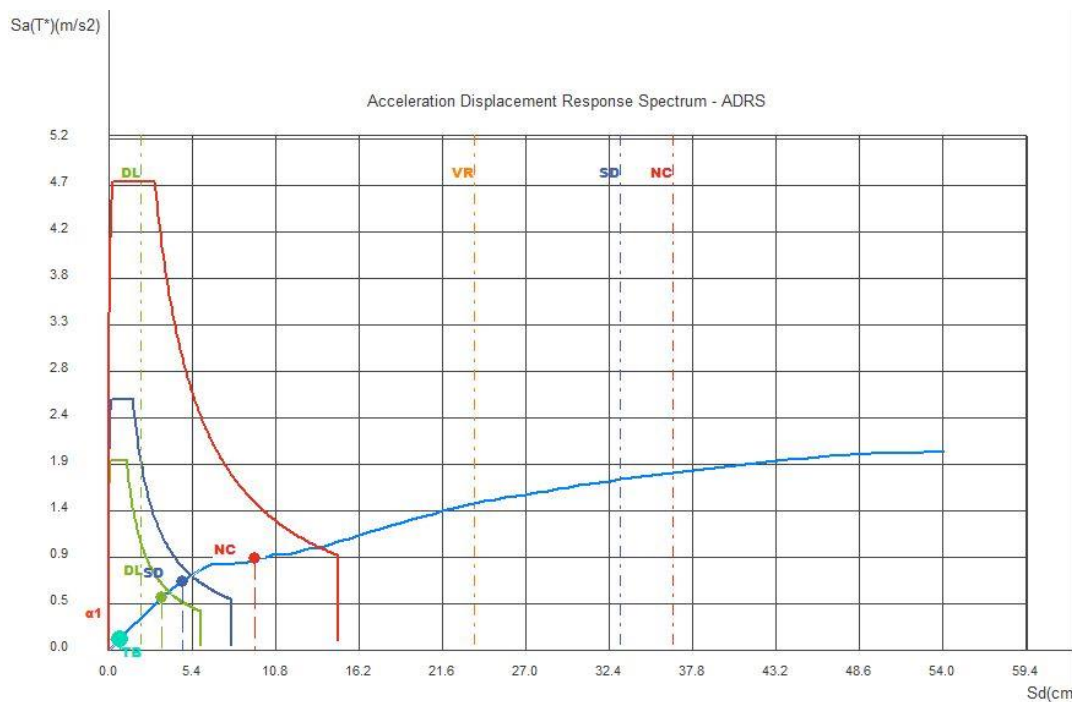
Πίνακας 3.6 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου1 στην διεύθυνση Y.

Σύμφωνα με τις παραπάνω καμπύλες απαίτησης-ικανότητας για το γυμνό από τοιχοπληρώσεις φορέα παρατηρούμε ότι ο φορέας επαρκεί και για τους δύο επιδιωκόμενους στόχους αποτίμησης (B2 και Γ1). Τη στιγμή της στοχευόμενης μετακίνησης στον φορέα έχει διαρρεύσει σημαντικός αριθμός δοκών, αλλά και ορισμένα υποστυλώματα (Εικόνα 3.17).



Εικόνα 3.17 - Πλάγια όψη φορέα που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση.

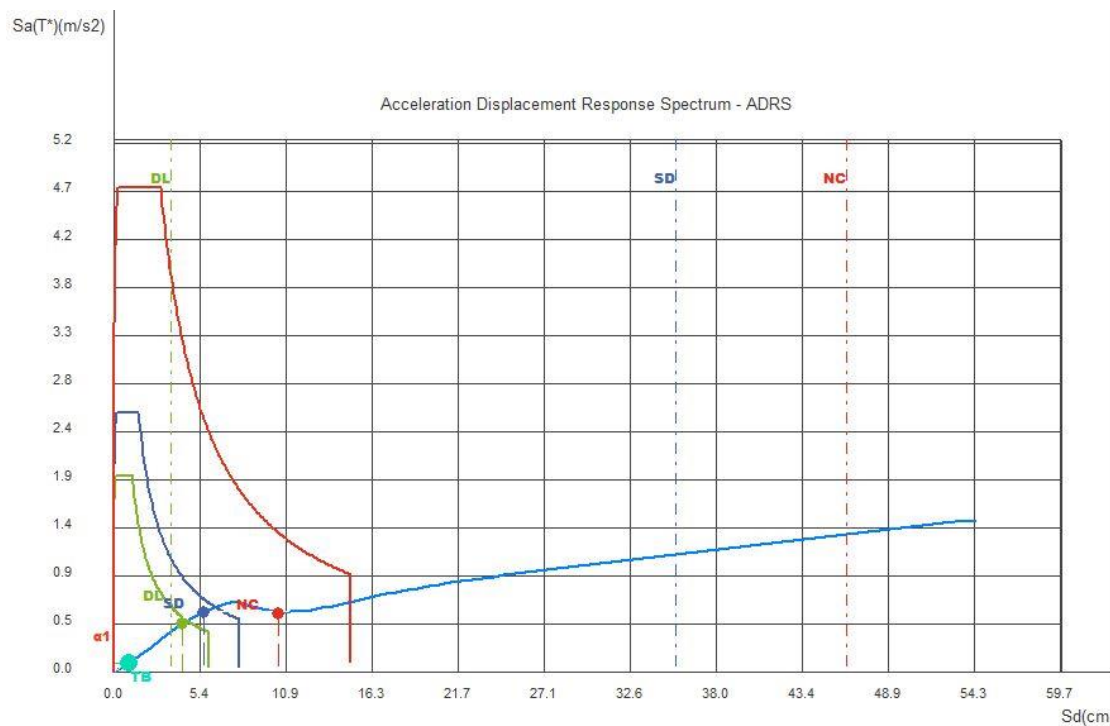
3.5.1.2 Προσομοίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής $f_{wc} = 1.5\text{MPa}$



Εικόνα 3.18 - Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Κτηρίου1 στην διεύθυνση X.

[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου	
		Sd [cm]	Sa [m/s ²]
DL	0.064	3.42	0.5
SD	0.085	4.77	0.7
NC	0.160	9.49	0.9

Πίνακας 3.7 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου1 στην διεύθυνση X.

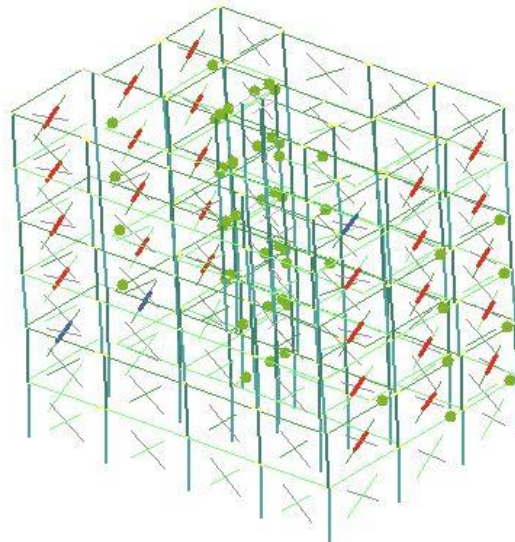


Εικόνα 3.19 - Διάγραμμα Απαιτήσης – Ικανότητας Κτηρίου1 στην διεύθυνση Y.

[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου	
		Sd [cm]	Sa [m/s ²]
DL	0.064	4.34	0.5
SD	0.085	5.69	0.6
NC	0.160	10.41	0.6

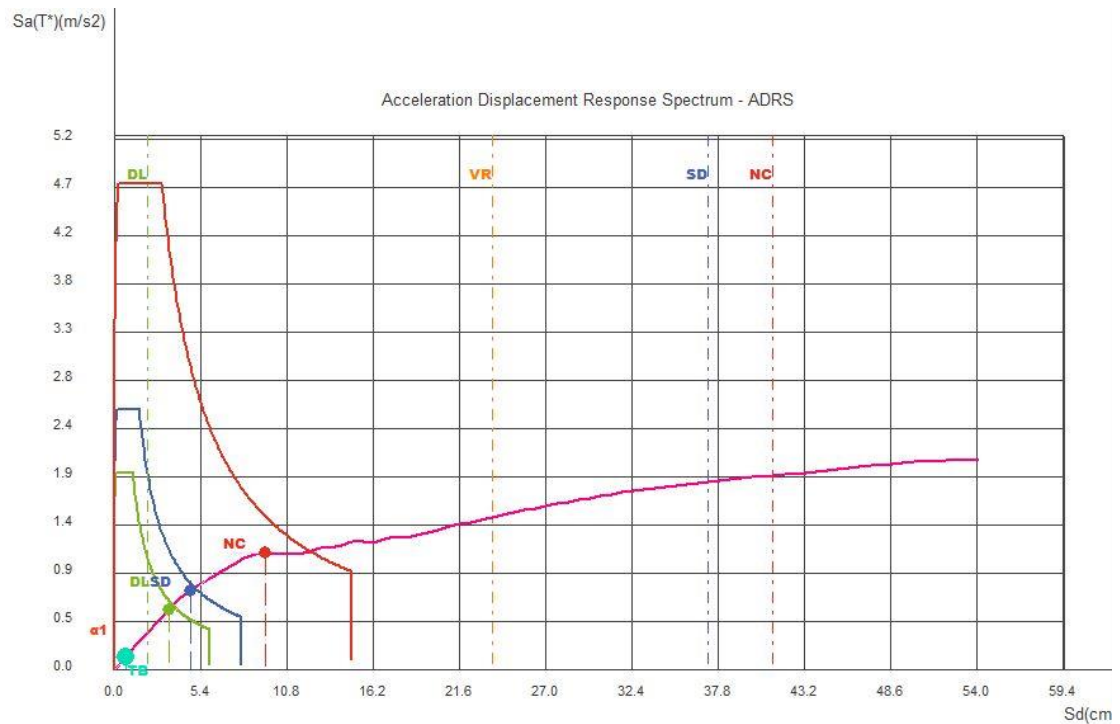
Πίνακας 3.8 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου1 στην διεύθυνση Y.

Σύμφωνα με τις παραπάνω καμπύλες απαίτησης-ικανότητας για προσομοίωση του φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής 1,5 MPa παρατηρούμε, ότι ο φορέας επαρκεί και για τους δύο επιδιωκόμενους στόχους αποτίμησης (B2 και Γ1). Ωστόσο, παρατηρούμε ότι ένα σημαντικό ποσοστό των τοιχοπληρώσεων έχουν αστοχήσει ξεπερνώντας την παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη στάθμη της Οιονεί Κατάρρευσης, με αποτέλεσμα να μην επαρκούν για τους επιδιωκόμενους στόχους αποτίμησης. Το σύνολο των τοιχοπληρώσεων έχει αστοχήσει για μετατόπιση της τάξης των 11cm.Τη στιγμή της στοχευόμενης μετακίνησης στον φορέα έχει διαρρεύσει σημαντικός αριθμός δοκών, αλλά και ορισμένα υποστυλώματα, ο αριθμός των οποίων είναι μικρότερος σε σύγκριση με την προηγούμενη περίπτωση φόρτισης (Εικόνα 3.20). Σε σύγκριση με τον γυμνό φορέα, παρατηρείται μικρή μείωση της στοχευόμενης μετακίνησης κάθε στάθμης επιτελεστικότητας και μικρή αύξηση των αντίστοιχων επιταχύνσεων.



Εικόνα 3.20 - Πλάγια όψη φορέα που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση.

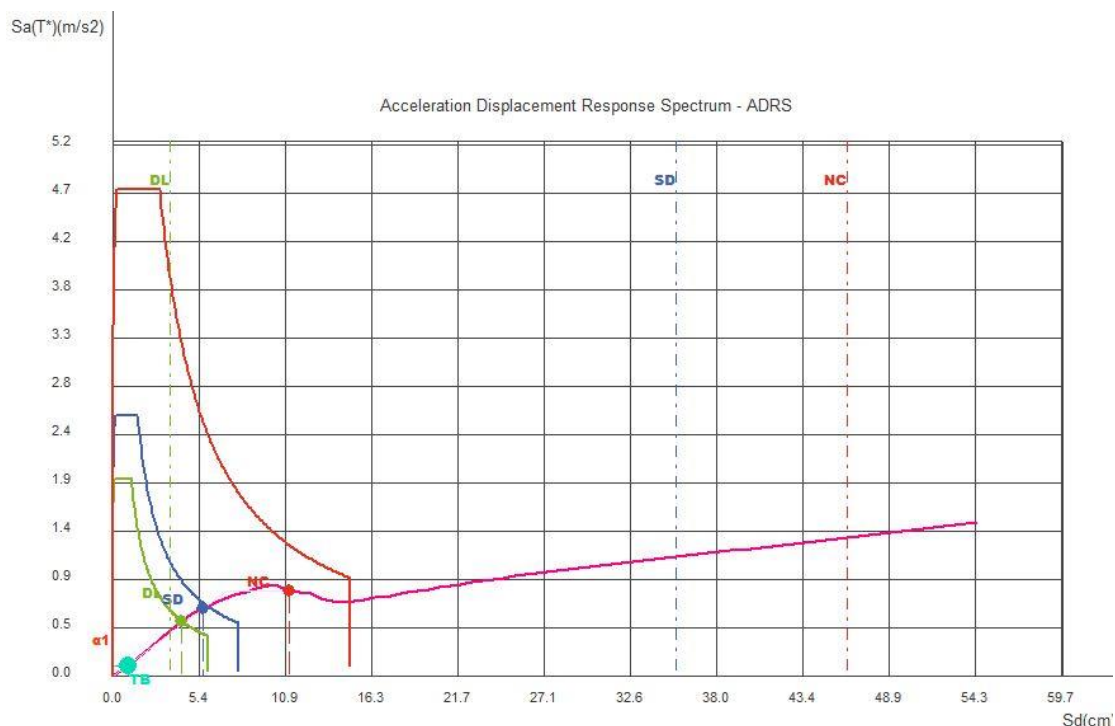
3.5.1.3 Προσομίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής $f_{wc} = 2.0\text{MPa}$



Εικόνα 3.21 - Διάγραμμα Απαιτήσης – Ικανότητας Κτηρίου1 στην διεύθυνση Χ.

[/]	a_g [g]	S_d [cm]	Μονοβάθμιου	S_a [m/s ²]
DL	0.064	3.42		0.6
SD	0.085	4.77		0.8
NC	0.160	9.49		1.1

Πίνακας 3.9 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου1 στην διεύθυνση Χ.

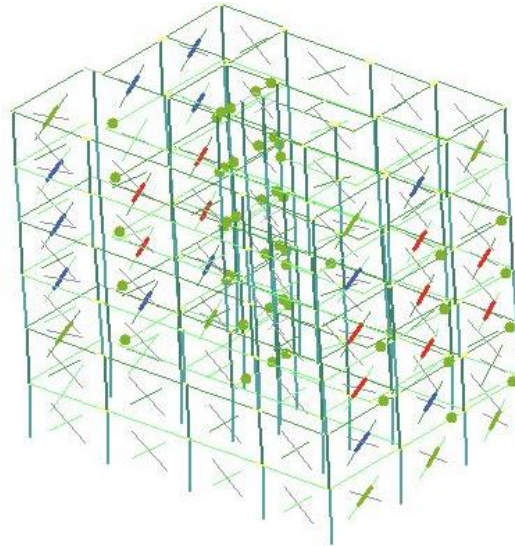


Εικόνα 3.22 - Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Κτηρίου1 στην διεύθυνση Υ.

[/]	a_g [g]	Sd [cm]	Μονοβάθμιου	Sa [m/s ²]
DL	0.064	4.34		0.5
SD	0.085	5.69		0.6
NC	0.160	11.09		0.8

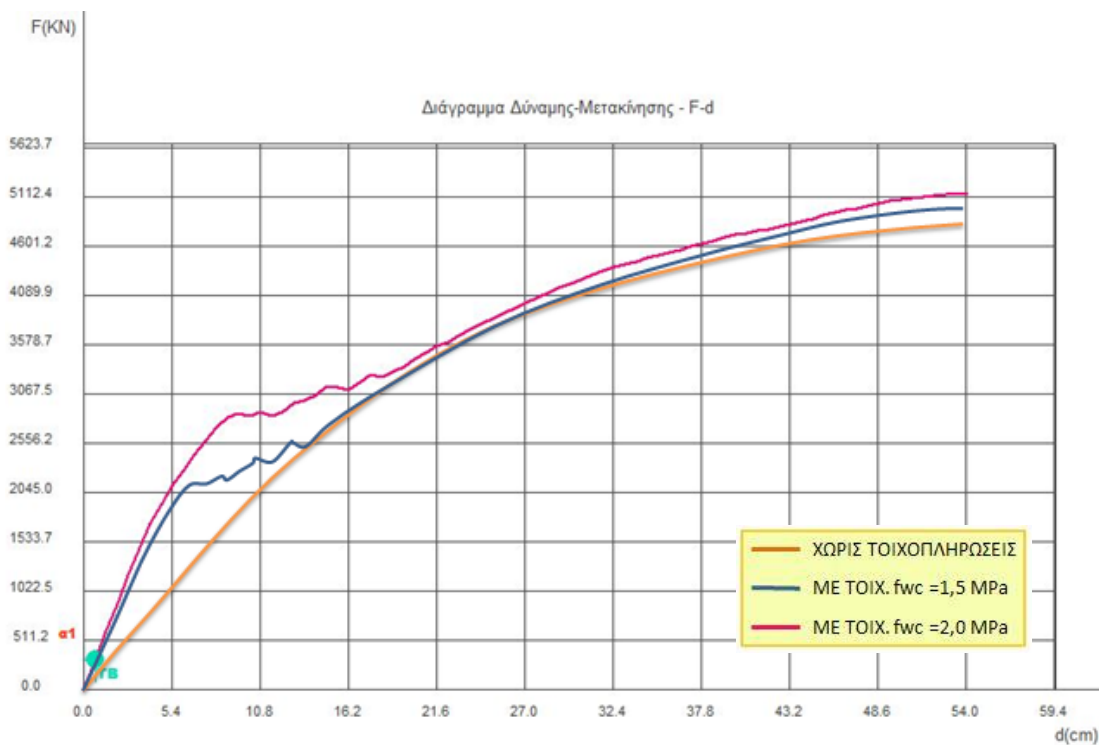
Πίνακας 3.10 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου1 στην διεύθυνση Υ.

Σύμφωνα με τις παραπάνω καμπύλες απαίτησης-ικανότητας για προσομοίωση του φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής 2,0 MPa παρατηρούμε, ότι ο φορέας επαρκεί και για τους δύο επιδιωκόμενους στόχους αποτίμησης (B2 και Γ1). Ωστόσο, παρατηρούμε ότι ένα σημαντικό ποσοστό των τοιχοπληρώσεων έχουν αστοχήσει ξεπερνώντας την παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη στάθμη της Οιονεί Κατάρρευσης, με αποτέλεσμα να μην επαρκούν για τους επιδιωκόμενους στόχους αποτίμησης. Το σύνολο των τοιχοπληρώσεων έχει αστοχήσει για μετατόπιση της τάξης των 16cm.Τη στιγμή της στοχευόμενης μετακίνησης στον φορέα έχει διαρρεύσει σημαντικός αριθμός δοκών, αλλά και ορισμένα υποστυλώματα, ο αριθμός των οποίων είναι μικρότερος σε σύγκριση με την προηγούμενη περίπτωση φόρτισης (Εικόνα 3.23). Σε σύγκριση με τον γυμνό φορέα, παρατηρείται μικρή μείωση της στοχευόμενης μετακίνησης κάθε στάθμης επιτελεστικότητας και μικρή αύξηση των αντίστοιχων επιταχύνσεων.



Εικόνα 3.23 - Πλάγια όψη φορέα που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση.

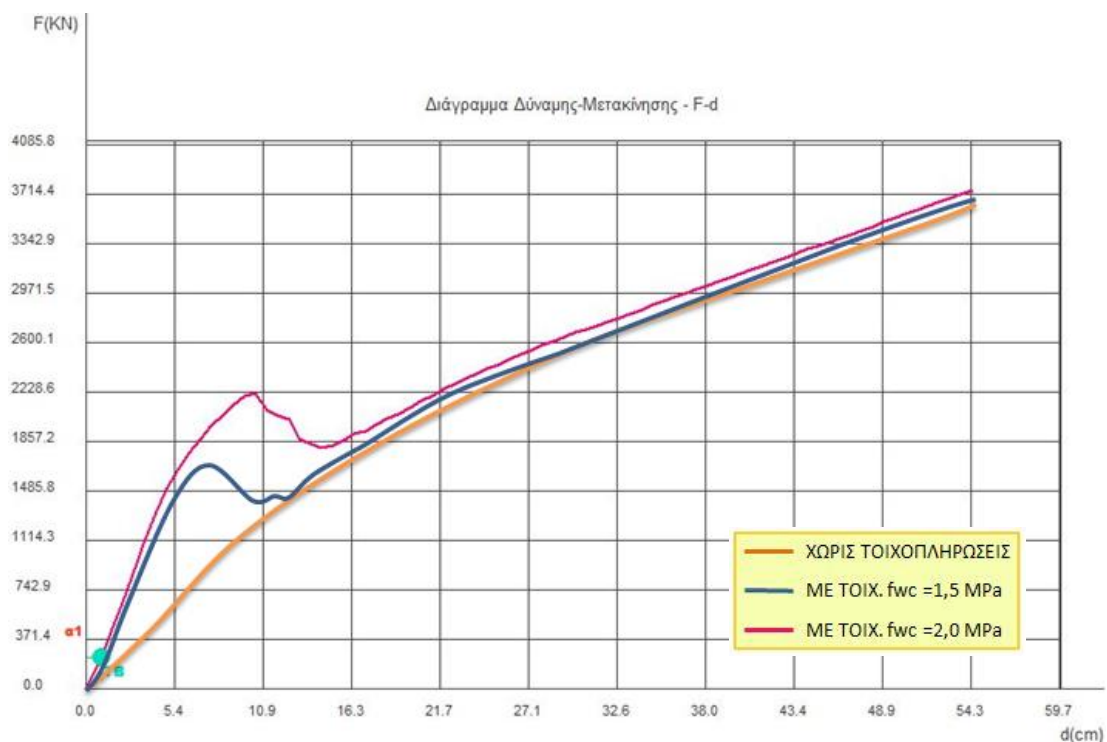
3.5.1.4 Σύγκριση καμπύλων ικανότητας



Εικόνα 3.24 - Καμπύλες ικανότητας Κτηρίου1 στην διεύθυνση Χ.

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ		Fu (kN)	T (sec)
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ		4865,85	2,58
ΜΕ	fwc,k = 1,50 MPa	4987,06	2,50
ΜΕ	fwc,k = 2,00 MPa	5112,43	2,45

Πίνακας 3.11 - Τιμές Δύναμης αστοχίας και ιδιοπεριόδου Κτηρίου1 στην διεύθυνση Χ.



Εικόνα 3.25 - Καμπύλες ικανότητας Κτηρίου1 στην διεύθυνση Y.

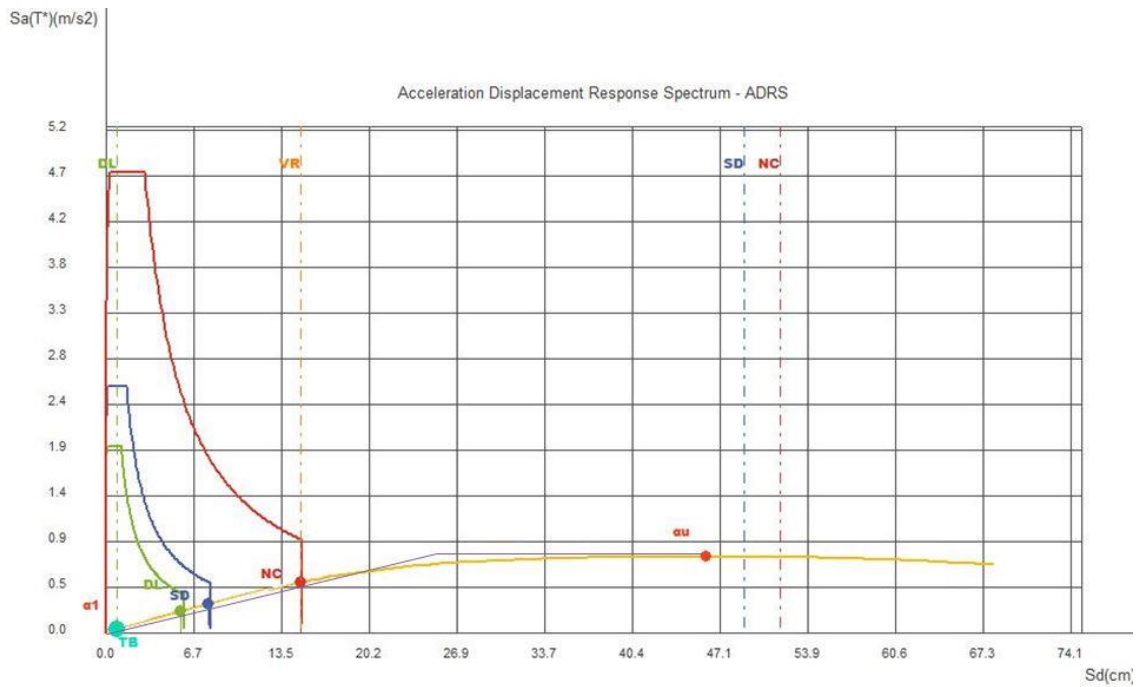
ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ		Fu (kN)	T (sec)
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ		3690,44	3,38
ΜΕ	fwc,k = 1,50 MPa	3712,66	3,35
ΜΕ	fwc,k = 2,00 MPa	3714,38	3,13

Πίνακας 3.12 - Τιμές Δύναμης αστοχίας και ιδιοπεριόδου Κτηρίου1 στην διεύθυνση Y.

Συγκρίνοντας τις καμπύλες ικανότητας των τριών προσομοιωμάτων παρατηρείται σημαντική αύξηση τις αρχικής δυσκαμψίας του φορέα, η οποία σχεδόν διπλασιάζεται και για τις δύο περιπτώσεις αντοχής των τοιχοπληρώσεων. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα για μικρές τιμές των μετακινήσεων (έως 11cm και 16cm για τοιχοπληρώσεις αντοχής 1,5MPa και 2,0MPa αντίστοιχα.) να διπλασιάζεται η αντοχή του φορέα. Από την αστοχία των τοιχοπληρώσεων και μετά οι τρεις καμπύλες ικανότητας σχεδόν ταυτίζονται, δηλαδή η αντοχή των τριών προσομοιωμάτων είναι σχεδόν η ίδια. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι τα περιβάλλοντα δομικά στοιχεία είναι ισχυρότερα των τοιχοπληρώσεων και η αστοχία τους έπεται της αστοχίας των τοιχοπληρώσεων.

3.5.2 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΗΡΙΟΥ 2

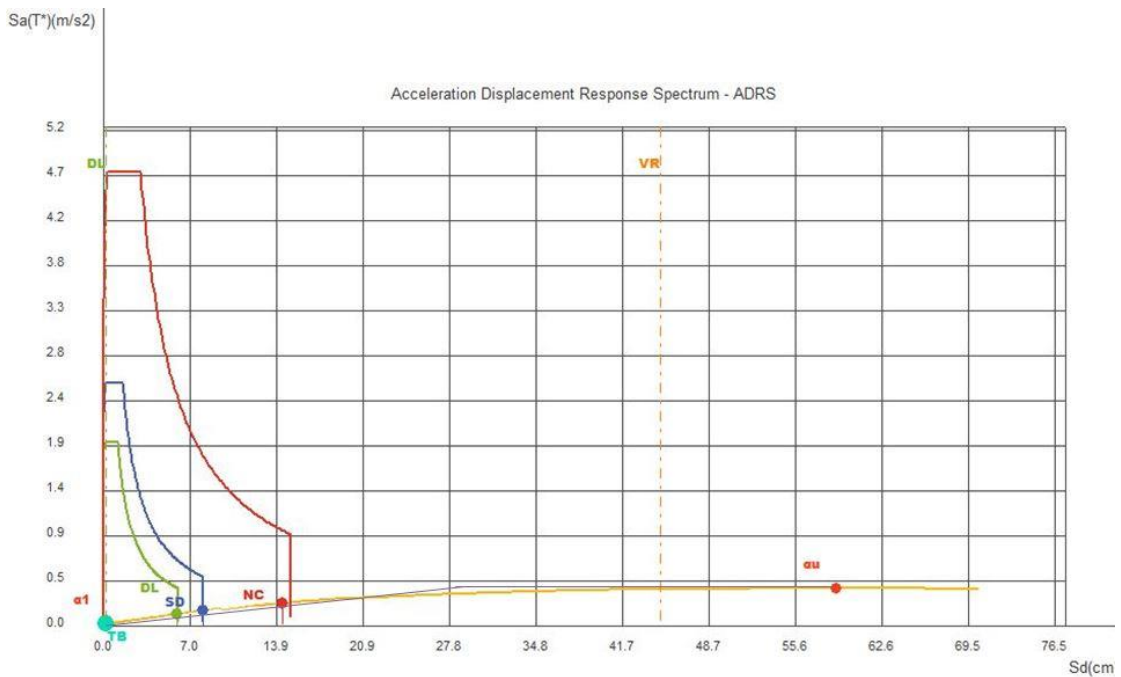
3.5.2.1 Προσομοίωση φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις



Εικόνα 3.26 - Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Κτηρίου2 στην διεύθυνση Χ.

[/]	ag [g]	Sd [cm]	Μονοβάθμιου	Sa [m/s ²]
DL	0.064	5.73		0.2
SD	0.085	7.83		0.3
NC	0.160	14.83		0.5

Πίνακας 3.13 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου2 στην διεύθυνση Χ.

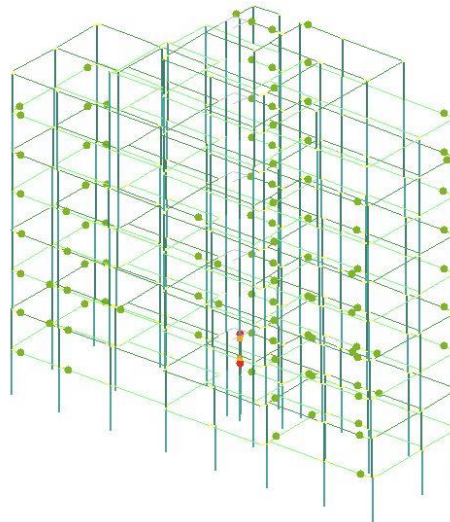


Εικόνα 3.27 - Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Κτηρίου2 στην διεύθυνση Υ.

[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου	
		Sd [cm]	Sa [m/s ²]
DL	0.064	5.85	0.1
SD	0.085	7.95	0.1
NC	0.160	14.25	0.2

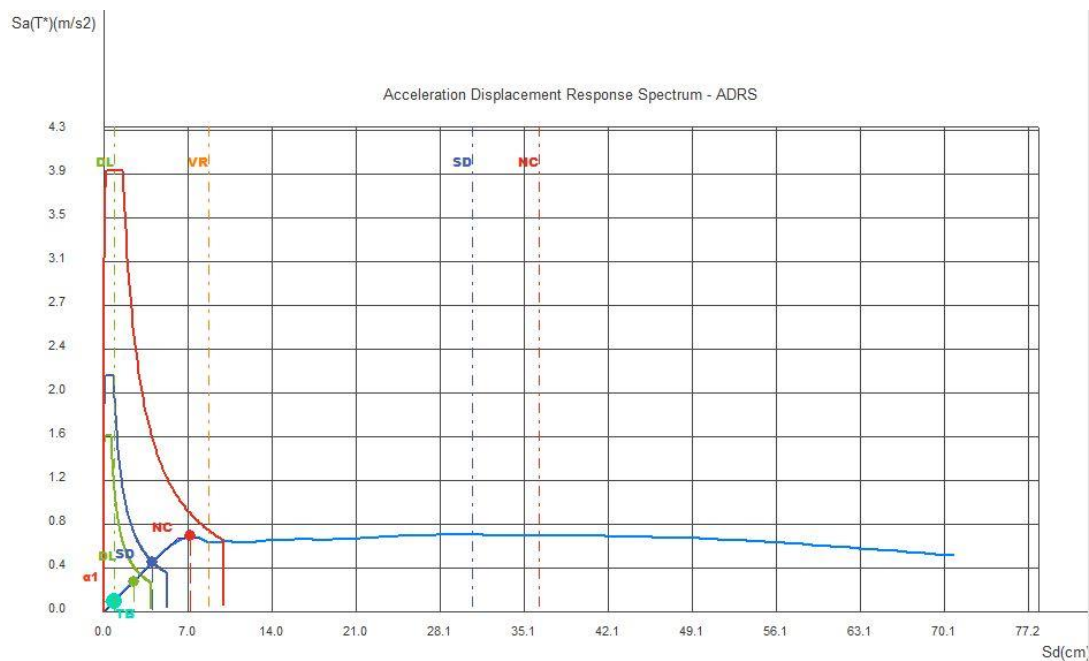
Πίνακας 3.14 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου2 στην διεύθυνση Υ.

Σύμφωνα με τις παραπάνω καμπύλες απαίτησης-ικανότητας για το γυμνό από τοιχοπληρώσεις φορέα παρατηρούμε ότι στον φορέα παρουσιάζεται αστοχία σε διάτμηση σε ένα υποστύλωμα του ισογείου οριακά για τη στοχευόμενη μετατόπιση της στάθμης οιονεί Κατάρρευσης, με αποτέλεσμα να μην επαρκεί για το στόχο αποτίμησης Γ1, αλλά να επαρκεί για το στόχο Β2. Τη στιγμή της στοχευόμενης μετακίνησης στον φορέα έχει διαρρεύσει επίσης σημαντικός αριθμός δοκών και υποστυλωμάτων (Εικόνα 3.28).



Εικόνα 3.28 - Πλάγια όψη φορέα που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση.

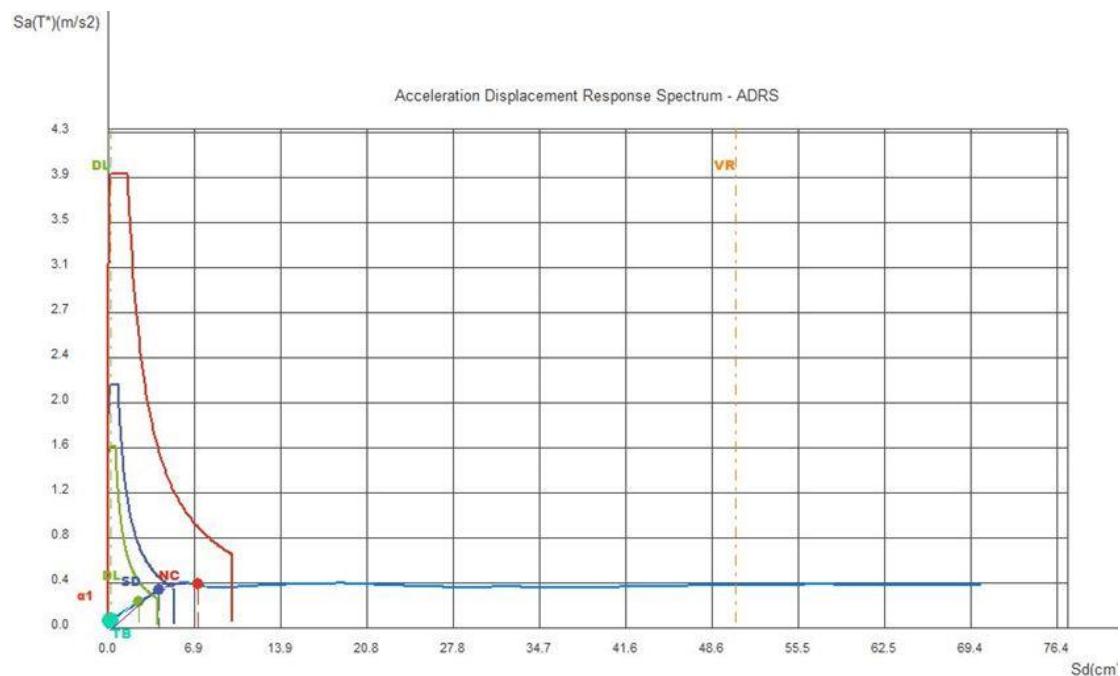
3.5.2.2 Προσομοίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής $f_{wc} = 1.5\text{MPa}$



Εικόνα 3.29 - Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Κτηρίου2 στην διεύθυνση Χ.

[/]	a_g [g]	Μονοβάθμιου	
		S_d [cm]	S_a [m/s ²]
DL	0.064	2.48	0.3
SD	0.085	4.03	0.4
NC	0.160	7.14	0.7

Πίνακας 3.15 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου2 στην διεύθυνση X.

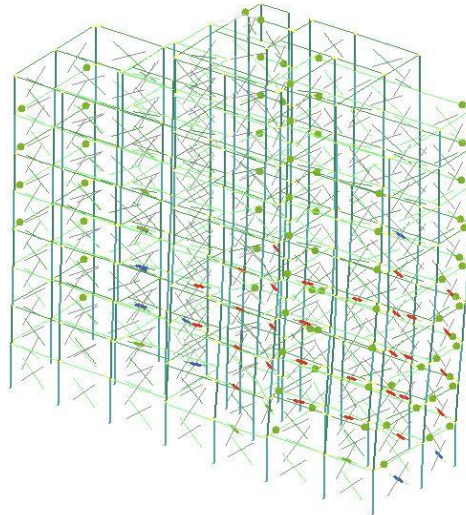


Εικόνα 3.30 - Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Κτηρίου2 στην διεύθυνση Y.

[/]	a_g [g]	Μονοβάθμιου	
		S_d [cm]	S_a [m/s ²]
DL	0.064	3.70	0.2
SD	0.085	5.25	0.3
NC	0.160	9.14	0.4

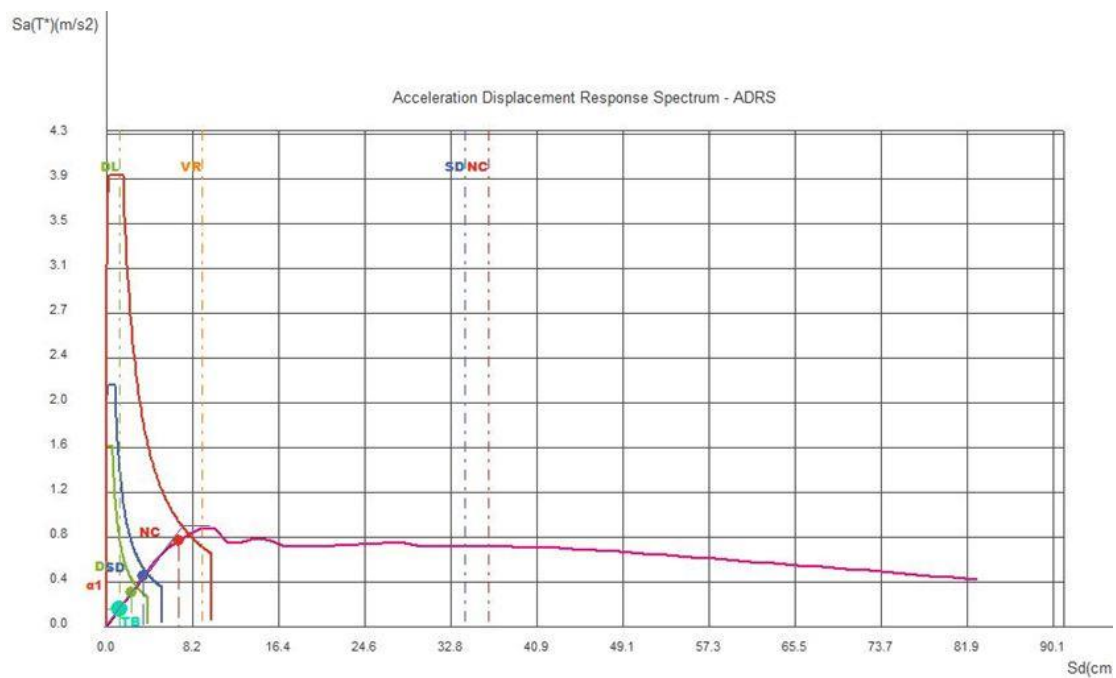
Πίνακας 3.16 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου2 στην διεύθυνση Y.

Σύμφωνα με τις παραπάνω καμπύλες απαίτησης-ικανότητας για προσομοίωση του φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής 1,5 MPa παρατηρούμε, ότι ο φορέας επαρκεί και για τους δύο επιδιωκόμενους στόχους αποτίμησης (B2 και Γ1). Ωστόσο, παρατηρούμε ότι ένα σημαντικό ποσοστό των τοιχοπληρώσεων έχουν αστοχήσει ξεπερνώντας την παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη στάθμη της Οιονεί Κατάρρευσης, με αποτέλεσμα να μην επαρκούν για τους επιδιωκόμενους στόχους αποτίμησης. Το σύνολο των τοιχοπληρώσεων έχει αστοχήσει για μετατόπιση της τάξης των 10cm.Τη στιγμή της στοχευόμενης μετακίνησης στον φορέα έχει διαρρεύσει σημαντικός αριθμός δοκών, αλλά και ορισμένα υποστυλώματα, ο αριθμός των οποίων είναι μικρότερος σε σύγκριση με την προηγούμενη περίπτωση φόρτισης, ενώ δεν αστοχεί σε διάτμηση το υποστύλωμα του ισογείου (Εικόνα 3.31). Σε σύγκριση με τον γυμνό φορέα, παρατηρείται σημαντική μείωση της στοχευόμενης μετακίνησης κάθε στάθμης επιτελεστικότητας και μικρή αύξηση των αντίστοιχων επιταχύνσεων.



Εικόνα 3.31 - Πλάγια όψη φορέα που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση.

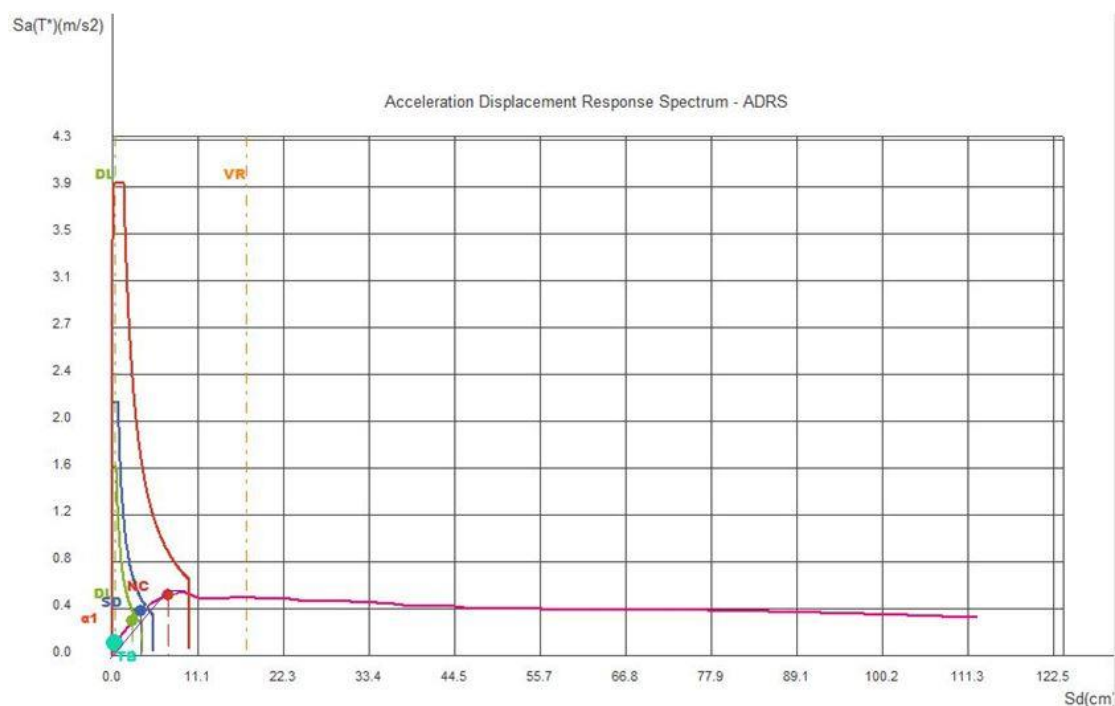
3.5.2.3 Προσομοίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής $f_{wc} = 2.0\text{MPa}$



Εικόνα 3.32 - Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Κτηρίου2 στην διεύθυνση Χ.

[/]	a_g [g]	S_d [cm]	Μονοβάθμιου	S_a [m/s ²]
DL	0.064	2.37		0.3
SD	0.085	3.49		0.4
NC	0.160	6.85		0.7

Πίνακας 3.17 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου2 στην διεύθυνση Χ.

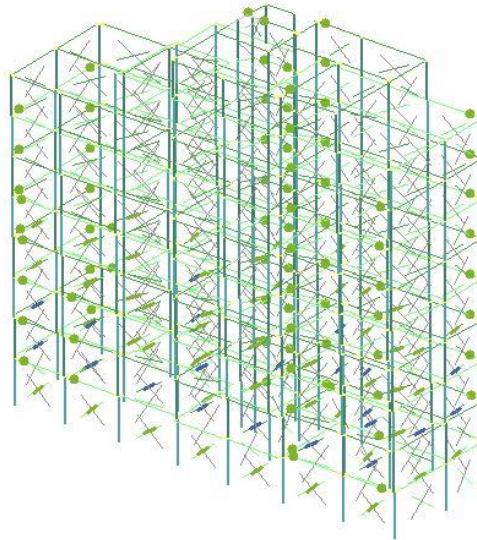


Εικόνα 3.33 - Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Κτηρίου2 στην διεύθυνση Υ.

[/]	ag [g]	Sd [cm]	Μονοβάθμιου	Sa [m/s ²]
DL	0.064	2.70		0.3
SD	0.085	3.82		0.4
NC	0.160	7.18		0.5

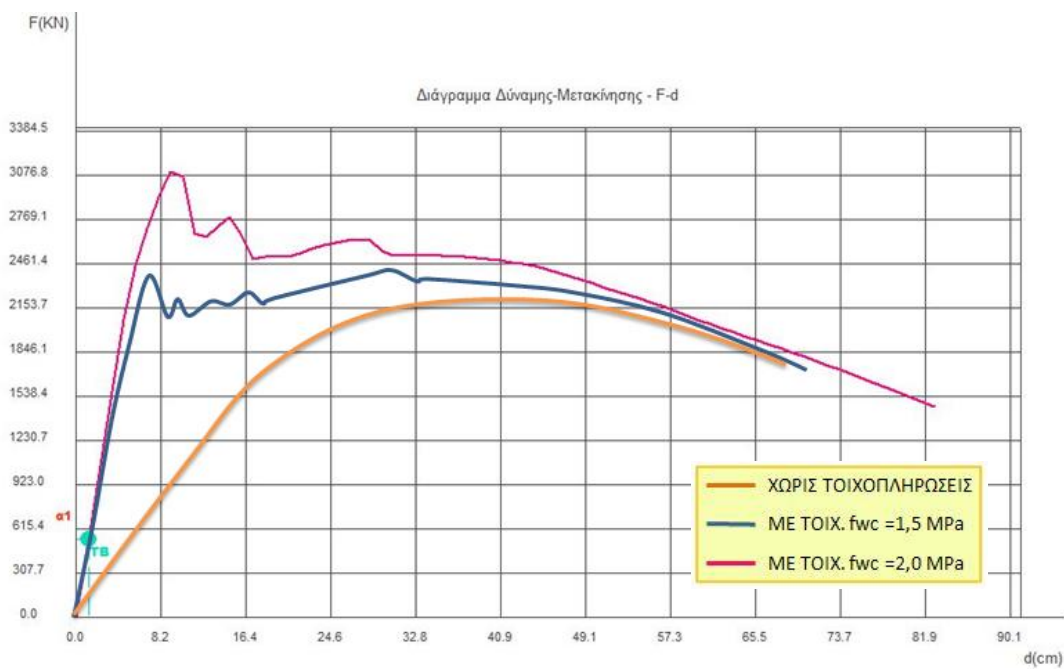
Πίνακας 3.18 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου2 στην διεύθυνση Υ.

Σύμφωνα με τις παραπάνω καμπύλες απαίτησης-ικανότητας για προσομοίωση του φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής 2,0 MPa παρατηρούμε, ότι ο φορέας επαρκεί και για τους δύο επιδιωκόμενους στόχους αποτίμησης (B2 και Γ1). Ωστόσο, παρατηρούμε ότι ένα σημαντικό ποσοστό των τοιχοπληρώσεων έχουν υπερβεί τη στάθμη των Σημαντικών Βλαβών, με αποτέλεσμα να μην επαρκούν για τους επιδιωκόμενους στόχους αποτίμησης, ενώ καμία τοιχοπλήρωση δεν έχει αστοχήσει. Η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων εντοπίζεται στην καμπύλη για μετατόπιση μέχρι 30cm περίπου. Τη στιγμή της στοχευόμενης μετακίνησης στον φορέα έχει διαρρεύσει σημαντικός αριθμός δοκών, αλλά και ορισμένα υποστυλώματα, ο αριθμός των οποίων είναι μικρότερος σε σύγκριση με την προηγούμενη περίπτωση φόρτισης, ενώ δεν αστοχεί σε διάτμηση το υποστυλόμε του ισογείου (Εικόνα 3.34). Σε σύγκριση με τον γυμνό φορέα, παρατηρείται σημαντική μείωση της στοχευόμενης μετακίνησης κάθε στάθμης επιτελεστικότητας και μικρή αύξηση των αντίστοιχων επιταχύνσεων.



Εικόνα 3.34 - Πλάγια όψη φορέα που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση.

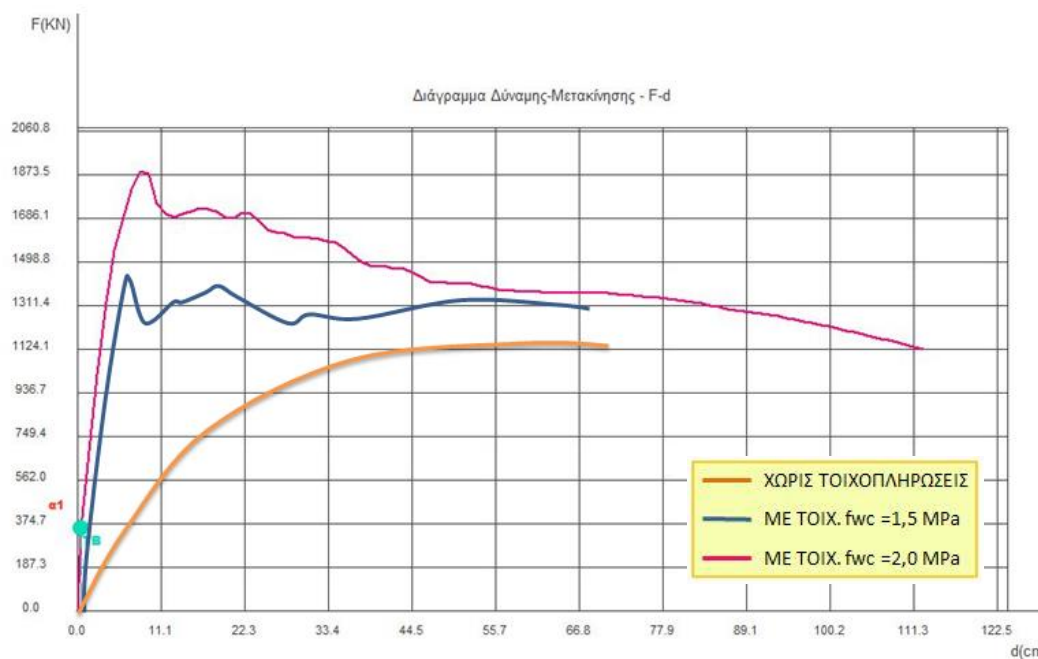
3.5.2.4 Σύγκριση καμπύλων ικανότητας



Εικόνα 3.35 - Καμπύλες ικανότητας Κτηρίου2 στην διεύθυνση Χ.

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ		F _u (kN)	T (sec)
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ		2302,15	3,55
ΜΕ	f _{wc,k} = 1,50 Mpa	2437,07	1,92
ΜΕ	f _{wc,k} = 2,00 Mpa	3076,78	1,85

Πίνακας 3.19 - Τιμές Δύναμης αστοχίας και ιδιοπεριόδου Κτηρίου2 στην διεύθυνση Χ.



Εικόνα 3.36 - Καμπύλες ικανότητας Κτηρίου2 στην διεύθυνση Y.

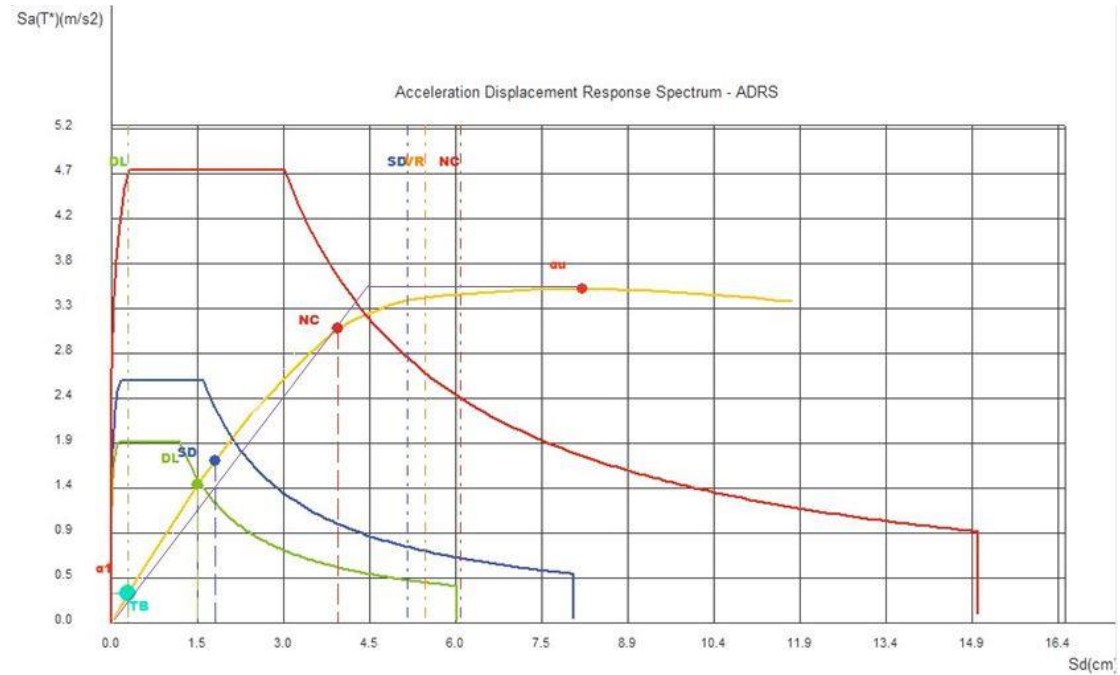
ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ		Fu (kN)	T (sec)
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ		1147,19	5,41
ΜΕ	fwc,k = 1,50 Mpa	1402,27	2,15
ΜΕ	fwc,k = 2,00 Mpa	1863,2	2,11

Πίνακας 3.20 - Τιμές Δύναμης αστοχίας και ιδιοπεριόδου Κτηρίου2 στην διεύθυνση Y.

Συγκρίνοντας τις καμπύλες ικανότητας των τριών προσομοιωμάτων παρατηρείται σημαντική αύξηση τις αρχικής δυσκαμψίας του φορέα, η οποία σχεδόν διπλασιάζεται και για τις δύο περιπτώσεις αντοχής των τοιχοπληρώσεων. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα για τιμές των μετακινήσεων έως 30cm περίπου να αυξάνεται σημαντικά η αντοχή του φορέα. Στην περίπτωση των τοιχοπληρώσεων αντοχής 1,5MPa η μέγιστη αντοχή του φορέα κατά 15% και στην περίπτωση των τοιχοπληρώσεων αντοχής 2,0MPa κατά 50%. Από την αστοχία των τοιχοπληρώσεων και μετά οι τρεις καμπύλες ικανότητας σχεδόν ταυτίζονται για τη διεύθυνση X, δηλαδή η αντοχή των τριών προσομοιωμάτων είναι σχεδόν η ίδια, ενώ δεν συμβαίνει το ίδιο και στην διεύθυνση Y.

3.5.3 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΗΡΙΟΥ 3

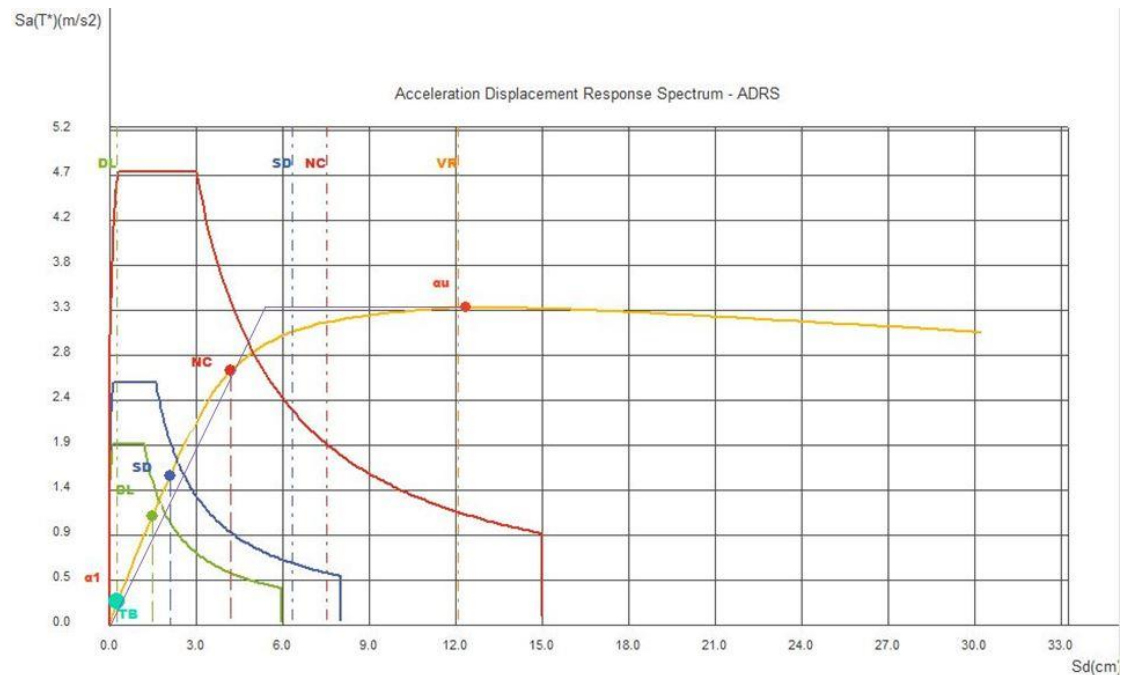
3.5.3.1 Προσομοίωση φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις



Εικόνα 3.37 - Διάγραμμα Απαιτήσης – Ικανότητας Κτηρίου3 στην διεύθυνση Χ.

[/]	ag [g]	Sd [cm]	Μονοβάθμιου	Sa [m/s ²]
DL	0.064	1.50		1.4
SD	0.085	1.80		1.7
NC	0.160	3.90		3.1

Πίνακας 3.21 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου3 στην διεύθυνση Χ.

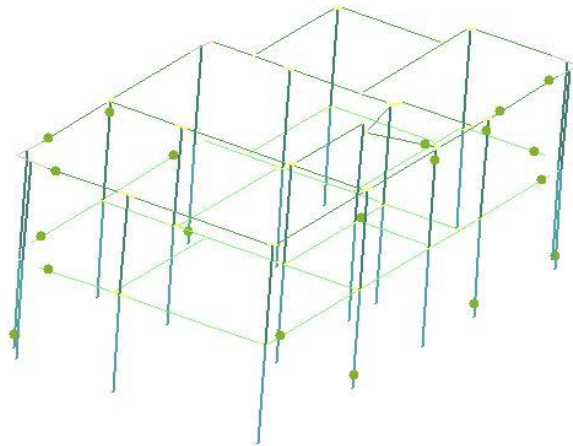


Εικόνα 3.38 - Διάγραμμα Απαιτήσης – Ικανότητας Κτηρίου3 στην διεύθυνση Υ.

[/]	ag [g]	Sd [cm]	Μονοβάθμιου	Sa [m/s ²]
DL	0.064	1.48		1.1
SD	0.085	2.08		1.5
NC	0.160	4.18		2.6

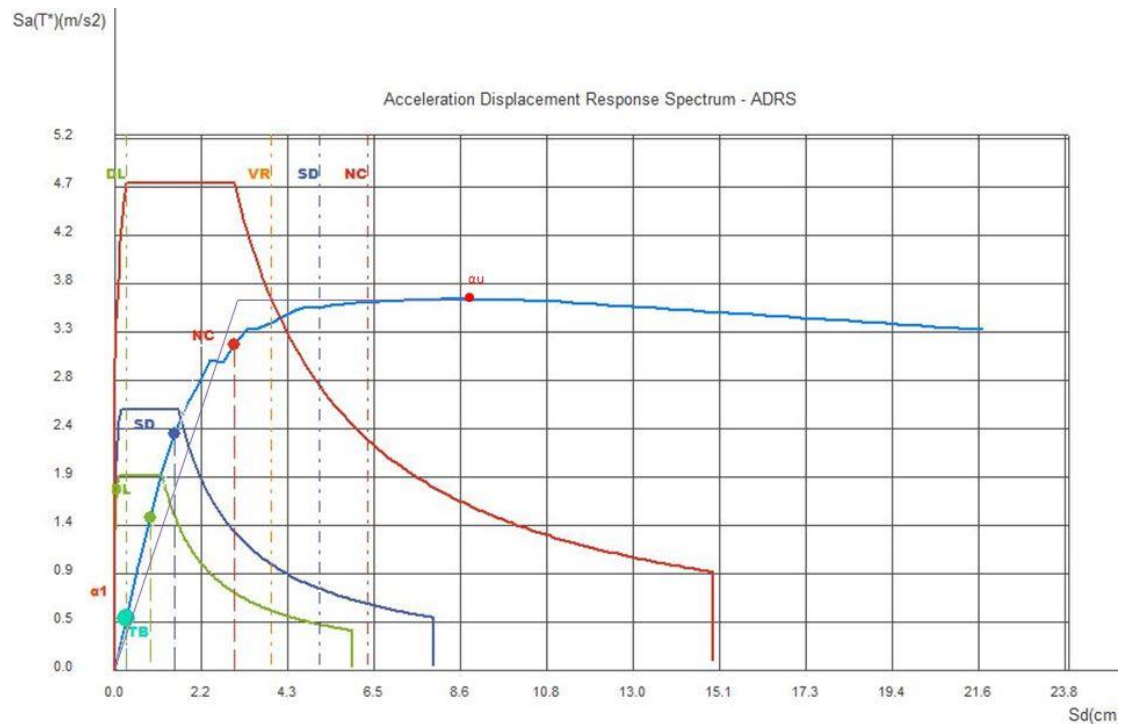
Πίνακας 3.22 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου3 στην διεύθυνση Υ.

Σύμφωνα με τις παραπάνω καμπύλες απαίτησης-ικανότητας για το γυμνό από τοιχοπληρώσεις φορέα παρατηρούμε ότι ο φορέας επαρκεί και για τους δύο επιδιωκόμενους στόχους αποτίμησης (B2 και Γ1). Τη στιγμή της στοχευόμενης μετακίνησης στον φορέα έχει διαρρεύσει σημαντικός αριθμός δοκών, αλλά και ορισμένα υποστυλώματα (Εικόνα 3.39).



Εικόνα 3.39 - Πλάγια όψη φορέα που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση.

3.5.3.2 Προσομοίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής $f_{wc} = 1.5\text{MPa}$

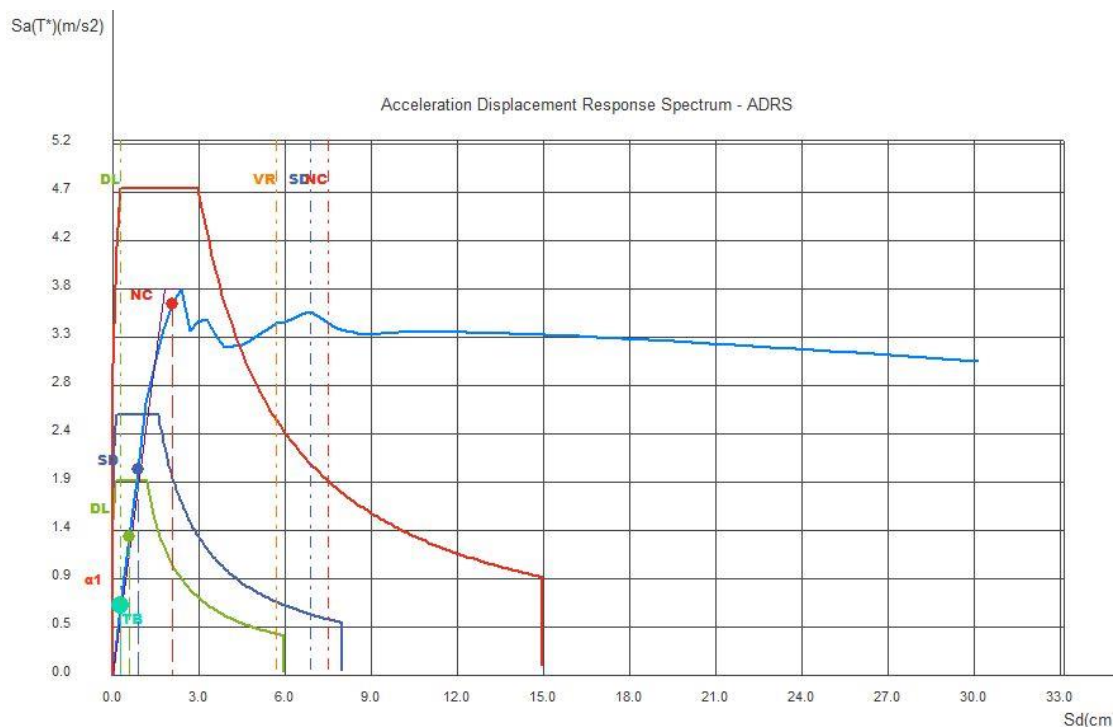


Εικόνα 3.40 - Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Κτηρίου3 στην διεύθυνση Χ.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

[/]	ag [g]	Sd [cm]	Μονοβάθμιου	Sa [m/s ²]
DL	0.064	0.90		1.5
SD	0.085	1.50		2.3
NC	0.160	3.00		3.1

Πίνακας 3.23 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου3 στην διεύθυνση X.

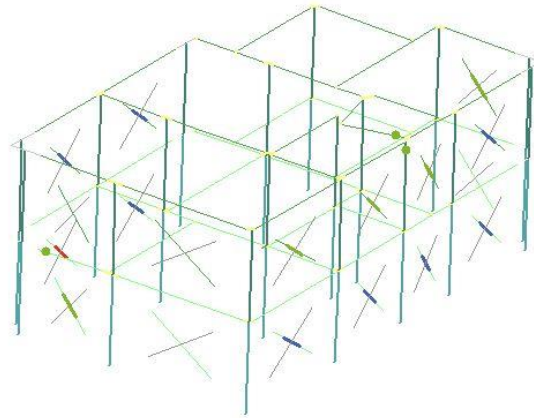


Εικόνα 3.41 - Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Κτηρίου3 στην διεύθυνση Y.

[/]	ag [g]	Sd [cm]	Μονοβάθμιου	Sa [m/s ²]
DL	0.064	0.58		1.3
SD	0.085	0.88		2.0
NC	0.160	2.08		3.5

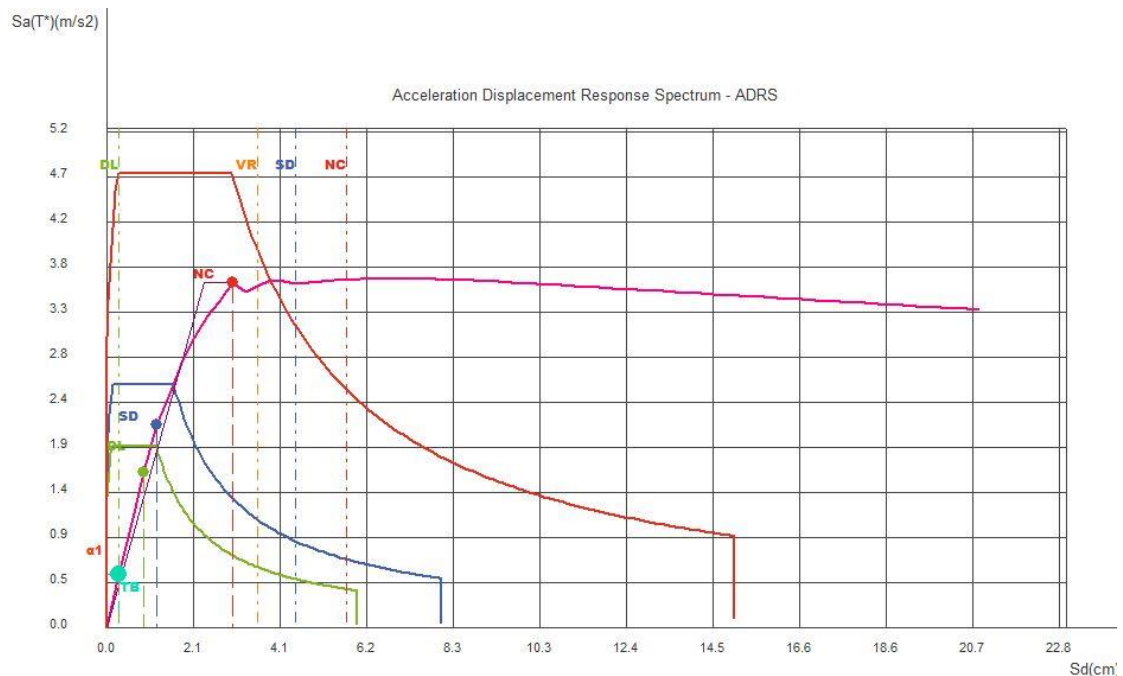
Πίνακας 3.24 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου3 στην διεύθυνση Y.

Σύμφωνα με τις παραπάνω καμπύλες απαίτησης-ικανότητας για προσομοίωση του φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής 1,5 MPa παρατηρούμε, ότι ο φορέας επαρκεί και για τους δύο επιδιωκόμενους στόχους αποτίμησης (B2 και Γ1). Ωστόσο, παρατηρούμε ότι ένα σημαντικό ποσοστό των τοιχοπληρώσεων έχουν ξεπεράσει τη στάθμη των Σημαντικών Βλαβών και μία έχει αστοχήσει, με αποτέλεσμα να μην επαρκούν για τους επιδιωκόμενους στόχους αποτίμησης. Το σύνολο των τοιχοπληρώσεων έχει αστοχήσει για μετατόπιση της τάξης των 6cm και 8cm για τις διευθύνσεις φόρτισης X και Y αντίστοιχα. Τη στιγμή της στοχευόμενης μετακίνησης στον φορέα έχουν διαρρεύσει ορισμένα φέροντα στοιχεία, ο αριθμός των οποίων είναι σημαντικά μικρότερος σε σύγκριση με την προηγούμενη περίπτωση φόρτισης (Εικόνα 3.42). Σε σύγκριση με τον γυμνό φορέα, παρατηρείται μικρή μείωση της στοχευόμενης μετακίνησης κάθε στάθμης επιτελεστικότητας και μικρή αύξηση των αντίστοιχων επιταχύνσεων.



Εικόνα 3.42 - Πλάγια όψη φορέα που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση.

3.5.3.3 Προσομοίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής $f_{wc} = 2.0\text{MPa}$

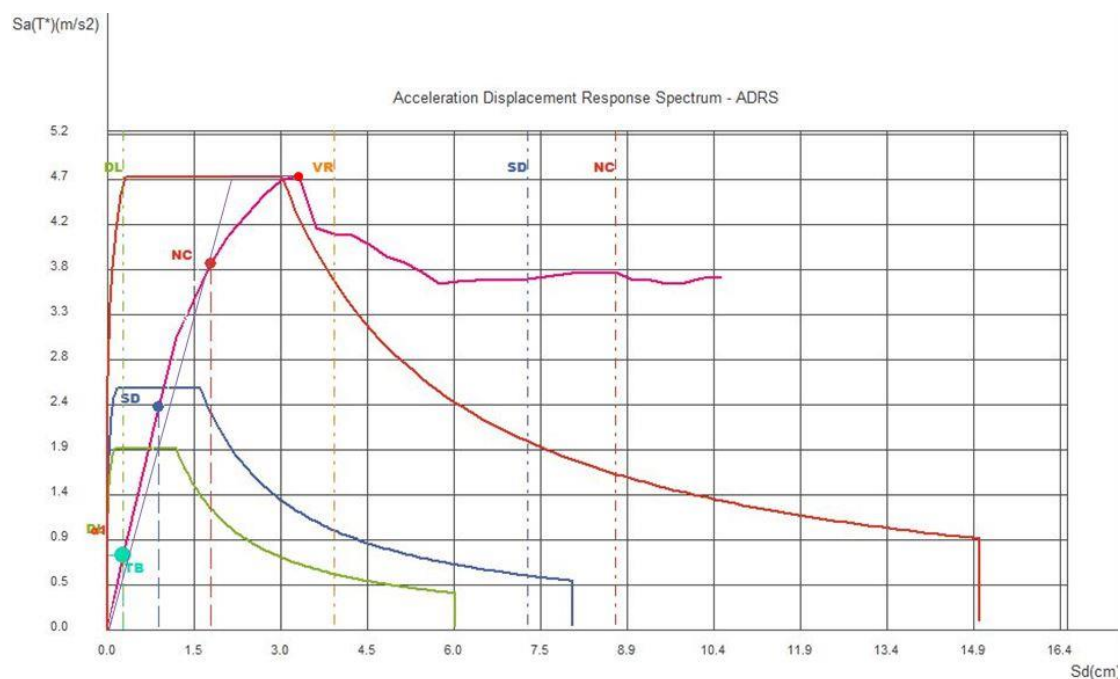


Εικόνα 3.43 - Διάγραμμα Απαιτήσης – Ικανότητας Κτηρίου3 στην διεύθυνση X.

[/]	a_g [g]	Μονοβάθμιου	
		S_d [cm]	S_a [m/s ²]
DL	0.064	0.90	1.6
SD	0.085	1.20	2.1
NC	0.160	3.00	3.6

Πίνακας 3.25 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου3 στην διεύθυνση X.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

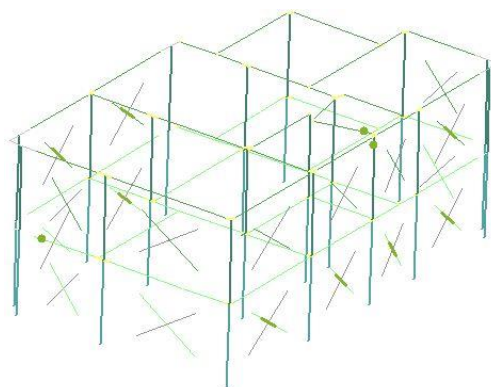


Εικόνα 3.44 - Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Κτηρίου3 στην διεύθυνση Υ.

[/]	a_g [g]	Μονοβάθμιου	
		Sd [cm]	Sa [m/s ²]
DL	0.064	0.28	0.8
SD	0.085	0.88	2.3
NC	0.160	1.78	3.8

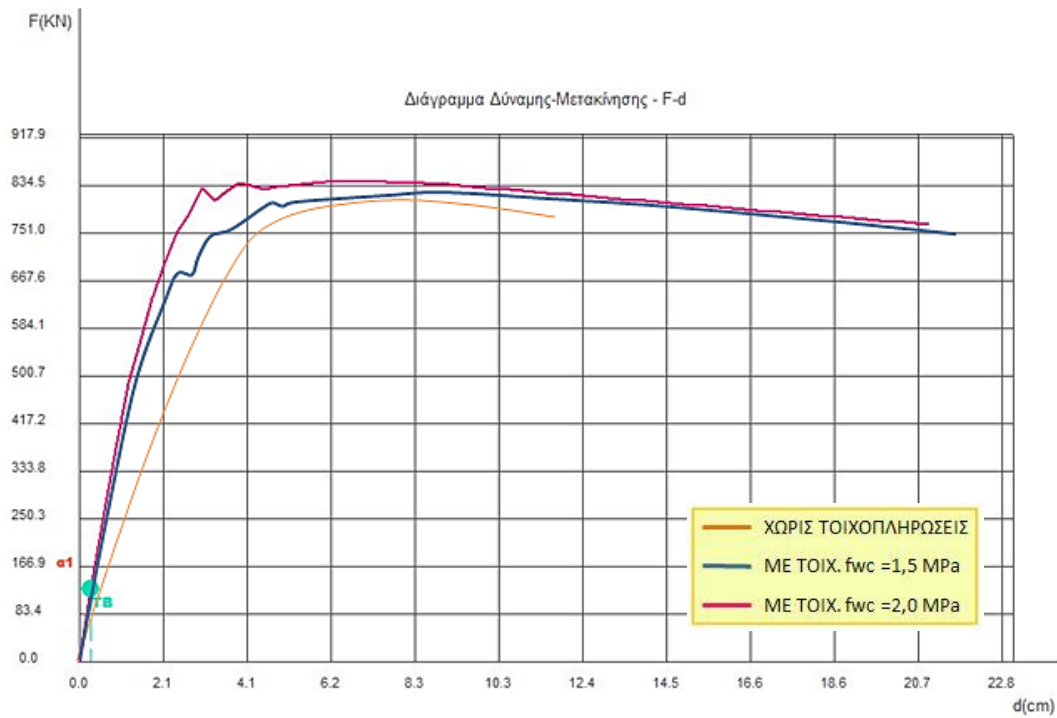
Πίνακας 3.26 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου3 στην διεύθυνση Υ.

Σύμφωνα με τις παραπάνω καμπύλες απαίτησης-ικανότητας για προσομοίωση του φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής 2,0 MPa παρατηρούμε, ότι ο φορέας επαρκεί και για τους δύο επιδιωκόμενους στόχους αποτίμησης (B2 και Γ1). Επιπλέον, παρατηρούμε ότι ένα σημαντικό ποσοστό των τοιχοπληρώσεων έχουν διαρρεύσει, αλλά δεν έχει ξεπεράσει τη στάθμη επιτελεστικότητας των Σημαντικών Βλαβών, με αποτέλεσμα να επαρκούν για τους επιδιωκόμενους στόχους αποτίμησης. Το σύνολο των τοιχοπληρώσεων έχει αστοχήσει για μετατόπιση της τάξης των 8cm. Τη στιγμή της στοχευόμενης μετακίνησης στον φορέα έχουν διαρρεύσει ορισμένα φέροντα στοιχεία, ο αριθμός των οποίων είναι σημαντικά μικρότερος σε σύγκριση με τον γυμνό φορέα (Εικόνα 3.45). Σε σύγκριση με τον γυμνό φορέα, παρατηρείται μείωση της στοχευόμενης μετακίνησης κάθε στάθμης επιτελεστικότητας και αύξηση των αντίστοιχων επιταχύνσεων



Εικόνα 3.45 - Πλάγια όψη φορέα που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση.

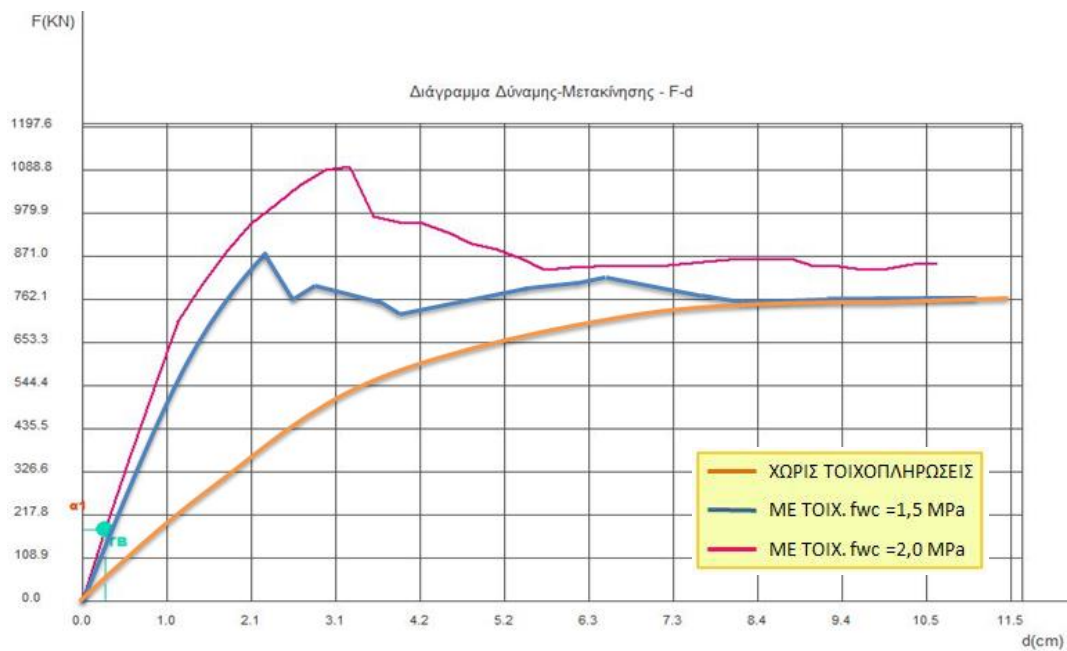
3.5.3.4 Σύγκριση καμπύλων ικανότητας



Εικόνα 3.46 - Καμπύλες ικανότητας Κτηρίου3 στην διεύθυνση Χ.

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ		Fu (kN)	T (sec)
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ		801,34	0,69
ΜΕ	f _{wc,k} = 1,50 MPa	828,14	0,57
ΜΕ	f _{wc,k} = 2,00 MPa	824,51	0,51

Πίνακας 3.27 - Τιμές Δύναμης αστοχίας και ιδιοπεριόδου Κτηρίου3 στην διεύθυνση Υ.



Εικόνα 3.47 - Καμπύλες ικανότητας Κτηρίου3 στην διεύθυνση Υ.

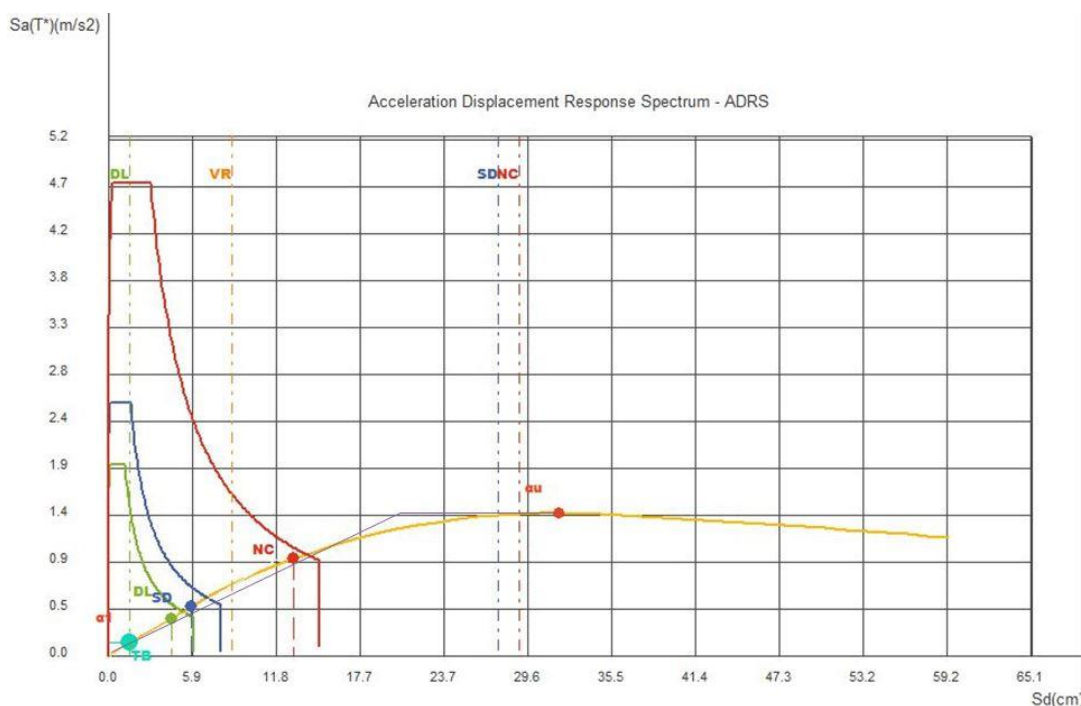
ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ		Fu (kN)	T (sec)
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ		760,38	0,81
ME	f _{wc,k} = 1,50 MPa	861,85	0,46
ME	f _{wc,k} = 2,00 MPa	1088,75	0,42

Πίνακας 3.28 - Τιμές Δύναμης αστοχίας και ιδιοπεριόδου Κτηρίου 3 στην διεύθυνση Y.

Συγκρίνοντας τις καμπύλες ικανότητας των τριών προσομοιωμάτων παρατηρείται σημαντική αύξηση τις αρχικής δυσκαμψίας του φορέα. Πιο συγκεκριμένα, η δυσκαμψία στη διεύθυνση X αυξήθηκε κατά 22% και στην Y κατά 45%. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα για τιμές των μετακινήσεων έως 8cm περίπου να αυξάνεται σημαντικά η αντοχή του φορέα. Στην περίπτωση των τοιχοπληρώσεων αντοχής 1,5MPa η μέγιστη αντοχή του φορέα κατά 9% και στην περίπτωση των τοιχοπληρώσεων αντοχής 2,0MPa κατά 23%. Από την αστοχία των τοιχοπληρώσεων και μετά οι τρεις καμπύλες ικανότητας σχεδόν ταυτίζονται για τη διεύθυνση X, δηλαδή η αντοχή των τριών προσομοιωμάτων είναι σχεδόν η ίδια. Αξίζει να σημειωθεί ότι η αύξηση τόσο της αντοχής όσο και της δυσκαμψίας στην διεύθυνση Y είναι μεγαλύτερη σε σύγκριση με τη διεύθυνση X. Αυτό οφείλεται στην έλλειψη ανοιγμάτων στις τοιχοπληρώσεις της Y διεύθυνσης, γεγονός που τις καθιστά πιο δύσκαμπτες από εκείνες της διεύθυνσης X.

3.5.4 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΗΡΙΟΥ 4

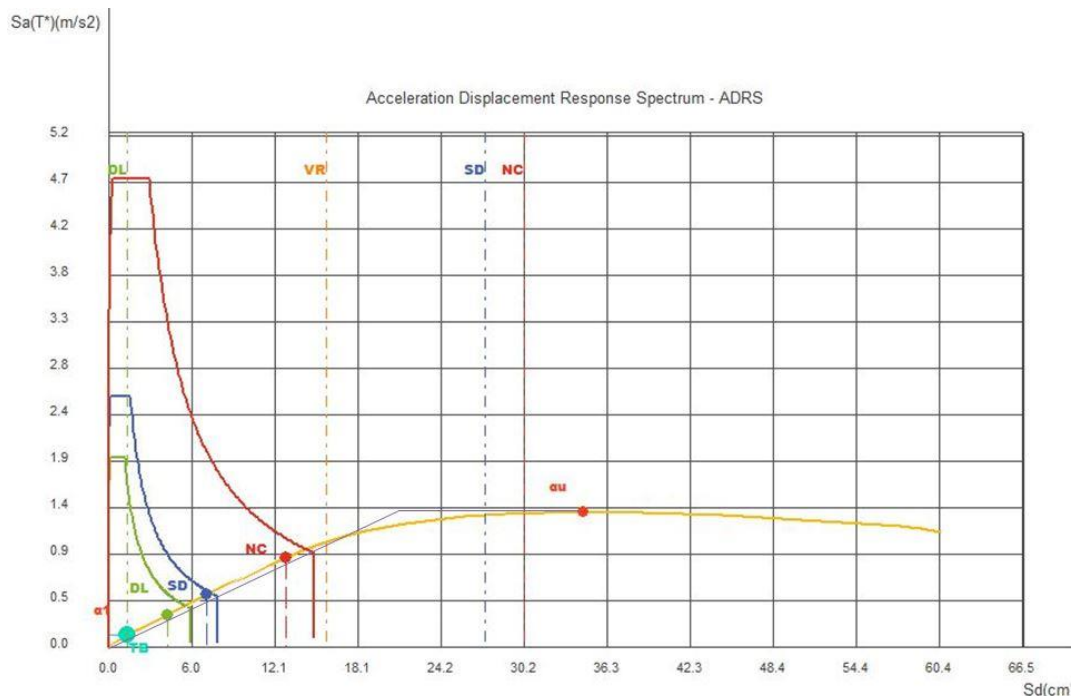
3.5.4.1 Προσομοίωση φορέα χωρίς τοιχοπληρώσεις



Εικόνα 3.48 - Διάγραμμα Απαιτήσης – Ικανότητας Κτηρίου 4 στην διεύθυνση X.

[/]	ag [g]	Sd [cm]	Μονοβάθμιου	Sa [m/s ²]
DL	0.064	4.44		0.4
SD	0.085	5.88		0.5
NC	0.160	13.08		1.0

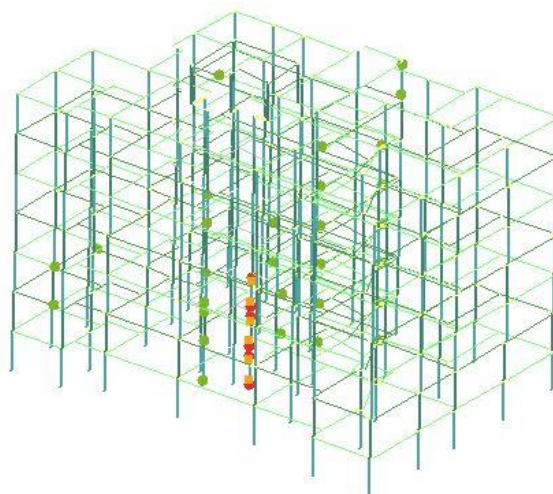
Πίνακας 3.29 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου 4 στην διεύθυνση Χ.



Εικόνα 3.49 - Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Κτηρίου 4 στην διεύθυνση Υ.

[/]	ag [g]	Sd [cm]	Μονοβάθμιου	Sa [m/s ²]
DL	0.064	4.28		0.3
SD	0.085	7.16		0.5
NC	0.160	12.92		0.9

Πίνακας 3.30 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου 4 στην διεύθυνση Υ.

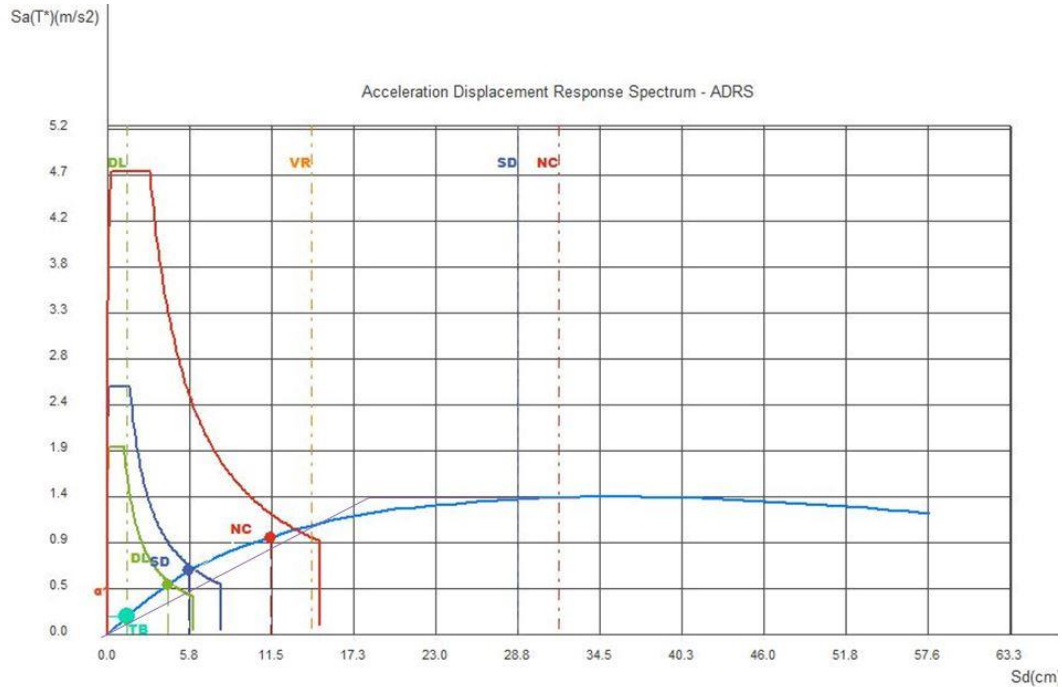


Εικόνα 3.50 - Πλάγια όψη φορέα που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση.

Σύμφωνα με τις παραπάνω καμπύλες απαίτησης-ικανότητας για το γυμνό από τοιχοπληρώσεις φορέα παρατηρούμε ότι στον φορέα παρουσιάζεται αστοχία σε διάτμηση

στα τοιχώματα του ανελκυστήρα, με αποτέλεσμα να μην επαρκεί για το στόχο αποτίμησης Γ1, αλλά να επαρκεί για το στόχο Β2. Τη στιγμή της στοχευόμενης μετακίνησης στον φορέα έχει διαρρεύσει επίσης σημαντικός αριθμός δοκών και υποστυλωμάτων (Εικόνα 3.50).

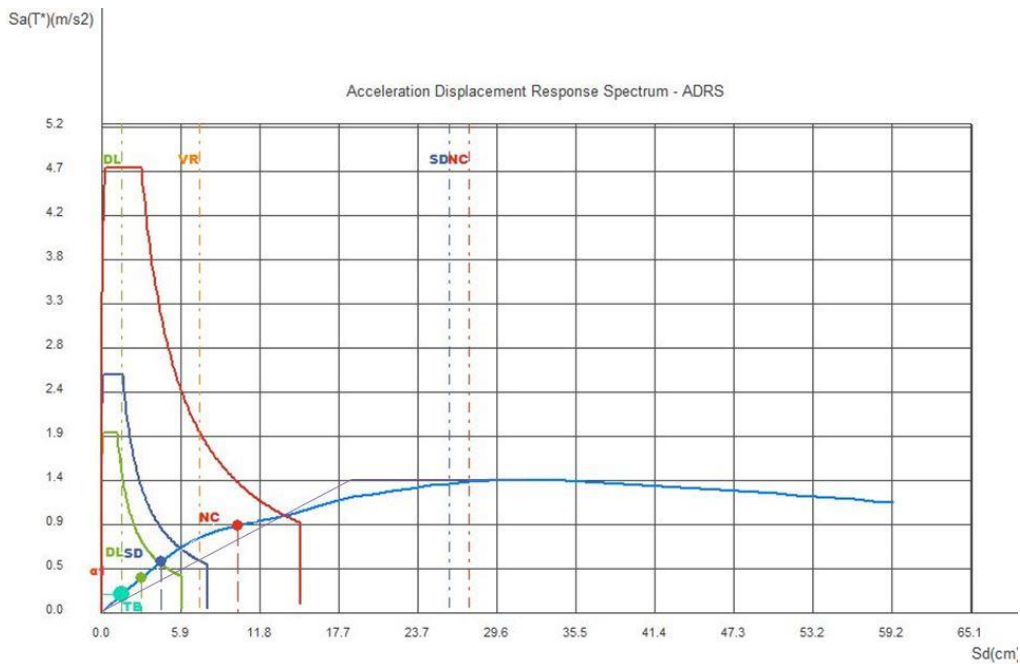
3.5.4.2 Προσομοίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής $f_{wc} = 1.5\text{MPa}$



Εικόνα 3.51 - Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Κτηρίου 4 στην διεύθυνση Χ.

[/]	a_g [g]	S_d [cm]	Μονοβάθμιου	S_a [m/s ²]
DL	0.064	3.00		0.4
SD	0.085	4.44		0.5
NC	0.160	10.20		0.9

Πίνακας 3.31 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου4 στην διεύθυνση Χ.

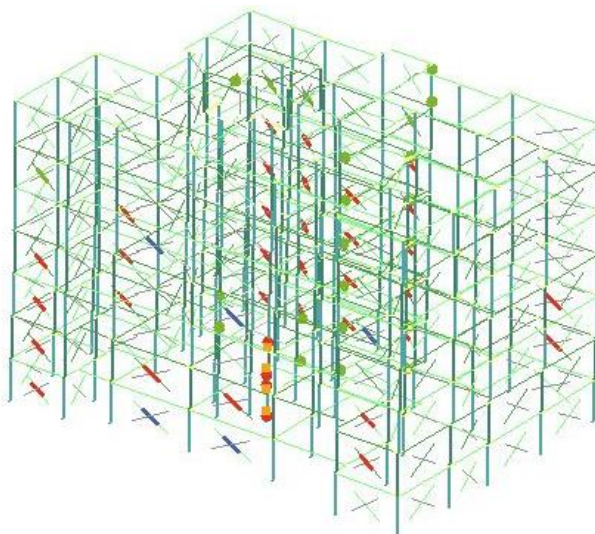


Εικόνα 3.52 - Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Κτηρίου4 στην διεύθυνση Υ.

[/]	a_g [g]	S_d [cm]	Μονοβάθμιου	S_a [m/s ²]
DL	0.064	4.28		0.5
SD	0.085	5.72		0.6
NC	0.160	11.48		1.0

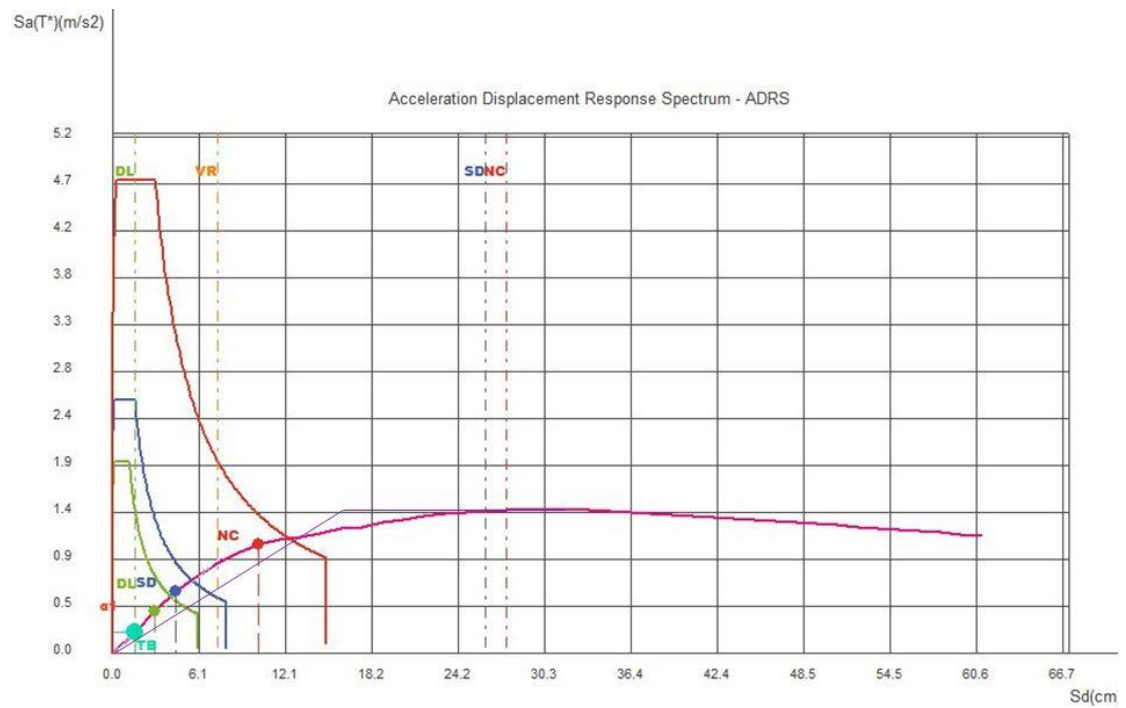
Πίνακας 3.32 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου4 στην διεύθυνση Y.

Σύμφωνα με τις παραπάνω καμπύλες απαίτησης-ικανότητας για προσομοίωση του φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής 1,5 MPa παρατηρούμε ότι στον φορέα παρουσιάζεται αστοχία σε διάτμηση στα τοιχώματα του ανελκυστήρα, με αποτέλεσμα να μην επαρκεί για το στόχο αποτίμησης Γ1, αλλά να επαρκεί για το στόχο Β2. Ωστόσο, παρατηρούμε ότι ένα σημαντικό ποσοστό των τοιχοπληρώσεων έχουν αστοχήσει ξεπερνώντας την παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη στάθμη της Οιονεί Κατάρρευσης, με αποτέλεσμα να μην επαρκούν για τους επιδιωκόμενους στόχους αποτίμησης. Το σύνολο των τοιχοπληρώσεων έχει αστοχήσει για μετατόπιση της τάξης των 12cm για τοιχοπληρώσεις αντοχής 1,5MPa και 17cm για τοιχοπληρώσεις αντοχής 2,0MPa. Τη στιγμή της στοχευόμενης μετακίνησης στον φορέα έχει διαρρεύσει σημαντικός αριθμός δοκών, αλλά και ορισμένα υποστυλώματα, ο αριθμός των οποίων είναι μικρότερος σε σύγκριση με την προηγούμενη περίπτωση φόρτισης, ενώ έχει αστοχήσει σε διάτμηση το τοίχωμα περιμετρικά του ανελκυστήρα (Εικόνα 3.53). Σε σύγκριση με τον γυμνό φορέα, παρατηρείται μικρή μείωση της στοχευόμενης μετακίνησης κάθε στάθμης επιτελεστικότητας και μικρή αύξηση των αντίστοιχων επιταχύνσεων.



Εικόνα 3.53 - Πλάγια όψη φορέα που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση.

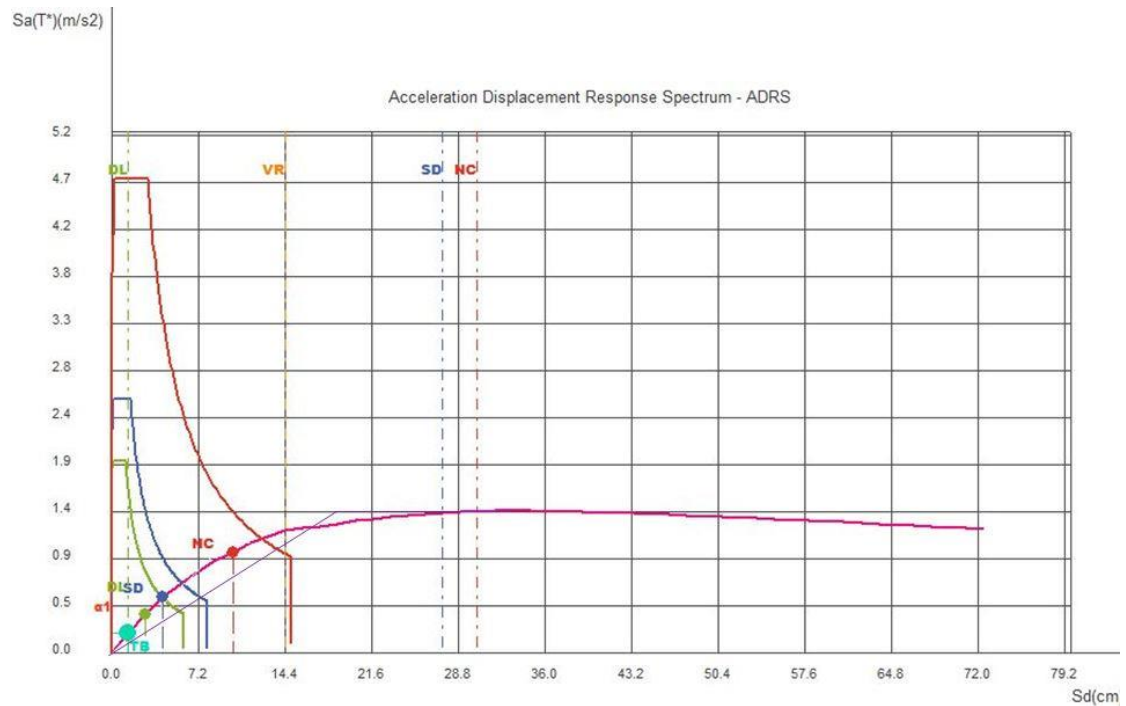
3.5.4.3 Προσομοίωση φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής $f_{wc} = 2.0\text{MPa}$



Εικόνα 3.54 - Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Κτηρίου4 στην διεύθυνση Χ.

[/]	a_g [g]	Μονοβάθμιου	
		Sd [cm]	Sa [m/s ²]
DL	0.064	3.00	0.4
SD	0.085	4.44	0.6
NC	0.160	10.20	1.1

Πίνακας 3.33 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου4 στην διεύθυνση Χ.

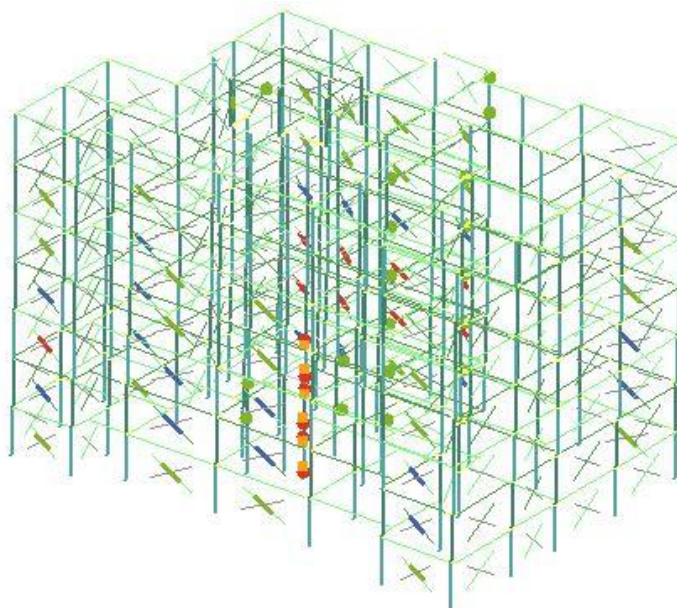


Εικόνα 3.55 - Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας Κτηρίου4 στην διεύθυνση Υ.

[/]	ag [g]	Sd [cm]	Μονοβάθμιου	Sa [m/s ²]
DL	0.064	2.84		0.4
SD	0.085	4.28		0.5
NC	0.160	10.04		1.0

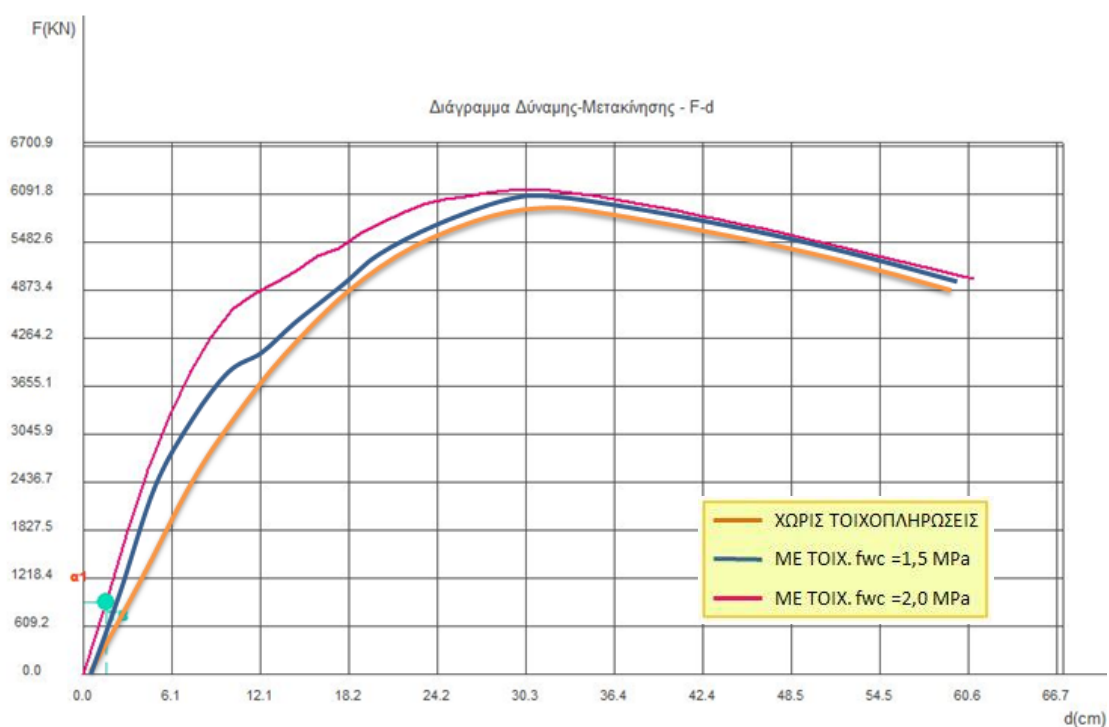
Πίνακας 3.34 - Στοχευόμενη μετακίνηση Κτηρίου4 στην διεύθυνση Y.

Σύμφωνα με τις παραπάνω καμπύλες απαίτησης-ικανότητας για προσομοίωση του φορέα με τοιχοπληρώσεις αντοχής 1,5 MPa παρατηρούμε ότι στον φορέα παρουσιάζεται αστοχία σε διάτμηση στα τοιχώματα του ανελκυστήρα, με αποτέλεσμα να μην επαρκεί για το στόχο αποτίμησης Γ1, αλλά να επαρκεί για το στόχο Β2. Ωστόσο, παρατηρούμε ότι ένα σημαντικό ποσοστό των τοιχοπληρώσεων έχουν αστοχήσει ξεπερνώντας την παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη στάθμη της Οιονεί Κατάρρευσης, με αποτέλεσμα να μην επαρκούν για τους επιδιωκόμενους στόχους αποτίμησης. Το σύνολο των τοιχοπληρώσεων έχει αστοχήσει για μετατόπιση της τάξης των 17cm για τοιχοπληρώσεις αντοχής 1,5MPa και 29cm για τοιχοπληρώσεις αντοχής 2,0MPa. Τη στιγμή της στοχευόμενης μετακίνησης στον φορέα έχει διαρρεύσει σημαντικός αριθμός δοκών, αλλά και ορισμένα υποστυλώματα, ο αριθμός των οποίων είναι μικρότερος σε σύγκριση με τον γυμνό φορέα, ενώ έχει αστοχήσει σε διάτμηση το τοίχωμα περιμετρικά του ανελκυστήρα (Εικόνα 3.56). Επιπλέον, ο αριθμός των τοιχοπληρώσεων που έχουν αστοχήσει έχει μειωθεί. Σε σύγκριση με τον γυμνό φορέα, παρατηρείται μικρή μείωση της στοχευόμενης μετακίνησης κάθε στάθμης επιτελεστικότητας και μικρή αύξηση των αντίστοιχων επιταχύνσεων.



Εικόνα 3.56 - Πλάγια όψη φορέα που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση.

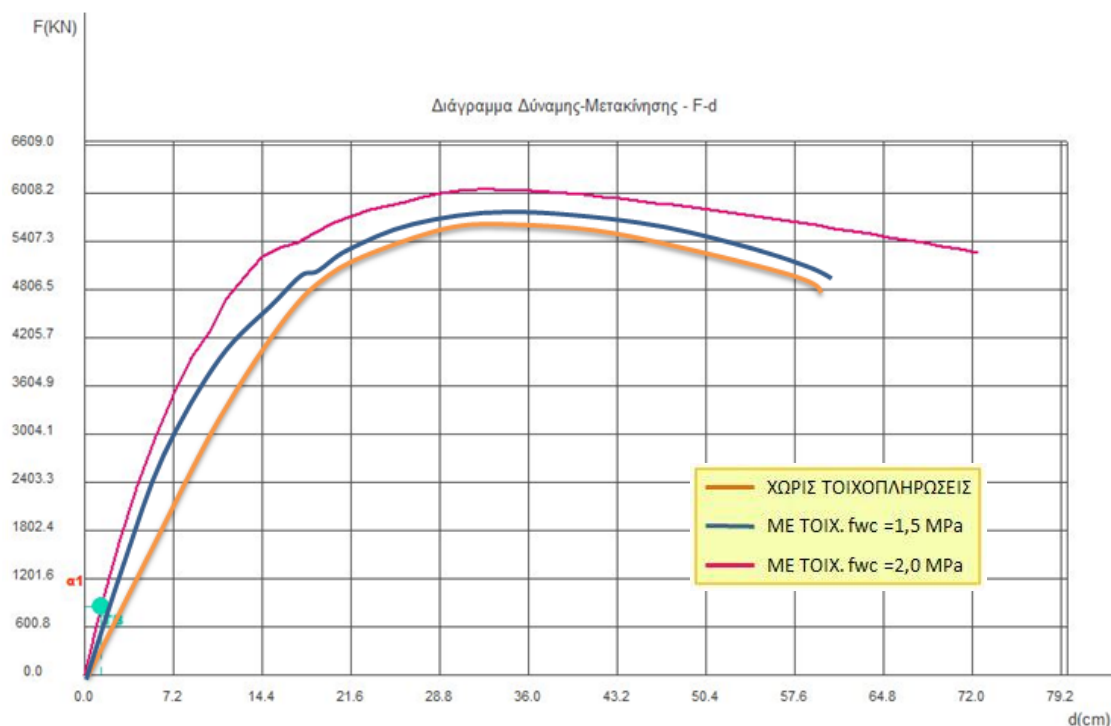
3.5.4.4 Σύγκριση καμπύλων ικανότητας



Εικόνα 3.57 - Καμπύλες ικανότητας Κτηρίου4 στην διεύθυνση Χ.

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ		Fu (kN)	T (sec)
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ		6059,2	2,31
ΜΕ	f _{wc,k} = 1,50 MPa	6064,32	2,28
ΜΕ	f _{wc,k} = 2,00 MPa	6091,77	2,06

Πίνακας 3.35 - Τιμές δύναμης αστοχίας και ιδιοπεριόδου Κτηρίου4 στην διεύθυνση Χ.



Εικόνα 3.58 - Καμπύλες ικανότητας Κτηρίου3 στην διεύθυνση Y.

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ		Fu (kN)	T (sec)
ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ		5766,35	2,49
ΜΕ	fwc,k = 1,50 MPa	5933,02	2,24
ΜΕ	fwc,k = 2,00 MPa	6008,15	2,14

Πίνακας 3.36 - Τιμές Δύναμης αστοχίας και ιδιοπεριόδου Κτηρίου4 στην διεύθυνση Y.

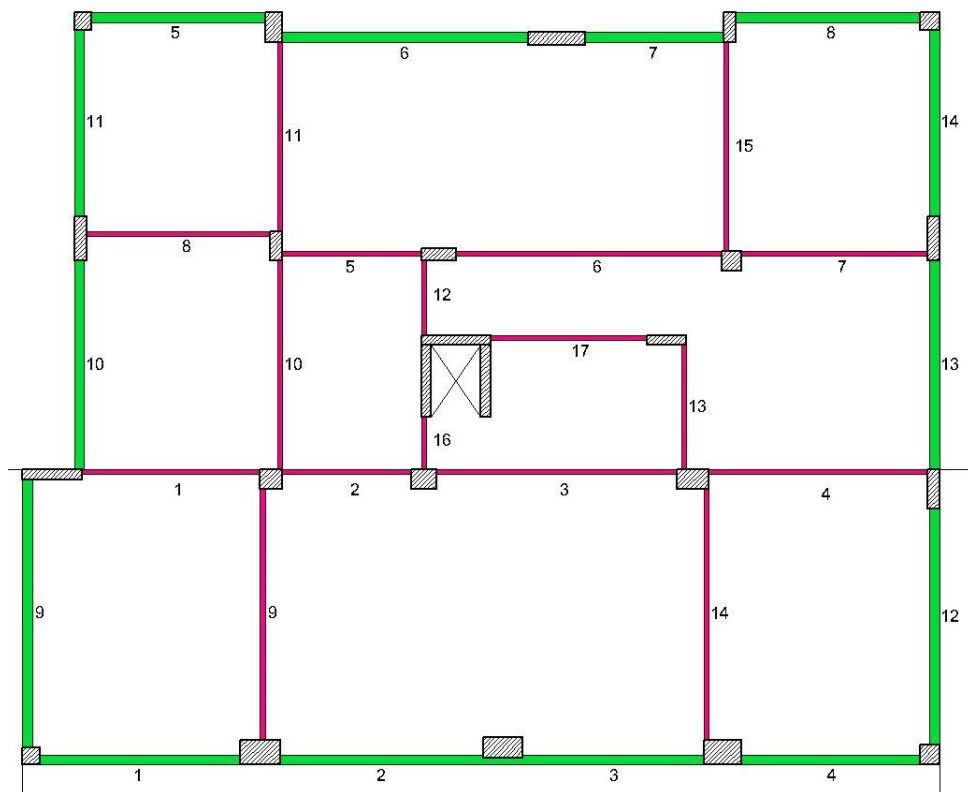
Συγκρίνοντας τις καμπύλες ικανότητας των τριών προσομοιωμάτων παρατηρείται μικρή αύξηση τις αρχικής δυσκαμψίας του φορέα. Πιο συγκεκριμένα, η δυσκαμψία του φορέα αυξάνεται κατά μέσο όρο 10% στη διεύθυνση Y και 5% στη διεύθυνση X. Η μέγιστη αντοχή του κτηρίου για φόρτιση στη διεύθυνση X παραμένει σχεδόν ίδια και δεν επηρεάζεται από την ύπαρξη των τοιχοπληρώσεων, ενώ στη διεύθυνση Y παρατηρείται αύξηση της τάξης του 4%. Από την αστοχία των τοιχοπληρώσεων και μετά οι τρεις καμπύλες ικανότητας σχεδόν ταυτίζονται για τη διεύθυνση X, δηλαδή η αντοχή των τριών προσομοιωμάτων είναι σχεδόν η ίδια, ενώ δεν συμβαίνει το ίδιο και στην διεύθυνση Y.

4. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΗ-ΚΑΝΟΝΙΚΗΣ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΕ ΠΟΛΥΩΡΟΦΑ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

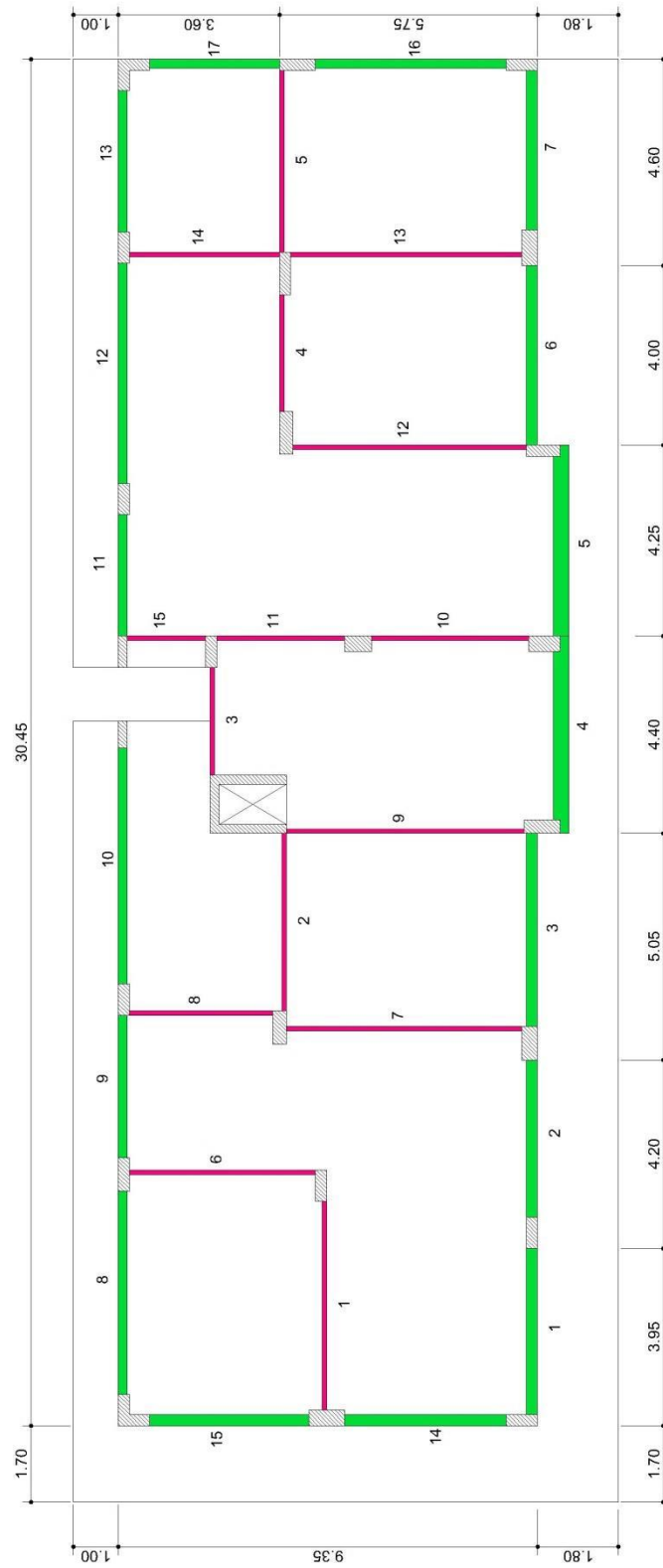
4.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΗΡΙΩΝ

Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει διερεύνηση της επιρροής της διάταξης και του ποσοστού των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη, καθώς και της αφαίρεσης τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος στην σεισμική απόκριση των δύο πρώτων κτηρίων που εξετάστηκαν στο Κεφάλαιο 3.

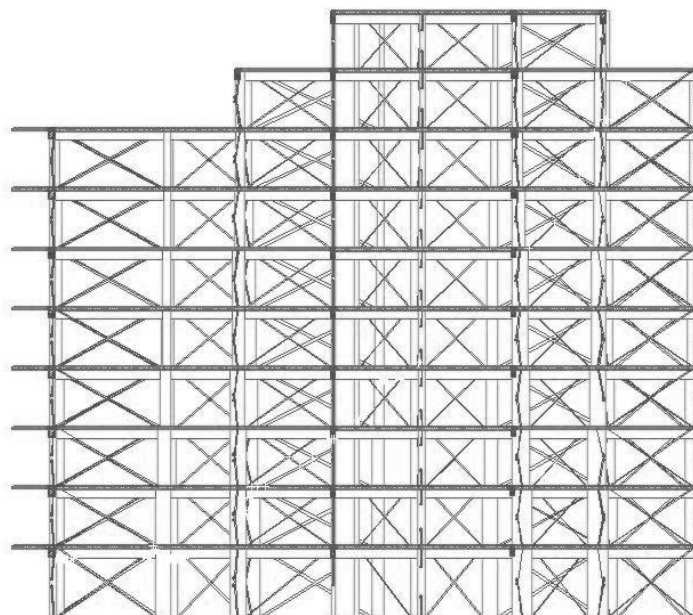
Στις εικόνες 4.1 και 4.2 παρουσιάζεται η αρχική διάταξη των τοιχοπληρώσεων στο κτήριο 1 και 2 αντίστοιχα. Στο προσομοίωμα λήφθησαν υπόψη μόνο όσες τοιχοπληρώσεις πληρούν τα κριτήρια του Ευρωκώδικα 8 και του ΚΑΝ.ΕΠΕ.(§1.1 και §2.7.4.2 αντίστοιχα). Οι ιδιότητες και ο τρόπος προσομοίωσης των τοιχοπληρώσεων περιγράφονται αναλυτικά στην παράγραφο 2.7.4.2. Η προσομοίωση του υπόλοιπου φορέα από οπλισμένο σκυρόδεμα γίνεται σύμφωνα με την παράγραφο 4.3. Για τους δύο φορείς έγινε ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης σύμφωνα με την παράγραφο 2.6.1.



Εικόνα 4.1 - Απεικόνιση εσωτερικών και εξωτερικών τοιχοπληρώσεων Κτηρίου 1.



Εικόνα 4.2 - Απεικόνιση εσωτερικών και εξωτερικών τοιχοπληρώσεων Κτηρίου 2.



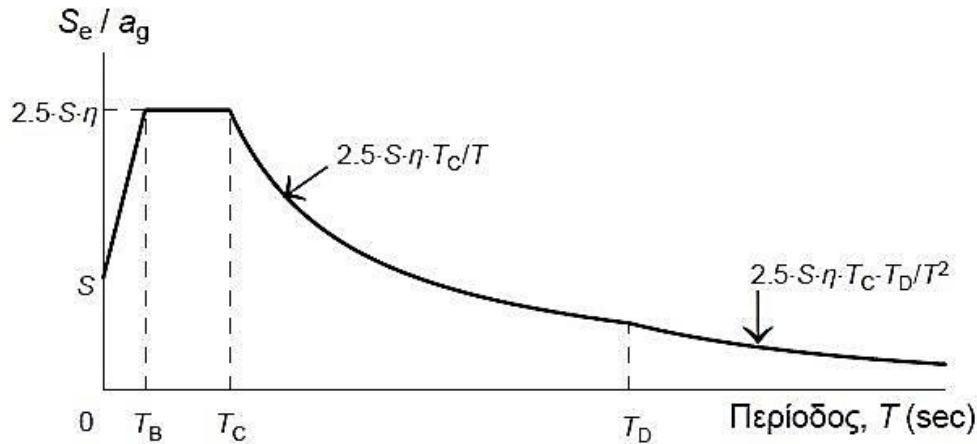
Εικόνα 4.3 - Τομή εννιαώροφου κτηρίου με τοιχοπληρώσεις.

4.2 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ

Τα εξεταζόμενα κτήρια υπάγονται στην σεισμική ζώνη Z1 με μέγιστη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση $\alpha=0.16g$. Η χρήση των κτηρίων ως κατοικία τα κατατάσσει στην κατηγορία σπουδαιότητας II. Έτσι ο συντελεστής σπουδαιότητας τους λαμβάνεται ίσος με $\gamma = 1.00$. Το υπέδαφος των εξεταζόμενων κτηρίων θεωρείται ότι είναι Κατηγορίας B και χρησιμοποιήθηκε το αντίστοιχο φάσμα του Ευρωκώδικα 8. Ο συντελεστής εδάφους είναι ίσος με $S = 1.20$. Η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού δεν λήφθηκε υπόψη.

Σεισμική δράση	
Σεισμική ζώνη	? Z1
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αgR	? 0.160
Σπουδαιότητα κτηρίου	? II (συνήθη κτίρια)
Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I	? 1.000
Συντελεστής τοπογραφίας S_T	? 1.000
Παράμετροι φάσματος	
Φάσμα	? Φάσμα σχεδιασμού
Εδαφικός τύπος	? B
Συντελεστής εδάφους S	? 1.200

Εικόνα 4.4 – Παράμετροι φάσματος σχεδιασμού.



Εικόνα 4.5 – Ελαστικό φάσμα απόκρισης.

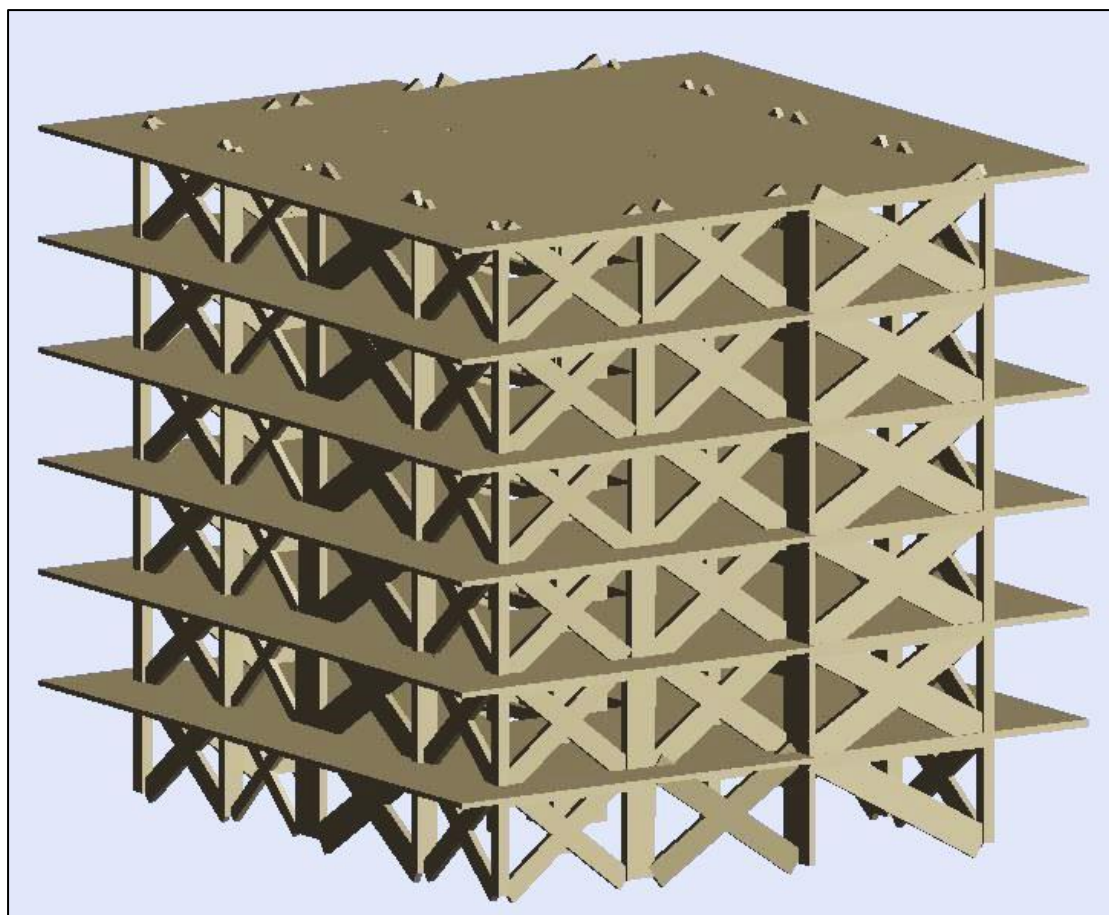
4.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ

4.3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η ανάλυση του υφιστάμενου κτιρίου έγινε με τη χρήση του προγράμματος FESPA (5.6.0.14). Ο φορέας προσομοιώθηκε όπως προδιαγράφεται στον Ευρωκώδικα 8. Το υπολογιστικό προσομοίωμα είναι χωρικό και περιλαμβάνει το σύνολο των γραμμικών δομικών στοιχείων. Η προσομοίωση έγινε με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων δοκού που διαθέτουν τα προγράμματα. Ο άξονάς τους ταυτίζεται με τον κεντροβαρικό άξονα δοκών και υποστυλωμάτων. Στους κόμβους των πλαισίων θεωρήθηκαν απολύτως στερεά τμήματα (άκαμπτες απολήξεις). Επίσης, με οριζόντιους απολύτως στερεούς βραχίονες προσομοιώθηκαν και οι εκκεντρότητες που προκύπτουν τόσο λόγω της μεταβολής των διατομών των κατακόρυφων στοιχείων από όροφο σε όροφο, όσο και λόγω της έκκεντρης στήριξης των δοκών.

Η δυσκαμψία όλων των φερόντων στοιχείων απομειώθηκε σε ένα ποσοστό της αντίστοιχης γεωμετρικής δυσκαμψίας των διατομών των μελών, ώστε να ληφθούν υπόψη οι συνέπειες της ρηγμάτωσης. Η δυσκαμψία, που πρέπει να λαμβάνεται υπόψη, αντιστοιχεί στην έναρξη διαρροής του σπλισμού. Ωστόσο, στην προκειμένη περίπτωση, τα ελαστικά καμπτικά και διατμητικά χαρακτηριστικά δυσκαμψίας λήφθησαν ίσα με το μισό της αντίστοιχης δυσκαμψίας για την περίπτωση της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης, όπως προβλέπει ο Ευρωκώδικας 8.

Οι πλάκες θεωρήθηκαν απολύτως απαραμόρφωτες στο επίπεδό τους. Κάνοντας χρήση της ενσωματωμένης δυνατότητας του προγράμματος για την προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας στις στάθμες των ορόφων. Η μάζα και η μαζική ροπή αδράνειας θεωρήθηκαν συγκεντρωμένες στα κέντρα βάρους (γεωμετρικά κέντρα) των ορόφων (διαφράγματα), με τρεις ελευθερίες κίνησης (δύο μεταφορικές κατά τις διευθύνσεις x και y και μία στροφική γύρω από τον άξονα z).



Εικόνα 4.6 – Τρισδιάστατο φυσικό προσομοίωμα του Κτηρίου 1 με τοιχοπληρώσεις.

Στο προσομοίωμα δεν συμπεριλαμβάνονται τα δομικά στοιχεία της θεμελίωσης και τα υποστυλώματα θεωρούνται πακτωμένοι στη στάθμη $z = \pm 0.00$ μ. και έτσι δεν λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους – θεμελίωσης.

Τέλος, στο προσομοίωμα λαμβάνονται υπόψη οι τοιχοποιίες, τόσο οι εξωτερικές όσο και οι εσωτερικές, που πληρούν τα κριτήρια του Ευρωκώδικα 8. Η προσομοίωση τους έγινε σύμφωνα με όσα περιγράφονται στο Κεφάλαιο 2. Έτσι, οι τοιχοπληρώσεις μετέχουν στη δυσκαμψία του κτιρίου έναντι οριζοντίων δράσεων, ενώ λαμβάνονται υπ' όψιν και ως ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία επί των υποκείμενων δοκών.

4.3.2 ΥΛΙΚΑ

Το κτήριο είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας B225 με μέση θλιπτική αντοχή κυβικού δοκιμίου 22.5MPa. Τόσο οι διαμήκεις όσο και εγκάρσιοι οπλισμοί είναι ποιότητας χάλυβας κατηγορίας StIII (S400) με μέση τιμή αντοχής 483MPa και οριακή παραμόρφωση $\epsilon_{sum}=5\%$.

4.3.3 ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

ΠΛΑΚΕΣ

Στις πλάκες του φορέα εφαρμόστηκαν τα ακόλουθα φορτία:

- Μόνιμα φορτία
 - Ίδιο βάρος πλακών
 - Φορτία επικαλύψεων : $g=1.50 \text{ KN/m}^2$
- Κινητά φορτία

Θεωρήθηκε φορτίο $q=2.00 \text{ KN/m}^2$ σε όλους τους ορόφους, ενώ στα κλιμακοστάσια το $q=3.50 \text{ KN/m}^2$ και στους προβόλους το $q=5.00 \text{ KN/m}^2$

Η μεταφορά των φορτίων (μόνιμων και κινητών) από τους πλάκες τους δοκούς έγινε μέσω των επιφανειών επιρροής, οι οποίες υπολογίσθηκαν αυτόματα από το πρόγραμμα μέσω της εντολής «Προσαρμογή πλακών-δοκών». Η διαφραγματική λειτουργία προσομοιώθηκε δίνοντας στις περιμετρικές δοκούς δυσκαμψία της τάξης του 10^8 στην διεύθυνση εκτός του επιπέδου των δοκών.

Τα κινητά φορτία σχεδιασμού συνδυάζονται με τα μόνιμα φορτία με βάση τον συνδυασμό $G+\psi_2 Q$. Η τιμή του συντελεστή συνδυασμού ψ_2 για τη μακροχρόνια («οιονεί μόνιμη») τιμή των κινητών φορτίων ελήφθη ίση με $\psi_2 = 0.3$.

ΔΟΚΟΙ

Οι δοκοί φορτίστηκαν με το ίδιο βάρος τους, καθώς και με τα φορτία των πλακών με βάση τις επιφάνειες επιρροής. Επιπλέον, επιβλήθηκε σε αυτές φορτίο λόγω του ίδιου βάρους των τοιχοποιιών. Το φορτίο των τοιχοποιιών δίνεται ως επιπλέον ομοιόμορφο φορτίο σύμφωνα με την σχέση 4.1:

$$g_{\text{τοιχοπ}} = \gamma_{\text{τοιχοπ}} \times (H_{\text{ορόφου}} - H_{\text{δοκού}}) \quad (4.1)$$

Ο υπολογισμός του ομοιόμορφου αυτού φορτίου γίνεται θεωρώντας ίδιο βάρος $\gamma_{\text{τοιχοπ}}$ για τους τοιχοποιίες 2.10 και 3.60 KN/m^2 για δρομική και μπατική τοιχοποιία αντίστοιχα, ενώ τους περιπτώσεις αξιόλογων ανοιγμάτων αφαιρείται κατά τον υπολογισμό το αντίστοιχο εμβαδόν.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ - ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ

Τα υποστυλώματα φορτίστηκαν με το ίδιο βάρος τους, καθώς και με τα φορτία που μεταβιβάζονται σε αυτά από τις δοκούς. Οι διαστάσεις, η μορφή των διατομών καθώς και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων εφαρμόστηκαν σύμφωνα με τα κατασκευαστικά σχέδια.

4.3.4 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

Ο συντελεστής συμπεριφοράς των υφιστάμενων κτηρίων εκτιμήθηκε με βάση τον Πίνακα 4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Όλα τα εξεταζόμενα κτήρια είναι κατασκευασμένα τη δεκαετία του 1970 και δεν παρουσιάζουν ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία, ενώ θεωρήθηκε ευμενής η παρουσία των τοιχοπληρώσεων, έτσι επιλέχθηκε συντελεστής $q=1,70$.

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

Πίνακας 4.1 – Προτεινόμενες τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ..

2.4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ

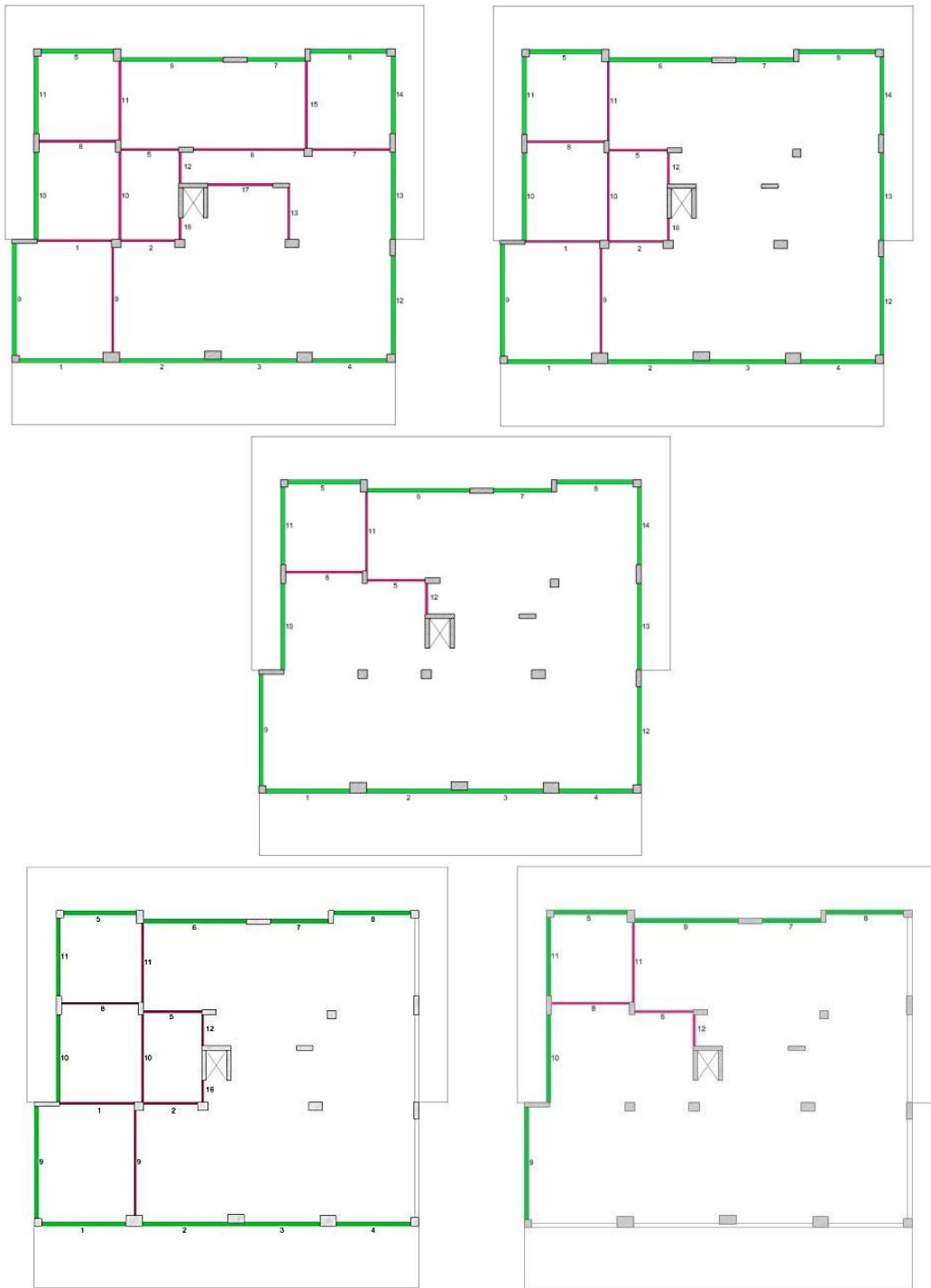
2.4.1 ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΕΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΜΗ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ

Η διερεύνηση της επιρροής της θέσης των τοιχοπληρώσεων στους φορείς έγινε με ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, όπως αυτή περιγράφεται στο Κεφάλαιο 2. Έγιναν παραμετρικές αναλύσεις τόσο για μη κανονικότητα των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη, όσο και σε ύψος.

Στην περίπτωση της μη-κανονικότητας σε κάτοψη έγιναν αναλύσεις για διάφορα ποσοστά των τοιχοπληρώσεων τόσο των εσωτερικών όσο και των εξωτερικών. Πιο συγκεκριμένα, στο Κτήριο 1 διερευνήθηκαν οι ακόλουθες περιπτώσεις διάταξης των τοιχοπληρώσεων, οι οποίες φαίνονται και στις Εικόνα 4.7:

- 1) Αφαίρεση του 25% των εσωτερικών τοιχοπληρώσεων.
- 2) Αφαίρεση του 50% των εσωτερικών τοιχοπληρώσεων.
- 3) Αφαίρεση του 75% των εσωτερικών τοιχοπληρώσεων.
- 4) Αφαίρεση του 50% των εσωτερικών τοιχοπληρώσεων και των εξωτερικών τοιχοπληρώσεων στην αντίστοιχη πλευρά.
- 5) Αφαίρεση του 75% των εσωτερικών τοιχοπληρώσεων και των εξωτερικών τοιχοπληρώσεων σε δύο συνεχόμενες πλευρές.

Για το κτήριο 2 έγιναν αναλύσεις μόνο για τις περιπτώσεις 4 και 5 (Εικόνα 4.8).



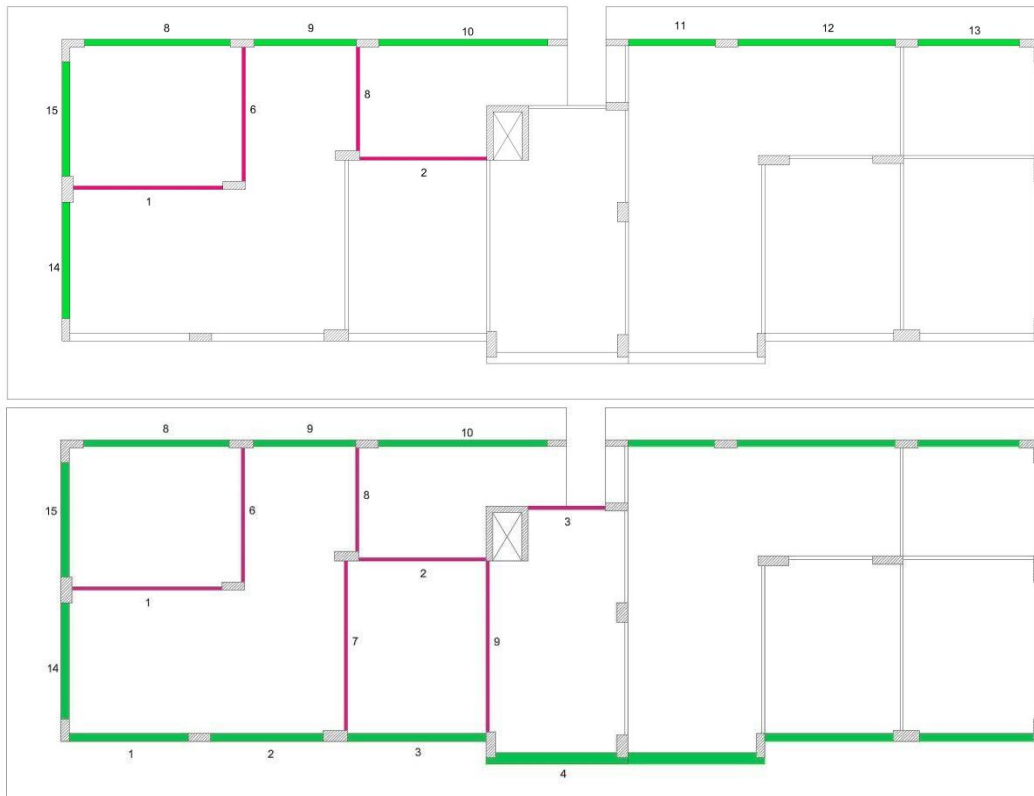
Εικόνα 4.7 – Περιπτώσεις διάταξης τοιχοπληρώσεων του Κτηρίου 1.

Αρχικά, έγινε έλεγχος της κανονικότητας των κτηρίων με την πραγματική διάταξη των τοιχοπληρώσεων σε αυτούς. Το κτήριο 1 δεν είναι κανονικό τόσο σε κάτοψη ενώ είναι σε όψη, καθώς πληροί τις προϋποθέσεις του Ευρωκώδικα 8. Όσον αφορά την κανονικότητα σε κάτοψη:

- Είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό και στους δύο ορθογώνιους άξονες,
- η λυγηρότητά του είναι $\lambda = L_{\max}/L_{\min} = 18,50/15,15 = 1,22 < 4$,
- ισχύει $e_0 < 0,3 \cdot r$ σε όλους τους ορόφους και στις δύο διευθύνσεις,
- ΔΕΝ ισχύει $I_s < r_x$ και $I_s < r_y$, καθώς $r_x=8,71$, $r_y=7,34$ και $I_s=8,18$.

Όσον αφορά την κανονικότητα σε όψη:

- Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου,
- Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων μειώνεται βαθμιαία χωρίς απότομες αλλαγές,
- Το κτήριο δεν έχει εσοχές καθ' ύψος.



Εικόνα 4.8 - Περιπτώσεις διάταξης τοιχοπληρώσεων του Κτηρίου 2.

Το κτήριο 2 δεν είναι ούτε κανονικό σε κάτοψη ούτε σε όψη, καθώς δεν πληροί τις προϋποθέσεις του Ευρωκώδικα 8. Όσον αφορά την κανονικότητα σε κάτοψη:

- Είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό και στους δύο ορθογώνιους άξονες,
- η λυγηρότητά του είναι $\lambda = L_{\max}/L_{\min} = 30,45/9,35 = 3,26 < 4$,
- ισχύει $e_0 < 0,3r$ σε όλους τους ορόφους και στις δύο διευθύνσεις,
- ΔΕΝ ισχύει $I_s < r_x$ και $I_s < r_y$, καθώς $r_x=12,80$, $r_y=9,34$ και $I_s=10,40$.

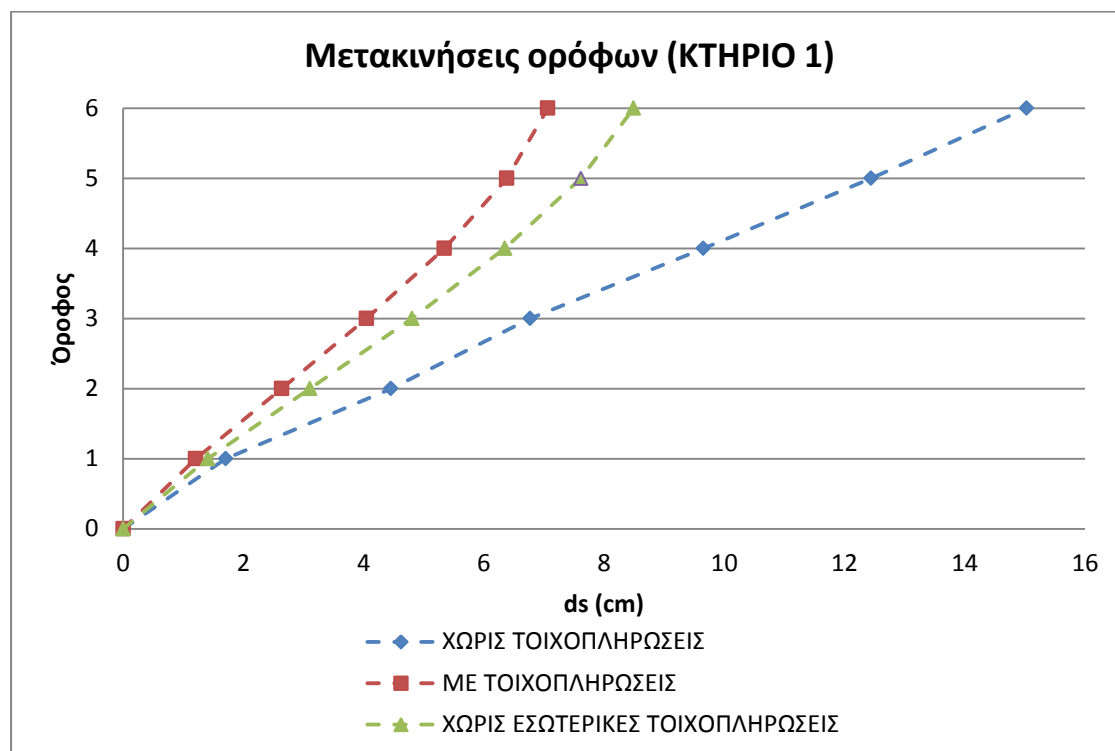
Όσον αφορά την κανονικότητα σε όψη:

- Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου,
- Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων μειώνεται βαθμιαία χωρίς απότομες αλλαγές,
- Το κτήριο έχει εσοχές καθ' ύψος, που είναι μεγαλύτερες από το 20% της προηγούμενης διάστασης (Εικόνα 4.3).

Στην περίπτωση της μη-κανονικότητας σε όψη έγιναν αναλύσεις αφαιρώντας κάθε φορά τις τοιχοπληρώσεις κάθε ορόφου για το Κτήριο 1, ενώ για το Κτήριο 2 διερευνήθηκε μόνο η περίπτωση μη ύπαρξης τοιχοπληρώσεων στο ισόγειο.

2.4.1 ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

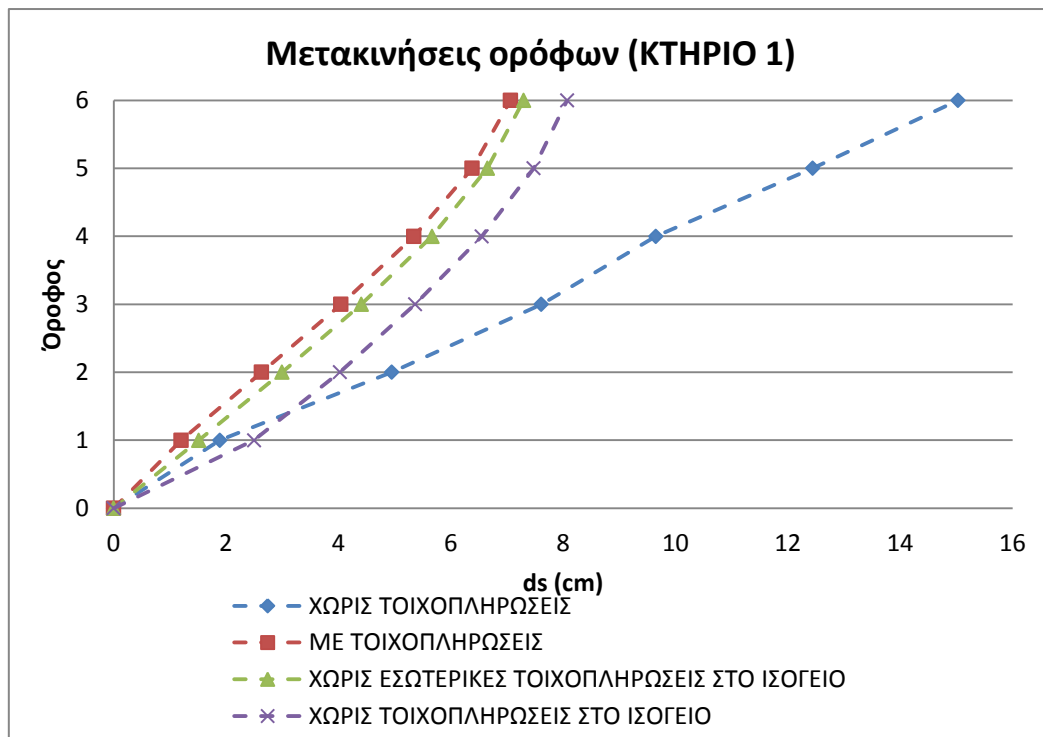
➤ ΜΕ ΚΑΙ ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ



Εικόνα 4.9 – Μετακινήσεις ορόφων του Κτηρίου 1 για προσομοίωση με και χωρίς τοιχοπληρώσεις.

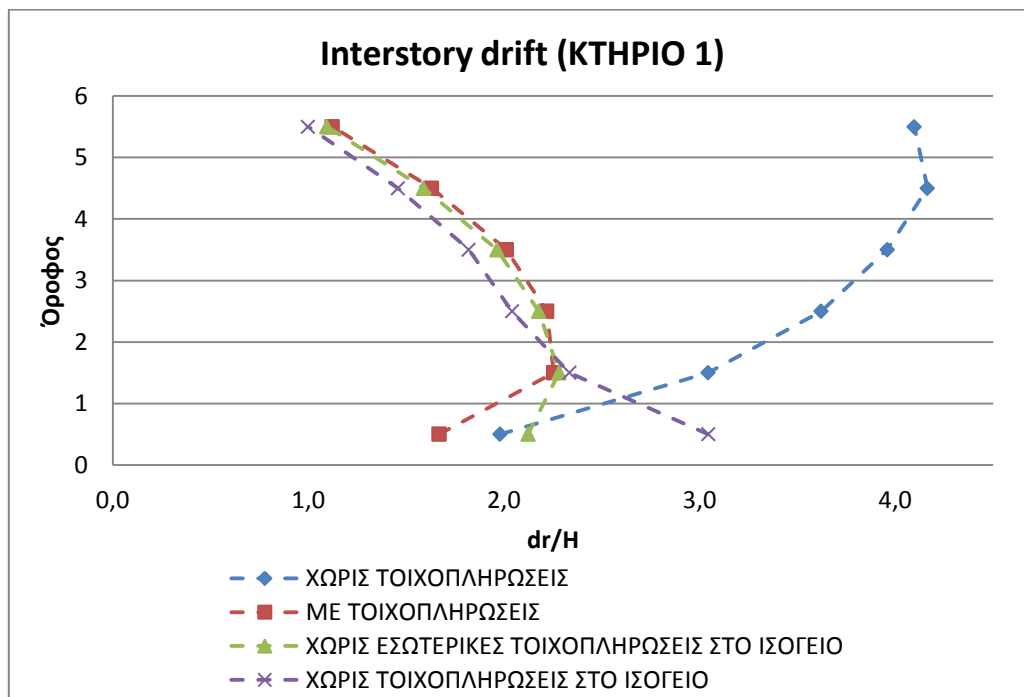
Στον γυμνό φορέα αναπτύσσονται μετακινήσεις της τάξης των 15 εκ. Με την προσθήκη των τοιχοπληρώσεων στο προσομοίωμα παρατηρείται σημαντική μείωση των μετακινήσεων των ορόφων. Πιο συγκεκριμένα, η μέγιστη μετακίνηση του κτηρίου μειώνεται κατά 50% στο προσομοίωμα με τοιχοπληρώσεις σε σύγκριση με τον γυμνό από τοιχοπληρώσεις φορέα. Όταν αφαιρούνται οι εσωτερικές τοιχοπληρώσεις παρατηρείται αύξηση 10% της μέγιστης μετακίνησης του κτηρίου σε σύγκριση με το προσομοίωμα με όλες τις τοιχοπληρώσεις.

➤ ΜΗ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ



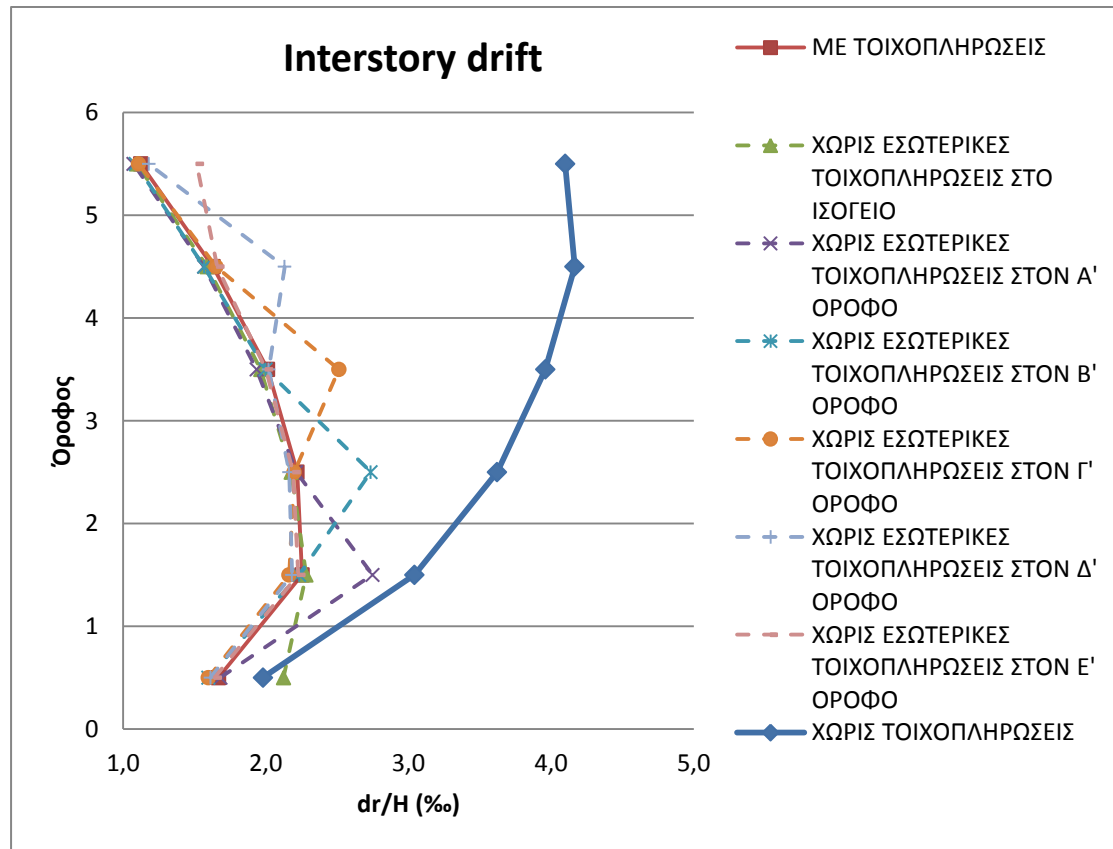
Εικόνα 4.10 – Μετακινήσεις ορόφων του Κτηρίου 1 για αφαίρεση τοιχοπληρώσεων στο ισόγειο.

- Αύξηση 10% της μέγιστης μετακίνησης του κτηρίου, όταν αφαιρούνται οι τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο.



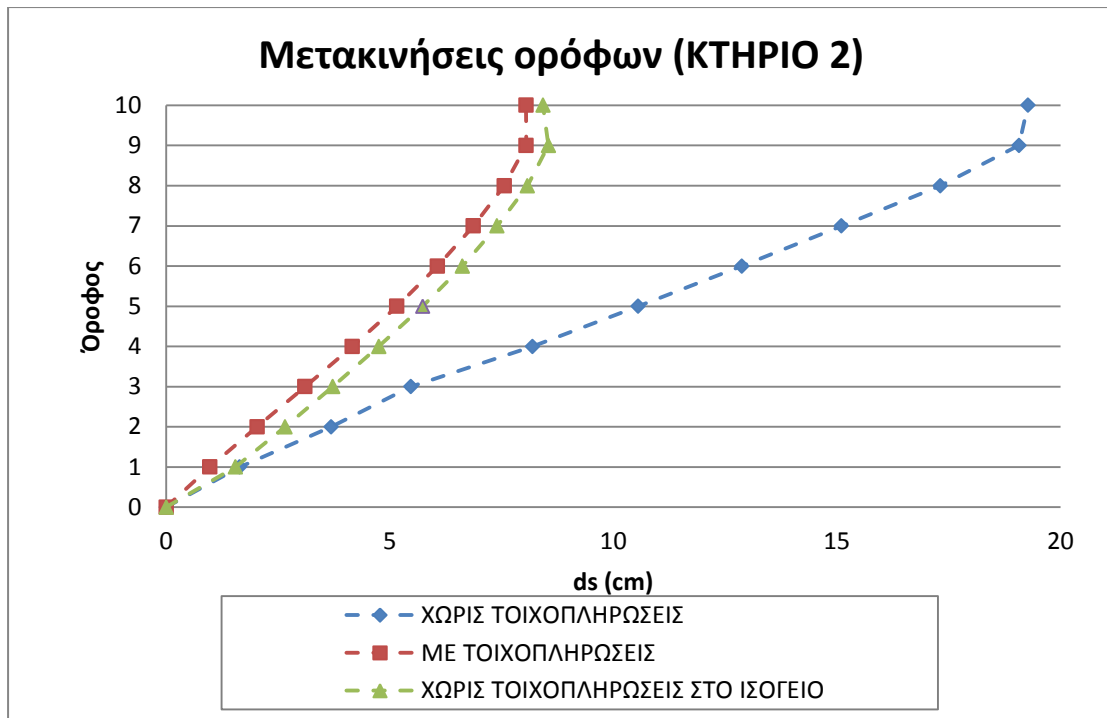
Εικόνα 4.11 – Σχετικές μετακινήσεις ορόφων του Κτηρίου 1 για αφαίρεση τοιχοπληρώσεων στο ισόγειο.

- Αύξηση 27% της σχετικής μετακίνησης των ορόφων μεταξύ ισογείου και α' ορόφου στην περίπτωση αφαίρεσης των εσωτερικών τοιχοπληρώσεων.
- Αύξηση 82% της σχετικής μετακίνησης των ορόφων μεταξύ ισογείου και α' ορόφου στην περίπτωση αφαίρεσης και των εξωτερικών τοιχοπληρώσεων.



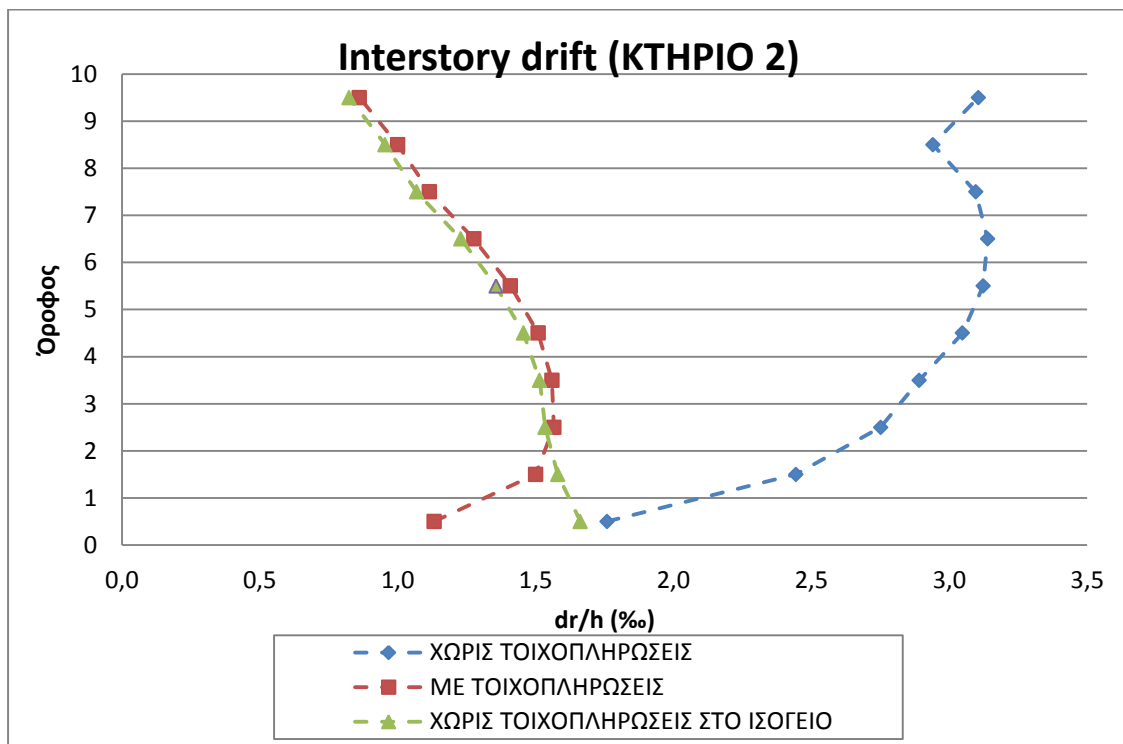
Εικόνα 4.12 – Σχετικές μετακινήσεις ορόφων του Κτηρίου 1 για αφαίρεση τοιχοπληρώσεων σε κάθε όροφο.

- Αύξηση 50% της σχετικής μετακίνησης των ορόφων στον όροφο , όπου αφαιρούνται οι τοιχοπληρώσεις σε σύγκριση με τον φορέα με τοιχοπληρώσεις.
- Οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων για αφαίρεση των τοιχοπληρώσεων σε κάθε όροφο είναι κατά πολύ μικρότερες από τις σχετικές μετακινήσεις του γυμνού φορέα με βάση τον οποίο γίνονται οι αναλύσεις του και η διαστασιολόγηση του φορέα.



Εικόνα 4.13 – Μετακινήσεις ορόφων του Κτηρίου 2 για προσομοίωση με και χωρίς τοιχοπληρώσεις και χωρίς τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο.

- Μείωση 55% της μετακινήσεις κορυφής με την προσθήκη τοιχοπληρώσεων στο φορέα.
- Μικρή αύξηση της μετακίνησης κορυφής για αφαίρεση των τοιχοπληρώσεων στο ισόγειο.

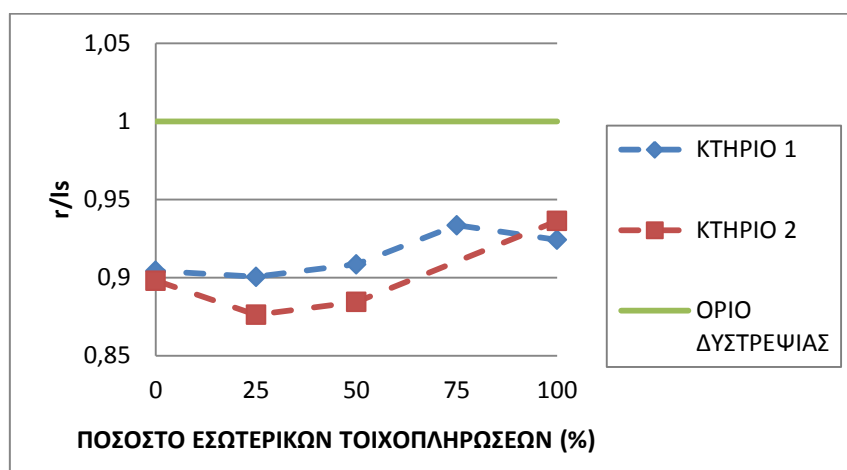


Εικόνα 4.14 – Σχετικές μετακινήσεις ορόφων του Κτηρίου 2 για προσομοίωση με και χωρίς τοιχοπληρώσεις και χωρίς τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο.

- Αύξηση 46% της σχετικής μετακίνησης των ορόφων μεταξύ ισογείου και α' ορόφου στην περίπτωση αφαίρεσης όλων των τοιχοπληρώσεων στο ισόγειο.
- Μείωση 70% της σχετικών μετακινήσεων με την προσθήκη τοιχοπληρώσεων στο φορέα.

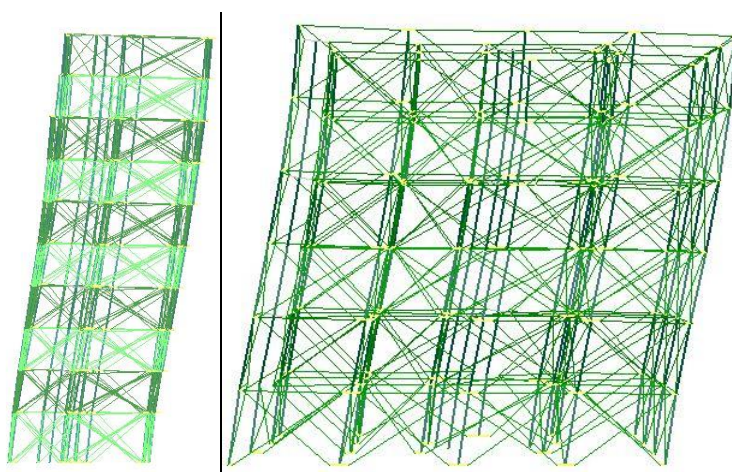
➤ ΜΗ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ

Στο παρακάτω διάγραμμα απεικονίζεται η μεταβολή του λόγου δυστρεψιάς των δύο κτηρίων για την μεταβολή του ποσοστού των εσωτερικών τοιχοπληρώσεων. Τα δύο κτήρια όπως αναφέρθηκε και παραπάνω κατατάσσονται από τον Ευρωκώδικα ως εύστρεπτα.



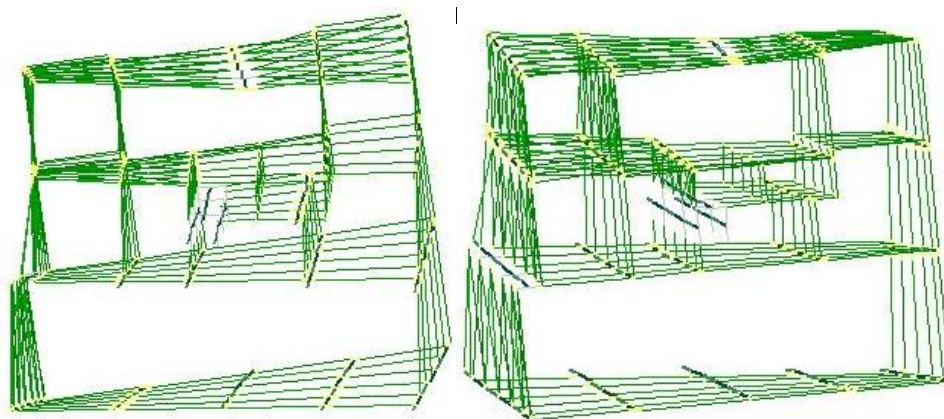
Εικόνα 4.15 – Διάγραμμα λόγου δυστρεψιάς σε σχέση με το ποσοστό των τοιχοπληρώσεων.

Στο διάγραμμα παρατηρείται μικρή αύξηση του λόγου δυστρεψιάς r/l_s με την αύξηση του ποσοστού των τοιχοπληρώσεων, χωρίς ωστόσο να ξεπερνάει την οριακή τιμή, ώστε να χαρακτηριστεί δύσκαμπτο. Επιπλέον, παρατηρούμε ότι ο φορέας χωρίς τοιχοπληρώσεις είναι πιο δύστροπος από τον φορέα με 25% και 50% των εσωτερικών τοιχοπληρώσεων. Αυτό οφείλεται στην έκκεντρη τοποθέτηση των τοιχοπληρώσεων αυτών που δεν αφαιρούνται, σε αντίθεση με την ομοιόμορφη διάταξη των τοιχοπληρώσεων στην άλλη περίπτωση.



Εικόνα 4.16 – Δύο πρώτες ιδιομορφές του προσομοιώματος με τοιχοπληρώσεις.

Επιπλέον, παρατηρήθηκε ότι στην περίπτωση της μη ομοιόμορφης και έκκεντρης αφαίρεσης εσωτερικών τοιχοπληρώσεων από τον φορέα επηρεάζονται και οι ιδιομορφές του κτηρίου. Πιο συγκεκριμένα στην περίπτωση του γυμνού φορέα οι δεσπόζουσες οι δύο πρώτες ιδιομορφές είναι μεταφορικές, ενώ στην περίπτωση της αφαίρεσης ποσοστού των τοιχοπληρώσεων οι ιδιομορφές είναι κυρίως στροφικές με μικρή συμμετοχή σε μεταφορά.



Εικόνα 4.16 – Δύο πρώτες ιδιομορφές του προσομοιώματος με αφαίρεση του 75% των εσωτερικών τοιχοπληρώσεων και των εξωτερικών σε 2 συνεχόμενες πλευρές.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων στην αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής είναι μικρότερη σε πιο δύσκαμπτα κτήρια, αλλά και σε κτήρια μεγάλης επιφάνειας σε σχέση με πιο εύκαμπτα και πιο μικρά αντίστοιχα. Αυτό οφείλεται στο ότι το ποσοστό των τοιχοπληρώσεων ως προς τη συνολική επιφάνεια του κτηρίου είναι μικρότερο, άρα μικρότερη και η συνεισφορά τους στη δυσκαμψία του κτηρίου. Πιο συγκεκριμένα, στο κτήριο 4 που έχει μεγάλη επιφάνεια, η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων είναι σχεδόν αμελητέα.
- Οι τοιχοπληρώσεις συνεισφέρουν στην αρχική δυσκαμψία των φορέων. Μετά την αστοχία των τοιχοπληρώσεων, η οποία συντελείται σε μικρότερες τιμές μετακίνησης από την αστοχία του κτηρίου, ο φορέας έχει την ίδια συμπεριφορά με το γυμνό πλαίσιο.
- Σε ορισμένα κτήρια η δυσκαμψία τους σχεδόν διπλασιάζεται και για μικρές σχετικά τιμές μετακινήσεων ο φορέας αναπτύσσει πολύ μεγαλύτερη αντοχή από τον γυμνό φορέα.
- Με την αύξηση της αντοχής του κτηρίου παρατηρούνται και λιγότερες βλάβες στα φέροντα στοιχεία του φορέα σε σύγκριση με τις βλάβες που εμφανίζονται στον γυμνό φορέα.
- Η προσθήκη των τοιχοπληρώσεων στο προσομοίωμα δίνει τη δυνατότητα εντοπισμού και αναγνώρισης με ρεαλιστικό τρόπο των μηχανισμών αστοχίας καθώς και τη δυνατότητα ελέγχου της πληρότητας και επάρκειας του τρόπου ροής των δυνάμεων στο φορέα, προσομοιώνοντας όλα τα στοιχεία που την επηρεάζουν.
- Στην περίπτωση με κανονικής διάταξης σε κάτοψη των εσωτερικών τοιχοπληρώσεων του φορέα, αυτός γίνεται πιο ευστρεπτός σε σύγκριση με το γυμνό πλαίσιο λόγω της αυξημένης εκκεντρότητας που προκαλούν στον φορέα οι τοιχοπληρώσεις, η οποία αυξάνεται σημαντικά σε σύγκριση με αυτή του κτηρίου με όλες τις τοιχοπληρώσεις ή του γυμνού φορέα.
- Οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων για αφαίρεση των τοιχοπληρώσεων σε κάθε όροφο είναι κατά πολύ μικρότερες από τις σχετικές μετακινήσεις του γυμνού φορέα με βάση τον οποίο γίνονται οι αναλύσεις του και η διαστασιολόγηση του φορέα. Άρα, ακόμα και στην περίπτωση αφαίρεσης όλων των τοιχοπληρώσεων σε έναν όροφο οι σχετικές στροφές θα είναι μικρότερες από αυτές για τις οποίες έχει μελετηθεί το κτήριο.
- Σημαντική αύξηση της σχετικής μετακίνησης των ορόφων στον όροφο, όπου αφαιρούνται οι τοιχοπληρώσεις σε σύγκριση με τον φορέα με τοιχοπληρώσεις.
- Στην περίπτωση κτηρίου χωρίς τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο αυξήθηκαν σημαντικά οι σχετικές στροφές μεταξύ ισογείου και Α' ορόφου. Πιο συγκεκριμένα στο κτήριο 1 η παρατηρήθηκε αύξηση της τάξης του 80% και στο κτήριο 2της τάξης του 50%.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

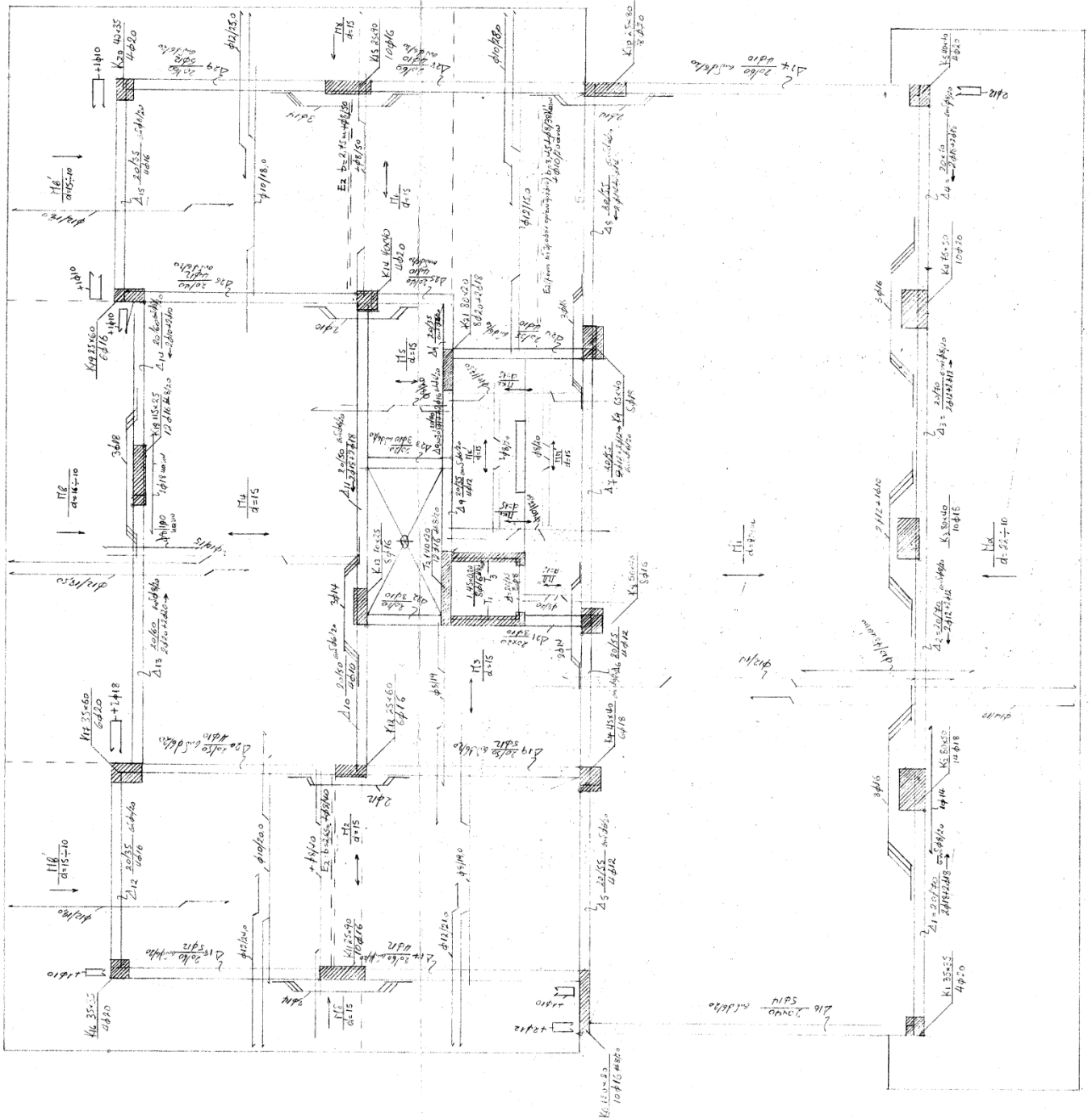
- Αστερής Π., Επιρροή των Τοιχοπληρώσεων στη Σεισμική Απόκριση Πλαισίων Οπλισμένου Σκυροδέματος, 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, 2008.
- Κάππος Α., Ο ρόλος των τοιχοπληρώσεων: Μύθοι και πραγματικότητα, Περιοδικό Κτίριο, Τεύχος 166.
- Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.), 1^η Αναθεώρηση, Ιούλιος 2013.
- Σπυράκος Κ., Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας (Τ.Ε.Ε.), Αθήνα, 2004.
- Τσίκας Π., Δρίτσος Σ., Διερεύνηση της επιρροής ανοιγμάτων τοιχοπληρώσεων σε πλαισιακές κατασκευές Ο.Σ., 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, 2008.
- Τσίκας Π., Δρίτσος Σ., Διερεύνηση του τρόπου προσομοίωσης τοιχοπληρωμένων πλαισίων με ανοίγματα σε κατασκευές Ο.Σ., 16^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, Τ.Ε.Ε., Ε.Τ.Ε.Κ., Πάφος, Κύπρος, 2009.
- Φαρδής Μ., Διαστασιολόγηση και όπλιση κατά τον Ευρωκώδικα 8, Διημερίδα Τ.Ε.Ε. Δυτ. Ελλάδας, Σ.Π.Μ.Ε., Ο.Α.Σ.Π.: «Σχεδιασμός κτηρίων με βάση τους Ευρωκώδικες 2,7 & 8», Πάτρα.
- Ψυχάρης Γ., Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες επιτελεστικότητας, Σημειώσεις για το μάθημα «Αντισεισμική Τεχνολογία II».
- Chronopoulos M. and Chronopoulos P., Recent Greek Provisions for RC Structures with URM Infills, Laboratory of Reinforced Concrete, National Technical University of Athens, The Open Construction and Building Technology Journal, Vol.6, pp 92-112, 2012.
- European Committee for Standardisation (C.E.N.), Eurocode 6 - Design of Masonry structures Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, 2005.
- European Committee for Standardisation (C.E.N.), Eurocode 6 - Design of Masonry structures Part 1-2: General rules – Structural fire design, 2010.
- European Committee for Standardisation (C.E.N.), Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 2004.
- European Committee for Standardisation (C.E.N.), Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, 2005.

- Fardis M., Panagiotakos T., “Seismic design and response of bare and masonry-infilled reinforced concrete buildings. Part I: bare structures” *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 1, No.1, pp. 219-256, 1997a.
- Fardis M., Panagiotakos T., “Seismic design and response of bare and masonry-infilled reinforced concrete buildings. Part II: infilled structures” *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 1, No.3, pp. 475-503, 1997b.
- Fardis, M., Negro, P., Bousias, S., Colombo, A., “Seismic design of open-storey infilled RC buildings.” *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 3, No.2, pp. 173-197, 1999a.
- Fardis, M., Bousias, S., Franchioni, G., Panagiotakos, T., “Seismic response and design of RC structures with plan-eccentric masonry infills.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 28, pp. 173-191, 1999b.
- Federal Emergency Management Agency, “NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”, FEMA 247, Applied Technology Council, Washigton DC, 1997.
- Federal Emergency Management Agency, “Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings: Basic procedures manual”, FEMA 247, Applied Technology Council, Washigton DC, 1998.
- LH – Λογισμική, Το επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς – FESPA 10, Αθήνα, 2011.
- LH – Λογισμική, Αποτίμηση επάρκειας υφιστάμενης κατασκευής με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 λαμβάνοντας υπ’ όψιν την επιρροή των τοιχοπληρώσεων, Αθήνα, 2013.
- Paulay T. & Priestley M.J.N., Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιία, Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
- P.Benson Shing, Armin B. Mehrabi "Behaviour and analysis of masonry-infilled frames" *Prog. Struct. Engng Mater.* 2002; 4:320–331

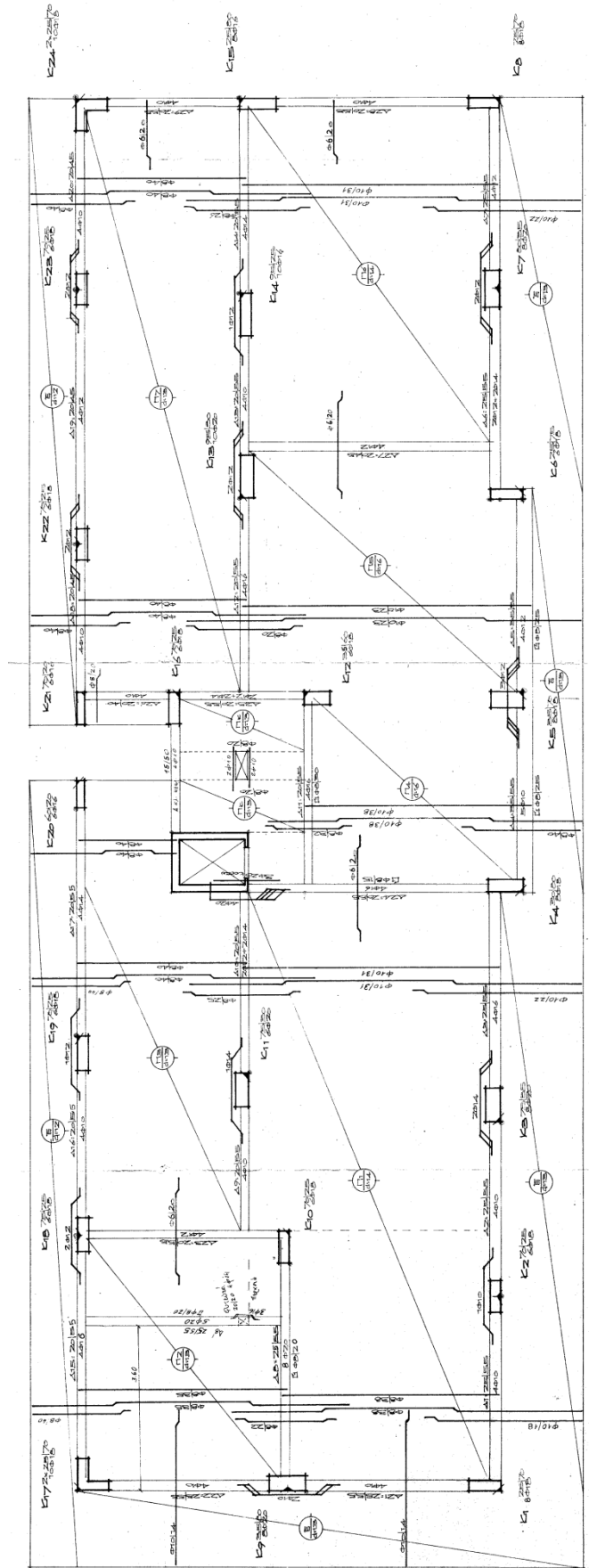
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΕΥΛΟΥΤΥΠΟΙ ΤΥΠΙΚΩΝ ΟΡΟΦΩΝ ΕΞΑΤΑΖΟΜΕΝΩΝ ΚΤΗΡΙΩΝ

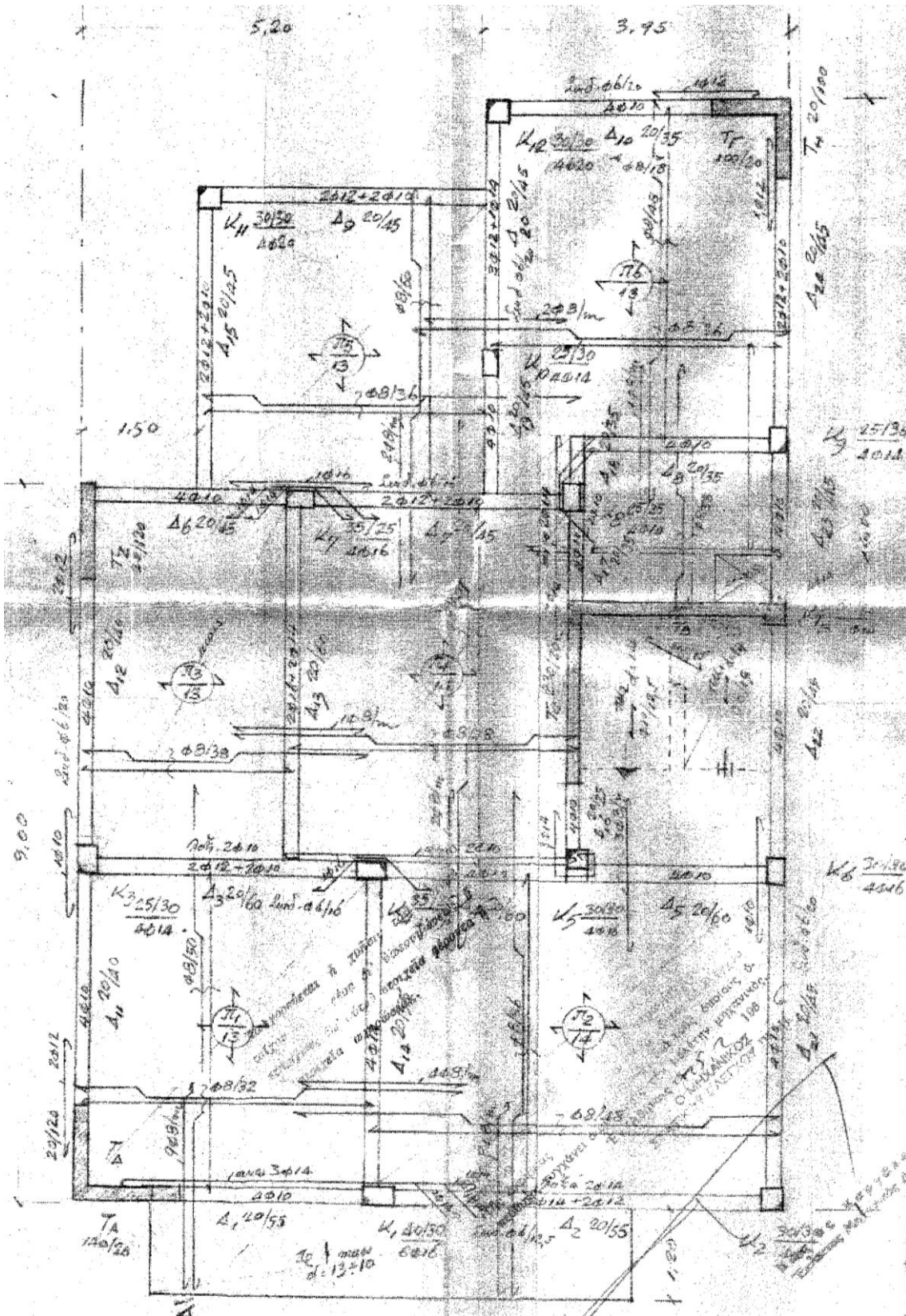
ΚΤΗΡΙΟ 1



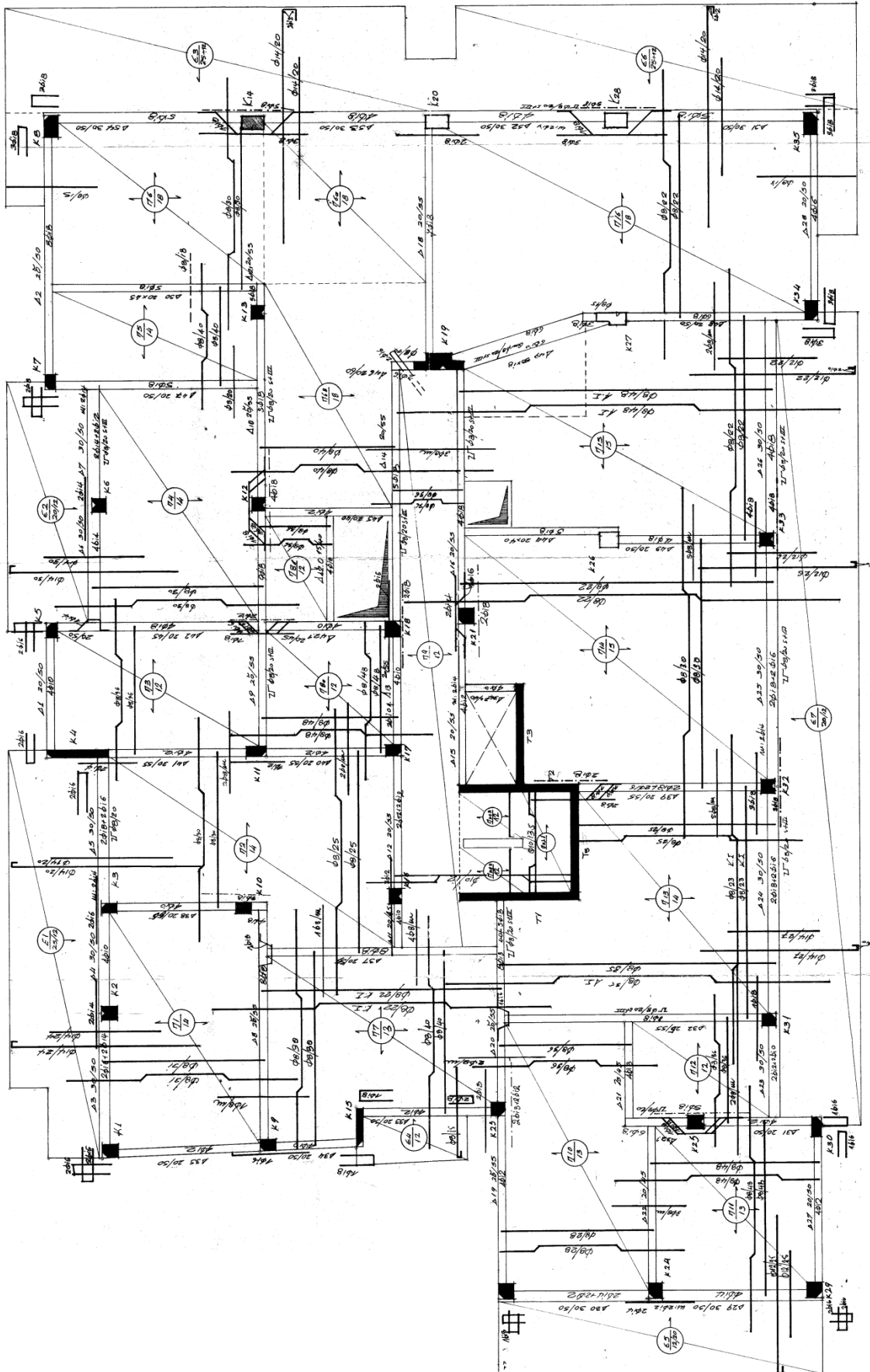
ΚΤΗΡΙΟ 2



ΚΤΗΡΙΟ 3



ΚΤΗΠΙΟ 4



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΠΙΝΑΚΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

ΚΤΗΡΙΟ 1

Πίναξ υποστηρίξεων

	2 ^{ος} ΟΡΟΦΟΣ	3 ^{ος} ΟΡΟΦΟΣ	5 ^{ος} ΟΡΟΦΟΣ
K ₁	√ 35/35 4φ20	35/35 4φ20	30/30 4φ20
K ₂	√ 75/45 10φ20	60/45 4φ20+4φ18	60/25 6φ16
K ₃	√ 70/40 10φ18	60/40 6φ20	55/20 4φ18+2φ20
K ₄	√ 70/45 10φ18	65/40 8φ18	50/25 6φ14
K ₅	√ 40/35 4φ20	35/35 4φ20	30/30 4φ20
K ₆	120/20 10φ16	120/20 10φ16	120/20 10φ16
K ₇	√ 40/35 4φ20	35/35 4φ18	25/25 4φ14
K ₈	√ 40/40 4φ20	40/35 4φ20	30/25 4φ14
K₉	√ 60/35 6φ20	55/30 6φ18	40/25 4φ16
* K ₁₀	√ 25/75 8φ18	25/55 6φ16	20/40 4φ16
K ₁₁	√ 25/75 8φ20	20/75 8φ20+4φ18	20/40 4φ20
K ₁₂	√ 25/50 6φ14	25/45 6φ14	20/30 4φ16
K ₁₃	√ 60/25 6φ16	50/25 6φ14	35/20 4φ20
K ₁₄	√ 40/35 4φ20	35/30 4φ18	25/25 4φ14
K ₁₅	√ 25/75 10φ20	25/65 6φ18	20/40 4φ16+4φ14
K ₁₆	√ 35/35 4φ20	35/35 4φ20	30/30 4φ20
K ₁₇	√ 30/60 6φ18	25/60 6φ15	20/60 6φ15
K ₁₈	100/25 10φ16	80/25 8φ15	60/20 4φ16+2φ18
K ₁₉	√ 20/60 6φ18	20/60 6φ16	20/60 6φ16
K ₂₀	√ 35/35 4φ20	35/35 4φ20	30/30 4φ20
* K ₂₁	√ 70/20 8φ20	60/20 6φ20	30/20 4φ16
T ₁	20/145 8φ16+7φ8/20	20/145 8φ15+7φ8/20	20/145 8φ16+7φ8/20
T ₂	20/140 12φ16+7φ8/20	20/140 12φ16+7φ8/20	20/140 12φ16+7φ8/20
T ₃	20/145 8φ16+7φ8/20	20/145 8φ15+7φ8/20	20/145 8φ16+7φ8/20

ΚΤΗΡΙΟ 2

ΠΙΝΑΚΕΣ ΣΤΥΛΩΝ

Β' ΟΡΟΦΟΣ			Γ' ΟΡΟΦΟΣ		Δ' ΟΡΟΦΟΣ		Ε' ΟΡΟΦΟΣ		ΣΤ' ΟΡΟΦΟΣ		Ζ' ΟΡΟΦΟΣ	
A/A	dx dy	Fe	dx dy	Fe	dx dy	Fe	dx dy	Fe	dx dy	Fe	dx dy	Fe
K1	2x25/70	10φ18	2x25/70	10φ18	2x25/60	10φ16	2x25/60	10φ16	2x25/60	10φ16	2x25/50	8φ18
K2	60/25	8φ14	55/25	6φ16	45/25	4φ18	40/25	4φ16	35/25	4φ16	30/25	4φ14
K3	75/30	6φ20	70/30	6φ20	70/25	6φ18	55/25	6φ16	45/25	4φ18	35/25	4φ16
K4	25/80	8φ16	25/75	6φ18	20/75	6φ16	20/75	6φ16	20/75	6φ16	20/75	6φ16
K5	35/60	6φ20	35/50	6φ18	35/45	4φ20	35/40	4φ20	35/35	4φ18	30/30	4φ16
K6	20/75	6φ16	20/75	6φ16	20/75	6φ16	20/75	6φ16	20/75	6φ16	20/75	6φ16
K7	80/30	8φ18	75/30	6φ20	70/25	6φ18	60/25	8φ14	50/25	4φ18	40/25	4φ16
K8	2x25/70	10φ18	2x25/70	10φ18	2x25/60	10φ16	2x25/60	10φ16	2x25/60	10φ16	2x25/50	8φ18
K9	30/80	8φ18	25/80	8φ16	25/70	6φ18	25/65	6φ16	25/45	4φ18	25/35	4φ16
K10	60/25	8φ14	50/25	4φ18	40/25	4φ16	40/20	4φ16	35/20	4φ14	35/20	4φ14
K11	75/25	6φ18	70/25	6φ18	60/25	8φ14	60/20	6φ16	50/20	4φ16	40/20	4φ16
K12	30/55	6φ18	30/50	4φ20	30/45	4φ20	30/40	4φ18	30/30	4φ16	25/25	4φ14
K13	85/30	8φ18	75/25	8φ16	75/25	6φ18	75/20	6φ16	60/20	6φ16	50/20	4φ16
K14	85/25	8φ16	75/25	6φ18	70/25	6φ18	70/20	6φ16	60/20	6φ16	50/20	4φ16
K15	25/75	6φ18	25/65	6φ18	20/65	6φ16	20/55	6φ14	20/50	4φ16	20/40	4φ16
K16	70/20	6φ16	70/20	6φ16	70/20	6φ16	70/20	6φ16	70/20	6φ16	70/20	6φ16
K17	2x25/70	10φ18	2x25/70	10φ18	2x25/60	10φ16	2x25/60	10φ16	2x25/60	10φ16	2x25/50	8φ18
K18	70/25	6φ16	60/25	8φ14	60/20	6φ16	50/20	4φ16	40/20	4φ16	35/20	4φ14
K19	60/25	8φ14	60/20	6φ16	55/20	6φ14	50/20	4φ16	40/20	4φ16	35/20	4φ14
K20	60/20	6φ16	50/20	4φ16	45/20	4φ16	40/20	4φ16	35/20	4φ14	30/20	4φ14
K21	70/20	6φ16	70/20	6φ16	70/20	6φ16	70/20	6φ16	70/20	6φ16	70/20	6φ16
K22	60/25	8φ14	55/25	6φ16	50/25	4φ18	50/20	4φ16	40/20	4φ16	35/20	4φ14
K23	60/25	8φ14	55/25	6φ16	50/25	4φ18	50/20	4φ16	40/20	4φ16	35/20	4φ14
K24	2x25/70	10φ18	2x25/70	10φ18	2x25/60	10φ16	2x25/60	10φ16	2x25/60	10φ16	2x25/50	10φ16

ΚΤΗΡΙΟ 4

ΠΙΝΑΞ ΗΠΟΙΣΤΑΣΜΑΤΩΝ

	Α' ΟΡΟΦΟΣ		Β' ΟΡΟΦΟΣ		ΔΕΥΤΕΡΟΣ		Ζ' ΟΡΟΦΟΣ	
	ΔΙΑΤ.	ΟΠΛ.	ΔΙΑΤ.	ΟΠΛ.	ΔΙΑΤ.	ΟΠΛ.	ΔΙΑΤ.	ΟΠΛ.
1	30x40	4φ20	30x40	4φ20	30x30	4φ20	30x30	4φ20
2	30x60	8φ16	25x60	8φ16	25x45	6φ14	25x30	4φ14
3	35x60	10φ16	30x60	8φ16	25x50	4φ16+2φ14	>>	>>
4	20x160	12φ14	20x160	10φ14	20x150	8φ14	20x160	6φ14+4φ20
5	40x30	6φ16	35x30	4φ18	35x25	4φ14	30x25	4φ14
6	35x60	10φ16	30x60	8φ16	25x50	4φ16+4φ14	25x30	>>
7	65x30	10φ16	30x60	8φ16	50x25	>>	30x25	>>
8	70x30	4φ18+8φ16	60x30	10φ16	40x30	6φ16	30x30	4φ20
9	40x45	4φ18+4φ16	40x40	8φ16	35x30	4φ16	25x25	4φ14
10	40x60	12φ16	35x60	10φ16	30x50	4φ16+2φ14	>>	>>
11	40x60	>	>>	>>	>>	>>	>>	>>
12	50x65	12φ18	45x60	8φ18+4φ16	40x50	8φ16	25x30	>>
13	60x45	12φ16	45x40	10φ16	40x30	4φ18	25x25	>>
14	50x70	14φ18	35x85	12φ18	25x80	8φ16	25x50	6φ14
15	100x20	6φ14	100x20	4φ14+4φ10/15	100x20	4φ14+4φ10	100x20	4φ14+4φ10/20
16	35x35	6φ16	35x30	4φ18	35x25	4φ16	25x20	4φ14
17	>>	>>	30x35	>>	25x30	4φ14	20x25	>>
18	45x45	10φ16	40x45	8φ16	30x40	4φ18	25x25	>>
19	30x100	14φ16	25x100	12φ16	25x100	8φ16	20x100	8φ14
20	35x85	4φ18+10φ16	30x85	14φ16	25x80	4φ14+4φ16	25x50	6φ14
21	45x45	10φ16	40x45	4φ18+4φ16	35x35	4φ18	25x25	4φ14
22	40x30	6φ16	40x30	4φ20	35x30	6φ16	30x30	4φ20
23	50x55	14φ16	50x50	12φ16	35x45	4φ16+4φ14	25x25	4φ14
24	55x40	5φ18+5φ16	55x35	10φ16	45x30	4φ16+2φ14	30x25	4φ14
25	35x55	10φ16	30x55	4φ18+4φ16	30x45	4φ16+2φ14	25x25	>>
26	45x45	10φ16	40x45	8φ16	30x45	6φ14	20x30	>>
27	45x55	12φ16	40x50	10φ16	35x40	4φ16+4φ14	20x40	4φ16
28	50x70	14φ18	35x85	12φ18	25x80	8φ16	25x50	6φ14
29	40x30	4φ20	40x30	4φ20	35x30	4φ20	30x30	4φ20
30	40x25	4φ16	40x25	4φ16	40x20	4φ16	20x20	4φ14
31	50x55	14φ16	45x55	12φ16	30x60	4φ18+2φ16	25x40	4φ16
32	55x60	14φ18	50x60	14φ16	30x65	6φ18	>>	>>
33	55x65	14φ18	45x65	12φ18	>>	>>	>>	>>
34	50x45	10φ16	45x40	4φ18+4φ16	40x35	6φ16	30x20	4φ14
35	70x30	10φ16	55x30	10φ16	45x30	4φ20	30x30	4φ20
T1	20x310	4φ10+14φ16	20x310	4φ10+14φ16	20x310	4φ10+14φ16	20x310	4φ14+4φ10/20
T2	>>	>>	20x310	>>	20x310	>>+8φ14	>>	>>
T3	260x20	4φ18+2φ14	260x20	4φ18+4φ14	260x20	6φ18+4φ14	260x20	4φ14+4φ10/20
T4	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>	>>