



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
«ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

Διπλωματική Εργασία
Σοφιανός Μάρκος Νηλς

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΟΛΥΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΗΣ ΔΕΥΤΕΡΗΣ ΓΕΝΙΑΣ ΤΩΝ
ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΩΝ

Επιβλέπων Καθηγητής
Φραγκιαδάκης Μιχαήλ

Αθήνα, Οκτώβριος 2022

Σοφιανός Μάρκος Νηλς (2022)
Διπλωματική Εργασία
Αντισεισμικός σχεδιασμός πολυώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος με
εφαρμογή της δεύτερης γενιάς των Ευρωκωδίκων
Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο (Ε.Μ.Π.),
Αθήνα

Sofianos Markos Nils (2022)
Diploma Thesis
Seismic design of a multi-storey reinforced concrete building with the application of
the second generation of Eurocodes
Laboratory for Earthquake Engineering National Technical University of Athens
(N.T.U.A.), Greece

Σε όσους στηρίζουν την προσπάθειά μου

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η εφαρμογή των Ευρωπαϊκών Προτύπων σε ότι αφορά τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό νέων κτιρίων στην Ελλάδα. Συγκεκριμένα γίνεται περιγραφή της μεθοδολογίας και της νέας φιλοσοφίας που υιοθετεί η 2^η γενιά των Ευρωκωδίκων για τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό νέων κατασκευών. Παράλληλα, μέσω της μελέτης ενός νέου πολυώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος, γίνεται προσπάθεια ανάδειξης της φιλοσοφίας αυτής του Αντισεισμικού Σχεδιασμού που ενσωματώνουν οι σύγχρονοι κανονισμοί.

Η μορφή και η γεωμετρία του κτιρίου που μελετάται είναι βασισμένη στο τεχνικό κείμενο που εκδόθηκε το έτος 2012 του Κοινού Κέντρου Ερευνών (JRC) της Ευρωπαϊκής Επιτροπής με τίτλο *"Eurocode 8: Seismic Design of Buildings Worked examples"*.

Η διπλωματική εργασία αποτελείται από έξι (6) κεφάλαια ακολουθώντας την παρακάτω δομή.

Στο πρώτο κεφάλαιο περιγράφεται η έννοια του Αντισεισμικού Σχεδιασμού και αναλύονται οι βασικές διατάξεις του Αντισεισμικού Κανονισμού που αφορούν τον σχεδιασμό νέων κτιρίων ενώ ταυτόχρονα περιγράφεται και αποτυπώνεται η φιλοσοφία της δεύτερης γενιάς των Ευρωκωδίκων. Το κεφάλαιο αυτό ολοκληρώνεται με την περιγραφή της μεθοδολογίας σχεδιασμού που θα ακολουθηθεί για την διαστασιολόγηση του υπό μελέτη κτιρίου.

Στο δεύτερο κεφάλαιο περιγράφεται ο φορέας του πολυώροφου κτιρίου ως προς την γεωμετρία, τις διατομές και τα υλικά που χρησιμοποιούνται ενώ επιπλέον περιγράφεται και το αντίστοιχο προσομοίωμα.

Στο τρίτο κεφάλαιο αναλύονται οι δράσεις που λαμβάνονται υπόψη για την μελέτη του κτιρίου και που εισάγονται στην συνέχεια ως φορτία για την ανάλυση.

Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται περιγραφή της μεθοδολογίας σχεδιασμού και ανάλυση που περιγράφεται περιληπτικά στο πρώτο κεφάλαιο και που είναι σύμφωνη και με τις απαιτήσεις του κανονισμού.

Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται η διαστασιολόγηση των διατομών και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης.

Στο έκτο και τελευταίο κεφάλαιο εξάγονται συμπεράσματα ως προς την μεθοδολογία που ακολουθήθηκε και σχολιάζονται οι διατάξεις που προβλέπει ο Αντισεισμικός Σχεδιασμός της δεύτερης γενιάς των Ευρωκωδίκων.

Συμπληρωματικά στα παραπάνω περιλαμβάνεται το παράρτημα Α όπου περιέχονται πληροφοριακά, πίνακες και σχήματα που αναφέρονται γενικά στα διάφορα στάδια της μελέτης.

Τέλος επισημαίνεται ότι η εφαρμογή των Ευρωπαϊκών Προτύπων στον Αντισεισμικό Σχεδιασμό του πολυώροφου κτιρίου της παρούσας διπλωματικής εργασίας γίνεται αυτούσια και η οποιαδήποτε αναφορά σε παραγράφους κανονισμού αφορά αποκλειστικά και μόνο την δεύτερη γενιά των Ευρωκωδίκων όπως έχουν διαμορφωθεί έως σήμερα (2022), εκτός εάν αναφέρεται διαφορετικά.

ABSTRACT

The subject of this thesis is the application of the European Standards regarding the Seismic Design of new buildings in Greece. Specifically, the methodology and the new philosophy adopted by the 2nd generation of Eurocodes for the Seismic Design of new structures are described. At the same time, through the study of a new multi-storey reinforced concrete building, an attempt is made to highlight the philosophy of the Seismic Design incorporated by the modern design codes.

The shape and geometry of the building under study is based on the technical report issued in 2012 by the Commission's Joint Research Center (JRC) entitled as "Eurocode 8: Seismic Design of Buildings Worked examples". At this technical report issued in 2012 the multi-storey building is designed for seismic load following the provisions of Eurocode 8 (1st generation). The results regarding the required reinforcement of the concrete members are used in this thesis so to compare the results and draw conclusions.

The thesis consists of six (6) chapters following the structure that is explained below. In the first chapter, the concept of Seismic Design is described and the basic provisions of the Seismic Code concerning the design of new buildings are analyzed, while at the same time the philosophy of the second generation of Eurocodes is captured. In addition, the seismic load and the response spectrum are analyzed as defined in the revised generation of Eurocodes, while the main changes compared to the first generation are highlighted. Also a description is made regarding the seismic design methods adopted by the codes (force-based and displacement-based) as well as the accompanying analysis methods. Reference is made to the criterion of choosing the appropriate and permissible by the code design method as well as the method of analysis.

This chapter concludes with the description of the seismic design methodology that will be followed for the design of the building under study. As it's explained the design methodology to be used is related to the seismic action class of the area according to the location of the structure.

In the second chapter, the bearing structure of the multi-storey building is described in terms of geometry, cross-sections and the materials used. The constitutive laws that accompany the materials (concrete and reinforcing steel), is included at this chapter. The description of the geometry of the building is followed by the description of the corresponding analysis model. Necessary assumptions for the design are made and explained at this chapter.

The third chapter analyzes the actions that are taken into account for the design of the building and which are subsequently applied as loads for the analysis. These actions are, dead and live loads, inertia forces induced through the mass of the structure and seismic load through the acceleration and displacement response spectrum.

In the fourth chapter there is a description of the design methodology and analysis described in summary in the first chapter and which is also according to the requirements of the design codes. In this chapter the design method (displacement-based) that is used for the seismic design of the multi-storey building is described in detail. As explained in this chapter the displacement-based approach by using the static nonlinear analysis (pushover) demands two stages of design. The two stages are simply divided to non-seismic design and seismic design stage.

In the fifth chapter, all the above mentioned are applied in the multi-story building. The cross-sections are designed for each analysis stage separately and the results of the analysis are presented. At the same time the results are commented and explained with respect to the demands of the Eurocodes.

In the last chapter sixth, conclusions are drawn regarding the overall design method. Specifically compare results are presented using the data provided from the study based on the technical report issued in 2012 by the Commission's Joint Research Center (JRC). In the 2012 report the same multi-story building was designed according to the first generation of the Eurocode 8. The compare results refers to the seismic load used and the reinforcements placed in each storey (columns and beams).

This chapter concludes with some comments about the advantages and disadvantages of the design methodology that engineers must apply for the Seismic Design according to the second generation of Eurocodes.

In addition to the above, annex A is included, which contains information that generally refer to the various stages of the study. These informations are, tables with the contents of the Eurocodes, minimum reinforcement tables and figures of the proposed seismic hazard map zonation of Greece.

Finally, it is pointed out that the application of the European Standards regarding the Seismic Design of the multi-storey building of this thesis and any reference to paragraphs of the design codes, concerns exclusively the second generation of Eurocodes as they have been formed until today (2022), unless otherwise mentioned.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	6
ABSTRACT.....	8
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	11
ΛΙΣΤΑ ΣΧΗΜΑΤΩΝ.....	16
ΛΙΣΤΑ ΠΙΝΑΚΩΝ	17
ΣΥΝΤΟΜΟΓΡΑΦΙΕΣ	20
1 Κεφάλαιο 1: Αντισεισμικός Σχεδιασμός.....	21
1.1 Εισαγωγή.....	21
1.2 Σχεδιασμός με βάση την 2 ^η γενιά των Ευρωκωδίκων	22
1.3 Επισκόπηση δεύτερης γενιάς Ευρωκωδίκων	24
1.3.1 Επισκόπηση Ευρωκώδικα 8 Μέρος 1-1 (EN 1998-1-1)	26
1.3.2 Επισκόπηση του Ευρωκώδικα 8 Μέρος 1-2 (EN 1998-1-2)	27
1.4 Βασικές διατάξεις και απαιτήσεις της 2 ^{ης} γενιάς του Ευρωκώδικα 8.....	29
1.4.1 Θεμελιώδεις απαιτήσεις και κριτήρια συμμόρφωσης	29
1.4.2 Οριακές καταστάσεις σχεδιασμού (Limit States).....	30
1.4.3 Κατηγορία συνεπειών (Consequence Class)	31
1.4.4 Σεισμική δράση.....	32
1.4.4.1 Οριζόντιο ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων	32
1.4.4.2 Κατακόρυφο ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων	41
1.4.4.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων.....	42
1.5 Μέθοδοι αντισεισμικού σχεδιασμού και μέθοδοι σεισμικής ανάλυσης	42
1.5.1 Ανελαστική συμπεριφορά - Καμπύλη ικανότητας	43
1.5.2 Μέθοδος Δυνάμεων (Force-based method)	49
1.5.2.1 Τύπος στατικού συστήματος.....	50
1.5.2.2 Κατηγορίες Πλαστιμότητας.....	52
1.5.2.3 Συντελεστής συμπεριφοράς η	53
1.5.3 Μέθοδος Μετακινήσεων (Displacement-based method)	59

1.6	Κριτήριο επιλογής μεθόδου σχεδιασμού.....	62
Κεφάλαιο 2: Στοιχεία Κατασκευής – Προσομοίωμα.....		64
2.1	Χαρακτηριστικά περιοχής - επιλογή μεθόδου σχεδιασμού.....	64
2.2	Περιγραφή κτιρίου.....	66
2.3	Υλικά και ιδιότητες.....	68
2.3.1	Οπλισμένο σκυρόδεμα.....	68
2.3.2	Χάλυβας οπλισμού.....	70
2.4	Στοιχεία φέροντος οργανισμού.....	71
2.4.1	Θεμελίωση.....	71
2.4.2	Τοιχώματα.....	71
2.4.3	Υποστυλώματα.....	72
2.4.4	Δοκοί.....	72
2.4.5	Πλάκες.....	72
2.5	Στατικό προσομοίωμα.....	72
Κεφάλαιο 3: Δράσεις.....		78
3.1	Μόνιμα φορτία.....	78
3.2	Κινητά φορτία.....	78
3.3	Αδρανειακά φορτία.....	79
3.3.1	Σεισμική μάζα.....	79
3.4	Σεισμικά φορτία.....	81
3.4.1	Φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης - μετακίνησης.....	81
Κεφάλαιο 4: Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ανάλυση.....		85
4.1	Γενικά.....	85
4.2	1 ^ο Στάδιο σχεδιασμού – Διαστασιολόγηση με γραμμική στατική ανάλυση.....	89
4.3	2 ^ο Στάδιο σχεδιασμού – Μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover).....	92
4.3.1	Πρόσθετες απαιτήσεις προσομοίωσης.....	92
4.3.1.1	Πρωτεύοντα και δευτερεύοντα μέλη.....	92
4.3.1.2	Διορθωτικοί συντελεστές.....	92
4.3.1.3	Αντοχές υλικών.....	93

4.3.1.4	Φαινόμενα 2 ^{ας} τάξεως.....	93
4.3.1.5	Ενεργός δυσκαμψία	94
4.3.1.6	Ιδιότητες πλαστικών αρθρώσεων	95
4.3.1.7	Στροφή χορδής κατά την διαρροή	96
4.3.1.8	Στροφή χορδής κατά την αστοχία.....	98
4.3.1.9	Φορτία και κατανομή.....	99
4.3.2	Καμπύλη Ικανότητας πολυβάθμιου συστήματος (MDOF).....	100
4.3.3	Καμπύλη Ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF)	101
4.3.4	Υπολογισμός σεισμικής απαίτησης μέσω στοχευμένης μετακίνησης .	102
4.3.5	Χωρική επαλληλία	104
4.3.6	Έλεγχος κριτηρίων επιτελεστικότητας	105
4.3.7	Διαστασιολόγηση περιμετρικών τοιχωμάτων υπογείου	109
Κεφάλαιο 5: Αποτελέσματα		110
5.1	Στάδιο 1: Αρχικός σχεδιασμός (στατικά φορτία)	110
5.2	Στάδιο 2: Τελικός σχεδιασμός (σεισμικά φορτία)	116
5.2.1	Παραδοχές ανάλυσης.....	116
5.2.2	Ιδιομορφική ανάλυση.....	116
5.2.3	Pushover ανάλυση για κάθε διεύθυνση του σεισμού.....	119
5.2.4	Υπολογισμός σεισμικής απαίτησης.....	122
5.2.5	Έλεγχος ικανότητας για στάθμη επιτελεστικότητας SD.....	126
5.2.6	Έλεγχος έναντι τέμνουσας.....	128
Κεφάλαιο 6: Συμπεράσματα		130
6.1	Καθορισμός του σεισμικού φορτίου	130
6.2	Προσέγγιση ανελαστικής συμπεριφοράς.....	135
6.3	Συνολική μεθοδολογία σχεδιασμού	139
Βιβλιογραφία		140
Εξωτερικοί σύνδεσμοι		140
Παράρτημα Α: Πληροφοριακό		141
Περιεχόμενα Ευρωκωδίκων (2 ^η γενιά).....		141

Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (Pitilakis et al., 2022).....	143
Ελάχιστες απαιτήσεις όπλισης κατά EN1992-1-1	144
Ελάχιστες απαιτήσεις όπλισης κατά EN1998-1-2	148

ΛΙΣΤΑ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1.1 - Παράμετροι υπολογισμού φάσματος απόκρισης	41
Σχήμα 1.3 – Τυπική μορφή καμπύλης ικανότητας (Ψυχάρης 2015)	46
Σχήμα 1.4 – Εξιδανικευμένη μορφή καμπύλης ικανότητας	47
Σχήμα 1.5 – Μέθοδος Δυνάμεων (Force-based method)	50
Σχήμα 1.6 - Παράμετροι υπολογισμού συντελεστή συμπεριφοράς	57
Σχήμα 1.7 – Μέθοδος Μετακινήσεων (Displacement-based method).....	61
Σχήμα 2.1 - Τυπική κάτοψη υπογείου	66
Σχήμα 2.2 - Τυπική κάτοψη ορόφου	67
Σχήμα 2.3 - Τομή καθ' ύψος κατά την διεύθυνση Υ-Υ.....	67
Σχήμα 2.4 – Καταστατικός νόμος τάσης (σ_c) – παραμόρφωσης (ϵ_c) σκυροδέματος	69
Σχήμα 2.5 – Προφίλ θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος	69
Σχήμα 2.6 – Καταστατικός νόμος τάσης (σ_s) – παραμόρφωσης (ϵ_s) χάλυβα	70
Σχήμα 2.7 – Στατικό προσομοίωμα πολυώροφου κτιρίου (ETABS).....	73
Σχήμα 2.8 – Παράμετροι συνεργαζόμενου πλάτους (EN1992-1-1 §7.2.3).....	75
Σχήμα 2.9 – Ισοδύναμες διατομές πλακοδοκών	76
Σχήμα 2.10 - Κανόνες διαχωρισμού επιφανειών επιρροής.....	77
Σχήμα 3.1 – Ελαστικό φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης (EN1998-1-1).....	83
Σχήμα 3.2 – Ελαστικό φάσμα απόκρισης μετακίνησης (EN1998-1-1).....	84
Σχήμα 4.1 – Διάγραμμα ροής κανονιστικού πλαισίου	87
Σχήμα 4.2 – Διάγραμμα ροής αντισεισμικού σχεδιασμού	88
Σχήμα 4.3 - Ιδεατό διάγραμμα ανελαστικής συμπεριφοράς (EN1998-1-1 σχ. 7.2)	95
Σχήμα 4.4 – Χαρακτηριστικά διγραμμικοποιημένης καμπύλης για την περίπτωση (α) μη-φθίνουσας (β) φθίνουσας καμπύλης ικανότητας (EN1998-1-1 σχ.6.1).....	102
Σχήμα 4.5 – Υπολογισμός στοχευμένης μετακίνησης για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (EN1998-1-1 σχ.6.2)	103
Σχήμα 5.1 – Απαιτούμενος διαμήκης σπλισμός υποστυλωμάτων (mm^2)	111
Σχήμα 5.2 – 1 ^η Ιδιομορφή $T_1 \approx 0.82s$ (μεταφορική κατά Χ)	117
Σχήμα 5.3 – 2 ^η Ιδιομορφή $T_2 \approx 0.65s$ (μεταφορική κατά Υ)	118
Σχήμα 5.4 – 3 ^η Ιδιομορφή $T_3 \approx 0.51s$ (στρεπτική)	118

Σχήμα 5.5 – Καμπύλη ικανότητας πολυβάθμιου συστήματος κατά Χ (MDOF).....	121
Σχήμα 5.6 – Καμπύλη ικανότητας πολυβάθμιου συστήματος κατά Υ (MDOF).....	121
Σχήμα 5.7 – Καμπύλη Ικανότητας μονοβάθμιου συστήματος κατά Χ (SDOF)	123
Σχήμα 5.8 – Καμπύλη Ικανότητας μονοβάθμιου συστήματος κατά Υ (SDOF).....	123
Σχήμα 5.9 – Υπέρθεση διαγραμμάτων σε μορφή ADRS (διεύθυνση Χ).....	125
Σχήμα 5.10 – Υπέρθεση διαγραμμάτων σε μορφή ADRS (διεύθυνση Υ).....	125
Σχήμα 5.11 – Παραμόρφωση φορέα στην σεισμική απαίτηση d_t κατά Χ.....	127
Σχήμα 5.12 – Παραμόρφωση φορέα στην σεισμική απαίτηση d_t κατά Υ	128
Σχήμα 6.1 – Ελαστικά φάσματα απόκρισης 1 ^{ης} και 2 ^{ης} γενιάς του Ευρωκώδικα 8	132
Σχήμα 6.2 – Ελαστικό φάσμα απόκρισης 2ης γενιάς του Ευρωκώδικα 8 και φάσμα σχεδιασμού για $q=3$ (JRC).....	133
Σχήμα 6.3 – Οπλισμοί υποστυλωμάτων ανά στάθμη ορόφου (cm^2)	136
Σχήμα 6.4 – Διαφορά οπλισμών υποστυλωμάτων ανά στάθμη ορόφου (%)	137
Σχήμα 6.5 – Οπλισμοί δοκών ανά στάθμη ορόφου (cm^2)	137
Σχήμα 6.6 – Διαφορά οπλισμών δοκών ανά στάθμη ορόφου (%)	138
Σχήμα Α.1 – Τρέχον Χάρτης Σεισμικής Επικινδυνότητας για την Ελλάδα (ΕΑΚ, 2003)	143
Σχήμα Α.2 – Προτεινόμενος Χάρτης Σεισμικής Επικινδυνότητας	143

ΛΙΣΤΑ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1.1 – Πρότυπα 2 ^{ης} γενιάς Ευρωκωδίκων (προς εφαρμογή)	25
Πίνακας 1.2 - Κεφάλαια Ευρωκωδίκων 8 Μέρους 1-1.....	27
Πίνακας 1.3 - Κεφάλαια Ευρωκωδίκων 8 Μέρους 1-2.....	28
Πίνακας 1.4 - Κατηγορίες συνεπειών (EN1990-1 Πίνακας 5.1 & EN1998-1-2 Πίνακας 4.1)	32
Πίνακας 1.5 - Περίοδος επαναφοράς $T_{LS,CC}$ (EN1998-1-2 Πίνακας 4.3)	34
Πίνακας 1.6 - Επίπεδο σεισμικής έντασης $S_{a,475}$ (EN1998-1-1 Πίνακας 5.2)	34
Πίνακας 1.7 - Συντελεστές επίδοσης $\gamma_{LS,CC}$ (EN1998-1-2 Πίνακας 4.4).....	35
Πίνακας 1.8 - Κατηγοριοποίηση εδάφους (EN1998-1-1 Πίνακας 5.1).....	36
Πίνακας 1.9 - Περιγραφή εδαφικών στρώσεων (EN1998-1-1 Πίνακας A.1)	37
Πίνακας 1.10 - Τιμές συντελεστών εδάφους F_α και F_β (EN1998-1-1 Πίνακας 5.4)	38
Πίνακας 1.11 - Τιμές του συντελεστή εδάφους F_T (EN1998-1-1 Πίνακας 5.5)	38
Πίνακας 1.12 – Κατηγορίες Πλαστιμότητας (EN1998-1-1 §4.5.2 (3)).....	53
Πίνακας 1.13 – Συντελεστές συμπεριφοράς (EN1998-1-2 Πίνακας 10.1)	56
Πίνακας 1.14– Κατηγορίες σεισμικής έντασης (EN1998-1-1 Πίνακας 4.1).....	63
Πίνακας 2.1– Χαρακτηριστικά διαγράμματος $\sigma_s - \epsilon_s$ (EN1992-1-1 Πίνακας 5.5).....	70
Πίνακας 2.2 - Τοιχώματα	71
Πίνακας 2.3 - Υποστυλώματα.....	72
Πίνακας 3.1 - Τιμές συντελεστή ϕ (EN1998-1-1 Πιν. 5.1)	80
Πίνακας 4.1 – Συντελεστές μεταβλητών δράσεων ψ (EN1990).....	90
Πίνακας 4.2– Συντελεστής σχήματος S_γ (EN1998-1-2 Πίνακας 10.2).....	108
Πίνακας 5.1– Απαιτούμενος διαμήκης οπλισμός δοκών (mm^2).....	114
Πίνακας 5.2 – Στάθμες επιτελεστικότητας (EN1998 vs FEMA356)	116
Πίνακας 5.3 – Ιδιομορφικές μετακινήσεις 1ης και 2ης ιδιομορφής.....	119
Πίνακας 5.4 – Ιδιομορφική κατανομή σεισμικών φορτίων	120
Πίνακας 5.5 – Δεδομένα υπολογισμού στοχευμένης μετακίνησης	124
Πίνακας 5.6 – Δεδομένα ανάλυσης και αποτελέσματα φορέα	126
Πίνακας 6.1 – Φασματικές επιταχύνσεις (g).....	134
Πίνακας 6.2 – Φασματικές επιταχύνσεις σχεδιασμού (g)	135

Πίνακας Α.1 – Πρότυπα 2 ^{ης} γενιάς Ευρωκωδίκων	141
Πίνακας Α.2 - Μέρη Ευρωκωδίκων 0.....	141
Πίνακας Α.3 - Μέρη Ευρωκωδίκων 1.....	142
Πίνακας Α.4 - Μέρη Ευρωκωδίκων 2.....	142
Πίνακας Α.5 - Μέρη Ευρωκωδίκων 8.....	142
Πίνακας Α.6 - Μέση $S_{\alpha,475}$, PGA και $S_{\beta,475}$ για τις σεισμικές ζώνες του προτεινόμενου χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας.....	143
Πίνακας Α.7 - Απαιτήσεις οπλισμών στις δοκούς (EN1992-1-1 Πίν. 12.1)	144
Πίνακας Α.8 - Απαιτήσεις οπλισμών στις πλάκες (EN1992-1-1 Πίν. 12.2).....	145
Πίνακας Α.9 - Απαιτήσεις οπλισμών στα υποστυλώματα (EN1992-1-1 Πίν. 12.3)	146
Πίνακας Α.10 – Απαιτήσεις οπλισμών στα τοιχώματα και στις υψίκορμες δοκούς (EN1992-1-1 Πίν. 12.4)	147
Πίνακας Α.11 – Ελάχιστα γεωμετρικά ποσοστά οπλισμών για δοκούς (EN1998-1-2 Πίν. 10.3).....	148
Πίνακας Α.12 – Μέγιστα γεωμετρικά ποσοστά οπλισμών για δοκούς (EN1998-1-2 Πίν. 10.4)	148

ΣΥΝΤΟΜΟΓΡΑΦΙΕΣ

CC	Consequence Class
DC	Ductility class
DCL	Ductility Class Low
DCM	Ductility Class Medium
DCH	Ductility Class High
DL	Damage Limitation
IC	Importance Class
LS	Limit State
NC	Near Collapse
OP	Operational/Operability
RP	Return Period
SD	Significant Damage
ULS	Ultimate Limit State
SLS	Serviceability Limit State
PGA	Peak Ground Acceleration
EFEHR	European Facilities for Earthquake Hazard and Risk
SDOF	Single Degree of Freedom
MDOF	Multi Degree of Freedom
ADRS	Acceleration Displacement Response Spectrum

1 Κεφάλαιο 1: Αντισεισμικός Σχεδιασμός

1.1 Εισαγωγή

Στόχος του Αντισεισμικού Σχεδιασμού είναι δημιουργία κατασκευών ικανών να ανθίστανται επαρκώς στις διάφορες σεισμικές διεγέρσεις που πιθανόν να συμβούν κατά την θεωρητικά ορισμένη διάρκεια ζωής τους. Ο στόχος αυτός επιτυγχάνεται κυρίως κατά το πρώτο στάδιο, εκείνο της μελέτης, και δευτερευόντως κατά το δεύτερο στάδιο, εκείνο της κατασκευής. Σημαντικό ρόλο στο στάδιο της μελέτης είναι η κατάλληλη μοντελοποίηση της αλληλεπίδρασης μεταξύ του εδάφους και της κατασκευής τόσο με την πρόβλεψη της σεισμικής διέγερσης (πιθανοτικά ορισμένης) όσο και με την μελέτη της σεισμικής απόκρισης αυτής. Στο στάδιο της κατασκευής η σωστή εφαρμογή της μελέτης αποτελεί κύριο μέλημα για την ολοκλήρωση του Αντισεισμικού Σχεδιασμού.

Συμπεραίνουμε από τα παραπάνω ότι ο Αντισεισμικός Σχεδιασμός συνδέεται άμεσα με τους Αντισεισμικούς Κανονισμούς, η ορθή εφαρμογή των οποίων εξασφαλίζει μια κοινώς (και νομικώς) αποδεκτή σεισμική θωράκιση του κτιριακού αποθέματος μιας Χώρας ενώ παράλληλα ικανοποιεί τον στόχο του Αντισεισμικού Σχεδιασμού. Επίσης ο εκσυγχρονισμός του Αντισεισμικού Κανονισμού βάσει της εμπειρίας που αποκτάται από την πράξη από την συνεχή μελέτη τις πραγματικής απόκρισης και συμπεριφοράς των κατασκευών κρίνεται απαραίτητη.

Στην Ελλάδα η προσπάθεια εφαρμογής και εκσυγχρονισμού του Αντισεισμικού Κανονισμού αποτυπώνεται χρονικά ως εξής:

- Έτος 1959: Πρώτος Αντισεισμικός Κανονισμός πανελλαδικής ισχύος (ΒΔ 19-2-1959)
- Έτος 1984: Συμπληρώθηκαν βασικά άρθρα στον Κανονισμό του 1959 (ΦΕΚ239B/16-4-1984)
- Έτος 1992: Αλλαγή φιλοσοφίας σχεδιασμού και σύνταξη του Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΦΕΚ 613B/12-10-1992)
- Έτος 1995: Ο Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΝΕΑΚ) τίθεται σε υποχρεωτική εφαρμογή

- Έτος 2001: Θέσπιση του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (Ε.Α.Κ.2000) ενώ παράλληλα γίνεται αρχική εφαρμογή Ευρωπαϊκών Κανονισμών (Ευρωκωδίκων).
- Έτος 2014: Από τις 5-6-2014 (ΦΕΚ 1457/2014) για τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό κατασκευών μπορεί να εφαρμόζεται το πλαίσιο των κανονιστικών κειμένων μεταξύ:
 - Του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού - Ε.Α.Κ.2000 (αυτούσιος)
 - Των Ευρωπαϊκών Προτύπων - Ευρωκώδικας 8 και τα Εθνικά Προσαρτήματα (αυτούσια)
- Σήμερα (2022): Αλλαγή φιλοσοφίας όσον αφορά τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό νέων κατασκευών και σύνταξη της 2^{ης} γενιάς των Ευρωκωδίκων, με πλήρη εφαρμογή και αντικατάσταση της 1^{ης} από το έτος 2028

Τέλος, επισημαίνεται ότι η εφαρμογή Αντισεισμικού Κανονισμού για τον σχεδιασμό νέων ή την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών είναι υποχρεωτική από την νομοθεσία ενώ το πλαίσιο των κανονιστικών κειμένων της μελέτης οφείλει να το επιλέγει ο κύριος του έργου.

1.2 Σχεδιασμός με βάση την 2^η γενιά των Ευρωκωδίκων

Με την αναθεώρηση των διατάξεων και αντικατάσταση της 1^{ης} γενιάς των Ευρωκωδίκων και όσον αφορά τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό νέων κατασκευών, εισάγεται για πρώτη φορά η έννοια του σχεδιασμού με βάση την επιτελεστικότητα. Η αλλαγή στη φιλοσοφία του σύγχρονου αντισεισμικού κανονισμού αποτυπώνει την προσπάθεια εξασφάλισης μιας πιο ασφαλούς και οικονομικής κατασκευής μέσω μιας πιο ρεαλιστικής προσέγγισης του φαινομένου του σεισμού, τόσο από την μεριά της συμπεριφοράς της κατασκευής όσο και από την μεριά της σεισμικής έντασης. Μέσο για την επίτευξη του παραπάνω στόχου είναι η χρήση μεθόδων σχεδιασμού και κατά συνέπεια και μεθόδων ανάλυσης που εξετάζουν την συμπεριφορά του φορέα σε βάθος εξασφαλίζοντας έτσι την πλαστική συμπεριφορά αυτού κατά την διάρκεια εξέλιξης του φαινομένου του σεισμού. Αν και η έννοια της πλαστιμότητας είναι

γνώριμη και εισάγεται ως παράμετρος σχεδιασμού στους σημερινούς κανονισμούς, η εξασφάλιση της γίνεται εμπειρικά με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q πράγμα που μπορεί να οδηγήσει σε αβεβαιότητες απόκρισης ή και υπερδιαστασιολόγηση.

Η έννοια της επιτελεστικότητας έγκειται στην εκ των προτέρων επιλογή της επιθυμητής συμπεριφοράς της κατασκευής, για ένα ή περισσότερα μεγέθη σεισμικής έντασης. Η επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής εκφράζεται μέσω των σταθμών επιτελεστικότητας οι οποίες συνοδεύονται και από τις αντίστοιχες καταστάσεις σχεδιασμού και συνεπώς και τις αντίστοιχες σεισμικές δράσεις. Επομένως αποτελεί θεμελιώδη απαίτηση από πλευράς μελετητή αλλά και πολιτική απόφαση από μεριάς πολιτείας η επιλογή των σταθμών επιτελεστικότητας τις οποίες πρέπει να ικανοποιεί η συμπεριφορά της κατασκευής ώστε να θεωρείται σεισμικά θωρακισμένη.

Είναι σκόπιμο να αναφέρουμε ότι παρά την πιο ορθολογική προσέγγιση του αντισεισμικού σχεδιασμού νέων κατασκευών έχουμε παράλληλα μεγαλύτερη απαίτηση εξειδίκευσης και γνώσης από πλευράς μελετητών αλλά και αύξησης του υπολογιστικού κόστους το οποίο όμως δεν θα προσαρμοστεί στις αμοιβές των μελετών. Επιπλέον αυτού τα σύγχρονα προγράμματα ανάλυσης δεν έχουν προσαρμοστεί ακόμα στις νέες απαιτήσεις δυσχεραίνοντας έτσι το έργο των μελετητών. Επομένως η διπλωματική αυτή εργασία έχει ως επιπλέον σκοπό να αποτελέσει ένα εργαλείο προσανατολισμού στηρίζοντας εξίσου την προσπάθεια εκσυγχρονισμού του αντισεισμικού κανονισμού και την προσπάθεια εξέλιξης των μελετητών.

1.3 Επισκόπηση δεύτερης γενιάς Ευρωκωδίκων

Στο πλαίσιο εναρμόνισης των κανόνων σχεδιασμού των διαφόρων τεχνικών έργων και λοιπών κατασκευών στις Χώρες-Μέλη της Ε.Ε., η Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης (CEN), έχει ξεκινήσει μέσω της τεχνικής επιτροπής CEN/TC 250 την αναθεώρηση των κειμένων και την εκπόνηση των προτύπων της δεύτερης γενιάς των Ευρωκωδίκων με σκοπό την αντικατάσταση της πρώτης γενιάς και αποκλειστική εφαρμογή τους από το έτος 2028. Σύμφωνα με την τεχνική επιτροπή έως σήμερα (2022) τα κυρίως κείμενα στα μέρη του κανονισμού που αφορούν τον αντισεισμικό σχεδιασμό αλλά και τον σχεδιασμό κατασκευών από σκυρόδεμα έχουν σχεδόν οριστικοποιηθεί και μπορούν να αποτελέσουν εργαλείο για την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Για καλύτερη κατανόηση του κανονιστικού πλαισίου παρουσιάζεται στον παρακάτω πίνακα μια επισκόπηση των περιεχομένων των κανονιστικών προτύπων που αποτελούν την δεύτερη γενιά των Ευρωκωδίκων εστιάζοντας στα μέρη εκείνα που αφορούν τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό κτιρίων και τον σχεδιασμό κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα παρακάτω πρότυπα και τα μέρη που τα αποτελούν περιέχουν τις πληροφορίες που απαιτούνται για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος που όμως θα πρέπει να εφαρμόζονται παράλληλα με τα αντίστοιχα Εθνικά Προσαρτήματα ώστε ο σχεδιασμός να είναι συμβατός με τις παραμέτρους που ορίζει κάθε χώρα.

Πρότυπο	Τίτλος προτύπου	Μέρη	Τίτλος μέρους
EN 1990	Βάσεις Δομικού και Γεωτεχνικού Σχεδιασμού	EN 1990-1	Βάσεις σχεδιασμού για νέες κατασκευές
		EN 1990-2	Βάσεις σχεδιασμού για υφιστάμενες κατασκευές
EN 1991	Δράσεις στις Κατασκευές	EN 1991-1-1	Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια
		EN 1991-1-3	Δράσεις επί των κατασκευών – Φορτία χιονιού
		EN 1991-1-4	Δράσεις στις κατασκευές Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου
EN 1992	Σχεδιασμός Κατασκευών από Σκυρόδεμα	EN 1992-1-1	Γενικοί Κανόνες - Κανόνες για κτίρια, γέφυρες κα έργα πολιτικού μηχανικού
		EN 1992-1-2	Γενικοί Κανόνες - Δομοστατικός σχεδιασμός έναντι πυρκαγιάς
EN 1998	Αντισεισμικός Σχεδιασμός	EN 1998-1-1	Γενικοί κανόνες και σεισμικές δράσεις
		EN 1998-1-2	Κανόνες για κτίρια

Πίνακας 1.1 – Πρότυπα 2^{ης} γενιάς Ευρωκωδίκων (προς εφαρμογή)

Τα δυο μέρη του Αντισεισμικού Σχεδιασμού, EN 1998-1-1 και EN 1998-1-2, είναι αυτά που αποτελούν τον πυρήνα της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Η δομή και ο σκοπός τους περιγράφεται παρακάτω.

1.3.1 Επισκόπηση Ευρωκώδικα 8 Μέρος 1-1 (EN 1998-1-1)

Το πρώτο μέρος περιέχει τις γενικές απαιτήσεις αντισεισμικού σχεδιασμού για όλους τους τύπους κατασκευών, την περιγραφή των μεθόδων ανάλυσης (method of analysis) και επαλήθευσης (method of verification) καθώς επίσης και τον καθορισμό της σεισμικής δράσης.

Σκοπός του μέρους αυτού είναι να καθορίσει την μέθοδο σχεδιασμού και την μέθοδο ανάλυσης που απαιτείται να ακολουθήσουμε ώστε να θεωρηθεί η κατασκευή μας σεισμικά θωρακισμένη. Η μέθοδος αυτή διαφέρει ανάλογα με:

1. Την σπουδαιότητα της κατασκευής (Κατηγορία συνεπειών)
2. Την αναμενόμενη ένταση του σεισμού (Σεισμική κλάση)
3. Τον τύπο της κατασκευής (Ειδικές ή τυπικές κατασκευές)

Επομένως οι αντίστοιχες πληροφορίες που πρέπει να εξάγουμε από τις παραγράφους του μέρους αυτού ώστε να προχωρήσουμε στον σχεδιασμό είναι:

- I. Τα κριτήρια συμμόρφωσης (Compliance criteria) ώστε να γνωρίζουμε πότε θεωρείτε σεισμικά θωρακισμένη μια κατασκευή σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες
- II. Ο καθορισμός βασικών παραμέτρων σύμφωνα με τα χαρακτηριστικά της κατασκευής, όπως:
 - a. Η κατηγορία σπουδαιότητας ή συνεπειών της κατασκευής (Consequence Class) σε συνδυασμό με τον συντελεστή επίδοσης (Performance factor)
 - b. Η κατηγορία ή κλάση της σεισμικής έντασης (Seismic action class)
- III. Η επιλογή της μεθόδου σχεδιασμού (Method of Design)

Στον παρακάτω πίνακα αναγράφονται τα κεφάλαια που αποτελούν το Μέρος 1-1 του Ευρωκώδικα 8.

Κεφάλαιο	Τίτλος
1	Πεδίο εφαρμογής
2	Κανονιστικές αναφορές
3	Όροι ορισμοί και σύμβολα
4	Βάση σχεδιασμού
5	Εδαφικές συνθήκες και σεισμική δράση
6	Προσομοίωση, ανάλυση και κριτήρια ελέγχων ασφαλείας
7	Κριτήρια ελέγχων αντοχής υλικών

Πίνακας 1.2 - Κεφάλαια Ευρωκώδικα 8 Μέρους 1-1

Για το υπό μελέτη κτίριο, οι παραπάνω παράμετροι καθορίζονται στις παραγράφους που ακολουθούν.

1.3.2 Επισκόπηση του Ευρωκώδικα 8 Μέρος 1-2 (EN 1998-1-2)

Το δεύτερο μέρος περιέχει κανόνες για τον αντισεισμικό σχεδιασμό **νέων κτιρίων** με ή χωρίς σεισμική μόνωση, κατασκευασμένα από διάφορα υλικά όπως οπλισμένο σκυρόδεμα, χάλυβας, φέρουσα τοιχοποιία κ.λπ. τα οποία καθορίζουν και το πεδίο εφαρμογής.

Σκοπός του μέρους αυτού είναι να καθορίσει τους κανόνες μόρφωσης και τους κανόνες επαλήθευσης της αντοχής του κτιρίου ώστε να καταλήξουμε στο επιθυμητό επίπεδο σεισμικής θωράκισης. Οι κανόνες αυτοί ορίζουν:

1. Τα κριτήρια μόρφωσης ή προσομοίωσης του φορέα (Modeling)
2. Τα κριτήρια ανάλυσης ειδικά για νέα κτίρια (Method of analysis)
3. Τα κριτήρια επαλήθευσης της αντοχής για τα διάφορα υλικά και τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας (Verification to limit states)

Επομένως οι αντίστοιχες πληροφορίες που πρέπει να εξάγουμε από τις παραγράφους του μέρους αυτού, σύμφωνα με το υλικό κατασκευής του κτιρίου, ώστε να καταλήξουμε στον πλέον επιθυμητό επίπεδο σχεδιασμού είναι:

- I. Οι βάσεις σχεδιασμού νέων κτιρίων (Basis of design)
- II. Οι κανόνες προσομοίωσης και ανάλυσης (Modeling and structural analysis)

III. Τα κριτήρια επαλήθευσης για τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας
(Verification to limit states)

Στον παρακάτω πίνακα αναγράφονται τα κεφάλαια που αποτελούν το Μέρος 1-2 του Ευρωκώδικα 8.

Κεφάλαιο	Τίτλος
1	Πεδίο εφαρμογής
2	Κανονιστικές αναφορές
3	Όροι ορισμοί και σύμβολα
4	Βάση σχεδιασμού
5	Προσομοίωση και ανάλυση
6	Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης
7	Δευτερεύοντα σεισμικά στοιχεία
8	Κτίρια με σεισμική μόνωση
9	Κτίρια με συστήματα απόσβεσης ενέργειας
10	Ειδικοί κανόνες για κτίρια από σκυρόδεμα
11	Ειδικοί κανόνες για κτίρια από χάλυβα
12	Ειδικοί κανόνες για σύμμεικτα κτίρια από χάλυβα – σκυρόδεμα
13	Ειδικοί κανόνες για κτίρια από ξύλο
14	Ειδικοί κανόνες για κτίρια από τοιχοποιία
15	Ειδικοί κανόνες για κτίρια από αλουμίνιο

Πίνακας 1.3 - Κεφάλαια Ευρωκώδικα 8 Μέρους 1-2

Στις παραγράφους που ακολουθούν αναλύονται οι διατάξεις που εφαρμόζονται και που καθορίζονται στα δυο παραπάνω μέρη του Ευρωκώδικα 8 για τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό νέων κτιριακών κατασκευών, όπως απαιτούνται και συστήνονται από τους κανονισμούς.

1.4 Βασικές διατάξεις και απαιτήσεις της 2^{ης} γενιάς του Ευρωκώδικα 8

Η πλέον σημαντική αλλαγή που εισάγεται με την αναθεώρηση του Αντισεισμικού Σχεδιασμού είναι η επαλήθευση της αντοχής των μελών των νέων κτιρίων, έναντι σεισμικών φορτίων, σε όρους παραμορφώσεων (γωνία στροφής χορδής θ). Για τον σκοπό αυτό ορίζονται οι διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας που σχετίζονται με τις οριακές καταστάσεις σχεδιασμού και που καθορίζουν και τις ανεκτές παραμορφώσεις. Σύμφωνα με την §4.1(8) του EN1998-1-1 εξαίρεση από την παραπάνω απαίτηση έχουν κατασκευές που μελετώνται σε περιοχές χαμηλής σεισμικότητας (βλέπε §1.6 του παρόντος).

Επιπλέον με την αναθεώρηση του Αντισεισμικού Σχεδιασμού αλλάζει η διαδικασία ορισμού της σεισμικής δράσης μέσω του φάσματος απόκρισης. Πλέον το φάσμα απόκρισης δύναται να γίνει με χρήση νέων πιο λεπτομερών χαρτών σεισμικής επικινδυνότητας (seismic hazard maps) που οδηγούν σε ακριβέστερη προσέγγιση της έντασης που προκαλεί το φαινόμενο του σεισμού στις διάφορες κατασκευές.

Οι παραπάνω βασικές αλλαγές που εισάγονται αναλύονται παρακάτω στις παραγράφους που ακολουθούν.

1.4.1 Θεμελιώδεις απαιτήσεις και κριτήρια συμμόρφωσης

Οι θεμελιώδεις απαιτήσεις και τα κριτήρια συμμόρφωσης αναφέρονται στην κατάσταση βλαβών του φορέα, η οποία συνδέεται με τις οριακές καταστάσεις σχεδιασμού (στάθμες επιτελεστικότητας) και το επίπεδο της σεισμικής έντασης. Σύμφωνα με τον EN1998-1-1 §4.4 για να θεωρηθεί σεισμικά θωρακισμένη μια νέα κατασκευή θα πρέπει:

- I. Να σχεδιαστεί τουλάχιστον για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (SD Limit State)
- II. Να αποφευχθεί η ψαθυρή αστοχία ή ο πρόωρος σχηματισμός ασταθών μηχανισμών

1.4.2 Οριακές καταστάσεις σχεδιασμού (Limit States)

Σύμφωνα με τον EN1998-1-1 §4.3 για τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό νέων κατασκευών ορίζονται τέσσερις (4) Οριακές Καταστάσεις (Limit States) οι οποίες, όπως αναφέρεται και παραπάνω, συνδέονται άμεσα με την κατάσταση βλαβών του φορέα και με το επίπεδο της σεισμικής έντασης. Αυτές οι Οριακές Καταστάσεις περιγράφονται και χαρακτηρίζονται από τον κανονισμό ως εξής:

- 1) **Οιονεί Κατάρρευσης (LS of Near Collapse)**. Στην κατάσταση αυτή η κατασκευή έχει υποστεί μεγάλες βλάβες. Η ικανότητα της κατασκευής να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία διατηρείται, υπάρχουν μεγάλες, μόνιμες μετακινήσεις. Τα περισσότερα μη φέροντα στοιχεία, όπου υπάρχουν, έχουν καταρρεύσει.
- 2) **Σημαντικών Βλαβών (LS of Significant Damage)**. Στην κατάσταση αυτή η κατασκευή έχει υποστεί σημαντικές βλάβες. Η ικανότητα της κατασκευής να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία διατηρείται, υπάρχουν μέτριες, μόνιμες μετακινήσεις. Τα περισσότερα μη φέροντα στοιχεία, όπου υπάρχουν, έχουν υποστεί βλάβες (π.χ. διαχωριστικά πετάσματα και τοιχοπληρώσεις δεν έχουν αστοχήσει εκτός επιπέδου). Έτσι, η κατασκευή αναμένεται να είναι επισκευάσιμη, ωστόσο σε μερικές περιπτώσεις ενδέχεται η επισκευή να είναι αντισυμβαλλόμενη.
- 3) **Περιορισμού Βλαβών (LS of Damage Limitation)**. Στην κατάσταση αυτή η κατασκευή έχει υποστεί μόνο ελαφρές βλάβες, οικονομικά επισκευάσιμες. Τα φέροντα στοιχεία διατηρούν την πλήρη αντοχή τους με περιορισμένη πτώση της στιβαρότητάς τους. Οι μόνιμες παραμορφώσεις είναι αμελητέες. Η κατασκευή διατηρεί αμείωτη την ικανότητά της να αντέχει μελλοντικούς σεισμούς. Τα μη φέροντα στοιχεία, όπου υπάρχουν, παρουσιάζουν μόνο μικρές ζημιές που μπορούν να επισκευαστούν οικονομικά (π.χ. διαχωριστικά πετάσματα και τοιχοπληρώσεις μπορεί να εμφανίζουν κατανεμημένες ρωγμές).

4) **Απρόσκοπτη Λειτουργία (Fully Operational)**. Στην κατάσταση αυτήν η κατασκευή έχει υποστεί μόνο ελαφρές βλάβες, οικονομικά επισκευάσιμες, επιτρέποντας την συνεχή λειτουργία των εγκαταστάσεων της κατασκευής.

Οι πιο πάνω Οριακές Καταστάσεις Σχεδιασμού συσχετίζονται με εκείνες που ως τώρα υιοθετεί η πρώτη γενιά Ευρωκωδίκων, δηλαδή, την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS) και την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS). Η αντιστοιχία σύμφωνα με την §4.3 του EN1998-1-1 είναι η εξής:

- Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS)
 - Οιονεί Κατάρρευσης (NC)
 - Σημαντικών Βλαβών (SD)
- Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS)
 - Περιορισμού Βλαβών (DL)
 - Απρόσκοπτη Λειτουργία (OP)

1.4.3 Κατηγορία συνεπειών (Consequence Class)

Οι κατηγορίες σπουδαιότητας (Importance Classes) και οι συντελεστές σπουδαιότητας (Importance Factors) της ισχύουσας έκδοσης του Ευρωκώδικα, μετονομάζονται στην αναθεωρημένη έκδοση σε κατηγορίες συνεπειών (Consequence Classes) και σε συντελεστές επίδοσης (Performance Factors) αντίστοιχα.

Η επιλογή της κατηγορίας συνεπειών ορίζεται από τον Κύριο του Έργου και ταυτίζεται με το επίπεδο βλαβών που είναι ανεκτό να υποστεί η κατασκευή μας. Σκοπός του ορισμού της κατηγορίας συνεπειών είναι ο καθορισμός των παραμέτρων σχεδιασμού (π.χ. περίοδος επαναφοράς σεισμικού σχεδιασμού) που οδηγούν στην σωστή εκτίμηση της σεισμικής έντασης και που τελικά στο επιθυμητό επίπεδο σεισμικής θωράκισης.

Οι κατηγορίες συνεπειών που ορίζονται σύμφωνα με τον EN1990 είναι αυτές που παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Κατηγορία Συνεπειών (CC)	Περιγραφή
CC1	Χαμηλή συνέπεια για απώλεια ανθρώπινης ζωής και μικρές ή αμελητέες οικονομικές, κοινωνικές ή περιβαλλοντικές συνέπειες
CC2	Μέτρια συνέπεια για απώλεια ανθρώπινης ζωής, σημαντικές οικονομικές, κοινωνικές ή περιβαλλοντικές συνέπειες
CC3	Υψηλή συνέπεια για απώλεια ανθρώπινης ζωής, ή πολύ μεγάλες οικονομικές, κοινωνικές ή περιβαλλοντικές συνέπειες
CC3-a	Κτίρια των οποίων η σεισμική αντίσταση είναι σημαντική λόγω των συνεπειών που συνδέονται με μια κατάρρευση, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνελεύσεων, πολιτιστικά ιδρύματα κ.λπ.
CC3-b	Κτίρια εγκαταστάσεων ζωτικής σημασίας για την πολιτική προστασία, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί κ.λπ. και ο εξοπλισμός τους.

Πίνακας 1.4 - Κατηγορίες συνεπειών (EN1990-1 Πίνακας 5.1 & EN1998-1-2 Πίνακας 4.1)

Όταν δεν ορίζεται διαφορετικά, η κατασκευή θα θεωρείται πως ανήκει στην κατηγορία CC2 (συνήθης).

Σε συνδυασμό με τον παραπάνω πίνακα ορίζονται οι τιμές των συντελεστών επίδοσης $\gamma_{LS,CC}$ (Performance Factors) οι οποίοι χρησιμεύουν όπως περιγράφεται στην συνέχεια για τον καθορισμό της σεισμικής δράσης (βλέπε §1.4.4 του παρόντος).

1.4.4 Σεισμική δράση

1.4.4.1 Οριζόντιο ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων

Ο χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας που ως τώρα υιοθετείται από το Εθνικό Προσάρτημα και που χωρίζει τον Ελλαδικό χώρο σε ζώνες (Ζώνη I, II, III) καθώς επίσης και ο τρόπος υπολογισμού των φασματικών επιταχύνσεων μέσω της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} (PGA), δεν έχει πλέον άμεση εφαρμογή. Στην αναθεωρημένη έκδοση των Ευρωκωδίκων εισάγονται δυο νέες παράμετροι φασματικών επιταχύνσεων μέσω των οποίων ορίζεται το ελαστικό φάσμα. Αυτές είναι:

- I. Η μέγιστη φασματική επιτάχυνση S_α που αντιστοιχεί στην περιοχή των σταθερών επιταχύνσεων του ελαστικού φάσματος απόκρισης (πλατώ) και για ποσοστό απόσβεσης $\xi = 5\%$.
- II. Η φασματική επιτάχυνση S_β που αντιστοιχεί σε περίοδο ταλάντωσης $T=1s$ (T_β) του ελαστικού φάσματος απόκρισης για ποσοστό απόσβεσης $\xi = 5\%$.

Οι τιμές των φασματικών επιταχύνσεων S_α και S_β υπολογίζονται μέσω των τιμών επιτάχυνσης $S_{\alpha,RP}$ και $S_{\beta,RP}$ για περίοδο επαναφοράς σχεδιασμού T_{RP} και των επιταχύνσεων αναφοράς $S_{\alpha,ref}$ και $S_{\beta,ref}$ για περίοδο επαναφοράς T_{ref} . Στις σχέσεις που συνδέουν τις παραπάνω φασματικές επιταχύνσεις υπεισέρχονται και νέοι συντελεστές εδάφους F_α , F_β και F_T που λαμβάνουν υπόψη την κατηγορία και την μορφολογία του εδάφους. Αναλυτικά η διαδικασία που ακολουθείται για τον σχεδιασμό του φάσματος απόκρισης σύμφωνα με την §5.2 του EN1998-1-1 είναι η εξής:

1. Προσδιορίζεται η τιμή $S_{\alpha,ref}$ από χάρτες σεισμικής επικινδυνότητας. Τέτοιοι χάρτες θα αποτελούν μέρος του Εθνικού Προσαρτήματος αλλά δεν είναι ακόμα διαθέσιμοι στην οριστική τους μορφή για τον Ελλαδικό χώρο. Στο Παράρτημα Α δίνονται πληροφοριακά οι χάρτες από την πρόταση διαμόρφωσης των Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας (Pitilakis et al., 2022). Επιπλέον, για συγκεκριμένες περιοχές της Ευρώπης μπορούν να βρεθούν σχετικές πληροφορίες στην ιστοσελίδα του EFEHR (<http://www.efehr.org>).
2. Υπολογίζεται η τιμή $S_{\alpha,475}$. Για την περίπτωση που στον σχεδιασμό επιλέγεται περίοδος επανάληψης $T_{ref} = 475$ χρόνια δηλαδή πιθανότητα υπέρβασης 10% στα επόμενα 50 χρόνια, τότε η τιμή $S_{\alpha,475}$ ταυτίζεται με την τιμή $S_{\alpha,ref}$, δηλαδή την σεισμική επιτάχυνση αναφοράς του Κανονισμού. Για οποιαδήποτε άλλη περίοδο επανάληψης διαφορετική από εκείνη που ορίζει ο Κανονισμός ως αναφοράς ($T_{ref} = T_{SD,2}$) και που αντιστοιχεί στην οριακή κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD) και Κατηγορία Συνεπειών 2 (CC2), εφαρμόζεται η παρακάτω σχέση (EN1998-1-1 εξ. 5.2):

$S_{\alpha,475} = S_{\alpha,ref} (475/T_{ref})^{1/k}$ όπου $k = 3$ και T_{ref} ή $T_{LS,CC}$ σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα.

Οριακή Κατάσταση (LS)	Κατηγορία Συνεπειών (CC) - Περίοδος επαναφοράς $T_{LS,CC}$			
	CC1	CC2	CC3-a	CC3-b
NC	800	1600	2500	5000
SD	250	475	800	1600
DL	50	60	60	100

Πίνακας 1.5 - Περίοδος επαναφοράς $T_{LS,CC}$ (EN1998-1-2 Πίνακας. 4.3)

Στην συνέχεια χαρακτηρίζεται η σεισμική ένταση σύμφωνα με τις κατηγορίες του πίνακα.

Σεισμική ένταση	$S_{a,475}$ (m/s^2)
Πολύ Χαμηλή (Very low)	< 1.0
Χαμηλή (Low)	1.0 – 2.5
Μέτρια (Moderate)	2.5 – 5.0
Υψηλή (High)	> 5.0

Πίνακας 1.6 - Επίπεδο σεισμικής έντασης $S_{a,475}$ (EN1998-1-1 Πίνακας 5.2)

3. Προσδιορίζεται η τιμή $S_{\beta,475}$ από χάρτες σεισμικής επικινδυνότητας ή εναλλακτικά υπολογίζεται συναρτήσει της $S_{\alpha,ref}$ από την σχέση (EN1998-1-1 εξ. 5.3):

$$S_{\beta,ref} = f_h \cdot S_{\alpha,ref} \text{ όπου,}$$

- $f_h = 0.2$ για Πολύ Χαμηλή και Χαμηλή σεισμική ένταση
- $f_h = 0.3$ για Μέτρια σεισμική ένταση
- $f_h = 0.4$ για Υψηλή σεισμική ένταση

4. Προσδιορίζεται η τιμή του συντελεστή επίδοσης $\gamma_{LS,CC}$. Ανάλογα με την Οριακή Κατάσταση σχεδιασμού (LS) και την Κατηγορία Συνεπειών (CC) ορίζεται η τιμή του συντελεστή επίδοσης σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα.

Οριακή Κατάσταση (LS)	Κατηγορία Συνεπειών (CC) – Συντελεστές επίδοσης ($\gamma_{LS,CC}$)			
	CC1	CC2	CC3-a	CC3-b
NC	1.2	1.5	1.8	2.2

Οριακή Κατάσταση (LS)	Κατηγορία Συνεπειών (CC) – Συντελεστές επίδοσης ($\gamma_{LS,CC}$)			
	CC1	CC2	CC3-a	CC3-b
SD	0.8	1.0	1.2	1.5
DL	0.4	0.5	0.5	0.6

Πίνακας 1.7 - Συντελεστές επίδοσης $\gamma_{LS,CC}$ (EN1998-1-2 Πίνακας 4.4)

Όπως φαίνεται και από τις τιμές του πίνακα, ως συνδυασμός αναφοράς ορίζεται από τον EN1998-1-1 η Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών και η Κατηγορία Συνεπειών 2 (SD-CC2).

5. Υπολογίζεται η τιμή του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης η σύμφωνα με την σχέση (EN1998-1-1 εξ. 5.13):

$$\eta = \sqrt{10 + \frac{T_c(\xi - 5)}{T_c + 30(T - T_A)}} / (5 + \xi) \quad (1.1)$$

Για ποσοστό απόσβεσης 5% ο διορθωτικός συντελεστής έχει την τιμή $\eta=1$.

6. Γίνεται κατάταξη του εδάφους σε μια από τις κατηγορίες A, B, C, D, E και F. Η ποιότητα του εδάφους πάνω στο οποίο θεμελιώνεται η κατασκευή επηρεάζει σημαντικά την εδαφική επιτάχυνση και την μορφή του φάσματος απόκρισης. Στην αναθεωρημένη έκδοση του κανονισμού η κατηγοριοποίηση του εδάφους γίνεται με βάση τον παρακάτω πίνακα. Προϋποθέτετε ο υπολογισμός της μέσης τιμής της ταχύτητας διάδοσης των διατμητικών κυμάτων $v_{s,H}$ και του βάθους του βραχώδους υποβάθρου H_{800} . Για τον υπολογισμό τους εφαρμόζεται η παρακάτω σχέση (EN1998-1-1 εξ. 5.1):

$$v_{s,H} = \frac{H}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (1.2)$$

όπου,

- H το βάθος (m) του ανωτέρου τμήματος του εδαφικού σχηματισμού, μετρούμενο από την επιφάνεια σε μέτρα. Το H ισούται με:

- 30m εάν $H_{800} \geq 30m$ (τότε $v_{s,H} = v_{s,30}$)

- H_{800} εάν $H_{800} < 30m$

H_{800} το βάθος (m) του βαρχώδους υποβάθρου, το οποίο χαρακτηρίζεται από ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων $v_s \geq 800$ m/s

h_i το πάχος (m) της εδαφικής στρώσης i σε μέτρα

v_i η ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων (m/s) στην εδαφική στρώση i

N το πλήθος των εδαφικών στρώσεων από την επιφάνεια του εδάφους, έως βάθος H

	Κατηγορία εδάφους	Άκαμπτο	Μέτρια Ακαμψία	Μαλακό
Κατηγορία βάθους	Εύρος $V_{s,H}$ Εύρος H_{800}	$400 \text{ m/s} \leq V_{s,H}$ < 800m/s	$250 \text{ m/s} \leq V_{s,H}$ < 400m/s	$150 \text{ m/s} \leq V_{s,H}$ < 250m/s
Πολύ ρηχό	$H_{800} \leq 5 \text{ m}$	A	A	E
Ρηχό	$5 \text{ m} < H_{800} \leq 30 \text{ m}$	B	E	E
Ενδιάμεσο	$30 \text{ m} < H_{800} \leq 100 \text{ m}$	B	C	D
Βαθύ	$H_{800} > 100 \text{ m}$	B	F	F

Πίνακας 1.8 - Κατηγοριοποίηση εδάφους (EN1998-1-1 Πίνακας 5.1)

Σε περίπτωση που δεν είναι δυνατός ο υπολογισμός των παραπάνω τιμών, δίνεται στο Παράρτημα A του EN1998-1-1 ένας εναλλακτικός τρόπος κατάταξης των εδαφών μέσω εδαφικών δοκιμών (επιτόπου ή εργαστηριακών). Επιπλέον δίνεται και ο παρακάτω απλουστευμένος πίνακας που περιγράφει την ποιότητα του εδάφους ανά κατηγορία.

Γεωτεχνικές μελέτες για την κατάταξη των εδαφών στις πιο πάνω κατηγορίες απαιτείται στις εξής περιπτώσεις:

- I. Όταν δεν είναι προφανής η κατηγοριοποίηση του εδάφους σύμφωνα με τον Πίνακα 5.1 του EN1998-1-1 (ή Πίνακας 1.9 του παρόντος)
- II. Για κτίρια τα οποία κατατάσσονται στην κατηγορία συνεπειών CC3 και θεμελιώνονται σε έδαφος κατηγορίας D ή F με $v_{s,H} < 250 \text{ m/s}$

Κατηγορία τοποθεσίας	Περιγραφή
A	Βράχος ή άλλο γεωλογικό υλικό που μοιάζει με βράχο, συμπεριλαμβανομένων πολύ ρηχών στρωμάτων πολύ πυκνής, πυκνής ή μέτριας πυκνότητας άμμου, χαλίκια, πολύ άκαμπτη ή άκαμπτη αργίλου.
B	Κοιτάσματα που αποτελούνται κυρίως από πολύ πυκνή άμμο, χαλίκι ή πολύ άκαμπτη άργιλο, με αντιπροσωπευτικές τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων στο εύρος που ορίζεται στον Πίνακα A.2 για δύσκαμπτο έδαφος.
C	Κοιτάσματα ενδιάμεσου βάθους που αποτελούνται κυρίως από πυκνή ή μέτριας πυκνότητας άμμο, χαλίκι ή άκαμπτη άργιλο, με αντιπροσωπευτικές τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων στο εύρος που ορίζεται στον Πίνακα A.2 για μεσαίο έδαφος.
D	Ενδιάμεσες αποθέσεις βάθους που αποτελούνται κυρίως από χαλαρό έως μεσαίο έδαφος χωρίς συνοχή ή από μαλακό έως συμπαγές συνεκτικό έδαφος, με αντιπροσωπευτικές τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων στο εύρος που ορίζεται στον Πίνακα A.2 για μαλακό έδαφος.
E	Κοιτάσματα ρηχού εδάφους που αποτελούνται από επικρατούσες στιβάδες προσχώσεων, που καλύπτονται από υλικά που μοιάζουν με βράχο, όπως περιγράφεται για την κατηγορία τοποθεσίας A. Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων βρίσκονται στο εύρος που ορίζεται στον Πίνακα A.2 για μεσαίο ή μαλακό έδαφος.
F	Βαθιά κοιτάσματα που αποτελούνται από επικρατούσες στιβάδες προσχώσεων, με αντιπροσωπευτικές τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων στο εύρος που ορίζεται στον Πίνακα A.2 για μεσαίο ή μαλακό έδαφος.

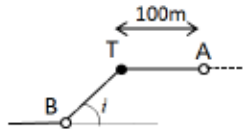
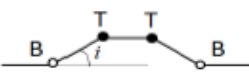
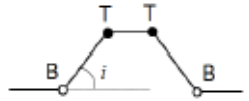
Πίνακας 1.9 - Περιγραφή εδαφικών στρώσεων (EN1998-1-1 Πίνακας A.1)

7. Υπολογίζονται οι συντελεστές εδάφους F_α , F_β και F_T που λαμβάνουν υπόψη την κατηγορία και την μορφολογία του εδάφους. Οι συντελεστές εδάφους επηρεάζουν την φασματική επιτάχυνση ως προς, την μέγιστη τιμή της και την τιμή της για περίοδο ταλάντωσης $T=1s$ (T_β). Οι συντελεστές F_α , F_β και F_T

εξάγονται από τους παρακάτω πίνακες αφού έχει προηγηθεί η κατάταξη του εδάφους στις πιο πάνω κατηγορίες (A, B, C, D, E ή F).

Κατηγορία τοποθεσίας	F_α		F_β	
	Διαθέσιμο H_{800} και $V_{s,H}$	Προκαθορισμένη τιμή	Διαθέσιμο H_{800} και $V_{s,H}$	Προκαθορισμένη τιμή
A	1,0	1,0	1,0	1,0
B	$(\frac{V_{s,H}}{800})^{-0,40r_\alpha}$	$1,3 * (1 - 0,1 S_{\alpha,RP}/g)$	$(\frac{V_{s,H}}{800})^{-0,70r_\beta}$	$1,6 * (1 - 0,2 S_{\beta,RP}/g)$
C		$1,6 * (1 - 0,2 S_{\alpha,RP}/g)$		$2,3 * (1 - 0,3 S_{\beta,RP}/g)$
D		$1,8 * (1 - 0,3 S_{\alpha,RP}/g)$		$3,2 * (1 - S_{\beta,RP}/g)$
E	$(\frac{V_{s,H}}{800})^{-0,40r_\alpha} \frac{H}{30} (4 - \frac{H}{10})$	$2,2 * (1 - 0,5 S_{\alpha,RP}/g)$	$(\frac{V_{s,H}}{800})^{-0,70r_\beta} \frac{H}{30}$	$3,2 * (1 - S_{\beta,RP}/g)$
F	$0,90 (\frac{V_{s,H}}{800})^{-0,40r_\alpha}$	$1,7 * (1 - 0,3 S_{\alpha,RP}/g)$	$1,25 (\frac{V_{s,H}}{800})^{-0,70r_\beta}$	$4,0 * (1 - S_{\beta,RP}/g)$
	$r_\alpha = 1 - \frac{S_{\alpha,RP}/g}{V_{s,H}/150} ; r_\beta = 1 - \frac{S_{\beta,RP}/g}{V_{s,H}/150}$			

Πίνακας 1.10 - Τιμές συντελεστών εδάφους F_α και F_β (EN1998-1-1 Πίνακας 5.4)

Περιγραφή τοπογραφίας	F_T	Απλοποιημένο σχέδιο
Επίπεδη επιφάνεια εδάφους, πλαγιές και μεμονωμένες κορυφογραμμές με μέση γωνία κλίσης $i < 15^\circ$ ή ύψος < 30 m	1.0	
Πλαγιές με μέση γωνία κλίσης $i > 15^\circ$	1.2	
Κορυφογραμμές με πλάτος στην κορυφή πολύ μικρότερο από ό,τι στη βάση και μέση γωνία κλίσης $15^\circ < i < 30^\circ$	1.2	
Κορυφογραμμές με πλάτος στην κορυφή πολύ μικρότερο από ό,τι στη βάση και μέση γωνία κλίσης $i > 30^\circ$	1.4	
Οι τιμές του F_T αναφέρονται στο σημείο T (Top) όπως δείχνεται στο απλοποιημένο σχέδιο. Οι τιμές του F_T μειώνονται γραμμικά μεταξύ των σημείων T - B (Base) και T - A, όπου το A βρίσκεται σε απόσταση 100m από το T και παίρνει την τιμή $F_T = 1.0$.		

Πίνακας 1.11 - Τιμές του συντελεστή εδάφους F_T (EN1998-1-1 Πίνακας 5.5)

8. Υπολογίζεται η μέγιστη φασματική επιτάχυνση S_α που αντιστοιχεί στην περιοχή των σταθερών επιταχύνσεων του ελαστικού φάσματος απόκρισης (πλατώ). Η τιμή προκύπτει από την παρακάτω εξίσωση (EN1998-1-1 εξ. 5.4 & 5.11):

$$S_\alpha = F_\alpha \cdot F_T \cdot S_{\alpha,RP} = F_\alpha \cdot F_T \cdot \gamma_{LS,CC} \cdot S_{\alpha,ref} \quad (1.3)$$

9. Υπολογίζεται η φασματική επιτάχυνση S_β που αντιστοιχεί σε περίοδο ταλάντωσης $T=1s$ (T_β) του ελαστικού φάσματος απόκρισης. Η τιμή προκύπτει από την παρακάτω εξίσωση (EN1998-1-1 εξ. 5.5 & 5.12):

$$S_\beta = F_\beta \cdot F_T \cdot S_{\beta,RP} = F_\beta \cdot F_T \cdot \gamma_{LS,CC} \cdot S_{\beta,ref} \quad (1.4)$$

10. Υπολογίζονται οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων T_A , T_B , T_C και T_D . Οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων υπολογίζονται από τις σχέσεις του Κανονισμού που αναπαράγονται παρακάτω, σε αντίθεση με τον ως τώρα καθορισμό τους από συγκεντρωτικό πίνακα ανάλογα με τον τύπο του εδάφους. Οι χαρακτηριστικές τιμές των περιόδων καθορίζουν την μορφή του φάσματος η οποία επηρεάζεται άμεσα από την ποιότητα του υποκείμενου εδάφους.

- Η χαρακτηριστική περίοδος T_A μικρότερη από την οποία η φασματική επιτάχυνση έχει σταθερή τιμή. Η τιμή της T_A μπορεί να λαμβάνεται ίση με 0.02 s σε περίπτωση έλλειψης ακριβέστερων στοιχείων.
- Η χαρακτηριστική περίοδος T_C που αντιστοιχεί στο τέλος της περιοχής της μέγιστης φασματικής επιτάχυνσης και στην αρχή της περιοχής με σταθερή φασματική ταχύτητα, υπολογίζεται ως εξής:

$$- T_C = S_\beta \cdot T_\beta / S_\alpha \text{ για } T_\beta = 1.0 \text{ s}$$

- Η χαρακτηριστική περίοδος T_B που αντιστοιχεί στην αρχή της περιοχής με μέγιστη φασματική επιτάχυνση παίρνει τις τιμές:

$$- T_B = 0.05 \text{ s εάν } T_C / \chi < 0.05 \text{ s}$$

$$- T_B = T_C / \chi \text{ εάν } 0.05 \text{ s} < T_C / \chi \leq 0.10 \text{ s}$$

$$- 0.10 \text{ s εάν } T_C / \chi > 0.10 \text{ s}$$

Μπορεί να λαμβάνεται $\chi = 4$

- Η χαρακτηριστική περίοδος T_D που αντιστοιχεί στο τέλος της περιοχής με σταθερή φασματική ταχύτητα και στην αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης, παίρνει τις τιμές:
 - $T_D = 2.0 \text{ s}$ εάν $S_{\beta,RP} \leq 1\text{m/s}^2$
 - $T_D = 1 + S_{\beta,RP}$ εάν $S_{\beta,RP} > 1\text{m/s}^2$

11. Αφού υπολογιστούν οι παράμετροι σχεδιασμού σύμφωνα με τα παραπάνω βήματα, σχεδιάζεται το φάσμα απόκρισης σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις που εκφράζουν τους κλάδους του φάσματος (EN1998-1-1 εξ.5.6 έως 5.10).

$$0 \leq T \leq T_A: S_e(T) = \frac{S_\alpha}{F_A}$$

$$T_A \leq T \leq T_B: S_e(T) = \frac{S_\alpha}{T_B - T_A} [\eta(T - T_A) + \frac{T_B - T_A}{F_A}]$$

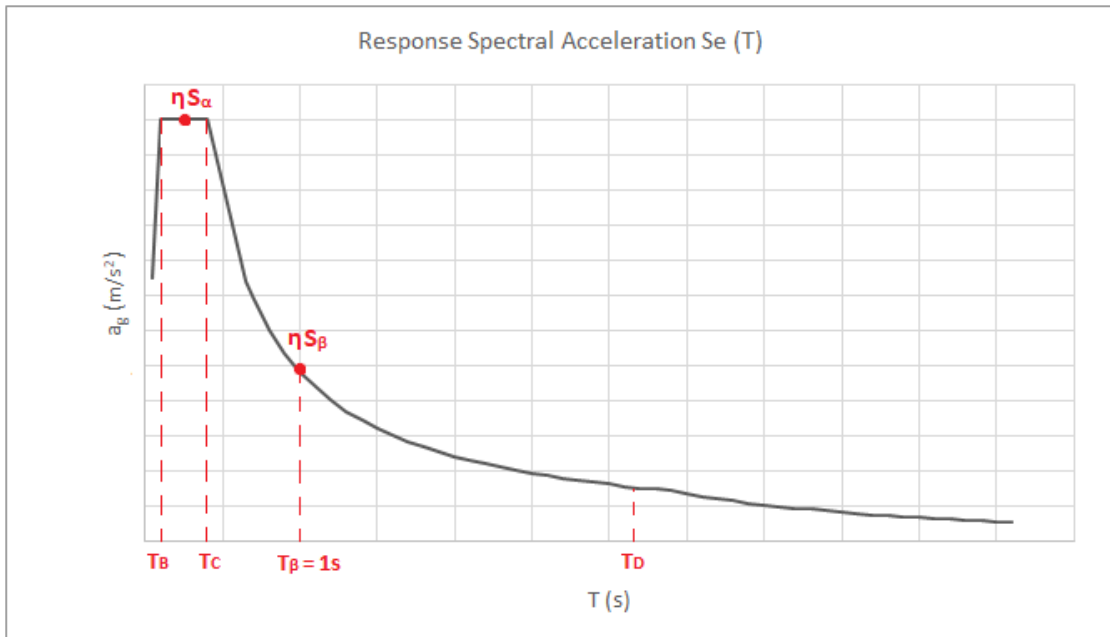
$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = \eta S_\alpha$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = \eta \frac{S_\beta T_\beta}{T}$$

$$T \geq T_D: S_e(T) = \eta T_D \frac{S_\beta T_\beta}{T^2}$$

(1.5~1.9)

Η τελική μορφή του φάσματος με τις παραπάνω χαρακτηριστικές τιμές φαίνονται στο σχήμα που ακολουθεί.



Σχήμα 1.1 - Παράμετροι υπολογισμού φάσματος απόκρισης

1.4.4.2 Κατακόρυφο ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων

Για τον υπολογισμό των κλάδων του ελαστικού φάσματος απόκρισης που εκφράζει την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού, χρησιμοποιούνται οι ίδιες εξισώσεις με εκείνες της οριζόντιας συνιστώσας (EN1998-1-1 εξ.5.6 έως 5.10), με την διαφορά ότι αντικαθίστανται οι παράμετροι S_α , S_β , T_B και T_C από τις αντίστοιχες $S_{\alpha v}$, $S_{\beta v}$, T_{Bv} και T_{Cv} . Οι τελευταίες προκύπτουν ως εξής:

- $S_{\alpha v} = f_{v\alpha} \cdot S_\alpha$, όπου ο συντελεστής $f_{v\alpha}$ παίρνει τις τιμές:
 - $f_{v\alpha} = 0.04 \cdot S_\alpha + 0.6$ αν $S_\alpha < 2.5 \text{ m/s}^2$
 - $f_{v\alpha} = 0.04 \cdot S_\alpha + 0.5$ αν $2.5 \leq S_\alpha < 7.5 \text{ m/s}^2$
 - $f_{v\alpha} = 0.04 \cdot S_\alpha + 0.8$ αν $S_\alpha > 7.5 \text{ m/s}^2$
- $S_{\beta v} = f_{v\beta} \cdot S_\beta$ για $f_{v\beta} = 0.6$
- $T_{Bv} = S_{\beta v} \cdot T_\beta / S_{\alpha v}$ για $T_\beta = 1.0 \text{ s}$
- $T_{Cv} = 0.05 \text{ s}$

1.4.4.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων

Το ελαστικό φάσμα μετακινήσεων εκφράζεται από τις παρακάτω σχέσεις (EN1998-1-1 εξ.5.14 έως 5.16).

$$T \leq T_E: S_{De}(T) = S_e(T) \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad (1.10)$$

$$T_E \leq T \leq T_F: S_{De}(T) = S_{De}(T_E) \times \left[1 + \left(\frac{F_L}{F_\beta} - 1\right) \frac{T - T_E}{T_F - T_E}\right] \quad (1.11)$$

$$T > T_F: S_{De}(T) = S_{De}(T_E) \times \frac{F_L}{F_\beta} \quad (1.12)$$

όπου,

$S_e(T)$ = η φασματική επιτάχυνση όπως υπολογιστική στο βήμα 11

$T_E = \max(T_D; 6 \text{ s})$

$T_F = 10 \text{ s}$

$F_L = (v_{S,H}/800)^{-0.4}$

Εναλλακτικά αν το $v_{S,H}$ δεν είναι γνωστό τότε το F_L μπορεί να λαμβάνεται ως:

- $F_L = F_\beta$ για κατηγορία εδάφους A
- $F_L = 0.90 F_\beta$ για κατηγορία εδάφους B ή E
- $F_L = 0.75 F_\beta$ για κατηγορία εδάφους C ή F
- $F_L = 0.60 F_\beta$ για κατηγορία εδάφους D

1.5 Μέθοδοι αντισεισμικού σχεδιασμού και μέθοδοι σεισμικής ανάλυσης

Στον Ευρωκώδικα 8 Μέρος 1-1 γίνεται διάκριση των μεθόδων αντισεισμικού σχεδιασμού οι οποίες επιτρέπεται να εφαρμοστούν από τον μελετητή και οι οποίες συνοδεύονται από τις αντίστοιχες μεθόδους σεισμικής ανάλυσης αλλά και επαλήθευσης της αντοχής.

Ως μέθοδος σχεδιασμού ορίζεται η μεθοδολογία αντισεισμικού σχεδιασμού, εφαρμογή της οποίας οδηγεί στην σεισμική θωράκιση της κατασκευής. Η μεθοδολογία αυτή καθορίζεται από τον Αντισεισμικό Κανονισμό και έχει ως στόχο την επαλήθευση της αντοχής του φορέα της κατασκευής έναντι των δράσεων που πρόκειται να ασκηθούν σε αυτήν καθ' όλη την διάρκεια ζωής της. Επομένως απαιτείται εκ' των προτέρων επιλογή της μεθόδου σχεδιασμού, σύμφωνα με τα κριτήρια επιλογής που

θέτει ο Κανονισμός. Η επιλογή της μεθόδου σχεδιασμού συνδυάζεται με την επιλογή της μεθόδου ανάλυσης και επαλήθευσης που τελικά οδηγεί στην βασική αρχή σχεδιασμού όλων των κατασκευών, δηλαδή η δράση να είναι μικρότερη ή ίση από την αντοχή $E_d \leq R_d$.

Οι μέθοδοι σχεδιασμού τις οποίες υιοθετεί ο Ευρωκώδικας 8 είναι οι εξής:

- I. Η μέθοδος των δυνάμεων (force-based design)
- II. Η μέθοδος των μετακινήσεων (displacement-based design)

Η φιλοσοφία η οποία ακολουθεί κάθε μια από αυτές τις μεθόδους είναι διαφορετική, επομένως διαφέρουν και ως προς τις μεθόδους ανάλυσης αλλά και ως προς τον υπολογισμό της αντοχής. Όμως ως κοινό χαρακτηριστικό των μεθόδων είναι η θεώρηση ανελαστικής συμπεριφοράς του φορέα. Παρακάτω περιγράφονται οι μέθοδοι αυτές και επισημαίνονται οι διαφορές.

1.5.1 Ανελαστική συμπεριφορά - Καμπύλη ικανότητας

Προτού αναλυθούν οι μέθοδοι αντισεισμικού σχεδιασμού θεωρείται σκόπιμο να εξηγηθεί, έστω και περιληπτικά, τι νοείται ως ανελαστική συμπεριφορά ή απόκριση φορέα (nonlinear response) στον οποίο ασκούνται οριζόντιες (σεισμικές) δυνάμεις. Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω η θεώρηση ανελαστικής συμπεριφοράς είναι κοινό χαρακτηριστικό των μεθόδων Αντισεισμικού Σχεδιασμού καθώς θεωρούν ότι, για τον σεισμό σχεδιασμού, η κατασκευή θα περάσει το όριο διαρροής.

Κατά την διάρκεια ενός σεισμού, το έδαφος στο οποίο είναι θεμελιωμένη μια κατασκευή, υπόκειται σε οριζόντια κίνηση με εναλλασσόμενο πρόσημο γύρω από την αρχική θέση ισορροπίας. Λόγω αδράνειας, η ταλάντωση που ακολουθεί η μάζα της κατασκευής διαφέρει από εκείνη του εδάφους με αποτέλεσμα να προκαλείται ένταση στην κατασκευή κατά την προσπάθεια αυτής να ισορροπήσει.

Η οριζόντια δύναμη που ασκείται στο κέντρο μάζας ενός στερεού σώματος με μάζα m , το οποίο είναι πακτωμένο σε έδαφος που υποβάλλεται σε εδαφική επιτάχυνση $\ddot{u}_g(t)$, ισούται με την δύναμη d' Alembert:

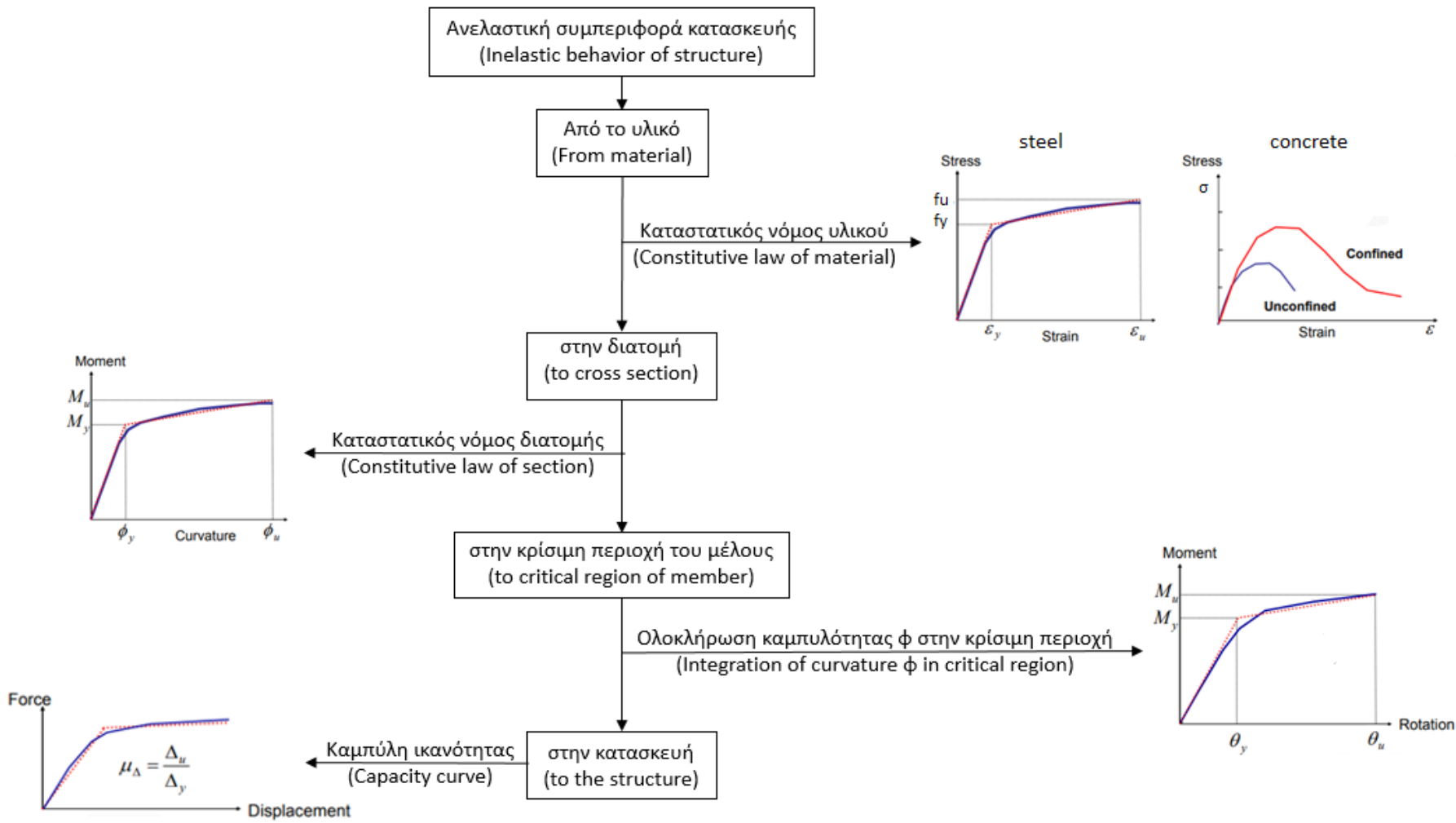
$$P(t) = -m \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (1.13)$$

Οι εσωτερικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στον φορέα ως αντίδραση στην παραπάνω δράση, προσπαθώντας διατηρήσουν την ισορροπία του, ισούνται με:

$$F(t) = K(u) \cdot u(t) \quad (1.14)$$

Δηλαδή οι δυνάμεις αυτές είναι ανάλογες της δυσκαμψίας των μελών $K(u)$ και της σχετικής μετακίνησης του φορέα $u(t)$.

Από την παραπάνω εξίσωση (1.14) προκύπτει και η διαφορά μεταξύ ελαστικής και ανελαστικής συμπεριφοράς ή απόκρισης του φορέα. Για ελαστική συμπεριφορά η δυσκαμψία των μελών του φορέα παραμένει σταθερή, ενώ αντιθέτως για ανελαστική συμπεριφορά η δυσκαμψία των μελών μεταβάλλεται με τον χρόνο (t). Επομένως για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης και των εσωτερικών δυνάμεων $F(t)$ θα πρέπει να οριστεί εκ' των προτέρων η μη γραμμική σχέση συμπεριφοράς του υλικού που περιγράφει την μεταβολή της δυσκαμψίας ως προς τον χρόνο. Η σχέση που περιγράφει αυτήν την ιδιότητα του υλικού να συμπεριφέρεται μη γραμμικά, ονομάζεται και ως Καταστατική Σχέση (Constitutive Relation). Ιεραρχώντας την ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής προκύπτει το διάγραμμα ροής του παρακάτω σχήματος, που οδηγεί στην κατασκευή της καμπύλης ικανότητας όπως περιγράφεται στην συνέχεια.



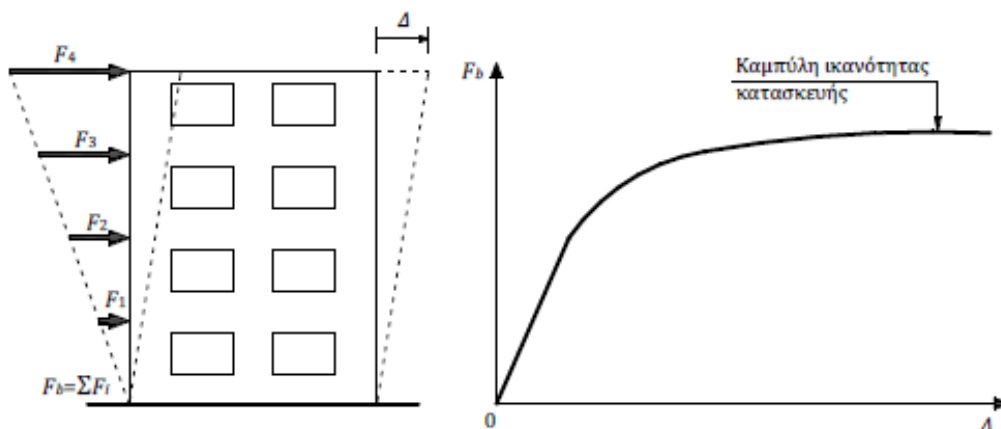
Σχήμα 1.2 – Διάγραμμα ροής ανελαστικής συμπεριφοράς

Επομένως αποτέλεσμα της μη γραμμικής συμπεριφοράς του υλικού είναι η ανελαστική απόκριση του συνόλου της κατασκευής. Η καμπύλη που περιγράφει την σχέση Δύναμης $F(t)$ – Μετακίνησης $u(t)$ και συνοψίζει την ανελαστική συμπεριφορά ονομάζεται καμπύλη ικανότητας (capacity curve). Το εμβαδόν E που περικλείεται από την καμπύλη ικανότητας αντιστοιχεί στην απορροφούμενη ενέργεια που αναπτύσσεται στην κατασκευή κατά την διάρκεια του σεισμού.

Άρα για τον υπολογισμό της απαιτείται:

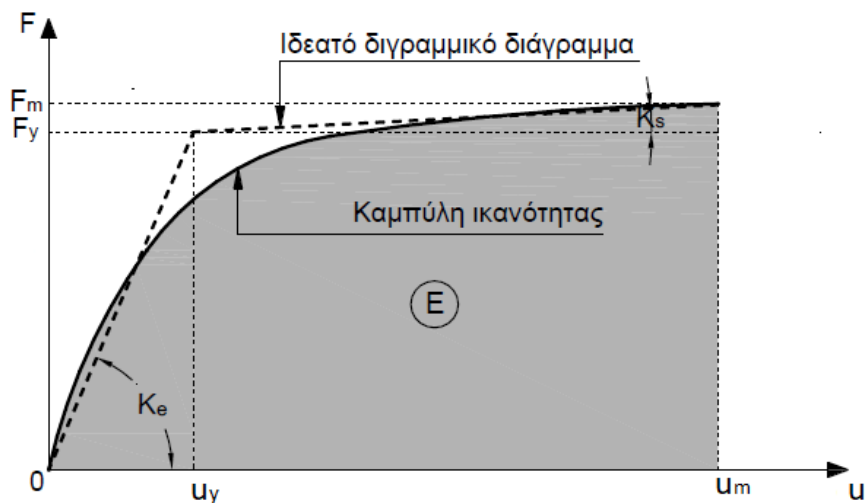
- Η μη γραμμική συμπεριφορά υλικού - διατομής (Καταστατικοί νόμοι)
- Η κατανομή του οριζόντιου φορτίου. Στον φορέα επιβάλλεται ένα σταδιακά αυξανόμενο οριζόντιο φορτίο στην μάζα της κατασκευής, ενώ ταυτόχρονα καταγράφεται η οριζόντια μετακίνηση στον κόμβο ελέγχου.

Ως προς την διαδικασία ανάλυσης πραγματοποιείται μη-γραμμική στατική ανάλυση ή οποία πολλές φορές αναφέρεται και ως pushover και περιγράφεται στο Κεφάλαιο 4. Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται η τυπική μορφή μιας τέτοιας καμπύλης ικανότητας, όπου η κλίση του διαγράμματος εκφράζει την δυσκαμψία της κατασκευής σε κάθε θέση.



Σχήμα 1.3 – Τυπική μορφή καμπύλης ικανότητας (Ψυχάρης 2015)

Αφού υπολογιστεί η καμπύλη γίνεται εξιδανίκευση αυτής και μετατροπή της σε ένα διγραμμικό διάγραμμα (ιδεατό), βάσει του οποίου υπολογίζεται η ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής και να γίνουν οι απαιτούμενοι έλεγχοι. Το διγραμμικό διάγραμμα φαίνεται στο σχήμα που ακολουθεί και εξηγείται παρακάτω.



Σχήμα 1.4 – Εξιδανικευμένη μορφή καμπύλης ικανότητας

Σύμφωνα με το διγραμμικό διάγραμμα παρατηρούνται δυο καταστάσεις συμπεριφοράς της κατασκευής που αντιστοιχούν στους δυο κλάδους του διαγράμματος.

- I. Στον πρώτο κλάδο για μετακίνηση $u < u_{\gamma}$ (μετακίνηση διαρροής) και οριζόντιο σταδιακά αυξανόμενο φορτίο $F < F_{\gamma}$ (φορτίο διαρροής) η κατασκευή συμπεριφέρεται ελαστικά με δυσκαμψία K_e η οποία ονομάζεται και τέμνουσα δυσκαμψία μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η τέμνουσα δυσκαμψία K_e διαφέρει από την αρχική ή εφαπτομενική δυσκαμψία K_i , η οποία εκφράζει την δυσκαμψία της κατασκευής όπου οι διατομές των μελών του φορέα της είναι αρηγμάτωτες (για κατασκευές Ω.Σ.). Η δυσκαμψία K_i ονομάζεται και γεωμετρική δυσκαμψία καθώς υπολογίζεται από τις γεωμετρικές διαστάσεις των διατομών γι' αυτό συμβολίζεται και ως K_g .

Ο κλάδος αυτός του διαγράμματος ονομάζεται και ελαστικός κλάδος.

- II. Στον δεύτερο κλάδο για μετακίνηση $u > u_{\gamma}$ (μετακίνηση διαρροής) και οριζόντιο σταδιακά αυξανόμενο φορτίο $F > F_{\gamma}$ η κατασκευή συμπεριφέρεται ανελαστικά με δυσκαμψία K_s μέχρι την μέγιστη μετακίνηση u_m . Εδώ παρατηρείται ότι για μικρή αύξηση του οριζόντιου φορτίου F ($F_{\gamma} < F < F_m$) προκαλείται μεγάλη αύξηση της μετακίνησης u και αυτό διότι η τιμή της δυσκαμψία μειώνεται σημαντικά ($K_s \ll K_e$). Επομένως η δυσκαμψία K_s μπορεί να εκφραστεί ως ποσοστό της ελαστικής K_e ως:

$$K_e = r \cdot K_s \quad (1.15)$$

Ο συντελεστής r παίρνει τιμές από 0 έως 5% και εκφράζει την κράτυνση, δηλαδή την ικανότητα της κατασκευής να αυξάνει την δυσκαμψία της αφού έχει προηγηθεί διαρροή. Για την περίπτωση όπου η κατασκευή έχει μηδενική δυσκαμψία στον μετελαστικό κλάδο, δηλαδή $r=0$, τότε η συμπεριφορά αυτή χαρακτηρίζεται ως ελαστική - τελείως πλαστική συμπεριφορά χωρίς κράτυνση (elastic – perfectly plastic). Ο κλάδος αυτός του διαγράμματος ονομάζεται και μετελαστικός κλάδος.

Οι μέθοδοι διγραμμικοποίησης της καμπύλης ικανότητας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 περιγράφονται στο Κεφάλαιο 4.

Συμπερασματικά, η θεώρηση ανελαστικής απόκρισης πλεονεκτική έναντι της ελαστικής. Βασικό πλεονέκτημα είναι ότι η ανελαστική συμπεριφορά αποτελεί πρόσθετο μηχανισμό απορρόφησης ενέργειας πέραν αυτού που αντιστοιχεί στη βισκοϊξώδη απόσβεση ζ .

Επιπλέον η θεώρηση τέτοιας συμπεριφορά κατά τον σχεδιασμό είναι επιθυμητή και για λόγους:

- I. Ασφαλείας, αφού προδιαγράφεται εκ των προτέρων η συμπεριφορά του φορέα πέραν του σημείου διαρροής.
- II. Οικονομίας, αφού η κατασκευή σχεδιάζεται για μικρότερα εντατικά μεγέθη είτε μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς α όπως εξηγείται παρακάτω, είτε της μη γραμμικής συμπεριφοράς των διατομών.

1.5.2 Μέθοδος Δυνάμεων (Force-based method)

Η πλέον κλασική και περισσότερη διαδεδομένη μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού είναι η μέθοδος δυνάμεων (force-based method). Η μέθοδος των δυνάμεων βασίζεται στο ότι:

- I. Για οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις F_d μικρότερες από F_y , ο φορέας της κατασκευή συμπεριφέρεται ελαστικά. Δηλαδή δεν θα αναπτυχθούν δυνάμεις μεγαλύτερες ή ίσες από εκείνες της διαρροής F_y ($F_d \leq F_y$).
- II. Για οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις F_d μεγαλύτερες από F_y θεωρείται ότι ο φορέας της κατασκευής έχει την ικανότητα να συμπεριφέρεται ανελαστικά. Η ικανότητα αυτή εξασφαλίζεται με κανόνες λεπτομέρειών όπλισης και πρόσθετους τοπικούς ελέγχους, χωρίς να μελετάται υπολογιστικά η συμπεριφορά του συνόλου της κατασκευής πέρα από το όριο διαρροής. Δηλαδή δεν γίνεται υπολογισμός της καμπύλης ικανότητας.

Σύμφωνα και με τον Αντισεισμικό Κανονισμό (EN1998-1-1 §6.1), η μέθοδος ανάλυσης για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών που επιτρέπει ο Ευρωκώδικας 8 είναι, η γραμμική στατική ανάλυση με χρήση του μειωμένου φάσματος απόκρισης μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q (βλέπε και §1.5.1.3). Ως προς την διαδικασία εφαρμογής του σεισμικού φορτίου εφαρμόζεται μια από τις παρακάτω μεθόδους:

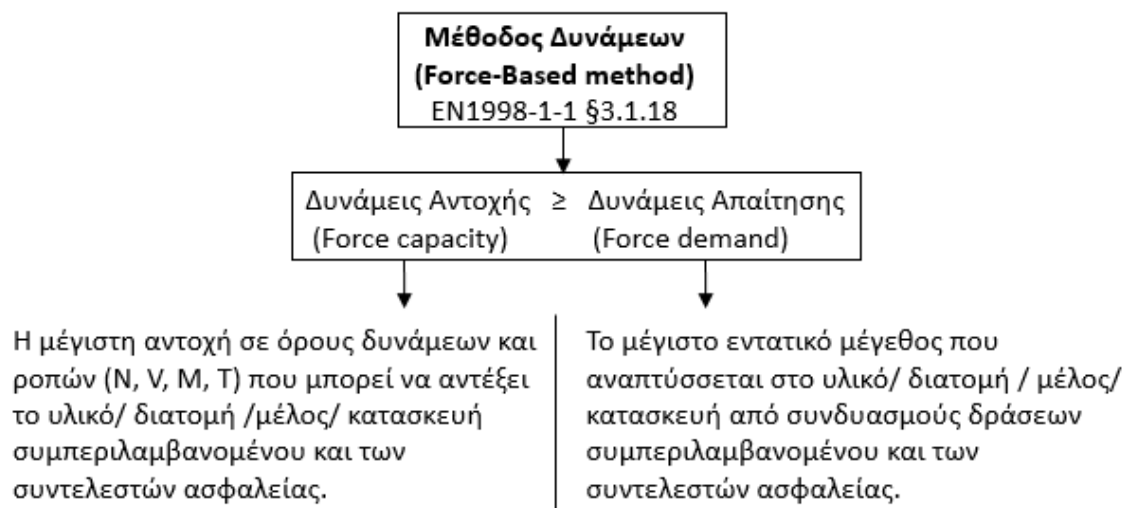
- a. Μέθοδος Οριζόντιας Φόρτισης (Lateral force method) σε κατασκευές όπου η επιρροή των μεγαλύτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική (EN1998-1-1 §6.4.2)
- b. Μέθοδος Φάσματος Απόκρισης (Response spectrum method) με συνδυασμό ιδιομορφικών αποκρίσεων (EN1998-1-1 §6.4.3)

Ως αποτέλεσμα της αβεβαιότητας που δημιουργείται λόγω της παραδοχής ότι η κατασκευή θα έχει την ικανότητα να συμπεριφέρεται ανελαστικά χωρίς όμως αυτό να επαληθεύτε υπολογιστικά, είναι ο απαραίτητος προσδιορισμός ενός συντελεστή συμπεριφοράς του συνόλου της κατασκευής. Ο συντελεστής αυτός ονομάζεται συντελεστής συμπεριφοράς και συμβολίζεται με το γράμμα q . Για τον υπολογισμό του απαιτείται η ακόλουθη πληροφορία.

1. Ο τύπος του στατικού συστήματος (βλέπε και §1.5.2.1)

2. Η κατηγορία πλαστιμότητας (βλέπε και §1.5.2.2)

Μια συνοπτική περιγραφή της μεθόδου γίνεται στο διάγραμμα που ακολουθεί.



Σχήμα 1.5 – Μέθοδος Δυνάμεων (Force-based method)

1.5.2.1 Τύπος στατικού συστήματος

Ο Ευρωκώδικας 8 ορίζει τους εξής βασικούς τύπους στατικού συστήματος φορέων κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η κατασκευή θα πρέπει να κατατάσσεται σε μια από αυτές ώστε να οριστούν στην συνέχεια οι παράμετροι που θα οδηγήσουν στο ανεκτό επίπεδο ανελαστικής απόκρισης της (EN1998-1-2 §10.4):

- a) Πλαισιακό σύστημα: Είναι αυτό όπου πλαίσια δοκών-υποστυλωμάτων αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης περισσότερο από 65% κατά την ελαστική ανάλυση ($V_{Rd,MRF}/V_{Rd,total} \geq 65\%$).
- b) Δυαδικό σύστημα (ισοδύναμο με πλαισιακό ή ισοδύναμο με τοιχωματικό): Είναι αυτό όπου τοιχώματα και πλαίσια αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης από 35 % έως 65% ($V_{Rd,MRF}/V_{Rd,total} = 35\%$ έως 65%).
- c) Δυαδικό σύστημα ισοδύναμο με πλαισιακό: Είναι αυτό όπου τα πλαίσια δοκών - υποστυλωμάτων αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης μεταξύ 50% και 65% ($V_{Rd,MRF}/V_{Rd,total} = 50\%$ έως 65%).

- d) Διαδικό σύστημα ισοδύναμο με τοιχωματικό: Είναι αυτό όπου τα τοιχώματα αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης μεταξύ 50% και 65% ($V_{Rd,MRF}/V_{Rd,total} = 50\% \text{ έως } 65\%$).
- e) Τοιχωματικό σύστημα: Είναι αυτό όπου τα τοιχώματα αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης μεγαλύτερο από 65% κατά την ελαστική ανάλυση ($V_{Rd,MRF}/V_{Rd,total} \geq 65\%$). Τα τοιχώματα ορίζονται κατά EC2 ως κατακόρυφα στοιχεία με λόγο πλευρών διατομής μεγαλύτερο του 4.0.
- f) Συζευγμένο τοιχωματικό σύστημα: Είναι αυτό όπου τα τοιχώματα συνδέονται, ανά δύο ή περισσότερα, μέσω πλάστιμων “δοκών σύζευξης”, έτσι ώστε το άθροισμα των σεισμικών ροπών στη βάση των συζευγμένων τοιχωμάτων να μειώνεται κατά 25% τουλάχιστον, σε σχέση με το αν δεν υπήρχε σύζευξη.
- g) Τοιχωματικό σύστημα με μεγάλα τοιχώματα : Κατασκευές τοιχωμάτων με τουλάχιστον δύο μεγάλα τοιχώματα στην οριζόντια κατεύθυνση ενδιαφέροντος, οι οποίοι συλλογικά στηρίζουν τουλάχιστον το 20% του συνολικού φορτίου βαρύτητας και έχουν θεμελιώδη σταθερή περίοδο βάσης T_1 όχι μεγαλύτερη από T_c . Αρκεί να υπάρχει μόνο ένα τοίχωμα που να πληρεί αυτές τις συνθήκες σε μία από τις δύο κατευθύνσεις, υπό τον όρο ότι: (α) η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q , σε αυτή την κατεύθυνση διαιρείται με έναν συντελεστή 1.5 επί της τιμής του Πίνακα 10.1 και (β) υπάρχουν τουλάχιστον δύο τοιχώματα που πληρούν αυτές τις συνθήκες στην ορθογώνια διεύθυνση.
- h) Συστήματα επίπεδης πλάκας: Αυτά που αποτελούνται από επίπεδες πλάκες που θεωρούνται στη μελέτη ως πρωτεύοντα σεισμικά μέλη, που στηρίζονται απευθείας από κολώνες, στις οποίες τα πλευρικά φορτία αντιστέκονται κυρίως από τον μηχανισμό πλάκας-κολώνας.
- i) Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς: Είναι αυτό του οποίου τουλάχιστον το 50% της μάζας βρίσκεται συγκεντρωμένη στα πάνω τρίτα του ύψους, ή η ανελαστική παραμόρφωση και η απορρόφηση σεισμικής ενέργειας συγκεντρώνονται στη βάση ενός μόνον κατακόρυφου στοιχείου. Ως

ανεστραμμένα εκκρεμή δεν θεωρούνται μονόροφα πλαίσια συστήματα με δοκούς και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, αν η ανηγμένη αξονική δύναμη $v_d = N_d / A_c \cdot f_{cd}$ είναι μικρότερη από 0.3 σε όλα τα υποστυλώματα.

1.5.2.2 Κατηγορίες Πλαστιμότητας

Στόχος του Αντισεισμικού Κανονισμού είναι:

- Σε μικρής έντασης σεισμούς η κατασκευή να μην υποστεί βλάβες (ελαστική απόκρισης)
- Σε μεγάλης έντασης σεισμούς που έχουν μικρή πιθανότητα να συμβούν κατά την διάρκεια ζωής του έργου (σεισμοί σχεδιασμού) η κατασκευή,
 - Να υποστεί βλάβες οι οποίες όμως θα είναι προβλέψιμες (ανελαστική απόκριση) και επισκευάσιμες.
 - Να εξασφαλίζεται έναντι οποιουδήποτε μηχανισμού κατάρρευσης.

Επομένως ανάλογα τα χαρακτηριστικά της κατασκευής είναι απαραίτητο να οριστεί η ικανότητα της κατασκευής να παραμορφώνεται πέρα από το σημείο διαρροής και ταυτόχρονα να διατηρεί την αντοχή της. Η ιδιότητα αυτή της συμπεριφοράς της κατασκευής (σαν σύνολο) ονομάζεται πλαστιμότητα. Η δε απαίτηση πλαστιμότητας από πλευράς σχεδιασμού ονομάζεται επίπεδο ή κατηγορία πλαστιμότητας. Ο Ευρωκώδικας 8 ορίζει τις παρακάτω κατηγορίες πλαστιμότητας. Επισημαίνεται πως στην κατασκευή αντιστοιχεί μια και μόνο κατηγορία πλαστιμότητας και με βάση αυτήν γίνεται ο σχεδιασμός.

Κατηγορία Πλαστιμότητας (ΚΠ)	Περιγραφή
ΚΠ 1 (Χαμηλό επίπεδο)	Η ικανότητα υπεραντοχής λαμβάνεται υπόψη, ενώ η ικανότητα ανελαστικής παραμόρφωσης και η ικανότητα διασποράς ενέργειας αγνοούνται
ΚΠ 2 (Μέσο επίπεδο)	Η τοπική ικανότητα υπεραντοχής, η ικανότητα τοπικής παραμόρφωσης και η τοπική ικανότητα διασποράς ενέργειας λαμβάνονται υπόψη. Οι καθολικοί πλαστικοί μηχανισμοί ελέγχονται.
ΚΠ 3 (Υψηλό επίπεδο)	Η ικανότητα της κατασκευής να σχηματίζει έναν καθολικό πλαστικό μηχανισμό στην οριακή κατάσταση SD και η τοπική του ικανότητα υπεραντοχής, η ικανότητα τοπικής παραμόρφωσης και η τοπική ικανότητα διασποράς ενέργειας λαμβάνονται υπόψη

Πίνακας 1.12 – Κατηγορίες Πλαστιμότητας (EN1998-1-1 §4.5.2 (3))

Όπως φαίνεται και στον παραπάνω πίνακα, στην αναθεωρημένη έκδοση του Αντισεισμικού Κανονισμού οι κατηγορίες πλαστιμότητας μετονομάζονται σε:

- Κατηγορία Πλαστιμότητας 1 από Κατηγορία Πλαστιμότητας Χαμηλή
- Κατηγορία Πλαστιμότητας 2 από Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση
- Κατηγορία Πλαστιμότητας 3 από Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή

1.5.2.3 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Στην μέθοδο των δυνάμεων διατηρείται η φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού με χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς q ο οποίος εκφράζεται ως, τον λόγο των σεισμικών δυνάμεων που θα δέχονταν η κατασκευή αν συμπεριφέρονταν πλήρως ελαστικά ως προς τις σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού ($q=F_e/F_d$). Ο συντελεστής συμπεριφοράς q διαιρεί τις φασματικές επιταχύνσεις μειώνοντας έτσι τα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή θεωρώντας συγχρόνως ότι αυτή συμπεριφέρεται ανελαστικά. Η ανελαστική συμπεριφορά έχει ως αποτέλεσμα την απόσβεση της

ενέργεια που προκαλεί ο σεισμός χωρίς περεταίρω αύξηση της έντασης. Η φιλοσοφία αυτή βασίζεται στα εξής:

- I. **Στην σπανιότητα του φαινομένου του σεισμού.** Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 η σεισμική δράση σχεδιασμού η οποία εκφράζεται μέσω της επιτάχυνσης αναφοράς $S_{a,ref}$ έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (για συνήθεις κατασκευές). Δηλαδή εφαρμόζοντας την σχέση $T_R = - t_L / \ln(1-p)$ όπου $p=0.1$ και $t_L=50$ προκύπτει περίοδος επανάληψης 475 χρόνια. Επομένως κρίνεται αντιοικονομικό να διαστασιολογείται μια κατασκευή με την λογική ότι για ένα τόσο σπάνιο φαινόμενο που διαρκεί μερικά δευτερόλεπτα θα πρέπει να μην αναμένουμε βλάβες στον φορέα (ελαστική συμπεριφορά). Αντιθέτως επιτρέπεται η θεώρηση ότι προκαλούνται σημαντικές βλάβες σε αυτόν οι οποίες όμως είναι περιορισμένης έκτασης, συμβαίνουν σε θέσεις που έχουν εκ των προτέρων προβλεφθεί και είναι επισκευάσιμες. Επιπλέον εξασφαλίζεται ότι δεν θα προηγηθούν άλλες μορφές αστοχίας που μπορεί να οδηγήσουν στην κατάρρευση (ικανοτικός σχεδιασμός).
- II. **Στην δυνατότητα των υλικών να συμπεριφέρονται ανελαστικά.** Η θεώρηση της ανελαστικής συμπεριφοράς ταυτίζεται με την ικανότητα των υλικών να αυξάνουν σημαντικά την παραμόρφωσή τους ενώ ταυτόχρονα να διατηρούν την αντοχή τους (συχνά για πολλούς κύκλους φόρτισης). Η συμπεριφορά των υλικών αυτών χαρακτηρίζεται ως πλάσטיμη και εξασφαλίζεται εφαρμόζοντας γεωμετρικούς κανόνες και κανόνες κατασκευαστικής διαμόρφωσης (λεπτομέρειες όπλισης).
- III. **Στην υπεραντοχή των υλικών.** Η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής των υλικών που χρησιμοποιείται κατά τον σχεδιασμό δεν αντιπροσωπεύει την πραγματική αντοχή των υλικών. Αντίθετα η τιμή αυτή προκύπτει από την στατιστική κατανομή των δοκιμών αντοχής του υλικού επιλέγοντας ως χαρακτηριστική τιμή εκείνη κάτω της οποίας υπάρχει 5% πιθανότητα να βρεθεί η τιμή αντοχής ενός τυχαίου δοκιμίου. Επιπλέον αυτού στην χαρακτηριστική τιμή εφαρμόζεται και συντελεστής ασφαλείας υλικού ώστε τελικά να προκύψει η αντοχή σχεδιασμού που εφαρμόζεται στους υπολογισμούς. Αυτό έχει ως

αποτέλεσμα η πραγματική απόκριση της κατασκευής να είναι καλύτερη σε σχέση με εκείνη που σχεδιάζεται η κατασκευή.

- IV. **Στην ανακατανομή της έντασης.** Σε υπερστατικές κατασκευές ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων σε κάποιο μέλος προϋποθέτει μείωση της δυσκαμψίας του. Αυτό οδηγεί στην ανακατανομή της έντασης δεδομένου ότι οι εσωτερικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στα μέλη προσπαθώντας να ισοροπήσουν τον φορέα είναι ανάλογες της δυσκαμψίας τους ($F(t)=K \cdot u(t)$).

Επομένως σύμφωνα και με τις παραπάνω θεωρήσεις, η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q υπολογίζεται ως το γινόμενο τριών παραγόντων μέσω το οποίων γίνεται διακριτοποίηση των συντελεστών που οδηγούν στην πλάστιμη συμπεριφορά του φορέα. Το γινόμενο αυτό εκφράζεται ως (EN1998-1-1 εξ. 6.2):

$$q = q_R \cdot q_S \cdot q_D \quad (1.16)$$

όπου,

q_R : ο παράγοντας του συντελεστή συμπεριφοράς ο οποίος λαμβάνει υπόψη την υπεραντοχή λόγω της ανακατανομής της έντασης σε υπερστατικές κατασκευές.

- $q_R = 1$ όταν δεν ορίζεται διαφορετικά σε άλλα Μέρη του Ευρωκώδικα 8 ή για στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα (EN1998-1-2 §4.4.3 & §5.3.2(7)).
- $q_R = \alpha_u / \alpha_1$ για κτιριακές κατασκευές υπολογίζεται ως εξής (EN1998-1-2 εξ. 5.4)

όπου

α_1 : η τιμή με την οποία πολλαπλασιάζεται η τιμή της σεισμικής δράσης σχεδιασμού (τέμνουσα βάσης), προκειμένου να αναπτυχθεί η πρώτη πλαστική άρθρωση σε οποιοδήποτε μέλος της κατασκευής.

α_u : η τιμή με την οποία πολλαπλασιάζεται η τιμή της σεισμικής δράσης σχεδιασμού (τέμνουσα βάσης), προκειμένου να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις ικανές στον αριθμό ώστε να προκαλέσουν ολική αστάθεια (μηχανισμός). Η τιμή του συντελεστή α_u μπορεί να εξαχθεί από μη – γραμμική στατική ανάλυση (pushover).

q_S : ο παράγοντας του συντελεστή συμπεριφοράς ο οποίος λαμβάνει υπόψη τις υπόλοιπες πηγές υπεραντοχής.

- $q_S = 1.5$ όταν δεν ορίζεται διαφορετικά σε άλλα Μέρη του Ευρωκώδικα 8

q_D : ο παράγοντας του συντελεστή συμπεριφοράς ο οποίος λαμβάνει υπόψη την ικανότητα παραμόρφωσης και απόσβεσης ενέργειας.

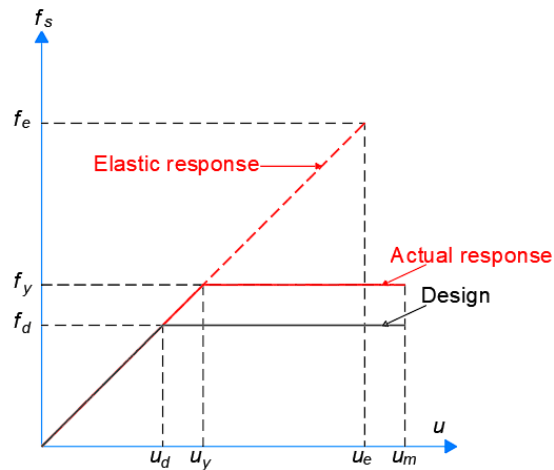
- $q_D = 1$ για ΚΠ1
- $q_D \geq 1$ για ΚΠ2
- $q_D = 1$ για ΚΠ3

Για κτιριακές κατασκευές, οι παράγοντες q_R , q_D και ο συντελεστής συμπεριφοράς q μπορούν να λαμβάνονται από τον παρακάτω πίνακα, όπου για όλες τις περιπτώσεις ο παράγοντας q_S ισούται με 1.5.

Δομικός τύπος		q_R	q_D		$q = q_R q_S q_D$	
			DC2	DC3	DC2	DC3
Πλαισιακό σύστημα αντίστασης ροπής ή δυαδικό σύστημα ισοδύναμου πλαισιακού αντίστασης ροπής	Πολύροφα, πολλαπλών φατνωμάτων πλαισιακά συστήματα αντίστασης ροπής ή δυαδικό σύστημα ισοδύναμου πλαισιακού αντίστασης ροπής	1.3	1.3	2.0	2.5	3.9
	Πολύροφα, ενός φατνώματος πλαισιακά συστήματα αντίστασης ροπής	1.2			2.3	3.6
	Μονώροφα πλαισιακά συστήματα αντίστασης ροπής	1.1			2.1	3.3
Τοιχωματικό σύστημα ή δυαδικά συστήματα ισοδύναμα με τοιχωματικό	Δυαδικά συστήματα ισοδύναμα με τοιχωματικά	1.2	1.3	2.0	2.3	3.6
	Συζευγμένα τοιχωματικά συστήματα	1.2	1.4		2.5	3.6
	Ασύζευκτα τοιχωματικά συστήματα	1.0	1.3		2.0	3.0
	Τοιχωματικά συστήματα με μεγάλα τοιχώματα	--	--	2.0 k_w		
Συστήματα επίπεδης πλάκας		1.1	1.2	--	2.0	--

Πίνακας 1.13 – Συντελεστές συμπεριφοράς (EN1998-1-2 Πίνακας 10.1)

Σχηματικά η απόκριση του φορέα με χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς q φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 1.6 - Παράμετροι υπολογισμού συντελεστή συμπεριφοράς

Οι διάφοροι συντελεστές προκύπτουν ως:

Συντελεστής υπεραντοχής: $q_s = f_y / f_d$

(συμβολίζεται επίσης ως γ_{RD})

Συντελεστής πλαστιμότητας μετατόπισης: $\mu = \frac{u_m}{u_y}$

Συντελεστής συμπεριφοράς αντοχής διαρροής: $q_D = \frac{f_e}{f_y}$

(συμβολίζεται επίσης ως q_y)

Τιμή σχεδιασμού συντελεστή συμπεριφοράς: $q = \frac{f_e}{f_d} = q_s q_D$

Φορτίο σχεδιασμού : $f_d = f_e / q$

Τιμή σχεδιασμού συντελεστή πλαστιμότητας: $\mu_d = \frac{u_m}{u_d} = q_s \mu$

Για τον υπολογισμό του μειωμένου φάσματος απόκρισης μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q χρησιμοποιούνται οι ίδιες εξισώσεις με εκείνες της οριζόντιας συνιστώσας του ελαστικού φάσματος (EN1998-1-1 εξ.5.6 έως 5.10), με την διαφορά ότι οι τιμές της φασματικής επιτάχυνσης απομειώνονται κατά R_q . Ο συντελεστής R_q προκύπτει ως εξής (EN1998-1-1 εξ.6.4 έως 6.7):

$$S_r(T) = \frac{S_e(T)}{R_q(T)} \geq \beta S_{a,475}(T)$$

όπου:

$$0 \leq T \leq T_A: R_q(T) = R_{q0}$$

$$T_A \leq T \leq T_B: R_q(T) = R_{q0} + (q - R_{q0})(T - T_A)/(T_B - T_A)$$

$$T_B \leq T: R_q(T) = q$$

όπου:

$$R_{q0} = q_R q_S$$

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς, όπως ορίζεται στη **(1)**

$S_e(T)$, T_A και T_B είναι όπως ορίζονται στη **5.2.2.2**, θεωρώντας $\eta=1$

$S_r(T)$ είναι το μειωμένο φάσμα

β είναι ο συντελεστής χαμηλότερου ορίου για το οριζόντιο μειωμένο φάσμα

(1.17~1.20)

1.5.3 Μέθοδος Μετακινήσεων (Displacement-based method)

Η μέθοδος των μετακινήσεων (Displacement-based method ή Displacement-based design - DBD) παρουσιάστηκε για πρώτη φορά στις αρχές της δεκαετίας του 90' σαν μια εναλλακτική μέθοδο σχεδιασμού ως προς την κλασική μέθοδο των δυνάμεων. Προτάθηκε ως μια πιο ρεαλιστική και ακριβής ανάλυση της ανελαστική απόκρισης των κατασκευών.

Σε αντίθεση με την μέθοδο των δυνάμεων, η μέθοδος των μετακινήσεων συνδέεται άμεσα με τις οριακές καταστάσεις σχεδιασμού (στάθμες επιτελεστικότητας) που περιγράφονται στην §1.4.2 του παρόντος, μέσω της μέγιστης μετακίνησης σχεδιασμού. Επομένως, συνδέεται άμεσα και με την βασική αλλαγή που υιοθετεί η αναθεωρημένη έκδοση των Ευρωκωδίκων για τον αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κατασκευών που είναι ο σχεδιασμός σε όρους παραμορφώσεων. Είναι σκόπιμο να αναφερθεί πως οι βλάβες σε μια κατασκευή σχετίζονται με τις παραμορφώσεις και όχι με τις δυνάμεις που ασκούνται σε αυτήν. Ως τώρα η μέθοδος αυτή υιοθετείται από διάφορους κανονισμούς (EN 1998-3:2005, ΚΑΝ.ΕΠΕ., FEMA 356, ATC-40 κλπ) και εφαρμόζεται κυρίως για την εκτίμηση υφιστάμενων κατασκευών παρά νέων, για τους παρακάτω λόγους.

- I. Οι άγνωστες παράμετροι όπως, η γεωμετρία και η διάταξη των οπλισμών της νέας κατασκευής, χρησιμοποιούνται ως δεδομένα για τον έλεγχο της υφιστάμενης.
- II. Για τον σχεδιασμό νέας κατασκευής απαιτείται επαναληπτική διαδικασία ανάλυσης και διαστασιολόγησης διατομών που θα οδηγήσει σε συνολική ικανότητα της κατασκευής (στάθμη επιτελεστικότητας). Αντιθέτως, σε υφιστάμενες κατασκευές έχοντας ως δεδομένα την γεωμετρία και τους οπλισμούς, αρκεί πολλές φορές η απάντηση στο εάν χρειάζεται ή όχι ενίσχυση, χωρίς να απαιτείται το επιπλέον υπολογιστικό κόστος για τον υπολογισμό των ενισχύσεων.
- III. Δεν υπάρχει συντομότερη και πιο αξιόπιστη προσέγγιση του προβλήματος σεισμικής απόκρισης μιας υφιστάμενης κατασκευής.

IV. Η εφαρμογή της μεθόδου για τον σχεδιασμό νέων κατασκευών δεν είναι ως τώρα υποχρεωτική από τον νόμο. Αυτό θα αλλάξει με την ισχύς της δεύτερης γενιάς των Ευρωκωδίκων, λαμβάνοντας πάντα υπόψη τους περιορισμούς που θέτει ο Ευρωκώδικας 8 για ελαστική ανάλυση (επίπεδο σεισμικής έντασης).

Η μέθοδος των μετακινήσεων απαιτεί την χρήση μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης (στατικών ή δυναμικών) με σκοπό την ανάλυση της συμπεριφοράς της κατασκευής πέρα από την ελαστική περιοχή. Επομένως προϋποθέτει την γνώση των καταστατικών νόμων, υλικού και διατομών, ώστε να πραγματοποιηθεί η μη γραμμική ανάλυση που οδηγεί στον υπολογισμό των παραμορφώσεων των διατομών και μελών. Τελικά ελέγχεται η ικανότητα (ή αντοχή) των διατομών σε όρους παραμορφώσεων.

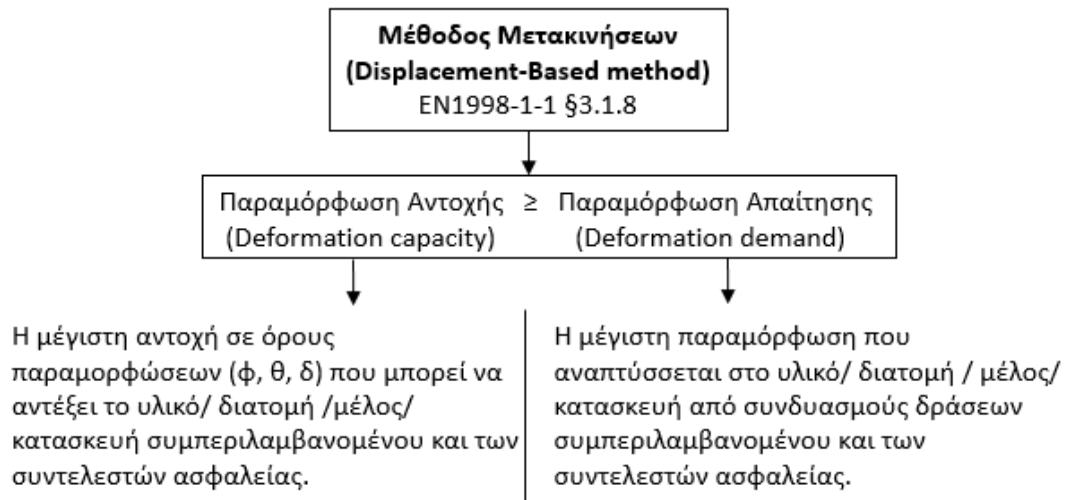
Σύμφωνα με τον EN1998-1-1 §6.1, ως προς την μέθοδο εφαρμογής του σεισμικού φορτίου πραγματοποιείται είτε:

- Μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover) με ταυτόχρονη εφαρμογή των παραγράφων (EN1998-1-1 §6.1):
 - EN1998-1-1 §6.5.2: Πλευρικά φορτία και καμπύλη ικανότητας
 - και
 - EN1998-1-1 §6.5.3: Ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (SDOF system)

Επισημαίνεται πως σύμφωνα με τον Κανονισμό, γίνεται χρήση διορθωτικών συντελεστών για να ληφθούν υπόψη οι μεγαλύτερες ιδιομορφές, η στρέψη, η εκκεντρότητα και ο συνδυασμός των συνιστωσών του σεισμικού φορτίου.

- Μη γραμμική δυναμική ανάλυση ή αλλιώς ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης (EN1998-1-1 §6.1(8)).

Μια συνοπτική περιγραφή της μεθόδου γίνεται στο διάγραμμα που ακολουθεί.



Σχήμα 1.7 – Μέθοδος Μετακινήσεων (Displacement-based method)

1.6 Κριτήριο επιλογής μεθόδου σχεδιασμού

Όπως περιγράφεται παραπάνω, στην αναθεωρημένη έκδοση του Ευρωκώδικα 8 ως βασική μέθοδος για τον αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κατασκευών υιοθετείται η μέθοδος των μετακινήσεων (μη γραμμική ανάλυση), που ως τώρα εφαρμόζονταν μόνο σε υφιστάμενες κατασκευές. Ταυτόχρονα τίθεται περιορισμός στην χρήση της μεθόδου των δυνάμεων (γραμμική ανάλυση). Η επιλογή της μεθόδου σχεδιασμού γίνεται ανάλογα με την κατηγορία σεισμικής έντασης (ή σεισμικής κλάσης) που ανήκει η περιοχή που μελετάται η κατασκευή αλλά και βάση της σπουδαιότητας αυτής (βλέπε EN1998-1-1 §4.1).

Σύμφωνα με τον Κανονισμό ορίζεται η τιμή τις σεισμικής έντασης πέραν της οποίας απαιτείται μη γραμμική ανάλυση (στατική ή δυναμική). Η τιμή αυτή συμβολίζεται με $S_{\delta,elas}$ και αποτελεί παράμετρο που ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα κάθε χώρας ($S_{\delta,elas} \approx 4.5m/s^2$). Η παραπάνω τιμή συγκρίνεται με την χαρακτηριστική τιμή της σεισμικής έντασης S_{δ} , η οποία αντιστοιχεί στην περιοχή στην οποία μελετάται η κατασκευή και όπου για:

- $S_{\delta} < S_{\delta,elas} \rightarrow$ εφαρμόζεται η μέθοδος των δυνάμεων και γραμμική ανάλυση.
- $S_{\delta} \geq S_{\delta,elas} \rightarrow$ εφαρμόζεται η μέθοδος των μετακινήσεων και μη-γραμμική ανάλυση (στατική ή δυναμική).

Η χαρακτηριστική τιμή της σεισμικής έντασης υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση (EN1998-1-1 εξ. 4.1):

	S
όπου,	δ
δ : Συντελεστής που σχετίζεται με την κατηγορία συνεπειών - Consequence Class (βλέπε EN1998-1-2 4.1(2) Πίνακας 4.2)	=
F_{α} : Συντελεστές εδάφους (βλέπε και §1.4.4 του παρόντος)	
F_T : Συντελεστές εδάφους (βλέπε και §1.4.4 του παρόντος)	δ
$S_{\alpha,475}$: Φασματική επιτάχυνση αναφοράς όπως ορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα (βλέπε και §1.4.4 του παρόντος)	
	F
Η κατηγοριοποίηση γίνεται σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα.	α

Κατηγορία σεισμικής έντασης	Εύρος χαρακτηριστικής τιμής σεισμικής έντασης S_d (m/s²)
Πολύ Χαμηλή (Very low)	< 1.30
Χαμηλή (Low)	1.30 – 3.25
Μέτρια (Moderate)	3.25 – 6.50
Υψηλή (High)	> 6.50

Πίνακας 1.14– Κατηγορίες σεισμικής έντασης (EN1998-1-1 Πίνακας 4.1)

Κεφάλαιο 2: Στοιχεία Κατασκευής – Προσομοίωμα

2.1 Χαρακτηριστικά περιοχής - επιλογή μεθόδου σχεδιασμού

Με σκοπό την καλύτερη κατανόηση των όσων αναφέρθηκαν παραπάνω πραγματοποιείται μελέτη αντισεισμικού σχεδιασμού σε πολυώροφο κτίριο. Επιλέγεται σκόπιμα η μελέτη του ίδιου κτιρίου με εκείνο του τεχνικού κειμένου του JRC προς διευκόλυνση της σύγκρισης και του σχολιασμού των αποτελεσμάτων (βλέπε βιβλιογραφία αναφορά 1). Επομένως σύμφωνα και με το παράδειγμα ορίζονται τα εξής:

- Κατηγορία σπουδαιότητας 2 (CC2)
- Έδαφος κατηγορίας B (soil type B)
- Περίοδος επανάληψης $T_{ref} = 475$ χρόνια (PoE 10% in 50 years)
- Μέγιστη εδαφική επιτάχυνσης αναφοράς $a_{gR} = 0.25g$ (PGA)
- Κατηγορία πλαστιμότητας 2 (DC2)

Το κτίριο που μελετάται βρίσκεται σε περιοχή με $S_{a,ref} = S_{a,475} = 6.13m/s^2$ (για 0.25g).

Το επίπεδο σεισμικής έντασης προσαρμόζεται με τέτοιο τρόπο ώστε να συμφωνεί με εκείνο του τεχνικού κειμένου του JRC στο οποίο βασίζεται η γεωμετρία και τα φορτία του κτιρίου καθώς και με τα όσα ορίζονται στον EN1998-1-1.

Όπως προκύπτει και από τους υπολογισμούς που ακολουθούν, για τον αντισεισμικό σχεδιασμό του κτιρίου, απαιτείται η εφαρμογή της μεθόδου των μετακινήσεων με χρήση μη γραμμικής ανάλυσης. Επιλέγεται να πραγματοποιηθεί μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover) με την διαδικασία που περιγράφεται στο κεφάλαιο 4.

Classification of seismic action class

According to EN1998-1-1:2021

Input data:

CC	CC2		Consequences Class
$T_{ref} = T_{SD,2}$	475	years	Value of reference return period, corresponding to SD limit state and consequence class CC2 (typically 475 years)
FT =	1.00	#	Topography amplification factor §5.2.2.2(10)
$F\alpha =$	1.20	#	Short period site amplification factor §5.2.2.2(5)
$\delta =$	1.0	#	Coefficient depending on the consequence class

Calculations:

PGA (g)	PGA (m/s ²)	$S_{a,ref}$ (m/s ²)	$S_{\alpha,475}$	Seismicity level	S_{δ} (m/s ²)	Seismic action class	Analysis
0.25	2.45	6.13	6.13	High	7.4	High	Non-linear

S_{δ} Seismic action index EN1998-1-1 eq. 4.1

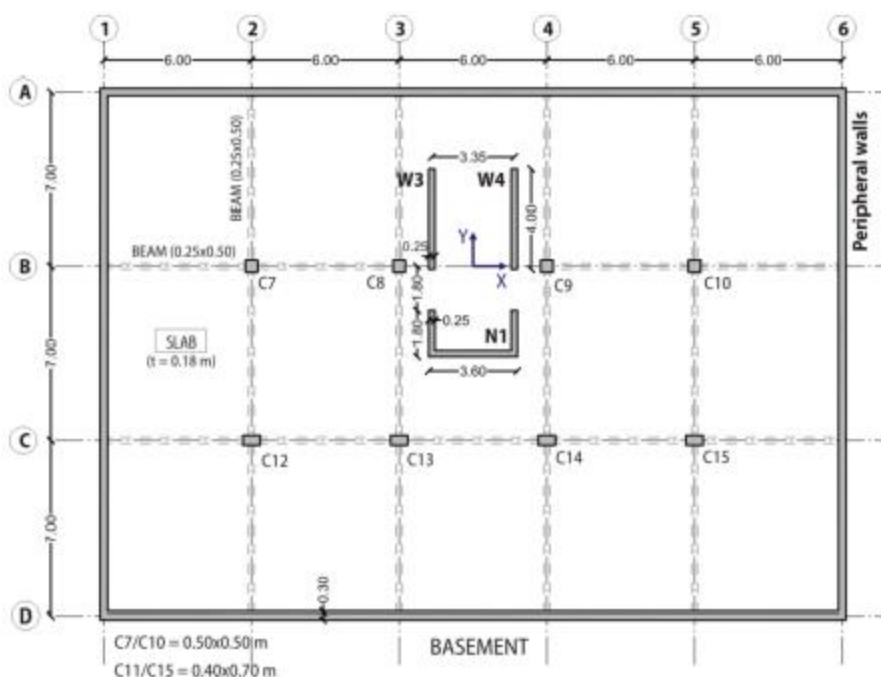
$S_{\alpha,475}$ Value of S_a on site category A and for a return period of 475 years

$S_{\alpha,ref}$ Maximum spectral acceleration corresponding to the constant acceleration range for site category A and T_{ref} (provided from seismic maps)

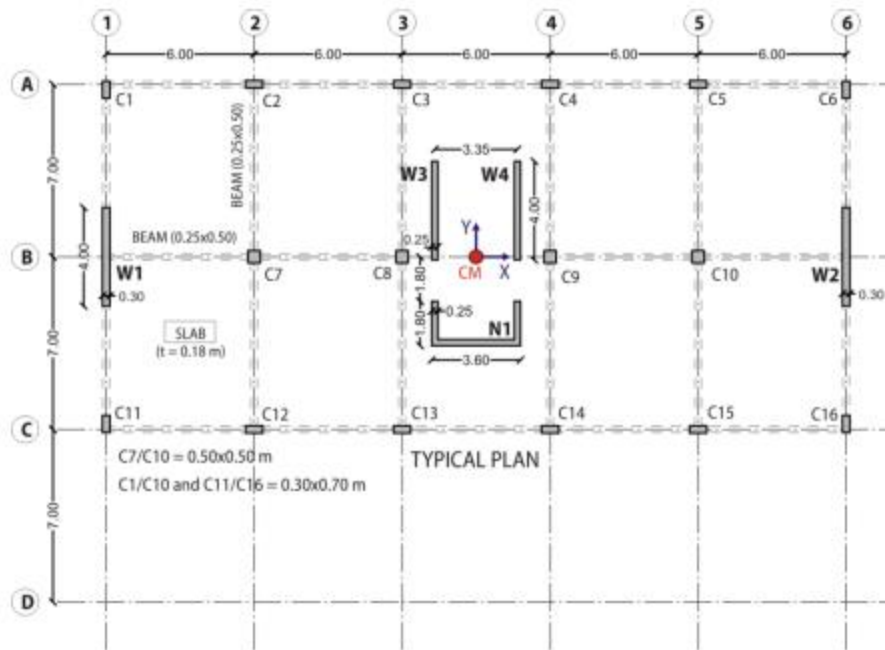
2.2 Περιγραφή κτιρίου

Η κατασκευή η οποία μελετάται είναι ένα πολυώροφο κτίριο από σπλισμένο σκυρόδεμα. Το κτίριο αποτελείται από οχτώ (8) ορόφους εκ των οποίων έξι (6) βρίσκονται πάνω από την στάθμη του εδάφους (επίπεδο 0) και δυο (2) εντός αυτού. Το ύψος του κτιρίου πάνω από τις στάθμες των υπογείων είναι 19.0m. Το τυπικό ύψος κάθε ορόφου ισούται με 3.0m με εξαίρεση το ισόγειο (μεταξύ των επιπέδων 0 και 1) όπου ανέρχεται στα 4.0m. Καθ' ύψος διαμορφώνονται δυο διαφορετικές τυπικές κατόψεις, η τυπική κάτοψη υπογείου και η τυπική κάτοψη ορόφου. Το συνολικό εμβαδόν κάθε υπογείου ισούται με 630m² (30m x 21 m) ενώ κάθε ορόφου είναι μικρότερο και ίσο με 420m² (30m x 14 m).

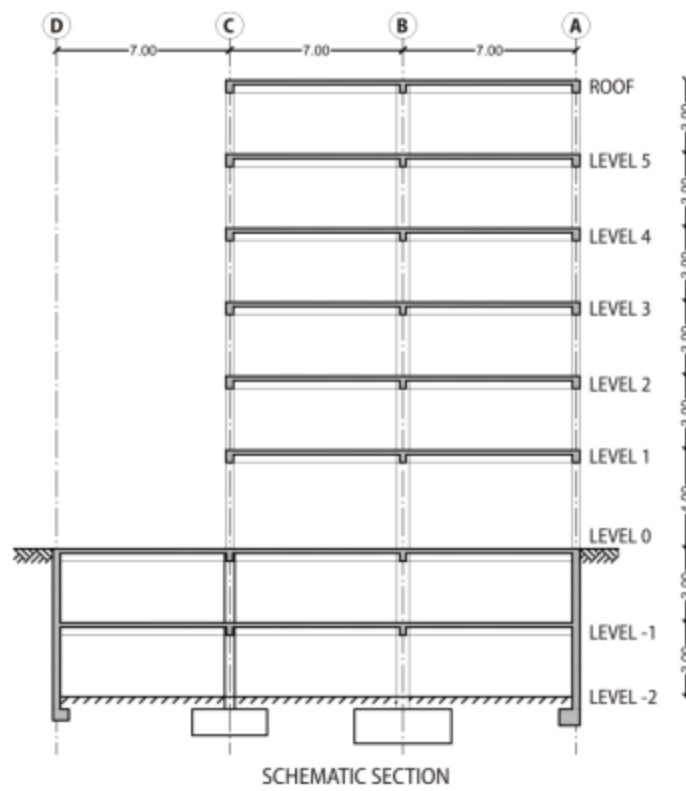
Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται οι τυπικές κατόψεις και οι καθ' ύψος τομές, όπου φαίνεται η διάταξη του φέροντος οργανισμού και τα επίπεδα του κτιρίου με τις αντίστοιχες στάθμες.



Σχήμα 2.1 - Τυπική κάτοψη υπογείου



Σχήμα 2.2 - Τυπική κάτοψη ορόφου



Σχήμα 2.3 - Τομή καθ' ύψος κατά την διεύθυνση Y-Y

2.3 Υλικά και ιδιότητες

Τα υλικά που χρησιμοποιούνται στο κτίριο είναι τα εξής:

- Οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30
- Χάλυβας οπλισμού B500C

Σύμφωνα με την τοποθεσία και την χρήση του κτιρίου επιλέγεται κατηγορία έκθεσης XC3 με ελάχιστη επικάλυψη ίση με 35mm σύμφωνα με τον EN1992.

Οι καταστατικές σχέσεις που διέπουν τα παραπάνω υλικά και χρησιμοποιούνται για την ανάλυση διατομών οπλισμένου σκυροδέματος έναντι Οριακών Καταστάσεων Αστοχίας (ΟΚΑ) ορίζονται στον EN1992. Οι σχέσεις αυτές περιγράφονται για το κάθε υλικό στις παραγράφους που ακολουθούν.

2.3.1 Οπλισμένο σκυρόδεμα

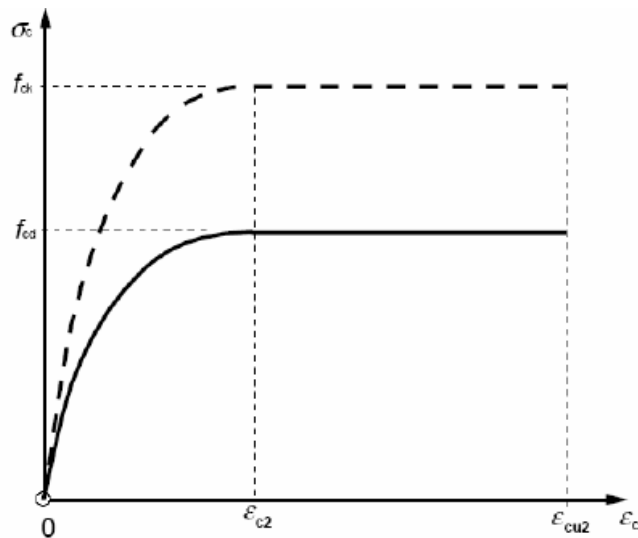
Η κατηγορία σκυροδέματος επιλέγεται ανάλογα με την Κατηγορία Πλαστιμότητας και τηρώντας τις ελάχιστες προτεινόμενες σύμφωνα με τον EN1998-1-2 §10.3.1. Για το κτίριο που μελετάται επιλέγεται κατηγορία σκυροδέματος C25/30.

Στις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ΟΚΑ) η σχέση τάσης-παραμόρφωσης (σ - ϵ) περιγράφεται από μια καμπύλη με παραβολική-ορθογωνική μορφή. Η μορφή της καμπύλης αυτής προκύπτει από τις σχέσεις που αναπαράγονται παρακάτω και συμφωνούν με τις αντίστοιχες (8.4a) και (8.4b) του EN1992-1-1 §8.1.2.

$$\sigma_{cd} = f_{cd} [1 - (1 - \epsilon_c/\epsilon_{c2})^2] \quad \text{για } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \quad (2.1)$$

$$\sigma_{cd} = f_{cd} \quad \text{για } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \quad (2.2)$$

- Οριακή παραμόρφωση σε θλίψη: $\epsilon_{cu2} = 3.5\%$
- Παραμόρφωση στη μέγιστη θλιπτική τάση: $\epsilon_{c2} = 2.0\%$

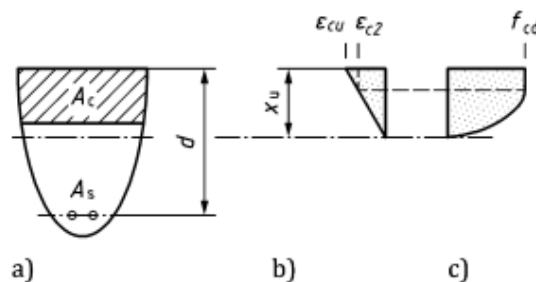


Σχήμα 2.4 – Καταστατικός νόμος τάσης (σ_c) – παραμόρφωσης (ϵ_c) σκυροδέματος
 Η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος f_{cd} ορίζεται στον EN1992-1-1 §5.1.6 σχέση (5.3):

$$f_{cd} = n_{cc} k_{tc} f_{ck} / \gamma_c \quad (2.3)$$

όπου,

$$n_{cc} = (40/f_{ck})^{1/3} \leq 1.0 \quad (2.4)$$



Σχήμα 2.5 – Προφίλ θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος

Για κατηγορία σκυροδέματος C25/30 ορίζονται από στον EN1992-1-1 §5.1.3 Πίνακας 5.1 οι παρακάτω τιμές:

- Χαρακτηριστική τιμή αντοχής κυλινδρικού δοκιμίου σε θλίψη ίση με $f_{ck} = 25\text{MPa}$
- Μέση τιμή αντοχής σε θλίψη ίση με $f_{cm} = 33\text{MPa}$
- Μέση τιμή αντοχής σε εφελκυσμό ίση με $f_{ctm} = 2.6\text{MPa}$

- Επιβατικό (τέμνον) μέτρο ελαστικότητας: $E_{cm} = k_E \cdot f_{cm}^{1/3}$ (για αδρανή χαλαζίτη $k_E = 9\,500$)

2.3.2 Χάλυβας οπλισμού

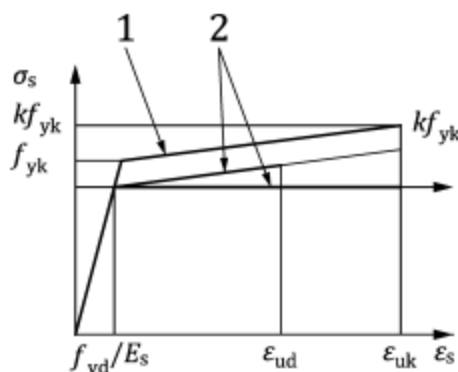
Επιλέγεται χάλυβας οπλισμού υψηλής ολκιμότητας κατηγορίας B500C με χαρακτηριστική τιμή αντοχής $f_{yk}=500\text{MPa}$.

Στις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ΟΚΑ) η σχέση τάσης-παραμόρφωσης (σ_s - ϵ_s) περιγράφεται από ένα διγραμμικό διάγραμμα με τα χαρακτηριστικά που φαίνονται στο σχήμα. Το διγραμμικό διάγραμμα 1 αντιστοιχεί στις χαρακτηριστικές τιμές, ενώ το 2 στις τιμές σχεδιασμού όπου:

- Η αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα οπλισμού ισούται με $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
- Η χαρακτηριστική τιμή της οριακή παραμόρφωση σε εφελκυσμό ισούται με $\epsilon_{cuk} = 7.5\%$
- Το μέτρο ελαστικότητας ισούται με $E_s = 200\,000\text{ MPa}$
- Η κράτυνση k παίρνει τις τιμές που ορίζει ο παρακάτω πίνακας όπως αναπαράγεται από τον Κανονισμό.

Properties for stress-strain-diagram (Fig. 5.2)	Reinforcing steel ductility class		
	A	B	C
Characteristic value of $k = (f_t/f_y)_k$	1,05	1,08	1,15 to 1,35
Characteristic strain at maximum force ϵ_{uk}	2,5 %	5,0 %	7,5 %

Πίνακας 2.1– Χαρακτηριστικά διαγράμματος σ_s - ϵ_s (EN1992-1-1 Πίνακας 5.5)



Σχήμα 2.6 – Καταστατικός νόμος τάσης (σ_s) – παραμόρφωσης (ϵ_s) χάλυβα

2.4 Στοιχεία φέροντος οργανισμού

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω ο φέρων οργανισμός είναι εξ' ολοκλήρου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ο σκελετός του κτιρίου αποτελείται από οριζόντια στοιχεία (δοκούς και πλάκες) και κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα, τοιχώματα και πέδιλα). Τα φέροντα στοιχεία που αποτελούν το κτίριο περιγράφονται παρακάτω.

2.4.1 Θεμελίωση

Για την θεμελίωση του κτιρίου επιλέχθηκε επιφανειακή θεμελίωση. Η θεμελίωση αποτελείται από μεμονωμένα πέδιλα και θεμελιολωρίδες. Μέσω των μεμονωμένων πεδίων εδράζονται στο έδαφος τα κεντρικά υποστυλώματα ενώ μέσω των θεμελιολωρίδων τα περιμετρικά τοιχώματα. Τα πέδιλα στην στέψη τους ενώνονται μέσω ενιαίας πλάκας πάχους 0.18m. Η πλάκα αυτή αποτελεί και το δάπεδο του υπογείου (επίπεδο -2). Η θεμελίωση περιγράφεται αλλά δεν αποτελεί αντικείμενο διερεύνησης η επάρκεια της στην παρούσα εργασία.

2.4.2 Τοιχώματα

Τα τοιχώματα διαφοροποιούνται ως προς το πάχος τους ενώ κεντρικά υφίσταται πυρήνας μορφής Π.

Τοιχώματα	
Ονομασία	Διαστάσεις (m)
W1 W2	4.0x0.30
W3 W4	4.0x0.25
N1 (Μορφής Π)	1.80x3.60x0.25

Πίνακας 2.2 - Τοιχώματα

2.4.3 Υποστυλώματα

Σύμφωνα με τις τυπικές κατόψεις τα υποστυλώματα κωδικοποιούνται ως προς την διάταξή τους και την θέση τους και ταξινομούνται στον παρακάτω πίνακα ως προς την μορφή τους και τις διαστάσεις τους.

Υποσύλωμα	
Ονομασία	Διαστάσεις (m)
C7 C8 C9 C10	0.50x0.50
C1 ~ C6, C11 ~ C16	0.30x0.70

Πίνακας 2.3 - Υποστυλώματα

2.4.4 Δοκοί

Όλες οι δοκοί είναι ορθογωνικής μορφής με πλάτος 0.25m και ύψος 0.50m. Το μήκος τους κυμαίνεται από 5 έως 7m.

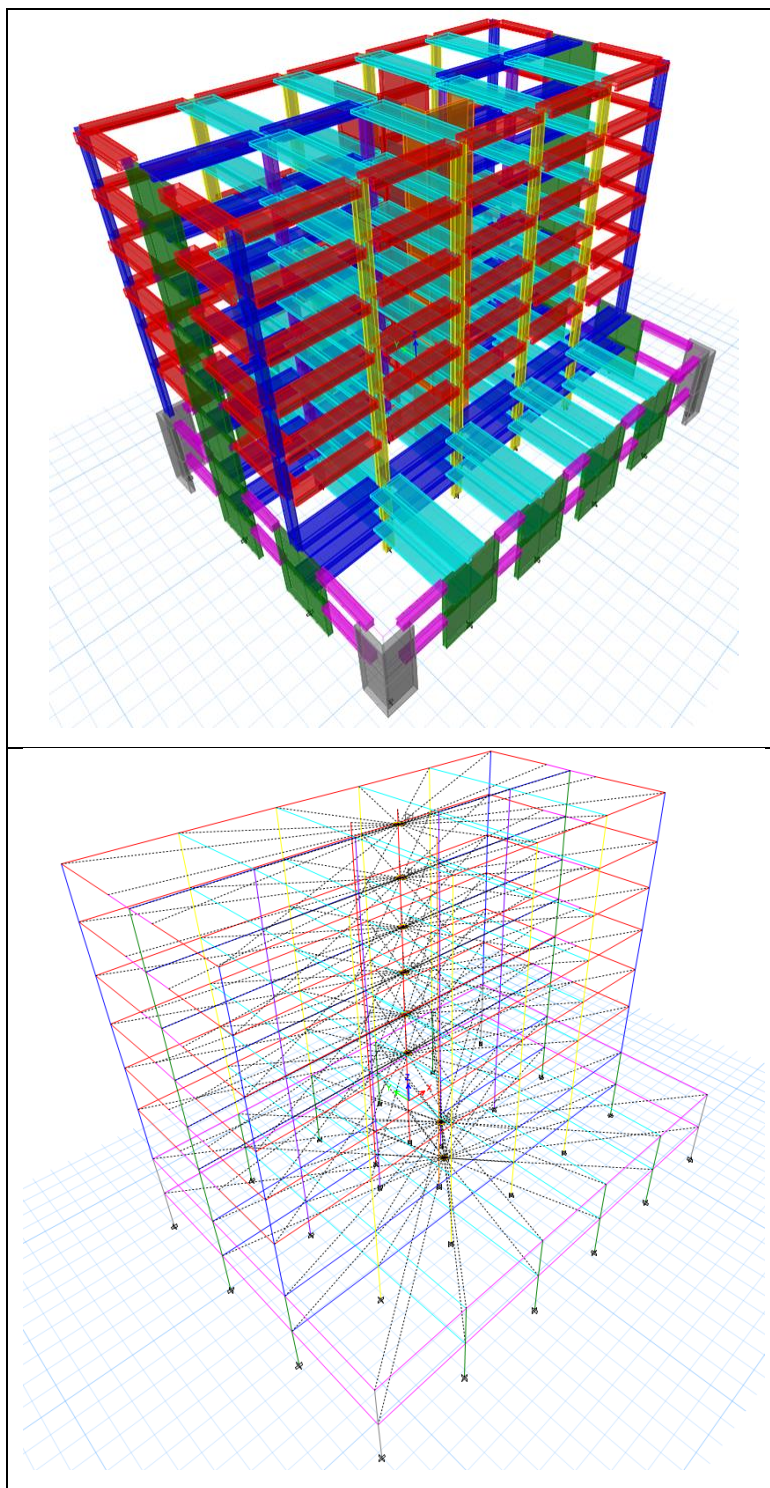
2.4.5 Πλάκες

Η υποστήριξη των δαπέδων κάθε ορόφου γίνεται με συμπαγείς πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα. Όλες οι πλάκες στα διάφορα επίπεδα των ορόφων έχουν ενιαίο πάχος ίσο με 0.18m.

2.5 Στατικό προσομοίωμα

Η κάθε κατασκευή κατά τον σχεδιασμό της αναλύεται χρησιμοποιώντας ένα προσομοίωμα το οποίο να προσεγγίζει σε ικανοποιητικό βαθμό την πραγματική κατασκευή, τόσο όσον αφορά τα δομικά στοιχεία, όσο και τα φορτία που δρουν σε αυτήν. Οι εξιδανικεύσεις και οι απλοποιήσεις είναι απαραίτητες να γίνουν, ώστε να αμεληθούν κάποιες ασήμαντες λεπτομέρειες και με ένα λογικό υπολογιστικό κόστος να είναι δυνατή η ανάλυση της κατασκευής. Ένα τέτοιο προσομοίωμα που αντιστοιχεί στο υπό μελέτη κτίριο, φαίνεται στο παρακάτω σχήμα ενώ στην συνέχεια

περιγράφονται οι επιμέρους εξιδανικεύσεις και απλοποιήσεις ώστε να καταλήξουμε εκεί.



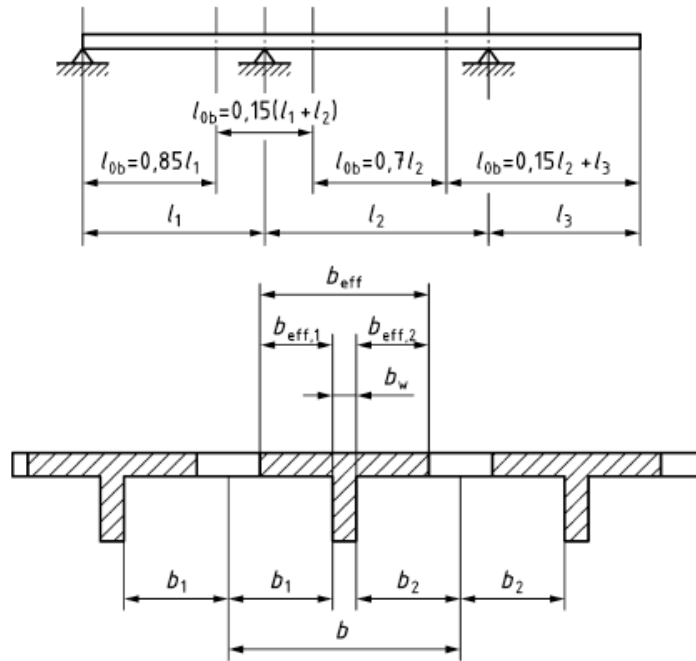
Σχήμα 2.7 – Στατικό προσομοίωμα πολυώροφου κτιρίου (ETABS)

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από τα δομικά στοιχεία που περιγράφονται στην παράγραφο 2.4 του παρόντος. Για κάθε μια ομάδα δομικών στοιχείων (π.χ. υποστυλώματα) γίνονται οι παραδοχές προσομοίωσης που πληρούν τις απαιτήσεις του EN1998-1-1 §6.2. Τα βασικά χαρακτηριστικά της προσομοίωσης είναι τα εξής:

- Τα δομικά στοιχεία του φέροντος οργανισμού προσομοιώνονται μόνο με μέλη γραμμικής παραμόρφωσης με χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων (beam elements). Η ισοδύναμη αυτή πλαίσιακή προσομοίωση επιλέγεται για τους εξής λόγους:
 1. Ευκολότερη και συντομότερη εισαγωγή δεδομένων
 2. Ευκολότερος έλεγχος των αποτελεσμάτων
 3. Συντομότεροι χρόνοι επίλυσης
 4. Αποτελέσματα που προσεγγίζουν ικανοποιητικά την πραγματική εντατική κατάσταση
 5. Πλήρης κάλυψη από τους Κανονισμούς για τον έλεγχο της ικανότητας της κατασκευής
- Οι πλάκες των ορόφων δεν συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα. Η επιρροή των πλακών λαμβάνεται υπόψη έμμεσα μέσω:
 1. Του συνεργαζόμενου πλάτους. Λόγω της μονολιθικής σύνδεσης των πλακών με τις δοκούς, υπάρχει συνεργασία της διατομής της δοκού με εκείνη της πλάκας. Από τον Κανονισμό επιτρέπεται η χρήση ισοδύναμης διατομής μορφής Γ ή Τ η οποία εν συντομία ονομάζεται πλακοδοκός. Το πλάτος του πέλματος της διατομής που βρίσκεται στο επίπεδο της πλάκας ονομάζεται συνεργαζόμενο πλάτος (b_{eff}) και υπολογίζεται από τις παρακάτω εξισώσεις (EN1992-1-1 εξ. 7.10 & 7.11). Οι παράμετροι των εξισώσεων εξηγούνται στο σχήμα που ακολουθεί όπως καθορίζονται στον EN1992-1-1 §7.2.3.

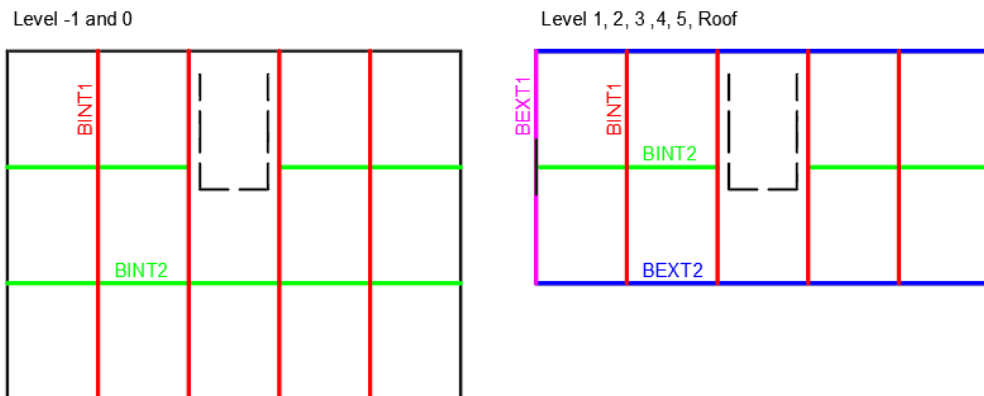
$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (2.4)$$

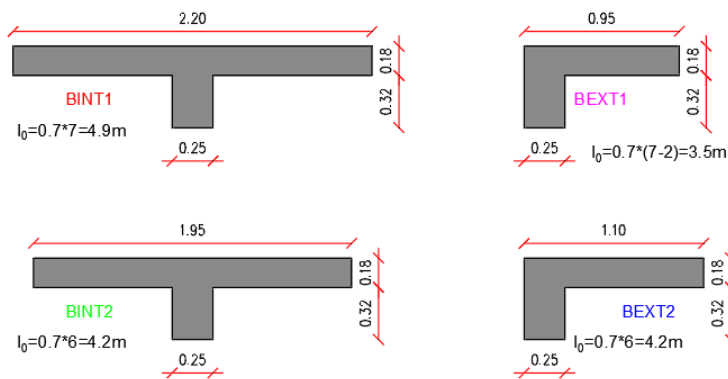
$$b_{eff,i} = \min\{0.2b_i + 0.1l_{ob}; 0.2l_{ob}; b_i\} \quad (2.5)$$



Σχήμα 2.8 – Παράμετροι συνεργαζόμενου πλάτους (EN1992-1-1 §7.2.3)

Για το κτίριο που μελετάται οι ισοδύναμες διατομές φαίνονται στο σχήμα που ακολουθεί.

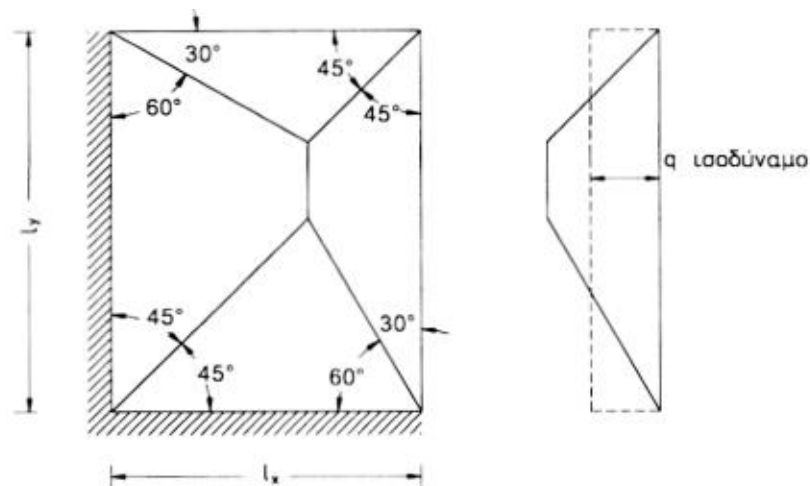




Σχήμα 2.9 – Ισοδύναμες διατομές πλακοδοκών

2. Της διαφραγματικής λειτουργίας EN1998-1-2 §5.1.13(6). Λόγω της μεγάλης εντός του επιπέδου απαραμορφωσιμότητας των πλακών των ορόφων, γίνεται η θεώρηση ότι κατά την δυναμική απόκριση κινούνται στον χώρο ως απαραμόρφωτοι δίσκοι. Δηλαδή η κίνηση τους στον χώρο ορίζεται μέσω μεταφορικών κινήσεων στις οριζόντιες διευθύνσεις και στροφής γύρω από κατακόρυφο άξονα. Αυτή η γεωμετρική ιδιότητά τους ονομάζεται διαφραγματική λειτουργία και ουσιαστικά λαμβάνεται υπόψη με τροποποίηση του μητρώου στιβαρότητας του φορέα (συνήθως αυτοματοποιημένη διαδικασία του προγράμματος ανάλυσης).
3. Των επιφανειών επιρροής. Δεδομένου ότι τα καθολικά φορτία μεταφέρονται στο έδαφος φορτίζοντας άμεσα τις πλάκες και έμμεσα όλα τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία, είναι σημαντικό να γίνει σωστή παραδοχή προσομοίωσης των φορτίων. Η συνήθης πρακτική είναι η μετατροπή των επιφανειακών φορτίων των πλακών σε ισοδύναμα γραμμικά φορτία δοκών. Το μέγεθος των φορτίων που κατανέμεται στις δοκούς εξαρτάται από την επιφάνεια της πλάκας (επιφάνεια επιρροής) και από τον τρόπο στήριξης των δυο γειτονικών πλευρών της. Εφόσον σε μια γωνία συντρέχουν πλευρές ομοειδούς στήριξης (πάκτωση-πάκτωση ή έδραση-έδραση) η γωνία διαχωρισμού είναι 45°, ενώ όταν συντρέχουν μια πλήρως πακτωμένη και μια απλά εδραζόμενη είναι 60°

και 30° αντίστοιχα. Στο γενικό σχήμα που ακολουθεί εξηγείται αυτός ο διαχωρισμός.



Σχήμα 2.10 - Κανόνες διαχωρισμού επιφανειών επιρροής

- Οι μάζες της κατασκευής θεωρούνται συγκεντρωμένες στα επίπεδα των πλακών (σύστημα με συγκεντρωμένες μάζες). Η παραδοχή αυτή επιτρέπεται σύμφωνα με τον EN1998-1-2 §5.1.2(2) όταν συνοδεύεται με διαφραγματική λειτουργία των πλακών.
- Η επιρροή του πλάτους των τοιχωμάτων λαμβάνεται υπόψη εισάγοντας άκαμπτα αβαρή στοιχεία δοκών στους κόμβους τοιχωμάτων – δοκών με μήκος όσο το πλάτος των τοιχωμάτων. Η διατομή των δοκών αυτών είναι τετραγωνική 50x50cm και τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της πολλαπλασιασμένα επί 100.
- Όλα τα μέλη ενώνονται κεντροβαρικά μεταξύ τους.
- Όλα τα κατακόρυφα μέλη θεωρούνται πακτωμένα στην βάση τους (επίπεδο - 2).
- Το ίδιο βάρος των τοιχοπληρώσεων δεν λαμβάνεται υπόψη στην προσομοίωση.

Κεφάλαιο 3: Δράσεις

Η χρήση του κτιρίου είναι κοινή και δεν παρουσιάζει κάποια ιδιαιτερότητα ως προς τα φορτία σχεδιασμού. Τα φορτία που εφαρμόζονται παρουσιάζονται στις παραγράφους που ακολουθούν.

3.1 Μόνιμα φορτία

Κύρια δράση για τον σχεδιασμό οποιασδήποτε κατασκευής Πολιτικού Μηχανικού είναι τα μόνιμα φορτία (G). Τα μόνιμα φορτία ως η σημαντικότερη στατική φόρτιση διακρίνονται σε κύρια και δευτερεύοντα. Ως κύρια ορίζονται εκείνα που κατά μέγεθος είναι μεγαλύτερα και αποτελούν το κύριο ποσοστό των μόνιμων φορτίων (ίδιο βάρος φέροντα οργανισμού και τοιχοποιίας). Ως δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται τα μικρότερης τάξης μεγέθους μόνιμα φορτία (π.χ. επικαλύψεις δαπέδων, εξοπλισμός).

Για το υπό μελέτη κτίριο λαμβάνονται υπόψη:

- Το ίδιο βάρος του φέροντος οργανισμού, ο οποίος είναι εξ ολοκλήρου από σπλισμένο σκυρόδεμα και έχει ειδικό βάρος $\gamma_{σκ}=25.0 \text{ kN/m}^3$.
- Το πρόσθετο μόνιμο φορτίο για κτίρια συνήθους χρήσης, με τιμή βάρους ίση με 2.00 kN/m^2 .

3.2 Κινητά φορτία

Όπως και τα μόνιμα έτσι και τα κινητά φορτία (Q) αποτελούν κύρια δράση για τον σχεδιασμό της κατασκευής. Τα φορτία αυτά μπορεί να αποτελούνται από συγκεντρώσεις ανθρώπων, μετακίνηση μηχανημάτων ή οχημάτων, έπιπλα και γενικά οτιδήποτε μπορεί να θεωρηθεί μεταβλητό ως προς το χρόνο και να επηρεάσει σημαντικά την ασφάλεια της κατασκευής στην διάρκεια ταγης ζωής της.

Για το υπό μελέτη κτίριο λαμβάνεται υπόψη:

- Κινητό φορτίο ίσο με 2.00 kN/m^2 , που αντιστοιχεί σε κτίρια κατηγορίας B σύμφωνα με τον EN1991. Η κατηγορία B αφορά κτίρια με δραστηριότητες γραφείων.

3.3 Αδρανειακά φορτία

Κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης το έδαφος μετακινείται εκτρέποντας το κτίριο από μια αρχική θέση ισορροπίας. Λόγω της επιτάχυνσης αναπτύσσονται αδρανειακές δυνάμεις στο κτίριο ($F=ma$) που με την σειρά του, προσπαθεί να διατηρήσει την ισορροπία του αντιστεκόμενο στην μετακίνηση που του προκαλεί ο σεισμός. Η αντίσταση αυτή, τόσο με δυνάμεις αντίθετες με τις αδρανειακές όσο και με την δυσκαμψία των στοιχείων, δημιουργούν εσωτερικές εντάσεις που καταπονούν τα μέλη και τα δοκιμάζει σε κάμψη, διάτμηση, θλίψη κλπ

3.3.1 Σεισμική μάζα

Όπως αναφέρεται και στην παράγραφο 2.5 του παρόντος αλλά και στον EN1998-1-2 §5.1.2(2), οι μάζες της κατασκευής θεωρούνται συγκεντρωμένες στα επίπεδα των πλακών (σύστημα με συγκεντρωμένες μάζες). Επομένως για κάθε στάθμη ορόφου υπολογίζεται η τιμή της μάζας στην οποία προσμετρώνται τα ίδια βάρη των πλακών και τα βάρη των υποστυλωμάτων τα οποία διαμοιράζονται στους εκατέρωθεν ορόφους (εξ' ημισείας). Επιπλέον αυτών στην τιμή της μάζας συμμετέχουν και τα επιβαλλόμενα φορτία επί των πλακών και των δοκών του κάθε ορόφου.

Ο φορτιστικός συνδυασμός εκφράζεται μέσω της παρακάτω σχέσης σύμφωνα με την §6.2.1 του EN1988-1-1 (εξ. 6.1).

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (3.1)$$

όπου,

Το σύμβολο "+" υποδηλώνει σε συνδυασμό με και όχι άθροισμα των επιμέρους δράσεων, ενώ το "Σ" το συνδυασμένο αποτέλεσμα.

$G_{k,j}$: η χαρακτηριστική τιμή της μόνιμης δράση j

$Q_{k,i}$: η χαρακτηριστική τιμή της κύριας μεταβλητής δράσης

$\psi_{E,i}$: ο συντελεστής συνδυασμού ο οποίος λαμβάνει υπόψη ότι κατά την διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού, η κύρια μεταβλητή δράση $Q_{k,i}$ δεν έχει την χαρακτηριστική τιμή της στο σύνολο της κατασκευής. Η τιμή του συντελεστή $\psi_{E,i}$ λαμβάνεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\psi_{E,i} \geq \phi \cdot \psi_{2i} \quad (3.2)$$

όπου ο συντελεστής ϕ λαμβάνεται από τον παρακάτω πίνακα στον οποίο αναγράφονται συγκριτικά και οι τιμές της ισχύουσας έκδοσης του EN1998.

Κατηγορίες μεταβλητής δράσης	Χαρακτηρίστηκα ορόφων	ϕ EN 1998:2004	$\phi \geq$ EN 1998:20xx
Κατηγορίες A-C	Δώμα	1.0	Δεν δίνεται τιμή
	Όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις	0.8	Δεν διαφοροποιείται 0.5
	Όροφοι με μη συσχετισμένες χρήσεις	0.5	
Κατηγορίες D-F και αρχεία		1.0	1.0

Πίνακας 3.1 - Τιμές συντελεστή ϕ (EN1998-1-1 Πιν. 5.1)

Για το κτίριο κατηγορίας B που μελετάται λαμβάνεται συντηρητικά $\psi_E, I = \phi \cdot \psi_2 = 1.0 \cdot 0.3 = 0.30$ για όλες τις στάθμες των ορόφων.

Τα φορτία που προκύπτουν από τον παραπάνω φορτιστικό συνδυασμό, μετατρέπονται σε μάζες, μέσω της σχέσης μάζας-βάρους από τον 2^ο νόμο του Νεύτωνα:

$$m=W/g \quad (3.3)$$

Επιπλέον υπολογίζεται η ροπή αδρανείας της μάζας κάθε ορόφου για στροφή περί τον κατακόρυφο άξονα, ο οποίος διέρχεται από το κέντρο μάζας του. Η σχέση για τον υπολογισμό της ροπής αδρανείας είναι:

$$J = m(Lx^2 + Ly^2)/12 \quad (3.4)$$

όπου,

Lx : το μήκος του ορόφου σε κάτοψη κατά την διεύθυνση x

Ly : το μήκος του ορόφου σε κάτοψη κατά την διεύθυνση y

3.4 Σεισμικά φορτία

3.4.1 Φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης - μετακίνησης

Στην παρούσα εργασία γίνεται προσεγγιστικός υπολογισμός της τιμής $S_{a,ref}$ με χρήση του ισχύοντος χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας. Το ελαστικό φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης και μετακίνησης υπολογίζεται με την διαδικασία που περιγράφεται στην παράγραφο 1.4.4 του παρόντος και με τα δεδομένα του υπό μελέτη κτιρίου. Τα δεδομένα που εισάγονται για την κατασκευή του φάσματος αλλά και το ελαστικό φάσμα παρουσιάζονται παρακάτω.

Design of Elastic Response Spectra

According to 2nd generation of EN1998-1-1

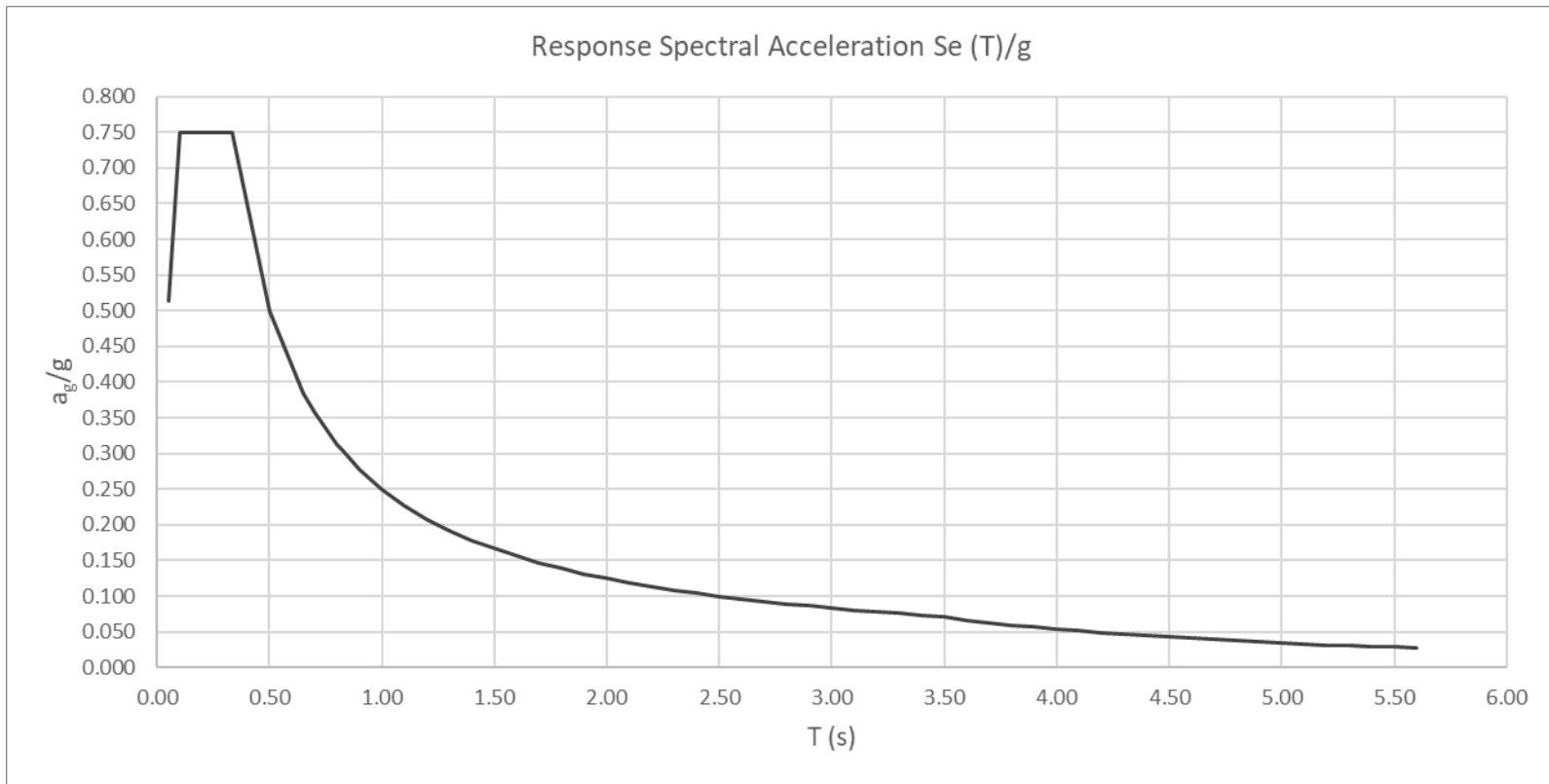
- Performance factors $\gamma_{LS,CC}$ for the selected Limit State and Consequences Class

Input Data:

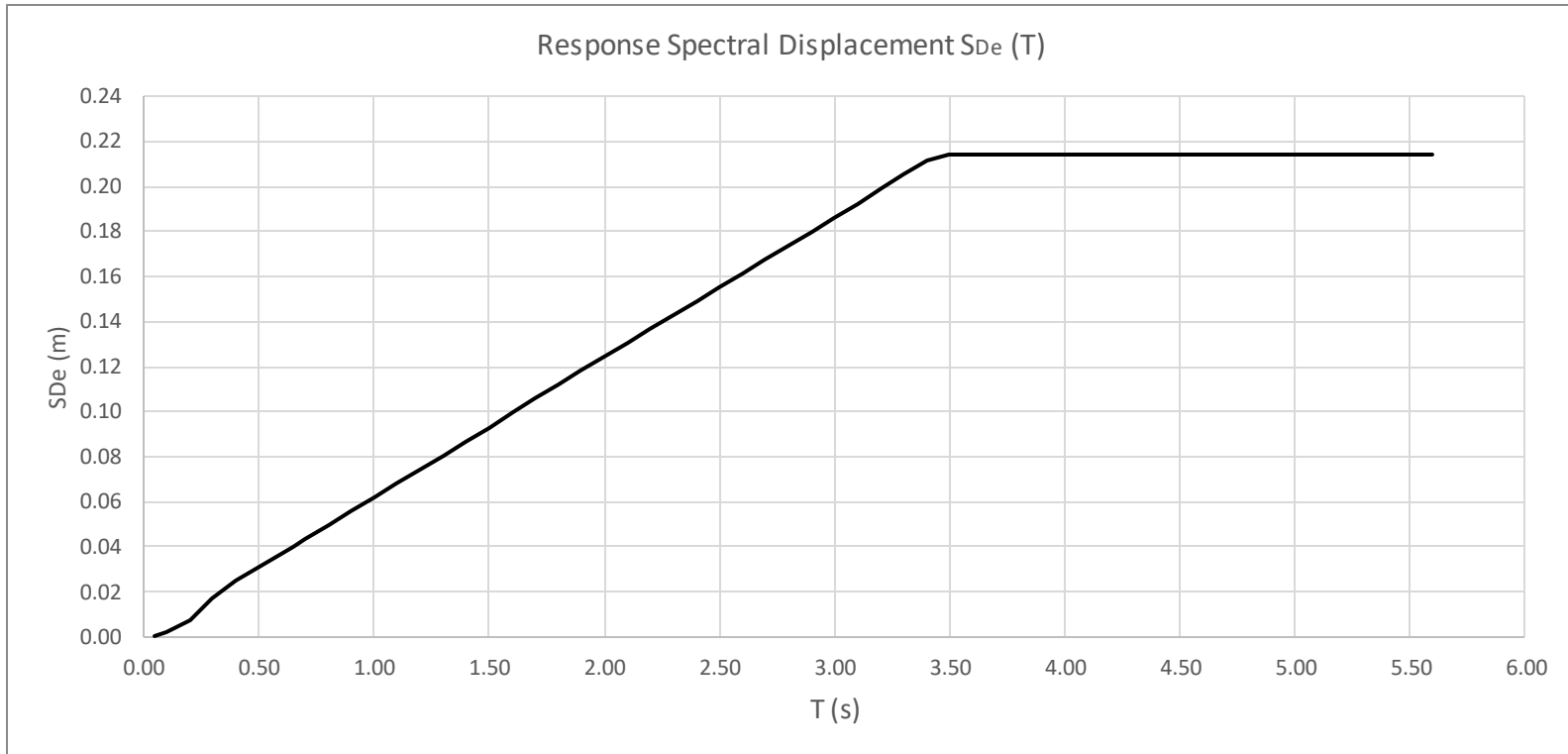
Soil type	B		Soil type categorization
SC =	High		Seismic action class §5.2.1(2) Table 5.2
$\gamma_{LS,CC}$ =	1.00	#	Performance factors (=1 for $\gamma_{SD,2}$) §4.3(5)
$S\alpha_{ref}$ =	6.13	m/s ²	Max. spectral acceleration corresponding to the constant acceleration range for site category A and Tref (seismic maps)
FT =	1.00	#	Topography amplification factor §5.2.2.2(10)
F α =	1.20	#	Short period site amplification factor §5.2.2.2(5)
F β =	1.00	#	Intermediate period (T=T β) site amplification factor
FA =	2.5	#	Ratio of Sa with respect to the zero-period spectral acceleration
TF =	10	#	Vibration period beyond which the spectral displacement equals the peak ground displacement
T β =	1.0	s	Vibration period anchoring the elastic horizontal spectrum for flexible structures. Unless otherwise specified T β = 1s
χ =	4	#	Factor for the evaluation of corner period TB based on TC
ξ =	5	%	Damping ratio of structure
T =	1	s	Vibration period of a linear single-degree-of-freedom system
TA =	0.02	s	Short-period cut-off associated to the zero-period spectral acceleration
TB =	0.08	#	Lower vibration corner period of the constant spectral acceleration range

Calculations:

TC =	0.33	s	Upper corner period of the constant spectral acceleration range
TD =	3.5	s	Corner vibration period at the beginning of the first constant spectral displacement range
$S\alpha_{RP}$ =	6.13	m/s ²	Value of $S\alpha$ on site category A and for a generic value of return period RP
$S\beta_{RP}$ =	2.45	m/s ²	Value of $S\beta$ on site category A and for a generic value of return period RP
$S\alpha$ =	7.36	#	Maximum response spectral acceleration (5% damping) corresponding to the constant acceleration range
$S\beta$ =	2.45	#	Spectral acceleration (5% damping) at the vibration period T β of the horizontal elastic response spectrum
η =	1.0	#	Damping correction factor for the elastic response spectrum, with a reference value $\eta = 1$ for 5% damping ratio ξ
F _L =	0.9	#	Long period site amplification factor
T _E =	6.0	s	Corner vibration period at the end of the constant spectral displacement range



Σχήμα 3.1 – Ελαστικό φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης (EN1998-1-1)



Σχήμα 3.2 – Ελαστικό φάσμα απόκρισης μετακίνησης (EN1998-1-1)

Κεφάλαιο 4: Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ανάλυση

4.1 Γενικά

Οι μέθοδοι ανάλυσης έπονται της επιλογής των μεθόδων σχεδιασμού, που αποτελούν την συνολική διαδικασία μέσω της οποίας επιτυγχάνεται η αντισεισμική θωράκιση της κατασκευής. Όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 2 για το κτίριο που μελετάται στην παρούσα εργασία, απαιτείται να εφαρμοστεί η Μέθοδος των Μετακινήσεων (Displacement-Based method). Συνεπάγεται πως η μέθοδος ανάλυσης θα είναι μη γραμμική (στατική ή δυναμική). Για την παρούσα μελέτη επιλέγεται η μέθοδος της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης γνωστή και ως υπερωθητική ή κοινώς pushover.

Για την εφαρμογή της pushover χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ETABS, στο οποίο προσομοιώθηκε το κτίριο που περιγράφεται στο κεφάλαιο 2 (βλέπε σχήμα 2.6). Επιπλέον για τους πρόσθετους υπολογισμούς που απαιτούνται (π.χ. ιδιότητες διατομών, ενεργές δυσκαμψίες) στα διάφορα στάδια ανάλυση που περιγράφονται στο κεφάλαιο 4 χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Microsoft Excel.

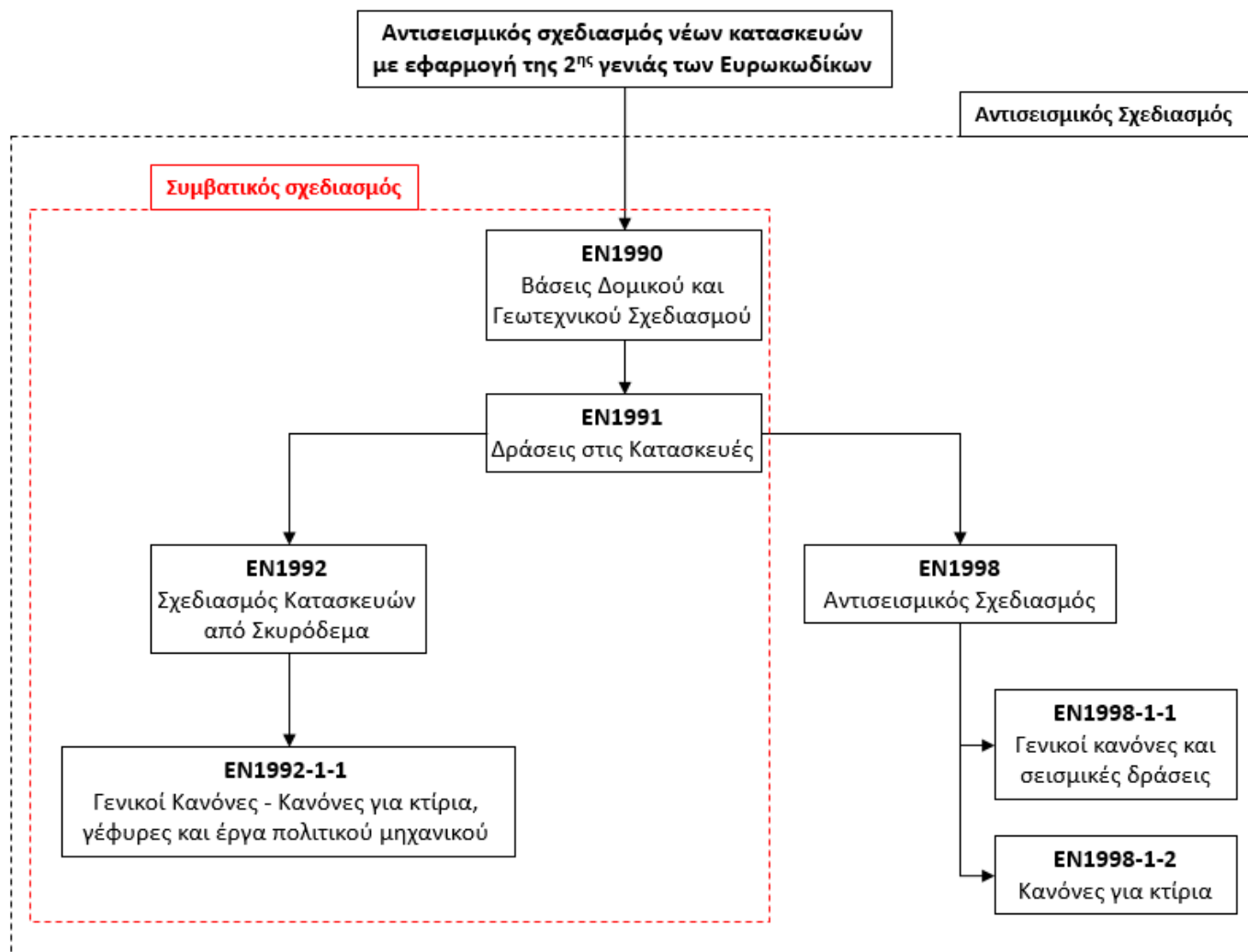
Για την ολοκλήρωση του Αντισεισμικού Σχεδιασμού απαιτούνται δυο στάδια ανάλυσης. Αυτά είναι:

- 1ο Στάδιο σχεδιασμού – Διαστασιολόγηση με γραμμική στατική ανάλυση (στατικά φορτία)
- 2ο Στάδιο σχεδιασμού – Μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover)

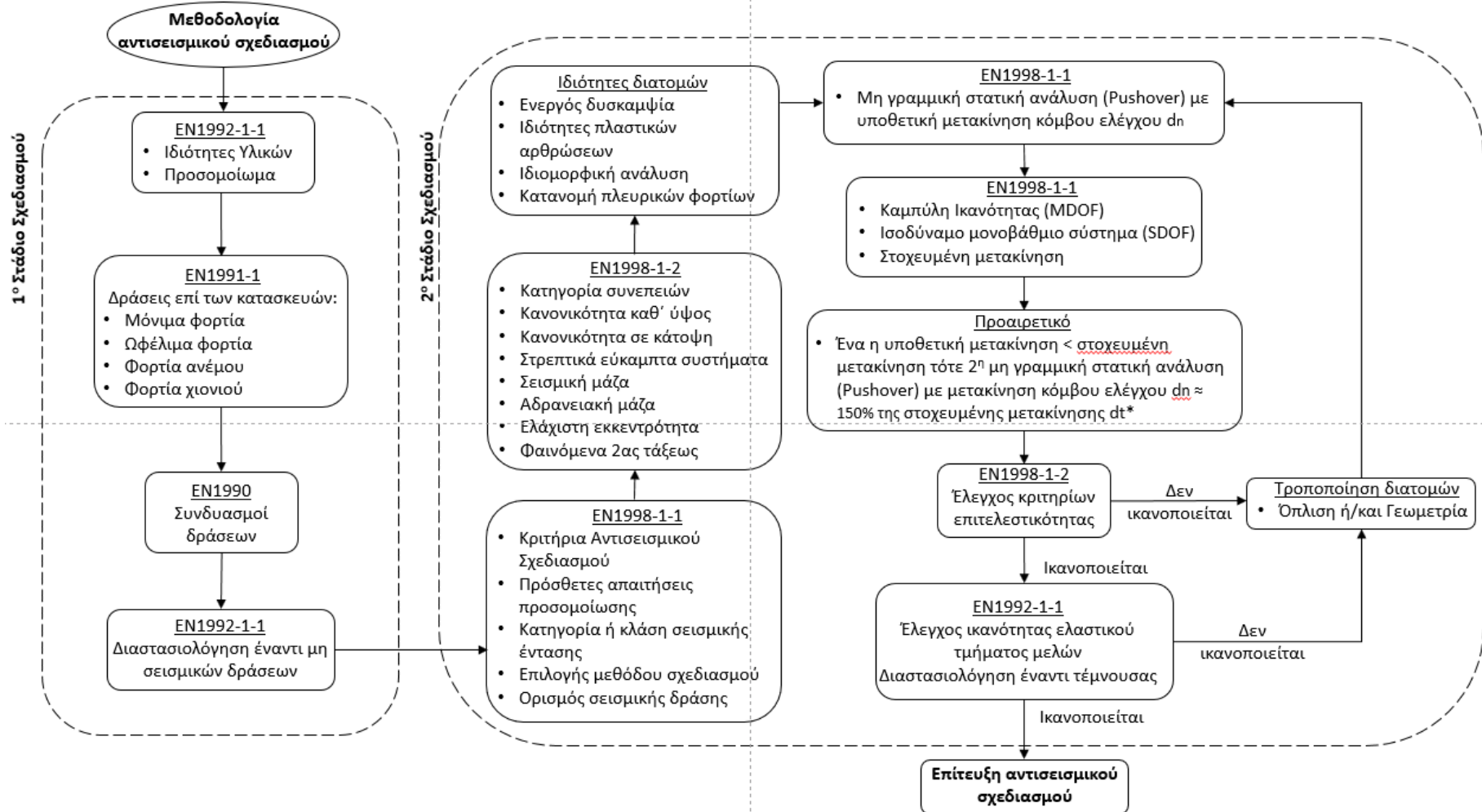
Με σκοπό την καλύτερη επισκόπηση του συνόλου της διαδικασίας κατασκευάστηκαν τα παρακάτω διαγράμματα ροής με το κάθε στάδιο να περιγράφεται αναλυτικά στην συνέχεια του παρόντος. Για τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό του εξεταζόμενου φορέα, εφαρμόστηκαν τα στάδια αυτά και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 5.

Η μορφή συγγραφής αυτή, δηλαδή περιγραφή μόνο της θεωρίας της ανάλυσης σε αυτό το κεφάλαιο, επιλέχθηκε έτσι ώστε να μην διακόπτεται η ροή του αναγνώστη από αποτελέσματα ανάλυσης, με στόχο την ορθότερη κατανόηση της αλληλουχίας που ακολουθεί ο Αντισεισμικός Σχεδιασμός και της εφαρμογής της Μεθόδου των Μετακινήσεων (Displacement – based Method). Είναι κατανοητό πως τα βημάτων ή

στάδια υπολογισμού είναι ανεξάρτητα από τον τύπο του φορέα, ενώ τα αποτελέσματα (και η ερμηνεία τους) αφορούν μόνο το εξεταζόμενο κτίριο.



Σχήμα 4.1 – Διάγραμμα ροής κανονιστικού πλαισίου



Σχήμα 4.2 – Διάγραμμα ροής αντισεισμικού σχεδιασμού

4.2 1^ο Στάδιο σχεδιασμού – Διαστασιολόγηση με γραμμική στατική ανάλυση

Απαραίτητη προϋπόθεση για να προχωρήσουμε στον αντισεισμικό σχεδιασμό του κτιρίου με την Μέθοδο των Μετακινήσεων είναι η αρχική διαστασιολόγηση του φορέα. Στο στάδιο αυτό (1^ο Στάδιο Σχεδιασμού) ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία:

- Υπολογίζονται οι δράσεις βάση του EN1991
 - Μόνιμα φορτία (EN1991-1-1)
 - Επιβαλλόμενα φορτία ή φορτία χρήσης (EN1991-1-1)
 - Φορτία χιονιού (EN1991-1-3)
 - Φορτία ανέμου (EN1991-1-4)
- Οι δράσεις συνδυάζονται σύμφωνα με τις απαιτήσεις του EN1990. Στην αναθεωρημένη γενιά των Ευρωκωδίκων διατηρείται η λογική των συντελεστών συνδυασμού ψ . Όπως και στην ισχύουσα έκδοση, ορίζονται τρεις συντελεστές ψ_0 , ψ_1 και ψ_2 για τις τιμές συνδυασμού (ψ_0), τις συχνές (ψ_1) και τις οιοιεί-μόνιμες τιμές (ψ_2) όπως φαίνονται και στον παρακάτω πίνακα.

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	1.0	0.9	0.8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία H: στέγες	0.7	0.5	0.3
	0	0	0

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3)*	0.70	0.50	0.20
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0.70	0.50	0.20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000$ m	0.50	0.20	0
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000$ m			
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0.6	0.2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0.6	0.5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

Πίνακας 4.1 – Συντελεστές μεταβλητών δράσεων ψ (EN1990)

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα στον EN1990, για την Ο.Κ.Α., ο συνδυασμός δράσεων για τις χρόνιες, ή παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού γίνεται βάσει της δυσμενέστερης από τις Σχέσεις 6.10a ή 6.10b. Οι σχέσεις αυτές αναπαράγονται παρακάτω.

$$\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.1)$$

$$\sum \xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.2)$$

όπου,

Το σύμβολο "+" υποδηλώνει σε συνδυασμό με και όχι άθροισμα των επιμέρους δράσεων, ενώ το "Σ" το συνδυασμένο αποτέλεσμα.

$G_{k,j}$: η χαρακτηριστική τιμή της μόνιμης δράσης j

$Q_{k,1}$: η χαρακτηριστική τιμή της κύριας μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$: η χαρακτηριστική τιμή συνοδευτικής μεταβλητής δράσης.

$\gamma_{G,j}$: ο επιμέρους συντελεστής της μόνιμης δράσης j όπου παίρνει την τιμή

$\gamma_{G,j,sup} = 1.35$ για δυσμενείς και $\gamma_{G,j,inf} = 1.00$ για ευνοϊκές δράσεις.

$\gamma_{Q,1}$: ο επιμέρους συντελεστής της κύριας μεταβλητής δράσης όπου παίρνει την τιμή $\gamma_{G,j,sup} = 1.50$ για δυσμενείς και $\gamma_{G,j,inf} = 0$ για ευνοϊκές δράσεις.

$\gamma_{Q,i}$: ο επιμέρους συντελεστής της συνοδευτικής μεταβλητής δράσης i όπου παίρνει την τιμή $\gamma_{G,j,\text{sup}} = 1.50$ για δυσμενείς και $\gamma_{G,j,\text{inf}} = 0$ για ευνοϊκές δράσεις.

$\Psi_{0,i}$: ο συντελεστής για την συχνή τιμή της μεταβλητής δράσης i

ξ : ο μειωτικός συντελεστής για τις δυσμενείς μόνιμες δράσεις G με τιμή $\xi = 0.85$.

- Πραγματοποιείται γραμμική ελαστική ανάλυση ώστε να υπολογιστούν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για τους παραπάνω συνδυασμούς δράσεων.
- Διαστασιολογούνται οι διατομές έναντι Οριακών Καταστάσεων Αστοχίας (ΟΚΑ) με βάση τον EN1992. Τηρούνται επίσης οι ελάχιστες απαιτήσεις όπλισης.

Στην παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκαν υπολογισμοί για τα φορτία που περιγράφονται στο Κεφάλαιο 3. Τα αποτελέσματα για το 1^ο Στάδιο του σχεδιασμού παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 5.

4.3 2^ο Στάδιο σχεδιασμού – Μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover)

4.3.1 Πρόσθετες απαιτήσεις προσομοίωσης

4.3.1.1 Πρωτεύοντα και δευτερεύοντα μέλη

Τα μέλη της κατασκευής διακρίνονται σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα. Το κριτήριο διάκρισης είναι το κατά πόσο είναι σημαντική ή αξιόπιστη η συνεισφορά τους στην παραλαβή σεισμικών δυνάμεων. Επομένως σύμφωνα με τον EN1998-1-2 §4.4.2 ως πρωτεύοντα μέλη χαρακτηρίζονται όλα τα κατακόρυφα και οριζόντια στοιχεία του φέροντος οργανισμού που συμβάλλουν στην ευστάθεια του κτιρίου κατά την διάρκεια της σεισμική διέγερσης. Τα υπόλοιπα μέλη χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα και η δυσκαμψία τους και η αντοχή τους δεν λαμβάνονται υπόψη στον αντισεισμικό σχεδιασμό (π.χ. εισάγοντας ελευθερίες στροφής στα άκρα τους ή μηδενισμό της δυσκαμψίας τους). Τα δευτερεύοντα μέλη σχεδιάζονται έτσι ώστε να παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία ή φορτία που είναι προέρχονται από φαινόμενα δευτέρας τάξεως (P-Δ effects). Επιπλέον, στην περίπτωση όπου τα δευτερεύοντα μέλη διαρρέουν κατά την διάρκεια επιβολής σεισμικών φορτίων τότε απαιτείται η εφαρμογή λεπτομερειών όπλισης για ΚΠ2 σύμφωνα με την §10.5.4.2 του EN1998-1-2.

4.3.1.2 Διορθωτικοί συντελεστές

Η παραδοχή προσομοίωσης της σεισμικής διέγερσης μέσω ισοδύναμων στατικών πλευρικών φορτίων έχει ως αποτέλεσμα να μην λαμβάνονται υπόψη πρόσθετες σεισμικές δράσεις που επηρεάζουν την σεισμική απόκριση της κατασκευής. Οι δράσεις αυτές προέρχονται από:

- Την επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών
- Τον συνδυασμό των συνιστωσών του σεισμικού φορτίου
- Την στρέψη για στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα
- Την ελάχιστη εκκεντρότητα

Για τον λόγο αυτό ο Αντισεισμικός Κανονισμός, σύμφωνα με την παράγραφο 6.5.1 του EN1998-1-1, υιοθετεί την χρήση διορθωτικών συντελεστών. Οι διορθωτικοί συντελεστές αυτοί χαρακτηρίζονται ορίζονται ως:

- $C_{P,j}$: για επιρροές που αφορούν την κάτοψη (plan)
- $C_{E,i}$: για επιρροές που αφορούν την όψη (elevation)

Για τον υπολογισμό τους προηγείται ο έλεγχος κανονικότητας της κατασκευής σε όψη και κάτοψη που ορίζεται στις παραγράφους §4.4.4.2 και στο Παράρτημα Α (§Α9) του EN1998-1-2 αντίστοιχα. Στην αναθεωρημένη έκδοση του Αντισεισμικού Κανονισμού οι βασικές αρχές για τη μόρφωση αντισεισμικών κατασκευών μεταφέρονται στο πληροφοριακό παράρτημα Α, ως κανόνες ορθής πρακτικής, χωρίς να είναι υποχρεωτική η εφαρμογή τους. Πιθανός λόγος είναι η αναγνώριση της αδυναμίας εφαρμογής των αρχών αυτών στην πράξη.

Τελικά οι διορθωτικοί συντελεστές $C_{P,j}$ και $C_{E,i}$ υπολογίζονται ανάλογα με τις ιδιότητες της κατασκευής στην §5.3.5.3 του EN1998-1-2.

4.3.1.3 Αντοχές υλικών

Οι αντοχές των μελών R_d υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη τις χαρακτηριστικές τιμές των αντοχών των υλικών f_k διαιρεμένες με τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_M .

$$f_{design} = f_k / \gamma_M \quad (4.3)$$

4.3.1.4 Φαινόμενα 2^{ας} τάξεως

Για την Μέθοδο των Μετακινήσεων ορίζεται το κριτήριο $\theta \leq 0.10$ σύμφωνα με το οποίο δεν χρειάζεται να ληφθούν υπ' όψιν τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Ο συντελεστής ευαισθησίας μετατόπισης θ (interstorey drift sensitivity coefficient) υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση (EN1998-1-2 εξ. 6.4):

$$\theta = P_{tot} d_{r,SD} / V_{s,SD} h_s \quad (4.4)$$

όπου,

P_{tot} : το συνολικό κατακόρυφο φορτίο που δρα ταυτόχρονα με τη σεισμική δράση από τον υπόψη όροφο και πάνω

$d_{r,SD}$: η σχετική μετακίνηση του κέντρου μάζας του υπόψη ορόφου, όπως υπολογίζεται από την μη γραμμική ανάλυση για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικών Βλαβών (SD)
 $V_{s,SD}$: η σεισμική τέμνουσα ορόφου όπως υπολογίζεται από την μη γραμμική ανάλυση για στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικών Βλαβών (SD)
 h_s : το ύψος του υπόψη ορόφου

4.3.1.5 Ενεργός δυσκαμψία

Εφόσον κατά την μη γραμμική ανάλυση εξετάζεται ο φορέας πέραν από την ελαστική περιοχή, θεωρείται δεδομένο ότι τα υλικά που αποτελούν τις διατομές έχουν ξεπεράσει το όριο διαρροής τους. Συνεπάγεται ότι κατά την σεισμική απόκριση του φορέα σχηματίζονται δομικές ρωγμές, οι οποίες ανοίγουν και κλείνουν καθώς προκαλείται ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Για να ληφθεί υπόψη η συμπεριφορά αυτή των διατομών, γίνεται η απομείωση των γεωμετρικών χαρακτηριστικών τους σύμφωνα με τις διατάξεις του Αντισεισμικού Κανονισμού. Σε περιπτώσεις όπου δεν μπορεί να πραγματοποιηθεί αναλυτικός υπολογισμός της απομείωσης αυτής (ενεργός δυσκαμψία) σύμφωνα με την σχέση που ακολουθεί, επιτρέπεται απλοποιητικά σύμφωνα με την §5.1.3(3) του EN1998-1-2 να λαμβάνεται η δυσκαμψία ίση με το 50% της αρηγμάτωσης διατομής, χωρίς πρόσθετους υπολογισμούς.

Η σχέση που εκφράζει την μειωμένη τιμή του δείκτη δυσκαμψίας εκφράζεται ως:

$$EI = M_y L_v / 3\theta_y \quad (4.5)$$

όπου,

M_y : η ροπή διαρροής

L_v : το μήκος διάτμησης του στοιχείου

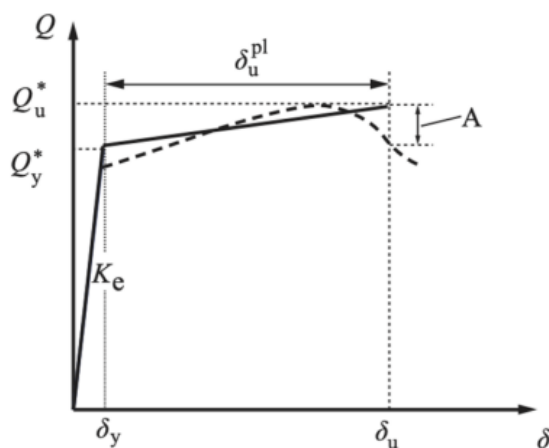
θ_y : η στρόφη χορδής του μέλους όταν διαρρέει η ακραία διατομή του

Η παραπάνω σχέση αφορά μια μόνο διατομή ενός μέλους (του ενός εκ των δυο άκρων του) και μάλιστα μια μόνο θεώρηση της φοράς εφαρμογής της καμπτικής ροπής σε αυτήν περί έναν εκ των δυο κεντροβαρικών αξόνων. Άρα για μια διατομή με μη συμμετρικό σπλισμό ή και γεωμετρία θα πρέπει η σχέση αυτή να εφαρμοστεί

δου φορές. Εάν και εφόσον οι σπλισμοί διαφέρουν στο άλλο άκρο του μέλους θα πρέπει να εφαρμοστεί εκ νέου και τελικά να προκύψουν συνολικά τέσσερις τιμές για όλο το μέλος. Στην περίπτωση αυτήν γίνεται η παραδοχή ότι το μέλος έχει μια μέση δυσκαμψία ίση με τον μέσο όρο των παραπάνω τεσσάρων τιμών.

4.3.1.6 Ιδιότητες πλαστικών αρθρώσεων

Κατά την §7.1 του EN1998-1-1 οι ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων ενός γραμμικού μέλους σπλισμένου σκυροδέματος περιγράφονται με αναφορά σε ένα ιδεατό διγραμμικό διάγραμμα ανελαστικής συμπεριφοράς όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



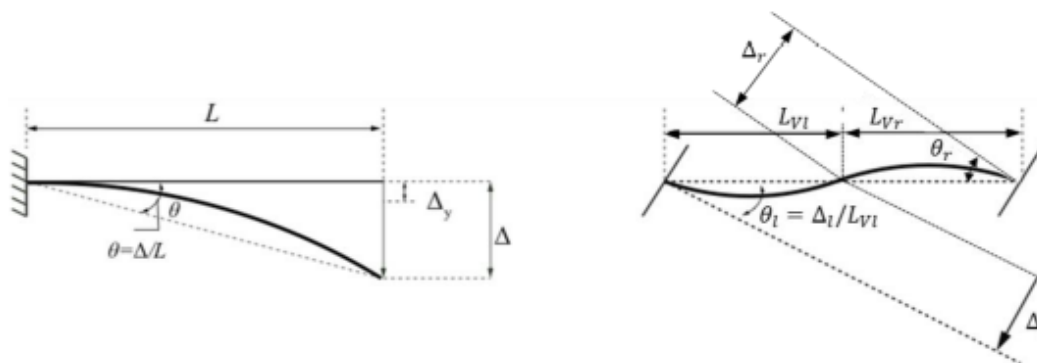
Σχήμα 4.3 - Ιδεατό διάγραμμα ανελαστικής συμπεριφοράς (EN1998-1-1 σχ. 7.2)

Όταν καθοριστική για την ανελαστική συμπεριφορά είναι η κάμψη τότε ορίζεται $Q \equiv M$ και $\delta \equiv \phi$ ή θ . Δηλαδή το διάγραμμα ικανότητας ή συμπεριφοράς του δομικού στοιχείου θα περιγράφεται σε όρους ροπών – καμπυλοτήτων $M-\phi$, ή ροπών – γωνιών στροφής $M-\theta$. Στα δομικά στοιχεία σπλισμένου σκυροδέματος καταλληλότερη επιλογή εντατικού μεγέθους είναι η ροπή M και παραμόρφωσης η γωνία στροφής χορδής θ . Αυτό διότι, οι μεν καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης σπλισμών ($\Delta\theta_{u,slip}$), η δε γωνία στροφής χορδής θ περιλαμβάνει και περιγράφει το σύνολο αυτών των παραμορφώσεων σε επίπεδο μέλους. Επομένως για κάθε γραμμικό μέλος θα

πρέπει να υπολογιστούν οι συντεταγμένες (M_y, θ_y) και (M_u, θ_u) , με απαραίτητη προϋπόθεση να είναι γνωστός ο οπλισμός του στοιχείου. Σε ορισμένα κοινά λογισμικά (SAP, ETABS) γίνεται περιγραφή του μη γραμμικού νόμου με αναφορά μόνο στο πλαστικό τμήμα των ϕ ή θ , όπου $\phi_{pl} = \phi_u - \phi_y$ και αντίστοιχα $\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y$. Οι σχέσεις που περιγράφουν τα μεγέθη παραμόρφωσης θ_u και θ_y παρουσιάζονται στις παραγράφους που ακολουθούν.

Επιπλέον στις σχέσεις που περιγράφουν το διάγραμμα μπορεί να λαμβάνεται μηδενική κράτυνση (οριζόντιος κλάδος μετά την διαρροή ή οριζόντιο μετελαστικός κλάδος), επομένως αρκεί ο προσδιορισμός της ροπής κάμψης κατά τη διαρροή, η οποία έχει την ίδια τιμή με εκείνη της κάμψης κατά την αστοχίας. Η θεώρηση μηδενικής κράτυνσης δεν επηρεάζει σημαντικά την ανελαστική σεισμική απόκριση της κατασκευής μπορεί όμως να οδηγήσει σε αριθμητική αστάθεια κατά την επίλυση γι' αυτό και λαμβάνεται συνήθως μια μικρή θετική κλίση.

Για την καλύτερη κατανόηση του ορισμού της γωνίας στροφής χορδής θ , αναπαράγεται παρακάτω το σχήμα του Ευρωκώδικα (EN1998-1-1 σχ. 7.1):



Σχήμα 4.4 - Ιδεατό διάγραμμα ανελαστικής συμπεριφοράς (EN1998-1-1 σχ. 7.1)

4.3.1.7 Στροφή χορδής κατά την διαρροή

Ανάλογα με την γεωμετρία της διατομής, η στροφή χορδής κατά την διαρροή στο άκρο του μέλους θ_y υπολογίζεται σύμφωνα με τις παρακάτω εξισώσεις. Οι εξισώσεις προϋποθέτουν των εκ των προτέρων υπολογισμό της καμπυλότητας κατά την διαρροή ϕ_y .

- Για ορθογωνικές διατομές (EN1998-1-1 εξ. 7.1):

$$\theta_y = \frac{\phi_y(L_v + \alpha_1)}{3} + \frac{\phi_y * d_{bL} * f_y}{(8 * \sqrt{f_c})} + 0.0019 * \left(1 + \frac{h}{1.6 * L_v}\right) \quad (4.6)$$

- Για τοιχώματα οποιασδήποτε μορφής και για κοίλες διατομές (EN1998-1-1 εξ. 7.2):

$$\theta_y = \frac{\phi_y(L_v + \alpha_1)}{3} + \frac{\phi_y * d_{bL} * f_y}{(8 * \sqrt{f_c})} + 0.0011 * \left(1 + \frac{h}{3 * L_v}\right) \quad (4.7)$$

- Για κυκλικές διατομές (EN1998-1-1 εξ. 7.3):

$$\theta_y = \frac{\phi_y(L_v + \alpha_1)}{3} + \frac{\phi_y * d_{bL} * f_y}{(8 * \sqrt{f_c})} + 0.0025 * \left(1 - \min\left(1, \frac{L_v}{8 * D}\right)\right) \quad (4.8)$$

όπου,

θ_y : η στρόφη χορδής κατά την διαρροή (rad)

ϕ_y : η καμπυλότητα διαρροής στο άκρο του μέλους όπως προκύπτει από την ανάλυση διατομής

$L_v = M/V$ το μήκος διάτμησης

D : η διάμετρος της κυκλικής διατομής

α_1 : το μήκος μετάθεση του διαγράμματος ροπών κάμψης σύμφωνα με την §9.2.1.3(2) του EN 1992-1-1

f_y : η τάση διαρροής του χάλυβα (MPa)

f_c : η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος (MPa)

d και d' : το βάθος του εφελκόμενου και του θλιβόμενου οπλισμού αντίστοιχα (από την ακραία θλιβόμενη ίνα)

z : ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων της διατομής

h : το ύψος της διατομής

d_{bL} : η μέση διάμετρος του εφελκόμενου οπλισμού

4.3.1.8 Στροφή χορδής κατά την αστοχία

Η στροφή χορδής κατά την αστοχία υπολογίζεται ως το άθροισμα της στροφής χορδής κατά την διαρροή και του υπόλοιπου τμήματος της στροφής χορδής (πλαστικό τμήμα) έως την αστοχία. Η σχέση αυτή εκφράζεται ως (EN1998-1-1 εξ. 7.4):

$$\theta_u = \theta_y + \theta_u^{pl} \quad (4.9)$$

όπου το πλαστικό τμήμα υπολογίζεται από τις παρακάτω εξισώσεις:

- Για ορθογωνική κατανομή θλιπτικών τάσεων (EN1998-1-1 εξ. 7.5):

$$\theta_u^{pl} = K_{conform} \cdot K_{axial} \cdot K_{reinf} \cdot K_{concrete} \cdot K_{shearspan} \cdot K_{confinement} \cdot \theta_{u0}^{pl} \quad (4.10)$$

όπου,

θ_{u0}^{pl} : η βασική τιμή του πλαστικού τμήματος στροφής χορδής κατά την αστοχία

$K_{conform}$: διορθωτικός συντελεστής για πλάστιμο σχεδιασμό

K_{axial} : διορθωτικός συντελεστής για αξονική δύναμη

K_{reinf} : διορθωτικός συντελεστής για μη συμμετρικό οπλισμό

$K_{concrete}$: διορθωτικός συντελεστής για αντοχή σκυροδέματος

$K_{shearspan}$: διορθωτικός συντελεστής για μήκος διάτμησης

$K_{confinement}$: διορθωτικός συντελεστής περίσφιξης

- Για οποιαδήποτε άλλη κατανομή ή διατομή (EN1998-1-1 εξ. 7.6):

$$\theta_u^{pl} = (\phi_u - \phi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0.5 \cdot L_{pl}}{L_v}\right) + \Delta\theta_{u,slip} \quad (4.11)$$

όπου,

ϕ_y : η καμπυλότητα διαρροής στο άκρο του μέλους όπως προκύπτει από την ανάλυση διατομής

ϕ_u : η καμπυλότητα αστοχίας στο άκρο του μέλους όπως προκύπτει από την ανάλυση διατομής

L_{pl} : το μήκος της πλαστικής άρθρωσης

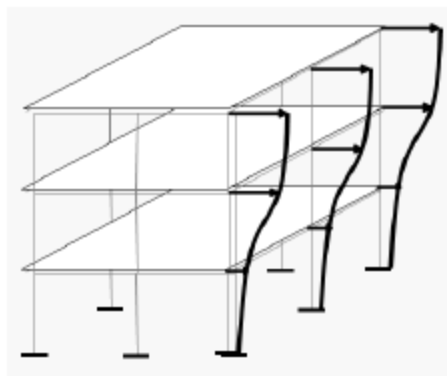
$\Delta\theta_{u,slip} = 9.5 \cdot d_{bl} \cdot (\phi_u + \phi_y) / 2$ η στροφή χορδής λόγω ολίσθησης μετά την διαρροή έως την αστοχία

d_{bl} : η διάμετρος του διαμήκους οπλισμού

4.3.1.9 Φορτία και κατανομή

Με τον όρο φορτία νοούνται είτε δυνάμεις είτε μετακινήσεις που επιβάλλονται στην κατασκευή. Τα πλευρικά φορτία αυτά έχουν ως στόχο την προσομοίωση των αδρανειακών δυνάμεων που αναπτύσσονται στον φορέα κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Επομένως η κατανομή των φορτίων καθ' ύψος παίζει σημαντικό ρόλο στην αναμενόμενη σεισμική απόκριση της κατασκευής.

Η αναθεωρημένη έκδοση του Ευρωκώδικα 8 στην §6.5.2 του Μέρους 1-1 προϋποθέτει ιδιομορφική κατανομή του φορτίου καθ' ύψος. Η ιδιομορφική κατανομή βασίζεται στο σχήμα της ιδιομορφής με την μεγαλύτερη συμμετοχή σε μάζα όπως προκύπτει από ιδιομορφική ανάλυση (modal analysis).



Σχήμα 4.4 – Ιδιομορφική κατανομή φορτίου (LHΛογισμική, 2013)

Σύμφωνα με την §6.5.2 του EN1988-1-1 τα κανονικοποιημένα πλευρικά φορτία υπολογίζονται από την παρακάτω σχέση (EN1988-1-1 εξ. 6.20):

$$\bar{F}_i = m_i \phi_i \quad (4.12)$$

όπου,

m_i : είναι η σεισμική μάζα του κόμβου i (βλέπε και EN1988-1-1 §6.2.1(3))

ϕ_i : η ιδιομορφική συνιστώσα της θεμελιώδους ιδιομορφής του κόμβου i (από ιδιομορφική ανάλυση)

Ενώ τα φορτία που επιβάλλονται προκύπτουν αναλογικά με τα κανονικοποιημένα, σύμφωνα με την σχέση που ακολουθεί (EN1988-1-1 εξ. 6.21):

$$F_b = \sum F_i = a \sum \bar{F}_i \quad (4.13)$$

όπου,

α: ο υπερωθητικός συντελεστής (pushover factor) που χρησιμοποιείται για να διαμορφώσει το εύρος του φορτίου

Τελικά χρησιμοποιείται η παρακάτω σχέση στην οποία υποθέτετε μια αρχική τέμνουσα βάσης (π.χ. $F_b = 1000\text{kN}$) ώστε να υπολογιστή η ιδιομορφική κατανομή του φορτίου.

$$\bar{F}_i = F_b \frac{m_i \bar{\Phi}_i}{\sum m_i \bar{\Phi}_i} \quad (4.14)$$

όπου,

$\bar{\Phi}_i$: η ιδιομορφική συνιστώσα κανονικοποιημένη ως προς την ιδιομορφική συνιστώσα του ορόφου στον οποίο ανήκει ο κόμβος ελέγχου d_n (βλέπε παρακάτω για d_n).

Συμπεραίνεται από τα παραπάνω πως για τον υπολογισμό της κατανομής των φορτίων προηγείται ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής (modal analysis). Η ιδιομορφική ανάλυση αυτή γίνεται έχοντας πρώτα εισάγει την ενεργό δυσκαμψία των διατομών (§4.3.1.5 του παρόντος) και όχι με εκείνη των αρηγμάτων διατομών.

4.3.2 Καμπύλη Ικανότητας πολυβάθμιου συστήματος (MDOF)

Όπως περιγράφεται και στο Κεφάλαιο 1 (§1.5.1), η καμπύλη ικανότητας συνοψίζει όλη την ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Η καμπύλη ικανότητας του πολυβάθμιου συστήματος εξάγεται ως αποτέλεσμα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης σε μορφή F_b-d_n . Ως F_b συμβολίζεται το σταδιακά αυξανόμενο πλευρικό φορτίο (τέμνουσα βάσης) ενώ ως d_n η οριζόντια μετακίνηση στον κόμβο ελέγχου (control node). Σύμφωνα με τον EN1998-1-1 §6.5.2(4) ο κόμβος ελέγχου επιλέγεται σε

θέση όπου η συνιστώσα της θεμελιώδους ιδιομορφής ϕ έχει την μεγαλύτερη τιμή για την διεύθυνση του σεισμού που εξετάζουμε.

4.3.3 Καμπύλη Ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF)

Η μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover) στηρίζεται στην παραδοχή ότι η απόκριση ενός πολυβάθμιου συστήματος (MDOF) ταυτίζεται με εκείνη ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF), το οποίο χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της στοχευμένης μετακίνησης ή αλλιώς σεισμικής απαίτησης. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την ανάλυση των δυο συστημάτων τείνουν να είναι αρκετά ακριβή σε περιπτώσεις όπου η θεμελιώδης ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα [Fajfar and Gasperic 1996].

Η μετατροπή της καμπύλης ικανότητας (F_b-d_n) του πολυβάθμιου συστήματος σε καμπύλη ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (F^*-d^*) αποτελεί απαραίτητο βήμα για την ολοκλήρωση της ανάλυσης και γίνεται σύμφωνα με την §6.5.3 του EN1998-1-1. Η μετατροπή γίνεται μέσω των σχέσεων που ακολουθούν (EN1998-1-1 εξ. 6.24 & εξ. 6.25).

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (4.15)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma \phi_n} \quad (4.16)$$

όπου,

ϕ_n : η ιδιομορφική συνιστώσα του ορόφου στον οποίο ανήκει ο κόμβος ελέγχου ($\phi_n=1$ για κανονικοποιημένη ως προς τον κόμβο ελέγχου)

Γ : ο συντελεστής συμμετοχής του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος που ισούται με (EN1998-1-1 εξ. 6.23):

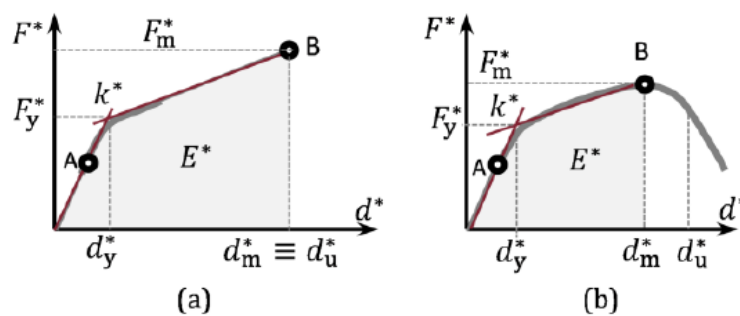
$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (4.17)$$

m^* : η μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος που ισούται με (EN1998-1-1 εξ. 6.22):

$$m^* = \sum m_i \bar{\phi}_i \quad (4.18)$$

Στην συνέχεια αφού κατασκευαστεί η καμπύλη του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, γίνεται διγραμμικοποίηση αυτής ώστε να υπολογιστούν τα

χαρακτηριστικά του μονοβάθμιου συστήματος. Στο σχήμα που ακολουθεί φαίνεται η μέθοδος διγραμμικοποίησης ανάλογα με την μορφή της καμπύλης ικανότητας του πολυβάθμιου συστήματος όπου, A είναι το σημείο που συμβαίνει η πρώτη διαρροή και B το σημείο που αντιστοιχεί σε αστοχία μέλους ή ολική αστάθεια, όποια εμφανίζεται πρώτα (βλέπε και EN1998-1-1 §6.5.3(6)). Η μετακίνηση στο σημείο αυτό συμβολίζεται ως d_u ή d_u^* για το μονοβάθμιο σύστημα. Η pushover ανάλυση πρέπει να πραγματοποιείται τουλάχιστον μέχρι αυτό το σημείο.



Σχήμα 4.4 – Χαρακτηριστικά διγραμμικοποιημένης καμπύλης για την περίπτωση (a) μη-φθίνουσας (b) φθίνουσας καμπύλης ικανότητας (EN1998-1-1 σχ.6.1)

Η ιδιοπερίοδος του ισοδυναμου μονοβάθμιου συστήματος υπολογίζεται από την σχέση (EN1998-1-1 εξ. 6.26):

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (4.19)$$

Ενώ η μετακίνηση στο σημείο διαρροής μέσω της σχέσης (EN1998-1-1 εξ. 6.27):

$$d_y^* = \frac{2E^* - F_m^* d_m^*}{k^* d_m^* - F_m^*} \quad (4.20)$$

όπου,

F_m^* : το φορτίο στο σημείο B

d_m^* : η μετακίνηση που αντιστοιχεί στο φορτίο F_m^*

E^* : η συνολική ενέργεια παραμόρφωσης μέχρι το σημείο d_m^*

4.3.4 Υπολογισμός σεισμικής απαίτησης μέσω στοχευμένης μετακίνησης

Πριν την pushover ανάλυση είναι απαραίτητο να γνωρίζουμε μέχρι ποιο σημείο θα πρέπει να "σπρώξουμε" την κατασκευή μας. Δηλαδή ποια θα είναι η τελική

μετακίνηση d_h του κόμβου ελέγχου. Η τελική μετακίνηση προσδιορίζεται μέσω της στοχευμένης μετακίνησης (target displacement) που ουσιαστικά ορίζει και την σεισμική απαίτηση. Η μετακίνηση αυτή θεωρείται ίση περίπου με την αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής για μια δεδομένη σεισμική φόρτιση και είναι το σημείο που συναντώνται η σεισμική ικανότητα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (seismic capacity SDOF - ADRS) και η σεισμική απαίτηση μέσω του ελαστικού φάσματος (seismic demand – spectrum ADRS). Η μέθοδος που υιοθετεί ο Ευρωκώδικας 8 για τον υπολογισμό της στοχευμένης μετακίνησης είναι η μέθοδος N2 [Fajfar 2000], μέρος της οποίας είναι και η μετατροπή του πολυβάθμιου σε ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα όπως περιγράφεται παραπάνω.

Η στοχευμένη μετακίνηση υπολογίζεται μέσω του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος από τις παρακάτω σχέσεις (EN1998-1-1 εξ. 6.28 & εξ. 6.29).

$$d_t^* = d_{et}^* = S_{De}(T^*) \quad \text{για } T^* \geq T_c \quad (4.21)$$

$$d_t^* = \min \left\{ 3; \frac{1}{u} \left[1 + (u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \right\} d_{et}^* \quad \text{για } T^* < T_c \quad (4.22)$$

όπου,

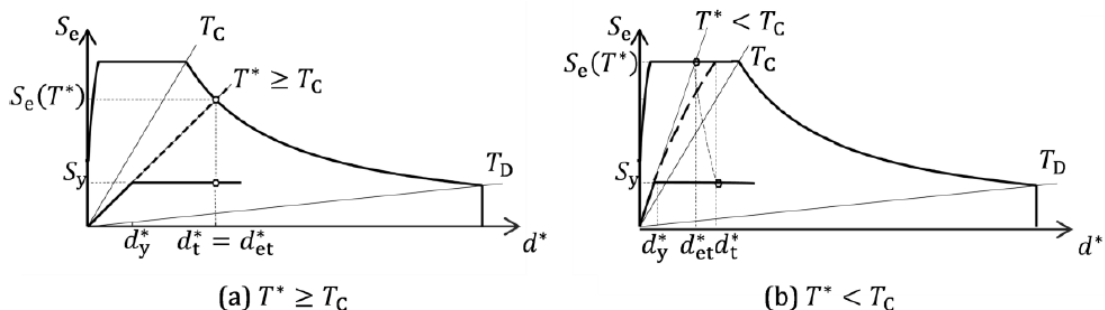
$S_{De}(T^*)$: η φασματική μετακίνηση όπως προκύπτει από το ελαστικό φάσμα

μετακινήσεων για περίοδο T^* και για την σεισμική δράση σχεδιασμού

u : ο συντελεστής μείωσης δύναμης που ισούται με $S_e(T^*)/S_y$

S_y : η επιτάχυνση στην διαρροή F_y^*/m^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Η στοχευμένη μετακίνηση παρουσιάζεται σχηματικά παρακάτω για τις δύο παραπάνω περιπτώσεις.



Σχήμα 4.5 – Υπολογισμός στοχευμένης μετακίνησης για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (EN1998-1-1 σχ.6.2)

Εφόσον υπολογιστεί η στοχευμένη μετακίνηση dt^* και εάν η αρχική υποθετική μετακίνηση είναι μικρότερη από την στοχευμένη τότε πραγματοποιείται δεύτερη μη γραμμική στατική ανάλυση για τελική μετακίνηση του κόμβου ελέγχου dn μεγαλύτερη από εκείνη της στοχευμένης κατά περίπου 50% (δηλαδή $dn=1.5dt^*$). Σκοπός είναι να πάρουμε την πλήρη εικόνα της ανελαστικής απόκρισης του φορέα. Έχοντας την πλήρη εικόνα του φορέα πραγματοποιείται ο έλεγχος των κριτηρίων επιτελεσματικότητας όπως περιγράφεται παρακάτω. Στις περισσότερες περιπτώσεις ισχύει $dn(\text{αρχικό}) \gg dt^*$ οπότε αρκεί η πρώτη μη γραμμική ανάλυση για τον έλεγχο των κριτηρίων επιτελεσματικότητας.

4.3.5 Χωρική επαλληλία

Οι αναλύσεις τύπου Pushover εκτελούνται για κάθε οριζόντια διεύθυνση του σεισμού χωριστά, όπως και η εφαρμογή της πιο πάνω διαδικασίας. Σε περιπτώσεις όμως όπου οι κύριες ιδιομορφές δεν είναι δεσπόζουσες αλλά υπάρχει συμμετοχή ανωτέρας ιδιομορφής στην κάθετη οριζόντια διεύθυνση, απαιτείται η επιρροή της να ληφθεί υπόψη.

Στις περιπτώσεις αυτές, προβλέπεται σύμφωνα με την §6.5.4(6) του EN1998-1-1 η χρήση διορθωτικού συντελεστή (συντελεστής επαύξησης) της στοχευμένης μετακίνησης ώστε να ληφθεί υπόψη η μη μηδενική επιρροή της ανωτέρας αυτής ιδιομορφής. Η σχέση που προβλέπει ο Ευρωκώδικας είναι η παρακάτω (EN1998-1-1 εξ. 6.30).

$$cdt = \sqrt{1 + \left(\frac{\Gamma'}{\Gamma}\right)^2}$$

όπου,

Γ' : ο συντελεστής συμμετοχής του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος για την διεύθυνση της ανωτέρας ιδιομορφής και που υπολογίζεται σύμφωνα με την σχέση 4.17 της παρούσης (ή EN1998-1-1 εξ. 6.23) .

4.3.6 Έλεγχος κριτηρίων επιτελεστικότητας

Ο έλεγχος κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται σύμφωνα με την παράγραφο 6.7 του EN1998-1-1. Εξετάζεται ότι τα εντατικά μεγέθη (δυνάμεις, παραμορφώσεις κ.λπ.) που προκύπτουν από τις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού δεν ξεπερνούν την ικανότητα του συνόλου της κατασκευής ή των δομικών στοιχείων που την αποτελούν για δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Ισχύει δηλαδή η γενική ανίσωση (EN1998-1-1 εξ. 6.31):

$$E_d \leq R_d \quad (4.23)$$

όπου,

E_d : τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού

R_d : ικανότητα ή αντίσταση της κατασκευής

Σύμφωνα με τον Κανονισμό και για την περίπτωση όπου για τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό χρησιμοποιείται η Μέθοδος των Μετακινήσεων, η ικανότητα της κατασκευής να παραλαμβάνει τα σεισμικά φορτία για στάθμες επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» ή «Οιονεί Κατάρρευση» ελέγχεται είτε:

- a) Σε όρους τοπικών παραμορφώσεων δομικών στοιχείων και ψαθυρών μορφών αστοχίας. Στην περίπτωση αυτή ελέγχεται η ικανότητα των κρίσιμων διατομών να παραλάβουν τις στροφές ή τις καμπυλότητες που θα προκληθούν ύστερα από αναμενόμενη σεισμική μετακίνηση (στοχευμένη μετακίνηση) και η αντοχή των κρίσιμων διατομών σε διάτμηση.

Συγκεκριμένα για παραμόρφωση σε όρους στροφής χορδής θ και για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες», θα πρέπει:

$$\theta_{ED} \leq \theta_{SD} \quad (4.24)$$

$$V_{ED} \leq V_{R,SD} \quad (4.25)$$

για,

$$\theta_{SD} = (\theta_y + \alpha_{SD,\theta} \cdot \theta_u^p) / \gamma_{Rd,SD,\theta} \quad (4.26)$$

$$V_{R,SD} = V_R / \gamma_{Rd,SD,V} \quad (4.27)$$

όπου,

θ_y : η στροφή χορδής κατά την διαρροή (rad)

$\alpha_{SD,\theta}$: είναι ο συντελεστής που εκφράζει το μέρος του πλαστικού τμήματος της στροφής χορδής $\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y$ που αντιστοιχεί σε στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD). Ο συντελεστής $\alpha_{SD,\theta}$ λαμβάνει την τιμή 0.5 εκτός εάν αναφέρεται διαφορετικά σε άλλα Μέρη του Ευρωκώδικα 8.

$\gamma_{Rd,SD,\theta}$: ο συντελεστής ασφαλείας της στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD)

$\gamma_{Rd,SD,V}$: ο συντελεστής ασφαλείας της τέμνουσας για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD)

Η αντοχή σε τέμνουσα υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση (EN1998-1-1 ή A.1 του EN1998-3.2005):

$$V_R = \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N_{Ed}; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \right] * \\ * \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] / \gamma_{ei} \quad (4.28)$$

όπου,

γ_{ei} : συντελεστής ασφαλείας όπου παίρνει την τιμή 1.15 για πρωτεύοντα σεισμικά μέλη και 1.0 για δευτερεύοντα

x : το ύψος της θλιβόμενης ζώνης

N_{Ed} : η δρώσα αξονική δύναμη (θετική για θλίψη)

L_v : το μήκος διάτμησης (=M/V)

A_c : η επιφάνεια της διατομής, ίση με $b_w d$ για ορθογωνική διατομή ή $\pi D_c^2/4$ όπου $D_c = D - 2c - 2d_{bw}$ για κυκλική διατομή

ρ_{tot} : το συνολικό ποσοστό του διαμήκους οπλισμού

μ_{Δ}^{pl} : το πλαστικό τμήμα του απαιτούμενου συντελεστή πλαστιμότητας του μέλους (= θ_{pl} / θ_y)

V_w : η συνεισφορά του οπλισμού διάτμησης

f_c : η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος όπου για πρωτεύοντα σεισμικά μέλη διαιρείται και με τον συντελεστή ασφαλείας γ_c ο οποίος ισούται με 1.5.

b) Σε όρους μετακινήσεων του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF) για έλεγχο του συνόλου της κατασκευής. Στην περίπτωση αυτή ελέγχεται ότι:

$$dt^* \leq d_{SD}^* \quad (4.29)$$

για,

$$d_{SD}^* = [(dy^* + \alpha_{SD,d} (du^* - dy^*)) / \gamma_{Rd,SD,d}] \quad (4.30)$$

όπου,

dt^* : η στοχευμένη μετακίνηση υπολογίζεται μέσω του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος που υπολογίζεται όπως περιγράφεται στην παράγραφο 4.3.4 του παρόντος (ή από το EN1998-1-1 εξ. 6.28 & εξ. 6.29)

d_{SD}^* : η μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος που αντιστοιχεί σε στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD)

$\alpha_{SD,d}$: είναι ο συντελεστής που εκφράζει το μέρος του πλαστικού τμήματος της μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, που αντιστοιχεί σε στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD). Ο συντελεστής $\alpha_{SD,d}$ λαμβάνει την τιμή 0.35 εκτός εάν αναφέρεται διαφορετικά σε άλλα Μέρη του Ευρωκώδικα 8.

du^* : η ύστατη τιμή της μετακίνησης στόχου του μονοβάθμιου συστήματος

$\gamma_{Rd,SD,d}$: ο συντελεστής ασφαλείας της μετακίνησης για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD)

Ο συντελεστής ασφαλείας (στροφής χορδής και διάτμησης) για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (SD) παράγεται από το γινόμενο $\gamma_{RD,SD} = \gamma_{RD,ki} \times S_\gamma$ όπου, $\gamma_{RD,ki}$ είναι ο συντελεστής ασφαλείας (partial factor) και S_γ ο συντελεστής σχήματος (shape factor). Οι συντελεστές αυτοί ορίζονται σύμφωνα με τον EN1998-1-2 §6.2.3 και §10.4.5 όπως παρακάτω.

- Ο συντελεστής ασφαλείας $\gamma_{RD,k1} = 1.5$ για $k_1 = 0.16$ (ή 16%) όπου k είναι ο συντελεστής που εκφράζει το ποσοστό των τιμών εκείνο που μπορούν να πάρουν τιμή μικρότερη από την ελάχιστη αναμενόμενη, αλλιώς ως ποσοστό μη υπέρβασης (fractile). Για διαφορετική τιμή του k ($k=k_2$) ο συντελεστής ασφαλείας $\gamma_{RD,k2}$ υπολογίζεται από την σχέση (EN1998-1-2 εξ. 6.1):

$$\gamma_{RD,k2} = S_\gamma^{-1} (\gamma_{RD,k1} \cdot S_\gamma)^{k_2} \quad (4.31)$$

όπου,

$$k_2 = \Phi^{-1}(k_2)$$

Φ: η συνάρτηση αθροιστικής κατανομής (εμβαδόν)

- Ο συντελεστής σχήματος σύμφωνα με το σχήμα της διατομής όπως ορίζει ο παρακάτω πίνακας:

Τύπος διατομής	Στροφή χορδής	Διάτμηση
Ορθογωνική	1.05	0.95
Κυκλική	0.95	0.90
Άλλη (συμπεριλαμβανομένης και κοίλης)	1.05	0.95

Πίνακας 4.2– Συντελεστής σχήματος S_g (EN1998-1-2 Πίνακας 10.2)

Από τα παραπάνω συμπεραίνουμε ότι, για τον έλεγχο της ικανότητας της κατασκευής να παραλάβει σεισμικά φορτία με σκοπό να ικανοποιείται η απαιτούμενη στάθμη επιτελεστικότητας, δίνονται δυο επιλογές. Οι δυο αυτές επιλογές διαφέρουν ως προς το επίπεδο ή βάθος στο οποίο εξετάζεται ο φορέας. Η χρήση της μιας εκ των δυο επιλογών είναι απόφαση του μελετητή εκτός από περιπτώσεις όπου θέτει περιορισμό ο Κανονισμός (π.χ. κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία). Στην περίπτωση (α) όπως ορίζεται παραπάνω εξετάζεται η ικανότητα σεισμικής απόκρισης κάθε μέλους χωριστά, επομένως ο φορέας εξετάζεται σε βάθος ενώ προκύπτει και ξεκάθαρη εικόνα για τις διατομές εκείνες που πιθανόν να απαιτηθεί τροποποίηση στην όπλιση, στην γεωμετρία κ.λπ. Αντίστοιχα στην περίπτωση (b) όπως ορίζεται παραπάνω λαμβάνεται ως αποτέλεσμα μια γενικότερη εικόνα της απόκρισης του φορέα, που ακόμα και εάν ικανοποιείται το κριτήριο ελέγχου (εξ. 4.29), υπάρχει η πιθανότητα ορισμένα δομικά στοιχεία να έχουν αστοχήσει.

4.3.7 Διαστασιολόγηση περιμετρικών τοιχωμάτων υπογείου

Όσον αφορά την διαστασιολόγηση των περιμετρικών τοιχωμάτων υπογείου έναντι σεισμικών φορτίων, γίνεται εφαρμογή της παραγράφου 6.2.12 του EN1988-1-2. Στην σχετική παράγραφο αναφέρεται πως:

1. Τα υπόγεια θα πρέπει να ελέγχονται έναντι σεισμικών δράσεων που αναπτύσσονται στο έδαφος που τα περικλείει και για την δυσμενέστερη διεύθυνση.
2. Οι σεισμικές δράσεις που αναπτύσσονται στο έδαφος καθώς και οι έλεγχοι ικανότητας περιγράφονται στις αντίστοιχες παραγράφους 10.3.2 και 9.3 του EN1998-5 που αφορά θεμελιώσεις και φορείς αντιστήριξης.

Πέρα από την ένταση που προκύπτει στα περιμετρικά τοιχώματα από την σεισμική δράση που αναπτύσσεται στο έδαφος που τα περικλείει, έχουμε και ένταση από τα σεισμικά φορτία που αναπτύσσονται στην ανωδομή, η οποία επίσης θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στην τελική διαστασιολόγηση.

Κεφάλαιο 5: Αποτελέσματα

5.1 Στάδιο 1: Αρχικός σχεδιασμός (στατικά φορτία)

Συμπεραίνοντας από τα όσα αναφέρθηκαν στα προηγούμενα Κεφάλαια, απαραίτητη προϋπόθεση για να προχωρήσουμε στον αντισεισμικό σχεδιασμό του κτιρίου με την Μέθοδο των Μετακινήσεων είναι η αρχική διαστασιολόγηση του φορέα.

Όσον αφορά την διαστασιολόγηση του φορέα στο στάδιο αυτό δεν απαιτείται η εφαρμογή των διατάξεων του Ευρωκώδικα 8 αλλά μόνο εκείνων του Ευρωκώδικας 2. Παρόλα αυτά στο στάδιο αυτό τηρείται η ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός κατά τον Ευρωκώδικα 8.

Από τον EN1991 εφαρμόστηκαν οι παρακάτω φορτίσεις:

- Μόνιμα φορτία λόγω ιδίου βάρους μελών
- Πρόσθετα μόνιμα φορτία $g = 2 \text{ kPa}$ (EN1991-1-1)
- Επιβαλλόμενα φορτία ή φορτία χρήσης $q = 2 \text{ kPa}$ (EN1991-1-1)

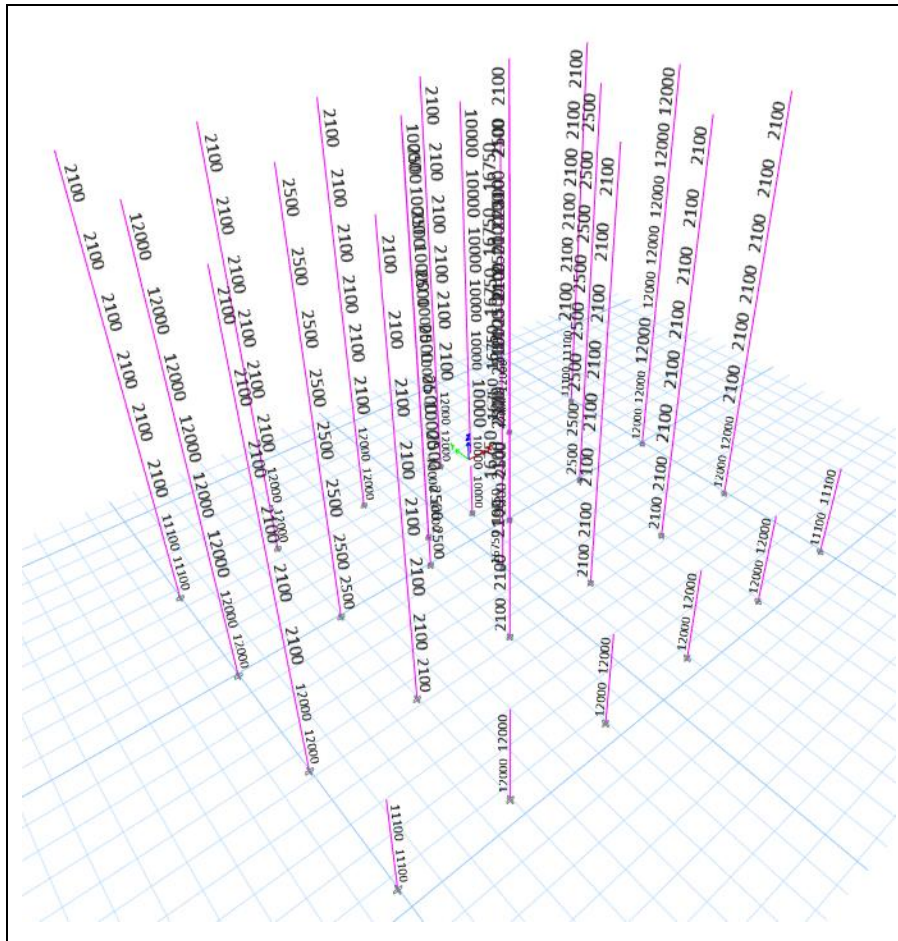
Από τον EN1990 προκύπτει ο παρακάτω συνδυασμός φόρτισης, όπου και εφαρμόστηκε:

- $1.35G + 1.5Q$

Από τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στις παρακάτω εικόνες συμπεραίνουμε τα εξής:

1. Για τα **υποστυλώματα** τοποθετείται κυρίως ο ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός σύμφωνα με τον EN1992-1-1 και τον EN1998-1-2. Αυτός είναι:
 - Συνολικό ποσοστό διαμήκων ράβδων $0.01 \leq \rho_{L,tot} \leq 0.04$
 - Ελάχιστη διάμετρος διαμήκων ράβδων $\Phi_{min} \geq 12\text{mm}$
 - Ελάχιστο πλήθος ράβδων για ορθογωνική διατομή = 4 ράβδοι (1 ανά κορυφή)

Ο απαιτούμενος διαμήκης οπλισμός των υποστυλωμάτων για τις διάφορες στάθμες των ορόφων, παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα.



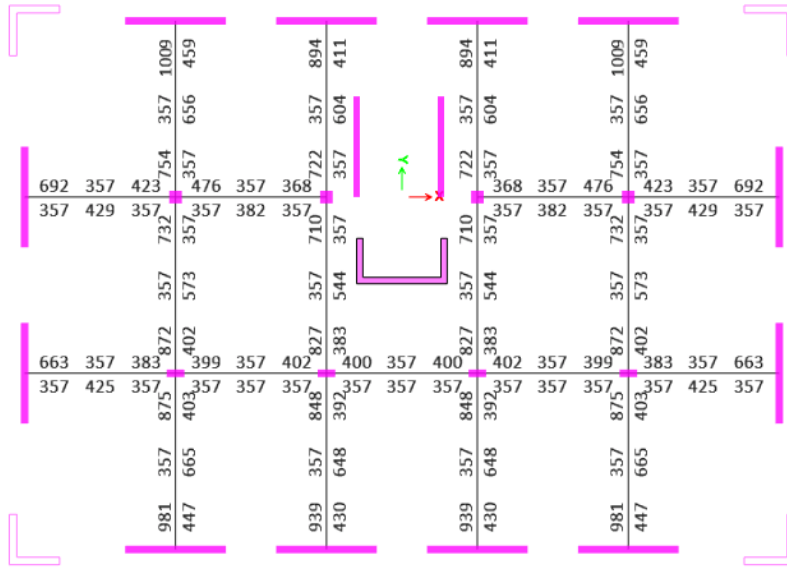
Σχήμα 5.1 – Απαιτούμενος διαμήκης οπλισμός υποστυλωμάτων (mm²)

2. Για τις **δοκούς** και συγκεκριμένα στα ανοίγματα, τοποθετείται κυρίως ο ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός σύμφωνα με τον EN1992-1-1 και τον EN1998-1-2, ενώ στις στηρίξεις ο απαιτούμενος σύμφωνα με την ανάλυση. Λόγω έλλειψης περισσότερων πληροφοριών εφαρμόζεται η εξίσωση 9.1 του EN1992-1-1:2004. Αυτή είναι:

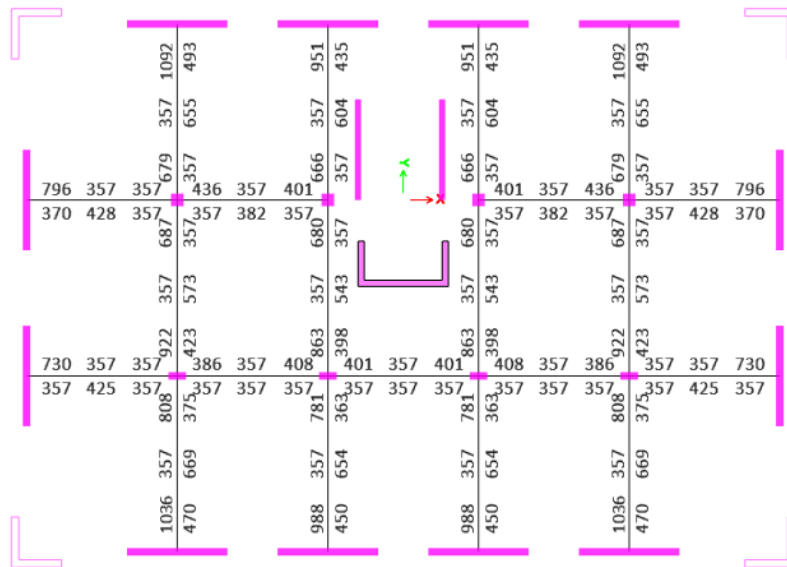
- $A_{smin} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0.0013 b_t d$, από όπου προκύπτει για σκυρόδεμα C25/30 και $f_{yk}=500\text{MPa}$ ελάχιστο ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού $\rho_{L,min} = 1.35\%$.

Ο απαιτούμενος διαμήκης οπλισμός των δοκών για τις διάφορες στάθμες των ορόφων, παρουσιάζεται στον παρακάτω πίνακα.

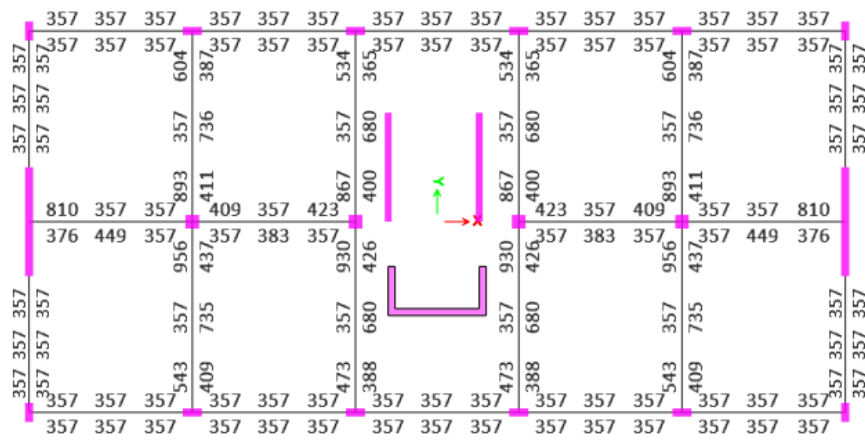
Υπόγειο



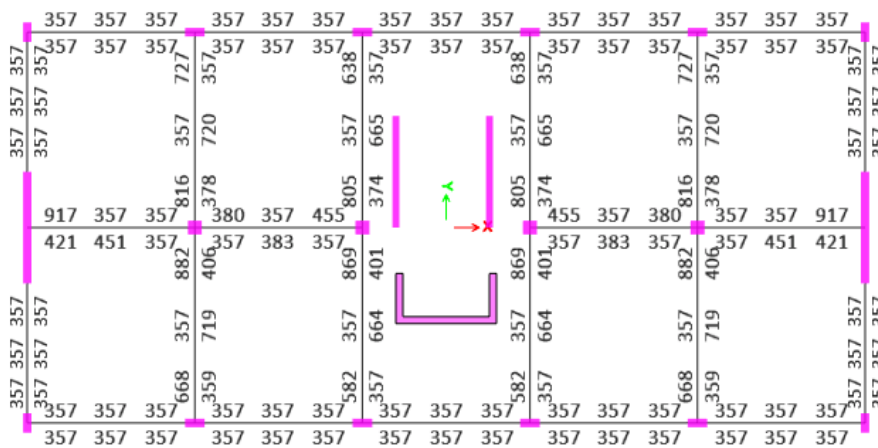
Ισόγειο



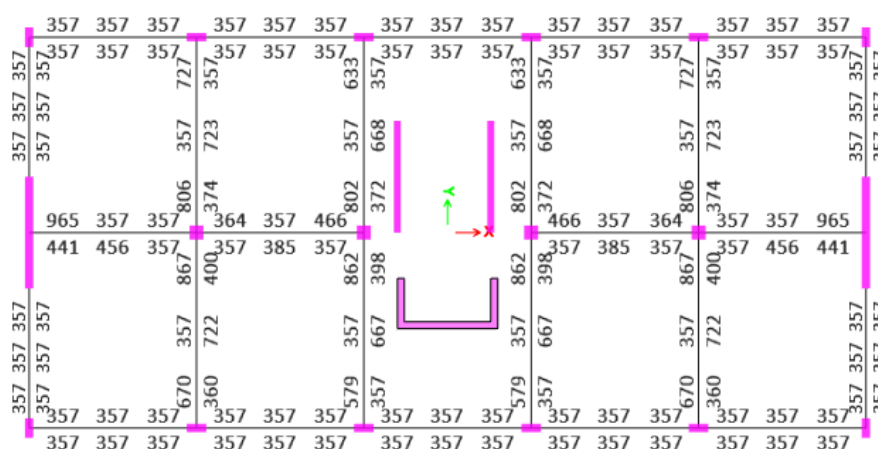
1^{ος} όροφος

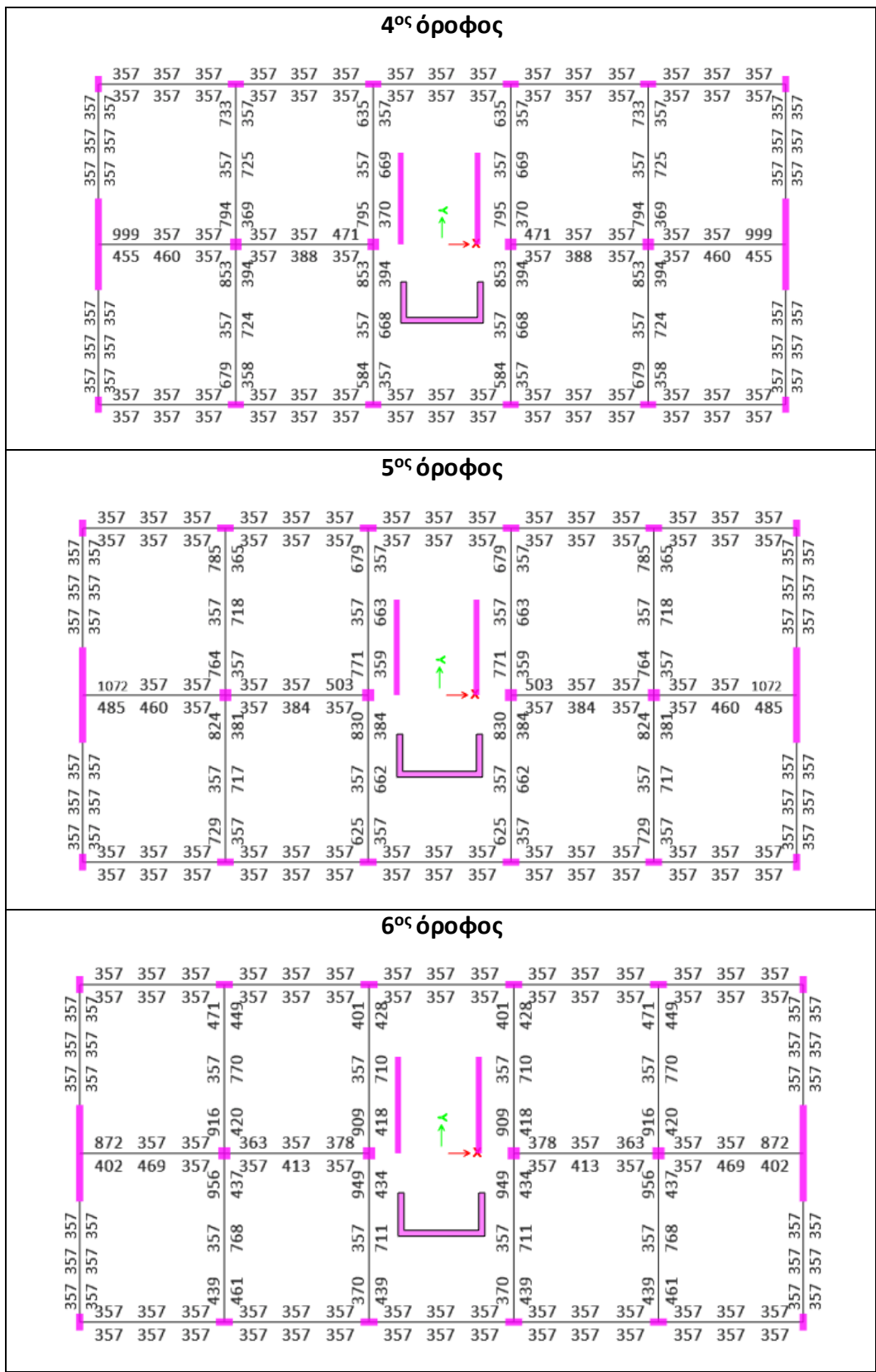


2^{ος} όροφος



3^{ος} όροφος





Πίνακας 5.1– Απαιτούμενος διαμήκης οπλισμός δοκών (mm²)

Οι ελάχιστοι απαιτούμενοι οπλισμοί περιέχονται στο πληροφοριακό Παράρτημα Α σε μορφή πινάκων όπως καθορίζονται στον Ευρωκώδικα.

5.2 Στάδιο 2: Τελικός σχεδιασμός (σεισμικά φορτία)

5.2.1 Παραδοχές ανάλυσης

- Όλα τα μέλη που αποτελούν τον φέροντα οργανισμό χαρακτηρίζονται ως πρωτεύοντα.
- Οι διορθωτικοί συντελεστές $C_{P,j}$ και $C_{E,i}$ λαμβάνονται ίσοι με 1.
- Ικανοποιείται το κριτήριο ελέγχου επιρροής φαινομένων 2^{ας} τάξεως.
- Θεωρείται ορθογωνική κατανομή θλιπτικών τάσεων.
- Εφαρμόστηκε ιδιομορφική κατανομή φορτίου καθ' ύψος.
- Ο έλεγχος των κόμβων δεν πραγματοποιείται, θεωρώντας κατά παραδοχή, ότι ικανοποιείται.
- Δεν πραγματοποιείται διαστασιολόγηση των περιμετρικών τοιχωμάτων του υπογείου σύμφωνα με την απαίτηση της παράγραφο §6.2.12 του EN1998-1-2.
- Οι στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 αντιστοιχίζονται ως προς την ονομασία τους με εκείνες της FEMA356 τις οποίες υιοθετεί και το πρόγραμμα ανάλυσης ETABS. Η αντιστοιχία γίνεται βάσει του παρακάτω πίνακα:

Στάθμες επιτελεστικότητας (Οριακή κατάσταση βλαβών)	
Ευρωκώδικας 8	FEMA356 (ETABS)
Περιορισμού Βλαβών (DL)	Άμεση χρήση (IO)
Σημαντικών Βλαβών (SD)	Προστασία ζωής (LS)
Οιονεί Κατάρρευσης (NC)	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης (CP)

Πίνακας 5.2 – Στάθμες επιτελεστικότητας (EN1998 vs FEMA356)

5.2.2 Ιδιομορφική ανάλυση

Προϋπόθεση για την εφαρμογή των αναλύσεων Pushover είναι να προηγηθεί η ιδιομορφική ανάλυση του κτιρίου. Από την ιδιομορφική ανάλυση προκύπτουν οι κατανομές των φορτίων που εφαρμόζονται στις Pushover αναλύσεις για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις του σεισμού κατά X και κατά Y. Κατά την ιδιομορφική

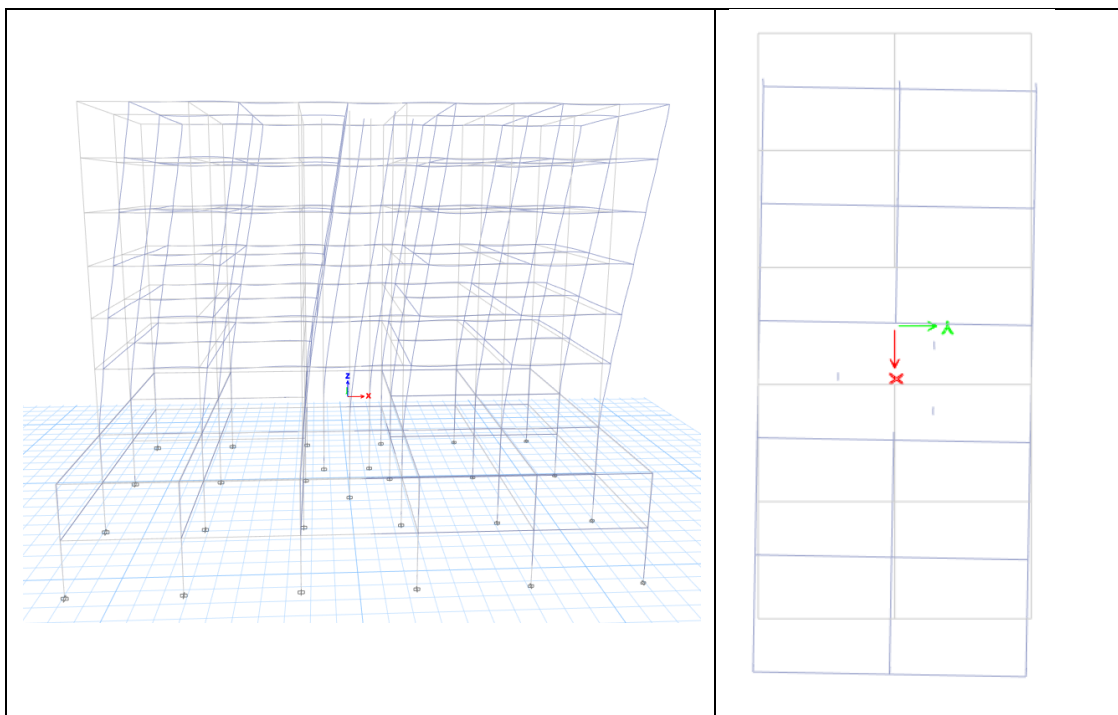
ανάλυση, οι διατομές θεωρούνται ρηγματωμένες και η ενεργός δυσκαμψία τους υπολογίζεται όπως περιγράφεται στο Κεφάλαιο 4 (§4.3.1.5).

Όπως είναι αναμενόμενο, οι δυο πρώτες ιδιομορφές προκύπτουν μεταφορικές κατά Χ και κατά Υ αντίστοιχα, ενώ η τρίτη στρεπτική. Με τις δυο πρώτες ιδιομορφές να είναι δεσπόζουσες λόγω τις μεγάλης συμμετοχής της μάζας σε αυτές, αναμένεται η εφαρμογή της Pushover ανάλυσης να έχει ικανοποιητικά αποτελέσματα. Ο πίνακας με τα ποσοστά συμμετοχής της μάζας ανά ιδιομορφή καθώς και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι αναγράφονται στον πίνακα που ακολουθεί.

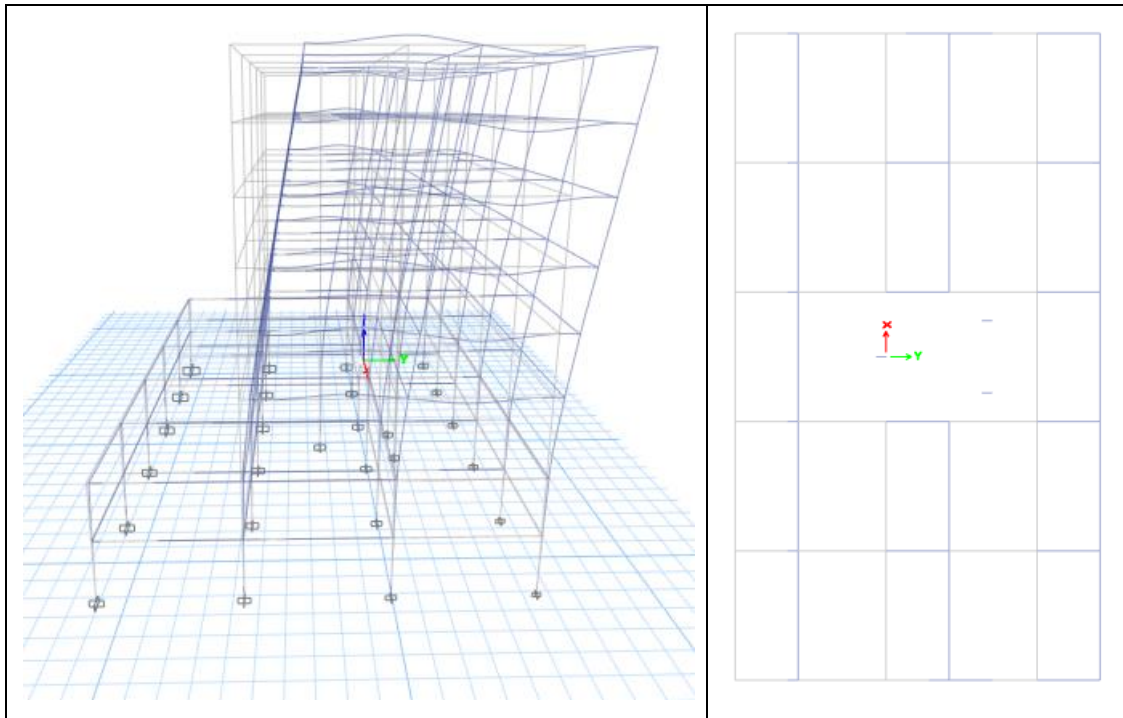
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Συμμετοχής μάζας (%)			Συμμετοχής μάζας - αθροιστικά (%)		
		U _x	U _y	R _z	ΣU _x	ΣU _y	ΣR _z
1	0.82	54.31	0.00	1.61	54.31	0.00	1.61
2	0.65	0.00	54.83	0.00	54.31	54.83	1.61
3	0.51	0.24	0.00	46.99	54.55	54.83	48.60

Πίνακας 5.3 – Ποσοστά συμμετοχής μάζας ανά ιδιομορφή

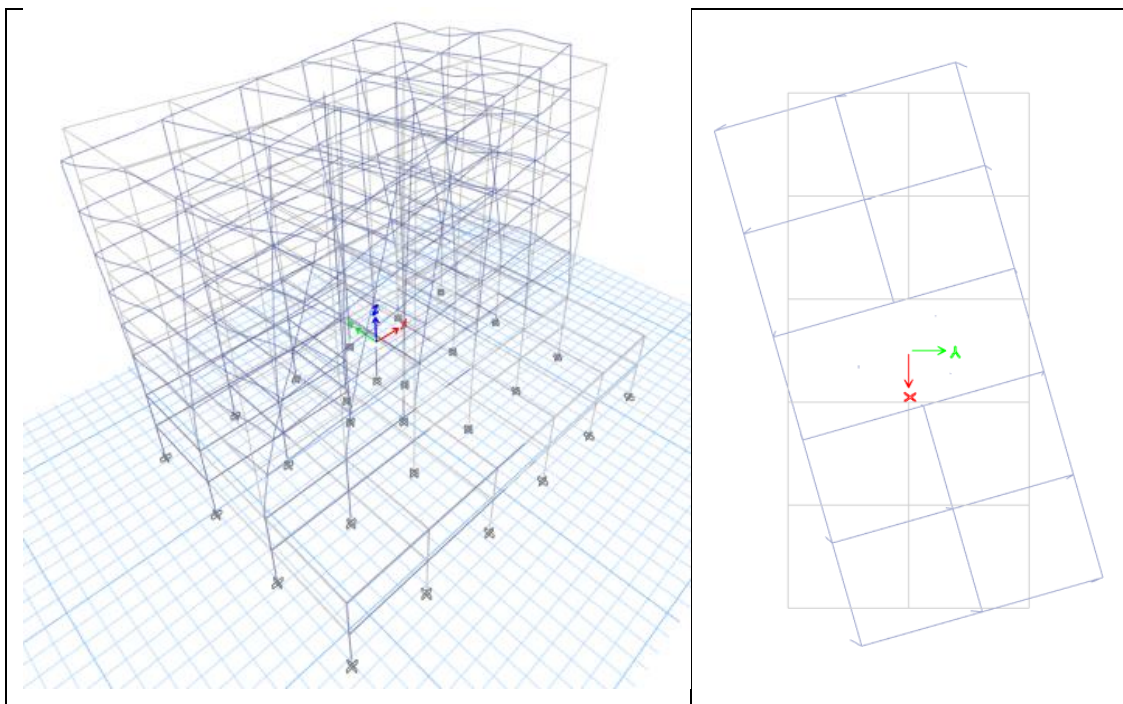
Στην συνέχεια παρουσιάζονται οι εικόνες του παραμορφωμένου φορέα για τις τρεις πρώτες ιδιομορφές σε τρισδιάστατη απεικόνιση και σε κάτοψη.



Σχήμα 5.2 – 1^η Ιδιομορφή $T_1 \approx 0.82s$ (μεταφορική κατά Χ)



Σχήμα 5.3 – 2^η Ιδιομορφή $T_2 \approx 0.65s$ (μεταφορική κατά Y)



Σχήμα 5.4 – 3^η Ιδιομορφή $T_3 \approx 0.51s$ (στρεπτική)

Όσον αφορά τις αναλύσεις Pushover η 3^η ιδιομορφή δεν έχει κάποια χρησιμότητα. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται εδώ μόνο για λόγους πληρότητας.

Τα αποτελέσματα που εξάγουμε από την ιδιομορφική ανάλυση και που χρησιμοποιούνται στην συνέχεια για τον υπολογισμό της κατανομής των φορτίων,

είναι οι ιδιομορφικές μετακινήσεις κατά τις δυο οριζόντιες διευθύνσεις. Οι ιδιομορφικές μετακινήσεις που εκφράζονται μέσω της ιδιομορφικής συνιστώσας Φ περιγράφουν ουσιαστικά την μορφή ή σχήμα της κάθε ιδιομορφής σύμφωνα με την ενεργοποίηση της ταλαντούμενης μάζας ανά στάθμη ορόφου. Για τις δυο πρώτες ιδιομορφές τα αποτελέσματα φαίνονται στον παρακάτω πίνακα. Στην δεξιά στήλη της κάθε ιδιομορφής οι μετακινήσεις κανονικοποιούνται ως προς την μετακίνηση στην στάθμη του κτιρίου στην οποία ανήκει ο κόμβος ελέγχου (συνήθως η ανώτερη στάθμη του κτιρίου).

Στάθμη	1 ^η ιδιομορφή Μεταφορική κατά Χ		2 ^η ιδιομορφή Μεταφορική κατά Υ	
	$\Phi_{i,1x}$	$\Phi_{i,1x}$	$\Phi_{i,1y}$	$\Phi_{i,2y}$
6	0.0360	1.000	0.0370	1.000
5	0.0300	0.833	0.0300	0.811
4	0.0250	0.694	0.0240	0.649
3	0.0180	0.500	0.0180	0.486
2	0.0120	0.333	0.0120	0.324
1	0.0060	0.167	0.0060	0.162

Πίνακας 5.3 – Ιδιομορφικές μετακινήσεις 1ης και 2ης ιδιομορφής

5.2.3 Pushover ανάλυση για κάθε διεύθυνση του σεισμού

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα γίνεται ο υπολογισμός της ιδιομορφικής κατανομής του φορτίου για τις δυο οριζόντιες διευθύνσεις του σεισμού. Υποθέτοντας τέμνουσα βάσης $F_b = 1000\text{kN}$ το σεισμικό φορτίο κατανέμεται σε κάθε στάθμη ορόφου i σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\bar{F}_i = F_b \frac{m_i \bar{\phi}_i}{\sum m_i \bar{\phi}_i} \quad (5.1)$$

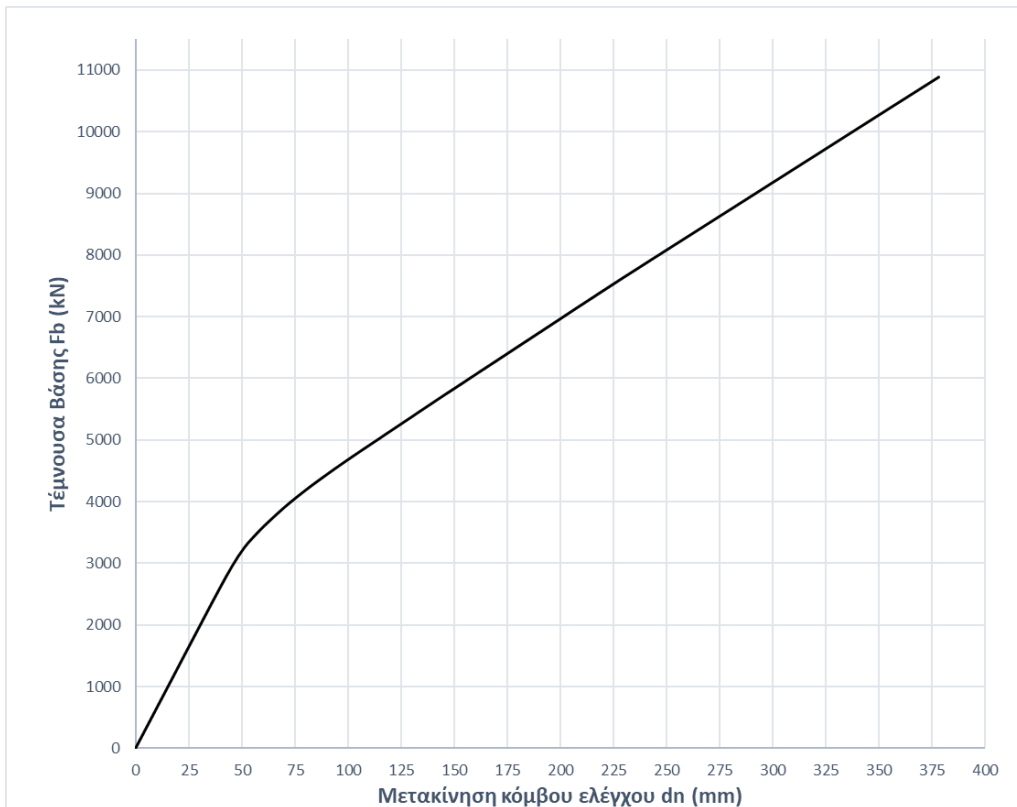
Έχοντας υπολογίσει την μάζα κάθε ορόφου i και εφαρμόζοντας την παραπάνω σχέση προκύπτει η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων που παρουσιάζεται στον πίνακα που ακολουθεί.

Στάθμη	mi (tn)	Διεύθυνση Χ			Διεύθυνση Υ		
		$\Phi_{i,1x}$	$mi\Phi_{i,1x}$	Fix	$\Phi_{i,2y}$	$mi\Phi_{i,2y}$	Fix
6	277	1	277	258.4	1	277	265.8
5	314	0.833	261	243.9	0.811	254	244.1
4	314	0.694	218	203.2	0.649	204	195.3
3	314	0.5	157	146.3	0.486	153	146.5
2	314	0.333	105	97.5	0.324	102	97.6
1	326	0.167	54	50.7	0.162	53	50.7
Άθροισμα	1858	-	1072	1000	-	1043	1000

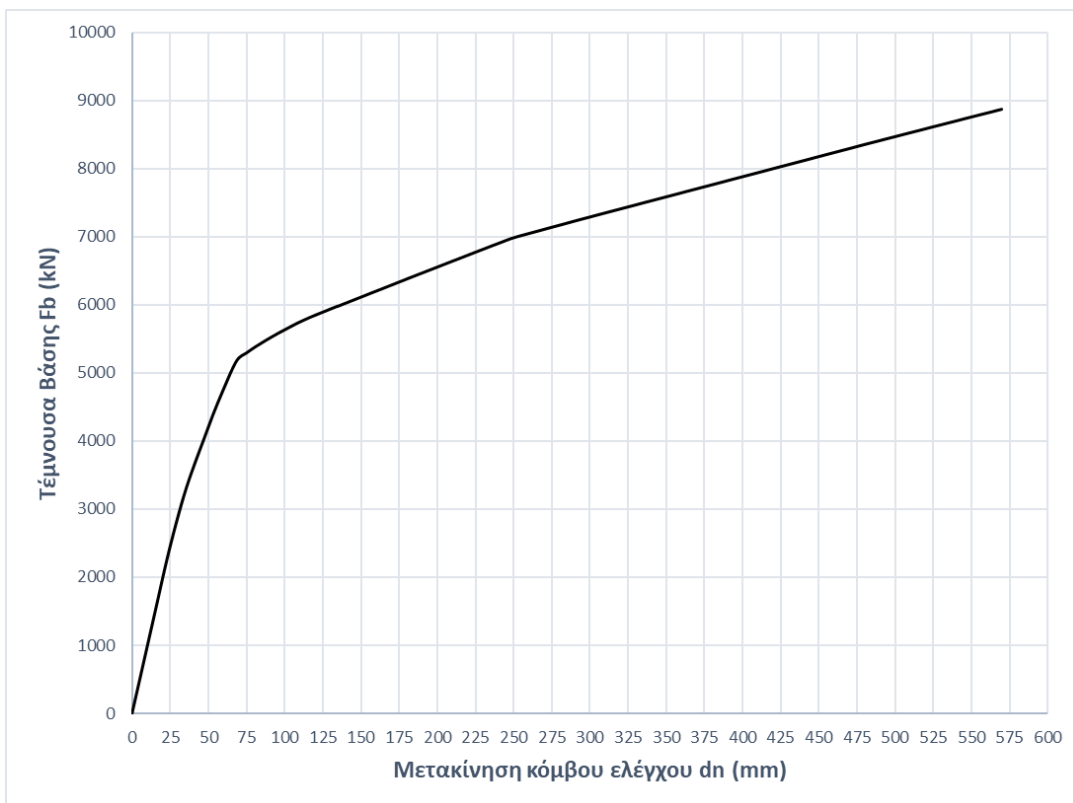
Πίνακας 5.4 – Ιδιομορφική κατανομή σεισμικών φορτίων

Στην συνέχεια γίνεται ανάλυση Pushover ξεχωριστά για κάθε διεύθυνση σεισμού. Στο στάδιο αυτό η σεισμική απαίτηση, η οποία εκφράζεται μέσω της στοχευμένης μετακίνησης, δεν είναι γνωστή. Όμως απαιτείται να οριστεί μια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου τέτοια ώστε όταν το κτίριο την φτάσει να δώσει μια ικανοποιητική εικόνα της συμπεριφοράς αυτού. Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω η συμπεριφορά του κτιρίου εκφράζεται από το διάγραμμα καμπύλης ικανότητας σε όρους δυνάμεων F και μετακινήσεων d_n . Για τον εξεταζόμενο φορέα επιλέγεται αυθαίρετα μια αρχική μετακίνηση στόχος της τάξης του 2% του ύψους του κτιρίου για την διεύθυνση Χ και της τάξης του 3% για την διεύθυνση Υ. Ήτοι για ύψος κτιρίου από την στάθμη ισογείου ίσο με 19m , μετακίνηση κόμβου ελέγχου 380mm για την διεύθυνση Χ και 570mm για την διεύθυνση Υ. Οι τιμές των μετακινήσεων αυτών θεωρούνται αρκετές ώστε να δώσουν την πλήρη εικόνα της συμπεριφοράς του κτιρίου.

Οι καμπύλες ικανότητας που προέκυψαν εκτελώντας τις Pushover αναλύσεις κατά Χ και κατά Υ φαίνονται στα σχήματα που ακολουθούν.



Σχήμα 5.5 – Καμπύλη ικανότητας πολυβάθμιου συστήματος κατά X (MDOF)



Σχήμα 5.6 – Καμπύλη ικανότητας πολυβάθμιου συστήματος κατά Y (MDOF)

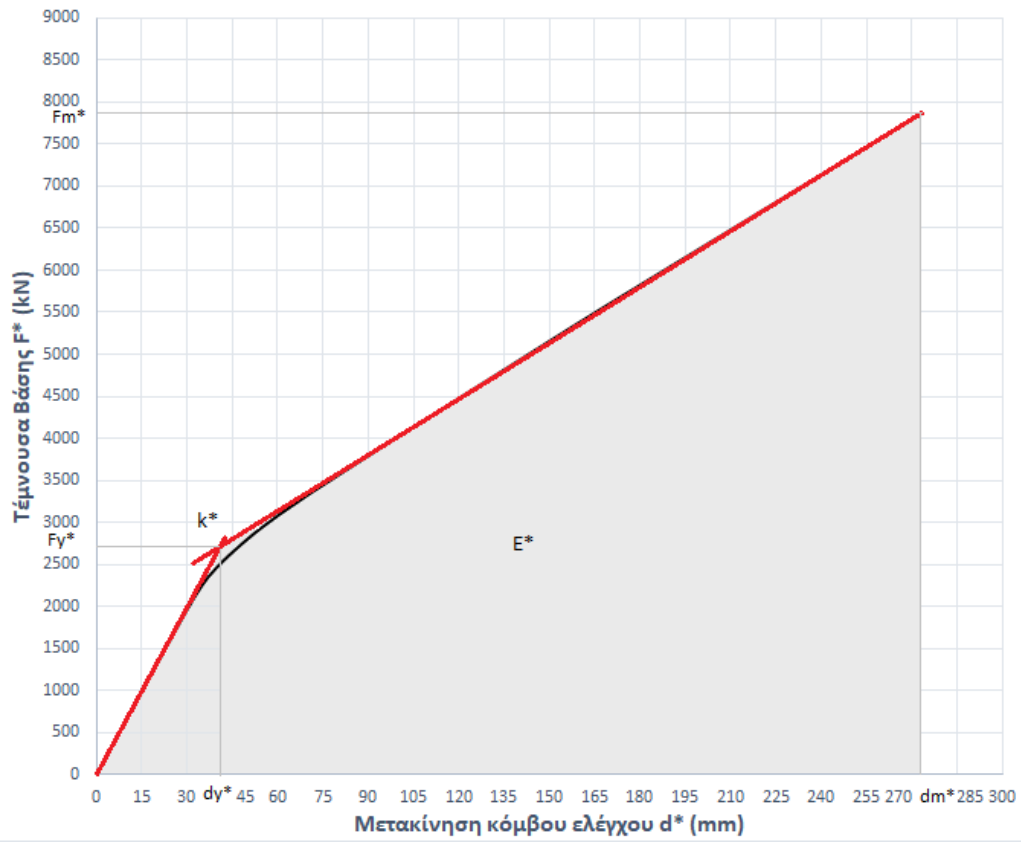
5.2.4 Υπολογισμός σεισμικής απαίτησης

Αφού ολοκληρωθήκαν οι πρώτες αναλύσεις Pushover και κατασκευάστηκαν οι καμπύλες ικανότητας, υπολογίζεται η σεισμική απαίτηση για κάθε διεύθυνση του σεισμού. Ο Ευρωκώδικας 8 υιοθετεί για τον υπολογισμό της σεισμικής απαίτησης (στοχευμένη μετακίνηση) την μέθοδο N2 (Fajfar 2000) όπως περιγράφεται και στο Κεφάλαιο 4 (§4.3.4).

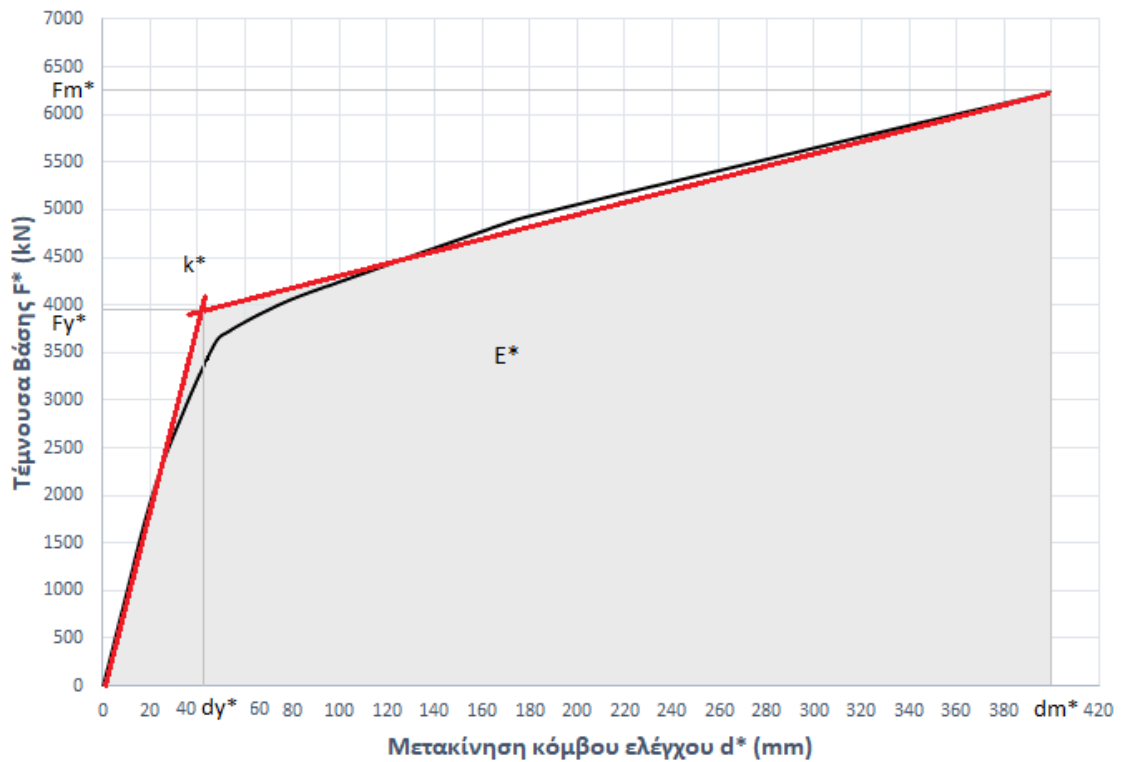
Αρχικά γίνεται η μετατροπή της κάθε καμπύλης ικανότητας του πολυβάθμιου συστήματος (MDOF) σε αντίστοιχες ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF).

Ο συντελεστής συμμετοχής Γ για την μετατροπή της κάθε καμπύλης προκύπτει από την εξίσωση 4.17 για κάθε διεύθυνση του σεισμού (βλέπε παρακάτω πίνακα 5.6).

Οι καμπύλες ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος για κάθε διεύθυνση του σεισμού φαίνονται στα σχήματα που ακολουθούν. Με την διγραμμικοποίηση αυτών προκύπτουν και οι τιμές του πίνακα που ακολουθεί και που χρησιμοποιούνται για τον αναλυτικό υπολογισμό της στοχευμένης μετακίνησης με την μέθοδο N2. Γραφικά η στοχευμένη μετακίνηση για κάθε διεύθυνση υπολογίζεται με την μετατροπή τους σε ισοδύναμες καμπύλες φάσματος απόκρισης επιτάχυνσης μετακίνησης (μορφή ADRS) σύμφωνα με τα σχήματα 6.2(a) και 6.2(b) του EN1998-1-1. Τα γραφήματα μορφής ADRS παρουσιάζονται παρακάτω.



Σχήμα 5.7 – Καμπύλη Ικανότητας μονοβάθμιου συστήματος κατά Χ (SDOF)



Σχήμα 5.8 – Καμπύλη Ικανότητας μονοβάθμιου συστήματος κατά Υ (SDOF)

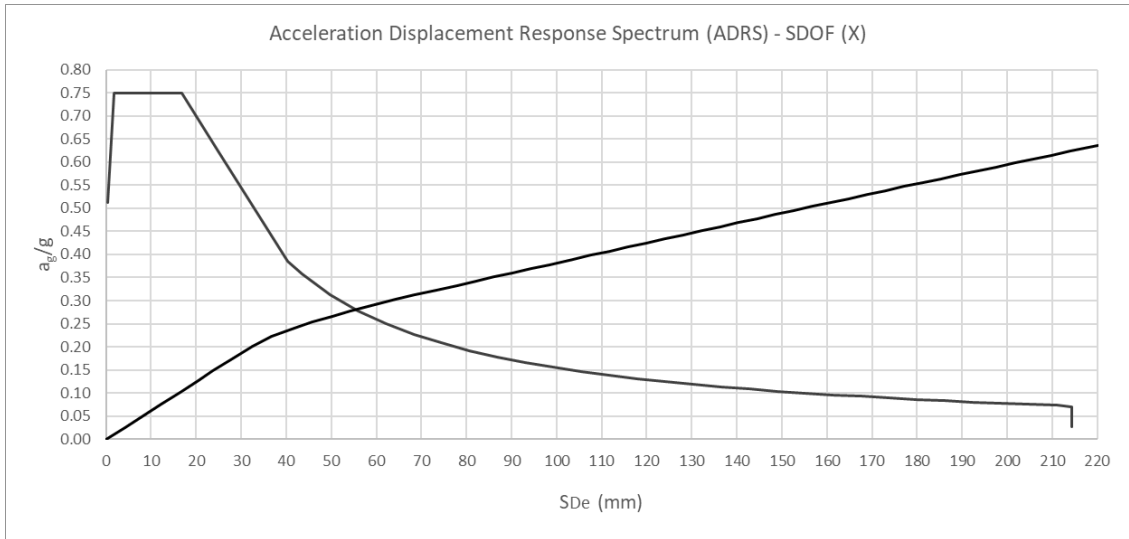
Calculation of Target Displacement

N2_Method

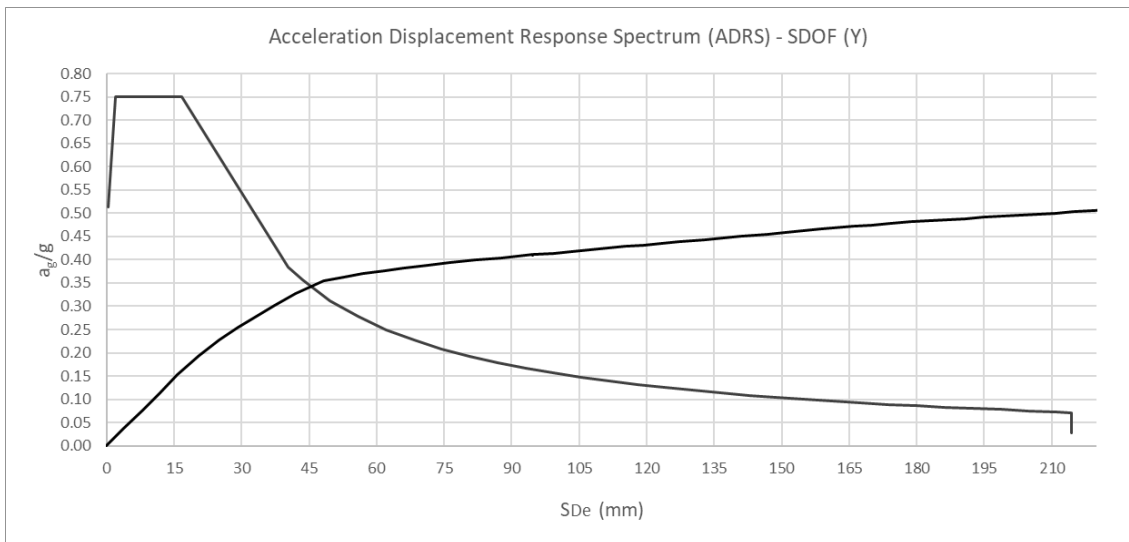
According to EN1998-1-1

		X direction	Y direction
Mass of the equivalent SDOF system (t)	m^*	1072	1042
Transformation factor	Γ	1.395	1.425
Displacement corresponding to F_m^* (mm)	dm^*	271	400
Force at the last point on the curve or the point of maximum force of the equivalent SDOF system in pushover analysis (kN)	F_m^*	7808	6223
Area under the transformed capacity curve F^*-d^* up to the point (F_m^*, dm^*) of the equivalent SDOF system (kNm)	E^*	1260	1900
Yield force obtained by bilinearisation of the force-deformation relationship of t	F_y^*	2670	3950
Yield displacement of the equivalent SDOF model	dy^*	42	41
Elastic stiffness of a bilinear idealisation (kN/m)	k^*	63571	96341
Period of the equivalent SDOF model (s)	T^*	0.82	0.65
Elastic response spectrum acceleration at period T^* (m/s^2)	$Se(T^*)$	3.00	3.75
Yield acceleration of the equivalent SDOF model (m/s^2)	S_y	2.49	3.79
Force reduction factor	u	1.207	0.990
Target displacement of the equivalent SDOF model with unlimited elastic behaviour (mm)	$det^* = SDe(T^*)$	50.7	40.6
Target displacement of the equivalent SDOF model (mm)	dt^*	50.7	40.6
Target displacement of the equivalent MDOF model for pushover analysis (mm)	dt	70.7	57.9

Πίνακας 5.5 – Δεδομένα υπολογισμού στοχευμένης μετακίνησης



Σχήμα 5.9 – Υπέρθεση διαγραμμάτων σε μορφή ADRS (διεύθυνση X)



Σχήμα 5.10 – Υπέρθεση διαγραμμάτων σε μορφή ADRS (διεύθυνση Y)

5.2.5 Έλεγχος ικανότητας για στάθμη επιτελεστικότητας SD

Από τις στοχευμένες μετακινήσεις που προκύπτουν παραπάνω συμπεραίνουμε πως δεν απαιτείται εκ νέου ανάλυση Pushover δεδομένου ότι η αρχική τιμή της μετακίνησης ήταν σημαντικά μεγαλύτερη και το βήμα ανάλυσης μικρό. Επομένως αρκεί να εντοπιστεί και να εξεταστεί ο φορέας στο βήμα ανάλυσης που ο φορέας αναπτύσσει την μετακίνηση στόχο.

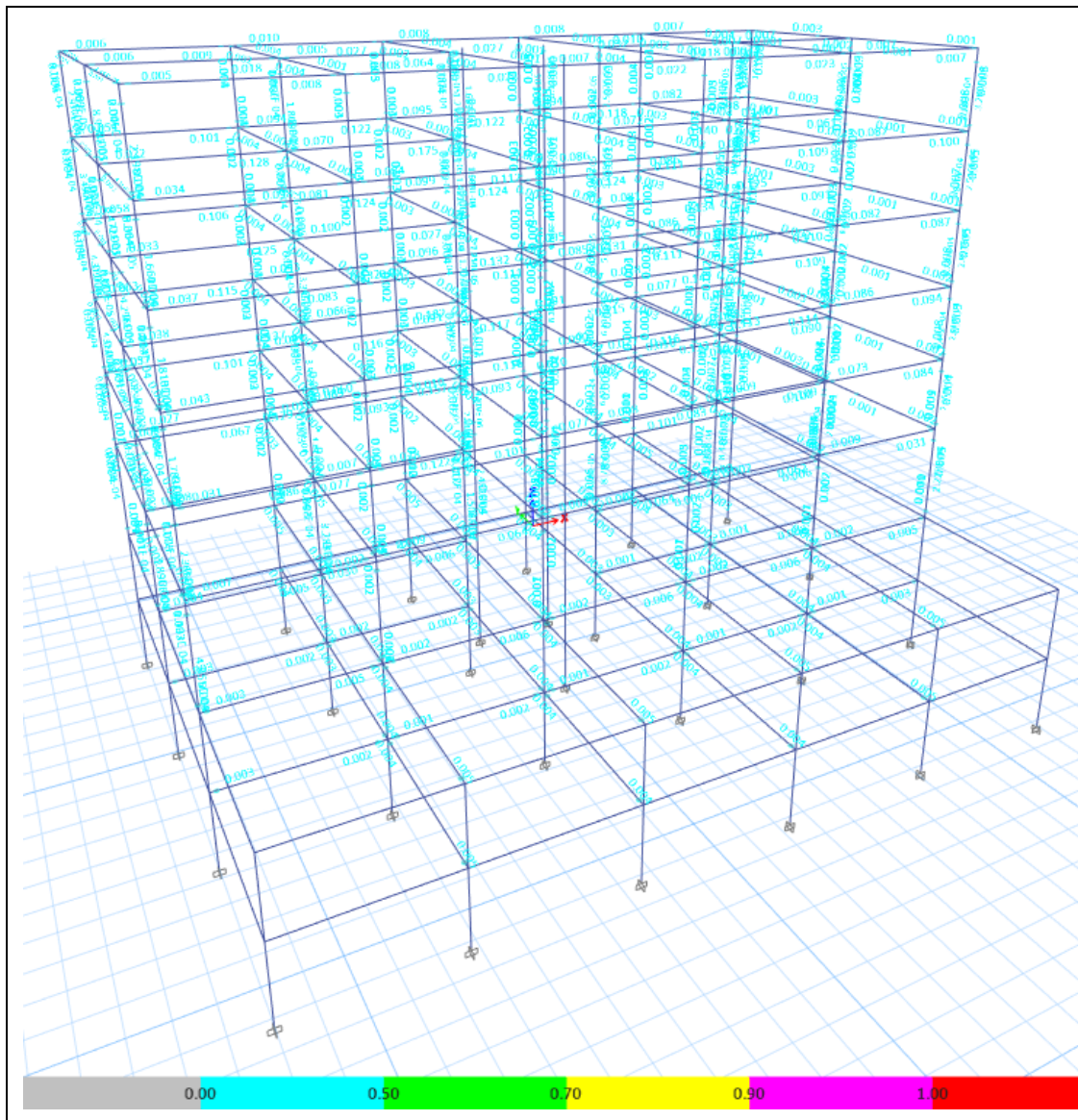
Παράμετρος	Διεύθυνση Χ	Διεύθυνση Υ
Στοχευμένη μετακίνηση d_t πολυβάθμιου συστήματος MDOF (mm)	70.7	57.9
Βήμα Pushover ανάλυσης	13/99	10/97
Μετακίνηση κόμβου ελέγχου στο βήμα ανάλυσης (mm)	75.6	59.8
Αναπτυσσόμενη τέμνουσα βάσης F (kN)	4071	4758

Πίνακας 5.6 – Δεδομένα ανάλυσης και αποτελέσματα φορέα

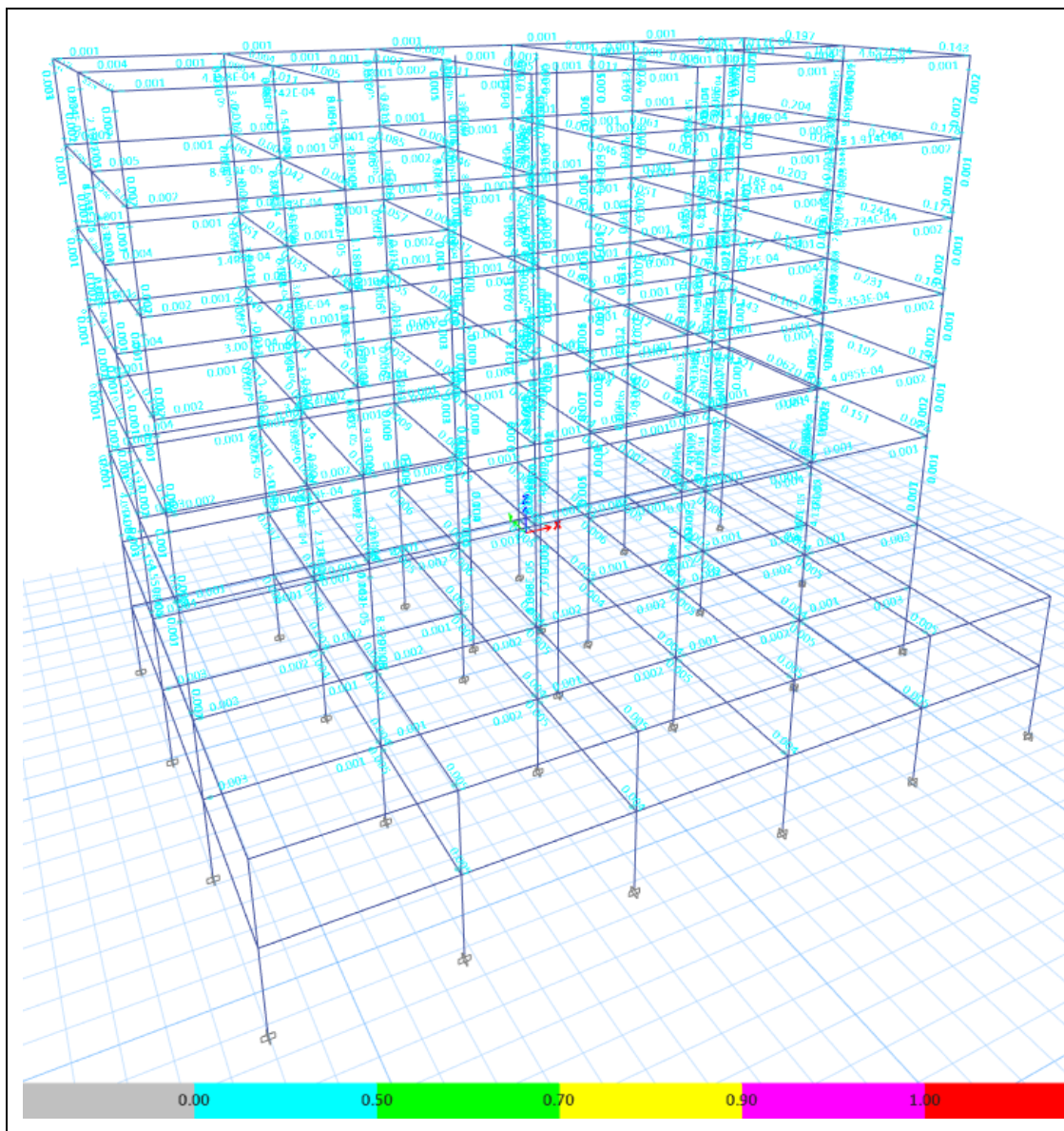
Ο έλεγχος για τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας γίνεται εφαρμόζοντας την σχέση $\theta_{SD} = (\theta_{\gamma} + \alpha_{SD,\theta} \cdot \theta_{u}^{pl}) / \gamma_{Rd,SD,\theta}$ όπως περιγράφεται στην §4.3.6. Ο συντελεστής ασφαλείας που χρησιμοποιείται παίρνει την τιμή $\gamma_{Rd,SD,\theta} = \gamma_{RD,ki} \times S_{\gamma} = 1.5 \cdot 1.05 = 1.575$ όπως προκύπτει από τον EN1998-1-1 §6.2.3 και EN1998-1-2 §10.4.5.

Η παραμορφωμένη εικόνα του φορέα κατά την ανάπτυξη της στοχευμένης μετακίνησης d_t για κάθε διεύθυνση του σεισμού, φαίνεται στα σχήματα που ακολουθούν.

Όπως φαίνεται και στα σχήματα η συμπεριφορά του φορέα είναι ικανοποιητική. Συγκεκριμένα, κατά την ανάπτυξη της στοχευμένης μετακίνησης κατά τις δυο οριζόντιες διευθύνσεις του σεισμού δεν αναπτύσσονται παραμορφώσεις πέραν της στάθμης επιτελεστικότητας <<Σημαντικές Βλάβες>> στην οποία εξετάζεται ο φορέας. Η αξιοποίηση των διατομών υπερβαίνει σε λίγα σημεία το 50%.



Σχήμα 5.11 – Παραμόρφωση φορέα στην σεισμική απαίτηση d_t κατά X



Σχήμα 5.12 – Παραμόρφωση φορέα στην σεισμική απαίτηση d_t κατά Y

5.2.6 Έλεγχος έναντι τέμνουσας

Η αντοχή των κρίσιμων διατομών υπολογίζεται σύμφωνα με την εξίσωση 4.28 στην παράγραφο 4.3.6 του Κεφαλαίου 4. Η τιμή της αντοχής σχεδιασμού έναντι τέμνουσας προκύπτει εφαρμόζοντας την αντίστοιχη σχέση 4.27.

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι τέμνουσας παίρνει την τιμή $\gamma_{RD,SD,V} = \gamma_{RD,ki} \times S_{\gamma} = 1.5 \cdot 0.95 = 1.425$ όπως προκύπτει από τον EN1998-1-1 §6.2.3 και EN1998-1-2 §10.4.5.

Σύμφωνα με τον EN1998-1-2 §10.5.4 και §10.6.3 θα πρέπει να τηρείται ο ελάχιστος οπλισμός διάτμησης για έλεγχο σε οριακή κατάσταση αστοχίας «Σημαντικές Βλάβες» (βλέπε και Παράρτημα Α). Από τις απαιτήσεις για Κατηγορία Πλαστιμότητας 2 (DC2) προκύπτει:

- Για τις δοκούς ελάχιστος συνδετήρας και ελάχιστη απόσταση Φ6/14 ενώ τοποθετήθηκε Φ8/11
- Για τα υποστυλώματα δοκούς ελάχιστος συνδετήρας και ελάχιστη απόσταση Φ6/12 ενώ τοποθετήθηκε Φ8/12

Η επιλογή να τοποθετηθεί πυκνότερος και μεγαλύτερος σε διάμετρο οπλισμός διάτμησης είναι διότι αυξάνει σημαντικά την πλαστιμότητα της διατομής (θ_{pl}) λόγω περίσφιξης. Ταυτόχρονα με την αύξηση της πλαστιμότητας αυξάνεται και η ανεκτή παραμόρφωση που προκύπτει από την σχέση $\theta_{SD} = (\theta_{\gamma} + \alpha_{SD,\theta} \cdot \theta_{pl}^u) / \gamma_{Rd,SD,\theta}$.

Κεφάλαιο 6: Συμπεράσματα

Στα παραπάνω κεφάλαια έγινε μια προσπάθεια να αποτυπωθεί η νέα φιλοσοφία που υιοθετεί η 2^η γενιά των Ευρωκωδίκων, που πρόκειται να αντικαταστήσει την ισχύουσα έκδοση έως το έτος 2028, και που αφορά τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό νέων κατασκευών. Σημαντικό στάδιο της εργασίας ήταν η περιγραφή του τρόπου με τον οποίο προσεγγίζει την σεισμική απόκριση και την ανελαστική συμπεριφορά του φορέα κάθε μια γενιά του Ευρωκώδικα 8. Επιπλέον στόχος της εργασία ήταν η καλύτερη κατανόηση της επικείμενης αλλαγής τόσο ως προς τον καθορισμό της σεισμικής έντασης όσο και ως προς την μέθοδο Αντισεισμικού Σχεδιασμού.

Επιπλέον και για την επίτευξη του παραπάνω σκοπού, πραγματοποιήθηκε αντισεισμική μελέτη πολυώροφου κτιρίου με μορφή, γεωμετρία και κατακόρυφα φορτία βασισμένα στο τεχνικό κείμενο που εκδόθηκε το έτος 2012 του Κοινού Κέντρου Ερευνών (JRC) της Ευρωπαϊκής Επιτροπής με τίτλο *"Eurocode 8: Seismic Design of Buildings Worked examples"*.

Επομένως έχοντας μελετήσει και εφαρμόσει την 2^η γενιά των Ευρωκωδίκων σε κτίριο το οποίο έχει μελετηθεί με την ισχύουσα έκδοση, μπορούν να εξαχθούν κάποια συμπεράσματα τα οποία συνοψίζονται στις παραγράφους που ακολουθούν.

6.1 Καθορισμός του σεισμικού φορτίου

Η έως τώρα διαδικασία κατασκευής του φάσματος απόκρισης, γίνεται εισάγοντας ως αποτέλεσμα της σεισμικής διέγερσης, μόνο την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} (PGA). Δηλαδή η μόνη διαθέσιμη παράμετρος που προκύπτει άμεσα από την καταγραφή της σεισμικής διέγερσης είναι η τιμή της επιτάχυνσης για περίοδο $T = 0s$. Η φασματική επιτάχυνση για περιόδους $T > 0s$, απ' όπου προκύπτει και το εφαρμοζόμενο στην κατασκευή σεισμικό φορτίο, υπολογίζεται από σχέσεις που προέκυψαν από διάφορα πειράματα αποκρίσεων διαφόρων κατασκευών.

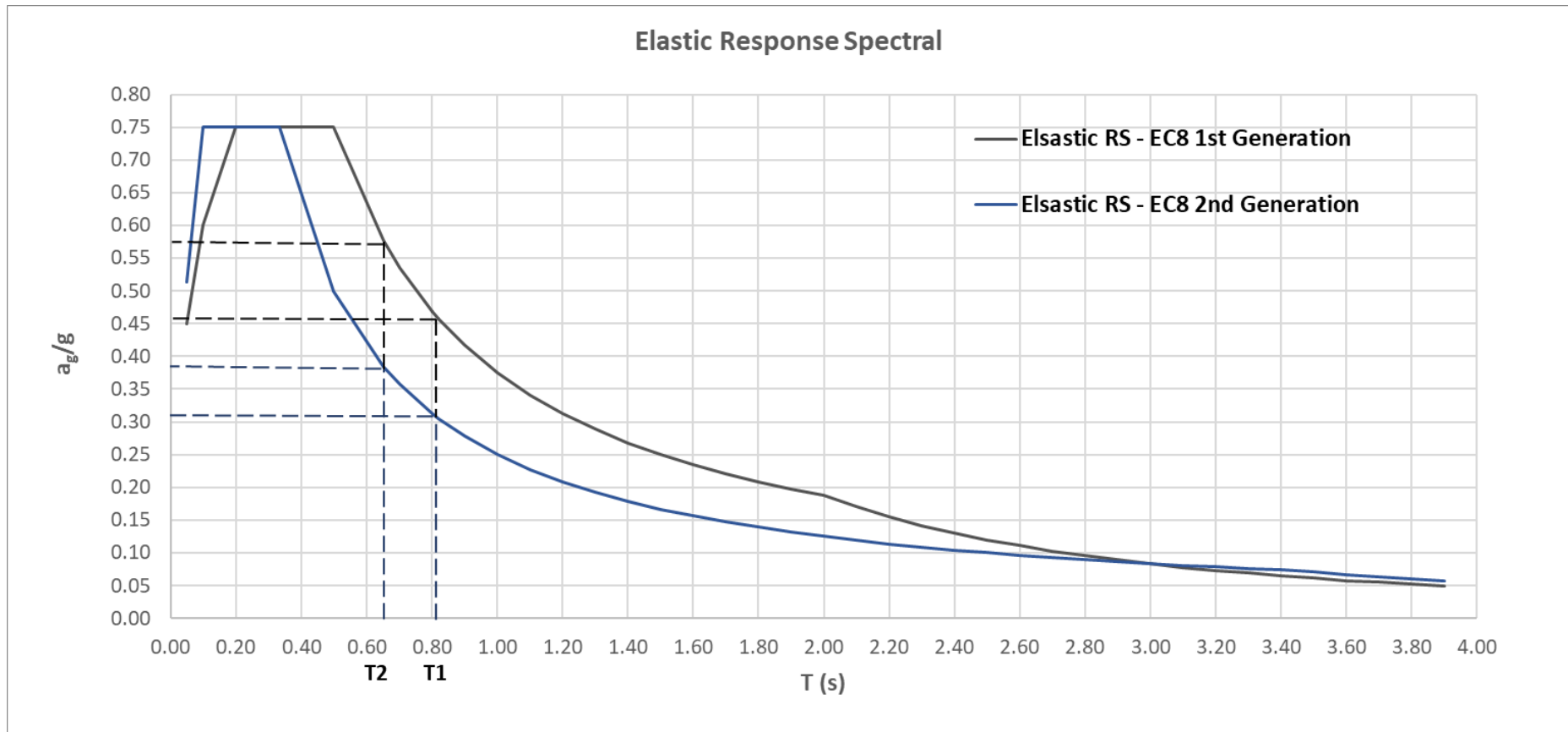
Στην αναθεωρημένη έκδοση του κανονισμού γίνεται διαφορετική προσέγγιση του φάσματος απόκρισης. Η μορφή του νέου φάσματος είναι παρόμοια με την τωρινή, όμως οι εξισώσεις που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή του είναι

προσαρμοσμένες σε τιμές της φασματικής επιτάχυνσης (για $T > 0s$) που προκύπτουν από πιθανοτική ανάλυση σεισμικής επικινδυνότητας σε κάθε περιοχή, λαμβάνοντας υπόψη όλα τα ενεργά ρήγματα. Οι τιμές αυτές όπως περιγράφονται και στο Κεφάλαιο 1, είναι:

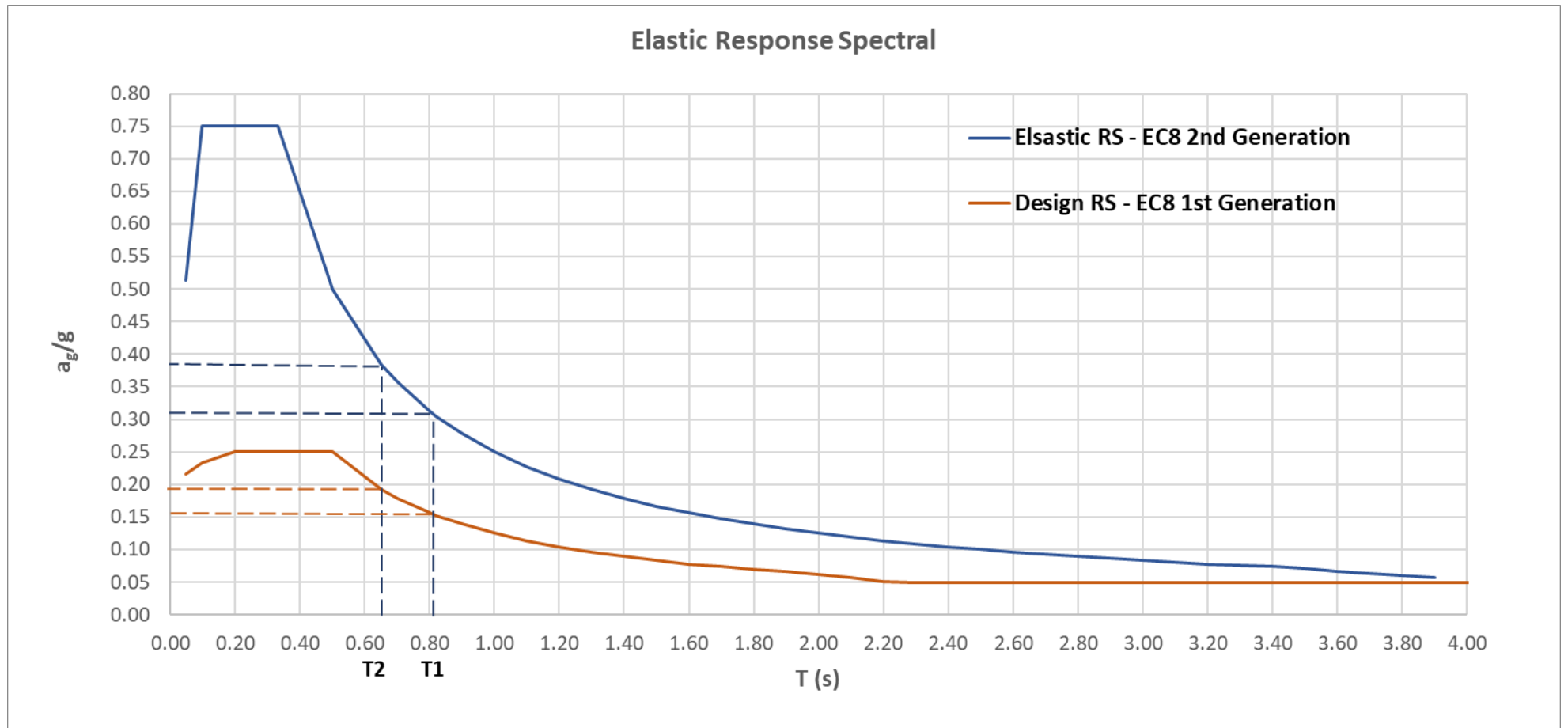
1. Η μέγιστη φασματική επιτάχυνση S_a που αντιστοιχεί στην περιοχή των σταθερών επιταχύνσεων του ελαστικού φάσματος απόκρισης (πλατώ) και για ποσοστό απόσβεσης $\xi = 5\%$.
2. Η φασματική επιτάχυνση S_b που αντιστοιχεί σε περίοδο ταλάντωσης $T=1s$ (T_b) του ελαστικού φάσματος απόκρισης για ποσοστό απόσβεσης $\xi = 5\%$.

Για το υπό μελέτη κτίριο παρουσιάζεται παρακάτω μια σύγκριση μεταξύ:

- Των ελαστικών φασμάτων απόκρισης της 1^{ης} και της 2^{ης} γενιάς του Ευρωκώδικα 8 (Σχήμα 6.1).
- Των φασμάτων που χρησιμοποιήθηκαν στις δυο μελέτες. Στην μελέτη που παρουσιάζεται στο τεχνικό κείμενο του JRC εφαρμόστηκε το φάσμα σχεδιασμού για $q=3$ και στην παρούσα εργασία το ελαστικό φάσμα (Σχήμα 6.2).



Σχήμα 6.1 – Ελαστικά φάσματα απόκρισης 1^{ης} και 2^{ης} γενιάς του Ευρωκώδικα 8



Σχήμα 6.2 – Ελαστικό φάσμα απόκρισης 2ης γενιάς του Ευρωκώδικα 8 και φάσμα σχεδιασμού για $q=3$ (JRC)

Από το πρώτο σχήμα φαίνεται πως η μορφή του ελαστικού φάσματος ακολουθεί την ίδια λογική διαχωρισμού στις διάφορες περιοχές απόκρισης (περιοχή σταθερών, επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων). Το φορτίο στην συγκεκριμένη περίπτωση είναι σημαντικά μικρότερο, της τάξης του 50%. Αυτό ισχύει για τα δεδομένα που χρησιμοποιήθηκαν για το συγκεκριμένο κτίριο. Για τον Ελλαδικό χώρο από την πρόταση διαμόρφωσης των Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας (Pitilakis et al., 2022) το σεισμικό φορτίο είναι σε γενικές γραμμές αυξημένο. Η σύγκριση του υφιστάμενου με τον νέο Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας δεν αποτελεί αντικείμενο της παρούσης διπλωματικής εργασίας. Στον πίνακα που ακολουθεί φαίνονται οι φασματικές επιταχύνσεις που προκύπτουν από τα δυο ελαστικά φάσματα για τις δεσπόζουσες ιδιομορφές του κτιρίου (T_1, T_2).

Ιδιοπερίοδοι	Φασματικές Επιταχύνσεις (g)	
	EC8 – 1 ^η	EC8 – 2 ^η
$T_1 = 0.81s$	0.46	0.30
$T_2 = 0.65s$	0.58	0.38

Πίνακας 6.1 – Φασματικές επιταχύνσεις (g)

Από το δεύτερο σχήμα βλέπουμε πως από το φάσμα σχεδιασμού που εφαρμόστηκε στον αντισεισμικό σχεδιασμό του κτιρίου κατά την 1^η γενιά του Ευρωκώδικα 8, προκύπτουν σημαντικά μειωμένα σεισμικά φορτία. Αυτό διότι θεωρήθηκε ως μηχανισμός απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας η πλάστιμη συμπεριφορά του φορέα ($q=3$) όπως εξηγήθηκε και στο Κεφάλαιο 1. Βέβαια τα δυο μεταξύ τους φορτία δεν μπορούν να συγκριθούν άμεσα και να εξαχθούν συμπεράσματα από την σύγκριση αυτήν. Ο λόγος είναι ότι κατά την ανάλυση τα φορτία ή ορθότερα το φάσμα απόκρισης εφαρμόζεται διαφορετικά στις δυο περιπτώσεις μελέτης. Στο μεν παράδειγμα επίλυσης του κτιρίου στο τεχνικό κείμενο του JRC όπου εφαρμόζεται η 1^η γενιά του Ευρωκώδικα 8, το σεισμικό φορτίο υπολογίζεται μέσω της φασματικής επιτάχυνσης, στην δε παρούσα μελέτη εφαρμόζεται ως φασματική μετακίνηση για τον υπολογισμό της σεισμικής απαίτησης (στοχευμένη μετακίνηση). Το κοινό σημείο είναι η απαίτηση το κτίριο να έχει την ικανότητα να παραλάβει τα σεισμικά φορτία που πιθανόν να αναπτυχθούν στην περιοχή όπου αυτό πρόκειται να κατασκευαστεί, και με τον ίδιο

μηχανισμό παραλαβής των σεισμικών δυνάμεων (μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς). Υπολογιστικά ο μηχανισμός αυτός εξετάζεται με διαφορετικό τρόπο όπως εξηγήθηκε παραπάνω. Στον πίνακα που ακολουθεί φαίνονται οι φασματικές επιταχύνσεις που προκύπτουν από τα δυο φάσματα για τις δεσπόζουσες ιδιομορφές του κτιρίου (T_1, T_2).

Ιδιοπερίοδοι	Φασματικές Επιταχύνσεις (g)	
	EC8 – 1 ^η ($\alpha=3$)	EC8 – 2 ^η
$T_1 = 0.81s$	0.15	0.30
$T_2 = 0.65s$	0.19	0.38

Πίνακας 6.2 – Φασματικές επιταχύνσεις σχεδιασμού (g)

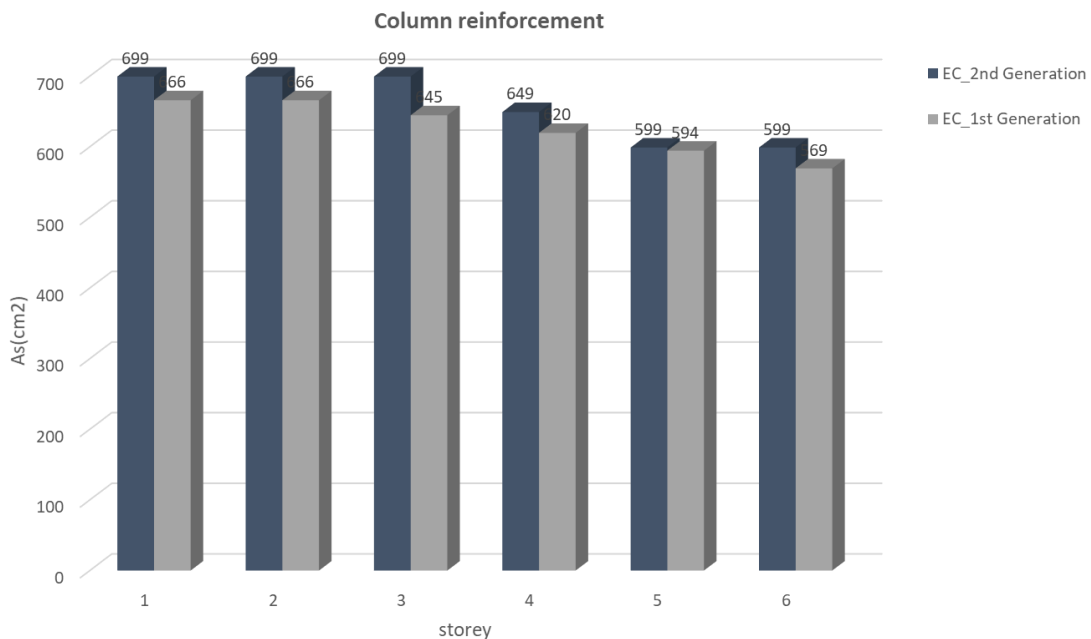
6.2 Προσέγγιση ανελαστικής συμπεριφοράς

Η έως τώρα προσέγγιση του αντισεισμικού σχεδιασμού βάση των φορτίων που αναμένονται να αναπτυχθούν κατά την διάρκεια του σεισμού (force-based method) και η θεώρηση ανελαστικής συμπεριφοράς με χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς q , οδηγεί σε αβέβαια αποτελέσματα ως προς τις παραμορφώσεις και τις μετακινήσεις που πρόκειται να αναπτυχθούν. Επιπλέον η εξασφάλιση της πλάστιμης συμπεριφοράς γίνεται έμμεσα με εφαρμογή κανόνων λεπτομερειών όπλισης και όχι άμεσα με υπολογισμό της πλαστιμότητας κάθε διατομής ή μέλους. Οι διατομές διατηρούν την αρχική τους δυσκαμψία (αρηγμάτωτες διατομές) με αποτέλεσμα να κατανέμεται ανάλογα και το σεισμικό φορτίο χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η οποιαδήποτε ανακατανομή της έντασης όταν κάποιο στοιχείο διαρρέει. Τελικά η πραγματική ανελαστική συμπεριφορά του φορέα είναι άγνωστη.

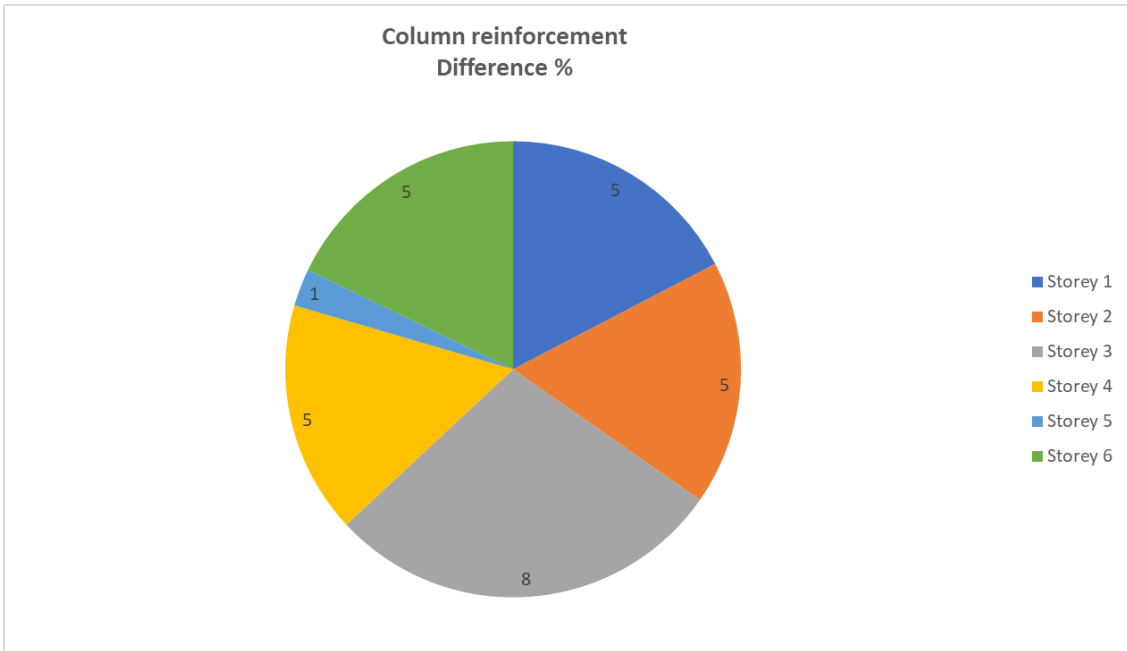
Αντιθέτως η μέθοδος των μετακινήσεων, μέσω της οποίας υπολογίζονται οι παραμορφώσεις των διατομών που αναμένεται να αναπτυχθούν κατά την διάρκεια του σεισμού (displacement-based method), πλεονεκτεί σημαντικά. Η μέθοδος αυτή συνοδεύεται με την θεώρηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς των υλικών, τον ακριβή υπολογισμό της δυσκαμψίας των διατομών και τον καθορισμό της συμπεριφοράς των κρίσιμων διατομών που πιθανόν να σχηματιστούν οι πλαστικές αρθρώσεις.

Αποτέλεσμα αυτού είναι η ορθότερη εκμετάλλευση και αξιοποίηση της αντοχής των υλικών.

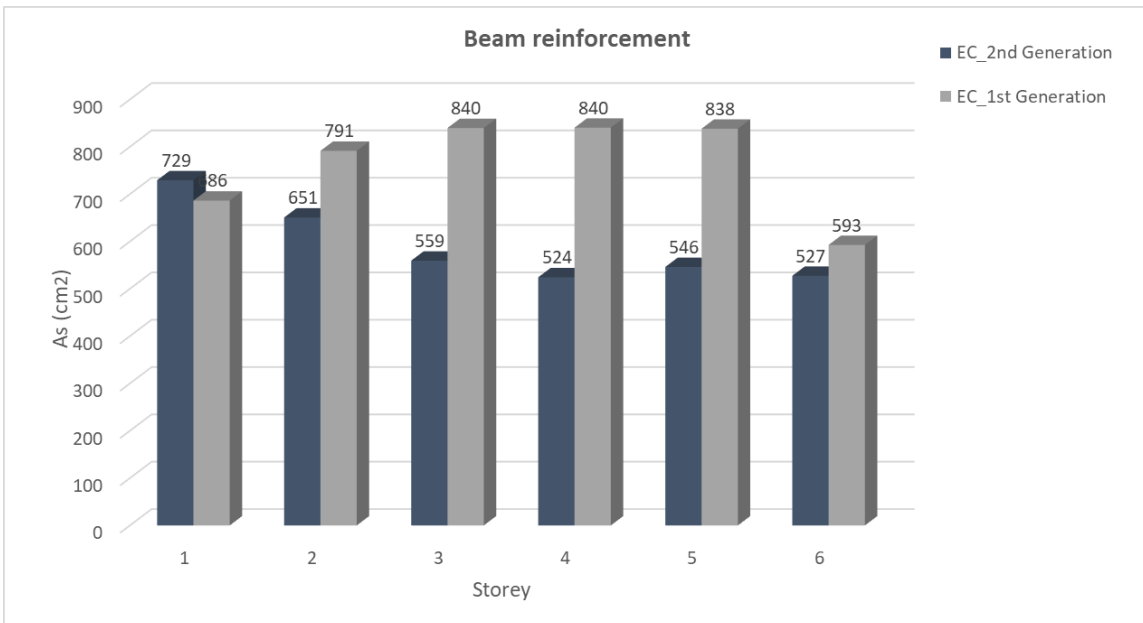
Ως παράδειγμα για την καλύτερη αξιοποίηση της αντοχής των υλικών παρουσιάζονται παρακάτω σε μορφή γραφημάτων συγκριτικά αποτελέσματα της συνολικής επιφάνειας του τοποθετούμενου οπλισμού ανά στάθμη ορόφου σε τετραγωνικά εκατοστά (cm²). Τα αποτελέσματα που συγκρίνονται είναι εκείνα που προέκυψαν από την επίλυση του κτιρίου με την 1^η γενιά του Ευρωκώδικα 8 (τεχνικό κείμενο JRC) και εκείνα που προκύπτουν στην παρούσα εργασία. Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται συγκριτικά τα αθροίσματα των οπλισμών των υποστυλωμάτων και των δοκών ανά στάθμη ορόφου αντίστοιχα καθώς και οι επί τις εκατό (%) διαφορές ανά στάθμη ορόφου.



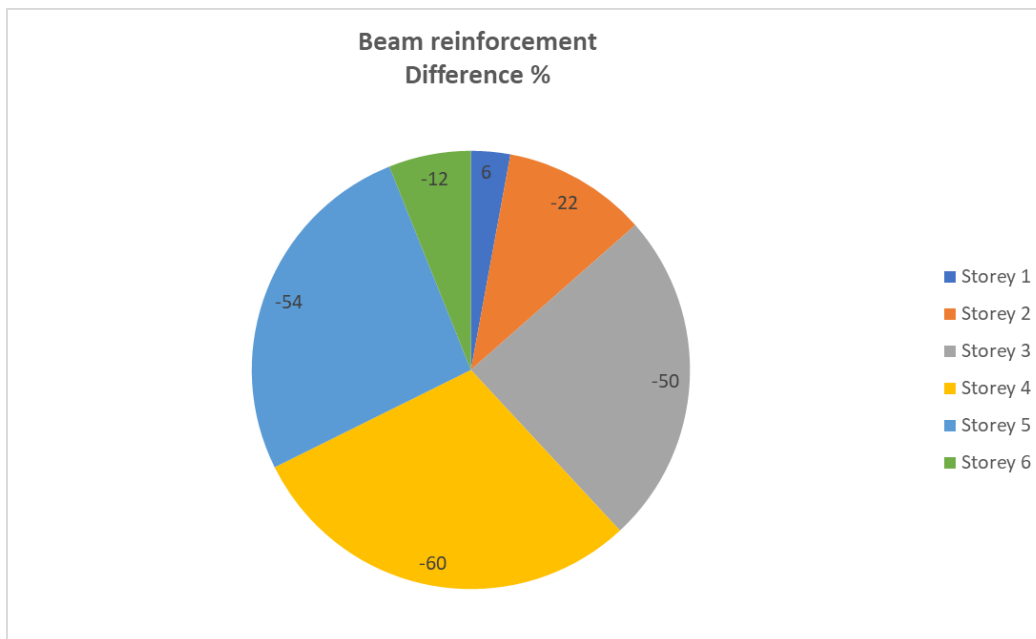
Σχήμα 6.3 – Οπλισμοί υποστυλωμάτων ανά στάθμη ορόφου (cm²)



Σχήμα 6.4 – Διαφορά οπλισμών υποστυλωμάτων ανά στάθμη ορόφου (%)



Σχήμα 6.5 – Οπλισμοί δοκών ανά στάθμη ορόφου (cm²)



Σχήμα 6.6 – Διαφορά οπλισμών δοκών ανά στάθμη ορόφου (%)

Για τα υποστυλώματα από τα παραπάνω γραφήματα συμπεραίνουμε ότι υπάρχει μια αύξηση του διαμήκους οπλισμού κατά μέσο όρο 5%. Η αύξηση αυτή προέρχεται από την τοποθέτηση του ελάχιστου οπλισμού σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8 και της §10.6.3.2 ($\rho=1\%$), όπου στην περίπτωση της διαστασιολόγησης στο τεχνικό κείμενο του JRC δεν τηρείται.

Για τις δοκούς από τα παραπάνω γραφήματα συμπεραίνουμε πως η μείωση του διαμήκους οπλισμού είναι κατά μέσο όρο 30%. Η σημαντική αυτή μείωση προκύπτει από τους παρακάτω λόγους:

1. Η αύξηση του οπλισμού περίσφιξης πέρα από του ελάχιστου απαιτούμενου για κατηγορία πλαστιμότητας 2 (DC2). Αυτό οδηγεί πρώτον σε αύξηση της στροφής χορδής θρι καθώς επηρεάζεται ο συντελεστής περίσφιξης ($K_{\text{confinement}}$) και δεύτερον σε αύξηση της μέγιστης επιτρεπόμενης στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» θ_{SD} (βλέπε §4.3.1.8, §4.3.6 και §5.2.6 της παρούσης).

2. Η αξιοποίηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του οπλισμού που επιτρέπει την ανάπτυξη των επιθυμητών ή απαιτούμενων μετακινήσεων από πλευράς σεισμού.
3. Η επαλήθευση της αντοχής των διατομών εξετάζοντας ταυτόχρονα την συνολική συμπεριφορά του φορέα μέσω της καμπύλης ικανότητας, λαμβάνοντας υπόψη στην προσομοίωση και τυχόν ανακατανομές της έντασης.

Σημειώνεται επίσης πως για το συγκεκριμένο κτίριο όπου το στατικό σύστημα χαρακτηρίζεται ως δυαδικό σύστημα ισοδύναμο με τοιχωματικό δεν απαιτείται ο σχεδιασμός υποστυλωμάτων με ροπές ικανοτικού σχεδιασμού. Ο έλεγχος αυτός σε άλλες περιπτώσεις θα οδηγούσε σε επιπλέον αύξηση των οπλισμών των δοκών.

6.3 Συνολική μεθοδολογία σχεδιασμού

Από την μεριά του μελετητή μηχανικού, η μέθοδος των μετακινήσεων απαιτεί αρκετές γνώσεις με αποτέλεσμα να αυξάνεται σημαντικά το υπολογιστικό κόστος, ειδικά όταν θα πρέπει να εφαρμοστεί στα πλαίσια μιας συμβατικής μελέτης. Αντιθέτως η μέθοδος των δυνάμεων (force-based method) αποτελεί μια σχετικά απλή διαδικασία υπολογισμού με τα περισσότερα προγράμματα ανάλυσης να την έχουν αυτοματοποιήσει. Επομένως το υπολογιστικό αυτό κόστος θα πρέπει να εξισορροπηθεί στο μέλλον με την κατάλληλη προσαρμογή των κοινών προγραμμάτων ανάλυσης, ώστε να αυτοματοποιηθεί όσο το δυνατόν περισσότερο η διαδικασία της μελέτης και με την μέθοδο των μετακινήσεων (displacement-based method) εφόσον κανονιστικά θα απαιτείται η εφαρμογή της.

Βιβλιογραφία

1. P. Fajfar and M. Kreslin (2011) '*Introduction to the RC building example. Modeling and analysis of the design example*' JRC Scientific Technical Reports.
2. CEN/TC 250/SC 2 (2021) '*Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules - Rules for buildings, bridges and civil engineering structures*'
3. CEN/TC 250/SC 8 (2021) '*Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance — Part 1-1: General rules and seismic action*'
4. CEN/TC 250/SC 8 (2021) '*Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance — Part 1-2: Rules for new buildings*'
5. Fragiadakis M. (2020) '*Nonlinear Analysis of Frame Structures under Seismic Loading*'
6. Michael N. Fardis (2007) '*Guidelines for Displacement-based Design of Building and Bridges*' LESSLOSS Report No.2007/05
7. Fardis, M.N. (2009) '*Seismic Design, Assessment and retrofitting of Concrete Buildings Based on EN-Eurocode 8*', Springer
8. Fajfar P. (2021) '*The Story of the N2 Method*'
9. Fajfar P., and Gaspersic P. (1996) '*The N2 method for the seismic damage of RC buildings. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, pp. 31-46*'
10. Ψυχάρης, Ι.Ν. (2015) '*Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας ΕΜΠ (Τευχ. 2)*'
11. Ψυχάρης, Γ. (2016) '*Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας ΕΜΠ (Τευχ. 1)*'
12. Pitilakis et al. (2022) '*Proposal for a new seismic hazard zonation map for Greece*'

Εξωτερικοί σύνδεσμοι

1. Ελληνικός Οργανισμός Τυποποίησης (ΕΛΟΤ ΑΕ)
http://www.elot.gr/1561_ELL_HTML.aspx
2. European Facilities for Earthquake Hazard and Risk -
<http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/hazard-curves/>

Παράρτημα Α: Πληροφοριακό

Περιεχόμενα Ευρωκωδίκων (2^η γενιά)

Πρότυπο	Τίτλος	Μέρη
EN:1990	Βάσεις Δομικού και Γεωτεχνικού Σχεδιασμού	2
EN:1991	Δράσεις στις Κατασκευές	12
EN:1992	Σχεδιασμός Κατασκευών από Σκυρόδεμα	3
EN:1993	Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα	19
EN:1994	Σχεδιασμός Συμμίκτων Κατασκευών από Χάλυβα και Σκυρόδεμα	3
EN:1995	Σχεδιασμός Ξυλίνων Κατασκευών	3
EN:1996	Σχεδιασμός Κατασκευών από Τοιχοποιία	4
EN:1997	Γεωτεχνικός Σχεδιασμός	3
EN:1998	Αντισεισμικός Σχεδιασμός	6
EN:1999	Σχεδιασμός Κατασκευών από Αλουμίνιο	3

Πίνακας Α.1 – Πρότυπα 2^{ης} γενιάς Ευρωκωδίκων

Μέρος ΕΚ0	Τίτλος
EN:1990-1	Βάσεις σχεδιασμού για νέες κατασκευές
EN:1990-2	Βάσεις σχεδιασμού για υφιστάμενες κατασκευές

Πίνακας Α.2 - Μέρη Ευρωκωδίκων 0

Μέρος ΕΚ1	Τίτλος
EN:1991-1-1	Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια
EN:1991-1-2	Γενικές Δράσεις – Δράσεις σε φορείς που εκτίθενται σε πυρκαγιά
EN:1991-1-3	Δράσεις επί των κατασκευών – Φορτία χιονιού
EN:1991-1-4	Δράσεις στις κατασκευές Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου
EN:1991-1-5	Δράσεις σε κατασκευές Γενικές Δράσεις - Θερμικές δράσεις

EN:1991-1-6	Δράσεις στους φορείς Γενικές δράσεις – Δράσεις κατά τη διάρκεια της κατασκευής
EN:1991-1-7	Δράσεις στους φορείς Γενικές δράσεις – Τυχηματικές Δράσεις
EN:1991-1-8	Δράσεις από κύματα και ρεύματα σε παράκτιες κατασκευές
EN:1991-1-9	Δράσεις σε κατασκευές Γενικές Δράσεις – Φορτίο πάγου
EN:1991-2	Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες
EN:1991-3	Δράσεις επί των Κατασκευών Φορτία οφειλόμενα σε γεραμούς και μηχανές
EN:1991-4	Δράσεις επί των κατασκευών Σιλό και δεξαμενές

Πίνακας Α.3 - Μέρη Ευρωκωδίκια 1

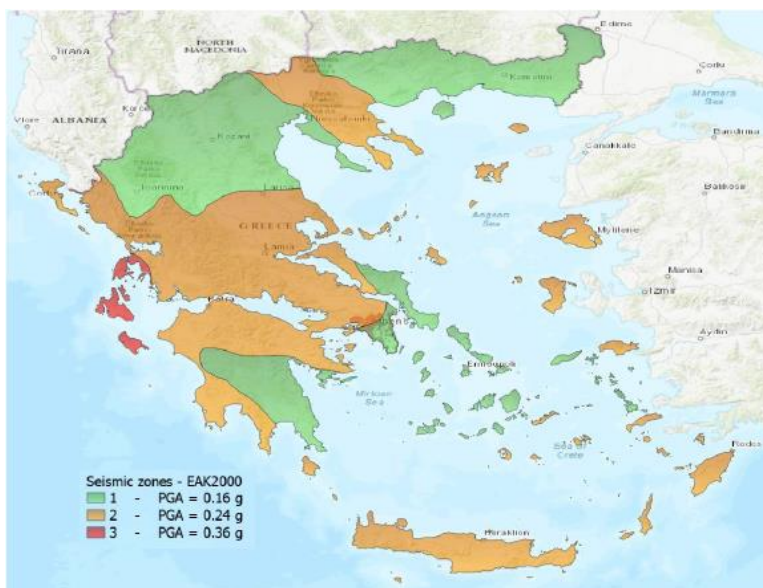
Μέρος ΕΚ2	Τίτλος
EN:1992-1-1	Γενικοί Κανόνες - Κανόνες για κτίρια, γέφυρες κα έργα πολιτικού μηχανικού
EN:1992-1-2	Γενικοί Κανόνες - Δομοστατικός σχεδιασμός έναντι πυρκαγιάς
EN:1992-4	Σχεδιασμός συνδετήρων για χρήση σε σκυρόδεμα

Πίνακας Α.4 - Μέρη Ευρωκωδίκια 2

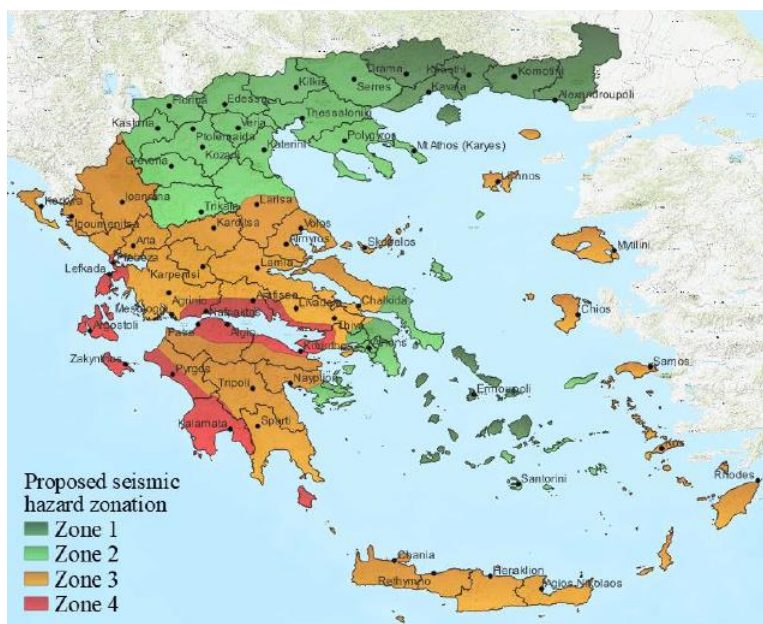
Μέρος ΕΚ8	Τίτλος
EN:1998-1-1	Γενικοί κανόνες και σεισμικές δράσεις
EN:1998-1-2	Κανόνες για κτίρια
EN:1998-2	Κανόνες για γέφυρες
EN:1998-3	Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων
EN:1998-4	Πύργοι, ιστοί και καπνοδόχοι
EN:1998-5	Θεμελιώσεις, φορείς αντιστήριξης και γεωτεχνικά θέματα

Πίνακας Α.5 - Μέρη Ευρωκωδίκια 8

Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (Pitilakis et al., 2022)



Σχήμα Α.1 – Τρέχον Χάρτης Σεισμικής Επικινδυνότητας για την Ελλάδα (ΕΑΚ, 2003)



Σχήμα Α.2 – Προτεινόμενος Χάρτης Σεισμικής Επικινδυνότητας

Seismic Zone	Proposed zonation - $S_{a,475}$ (g)	Proposed zonation - PGA (g)	Proposed zonation - $S_{b,475}$ (g)
Zone 1	0.31	0.12	0.13
Zone 2	0.50	0.20	0.16
Zone 3	0.71	0.28	0.24
Zone 4	0.92	0.37	0.34

Πίνακας Α.6 - Μέση $S_{a,475}$, PGA και $S_{b,475}$ για τις σεισμικές ζώνες του προτεινόμενου χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας

Ελάχιστες απαιτήσεις όπλισης κατά EN1992-1-1

1. Δοκοί

	Description	Symbol	Requirement
1	Minimum longitudinal reinforcement, in those parts of the section where tension may occur	$A_{s,min}$	12.2(2), see also 12.2(3), 12.2(6)
2	Minimum shear and transverse torsional reinforcement, when required. Minimum torsion reinforcement should be provided to the full perimeter including features not counted part of the thin walled section.	$\rho_{w,min}$	12.2(4)
3	Minimum bottom reinforcement at inner supports taking account of unforeseen effects at supports		$0,25 A_{s,req \text{ span}}$
4	Maximum longitudinal spacing of shear assemblies/stirrups*	$s_{max,l}$	$0,75d (1 + \cot\alpha)$
5	Maximum longitudinal spacing of bent-up bars*	$s_{max,bu}$	$0,6d (1 + \cot\alpha)$
6	Maximum transverse spacing of shear legs*	$s_{max,tr}$	$0,75d \leq 600 \text{ mm}$
7	Minimum ratio of shear reinforcement in the form of stirrups with respect to the required reinforcement ratio (taking account of unforeseen effect's e.g. compatibility torsion)	$\rho_{w,shr}$	$\geq 0,5\rho_{w,req}$
8	Minimum ratio of torsion reinforcement in the form of closed stirrups with respect to the required reinforcement ratio	$\rho_{w,shr}$	$\geq 0,2\rho_{w,req}$
9	Maximum spacing for torsion assemblies/stirrups (u defined in 8.3.2(2)).	$s_{max,shr}$	$u/8 \leq \min\{b; h\}$
10	Minimum area and spacing of longitudinal surface reinforcement in beams with downstand $\geq 600 \text{ mm}$ to avoid coarse cracks in SLS.	$A_{s,web}$ $s_{max,surf}$	9.2.2(6) 300 mm
11	Minimum transverse reinforcement in flanges (those part of flanges where tension in the transverse direction may occur)	$A_{st,min}$	12.2(2) see 8.2.5, Figure 8.13
* These spacings are consistent with the shear model in 8.2.3. Where alternative models are used alternative spacings may be required.			

Πίνακας A.7 - Απαιτήσεις οπλισμών στις δοκούς (EN1992-1-1 Πίν. 12.1)

2. Πλάκες

	Description	Symbol	Requirement
1	Minimum longitudinal reinforcement in those parts of the cross section where tension may occur	$A_{s,min}$	12.2(2) see also 12.2(3), (6)
2	Minimum shear reinforcement, when required	$\rho_{w,min}$	12.2(4) 12.4.2(3)
3	Minimum secondary reinforcement ^a		$0,2A_{s,req,span}^c$
4	Minimum longitudinal bottom reinforcement at inner supports, taking account of unforeseen effects at supports		$0,25A_{s,req,span}^c$
5	Minimum longitudinal bottom reinforcement at end supports		$0,5A_{s,req,span}^c \geq A_{s,min}$
6	Minimum top reinforcement at end supports in buildings, without bearings where unintentional restraint may occur. The reinforcement should extend $0,2l_{span}$ from the end support.		$0,25A_{s,req,span}^c$ (but $\geq A_{s,min}$ according to 12.2(2))
7	Maximum spacing of bars for concrete in tension	$s_{max,slab}$	$3h \leq 400$ mm
8	Maximum longitudinal spacing of shear assemblies/stirrups	$s_{max,l}$	$0,75d \cdot (1 + \cot\alpha)$
9	Maximum longitudinal spacing of bent-up bars	$s_{max,bu}$	d
10	Maximum transverse spacing of shear legs ^b	$s_{max,tr}$	$1,5d$
11	Along a free (unsupported) edge, a slab should normally contain longitudinal and transverse reinforcement, generally arranged as shown in Figure 12.5 in order to accommodate torsional moments near the edge.		
^a To ensure a minimum ability to locally redistribute sectional forces transverse to the span direction, secondary reinforcement is to be placed in areas of slabs which can be considered to behave as one-way slabs. ^b These spacing are consistent with the shear model in 8.2.3. Where alternative models are used alternative spacings may be required. ^c $A_{s,req,span}$ is the required reinforcement for positive bending moments at the span.			

Πίνακας Α.8 - Απαιτήσεις οπλισμών στις πλάκες (EN1992-1-1 Πίν. 12.2)

3. Υποστυλώματα

	Description	Symbol	Requirement
1	Minimum amount of longitudinal reinforcement for robustness and to avoid risk of compressive yielding of reinforcement due to creep and shrinkage in SLS When all longitudinal reinforcement is prestressed the $0,1N_{Ed}/f_{yd}$ limit may be ignored.	$A_{s,min,long}$	$\max\left\{0,1\frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002A_c\right\}$
2	Minimum number of longitudinal bars ^a : — polygonal cross section — circular cross section	$n_{min,l}$	1 at each corner with a spacing ≤ 200 mm 6 evenly distributed with a spacing ≤ 200 mm
3	Maximum longitudinal spacing of transverse reinforcement (stirrups/hoops) for columns with dimensions h and b : — intermediate region between the two end regions ^b — intermediate region between the two end regions, when longitudinal bars are not accounted for column resistance — end regions, over a length equal to the larger dimension of the column. For concrete with $f_{ck} > 50$ MPa the transverse reinforcement shall provide a minimum confinement of $k \cdot f_{cd}$ in accordance with 8.1.4, Formula (8.7) ^d — at lap area where $\phi_l \geq 14$ mm	s_{max}	$15\phi_{max,l}$ ^c $\leq \min\{h; b; 300 \text{ mm}\}$ $\min\{h; b; 400 \text{ mm}\}$ $0,6s_{max,col}$ $0,6s_{max,col}$
4	Minimum bar diameter for transverse reinforcement (bars in stirrups, wires in welded mesh)	$\phi_{min,trans}$	$\geq 0,25\phi_{max,l}$ ^a
^a For constructability, the diameter of longitudinal bars $\phi_{max,l}$ should be at least 12 mm. ^b Where all bars are prestressed a spacing of $\min\{h; b; 300 \text{ mm}\}$ may be used. ^c $\phi_{max,l}$ - maximum diameter of longitudinal bars. ^d This requirement is to provide a minimum level of ductility to higher strength concrete columns. $k = 0,02$ unless a National Annex gives a different value.			

Πίνακας Α.9 - Απαιτήσεις οπλισμών στα υποστυλώματα (EN1992-1-1 Πίν. 12.3)

4. Τοιχώματα και υψίκορμες δοκοί

	Description	Symbol	Requirement
1	<p>Minimum amount of vertical reinforcement (each surface):</p> <ul style="list-style-type: none"> — where the member carries in-plane normal and shear stresses and designed/verified by use of 8.5 or Annex G. — where the member is only loaded by vertical in-plane compression and out of plane bending 	$A_{s,min,v}$	$0,25A_c \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ $0,001A_c$
2	<p>Minimum amount of horizontal reinforcement (each face):</p> <ul style="list-style-type: none"> — where the member carries in-plane normal and shear stresses and designed/verified by use of 8.5 or Annex G. — where the member is only loaded by vertical in-plane compression and out of plane bending. 	$A_{s,min,h}$	$0,25A_c \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ $0,25A_{s,v}$
3	Maximum spacing of vertical reinforcement		$\min\{3h^*; 400 \text{ mm}\}$
4	Maximum spacing of horizontal reinforcement		400 mm
5	Maximum spacing of orthogonal-to-the-surface reinforcement where $A_{s,v}$ exceeds $0,02A_c$ and is utilised in compression (end region is taken as $\geq 4h^*$)		see 12.6.
* h – thickness of wall			

Πίνακας A.10 – Απαιτήσεις οπλισμών στα τοιχώματα και στις υψίκορμες δοκούς
(EN1992-1-1 Πίν. 12.4)

Ελάχιστες απαιτήσεις όπλισης κατά EN1998-1-2

1. Δοκοί

Concrete grade	Steel grade	
	B400	B500
C20-C25	0,35%	0,25%
C30-C45	0,50%	0,35%
C50-C90	0,60%	0,45%

Πίνακας A.11 – Ελάχιστα γεωμετρικά ποσοστά οπλισμών για δοκούς (EN1998-1-2 Πίν. 10.3)

Concrete grade	DC2		DC3	
	Steel grade		Steel grade	
	B400	B500	B400	B500
C20-C25	$\rho'_1 + 0,7\%$	$\rho'_1 + 0,5\%$	$\rho'_1 + 0,5\%$	$\rho'_1 + 0,3\%$
C30-C45	$\rho'_1 + 1,2\%$	$\rho'_1 + 0,8\%$	$\rho'_1 + 1,0\%$	$\rho'_1 + 0,6\%$
C50-C90	$\rho'_1 + 1,7\%$	$\rho'_1 + 1,2\%$	$\rho'_1 + 1,5\%$	$\rho'_1 + 1,0\%$

Πίνακας A.12 – Μέγιστα γεωμετρικά ποσοστά οπλισμών για δοκούς (EN1998-1-2 Πίν. 10.4)

(6) Within the critical regions of primary seismic beams, hoops should satisfy the conditions in a) to d):

a) the diameter d_{bw} of the hoops should not be smaller than 6 mm;

b) the spacing s of hoops should not exceed:

– for DC2: $s = \min\{h/4; 30d_{bw}; 12d_{bL,min}\}$;

– for DC3: $s = \min\{h/4; 24d_{bw}; 8d_{bL,min}\}$,

where:

$d_{bL,min}$ is the minimum longitudinal bar diameter;

h is the beam depth.

c) the distance of the first hoop to the beam end section should not be greater than 50 mm (Figure 10.3).

d) 10.11.1(2) should be satisfied.

2. Υποστυλώματα

10.6.3.2. Detailing for local ductility

- (1) The total longitudinal reinforcement ratio ρ_l should not be less than 1% and not greater than 4%.
- (2) The diameter of the longitudinal bars should not be smaller than 12 mm.
- (3) In symmetrical cross sections, symmetrical reinforcement should be provided ($\rho_l = \rho'_l$).
- (4) At least one intermediate bar should be provided between corner bars along each column side.
- (5) The region up to a distance l_{cr} given by Formula (10.7) from an end section of a primary seismic column should be considered a critical region:

$$l_{cr} = \max\{b_{max}; l_{cl}/6; 0,45 \text{ m}\} \quad (10.7)$$

where:

b_{max} is the largest cross-sectional dimension of the column;

l_{cl} is the clear length of the column.

- (6) If $l_{cl}/b_{max} < 3$, the entire height of the primary seismic column should be taken as critical region.
- (7) In a critical region of a primary seismic column, hoops and cross-ties, of at least 6 mm in diameter or $d_{bl,min}/4$, whichever is greater, should be provided with a pattern such that the cross-section benefits from confinement (examples in Figure 10.5a). 10.11.1(2) should be satisfied. The spacing, s , of hoops and cross-ties (Figure 10.5b) should not exceed:

– for DC2: $s \leq \min\{b_{0c}/2; 200 \text{ mm}; 9d_{bl,min}\}$;

– for DC3: $s \leq \min\{b_{0c}/2; 175 \text{ mm}; 8d_{bl,min}\}$,

where:

b_{0c} is the smallest dimension of the concrete core (to the centreline of the hoops) (Figure 10.5a);

$d_{bl,min}$ is the minimum diameter of the longitudinal bars.

- (8) The distance between consecutive longitudinal bars engaged by hoops or cross-ties should not exceed 250 mm for DC2 and 200 mm for DC3, taking into account prEN 1992-1-1:2021, 12.5.1(2).