

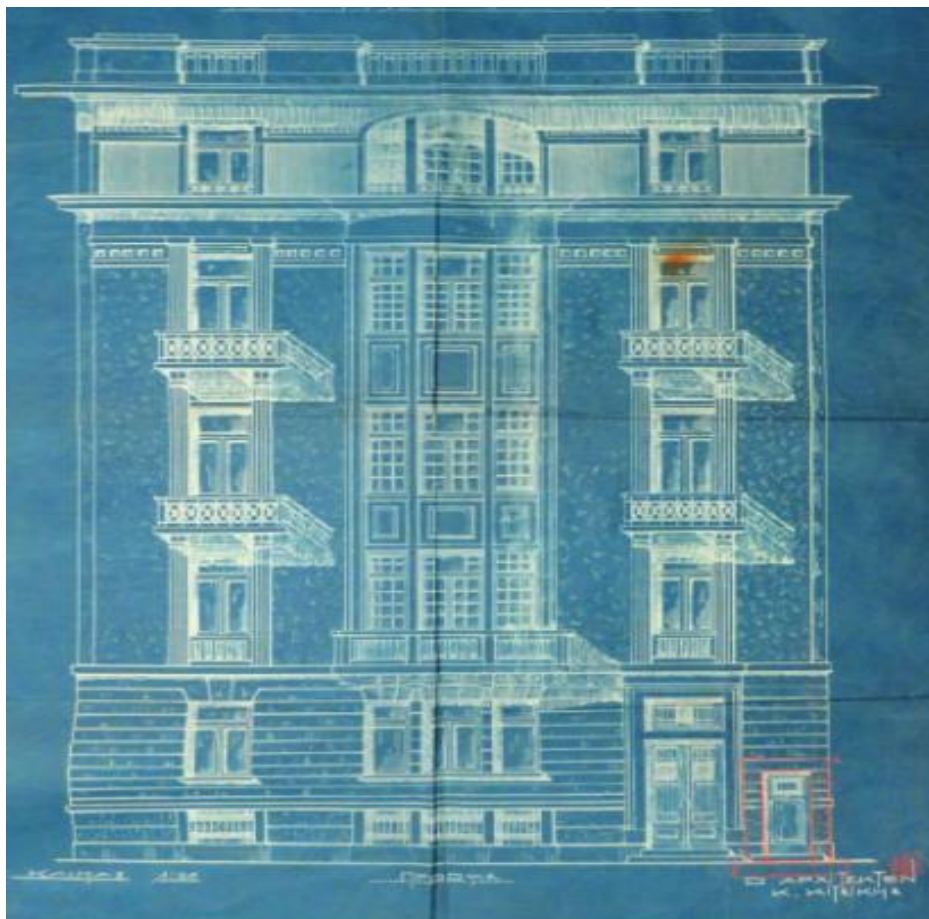


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

**Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας και ενίσχυση  
διατηρητέου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με  
χρήση μεταλλικών στοιχείων και συνθετικών υλικών**



**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

Πηλιχός Δ. Αναστάσιος

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Συνεπιβλέπων: Ανδρέας Σπηλιόπουλος

Αθήνα, Μάρτιος 2021

ΕΜΚ ΔΕ 2021/4

Πηλιχός Δ. Αναστάσιος (2021).  
Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας και ενίσχυση διατηρητέου κτιρίου από οπλισμένο  
σκυρόδεμα με χρήση μεταλλικών στοιχείων και συνθετικών υλικών  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021/4  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Pilichos D. Anastasios (2021).  
Assessment of the bearing capacity and reinforcement study in a reinforced concrete  
listed building with the use of metal elements and synthetic materials  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2021/4  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece.

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	iii
Abstract.....	iv
Ευχαριστίες.....	v
1 Εισαγωγή.....	1
1.1 Γενικά .....	1
1.2 Αντικείμενο της παρούσας εργασίας .....	1
1.3 Ιστορική αναδρομή στους Ελληνικούς κανονισμούς.....	1
1.3.1 Κατασκευές και κανονισμοί πριν το 1984.....	1
1.3.2 Κατασκευές και κανονισμοί μετά το 1984.....	3
2 Θεμελιώδεις αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού.....	4
2.1 Θεωρητικά στοιχεία σεισμολογίας .....	4
2.2 Σεισμοί και κατασκευές.....	5
2.3 Σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας.....	6
2.4 Στόχοι σεισμικής ικανότητας.....	8
2.5 Η έννοια της πλαστιμότητας και των πλαστικών αρθρώσεων.....	10
2.6 Πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία.....	11
2.7 Καμπύλη ικανότητας .....	12
2.8 Καμπύλη F -δ δομικού στοιχείου ή διατομής .....	12
2.9 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής.....	13
2.10 Στοχευόμενη μετακίνηση.....	14
2.11 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού.....	16
2.11.1 Εδαφική επιτάχυνση.....	16
2.11.2 Επιρροή του εδάφους στη μορφή του φάσματος σχεδιασμού.....	17
2.11.3 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού ΕΚ8.....	18
2.12 Συντελεστής συμπεριφοράς ( $q$ ) .....	19
2.13 Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού ΕΚ8 .....	21
3 Βασικές αρχές σεισμικής αποτίμησης κατασκευών.....	23
3.1 Γενικά .....	23
3.2 Αρχές αποτίμησης.....	23
3.3 Συνεκτίμηση των τοιχοποιιών πλήρωσης .....	24
3.4 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ).....	24
3.5 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας.....	25
3.6 Έλεγχος ασφαλείας.....	26
3.7 Ανίσωση ασφαλείας.....	26
3.8 Μέθοδοι ανάλυσης.....	27
4 Περιγραφή του διατηρητέου κτιρίου .....	28
4.1 Εισαγωγή .....	28
4.2 Αρχιτεκτονικά στοιχεία του κτιρίου .....	28
4.3 Γεωμετρία και μορφή του κτιρίου .....	29
4.4 Αδυναμίες του κτιρίου .....	31
4.5 Παθολογία του κτιρίου .....	31
4.6 Ξυλότυποι των διαφόρων στάθμων του κτιρίου .....	32
5 Προσομοίωση της κατασκευής στο SOFISTIK.....	39
5.1 Γενικά .....	39
5.1.1 Προσομοίωση του κτιρίου στο SOFIPLUS.....	39
5.1.2 Προσομοίωμα του κτιρίου στο SOFISTIK .....	40
5.2 Υλικά προσομοιώματος.....	41
5.3 Διατομές στοιχείων φέροντος οργανισμού .....	43
5.3.1 Υποστυλώματα .....	43
5.3.2 Δοκοί.....	44
5.3.3 Απομείωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων .....	45

5.3.4 Πλάκες .....	46
5.3.5 Τοιχοποιίες.....	47
5.3.6 Θεμελίωση .....	48
5.3.7 Φορτία κατασκευής.....	48
5.3.7.1 Μόνιμα φορτία (G) .....	49
5.3.7.2 Κινητά φορτία (Q) .....	49
5.3.7.3 Σεισμικές δράσεις (E) .....	50
5.3.7.4 Δράσεις ανέμου.....	50
5.3.8 Ορισμός της ταλαντούμενης μάζας.....	50
6 Δυναμική φασματική ανάλυση .....	51
6.1 Γενικά για τις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης.....	51
6.2 Γενικά για την ιδιομορφική φασματική μέθοδο ανάλυσης κατασκευών .....	51
6.3 Παραδοχές για τα φέροντα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα.....	52
6.4 Συνδυασμοί δράσεων.....	53
6.5 Επιρροή φαινομένων 2ας τάξης.....	55
6.6 Ελαστική δυναμική ανάλυση με χρήση του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς $q$ .....	55
6.7 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης.....	59
6.8 Απαιτούμενοι οπλισμοί.....	60
6.8.1 Γενικά.....	60
6.8.2 Εντατικά μεγέθη και απαίτηση οπλισμών έναντι κατακόρυφου συνδυασμού αστοχίας.....	61
6.8.3 Εντατικά μεγέθη και απαίτηση οπλισμών έναντι σεισμικού συνδυασμού αστοχίας.....	63
6.8.4 Απαιτούμενοι οπλισμοί πλακών.....	65
6.8.5 Σεισμικές μετακινήσεις .....	66
7 Ενισχύσεις.....	67
7.1 Γενικά .....	67
7.2 Βασικοί ορισμοί.....	67
7.3 Κριτήρια επιλογής και τύποι δομητικής επέμβασης .....	67
7.4 Συστήματα και στρατηγικές επεμβάσεων.....	68
7.5 Μέθοδοι ενίσχυσης .....	70
7.5.1 Μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	70
7.5.2 Ενίσχυση δομικών στοιχείων με αύξηση της διατομής.....	74
7.5.3 Ενίσχυση υποστλωμάτων με περίσφιγξη .....	75
7.5.4 Ενίσχυση κατασκευών με σύνθετα υλικά .....	76
7.6 Προτάσεις και εφαρμογή ενισχύσεων για το συγκεκριμένο κτίριο .....	77
7.6.1 Ενίσχυση με διαγώνιους μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας .....	78
7.6.2 Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.....	79
7.6.3 Ενίσχυση με κλειστούς μανδύες FRP.....	80
7.6.4 Ενίσχυση με πρόσθετα επικολλούμενα FRP ελασμάτα .....	81
7.6.5 Θέσεις ενισχύσεων δομικών μελών.....	82
7.6.6 Ενίσχυση της τοιχοποιίας.....	86
7.6.7 Ενίσχυση της θεμελίωσης .....	86
7.7 Ενισχυμένο προσομοίωμα στο SOFISTIK .....	87
7.8 Ελαστική δυναμική ανάλυση μετά την συνολική ενίσχυση .....	88
7.9 Οπλισμοί ενισχυμένου κτιρίου .....	89
7.10 Σεισμικές μετακινήσεις ενισχυμένου κτιρίου .....	92
7.11 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης των μεταλλικών μελών .....	93
8 Συμπεράσματα .....	95
Βιβλιογραφία .....	96



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
ΕΜΚ ΔΕ 2021/4

**Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας και ενίσχυση διατηρητέου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με χρήση μεταλλικών στοιχείων και συνθετικών υλικών**

Πηλιχός Δ. Αναστάσιος  
(Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος – Συνεπιβλέπων: Σπηλιόπουλος Ανδρέας)

### **Περίληψη**

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στο πλαίσιο της ολοκλήρωσης του προπτυχιακού κύκλου των σπουδών της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί η αποτίμηση της αντοχής ενός διατηρητέου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, υπό τη δράση κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων, λόγω της επιθυμίας αλλαγής χρήσης του σε χώρους γραφείων.

Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στο κέντρο της Αθήνας. Πρόκειται για ένα πενταώροφο κτίριο με υπόγειο και δώμα, το οποίο κατασκευάστηκε κατά την εποχή που Μεσοπολέμου το 1925, χωρίς να έχει ληφθεί μέριμνα για τις σεισμικές δράσεις αφού δεν υπήρχε κανονισμός σχεδιασμού έναντι σεισμικών δράσεων.

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό της SOFISTIK. Το κτίριο σχεδιάστηκε γραφικά σε τρισδιάστατο χωρικό προσομοίωμα, σε περιβάλλον SOFIPLUS. Η μέθοδος ανάλυσης του φορέα που επιλέχθηκε είναι η Δυναμική Ελαστική Ανάλυση. Βάσει των αποτελεσμάτων της ανάλυσης, αξιολογήθηκε η φέρουσα ικανότητα του υφιστάμενου δομήματος. Στο επόμενο στάδιο, εντοπίστηκαν τα μέλη του κτιρίου που παρουσίαζαν ανεπάρκεια και στη συνέχεια διερευνήθηκαν διάφορες προτάσεις ενισχύσεων και επεμβάσεων στο φέροντα οργανισμό με σκοπό την ενίσχυση του και τη αντισεισμική θωράκισή του. Λόγω του χαρακτηρισμού του κτιρίου ως μνημείο, οι ενισχύσεις έπρεπε να υλοποιηθούν με τέτοιο τρόπο ώστε να μην αλλοιώνονται η όψη του και οι εσωτερικοί χώροι του. Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις των ισχυόντων κανονισμών.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING  
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔE 2021/4

**Assessment of the bearing capacity and reinforcement study in a reinforced concrete listed building with the use of metal elements and synthetic materials**

Pilichos D. Anastasios

(Supervised by Pavlos Thanopoulos, Co-supervised by Andreas Spiliopoulos)

**Abstract**

The present diploma thesis has been elaborated in the context of the undergraduate studies of the School of Civil Engineering at the National Technical University of Athens. The objective of the current thesis is the evaluation of the durability of a listed block of flats (made of reinforced concrete) by taking into consideration the actions of vertical and horizontal loads. The study responds to the present-day desire to change the initial use of the building and include new offices.

The building of the present study is located in the center of Athens. It is a five-story building with a basement and a flat roof and it was built during the interwar period, in 1925. Its erection had not taken care of any possible seismic activities since no such regulation existed during that period.

All the analysis was performed with the help of SOFISTIK software. Moreover, the building was graphically designed in a 3D model simulation, at a SOFIPLUS environment. The method of analysis of the chosen vector is the "Dynamic Elastic Analysis". Based on the results, the bearing capacity of the existing structure was further assessed. At the next stage, the various members of the building that are considered deficient were identified. Then, various proposals for reinforcements and interventions at the main body of the bearing system were investigated in order to strengthen its anti-seismic shielding. Due to the designation of the building as a listed monument, the reinforcements had to be implemented in such a way that the facades and the interior spaces will not be altered. The current study is in accordance with the provisions dictated by the current regulations.

# Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της διπλωματικής εργασίας, καθηγητή κ. Παύλο Θανόπουλο και τον συνεπιβλέποντα, καθηγητή κ. Ανδρέα Σπηλιόπουλο για την ευκαιρία που μου έδωσαν να ασχοληθώ με ένα ενδιαφέρον και επίκαιρο θέμα, που αφορά το αντικείμενο του σύγχρονου πολιτικού μηχανικού. Παράλληλα τους ευχαριστώ θερμά για την συνεχή αρωγή, την επιστημονική καθοδήγηση και τις πολύτιμες συμβουλές που μου παρείχαν, καθ' όλη τη διάρκεια της συνεργασίας μας, με στόχο την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Ακόμα, θα ήθελα να ευχαριστήσω, τους καθηγητές κ. Ιωάννη. Βάγια και κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο, για την επιστημονική συμμετοχή τους στην αξιολόγηση της εργασίας αυτής, όπως και την κ. Βίκυ Μτεκιάρη, γραμματέα του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών, για τη βοήθεια που μου παρείχε στην υλοποίηση όλων των διαδικαστικών θεμάτων που σχετίζονταν με την παράδοση της διπλωματικής μου εργασίας.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Ανδρέα Γκισάκη, πολιτικό μηχανικό της εταιρείας προγραμμάτων SOFISTIK HELLAS A.E., για την βοήθεια του, όσον αφορά την επίλυση αποριών μου, σχετικές με το λογισμικό.

Τέλος, θέλω να ευχαριστήσω τον προσωπικό μου φίλο, αρχιτέκτονα Βασίλη Χανή για τις συμβουλές του, όσον αφορά την αρχιτεκτονική κατανόηση του υφιστάμενου διατηρητέου κτιρίου.

Κλείνοντας επιθυμώ να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου, στην οικογένειά μου και στους φίλους μου, για την διαχρονική ενθάρρυνση και εμπιστοσύνη τους· που πάντα είναι δίπλα μου και αποτελούν συνοδοιπόρους και σταθερούς υποστηρικτές σε κάθε προσπάθειά μου.



# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Ο σεισμός είναι ο κίνδυνος που απειλεί τους περισσότερους ανθρώπους στη Γη. Η Ελλάδα είναι μία από τις πιο σεισμογενείς χώρες στον κόσμο, καθώς από άποψη σεισμικότητας κατέχει την πρώτη θέση στην Ευρώπη και την έκτη στον κόσμο. Ιδίως τις τελευταίες δεκαετίες, η χώρα μας έχει πληγεί από ισχυρούς σεισμούς, οι οποίοι είχαν σαν αποτέλεσμα την απώλεια ανθρώπινων ζώων και την καταστροφή οικοδομημάτων, εξαιτίας αστοχιών, που προήλθαν από τον ανεπαρκή σχεδιασμό έναντι των σεισμικών δράσεων. Γι' αυτό το λόγο δύο από τα μεγαλύτερα προβλήματα που καλείται να αντιμετωπίσει ένας μηχανικός σήμερα είναι η αντισεισμική θωράκιση των νέων κατασκευών έναντι των οριζόντιων δράσεων, καθώς και η ενίσχυση των υφιστάμενων κατασκευών, οι οποίες έχουν σχεδιαστεί, είτε χωρίς αντισεισμικό κανονισμό, και έχουν διαστασιολογηθεί ουσιαστικά για τα στατικά τους φορτία, είτε έχουν σχεδιαστεί με προγενέστερους κανονισμούς οι οποίοι δεν λάμβαναν σημαντικές παραμέτρους αντισεισμικής προστασίας. Ταυτόχρονα η ανάγκη της ενίσχυσης των κατασκευών προέκυψε και από την απαίτηση για αναπαλαίωση και ενδυνάμωση των υφιστάμενων κτισμάτων με αρχιτεκτονική αξία, όπως ιστορικά διατηρητέα κτίρια και μνημεία, αλλά και δημόσια κτίρια ή ιδιωτικές κατοικίες που έχουν ανεγερθεί παλιά. Η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός ενός κτιρίου μπορεί να γίνει σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ ή εναλλακτικά σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8- Μέρος 3, ο οποίος εφαρμόζεται στην Ευρώπη γενικά. Στην Αμερική εφαρμόζεται ο κανονισμός FEMA ή ο κανονισμός ATC-40.

## 1.2 Αντικείμενο της παρούσας εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας, αποτελεί η προσομοίωση, η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς και η ενίσχυση ενός υφιστάμενου διατηρητέου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο ανεγέρθηκε γύρω στο 1925, στο κέντρο της Αθήνας. Το προσομοίωμα του φορέα υλοποιήθηκε στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SOFISTIK, το οποίο αποτελεί εργαλείο ανάλυσης ευρέως διαδεδομένο παγκοσμίως. Σκοπός της αποτίμησης, είναι η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους Κανονισμούς. Στη συνέχεια εντοπίστηκαν τα μέλη του κτιρίου που παρουσίαζαν ανεπάρκεια και διερευνήθηκαν διάφορες προτάσεις ενισχύσεων, με σκοπό την αντισεισμική προστασία του κτιρίου. Η μελέτη υπολογισμού, έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων και ιδιαιτέρως του Ευρωκώδικα 8-Μέρος 3, που αφορά στην αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και τις ενισχύσεις κτιρίων. Επίσης υιοθετήθηκε παράλληλα με τους ανωτέρω κανονισμούς και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, ως πρότυπο για κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος.

## 1.3 Ιστορική αναδρομή στους Ελληνικούς κανονισμούς

### 1.3.1 Κατασκευές και κανονισμοί πριν το 1984

Προ του 1959 είχαν αναπτυχθεί σε κάποιες περιοχές της χώρας, όπου υπήρχε έντονη σεισμικότητα, όπως τα Επτάνησα, εμπειρικές μέθοδοι αντισεισμικής τεχνολογίας και ορισμένοι λίγοι τύποι κατασκευών χαρακτηρίζονταν από κάποια συστήματα και στοιχεία αντισεισμικής θωράκισης.

Για τη διαστασιολόγηση του οπλισμένου σκυροδέματος παρέμενε σε ισχύ ο Κανονισμός του 1954, ο οποίος ήταν μετάφραση του αντίστοιχου Γερμανικού (DIN 1045) του 1936. Ο Κανονισμός αυτός αναφερόταν, σε κατασκευές που καλούνται να παραλάβουν μόνο κατακόρυφες δράσεις.

Ο πρώτος ολοκληρωμένος κανονισμός αντιμετώπισης του σεισμού σε οικοδομικά έργα ανακοινώθηκε το 1959 με Βασιλικό Διάταγμα. Η θέσπιση Αντισεισμικού Κανονισμού το 1959 δεν σήμαινε ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν μ' αυτόν, ιδίως οι πολώροφες από οπλισμένο σκυρόδεμα, διέθεταν ικανοποιητική αντοχή σε σεισμό. Αυτό συνέβαινε διότι ο αντισεισμικός αυτός κανονισμός είχε δομηθεί με γνώσεις και θεωρίες της δεκαετίας του 1920-1930 και αφορούσε κυρίως μονώροφες κατασκευές. Η ανάλυση και ο έλεγχος σε σεισμικά φορτία βασίζονταν στο μοντέλο του μονώροφου (ανάλυση κατά Α. Ρουσόπουλο «Διανομή οριζοντίων δυνάμεων υπό άκαμπτου πλακός εις ολόσωμους εν τω χώρω φορείς. Περιπτώσεις σεισμικών δυνάμεων. Διανομή και δίαυτα αυτών.» 1932) και αναφέρεται στον κανονισμό του 1959 με το όνομα «ακριβής ελληνική μέθοδος». Αυτή η μέθοδος εφαρμόστηκε χωρίς επαρκή αιτιολόγηση και στα πολώροφα κτίρια. Έτσι, ο έλεγχος γινόταν για κάθε όροφο ξεχωριστά, με την θεώρηση ελαστικών στηρίξεων για τα υποστρώματα, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η πλαισιακή λειτουργία και η συμμετοχή των δοκών στην ανάληψη της σεισμικής έντασης. Το βασικό νέο στοιχείο που εισήγαγε στο σχεδιασμό των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, ο αντισεισμικός κανονισμός του 1959, ήταν η απαίτηση υπολογισμού και διαστασιολόγησης για οριζόντιες δυνάμεις ανάλογες των μαζών της κατασκευής και ο καθορισμός του μεγέθους των δυνάμεων αυτών ανάλογα με τη θεωρούμενη σεισμικότητα της περιοχής και τον τύπο του εδάφους. Οι βασικές αρχές του κανονισμού ήταν ότι θεωρήθηκε ορθογωνική κατανομή της σεισμικής δύναμης κατά το ύψος του κτιρίου, που προέκυπτε με πολλαπλασιασμό των κατακόρυφων φορτίων με τους αντίστοιχους σεισμικούς συντελεστές  $\epsilon$ . Ο συντελεστής  $\epsilon$  καθοριζόταν ως ποσοστό της επιτάχυνσης της βαρύτητας και της σεισμικότητας της κάθε περιοχής. Οι τιμές του συντελεστή  $\epsilon$  δίνονταν από τον παρακάτω πίνακα:

Σεισμικότητα της Περιοχής	Επικινδυνότητα Εδάφους		
	(α)	(β)	(γ)
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,08	0,12	0,16

Εικόνα 1: Τιμές του συντελεστή  $\epsilon$

Το έδαφος κατατασσόταν σε τέσσερις κατηγορίες από απόψεως σεισμικής επικινδυνότητας: Έδαφος μικρής σεισμικής επικινδυνότητας(α), Έδαφος μέτριας σεισμικής επικινδυνότητας(β), Έδαφος μεγάλης σεισμικής επικινδυνότητας (γ), Έδαφος εξαιρετικής σεισμικής επικινδυνότητας (δ). Μερικές ακόμα βασικές αρχές του ήταν:

- Η σεισμική δύναμη επιβαλλόταν στα κατακόρυφα στοιχεία βάσει της δυσκαμψίας.
- Συνιστάται η τοποθέτηση τοιχωμάτων. Κατά την στατική ανάλυση συνήθων οικοδομικών έργων, επιτρέπεται η διάσπαση των διατομών τοιχωμάτων μορφής Γ, Τ, στα επί μέρους ορθογωνικά σκέλη τους.
- Διαστασιολόγηση με τη μέθοδο επιτρεπόμενων επιτρεπόμενων τάσεων.
- Στις επαλληλίες φορτίσεων με σεισμό, επιτρέπεται υπέρβαση τάσεων κατά 20% στο οπλισμένο σκυρόδεμα και 50% στο έδαφος κ.α.

### 1.3.2 Κατασκευές και κανονισμοί μετά το 1984

Μετά τον σεισμό του 1978 στη Θεσσαλονίκη και το 1981 στις Αλκυονίδες, έγιναν το 1984 τροποποιήσεις και προσθήκες σε κάποιες διατάξεις του κανονισμού και από το 1985 ο νέος κανονισμός άρχισε να εφαρμόζεται. Μερικές από τις βασικές αρχές του ήταν:

➤ Η κατανομή της σεισμικής δύναμης πλέον θεωρούνταν τριγωνική, με την μεγαλύτερη τιμή να λαμβάνεται στην κορυφή του κτιρίου.

➤ Για πρώτη φορά λήφθηκε υπόψιν η χωρική λειτουργία των κτιρίων, μέσω της αλληλεπίδρασης των ορόφων. Παράλληλα η εξέλιξη των Η/Υ και των προγραμμάτων στατικής ανάλυσης στο χώρο, έθεσαν τέρμα στο πρόβλημα της ανεπαρκούς προσομοίωσης και των προσεγγιστικών μεθόδων ανάλυσης πολυώροφων κτιρίων για τη σεισμική δράση.

➤ Συμπεριλήφθηκε η έννοια της σπουδαιότητας των κτιρίων.

Σεισμικότητα	Μεγάλη	Συνήθης
I και II	1,50	1,00
III	1,20	1,00

Εικόνα 1.1: Κατάταξη κτιρίων βάση σπουδαιότητας

➤ Η αντιμετώπιση φαινομένων «δευτέρας τάξης»

➤ Ορίστηκε το κρίσιμο μήκος των δοκών και των υποστυλωμάτων, για τον καθορισμό των απαιτούμενων συνδετήρων.

➤ Εισάγεται ο ικανοτικός σχεδιασμός και ο έλεγχος των υποστυλωμάτων και των κόμβων.

➤ Άρχισαν να αντιμετωπίζονται τα λεγόμενα « κοντά » υποστυλώματα στις κατασκευές.

➤ Τέλος καθορίστηκαν πολλές κατασκευαστικές διατάξεις, όπως η σωστή τοποθέτηση και οι ποσότητες των οπλισμών για λόγους τοπικής πλαστιμότητας, οι ιδεατές διαστάσεις των διατομών οπλισμένου σκυροδέματος κ.α.

Το 1993 εγκρίθηκε ο Νέος Αντισεισμικός Κανονισμός (Ν.Ε.Α.Κ) και τέθηκε σε εφαρμογή το 1994, ενώ καθιερώθηκε το 1995, ύστερα από τις τελικές αλλαγές που πραγματοποιήθηκαν. Ο κανονισμός αυτός συνοδεύεται με τον νέο κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος (ΝΕΚΩΣ) στον οποίο εφαρμόζεται, για τον έλεγχο των διατομών, η μέθοδος των μερικών συντελεστών ασφαλείας. Στον Ν.Ε.Α.Κ αναπτύσσεται και η Δυναμική δράση του σεισμού που είναι η πιο καθοριστική.

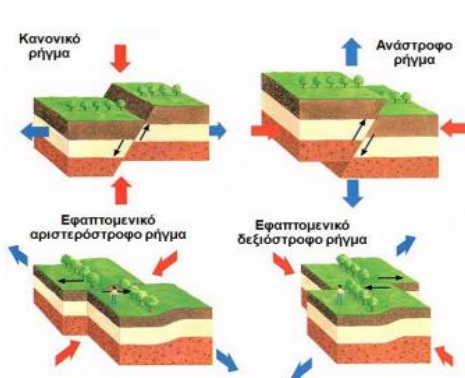
Τέλος το 1999, εγκρίθηκε ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός και επισημοποιήθηκε το 2000. Ο κανονισμός αυτός (Ε.Α.Κ) αποτελεί αναθεώρηση του ισχύοντος Ν.Ε.Α.Κ. στον οποίο έγιναν κάποιες απαραίτητες τροποποιήσεις και συμπληρώσεις. Ο κανονισμός Ε.Α.Κ. μαζί με κάποιες συμπληρώσεις, ισχύει μέχρι σήμερα.

## 2 Θεμελιώδεις αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού

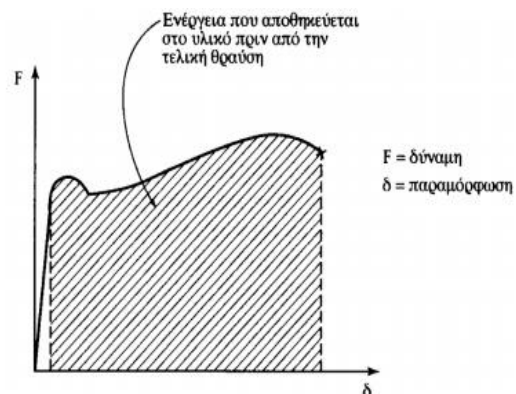
### 2.1 Θεωρητικά στοιχεία σεισμολογίας

Οι σεισμοί γεννώνται εξαιτίας της απότομη διάρρηξης του στερεού φλοιού της Γης όπου και όταν οι συσσωρευμένες τάσεις των γεωλογικών στρωμάτων υπερβούν την αντίστοιχη αντοχή δημιουργώντας σεισμικά ρήγματα. Τα ρήγματα αυτά διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες: Πρώτον, τα κανονικά ρήγματα όπου το τέμαχος της ανώτερης πλευράς της διάρρηξης ολισθαίνει προς τα κάτω, δεύτερον τα ανάστροφα ρήγματα όπου τα υποκείμενα πετρώματα συμπιέζονται και στις δύο πλευρές του ρήγματος και τρίτον τα ρήγματα οριζόντιας μετατόπισης (εφαπτομενικά) στα οποία η διάρρηξη εκτείνεται κατακόρυφα μέσα στο πέτρωμα και τα τεμάχη εκατέρωθεν του ρήγματος κινούνται οριζόντια είτε αριστερόστροφα είτε δεξιόστροφα.

Εξαιτίας αυτής της ξαφνικής απελευθέρωσης ενέργειας στο φλοιό της Γης, δημιουργούνται τα σεισμικά κύματα. Ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας καταναλώνεται λόγω τριβών και ανελαστικών παραμορφώσεων, ενώ το υπόλοιπο παραμορφώνει και προκαλεί κίνηση στις κατασκευές. Μέρος της ενέργειας που παραμορφώνει τις κατασκευές αποθηκεύεται και επιφέρει αστοχία όταν φτάσει στην οριακή τιμή αντοχής.



Εικόνα 2: Κατηγορίες σεισμικών ρηγμάτων

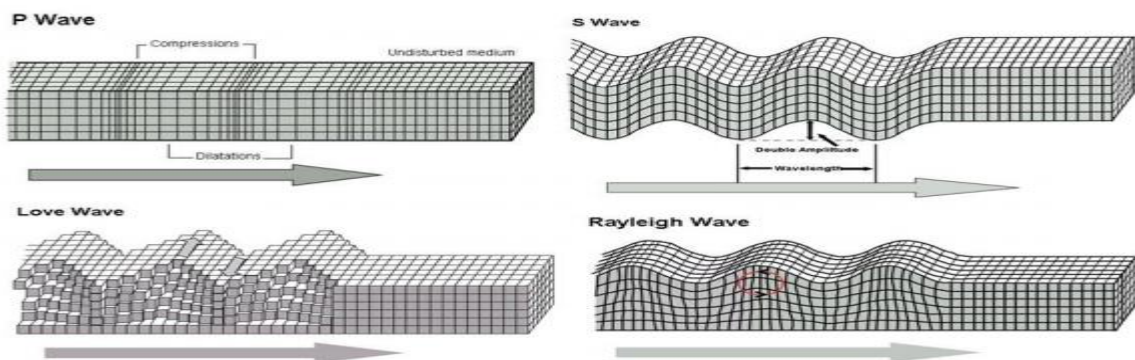


Εικόνα 2.1: Ενέργεια υλικού πριν τη στιγμή αστοχίας

Αρχικά, τα πρωτεύοντα κύματα είναι τα P και είναι διαμήκη κύματα. Συνήθως κατά την τελική άφιξη τους στην επιφάνεια διαδίδονται κατά την κατακόρυφη διεύθυνση για αυτό και γίνονται αντιληπτά ως κίνηση πάνω-κάτω, προκαλώντας διαδοχικά θλίψη – εφελκυσμό του μέσου στο οποίο διαδίδονται κατά την κατεύθυνση διάδοσης. Τα επόμενα κύματα που διαδίδονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους είναι τα δευτερεύοντα, γνωστά και ως κύματα S. Τα κύματα αυτά είναι διατμητικά και φέρουν μεγαλύτερη ποσότητα ενέργειας για αυτό και θεωρούνται πιο ισχυρά και καταστρεπτικά, προκαλώντας ταλαντώσεις κάθετα στο επίπεδο διάδοσης. Για τον λόγο αυτόν, τα κύματα S χρησιμοποιούνται προκειμένου να αποτιμηθεί το μέγεθος ενός σεισμού. Κατά την άφιξη των ανωτέρω σεισμικών κυμάτων στην επιφάνεια του εδάφους, δημιουργούνται δύο ακόμα τύποι (επιφανειακών) σεισμικών κυμάτων που χρονικά έπονται των άλλων δύο, εν προκειμένω, τα κύματα Love, τα οποία προκαλούν την ταλάντωση των σημείων του εδαφικού μέσου με έναν περισσότερο σύνθετο (γραμμικώς πολωμένο) τρόπο, καθώς και τα κύματα Rayleigh, τα οποία προκαλούν την ταυτόχρονη ταλάντωση των σημείων του εδάφους σε ελλειπτικές τροχιές περί κατακόρυφων και παράλληλων προς τη διεύθυνση



διάδοσης άξονες. Τα δύο τελευταία κύματα κινούνται πιο αργά από τα πρώτα (P και S) αλλά, ιδιαίτερα τα κύματα Love, είναι πιο καταστρεπτικά.



Εικόνα 2.2: Κατηγορίες σεισμικών ρηγμάτων

Όλα τα παραπάνω κύματα συντίθενται και αποδίδουν σε ένα τυχαίο σημείο της επιφάνειας κίνηση η οποία μπορεί να καταγραφεί ποσοτικά (δύο οριζόντιες συνιστώσες και μία κατακόρυφη) μέσω σειсмоγράφων. Η καταγραφή αυτή της μεταβολής της εδαφικής επιτάχυνσης του σημείου με το χρόνο εξαιτίας της σεισμικής διέγερσης, γίνεται μέσω ειδικών οργάνων, που λέγονται επιταχυνσιογραφήματα.

Τα σεισμικά κύματα, παρότι δεν αποτελούν μέρος της διαδικασίας σχεδιασμού των έργων πολιτικού μηχανικού, εντούτοις ουσιαστικά επηρεάζουν εμμέσως την απόκριση των κατασκευών καθώς φέρουν τη σεισμική ενέργεια την οποία προσπαθούν με γενικό τρόπο οι αντισεισμικοί κανονισμοί διεθνώς να εκφράσουν με όρους φασματικής επιτάχυνσης και τελικά, σεισμικών δυνάμεων σχεδιασμού. Κατά συνέπεια, η τελική απλοποιημένη εικόνα που αποτυπώνεται στα φάσματα σχεδιασμού με τα οποία ο μελετητής διαστασιολογεί το έργο ώστε να φέρει με ασφάλεια τα σεισμικά φορτία ή καλύτερα να αποκρίνεται στο επιθυμητό επίπεδο επιτελεστικότητας, αποτελεί αποτέλεσμα πολυετούς μελέτης αλληλένδετων ζητημάτων τεχνικής σεισμολογίας, στατιστικής, εδαφομηχανικής και αντισεισμικής μηχανικής, ενώ παράλληλα αντανακλά και την αντίστοιχη οικονομική και επιστημονική πρόοδο.

## 2.2 Σεισμοί και κατασκευές

Ο σεισμός αποτελεί μια δυναμική φόρτιση των κατασκευών, η οποία όμως συμβαίνει σπάνια και διαρκεί λίγα μόνο δευτερόλεπτα. Ειδικότερα ο σεισμός σχεδιασμού, για τον οποίο σχεδιάζονται οι κατασκευές, είναι ένα φαινόμενο που συμβαίνει κατά μέσον όρο κάθε 500 περίπου χρόνια για συνήθεις κατασκευές (κτίρια κατοικιών και γραφείων) και ακόμη πιο σπάνια (έως και 2000 χρόνια) για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας. Αυτό σημαίνει ότι η πιθανότητα να συμβεί αυτός ο σεισμός στη διάρκεια ζωής της κατασκευής είναι μικρή. Συγκεκριμένα, για συνήθεις κατασκευές με διάρκεια ζωής 50 έτη η πιθανότητα να συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού είναι μόλις 10%, ενώ για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας ο αντίστοιχος σεισμός σχεδιασμού έχει ακόμη μικρότερη πιθανότητα να συμβεί.

Οι συνήθεις κατασκευές πολιτικού μηχανικού, και ιδιαίτερα αυτές από οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβα, έχουν την ικανότητα να διατηρούν την αντοχή τους για σημαντικά μεγάλες οριζόντιες παραμορφώσεις, όπως αυτές που προκαλούνται κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμών, που αντιστοιχούν σε μετακινήσεις αρκετά μετά τη διαρροή τους.

Επίσης, παρότι η δυσκαμψία τους μειώνεται σημαντικά (σχεδόν μηδενίζεται) κατά τη διάρκεια που οι κατασκευές αποκρίνονται στην πλαστική περιοχή, κατά την αποφόρτιση το σύστημα ανακτά τη δυσκαμψία του. Η σεισμική φόρτιση διαρκεί λίγα μόνο δευτερόλεπτα, κατά τη διάρκεια των οποίων συμβαίνουν πολλές εναλλαγές προσήμου των σεισμικών φορτίων.

Με βάση τα παραπάνω, και επειδή όπως προαναφέρθηκε η σεισμική δόνηση για την οποία γίνεται η μελέτη μιας κατασκευής έχει μικρή πιθανότητα να συμβεί κατά τη διάρκεια της ζωής της, θα ήταν αντισυμβαλλόμενο να σχεδιαστεί έτσι ώστε να μην πάθει καμία ζημιά (δηλαδή να συμπεριφερθεί ελαστικά) όταν συμβεί ο σεισμός αυτός και να μην εκμεταλλευτούμε την ικανότητά της να μπορεί να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή χωρίς να χάνει την αντοχή και τη δυσκαμψία της.

Με άλλα λόγια, είναι περισσότερο οικονομικό να αφήσουμε την κατασκευή να πάθει κάποιες μικρές ζημιές εάν συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού, τις οποίες θα επισκευάσουμε μετά το σεισμό, παρά να την κατασκευάσουμε εξ αρχής τόσο ισχυρή ώστε να μπορεί να ανταπεξέλθει σε αυτό το σεισμό χωρίς καθόλου ζημιές. Φυσικά, πρέπει να ληφθούν κατάλληλα μέτρα ώστε οι ζημιές να είναι ελεγχόμενες και επισκευάσιμες.

Αυτή η φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού, η οποία έχει υιοθετηθεί από όλους τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, διέπεται από τις παρακάτω βασικές αρχές:

- Σε μικρούς σεισμούς, η κατασκευή πρέπει να μην υποστεί ζημιές (ελαστική συμπεριφορά).
- Σε μεγάλους σεισμούς με μικρή πιθανότητα να συμβούν στη χρήσιμη ζωή του έργου, η κατασκευή επιτρέπεται να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή και επομένως να υποστεί ζημιές. Οι ζημιές αυτές πρέπει να είναι περιορισμένης έκτασης και επιδιορθώσιμες.
- Πρέπει να εξασφαλιστεί ότι δεν θα υπάρξει κανένας κίνδυνος κατάρρευσης. Για το λόγο αυτό πρέπει να αποκλειστούν μορφές αστοχίας που εγκυμονούν κίνδυνο κατάρρευσης, όπως ο σχηματισμός μαλακού ορόφου (μηχανισμός κατάρρευσης) και ψαθυρές μορφές αστοχίας (π.χ. διατμητική αστοχία).

### **2.3 Σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας**

Η βασική ιδέα των μεθόδων αντισεισμικού σχεδιασμού και αποτίμησης είναι η σύγκριση μεταξύ του μεγέθους της "απαίτησης" το οποίο επιβάλλεται από τον σεισμό στην κατασκευή και του αντίστοιχου μεγέθους της "ικανότητας" αντίστασης της κατασκευής. (Ρεπάπης 2007)

Η κλασική θεωρία σχεδιασμού των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών βασίζεται στη μέθοδο των δυνάμεων, όπου εξετάζεται η ελαστική απόκριση της κατασκευής, δηλαδή η συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές και δεν ασχολείται με την απόκριση της κατασκευής, μετά την ελαστική περιοχή ως την οριζόντια κατάρρευση. Ο σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας στηρίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμη επιτελεστικότητας) ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο σεισμικής ικανότητας. Με άλλα λόγια, εξετάζεται, η πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών, σε αντίθεση με

την κλασική μεθοδολογία όπου εξετάζεται η συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές(ελαστική απόκριση) και δεν ασχολείται με το τι συμβαίνει μετά.

Σύμφωνα με τη λογική σχεδιασμού και αποτίμησης των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας καθορίζονται τα αποδεκτά επίπεδα ζημιών ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, δηλαδή ο επιδιωκόμενος στόχος σεισμικής ικανότητας. Ο στόχος αυτός καθορίζεται ως συνδυασμός του αποδεκτού επιπέδου ζημιών στην κατασκευή και του επιπέδου της σεισμικής δράσης.

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας χρησιμοποιείται κυρίως για τον έλεγχο επάρκειας και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των κανονισμών(πχ ΚΑΝ.ΕΠΕ, Ευρωκώδικας 8-3, FEMA- 356 , ATC-40).

Σε γενικές γραμμές, από όλους τους κανονισμούς ορίζονται οι εξής τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό και τα μη-φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών:

➤ Άμεση Χρήση μετά το σεισμό (Immediate occupancy): Το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε καμία λειτουργία να μη διακόπτεται κατά τη διάρκεια του σεισμού ή μετά από αυτόν, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες.

➤ Προστασία ζωής (Life safety): Αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή. Για την επαναχρησιμοποίηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτείται να επισκευαστούν οι βλάβες.

➤ Οιονεί κατάρρευση (Structural stability): Αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες, μη επισκευάσιμες στην πλειοψηφία τους βλάβες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία έχει μειωθεί σημαντικά, με αποτέλεσμα η κατασκευή να μη διαθέτει άλλα περιθώρια ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης και υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης σε πιθανούς μετασεισμούς. Ο κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ανθρώπων από πτώσεις μελών της κατασκευής είναι μεγάλος, τόσο στο εσωτερικό, όσο και στο εξωτερικό μέρος αυτής. Για τη επαναχρησιμοποίηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτούνται εκτεταμένες επιδιορθώσεις, ενώ είναι πιθανόν να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά συμφέρουσα η επισκευή της. Στον παρακάτω πίνακα, παρουσιάζεται μια ενδεικτική περιγραφή αναμενόμενων βλαβών σε κτίρια από Ο.Σ. για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας:

Στοιχείο	Άμεση χρήση	Περιορισμός βλαβών	Προστασία ζωής	Οιονεί κατάρρευση
Υποστυλώματα	Πολύ περιορισμένες κομμητικές και διατμητικές ρηγματώσεις χωρίς αποκόλληση του σκυροδέματος επικάλυψης. Καμία μόνιμη οριζόντια παραμόρφωση. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων.	Περιορισμένες κομμητικές και διατμητικές ρηγματώσεις χωρίς ή πολύ μικρή αποκόλληση του σκυροδέματος επικάλυψης. Καμία μόνιμη οριζόντια παραμόρφωση. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων.	Πλαστικές αρθρώσεις σχηματίζονται στο κατώτερο τμήμα του κτιρίου που προκαλούν αποκόλληση του σκυροδέματος επικάλυψης πάνω και κάτω από τους κόμβους. Δημιουργούνται μόνιμες οριζόντιες παραμορφώσεις που αντιστοιχούν σε οριζόντια παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) 2.0%, που μπορεί να είναι και οριακά μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων.	Πλαστικές αρθρώσεις σχηματίζονται στο κατώτερο τμήμα του κτιρίου που προκαλούν σημαντική αποκόλληση του σκυροδέματος επικάλυψης πάνω και κάτω από τους κόμβους και αποδυσργάνωση του σκυροδέματος στο εσωτερικό των κόμβων. Δημιουργούνται μόνιμες οριζόντιες παραμορφώσεις που αντιστοιχούν σε οριζόντια παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) 3.5%, που μπορεί να είναι και οριακά μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές. Η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων διατηρείται σχεδόν σε όλα τα υποστυλώματα της κατασκευής.
Τοιχώματα	Ασήμαντες διατμητικές ρηγματώσεις στο επίπεδο του τοιχώματος. Καθόλου ή πολύ μικρές ρηγματώσεις στη βάση του τοιχώματος. Καμία μόνιμη παραμόρφωση. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων.	Ελάχιστες διατμητικές ρηγματώσεις στο επίπεδο του τοιχώματος. Καθόλου ή πολύ μικρές ρηγματώσεις στη βάση του τοιχώματος. Καμία μόνιμη παραμόρφωση. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων.	Εκτεταμένες αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης και διατμητικές και κομμητικές ρηγματώσεις στη βάση του τοιχώματος. Ενδείξεις αστοχούν λόγω διατμητικής ολισθήσης. Δημιουργούνται μόνιμες οριζόντιες παραμορφώσεις που αντιστοιχούν σε οριζόντια παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) 2.0%, που μπορεί να είναι και οριακά μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων.	Εκτεταμένες αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης και διατμητικές και κομμητικές ρηγματώσεις σε όλο το ύψος του τοιχώματος και ειδικά στις περιοχές με τη μεγαλύτερη μόνιμη παραμόρφωση. Ενδείξεις λυγισμού διαμήκων ράβδων οπλισμού. Ενδείξεις αστοχούν λόγω διατμητικής ολισθήσης στις θέσεις των αρμών σκυροδέτησης και στη βάση του τοιχώματος. Δημιουργούνται μόνιμες οριζόντιες παραμορφώσεις που αντιστοιχούν σε οριζόντια παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) 3.5%, που μπορεί να είναι και οριακά μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές. Η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων διατηρείται σχεδόν σε όλα τα τοιχώματα της κατασκευής.

Στοιχείο	Λιμνη χρήση	Περιορισμός βλαβών	Προστασία ζωής	Οιονεί κατάρρευση
Δοκοί	Πολύ περιορισμένες αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης γύρω από τους κόμβους. Πολύ περιορισμένες καμπτικές ρηγματώσεις στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων. Καμία μόνιμη παραμόρφωση. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.	Περιορισμένες αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης γύρω από τους κόμβους. Περιορισμένες καμπτικές ρηγματώσεις στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων. Καμία μόνιμη παραμόρφωση. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.	Αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης στους κόμβους και τις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων. Καμπτικές και διατμητικές ρηγματώσεις στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων, που επεκτείνονται και μέσα στους κόμβους. Επιμήκυνση των συνδετήρων κοντά στους κόμβους. Μόνιμες κατακόρυφες παραμορφώσεις της τάξης του $L/175$ . Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.	Εκτεταμένες αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης στους κόμβους και τις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων. Εκτεταμένες καμπτικές και διατμητικές ρηγματώσεις στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων, που επεκτείνονται και μέσα στους κόμβους. Θραύση των συνδετήρων κοντά στους κόμβους. Μόνιμες κατακόρυφες παραμορφώσεις της τάξης του $L/75$ . Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.
Πλάκες	Πολύ περιορισμένες ρηγματώσεις κοντά στις στηρίξεις. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.	Περιορισμένες ρηγματώσεις κοντά στις στηρίξεις. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.	Ρηγματώσεις κοντά στις στηρίξεις. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.	Εκτεταμένες ρηγματώσεις κοντά στις στηρίξεις. Αποκολλήσεις τμημάτων σκυροδέματος μεταξύ των σπλιμών. Κατακόρυφες παραμορφώσεις κοντά στις στηρίξεις της τάξης του $d/4$ ( $d$ =πλάτος πλάκας). Όχι κατάρρευση της πλάκας.
Θεμελιώσεις	Καμία ένδειξη διαφορικής καθίζησης μεταξύ γειτονικών υποστυλωμάτων	Καμία ένδειξη διαφορικής καθίζησης μεταξύ γειτονικών υποστυλωμάτων	Διαφορικές καθιζήσεις της τάξης του $L/150$ μεταξύ γειτονικών υποστυλωμάτων	Διαφορικές καθιζήσεις της τάξης του $L/60$ μεταξύ γειτονικών υποστυλωμάτων
Μη-φέροντα στοιχεία	Δεν υπάρχουν θραύσεις εξωτερικών υαλοπινάκων. Όλες οι πόρτες (εσωτερικές και εξωτερικές) παραμένουν σε λειτουργία. Πολύ περιορισμένες ζημιές σε ψευδοροφές και φωτιστικά σώματα χωρίς καταπτώσεις. Ελάχιστοι έπιπλα ανατρίπονται. Πολύ περιορισμένες ρηγματώσεις σε εσωτερικά χωρίσματα και επικαλύψεις κλιμακίων. Οι ανελκυστήρες και ο υπόλοιπος μηχανολογικός εξοπλισμός παραμένουν σε λειτουργία. Πολύ περιορισμένες βλάβες σε σοφίτες.	Πολύ περιορισμένες θραύσεις εξωτερικών υαλοπινάκων. Όλες οι πόρτες (εσωτερικές και εξωτερικές) παραμένουν σε λειτουργία. Πολύ περιορισμένες ζημιές σε ψευδοροφές και φωτιστικά σώματα χωρίς καταπτώσεις. Μεμονωμένες ανατροπές επίπλων. Περιορισμένες ρηγματώσεις σε εσωτερικά χωρίσματα και επικαλύψεις κλιμακίων. Οι ανελκυστήρες και ο υπόλοιπος μηχανολογικός εξοπλισμός παραμένουν σε λειτουργία. Περιορισμένες βλάβες σε σοφίτες.	Μερικές θραύσεις υαλοπινάκων. Οι περισσότερες εξωτερικές πόρτες παραμένουν σε λειτουργία, αλλά μερικές εσωτερικές πόρτες μπλοκάρουν. Μερικές ψευδοροφές καταρρέουν και φωτιστικά σώματα καταστρέφονται. Ανατροπές επίπλων. Εκτεταμένες ρηγματώσεις σε εσωτερικά χωρίσματα και ορισμένες ανατροπές. Εκτεταμένες ρηγματώσεις των τοίχων που περιελκύουν το κλιμακοστάσιο. Οι ανελκυστήρες και ο υπόλοιπος μηχανολογικός εξοπλισμός τίθενται εκτός λειτουργίας. Εκτεταμένες βλάβες σε σοφίτες.	Οι περισσότεροι υαλοπινάκες θραύονται. Οι εξωτερικές και εσωτερικές πόρτες μπλοκάρουν. Οι περισσότερες ψευδοροφές και φωτιστικά σώματα καταρρέουν. Ανατροπές επίπλων. Εκτεταμένες ρηγματώσεις σε εσωτερικά χωρίσματα που ανατρίπονται μερικώς. Εκτεταμένες ρηγματώσεις των τοίχων που περιελκύουν το κλιμακοστάσιο. Οι ανελκυστήρες και ο υπόλοιπος μηχανολογικός εξοπλισμός τίθενται εκτός λειτουργίας. Μερική κατάρρευση σε σοφίτες.

Εικόνα 2.3: Πίνακας βλαβών σε κτίρια από Ο.Σ. για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας

## 2.4 Στόχοι σεισμικής ικανότητας

Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς μιας στάθμης επιτελεστικότητας και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάλυσης. Κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης. Αφού καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της ή ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής.

Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται οι στόχοι σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και τις περιόδους επανάλυσης του Ευρωκώδικα 8-3:

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια	20% (Περίοδος επανάλυσης 225 χρόνια)	A1	B1	Γ1
	10% (Περίοδος επανάλυσης 475 χρόνια)	A2	B2	Γ2
	2% (Περίοδος επανάλυσης 2475 χρόνια)	A3	B3	Γ3

Εικόνα 2.4 Στόχοι της σεισμικής ικανότητας κατασκευής



Για το σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η στάθμη επιτελεστικότητας Α συνδυάζεται με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 225 χρόνια (20% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια), η στάθμη επιτελεστικότητας Β συνδυάζεται με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 475 χρόνια (10% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια) και η στάθμη επιτελεστικότητας Γ συνδυάζεται με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 2475 χρόνια (2% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια).

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Άμεση χρήση	Προστασία ζωής	Οιονεί κατάρρευση
Συχνότητα εμφάνισης σεισμικής δράσης	Μεγάλη (συχνοί σεισμοί)	1		Μη-αποδεκτοί στόχοι
	Μικρή (σπάνιοι σεισμοί)	2		
	Πολύ μικρή (πολύ σπάνιοι σεισμοί)	3	3	3

Εικόνα 2.5: Καθορισμός στόχων σχεδιασμού

		Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
		Περιορισμός βλαβών (Α)	Σημαντικές βλάβες (Β)	Οιονεί κατάρρευση (Γ)
Στάθμη επιτελεστικότητας μη-φερόντων στοιχείων	Περιορισμός βλαβών (α)	Α <sub>ι</sub> - α <sub>ι</sub> Συνιστάται για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας σε συνδυασμό με Β <sub>ι</sub> -β <sub>ι</sub>	Β <sub>ι</sub> - α <sub>ι</sub>	Δεν συνιστάται
	Σημαντικές βλάβες (β)	Α <sub>ι</sub> - β <sub>ι</sub>	Β <sub>ι</sub> - β <sub>ι</sub> Συνιστάται για κατασκευές συνήθους σπουδαιότητας	Γ <sub>ι</sub> - β <sub>ι</sub>
	Οιονεί κατάρρευση (γ)	Δεν συνιστάται	Β <sub>ι</sub> - γ <sub>ι</sub>	Γ <sub>ι</sub> - γ <sub>ι</sub>

Εικόνα 2.6 :Συνδυασμένοι στόχοι σεισμικής ικανότητας

## 2.5 Η έννοια της Πλαστιμότητας και των Πλαστικών Αρθρώσεων

Ο όρος πλαστιμότητα, μπορεί να σχετίζεται με μια κατασκευή συνολικά, είτε μεμονωμένα ένα μέλος της κατασκευής ή κάποιο υλικό και αφορά την ικανότητα τους να υπόκεινται σε πλαστικές παραμορφώσεις, χωρίς μείωση της φέρουσας ικανότητάς τους. Η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή της, εξαρτάται από το υλικό της κατασκευής και από το στατικό σύστημα. Υλικά με μικρή πλαστιμότητα, χαρακτηρίζονται ως ψαθυρά όπως το άοπλο σκυρόδεμα, ενώ υλικά με μεγάλη πλαστιμότητα, χαρακτηρίζονται ως όλκιμα, όπως ο χάλυβας. Η πλαστιμότητα αποτελεί έναν από τους σημαντικότερους παράγοντες για τις αντισεισμικές κατασκευές καθώς καθορίζει αν μια κατασκευή θα καταρρεύσει ή όχι σε περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού. Στόχος σε μια τέτοια σεισμική δόνηση είναι η απορρόφηση της ενέργειας του σεισμού και η μετατροπή της σε πλαστική παραμόρφωση, χωρίς απώλεια της φέρουσας ικανότητας.

Ο δείκτης πλαστιμότητας  $\mu$  ορίζεται από τη σχέση:

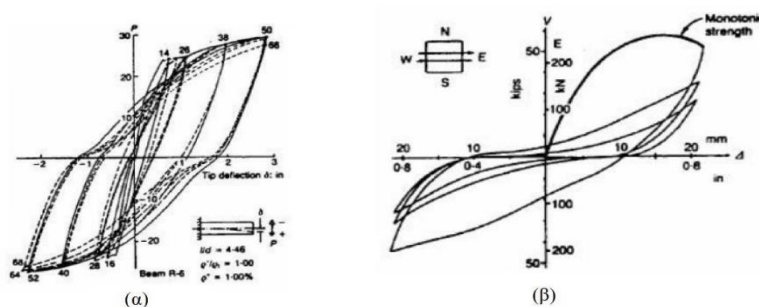
$$\mu = \frac{du}{dy}$$

όπου  $du$  είναι η οριακή παραμόρφωση χωρίς μείωση της αντοχής και  $dy$  η παραμόρφωση διαρροής.

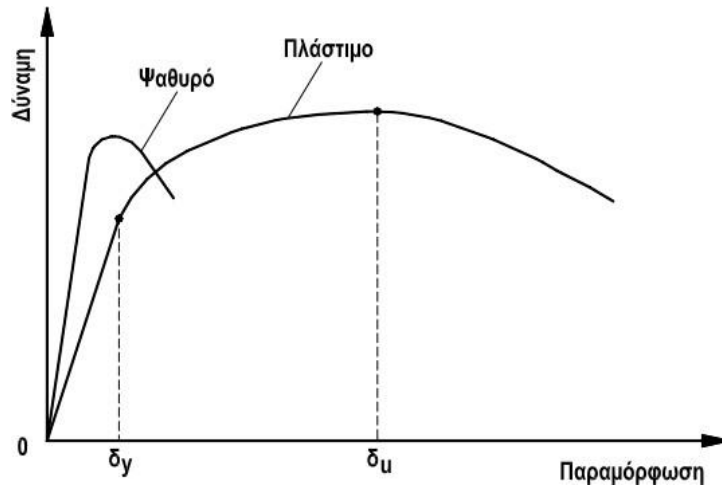
Η πλαστιμότητα μιας κατασκευής δεν είναι εύκολο να υπολογιστεί ή ακόμα και να εκτιμηθεί με κάποιο τρόπο. Αυτό οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι δεν υπάρχουν καθιερωμένες μέθοδοι αντισεισμικού υπολογισμού ή αντισεισμικοί κανονισμοί στους οποίους υπεισέρχεται άμεσα σαν φυσικό μέγεθος. Σε επίπεδο κατασκευής η πλαστιμότητα εξασφαλίζεται μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των μελών τα οποία συνθέτουν την κατασκευή.

Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζεται η συμπεριφορά μελών με ψαθυρή και πλάστιμη συμπεριφορά για μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση αντίστοιχα. Στην πρώτη περίπτωση της μονοτονικής φόρτισης παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων χωρίς σημαντική μείωση της φέρουσας ικανότητας του μέλους, ενώ στην δεύτερη περίπτωση της ανακυκλιζόμενης, που προκαλείται από σεισμό οι βρόγχοι υστέρησης δύναμης και παραμόρφωσης είναι περίπου σταθεροί σε πλάτος και σε μέγιστη δύναμη για ένα σταθερό εύρος των κύκλων παραμόρφωσης.

Αντίθετα ένα μέλος δεν έχει πλάστιμη συμπεριφορά όταν μετά από δύο-τρεις κύκλους φόρτισης-επαναφόρτισης παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας.



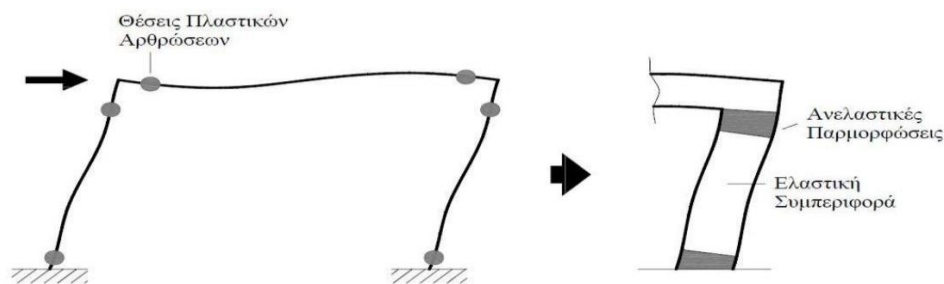
Εικόνα 2.7: Συμπεριφορά α) πλάστιμου και β) ψαθυρού υλικού για ανακυκλιζόμενη φόρτιση



Εικόνα 2.8: Συμπεριφορά πλάστιμου και ψαθυρού υλικού για μονοτονική φόρτιση

Στον αντισεισμικό σχεδιασμό επομένως, σκοπός είναι η ανάπτυξη ανελαστικών παραμορφώσεων στα μέλη, οι οποίες συμβάλλουν στην απορρόφηση της σεισμικής διέγερσης. Με δεδομένο ότι είναι γνωστά, τα εντατικά μεγέθη κατά μήκος των δοκών και των υποστυλωμάτων ενός κτιρίου που καταπονείται από τις κατακόρυφες και οριζόντιες (σεισμικές) δράσεις, είναι δυνατόν να εντοπιστούν οι θέσεις όπου αναμένεται να αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις.

Οι θέσεις αυτές εντοπίζονται στα άκρα των δοκών, όπως επίσης και στην κορυφή και στην βάση των υποστυλωμάτων. Τα συγκεκριμένα μήκους τμήματα στα άκρα κάθε μέλους, στα οποία αναπτύσσονται ανελαστικές παραμορφώσεις, ονομάζονται πλαστικές αρθρώσεις.



Εικόνα 2.9: Πιθανές θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων

## 2.6 Πρωτεύοντα και Δευτερεύοντα στοιχεία

Οι επιμέρους φορείς του φέροντος οργανισμού μίας κατασκευής, καθώς και τα μεμονωμένα δομικά στοιχεία που επηρεάζουν τη δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στην κατασκευή, μπορεί κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό να διακρίνονται σε πρωτεύοντα ή κύρια και σε δευτερεύοντα. Η διάκριση αυτή είναι δυναμική, επαφίεται δηλαδή στην κρίση του μηχανικού, ενώ η ειδοποιός διαφορά μεταξύ των δύο κατηγοριών είναι κατά πόσον ένα στοιχείο ή φορέας είναι κρίσιμο (και όχι απλώς συνεισφέρει) στην αντίσταση της κατασκευής έναντι κατάρρευσης.

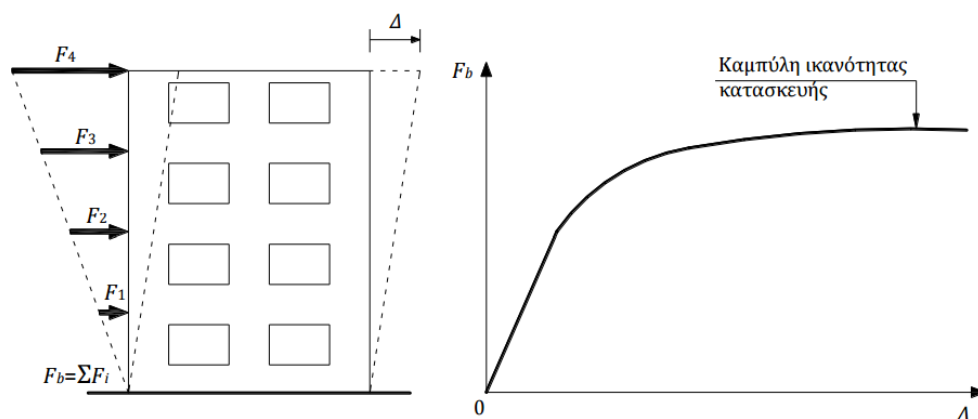
Πρωτεύοντα, θεωρούνται εκείνα που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια υπό σεισμικές δράσεις. Τα δευτερεύοντα στοιχεία, εξαιτίας της μικρής τους δυσκαμψίας ή αντοχής ή πλαστιμότητας, αδυνατούν να παραλάβουν τα σεισμικά φορτία αλλά συμμετέχουν στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων.

Η αντοχή και η δυσκαμψία των στοιχείων αυτών δε θα συνυπολογίζεται στις σεισμικές αναλύσεις. Ο διαχωρισμός σε κύρια και δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία γίνεται για να μην οδηγεί ο έλεγχος στο συμπέρασμα ότι ένα κτίριο δεν έχει αντοχή, λόγω της αστοχίας κάποιων μεμονωμένων μελών του που δεν είναι καθοριστικά για την επάρκειά του, υπό σεισμικές δράσεις.

## 2.7 Καμπύλη Ικανότητας

Η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Πάνω σε αυτήν γίνεται ο καθορισμός των διαφόρων σταθμών επιτελεστικότητας. Για την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται ο υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους.

Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.



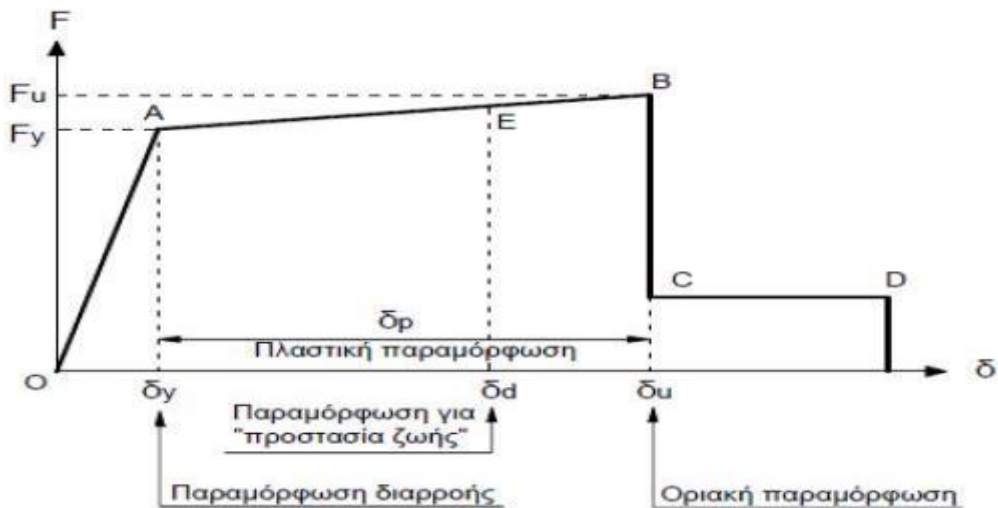
Εικόνα 2.10: Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας πολυώροφης κατασκευής

## 2.8 Καμπύλη $F - \delta$ δομικού στοιχείου ή διατομής

Το πρώτο βήμα για την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας είναι ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη  $F$  με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις  $\delta$ . Τα μεγέθη  $F$  μπορούν να είναι δυνάμεις ή ροπές και επιλέγονται έτσι ώστε να χαρακτηρίζουν το κύριο μέρος της έντασης την οποία προκαλεί η σεισμική δράση στο στοιχείο. Οι σχετικές μετακινήσεις  $\delta$  μπορούν να είναι μετατοπίσεις, παραμορφώσεις, καμπυλότητες ή στροφές και επιλέγονται έτσι ώστε, σε συνδυασμό με τα εντατικά μεγέθη  $F$ , να εκφράζουν την ενέργεια παραμόρφωσης του στοιχείου.

Τα διαγράμματα  $F - \delta$  κατασκευάζονται ακολουθώντας το ιδεατό πρότυπο και έχουν τη μορφή που φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.





Εικόνα 2.11: Ιδεατό διάγραμμα  $F - \delta$  στοιχείων κατασκευής

➤ Κλάδος OA: Το τμήμα OA αφορά την ελαστική συμπεριφορά έως το θεωρητικό σημείο διαρροής. Είναι γραμμικό με κλίση που ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία κατά την ελαστική ανάλυση. Θεωρούμε κατά τον υπολογισμό της  $\theta y$  για παραμόρφωση σε όρους στροφής - χορδής, εκτός από την καμπυλότητα διαρροής  $1/r$ , τη συμμετοχή διατμητικών παραμορφώσεων και ενδεχόμενης ολίσθησης οπλισμού στις αγκυρώσεις.

➤ Κλάδος AB: Το τμήμα AB αφορά τη μετελαστική συμπεριφορά από το θεωρητικό σημείο διαρροής A έως το θεωρητικό σημείο αστοχίας B, το οποίο προκύπτει από την οριακή παραμόρφωση για την οποία παρατηρείται σημαντική μείωση φέρουσας ικανότητας. Η μείωση θεωρείται συνήθως ως 20% μικρότερη αντοχή σε σχέση με τη μέγιστη. Συνήθως για το τμήμα AB λαμβάβεται η κλίση του ως οριζόντια. Κατά συνέπεια η αντίσταση διαρροής  $F_y$  θεωρείται ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας.

Η παραμόρφωση  $\delta_u$ , όπου  $\delta_p = \delta_u - \delta_y$ , ορίζει την ικανότητα παραμόρφωσης ως την αστοχία.

➤ Κλάδος CD: Το τμήμα CD αφορά την απομένουσα ικανότητα μέλους. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$ , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D, θεωρούμε ότι το στοιχείο χάνει την ικανότητα να παραλαμβάνει και κατακόρυφα φορτία. Τις περισσότερες φορές η απομένουσα ικανότητα μέλους θεωρείται ίση με το 20% της οριακής αντοχής (η πραγματική τιμή της απομένουσας αντοχής είναι δύσκολο να εκτιμηθεί).

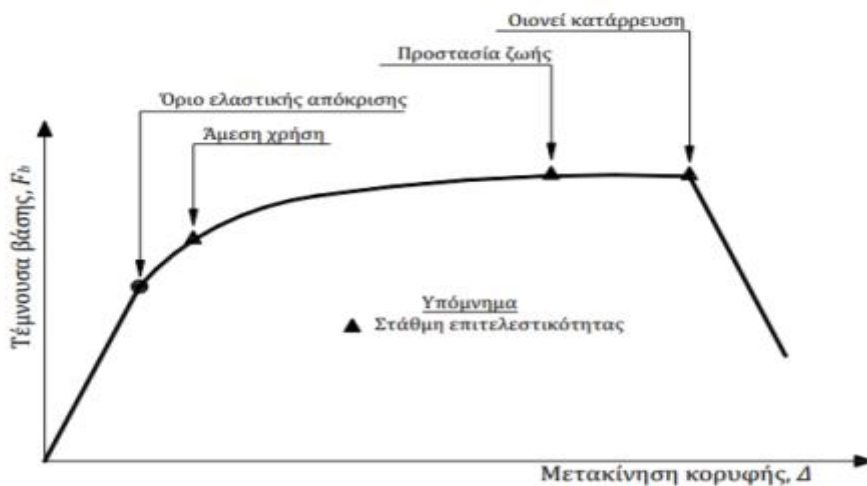
## 2.9 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες  $F - \delta$  που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, στη συνέχεια μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για την κατασκευή.

Πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής  $\Delta$  που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανής και συνήθως απαιτεί καλή κρίση μηχανικού.

Αυτό συμβαίνει γιατί μία στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής ως σύνολο δεν προκύπτει αναγκαστικά από τη μετακίνηση κορυφής που αντιστοιχεί στη στιγμή που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει στην αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας.

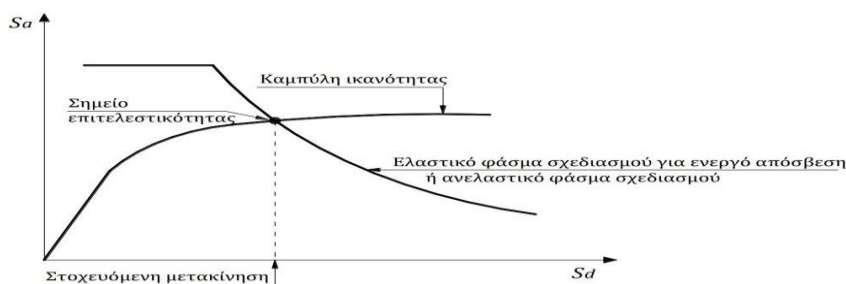
Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία, είναι πιθανόν ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από την αντίστοιχη στάθμη. Επομένως, ο μηχανικός θα πρέπει να αξιολογήσει τη σημασία που έχει στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής η εμφάνιση βλαβών σε κάθε μέλος. Για αυτό ακριβώς το λόγο γίνεται και η διάκριση σε πρωτεύοντα ή κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία, όπως αναλύθηκε και πιο πάνω.



Εικόνα 2.12: Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής

## 2.10 Στοχευομένη Μετακίνηση

Για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – target displacement) που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (performance point) της κατασκευής για αυτό το σεισμό. Η μετακίνηση αυτή μπορεί να υπολογιστεί με προσεγγιστικές μεθόδους ή με στατική μη-γραμμική ανάλυση (μέθοδος pushover), όμως η ακρίβεια των αποτελεσμάτων είναι αμφισβητήσιμη. Διάφορες εναλλακτικές μεθοδολογίες εφαρμογής της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης είναι η μέθοδος ATC-40, η μέθοδος N2, η ιδιομορφική στατική μη-γραμμική ανάλυση (modal pushover) κ.α.



Εικόνα 2.13: Υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης

Για να ελεγχθεί αν μία κατασκευή ικανοποιεί κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, πρέπει να ελεγχθεί αν για την σεισμική δόνηση σχεδιασμού, με την αντίστοιχη περίοδο επανάληψης, η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση) αντιστοιχεί σε σημείο επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, που βρίσκεται πριν την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας.

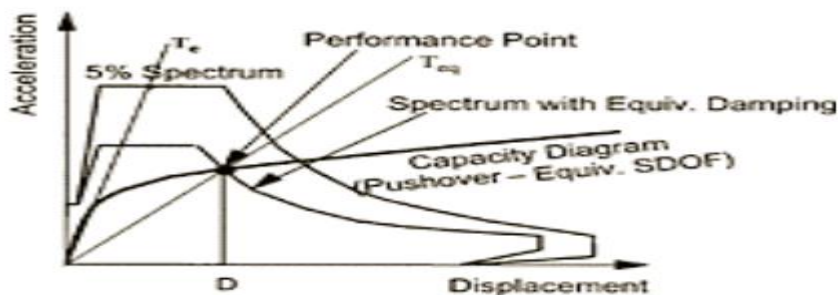
Η διαδικασία επαναλαμβάνεται για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες γίνεται έλεγχος. Μπορεί έτσι να διαπιστωθεί εάν έχει υπερβληθεί κάποιος στόχος σεισμικής ικανότητας. Στοιχεία στα οποία υπάρχει υπέρβαση της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας, πρέπει να ενισχυθούν.



Εικόνα 2.14: Σύγκριση σημείου επιτελεστικότητας για το σεισμό σχεδιασμού και αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας

Οι μέθοδοι υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης βασίζονται στην απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και ο υπολογισμός της απόκρισης της κατασκευής σε κάθε όροφο γίνεται με βάση την παραμόρφωσή της για συγκεκριμένη κατανομή φορτίων καθ' ύψος. Το σημείο επιτελεστικότητας καθορίζεται με βάση την εξισορρόπηση της απαίτησης (demand), σύμφωνα με το επιθυμητό φάσμα σχεδιασμού, και της ικανότητας (capacity) της κατασκευής.

Σε διάγραμμα ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum), η εξισορρόπηση αυτή συμβαίνει στο σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας και του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην ενεργό απόσβεση για τη μέγιστη μετακίνηση ή του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος.



Εικόνα 2.15: Γραφική αναπαράσταση σημείου επιτελεστικότητας

## 2.11 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

Για την κατασκευή του φάσματος σχεδιασμού λαμβάνονται υπόψη:

- Οι ενεργές τιμές της εδαφικής κίνησης στην περιοχή του έργου
- Οι εδαφικές συνθήκες στην περιοχή του έργου.

### 2.11.1 Εδαφική επιτάχυνση

Οι αναμενόμενες τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης και ταχύτητας (η εδαφική μετακίνηση χρησιμοποιείται σπανίως) προκύπτουν από μελέτες σεισμικής επικινδυνότητας, μετά από στατιστική επεξεργασία των σεισμικών γεγονότων που έχουν συμβεί στην ευρύτερη περιοχή του έργου. Τέτοιες μελέτες εκπονούνται για μεγάλα και σημαντικά έργα, ενώ για συνήθεις κατασκευές εφαρμόζονται οι τιμές που δίνονται στους κανονισμούς, ανάλογα με την περιοχή στην οποία πρόκειται να γίνει η κατασκευή. Στον Ευρωκώδικα 8 (ΕΚ8) έχουν υιοθετηθεί οι σεισμικές ζώνες του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ), όπου προβλέπονται τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας με τις τιμές εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς  $ag_R$  που δίνονται στον πίνακα :

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς $a_{gR}$ (g)
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Εικόνα 2.16: Πίνακας τιμών  $ag_R$  εδαφικής επιτάχυνσης

Οι τιμές αυτές  $ag_R$  έχουν προκύψει από μελέτες σεισμικής επικινδυνότητας και αντιστοιχούν σε περίοδο επαναφοράς  $T_R = 475$  χρόνια, δηλαδή κατά μέσο όρο συμβαίνουν μία φορά κάθε 475 χρόνια. Θεωρώντας ότι οι σεισμοί που συμβαίνουν σε κάθε περιοχή ακολουθούν την κατανομή Poisson, περίοδος επανάληψης 475 χρόνια σημαίνει ότι υπάρχει πιθανότητα 10% να συμβεί σεισμός στα επόμενα 50 χρόνια (συνήθης διάρκεια ζωής των κατασκευών), ο οποίος θα προκαλέσει εδαφική επιτάχυνση μεγαλύτερη από  $ag_R$ . Η πιθανότητα αυτή (πιθανότητα υπέρβασης) είναι αποδεκτή για συνήθεις κατασκευές, γι' αυτό και η  $ag_R$  ονομάζεται επιτάχυνση αναφοράς (Reference acceleration, για αυτό και ο δείκτης "R"). Γενικώς, η περίοδος επαναφοράς  $T_R$  συνδέεται με την πιθανότητας υπέρβασης  $p$  της εδαφικής επιτάχυνσης και τη διάρκεια ζωής της κατασκευής  $t_d$  με τη σχέση:

$$T_R = \frac{1}{1 - (1-p)^{1/t_d}}$$

ή

$$T_R = \frac{-t_d}{\ln(1-p)}$$

Για κατασκευές μεγάλης αξίας ή σπουδαιότητας, οι τιμές του παρακάτω πίνακα πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$ , ο οποίος λαμβάνει τιμές 0.8 για κατασκευές μικρής σημασίας, 1.0 για κατασκευές συνήθους σπουδαιότητας και 1.2 ή 1.4 για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας. Με αυτό τον τρόπο ο αντισεισμικός σχεδιασμός σημαντικών κατασκευών γίνεται για ισχυρότερο σεισμό που συμβαίνει σπανιότερα, δηλαδή για σεισμό με μεγαλύτερη περίοδο επαναφοράς ( $TR = 1000$  ή  $2000$  χρόνια), η οποία αντιστοιχεί σε μικρότερη πιθανότητα υπέρβασης της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού ή/και σε μεγαλύτερη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Έτσι, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού ισούται με  $\gamma_1 \cdot agR$ . Στον ΕΚ8, η τιμή αυτή συμβολίζεται με  $ag$ , δηλαδή,  $ag = \gamma_1 \cdot agR$

Κατηγορία σπουδαιότητας		Συντελεστής σπουδαιότητας
I	(μικρή σπουδαιότητα)	0.8
II	(συνήθης σπουδαιότητα)	1.0
III	(μεγάλη σπουδαιότητα)	1.2
IV	(πολύ μεγάλη σπουδαιότητα)	1.4

Εικόνα 2.17: Πίνακας τιμών συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$

Η τιμή  $ag$  αντιστοιχεί σε βραχώδες ή πολύ σκληρό έδαφος. Σύμφωνα με τον ΕΚ8, σε μαλακά εδάφη η τιμή αυτή πρέπει να επαυξάνεται με το συντελεστή εδάφους  $S$ , ο οποίος κυμαίνεται από 1.00 έως 1.40, ανάλογα με την κατηγορία εδάφους. Στον ΕΚ8 προβλέπονται πέντε κατηγορίες εδάφους A, B, C, D και E. Σημειώνεται ότι στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ) που ίσχυε πριν την εφαρμογή των Ευρωκωδίκων, η εδαφική επιτάχυνση ήταν ανεξάρτητη των τοπικών εδαφικών συνθηκών.

Κατηγορία εδάφους	$S$	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

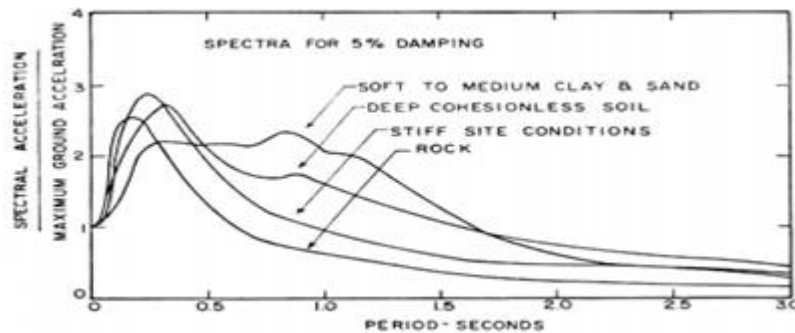
Εικόνα 2.18: Πίνακας με τους συντελεστές εδάφους και τις χαρακτηριστικές περιόδους σχεδιασμού του φάσματος σχεδιασμού του ΕΚ8

### 2.11.2 Επιρροή εδάφους στη μορφή του φάσματος σχεδιασμού

Εκτός από την τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης που επηρεάζεται από την κατηγορία του εδάφους, η ποιότητα του εδάφους πάνω στο οποίο θα θεμελιωθεί η κατασκευή επηρεάζει σημαντικά και τη μορφή του φάσματος σχεδιασμού που πρέπει να ληφθεί υπόψη.

Η εξάρτηση του φάσματος σχεδιασμού από τις ιδιότητες του εδάφους είναι αναμενόμενη, αφού η κατασκευή θα διεγερθεί με την κίνηση του εδάφους στη στάθμη θεμελίωσης, η οποία είναι αποτέλεσμα της απόκρισης του εδάφους στη σεισμική δόνηση. Η μεγάλη επιρροή των χαρακτηριστικών του εδάφους στα φάσματα απόκρισης των σεισμών φαίνεται στο παρακάτω σχήμα, όπου παρουσιάζεται ο μέσος όρος κανονικοποιημένων φασμάτων διαφόρων σεισμών από την Καλιφόρνια και την Ιαπωνία, ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του εδάφους πάνω στο οποίο είχε γίνει η καταγραφή.

Σε σκληρά και βραχώδη εδάφη, τα φάσματα δείχνουν μεγάλες επιταχύνσεις σε μικρές περιόδους, οι οποίες μειώνονται γρήγορα όσο μεγαλώνει η περίοδος της κατασκευής. Αντίθετα, σε μαλακά εδάφη εμφανίζονται μεγάλες φασματικές επιταχύνσεις ακόμη και σε αρκετά μεγάλες περιόδους.



Εικόνα 2.19: Μέσα φάσματα απόκρισης απόλυτων επιταχύνσεων διαφόρων σεισμών για  $\zeta=5\%$ , ανάλογα με το είδος εδάφους (Seed et al, 1976)

### 2.11.3 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού ΕΚ8

Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί λαμβάνουν υπόψη τους την επιρροή των ιδιοτήτων του εδάφους στη μορφή του φάσματος τροποποιώντας τις χαρακτηριστικές περιόδους  $T_B$  και  $T_C$  που καθορίζουν την έναρξη της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης και σταθερής φασματικής ταχύτητας. Επισημαίνεται ότι η χαρακτηριστική περίοδος  $T_D$  που ορίζει την έναρξη της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης δεν εξαρτάται από το έδαφος. Στις παρακάτω σχέσεις δίνονται οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων για κάθε κατηγορία εδάφους. Οι αναλυτικές σχέσεις που δίνουν την ελαστική φασματική επιτάχυνση  $S_e$  σε κάθε περιοχή είναι:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

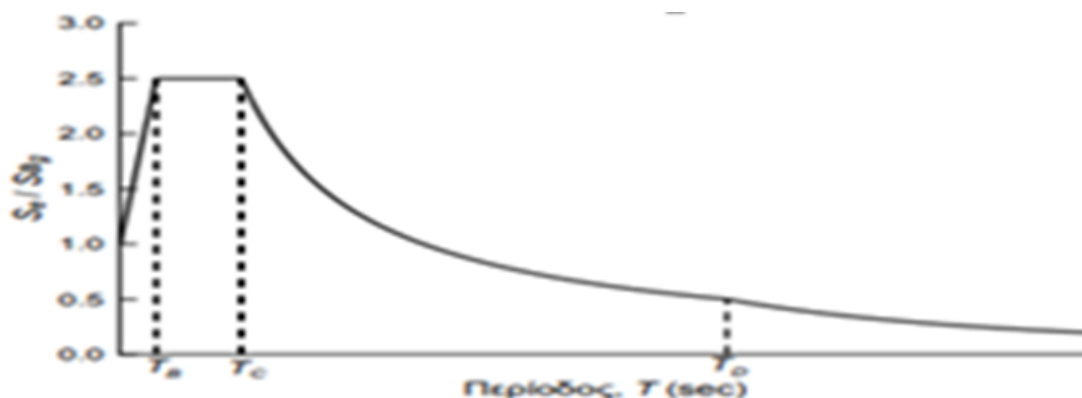
όπου  $\eta$  είναι ο συντελεστής απόσβεσης που δίνεται από τη σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{0.10}{\zeta + 0.05}}$$

και τροποποιεί κατάλληλα τις φασματικές τιμές σε περίπτωση που η απόσβεση της κατασκευής είναι διαφορετική από 5%.

Στο παρακάτω σχήμα δίνεται η μορφή του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού του ΕΚ8 για οριζόντια σεισμική δράση και για απόσβεση 5% :





Εικόνα 2.20:Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για οριζόντια σεισμική δράση και για απόσβεση 5% κατά ΕΚ8

## 2.12 Συντελεστής συμπεριφοράς ( $q$ )

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στη μη-γραμμική περιοχή επιτρέπει τον έλεγχο τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση. Όταν μία κατασκευή συμπεριφέρεται ανελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού, δεν απαιτείται ανελαστική ανάλυση. Η ικανότητά της για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των φερόντων στοιχείων της, μπορεί να λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης, η οποία βασίζεται σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό (φάσμα σχεδιασμού). Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  είναι ο λόγος των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, δηλαδή:  $q = Fe/Fd$ , όπου  $Fe$  η μέγιστη δύναμη που θα αναπτυσσόταν στην κατασκευή για ελαστική συμπεριφορά (εάν είχε ικανοποιητική αντοχή ώστε να μη διαρρέει στον εξεταζόμενο σεισμό) και  $Fd$  το σεισμικό φορτίο σχεδιασμού. Η ελαστική ανάλυση γίνεται για οριζόντιο φορτίο  $Fd = Fe/q$  και η κατασκευή ελέγχεται με τα αποτελέσματα αυτής της ανάλυσης. Οι αντισεισμικοί κανονισμοί ορίζουν τη μέγιστη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , με την οποία επιτρέπεται να υπολογιστεί η σεισμική δράση για την ελαστική ανάλυση, βάσει του υλικού κατασκευής και του στατικού συστήματος.

Για την εκτίμηση του διαθέσιμου συντελεστή συμπεριφοράς λαμβάνεται υπόψη το αν η υφιστάμενη κατασκευή παρουσιάζει βλάβες ή όχι, καθώς και το αν έχει σχεδιασθεί με τους σύγχρονους κανονισμούς και τη λογική του συντελεστή συμπεριφοράς. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§ 4.6.2), ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού της κατασκευής, θεωρούνται διαφοροποιημένες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , με τιμή αναφοράς  $q'$  την τιμή που ισχύει για στάθμη επιτελεστικότητας "Προστασία Ζωής". Οι τιμές του λόγου  $q/q'$  δίνονται στον παρακάτω Πίνακα.

Στάθμη επιτελεστικότητας		
Άμεση χρήση	Προστασία ζωής	Αποφυγή κατάρρευσης
0,6 αλλά $1,0 < q < 1,5$	1,0	1,4

Εικόνα 2.21:Πίνακας με τις τιμές του λόγου  $q/q'$  αναλόγως στάθμης επιτελεστικότητας

Κατά τη φάση της αποτίμησης, όταν δεν διατίθενται λεπτομερέστερα στοιχεία η μέγιστη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q'$  για τη στάθμη επιτελεστικότητας "Προστασία Ζωής", μπορεί να λαμβάνεται από τον παρακάτω πίνακα, όπου ουσιώδεις βλάβες θα θεωρούνται αυτές που έχουν οδηγήσει σε απομείωση της φέρουσας ικανότητας μεγαλύτερη του 25%.

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

Εικόνα 2.22: Πίνακας με τις τιμές του λόγου  $q'$  για στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  ορίζεται ως το γινόμενο μεταξύ του παράγοντα υπεραντοχής ( $\Omega$ ) και του παράγοντα πλαστιμότητας ( $q_m$ ), δηλαδή:  $q = \Omega \cdot q_m$ .

Ο παράγοντας υπεραντοχής  $\Omega$  εκφράζεται σε όρους δύναμης και ισούται με τον λόγο της σεισμικής δύναμης (τέμνουσας βάσεως)  $V_u$ , η οποία οδηγεί σε γενικευμένη διαρροή πολλών δομικών στοιχείων ως προς τη δύναμη  $V_1$ , η οποία οδηγεί σε διαρροή του πρώτου δομικού στοιχείου, δηλαδή:  $\Omega = V_u \cdot V_1$

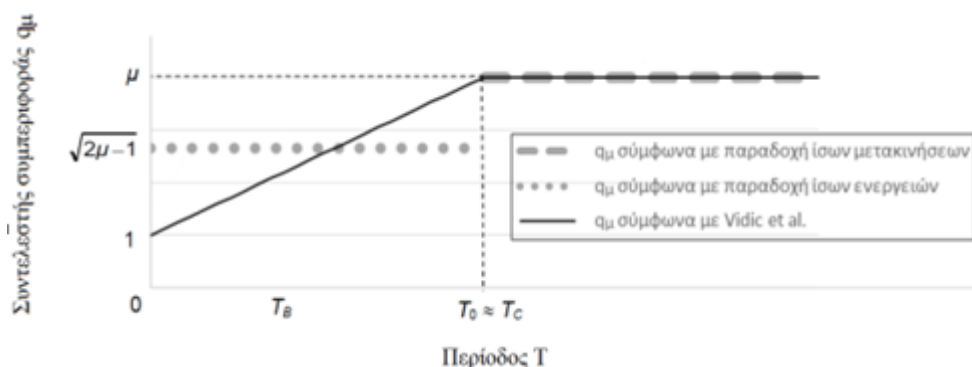
Η υπεραντοχή εξαρτάται από το δομικό σύστημα και την κανονικότητά του σε κάτοψη, από την υπερστατικότητα και τη δυνατότητα ανακατανομής της έντασης και από τα διαθέσιμα αποθέματα αντίστασης της κατασκευής μετά την εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης μέχρι τη δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης. Για συνήθεις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα η τιμή της υπεραντοχής είναι της τάξης του  $1,3 \div 1,5$ .

Ο παράγοντας πλαστιμότητας  $q_m$  εκφράζεται σε όρους παραμόρφωσης και ισούται με τον λόγο της οριακής παραμόρφωσης αστοχίας, αναλόγως της στάθμης επιτελεστικότητας, ως προς την παραμόρφωση γενικευμένης διαρροής (έναρξη δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης). Οι παραμορφώσεις (μετακινήσεις) αναφέρονται στην κορυφή του κτιρίου ή στην περιοχή εφαρμογής της συνισταμένης σεισμικής δύναμης.

Ο παράγοντας πλαστιμότητας εξαρτάται από το δομικό σύστημα και την κανονικότητά του καθ' ύψος, καθώς και από την ικανότητα παραμόρφωσης και κατανάλωσης ενέργειας, μέσω της ανακυκλιζόμενης μετελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων. Η τιμή του μεταβάλλεται αναλόγως της ιδιοπεριόδου της κατασκευής και μπορεί να υπολογιστεί με διάφορες σχέσεις.

Τρεις συνήθεις τρόποι εκτίμησης της τιμής του παράγοντα πλαστιμότητας είναι η παραδοχή ίσων μετακινήσεων (για εύκαμπτες κατασκευές), η παραδοχή ίσων ενεργειών (για δύσκαμπτες κατασκευές) και η σχέση των Vidic et al. (1994). Στο παρακάτω σχήμα δίνονται οι τιμές του  $q_m$  συναρτήσει της πλαστιμότητας  $\mu$  ανάλογα με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής, σύμφωνα με τις παραπάνω παραδοχές.





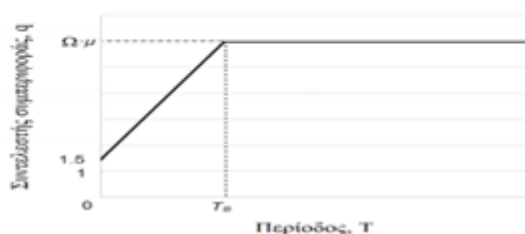
Εικόνα 2.23: Συντελεστής  $q_{\mu}$  συναρτήσει πλαστιμότητας και ιδιοπεριόδου

Εφόσον η τιμή του παράγοντα πλαστιμότητας  $q_{\mu}$  μεταβάλλεται ανάλογα με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής, θα μεταβάλλεται και η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Σύμφωνα με τη θεώρηση του ΕΚ8, η τιμή του  $q$  είναι σταθερή για κατασκευές με ιδιοπερίοδο μεγαλύτερη από τη χαρακτηριστική περίοδο  $T_B$  του φάσματος σχεδιασμού, ενώ για μικρότερες περιόδους η τιμή του  $q$  μειώνεται γραμμικά έως την τιμή  $q = 1,5$  για  $T = 0$ . Να σημειωθεί ότι, ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  μπορεί να έχει διαφορετική τιμή στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, η κατηγορία πλαστιμότητας όμως είναι σταθερή σε όλες τις διευθύνσεις.

Οι σχέσεις που περιγράφουν την τιμή του  $q$  κατά τον ΕΚ8 είναι οι εξής:

$$q = (\Omega \cdot \mu - 1,5) \frac{T}{T_B} + 1,5 \quad \text{για } T \leq T_B$$

$$q = \Omega \cdot \mu \quad \text{για } T > T_B$$



Εικόνα 2.24: Συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  κατά ΕΚ8

## 2.13 Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού ΕΚ8

Στον Ευρωκώδικα 8, το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού ορίζεται διαιρώντας το αντίστοιχο ελαστικό φάσμα με το συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , εκτός από την περιοχή περιόδων  $0 < T < T_B$  όπου θεωρείται μία γραμμική συνάρτηση για την επιτάχυνση σχεδιασμού, η  $a_g$  για  $T = 0$ , η οποία ξεκινάει από την τιμή  $S_d = (2/3)S$  ag για  $T = 0$ .

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

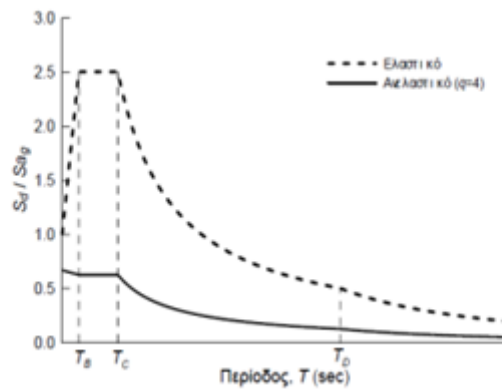
$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η τιμή  $\beta$  ορίζεται σε  $\beta = 0.2$ .

Στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  εμπεριέχεται και η επιρροή του συντελεστή απόσβεσης που αντιστοιχεί στο συγκεκριμένο υλικό και στατικό σύστημα, σε περίπτωση που αυτός είναι διάφορος του 5%. Γι' αυτό στις εξισώσεις που περιγράφουν το φάσμα σχεδιασμού, παρακάτω, δεν περιλαμβάνεται ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης  $\eta$ , όπως στο ελαστικό φάσμα απόκρισης, αφού αυτός έχει συμπεριληφθεί στην προτεινόμενη τιμή του  $q$ .



Εικόνα 2.25: Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 για  $q=4$  και το αντίστοιχο ελαστικό φάσμα

## 3 Βασικές αρχές σεισμικής αποτίμησης κατασκευών

### 3.1 Γενικά

Σκοπός της αποτίμησης ενός υφισταμένου δομήματος είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελαχίστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες κανονισμούς. Για δομήματα που έχουν οικοδομηθεί με βάση παλαιότερες από τις τελευταίες, κάθε φορά, εκδόσεις των ισχυόντων κανονισμών, ακόμη δε και χωρίς αντισεισμική μελέτη είναι πιθανόν να είναι πρακτικώς ανεφάρμοστη η ολοκληρωτική ικανοποίηση των τρεχουσών απαιτήσεων, π.χ. σε θέματα που αφορούν τη διαμόρφωση του οπλισμού στοιχείων και κατ' επέκταση την τοπική και συνολική πλαστιμότητα κ.α. Οι ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας οι οποίες πρέπει να ικανοποιούνται από τις υφιστάμενες κατασκευές, μπορεί, υπό προϋποθέσεις, να είναι μειωμένες σε σχέση με τις προβλέψεις των ισχυόντων κανονισμών σχεδιασμού νέων δομημάτων κατά τον χρόνο της αποτίμησης. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, σκοπός είναι, η θεσμοθέτηση ορθών κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους, καθώς και για τις πιθανές επεμβάσεις, είτε μέσω επισκευών, είτε μέσω ενισχύσεων.

Η αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών ακολουθεί τα εξής βήματα:

- Συλλογή στοιχείων (έρευνα του ιστορικού της κατασκευής)
- Ανάλυση
- Έλεγχος οριακών καταστάσεων.

Για από την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων κατασκευών όσον αφορά την αντοχή σε σεισμό, απαιτείται ενδελεχής διερεύνηση έτσι ώστε τα δεδομένα στα οποία θα στηριχθεί η μελέτη, να είναι όσο το δυνατόν πιο αξιόπιστα.

Οι πληροφορίες μπορούν να συλλεχθούν από διαθέσιμα αρχεία και από επί τόπου αυτοψίες και ελέγχους.

### 3.2 Αρχές αποτίμησης

Η αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ ακολουθεί τις παρακάτω αρχές:

- α.** Όταν ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη μόνον κατακόρυφων φορτίων, η αποτίμησή του μπορεί να γίνεται με βάση απλές, πάντως συντηρητικές μεθόδους.
- β.** Όταν, αντίθετα, ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη τόσο κατακόρυφων όσο και σεισμικών φορτίων, πρέπει να γίνεται αποτίμησή του με βάση τις παρακάτω αρχές:

i) Η αποτίμηση γίνεται με αναλυτικές μεθόδους. Ειδικώς στα δομήματα για τα οποία διατίθεται εγκεκριμένη μελέτη (η οποία έχει εφαρμοσθεί) και τα οποία δεν παρουσιάζουν βλάβες, η αποτίμηση μπορεί να γίνει βάσει των περιεχομένων της συγκεκριμένης μελέτης.

ii) Τα προσομοιώματα που θα χρησιμοποιηθούν για την αποτίμηση μπορεί να αντιπροσωπεύουν το σύνολο του δομήματος ή επί μέρους στοιχεία. Είναι δυνατόν να χρησιμοποιούνται διαφορετικά προσομοιώματα, ανάλογα με το είδος των επιβαλλομένων δράσεων. Γενικώς, το είδος των προσομοιωμάτων πρέπει να καθορίζεται ανάλογα με τις μεθόδους υπολογισμού που θα εφαρμοσθούν.

iii) Η ακρίβεια των χρησιμοποιούμενων μεθόδων συνιστάται να είναι συμβατή με την ακρίβεια των δεδομένων.

iv) Η χρήση εμπειρικών-αναλυτικών ή αμιγώς εμπειρικών μεθόδων επιτρέπεται μόνον στις περιπτώσεις που καλύπτονται από σχετικές ειδικές διατάξεις εκδιδόμενες από τη Δημόσια Αρχή.

v) Στις περιπτώσεις δομημάτων που ήδη παρουσιάζουν βλάβες ή φθορές, η εφαρμοζόμενη μέθοδος αποτίμησης οφείλει να μπορεί να ερμηνεύσει κατά αδρομερή προσέγγιση τόσο τη μορφή όσο και τη θέση των ουσιωδών αυτών βλαβών. Σε δομήματα μεγάλης σημασίας, στα οποία έχουν διαπιστωθεί βλάβες, ενδέχεται να απαιτηθούν παραμετρικές αναλύσεις προκειμένου να επιτευχθεί η ερμηνεία των βλαβών κατά μορφή και θέση.

vi) Σε πολλές περιπτώσεις ενδέχεται να είναι χρήσιμη ή/και αναγκαία μια ταχεία εκτίμηση της απώλειας της φέρουσας ικανότητας ενός δομήματος που έχει υποστεί βλάβες ή φθορές. Η εκτίμηση αυτή μπορεί να γίνεται ανάλογα με την ένταση και έκταση των βλαβών σύμφωνα με δόκιμες (ακριβείς ή προσεγγιστικές) μεθόδους.

### 3.3 Συνεκτίμηση των τοιχοποιιών πλήρωσης

i) Οι τοιχοποιίες πλήρωσης δεν επιτρέπεται να συνεκτιμώνται στην ανάληψη μη σεισμικών δράσεων

ii) Οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνιστάται να συνεκτιμώνται στην ανάληψη σεισμικών δράσεων.

iii) Οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνεκτιμώνται υποχρεωτικώς στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο.

### 3.4 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.)

Στις υφιστάμενες κατασκευές, οι αριθμητικές τιμές των δεδομένων που υπεισέρχονται στην αποτίμηση και στον ανασχεδιασμό υπόκεινται σε σφάλματα. Αυτά τα σφάλματα, περιλαμβάνουν ελλιπή στοιχεία για τα υλικά, τη χρονολογία ή τη διαδικασία ανέγερσης της κατασκευής, τους οπλισμούς και τις λεπτομέρειες που τους συνοδεύουν (π.χ. μήκη αγκύρωσης, ματίσματα, υπερκαλύψεις κλπ.). Οι στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων που αφορούν δράσεις ή αντιστάσεις, εκφράζουν την επάρκεια πληροφοριών περί του υφιστάμενου κτιρίου και λαμβάνονται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §3.6.1). Από τον Κανονισμό, διακρίνονται τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων:

1. Υψηλή
2. Ικανοποιητική
3. Ανεκτή

Ανάλογα με τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.), επιλέγονται κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_f$  για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους  $\gamma_{Sd}$  καθώς και κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_m$  για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους  $\gamma_{Rd}$ . Επιπρόσθετα, καθορίζεται η μέθοδος που θα χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση (π.χ. ελαστική, ανελαστική στατική).

Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων δεν είναι αναγκαστικά ίδια για τα υλικά και τα γεωμετρικά δεδομένα του κτιρίου.

Για τα υλικά γίνεται διερεύνηση για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών που υπεισέρχονται στους υπολογισμούς όπως η αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας.

Ύστερα από κατάλληλους ποιοτικούς ελέγχους και σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ για το παρόν κτίριο αποφασίστηκε ότι η στάθμη αξιοπιστίας μπορεί να ληφθεί ως Ικανοποιητική για τα δομικά υλικά του φορέα (σκυρόδεμα και χάλυβας), το είδος, τη γεωμετρία του φορέα, για τη διάταξη και τις λεπτομέρειες των οπλισμών.

Η στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων επιλέγεται βάσει τον παρακάτω πίνακα του ΚΑΝ.ΕΠΕ:

ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ		ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ	ΠΑΡΑΤΗ ΠΡΟΣΕΓ.	ΔΕΔΟΜΕΝΑ								
ΥΠΟΛΟΓ.	ΔΕΣ ΥΠΟΛΟΓ.			ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ Ή ΑΝΩΔΟΜΗΣ			ΠΑΧΗ, ΒΑΡΗ κ.λπ. ΤΟΙΧΟΠΑΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ κ.λπ.			ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΗΣ		
				Αντικτ.	Κομπερική	Υψηλή	Αντικτ.	Κομπερική	Υψηλή	Αντικτ.	Κομπερική	Υψηλή
✓		1	(1)			✓			✓			✓
✓		2	(2)			✓			✓		✓	
✓		3	(3)	✓			✓			✓		
	✓	4	(4)		✓			✓			✓	
	✓	5	(5)	✓	✓		✓	✓		✓	✓	
	✓	6	(6)	✓	✓		✓	✓		✓	✓	

Εικόνα 3: Στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων(Πίνακας 3.2,ΚΑΝ.ΕΠΕ)

### 3.5 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας

➤ Για τα προσομοιώματα ανάλυσης και συμπεριφοράς χρησιμοποιούνται κατάλληλοι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας καθώς και για τους ελέγχους, ώστε να ληφθούν υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες που λαβαίνουν χώρα.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 4.5.1, όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται και από το ήδη υπάρχον κτίσμα, η τιμή του συντελεστή ασφαλείας λαμβάνεται από τον παρακάτω πίνακα:

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή / και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή / και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
$\gamma_{sd} = 1,20$	$\gamma_{sd} = 1,10$	$\gamma_{sd} = 1,00$

Εικόνα 3.1: Τιμές του συντελεστή  $\gamma_{sd}$  (Πίνακας Σ 4.2,ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Για τις ελαστικές αναλύσεις επιτρέπεται η εφαρμογή τους όταν οι συντελεστές επαυξηθούν κατά 0.15 ( $\gamma_{sd,el} = \gamma_{sd} + 0,15$ ). Το παρόν κτίριο δεν αντιμετωπίζει σημαντικές βλάβες και φθορές, επομένως λαμβάνεται τιμή του συντελεστή ίση με  $\gamma_{sd} = 1,10$ .

➤ Για τις δράσεις (Οριακές καταστάσεις αστοχίας) σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 4.5.2 για ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, για τις μόνιμες δράσεις, λαμβάνεται  $\gamma_G = 1,35$  για τους βασικούς συνδυασμούς και  $\gamma_G = 1,10$  για τους υπόλοιπους συνδυασμούς. Η περίπτωση αυτή καλύπτει και την τυχηματική δράση του σεισμού (με  $\gamma_G = 1,10 \pm 0,10$ ). Για τις μεταβλητές δράσεις, λαμβάνεται ο συντελεστής με την καθιερωμένη τιμή του, από τους Κανονισμούς,  $\gamma_Q = 1,5$  για τους βασικούς συνδυασμούς και  $\gamma_Q = \psi 2$  για τον σεισμικό.

➤ Για τις ιδιότητες των υλικών (Οριακές καταστάσεις αστοχίας). Για τα υφιστάμενα υλικά και για ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, οι τιμές  $\gamma_m$  θα λαμβάνονται όπως προβλέπουν οι Κανονισμοί, δηλαδή  $\gamma_c = 1,3$  και  $\gamma_s = 1,15$ . Για τα προστιθέμενα υλικά χρησιμοποιούνται επιμέρους συντελεστές  $\gamma'_m$ , γενικώς μεγαλύτεροι των καθιερωμένων, προκειμένου να καλυφθούν τυχόν πρόσθετες αβεβαιότητες. Οι προκειμένες αβεβαιότητες, σχετίζονται με την ποικιλία των τεχνικών επεμβάσεως και τη μικρή ενδεχομένως διατομή των προστιθέμενων νέων υλικών, με τη δυσκολία προσπελασιμότητας (και ελέγχου) και τις παρεπόμενες αποκλίσεις ομοιομορφίας και ποιότητας. Δίνεται παρακάτω πίνακας με τις τιμές του λόγου  $\gamma'_m / \gamma_m$  για τα προστιθέμενα υλικά.

Διατομή προστιθέμενων υλικών ή / και προσπελασιμότητα της θέσης όπου γίνεται η επέμβαση	
Κανονικές (συνήθεις)	Μειωμένες
1,05	1,20

Εικόνα 3.2: Τιμές του λόγου  $\gamma'_m / \gamma_m$  για προστιθέμενα «συμβατικά» (Πίνακας Σ4.3, ΚΑΝ.ΕΠΕ)

### 3.6 Έλεγχος Ασφαλείας

Ο έλεγχος ασφαλείας, όταν χρησιμοποιείται σε κατάλληλο μέλος ή τμήμα ή στο σύνολο του δομήματος, οφείλει να αποδείξει ότι το επιβαλλόμενο κρίσιμο μέγεθος (εντατικό ή παραμορφωσιακό) είναι αξιόπιστα μικρότερο από την αντίστοιχη διαθέσιμη ικανότητα.

### 3.7 Ανίσωση Ασφαλείας

Στο Κεφάλαιο 9.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ παρατίθενται τα κριτήρια ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας, κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό, σε όρους εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών ανάλογα με την μέθοδο ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε με τον αναμενόμενο τρόπο αστοχίας (πλάστιμο ή ψαθυρό) και τα κριτήρια αυτά ποικίλλουν και δίνονται για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ξεχωριστά. Η βασική μορφή της ανίσωσης ασφαλείας σύμφωνα με το Κεφάλαιο 4 ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι η εξής:

$$S_d < R_d \text{ όπου: } S_d = \gamma_{sd} \cdot S (S_k \cdot \gamma_f) \quad R_d = (1 / \gamma_{Rd}) \cdot R (R_k / \gamma_m)$$

Όπου:

- $S_d, R_d$  οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών/ παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις και των αντίστοιχων διαθέσιμων αντιστάσεων,  $S_k, R_k$  οι αντιπροσωπευτικές τιμές των δράσεων και ιδιοτήτων των υλικών αντίστοιχα.
- $\gamma_f, \gamma_m$  οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών.
- $\gamma_{sd}, \gamma_{Rd}$  οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων.

	ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΛΕΓΧΟΥ					
	ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ			ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ		
	ΥΦΙΣΤΑΜΕ ΝΑ ΥΔΚΑ	ΠΡΟΣΠΙΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ		ΥΦΙΣΤΑΜΕ ΝΑ ΥΔΚΑ	ΠΡΟΣΠΙΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	
		Ναι	Όχι		Ναι	Όχι
Αντιπροσο- ρευτικές Τιμές	$R - 1$ [B]	$\lambda_1$ [B]	$\lambda_2$	$R$ [B]	$R$	$R$
Επιμέρους Συντελεστές Ασφάλειας Υλικών $\gamma_m$	Αναλόγως Σ.Α.Δ	Αναλόγως διατομής ή/και προσπελασιμότητας		Αναλόγως Σ.Α.Δ	Αναλόγως διατομής ή/και προσπελασιμότητας	
	$\gamma_1 = 1.50 \pm 0.15$ $\gamma_2 = 1.15 \pm 0.10$	$\gamma_m =$ (1.05 ή 1.20)	Αυξημένοι	$\gamma_m = 1.10 \pm 0.10$	$\gamma_m = 1.15$ ή 1.25	$\gamma_m = 1.15$ ή 1.25
Σ.Α.Δ Ικανοποιητική	$\gamma_1 = 1.50$ $\gamma_2 = 1.15$ [B]			$\gamma_m = 1.10$		
Σ.Α.Δ Ανεκτή	$\gamma_1 = 1.65$ $\gamma_2 = 1.25$			$\gamma_m = 1.20$		
Σ.Α.Δ Υψηλή	$\gamma_1 = 1.35$ $\gamma_2 = 1.05$			$\gamma_m = 1.00$		

Εικόνα 3.3: Τιμές των ιδιοτήτων υλικών (που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις) και αντίστοιχοι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_m$  (Πίνακας Π4.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ)

### 3.8 Μέθοδοι ανάλυσης

Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (κεφάλαια 2 και 5) οι επιτρεπόμενες μέθοδοι ανάλυσης που μπορούν να χρησιμοποιηθούν κατά την αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής:

- Ελαστική (ισοδύναμη) Στατική Ανάλυση
- Ελαστική Δυναμική Ανάλυση
- Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover)
- Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση (Ανάλυση Χρονοϊστορίας)
- Προσεγγιστική αναλυτική εκτίμηση της έντασης
- Εμπειρικές μέθοδοι

Η επιλογή της μεθόδου σχετίζεται με τις γενικότερες απαιτήσεις προσομοίωσης και ελέγχων, την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας ή και ενδεχόμενες μορφολογικές ιδιαιτερότητες του υπό μελέτη κτηρίου, όπως η κανονικότητα.

Οι ελαστικές μέθοδοι δίνουν μια καλή εικόνα για τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι το σημείο της πρώτης διαρροής, ενώ οι ανελαστικές μέθοδοι επειδή λαμβάνουν υπόψη τις ανακατανομές των εσωτερικών εντάσεων λόγω των πλαστικοποιήσεων οδηγούν σε πιο ρεαλιστικά αποτελέσματα. Στην παρούσα εργασία σύμφωνα με την §5.6.1β του ΚΑΝ.ΕΠΕ επιλέχθηκε η εφαρμογή της Δυναμικής Ελαστικής Ανάλυσης.



## 4 Περιγραφή του διατηρητέου κτιρίου

### 4.1 Εισαγωγή

Η παρούσα πολυκατοικία ανεγέρθηκε το 1925, επί της οδού Πατησίων. Κατασκευάστηκε από την εταιρεία «Μπετόν Αρμέ» η οποία ειδικευόταν στις κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος, ένα γεγονός ιδιαίτερος πρωτοποριακό και αξιοσημείωτο για την εποχή. Την επίβλεψη και την κατασκευή του κτιρίου ανέλαβε ο πολιτικός μηχανικός Ανδρέας Δρακόπουλος.

Η μελέτη της εκπονήθηκε σε σχέδια του Κωνσταντίνου Κιτσίκη, σημαντικού αρχιτέκτονα και μετέπειτα καθηγητή της Σχολής Αρχιτεκτόνων του ΕΜΠ. Από το 1989 έχει χαρακτηριστεί, ως διατηρητέο ιστορικό και αρχιτεκτονικό μνημείο των νεότερων χρόνων.

### 4.2 Αρχιτεκτονικά στοιχεία του κτιρίου

Το κτίριο αποτελεί ίσως ένα από τα πιο χαρακτηριστικά δείγματα της -επικρατούσας κατά την πρώιμη περίοδο του Μεσοπολέμου- εκλεκτικιστικής αρχιτεκτονικής. Απαρτίζεται από υπόγειο και πέντε ορόφους με δώμα. Χαρακτηρίζεται, επίσης, από σαφή μορφολογικό διαχωρισμό μεταξύ της «βάσης», του «κυρίου σώματος» αλλά και της «στέψης» του κτίσματος. Στην όψη του είναι εμφανή τα ήπια διακοσμητικά στοιχεία, τα οποία και είναι απόρροια του προαναφερθέντος αρχιτεκτονικού στυλ.

Όμως, παρά την χρήση σύγχρονων -για τα χρόνια εκείνα- υλικών κατασκευής, το έργο δεν εμφανίζει κατασκευαστικό ορθολογισμό αλλά ούτε παρουσιάζει αξιοσημείωτη τυπολογική συνέπεια στις κατόψεις του, ιδιαίτερος αν συγκριθεί με τις πολυκατοικίες της Αθήνας των επόμενων χρόνων που διέποντας από το πνεύμα του Μοντερνισμού.



Εικόνα 4: Το κτίριο κατά την ανέγερσή του



Εικόνα 4.1: Φωτογραφία του κτιρίου, από παλαιότερη εποχή





Εικόνα 4.2: Ανατολική όψη



Εικόνα 4.3: Νότιοανατολική όψη

### 4.3 Γεωμετρία και μορφή του κτιρίου

Το συνολικό εμβαδόν του είναι 1590 τ.μ, αποτελούμενο από πέντε ορόφους, υπόγειο, ισόγειο, μεσοπάτωμα και δώμα. Το συνολικό ύψος του είναι περίπου 26 m.

Στην βόρεια εφάπτεται με άλλο πενταόροφο κτίριο, μεταγενέστερης κατασκευής, ανατολικά και νότια υπάρχουν δρόμοι ενώ δυτικά σε συνέχεια του ακάλυπτου χώρου του οικοπέδου, υπάρχει άλλο τριώροφο κτίριο κατασκευής της ίδιας περίπου χρονικής περιόδου. Στην ανατολική πλευρά είναι η κεντρική είσοδος του κτιρίου (άνοδος προς ισόγειο), μία μικρότερη στη βορειοανατολική γωνία (κάθοδος προς το υπόγειο), ενώ υπάρχει κι ακόμα μια στη νότια πλευρά (κάθοδος προς το υπόγειο).

Το κτίριο περιέχει δύο κλιμακοστάσια στη βόρεια πλευρά του. Το πρώτο είναι το κυρίως κλιμακοστάσιο, ξεκινάει από τη στάθμη του ισογείου και καταλήγει έως την στάθμη Δ' όροφου και είναι στο όριο και σε επαφή με τη διπλανή πολυκατοικία. Κεντρικά σ' αυτό εντοπίζεται ο ανελκυστήρας του κτιρίου. Το δεύτερο κλιμακοστάσιο, έχει βοηθητικό ρόλο, ξεκινάει από τη στάθμη του υπογείου και καταλήγει έως τη στάθμη του δώματος και δεν είναι σε επαφή με την διπλανή ιδοκτησία.

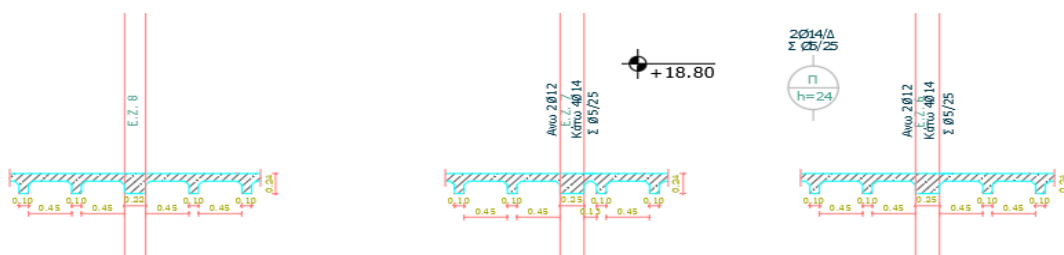
Το υπόγειο διαχωρίζεται σε δύο τμήματα. Το ένα τμήμα, στην ανατολική πλευρά, το οποίο αποτελείται από 9 δωμάτια, εκ των οποίων τα επτά είναι στην ίδια στάθμη με τη νότια οδό από την οποία έχουν πρόσβαση και είναι εντελώς ανεξάρτητα από το υπόλοιπο κτίριο. Τα πέντε από αυτά παραπέμπουν σε ανεξάρτητη κατοικία και τα υπόλοιπα δύο σε χώρους βοηθητικής χρήσης και θέσεις στάθμευσης, αντίστοιχα. Το άλλο δωμάτιο είναι ουσιαστικά διάδρομος προς τους υπόλοιπους χώρους του υπογείου και το τελευταίο είναι σε χαμηλότερη στάθμη και εκεί εντοπίζεται το κεντρικό λεβητοστάσιο και η δεξαμενή πετρελαίου θέρμανσης του κτιρίου.

Επίσης, στο βόρειο τμήμα του υπογείου, εντοπίζεται είσοδος – κλιμακοστάσιο καθόδου, που οδηγεί από την ανατολική οδό στον κοινόχρηστο ακάλυπτο χώρο και στη συνέχεια στο δυτικό τμήμα του κτιρίου.

Το δυτικό τμήμα του υπογείου, αποτελείται από οκτώ δωμάτια και το βοηθητικό κλιμακοστάσιο που συνδέει όλους τους ορόφους μεταξύ τους. Το κλιμακοστάσιο, τα πέντε δωμάτια κι ο διάδρομος που τα συνδέει είναι σε ενιαία στάθμη (στάθμη ακάλυπτου οικοπέδου), ενώ οι άλλοι δύο χώροι, είναι σε άλλη στάθμη (ψηλότερη κατά 1.50m). Από τον έναν από αυτούς τους χώρους υπάρχει εσωτερική κλίμακα που οδηγεί στο τελευταίο δωμάτιο σε ακόμα ψηλότερη στάθμη (ίδια στάθμη με το ισόγειο του κτιρίου).

Η κάτοψη του ισογείου έχει διαφορετική διαμόρφωση από αυτή του υπογείου. Συγκεκριμένα, στη στάθμη του ισογείου εντοπίζεται το κεντρικό κλιμακοστάσιο του κτιρίου, με την οπή του ανελκυστήρα στο κέντρο του. Εντοπίζονται δέκα δωμάτια στην ίδια στάθμη κι ακόμα τρία δωμάτια σε στάθμη περίπου 0.50m ψηλότερα, στη νότια πλευρά. Τέλος, εντοπίζονται δύο εξώστες στην ανατολική πλευρά και ένας στη νότια πλευρά. Οι διαστάσεις τόσο των υποστυλωμάτων όσο και των δοκών, μεταβάλλονται, όπως και στο υπόγειο. Αξίζει να σημειωθεί ότι κάποια υποστυλώματα έχουν μικρότερες διαστάσεις σε σχέση με αντίστοιχα του υπογείου, καθώς επίσης δύο υποστυλώματα στη νότια πλευρά δεν συνεχίζουν στους παραπάνω ορόφους. Επίσης, δύο υποστυλώματα στην ανατολική πλευρά που υπάρχουν έως την οροφή του ισογείου, δεν συνεχίζουν στους πάνω ορόφους. Η κάτοψη του Α' ορόφου διαφέρει από αυτές του ισογείου και του υπογείου. Οι περισσότερες πλάκες των ορόφων είναι τύπου Zoellner (δοκιδοτές) με ζώνες ενίσχυσης. Οι υπόλοιπες πλάκες είναι συμπαγείς. Στην εικόνα 4.1 φαίνονται οι πλάκες Zoellner. Οι κατόψεις των Β', Γ' και Δ', διαφέρουν από τις προηγούμενες και είναι πανομοιότυπες μεταξύ τους. Οι πλάκες στις οροφές του Β' και Γ' ορόφου είναι παρόμοιες ενώ η πλάκα οροφής του Δ' ορόφου έχει περισσότερες ενισχυμένες ζώνες. Στην στάθμη του Α' ορόφου, υπάρχει και μεσοπάτωμα εμβαδού 50.00 τ.μ με τρία επιπλέον υποστυλώματα τα οποία δεν συνεχίζουν στους παραπάνω ορόφους, εκ των οποίων τα δύο είναι αναρτόμενα από τον δάπεδο του πάνω ορόφου. Στην οροφή του δωματίου υπάρχουν δύο δεξαμενές, του νερού και του συστήματος θέρμανσης.

Οι διατομές των υποστυλωμάτων είναι κυρίως ορθογωνικές και σε πολλές θέσεις αλλάζουν καθ' ύψος οι διαστάσεις τους, οι οποίες κυμαίνονται από 25cm\*25cm έως και 75cm\*75cm. Όπως και στα υποστυλώματα, έτσι και οι διατομές των πλακοδοκών ποικίλουν και στις δύο διευθύνσεις και έχουν πλάτος που κυμαίνεται μεταξύ 20cm και 45cm, ενώ το ύψος τους κυμαίνεται από 40cm έως και 1,1μ.



Εικόνα 4.4: Δοκιδοτές πλάκες τύπου Zoellner

## 4.4 Αδυναμίες του κτιρίου

Την εποχή που μελετήθηκε και κατασκευάστηκε το κτίριο δεν υπήρχαν αντισεισμικοί κανονισμοί, κατά συνέπεια η κατασκευή έχει σχεδιαστεί για την παραλαβή μόνο κατακόρυφων βαρυτικών δράσεων. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα να μην έχουν ληφθεί υπόψη οι οριζόντιες σεισμικές δράσεις και κατά συνέπεια απουσιάζουν σημαντικές αντισεισμικές απαιτήσεις όπως, για παράδειγμα, η πλαστιμότητα, ο ικανοτικός σχεδιασμός, η περίσφιξη των υποστυλωμάτων, και η ειδική σχεδίαση που απαιτείται στις κρίσιμες περιοχές αυτών. Το κτίριο θεωρείται μη κανονικό σε κάτοψη και όψη, και δεν παρουσιάζει καμία συμμετρία στις διευθύνσεις χ και ψ.

Παρουσιάζει πολλές διαφοροποιήσεις στις διατομές των υποστυλωμάτων και των δοκών ανά όροφο, ενώ παράλληλα η θέση των δοκών και των υποστυλωμάτων φαίνεται να έχει καθοριστεί απόλυτα από την αρχιτεκτονική αντίληψη, χωρίς να έχουν ληφθεί υπόψη ιδιαίτερα κατασκευαστικά κριτήρια σχεδιασμού, με αποτέλεσμα το κτίριο, να δομείται από πολύ δύσκολο στατικό σύστημα. Επίσης εμφανίζονται κάποιες δοκοί με μεγάλο πλάτος και ύψος και χαμηλές ποσότητες οπλισμών, οι οποίες δημιουργούν επιπλέον προβλήματα στο κτίριο. Ταυτόχρονα το κτίριο διαθέτει και άλλα ανεπιθύμητα χαρακτηριστικά που επηρεάζουν αρνητικά την σεισμική συμπεριφορά του, όπως: έμμεσες στηρίξεις δοκών επί άλλων δοκών με συνέπεια σε αυτές τις θέσεις να υπάρχει απουσία πλήρων πλαισίων, εκκεντρότητες, χρήση ενισχυμένων ζωνών έναντι κανονικών σε γεωμετρία δοκών, ανεπάρκεια αλλά και λάθος τοποθέτηση των οπλισμών στους κόμβους, ανεπαρκείς αγκυρώσεις των δομικών μελών, μικρές επικαλύψεις και πολύ χαμηλές ποσότητες εγκάρσιου οπλισμού (Φ5/30 κατά μέσο όρο).

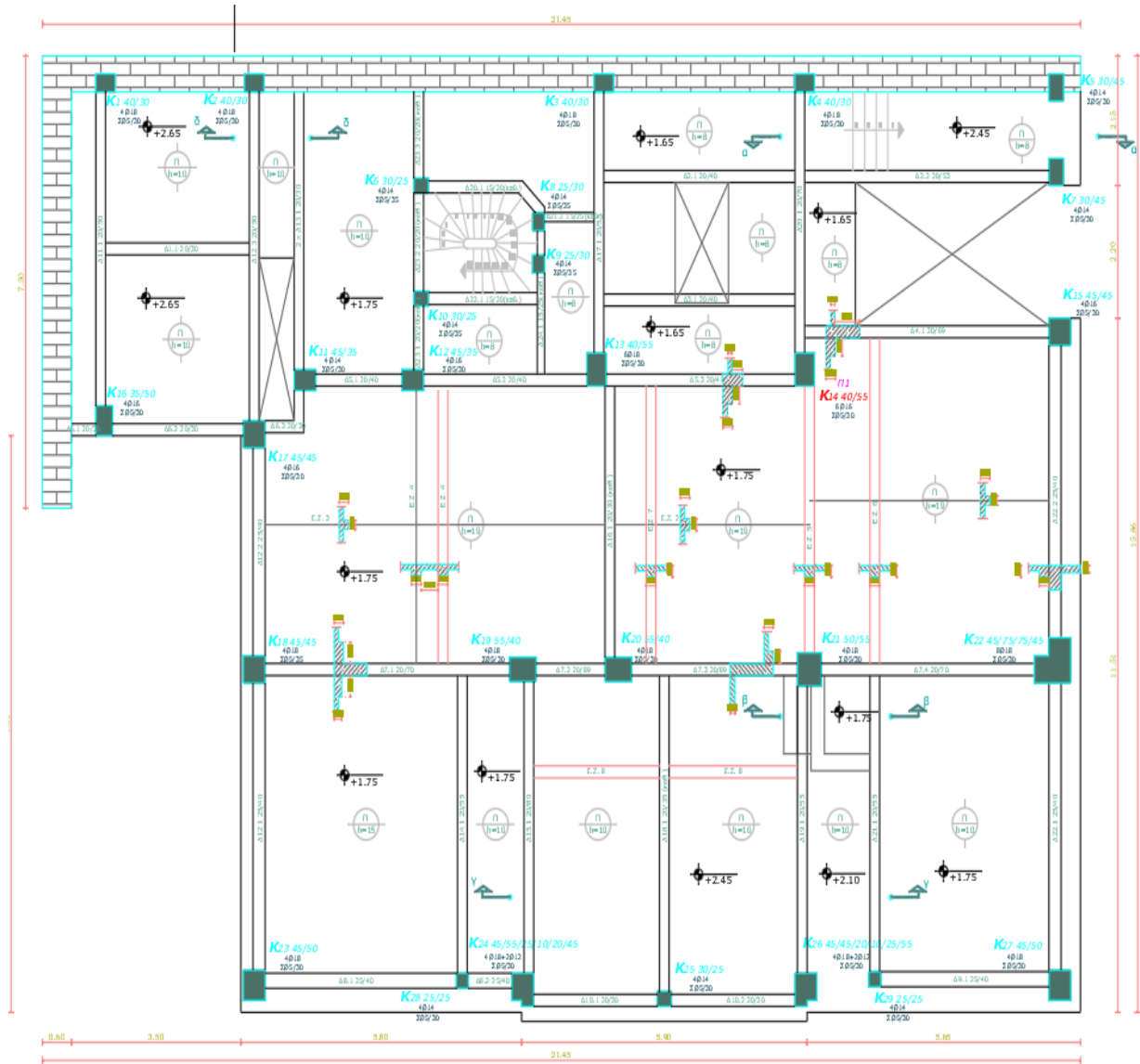
Τα αρχικά σχέδια του κτιρίου δεν σώζονται κατά συνέπεια πραγματοποιήθηκε συνολική αποτύπωση του δομήματος από εξειδικευμένα συνεργεία.

## 4.5 Παθολογία του κτιρίου

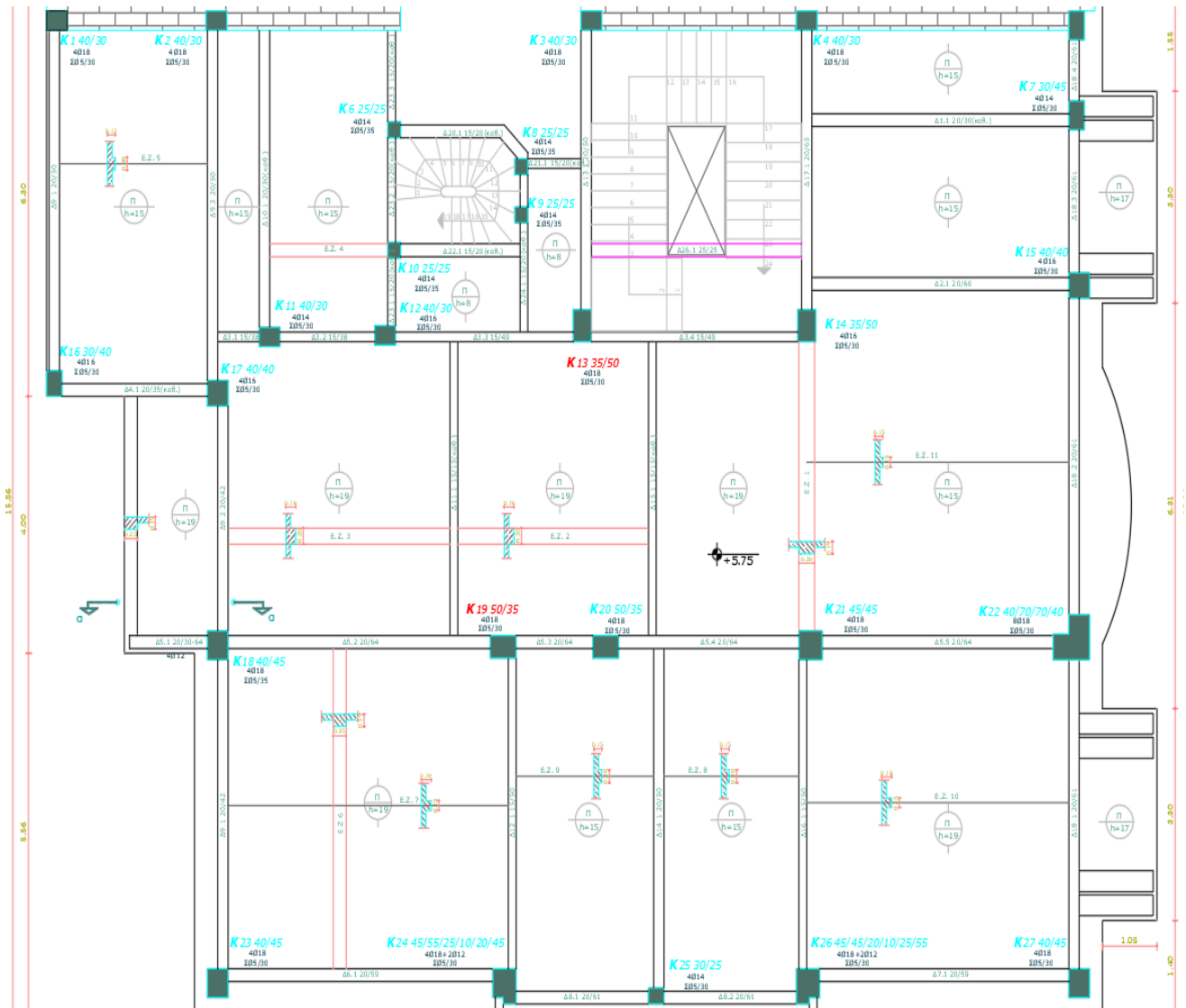
Το κτίριο δεν αντιμετωπίζει ιδιαίτερα προβλήματα. Έχει φθορές λόγω ηλικίας και εγκατάλειψης κυρίως στις ανώτερες στάθμες και στο δώμα, οι οποίες έχουν προκληθεί λόγω υγρασίας και κακής συντήρησης της υγραμόνωσης του κτιρίου. Εμφανίζει κάποιες μικρές τριχοειδής ρωγμές κυρίως στις μη φέρουσες εσωτερικές τοιχοποιίες. Στο δώμα διακρίνονται βλάβες στις δύο δεξαμενές, του νερού και του συστήματος θέρμανσης. Τέλος δεν παρατηρούνται εμφανείς βλάβες στον κύριο φέροντα οργανισμό του κτιρίου (δοκοί και υποστυλώματα), προερχόμενες από σεισμικές και μη σεισμικές δράσεις.

## 4.6 Ξυλότυποι των διαφόρων στάθμων του κτιρίου

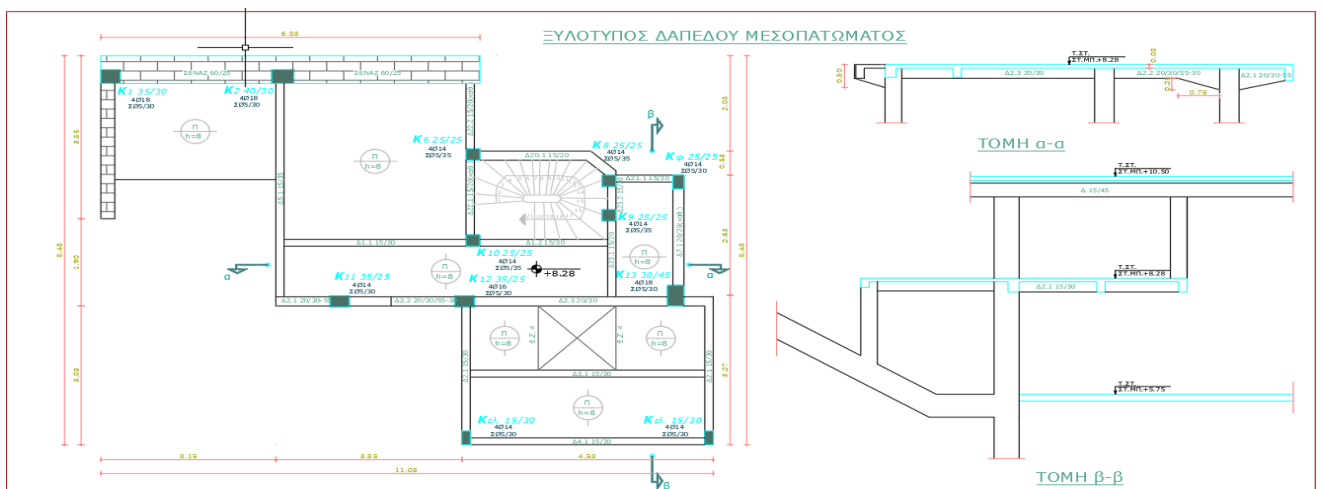
Στα ακόλουθα σχήματα φαίνονται οι ξυλότυποι οροφής της κάθε στάθμης, με τους υφιστάμενους οπλισμούς, όπως αυτοί αποτυπώθηκαν:



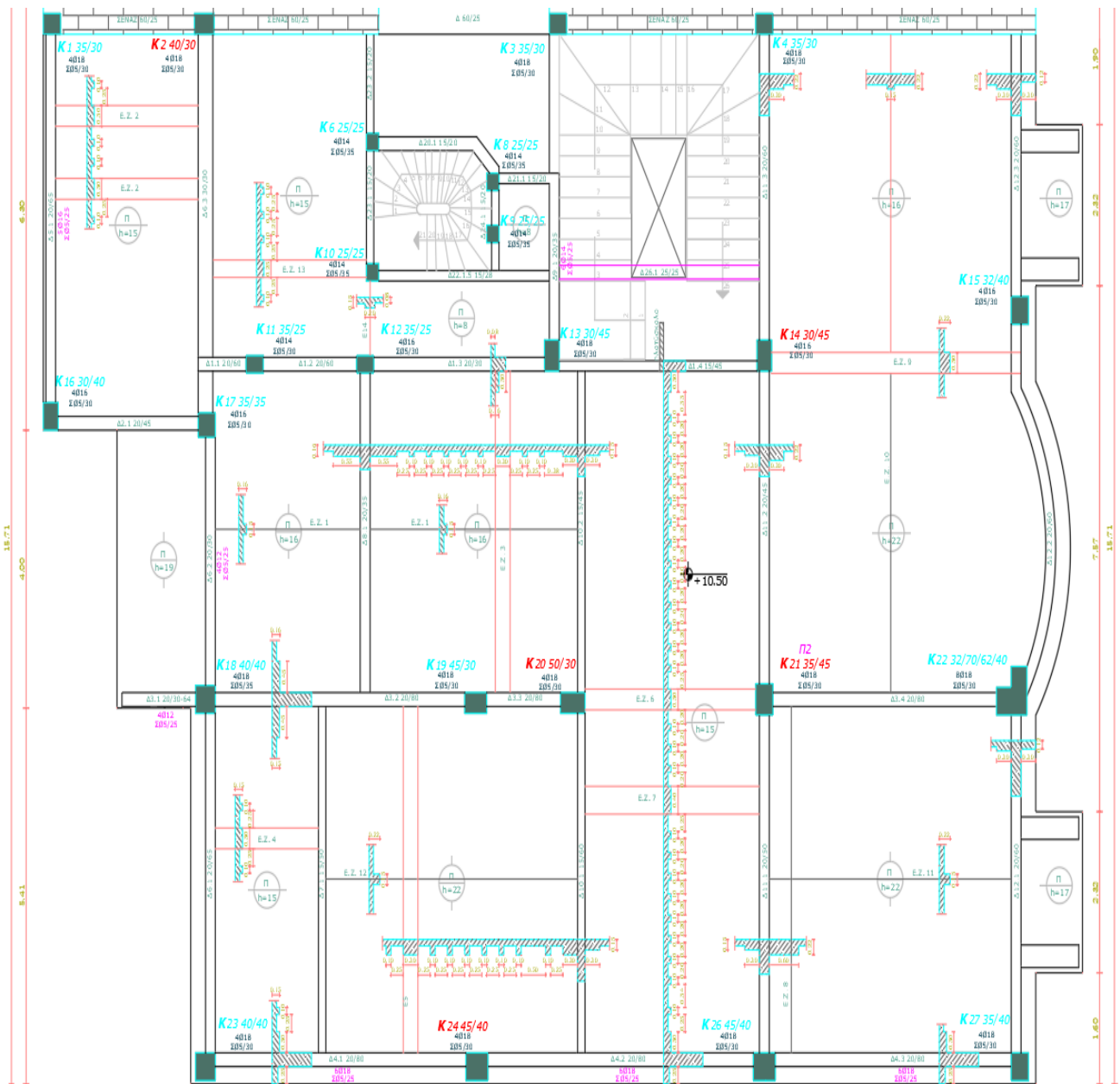
Εικόνα 4.5: Ξυλότυπος οροφής υπογείου



Εικόνα 4.6: Ξυλότυπος οροφής ισογείου

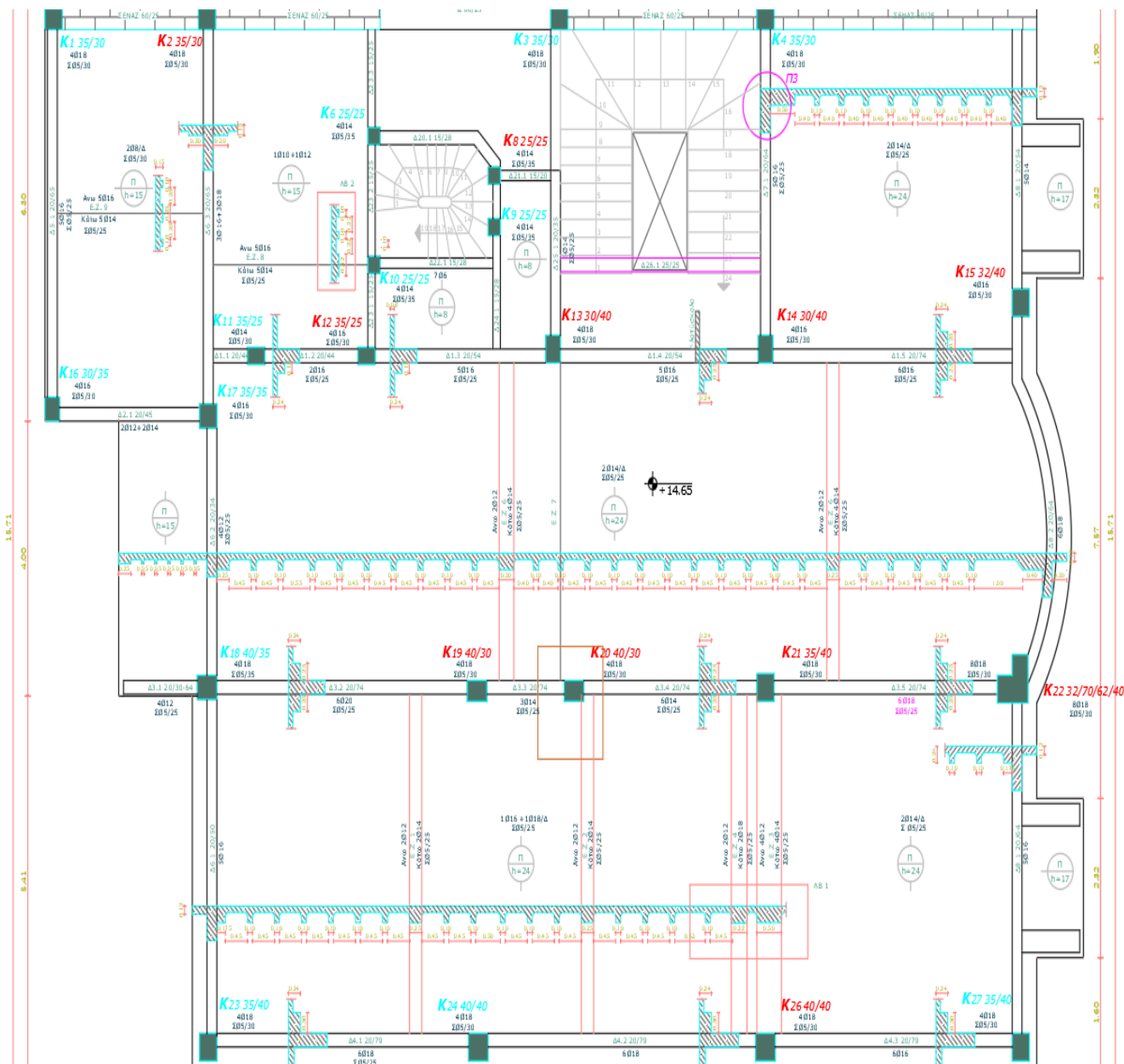


Εικόνα 4.7: Ξυλότυπος δαπέδου μεσοπατώματος

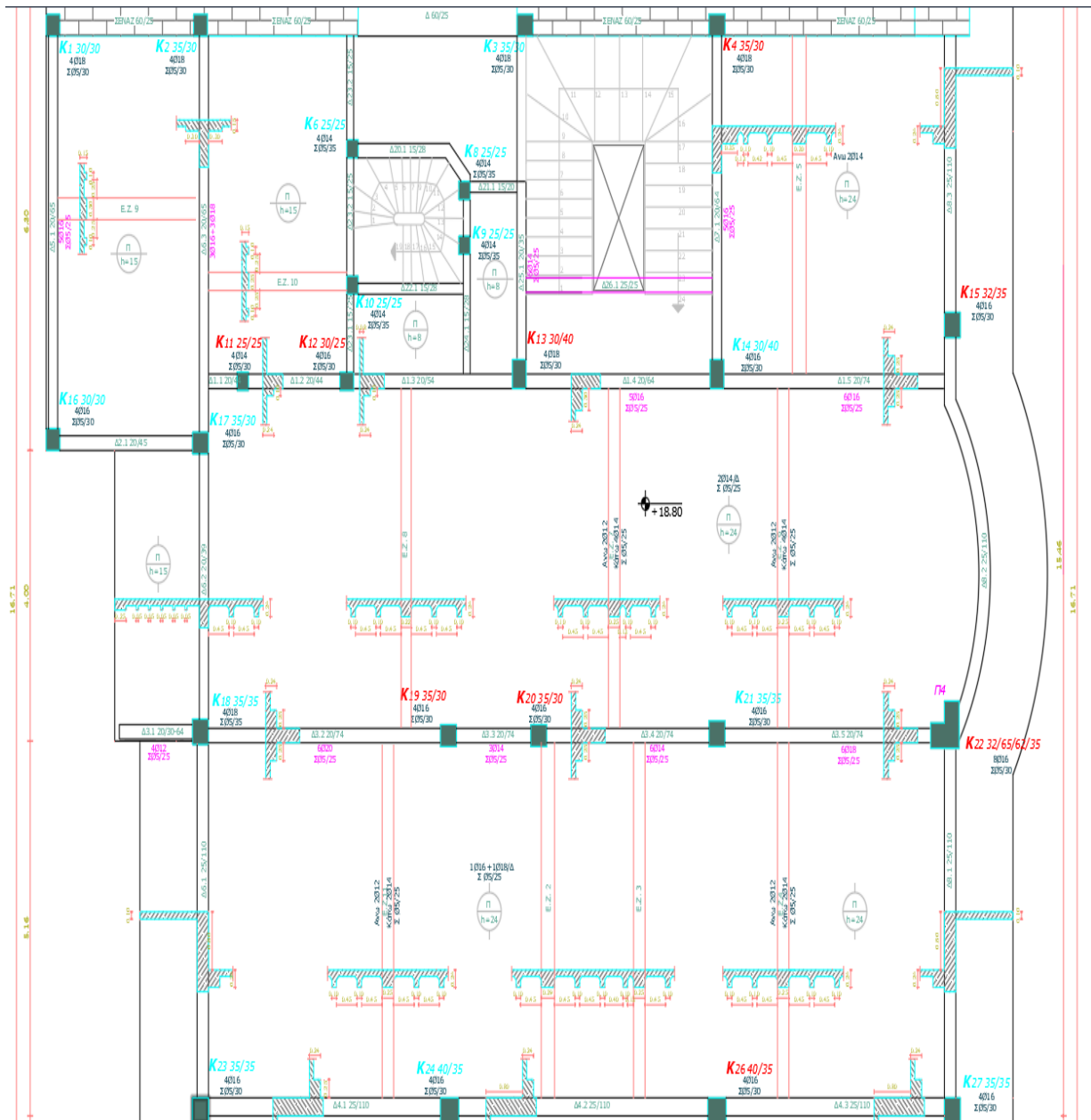


Εικόνα 4.8: Ευλότυπος οροφής Α' ορόφου



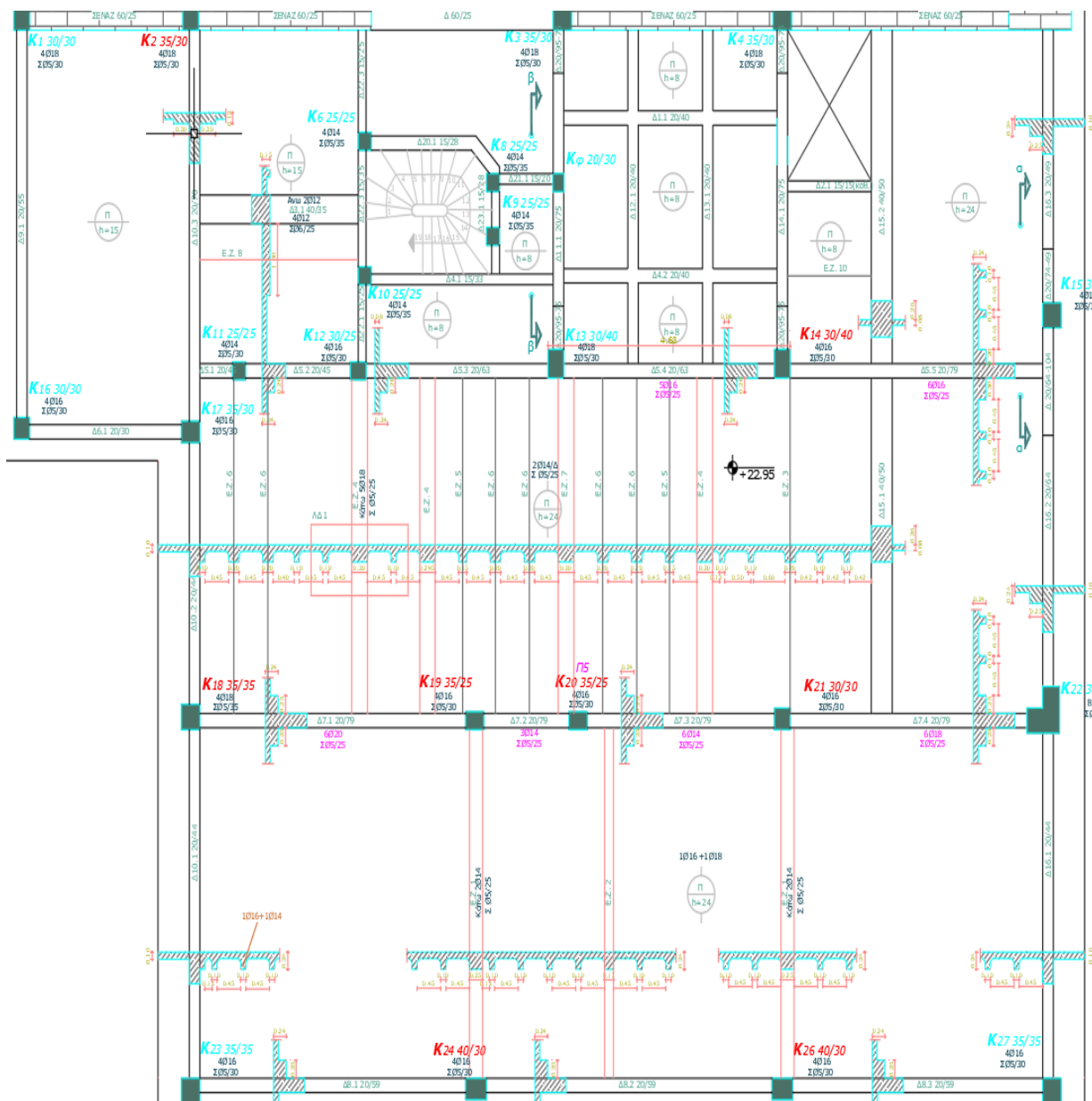


Εικόνα 4.9: Ξυλότυπος οροφής Β' ορόφου

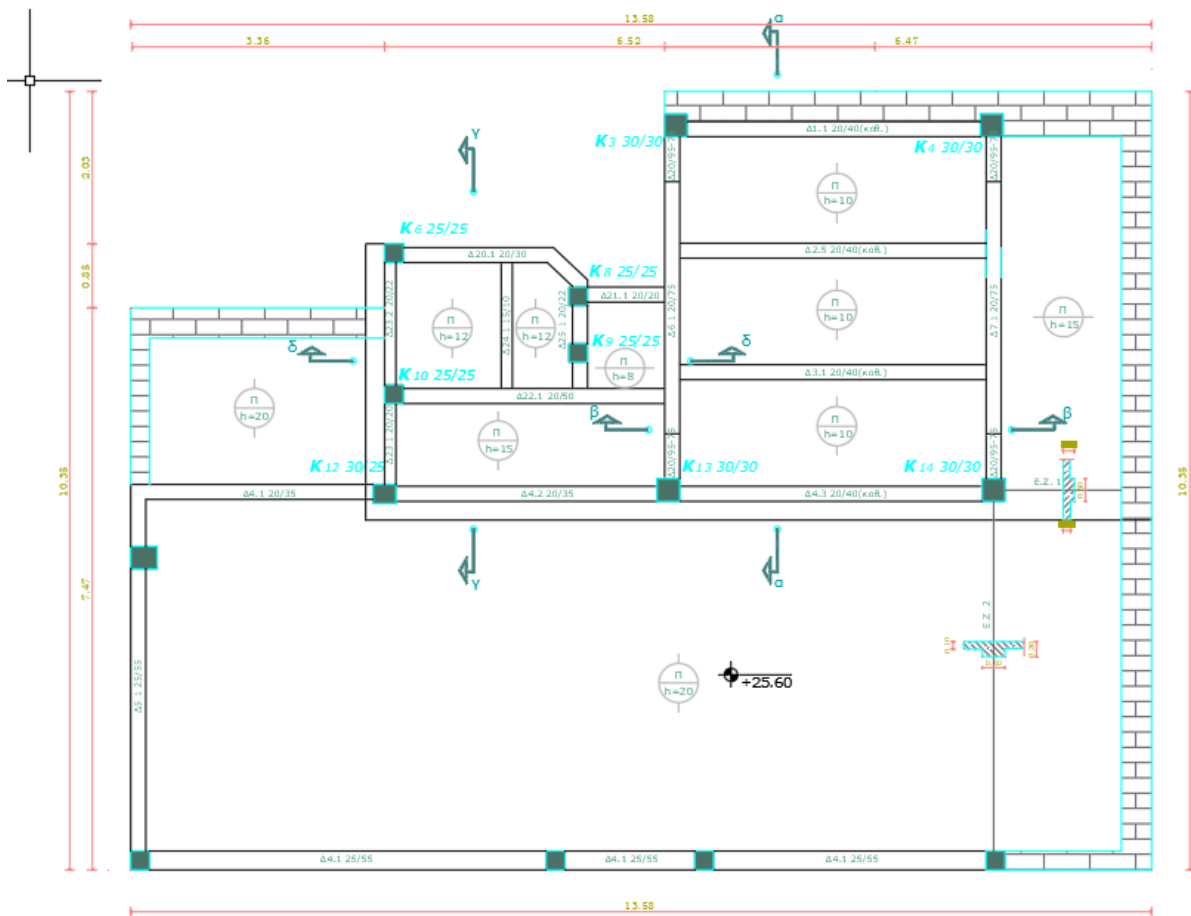


Εικόνα 4.10: Ξυλότυπος οροφής Γ' ορόφου



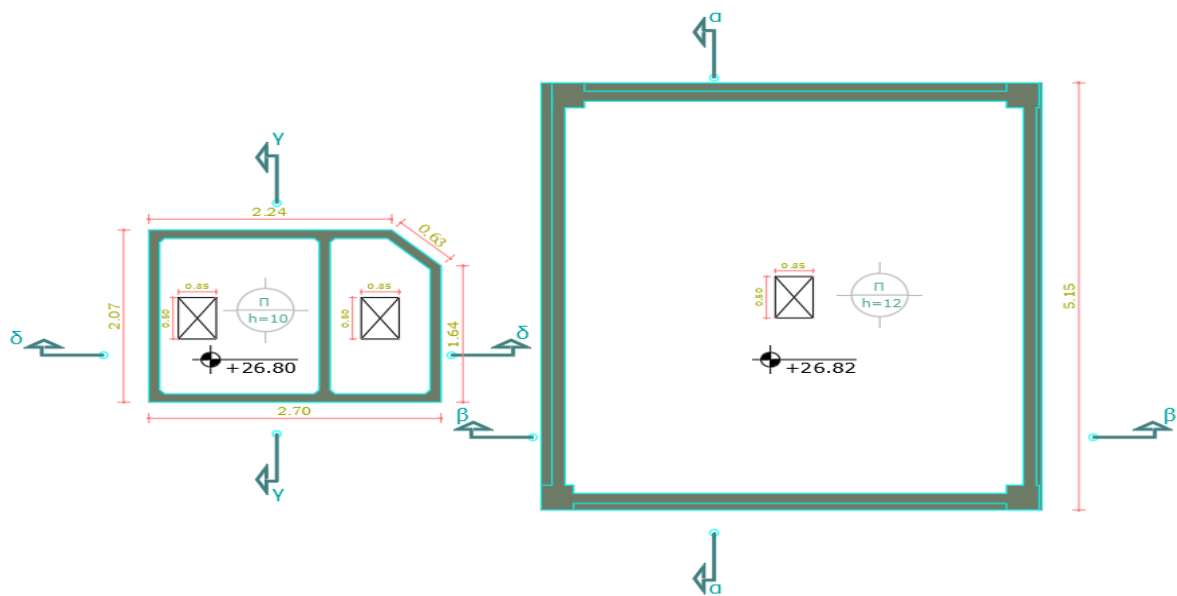


Εικόνα 4.11: Ξυλότυπος οροφής Δ' ορόφου



Εικόνα 4.12: Ξυλότυπος δώματος

### ΚΑΤΟΨΗ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ



Εικόνα 4.13: Κατόψεις δεξαμενών

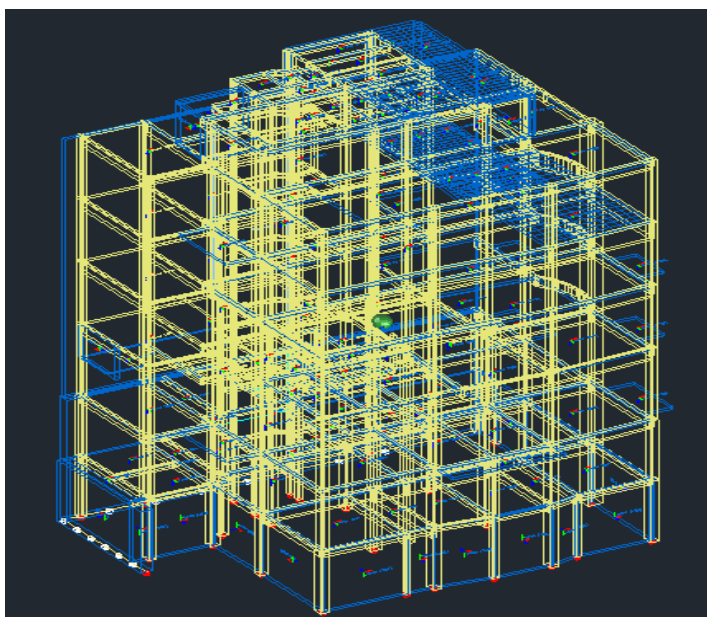
## 5 Προσομοίωση της κατασκευής στο SOFISTIK

### 5.1 Γενικά

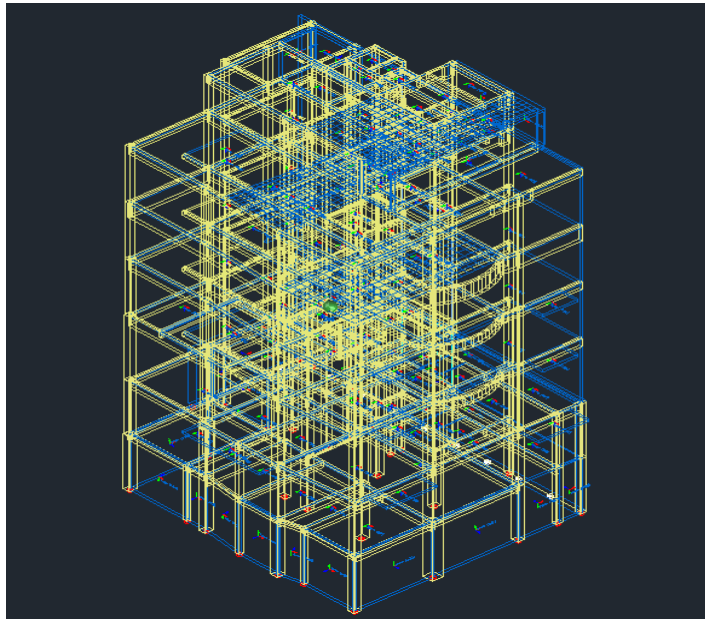
Η προσομοίωση και η ανάλυση της κατασκευής έγινε στο πρόγραμμα SOFISTIK, το οποίο στηρίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Method) παρέχοντας τη δυνατότητα στο χρήστη ανάλυσης, διαστασιολόγησης και σχεδίασης έργων πολιτικού μηχανικού. Το πρόγραμμα είναι εφοδιασμένο και σχεδιασμένο έτσι ώστε να μπορεί να εκτελέσει αναλύσεις σύμφωνα με τις διατάξεις διάφορων κανονισμών, όπως είναι ο Ευρωκώδικας και ο ΕΚΟΣ/ΕΑΚ. Το χωρικό μοντέλο που κατασκευάστηκε αποτελείται από γραμμικά και επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία και υλοποιήθηκε στο σχεδιαστικό πρόγραμμα SOFIPLUS (περιβάλλον AutoCAD). Για την εκτίμηση της συμπεριφοράς και της ανταπόκρισης του κτιρίου σε μόνιμες, κινητές και σεισμικές δράσεις είναι απαραίτητη η δημιουργία στατικού τρισδιάστατου προσομοιώματος του κτιρίου.

#### 5.1.1 Προσομοίωση του κτιρίου στο SOFIPLUS

Σε αυτό το σχεδιαστικό περιβάλλον, μορφώθηκε ο φορέας, πραγματοποιήθηκαν τροποποιήσεις και διορθώσεις του γραφικού μοντέλου, πριν υλοποιηθεί η ανάλυσή του στο SOFISTIK. Η διαδικασία προσομοίωσης έχει ιδιαίτερη σημασία, καθώς η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από την ανάλυση της κατασκευής καθορίζονται από την ορθότητα του υπολογιστικού προσομοιώματος. Για τα υποστυλώματα και τις δοκούς χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά στοιχεία, ενώ η προσομοίωση των πλακών και των τοιχωμάτων έγινε με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Παράλληλα εισήχθησαν στο πρόγραμμα τα υλικά, οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν, τα φορτία και οι συνδυασμοί των διάφορων δράσεων. Στη συνέχεια εκτελέστηκαν όλες οι στατικές και δυναμικές αναλύσεις για την αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής.

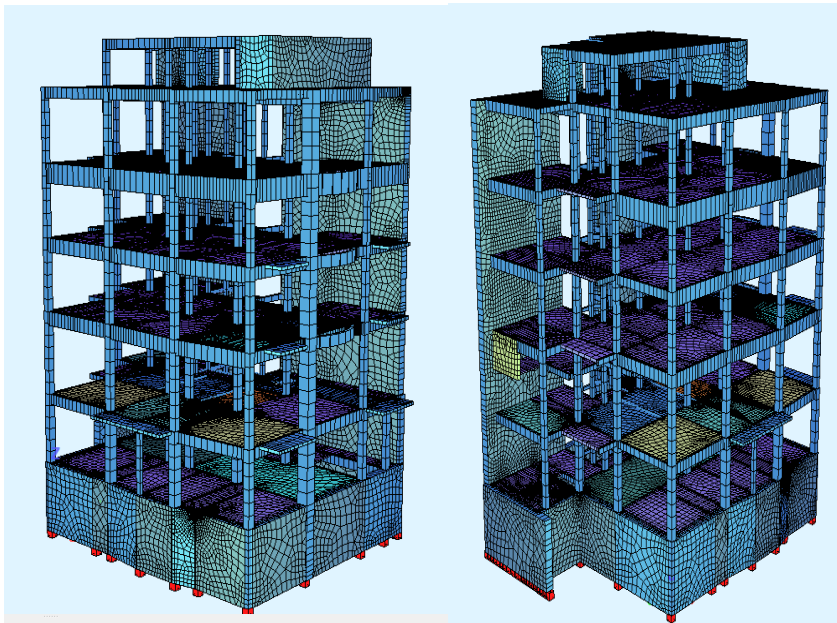


Εικόνα 5α: Τρισδιάστατο χωρικό προσομοίωμα στο SOFIPLUS

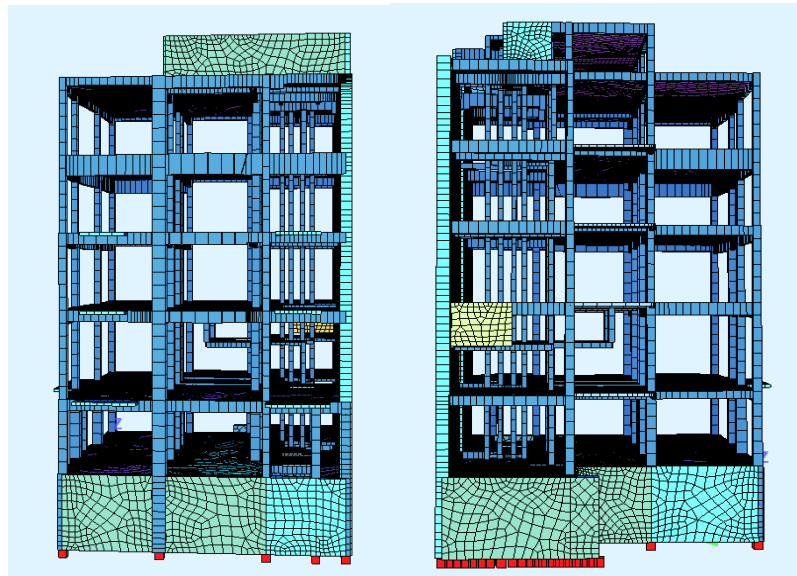


Εικόνα 5β: Τρισδιάστατο χωρικό προσομοίωμα στο SOFIPLUS

### 5.1.2 Προσομοίωμα του κτιρίου στο SOFISTIK

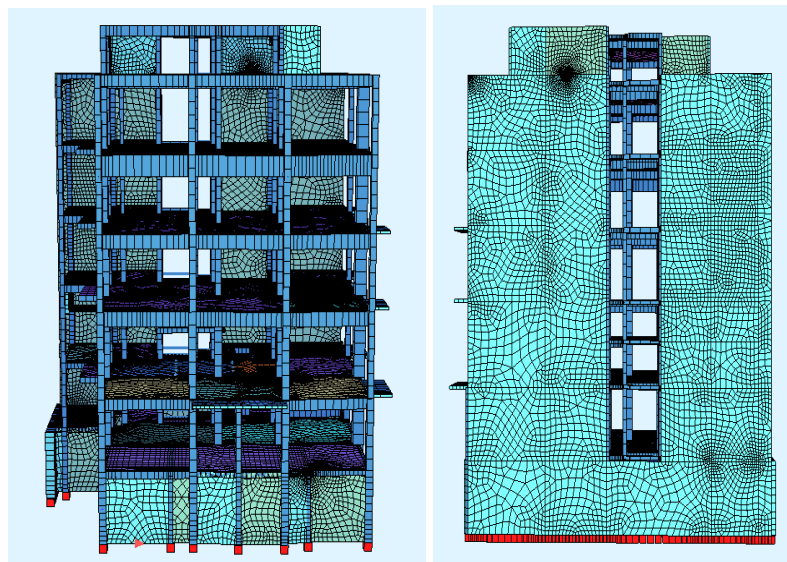


Εικόνα 5.1: Πλάγιες όψεις



Εικόνα 5.2: Ανατολική όψη

Εικόνα 5.3: Δυτική όψη



Εικόνα 5.4: Νότια όψη

Εικόνα 5.5: Βόρεια όψη

## 5.2 Υλικά προσομοιώματος

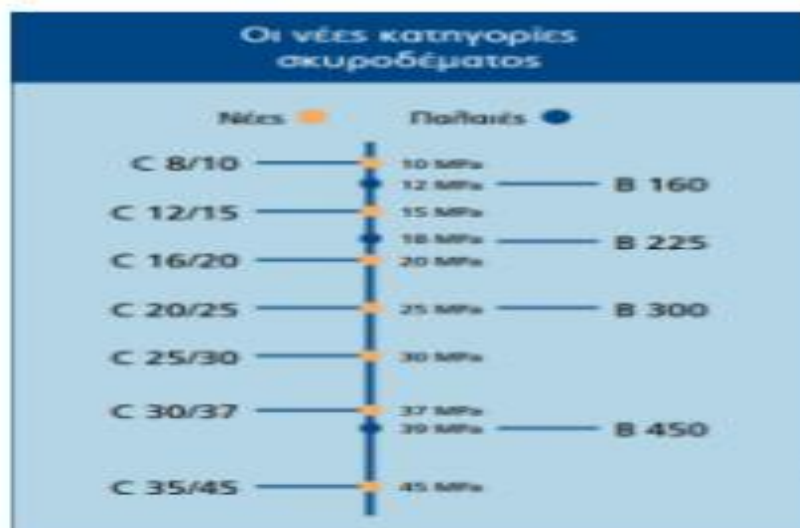
Το πρόγραμμα περιέχει αρχείο υλικών που χρησιμοποιούνται συνήθως στις κατασκευές, όπως για παράδειγμα, το σκυρόδεμα, ο κατασκευαστικός χάλυβας και ο χάλυβας για τους οπλισμούς κ.α. Όλες οι ιδιότητες των υλικών, είναι καταγεγραμμένες στη βάση δεδομένων του προγράμματος. Ορίζονται αρχικά τα υλικά που υπάρχουν στο κτίριο πριν την ενίσχυση.

Για την κατασκευή του κτιρίου, χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα της εποχής B160 με αντοχή σε θλίψη  $W_{28}=160\text{kg/cm}^2$  που αντιστοιχεί περίπου σε σημερινή ποιότητα σκυροδέματος C12/15.

Κατά τη διάρκεια των υπολογισμών της ανάλυσης του υφιστάμενου δομήματος στη θέση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος χρησιμοποιείται η μέση τιμή έναντι της χαρακτηριστικής που εφαρμόζεται στις νέες κατασκευές, όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ και ο ΕΚ8-1.



Επομένως η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος ορίζεται ως  $f_{cm} = f_{ck} + 8(\text{MPa}) = 20\text{MPa}$ . Σε ό,τι αφορά την ποιότητα του χάλυβα, χρησιμοποιήθηκε χάλυβας STAHL I, με ελάχιστο όριο διαρροής  $2200\text{kg/cm}^2$  και αντοχή σε εφελκυσμό  $3400\text{-}5000\text{kg/cm}^2$  όπως προκύπτει από τον Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος του 1954. Το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα λαμβάνεται ως  $E_s = 200\text{GPa}$ . Ο χάλυβας STAHL I ισοδυναμεί με σύγχρονη κατηγορία χάλυβα B220 A.

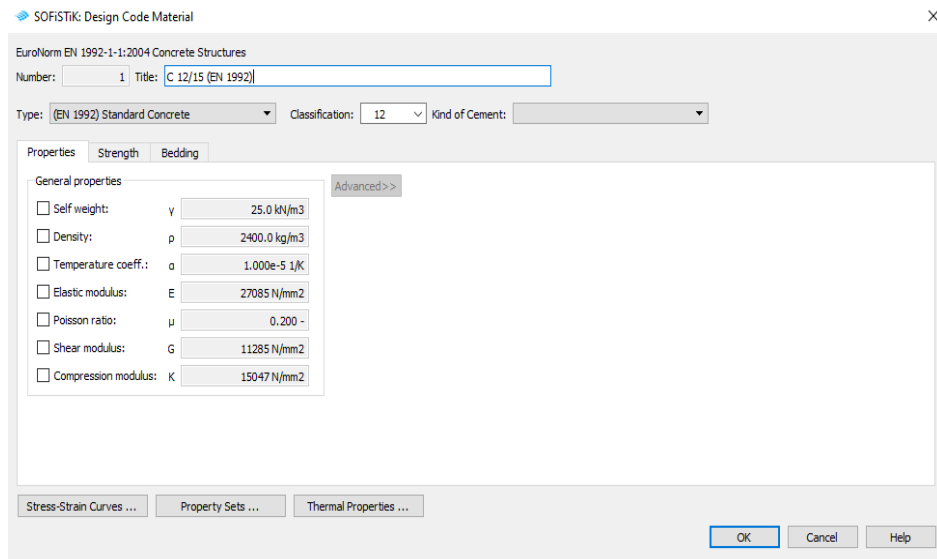


Εικόνα 5.6: Αντιστοιχία παλαιών και νέων σκυροδεμάτων

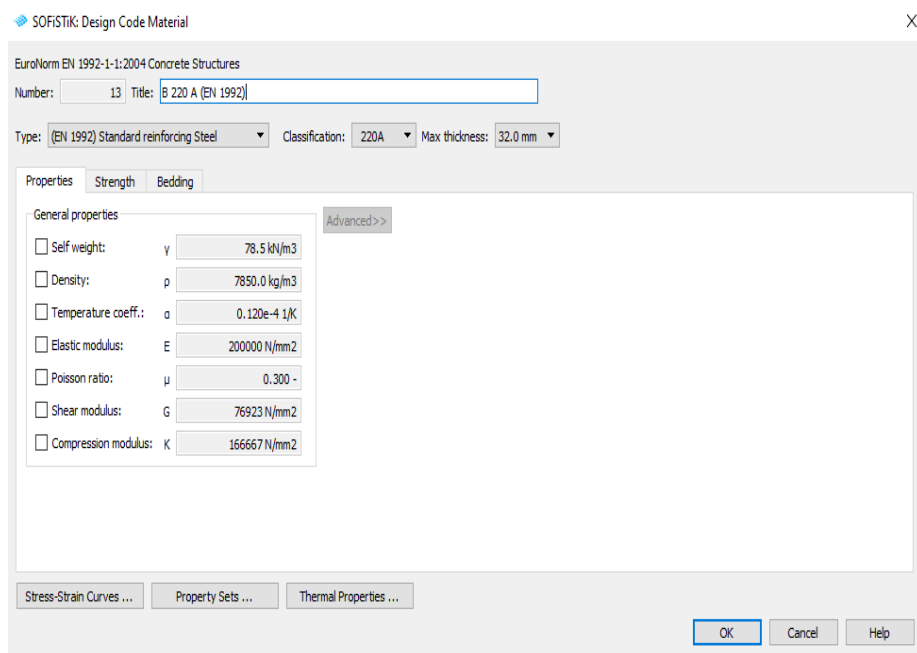
ΠΙΝΑΚΑΣ 1					
Κατηγορία	ΕΝΔΕΙΞΕΙΣ	Διάμετρος (mm)	Ελάχιστο όριο διαρροής (kg/cm <sup>2</sup> )	Αντοχή σε εφελκυσμό (kg/cm <sup>2</sup> )	Ελάχιστη μέση αντοχή σε εφελκυσμό (kg/cm <sup>2</sup> )
1	2	3	4	5	6
I	Χάλυβας I		2200	3400-5000	18
II*	Χάλυβας II (φυσικός πάχος μέχρι το 20%, ελάττωξη ύψους άνω από 20%)	∧ 18 ∨ 18	3000 3400	5000-6200 5000-6400	20 18
II*	Ελάττωξη χάλυβας II (κατεργασμένος εν ψυχρό)	∧ 18 ∨ 18	3000 3400	> 5000	14
III*	Χάλυβας III (φυσικός πάχος)	∧ 18 ∨ 18	4200 4000	> 5000	18
III*	Ελάττωξη χάλυβας III (κατεργασμένος εν ψυχρό) Μέγιστο ύψος ελάττωξης μορφής	∧ 18 ∨ 18	4200 4000	> 5000	8
IV*	Χάλυβας IV (φυσικός πάχος)		5000	-	16
IV*	Ελάττωξη χάλυβας IV (κατεργασμένος εν ψυχρό φυσικός πάχος μετά διατετατιστόν κέρβαν ως π.χ. δικτυωτά έλαττωματά).		5000	-	8

Εικόνα 5.7: Μηχανικά χαρακτηριστικά χάλυβα ΚΩΣ 1954

Παρακάτω φαίνεται η προσομοίωσή τους στο SOFISTIK:



Εικόνα 5.8: Προσομοίωση ποιότητας σκυροδέματος



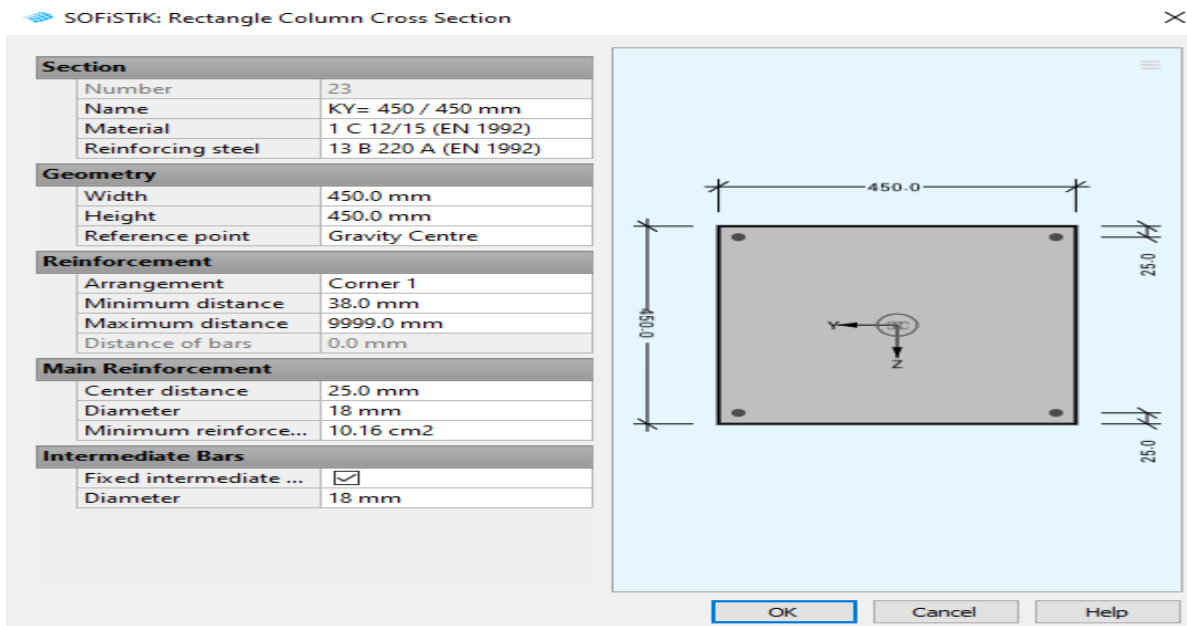
Εικόνα 5.9: Προσομοίωση ποιότητας χάλυβα οπλισμού

## 5.3 Δομικά στοιχεία φέροντος οργανισμού

### 5.3.1 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα, όπως προαναφέρθηκε προσομοιώθηκαν με γραμμικά-ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία με άξονα αναφοράς τον άξονα που διέρχεται από το κέντρο βάρους της διατομής. Ορίζονται οι διαστάσεις, το υλικό της διατομής και του οπλισμού, η επικάλυψη και άλλες κατασκευαστικές λεπτομέρειες όπως η διάμετρος των ράβδων οπλισμού, η ελάχιστη και η μέγιστη απόσταση μεταξύ τους. Τα υλικά που χρησιμοποιούνται είναι μετό C12/15 και χάλυβας οπλισμών B220 A.

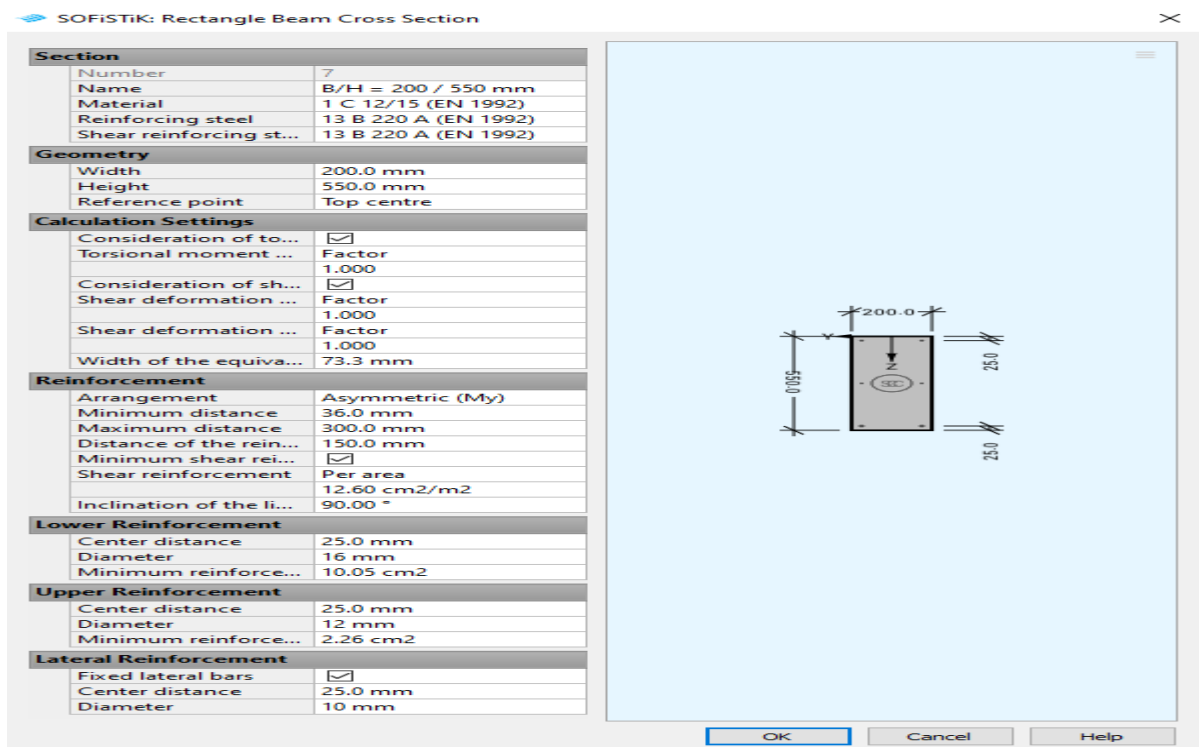




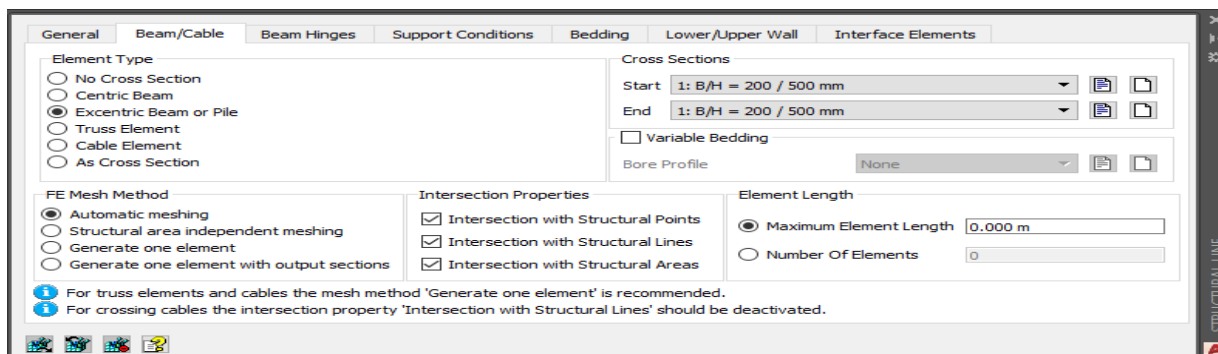
Εικόνα 5.10: Ορισμός υποστυλώματος

### 5.3.2 Δοκοί

Οι δοκοί αποτελούνται από πολλές διαφορετικές διατομές. Προσομοιώνονται και αυτές με γραμμικά-ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία. Τα γραμμικά στοιχεία δοκού, δεν προσομοιώνονται με διατομή πλακοδοκού αλλά με ορθογωνική. Τα υλικά που χρησιμοποιούνται είναι τα προαναφερθέντα (μπετό C12/15 και χάλυβας B220A).



Εικόνα 5.11: Ορισμός δοκού



5.12: Εισαγωγή της διατομής δοκού ή υποστυλώματος στο χωρικό προσομοίωμα

Τα γραμμικά στοιχεία που προσομοιώνουν τα υποστυλώματα και τα δοκάρια του φορέα συνδέονται στους κόμβους αξονικά, οπότε στις θέσεις σύνδεσής τους δημιουργούνται κόμβοι εντός των οποίων βρίσκεται ένα κοινό τμήμα στα άκρα των δύο γραμμικών στοιχείων. Το τμήμα αυτό είναι, επομένως, πολύ πιο δύσκαμπτο σε σχέση με το ελεύθερο μήκος της δοκού ή του υποστυλώματος.

### 5.3.3 Απομείωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων

Σε φορείς από οπλισμένο σκυρόδεμα για τον υπολογισμό των δυσκαμψιών των δομικών στοιχείων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι μέρος της διατομής τους ρηγματώνεται και δεν λειτουργεί, καθώς και ότι συνυπάρχουν φαινόμενα διάτμησης και εξόλκευσης οπλισμών.

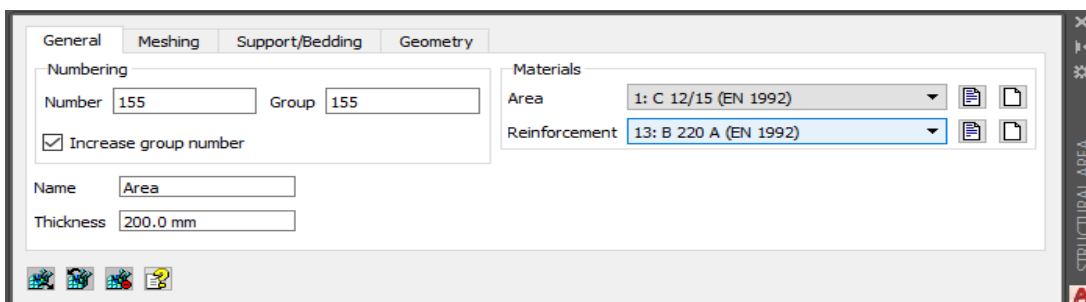
Για το λόγο αυτό, οι κανονισμοί προτείνουν την απομείωση των δυσκαμψιών των στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η δυστένεια  $EA$  δεν απομειώνεται σε κανένα δομικό στοιχείο, δεδομένου ότι τα μεν κατακόρυφα στοιχεία βρίσκονται γενικώς υπό μόνιμη θλίψη λόγω των φορτίων βαρύτητας, ενώ οι δοκοί είναι ενσωματωμένες στις θεωρούμενες ως απαραμόρφωτες εντός του επιπέδου τους πλάκες, οι οποίες χαρακτηρίζονται από διαφραγματική λειτουργία. Στην περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων, με χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς  $q$ , όπου οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων, η δυσκαμψία μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό αυτής του σταδίου I (μη-ρηγματωμένα στοιχεία). Η απομείωση αυτή της δυσκαμψίας εισάγεται αυτόματα στο προσομοίωμα.

A/a	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστώλωμα εσωτερικό	$0,8^*(E_c I_p)$
1.2	Υποστώλωμα περιμετρικό	$0,6^*(E_c I_p)$
2.1	Τοίχωμα, μή - ρηγματωμένο	$0,7^*(E_c I_p)$
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	$0,5^*(E_c I_p)$
3	Δοκός (2)	$0,4^*(E_c I_p)$

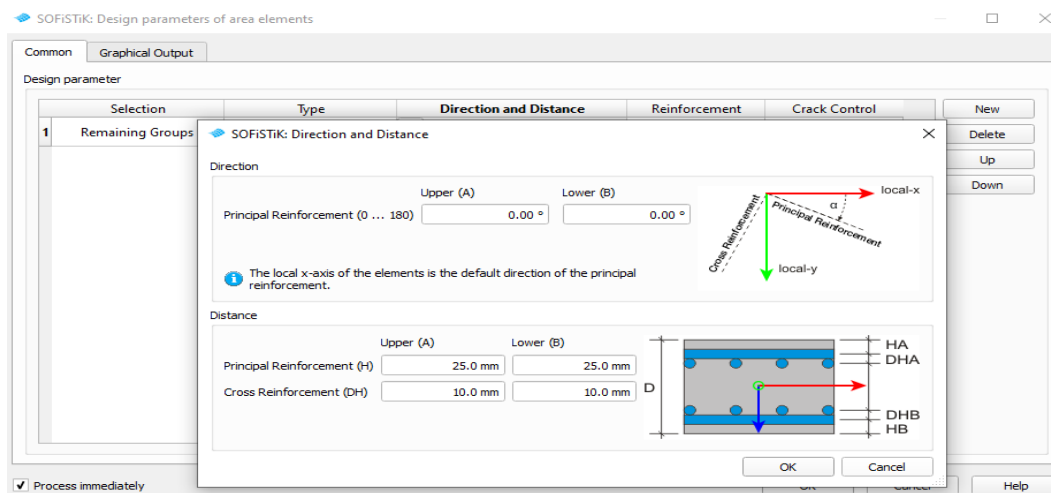
Εικόνα 5.13: Τιμές απομείωσης δυσκαμψίας για ελαστικές αναλύσεις (Πίνακας Σ4.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ)

### 5.3.4 Πλάκες

Οι πλάκες προσομοιώνονται ως επιφανειακά στοιχεία , τύπου Structural Area , ενώ το πάχος τους ποικίλει ανά τους ορόφους. Στο κτίριο οι πλάκες θεωρούνται απαραμόρφωτες μέσα στο επίπεδό τους και λειτουργούν ως διαφράγματα. Κατά την επιβολή της οριζόντιας σεισμικής δράσης θεωρούνται τρεις βαθμοί ελευθερίας, ανά όροφο, δύο μετακινήσεις και μία στροφή. Σημειώνεται ότι, στην περίπτωση έλλειψης διαφράγματος μειώνεται η υπερστατικότητα, η αντοχή και η δυσκαμψία της κατασκευής και ενδέχεται συγκέντρωση μεγάλων μετακινήσεων σε ορισμένα μόνο σημεία. Τα υλικά που χρησιμοποιούνται είναι τα προαναφερθέντα C12/15 και B220A.

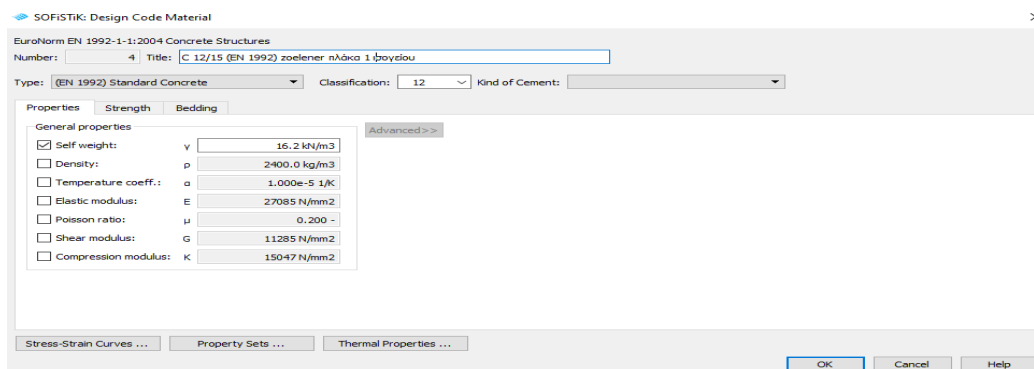


Εικόνα 5.14: Ορισμός επιφανειακού στοιχείου πλάκας



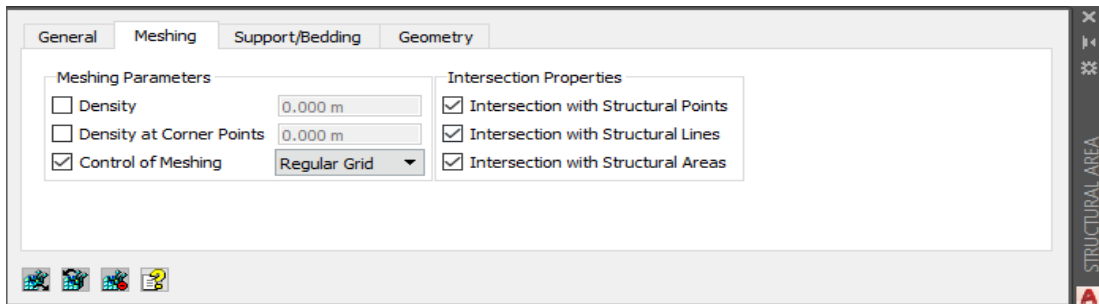
Εικόνα 5.15: Ορισμός λεπτομερειών όπλισης επιφανειακών στοιχείων

Οι δοκιδοτές πλάκες τύπου Zoellner προσομοιώνονται στο SOFISTIK, με την απομείωση του ειδικού βάρους του μπετού, όπως φαίνεται παρακάτω :



Εικόνα 5.16: Ορισμός πλάκας τύπου Zoellner

Τα γραμμικά στοιχεία δοκού, δεν προσομοιώνονται με διατομή πλακοδοκού αλλά με ορθογωνική. Κατά συνέπεια η σύνδεση των επιφανειακών στοιχείων των πλακών με τα γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία είναι αυτή που εξασφαλίζει από μόνη της την αύξηση δυσκαμψίας από το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας στο προσομοίωμα του φορέα. Για να επιτευχθεί αποτελεσματικά η συνεργασία δοκού και πλάκας (για την απόκτηση πρόσθετης δυσκαμψίας και τη μεταβίβαση των κατακόρυφων φορτίων από την πλάκα στη δοκό και εν συνεχεία στα υποστυλώματα), είναι αναγκαία η περαιτέρω διακριτοποίηση της πλάκας σε επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία.

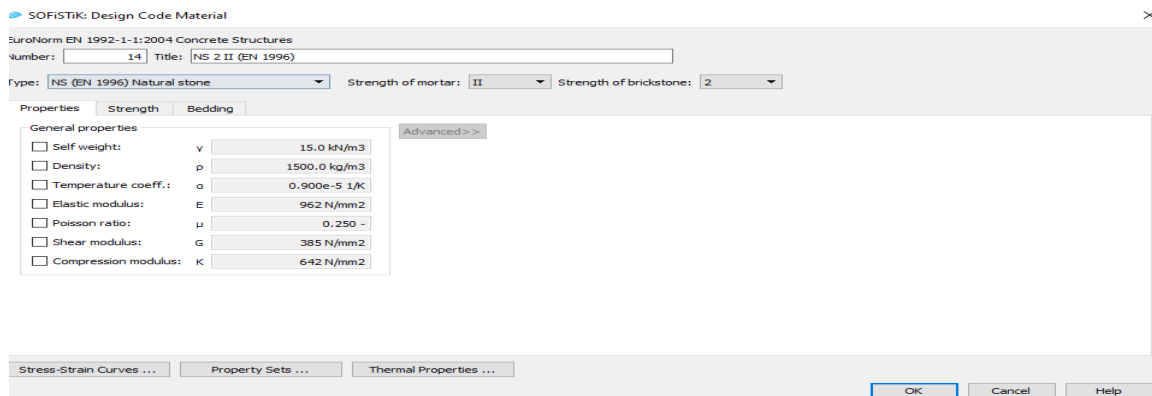


Εικόνα 5.17: Διακριτοποίηση επιφανειακών στοιχείων πλάκας

### 5.3.5 Τοιχοποιίες

Στο προσομοίωμα του υπό μελέτη κτιρίου δεν συνεκτιμώνται οι τοιχοποιίες πλήρωσης στις αναλύσεις τόσο για τα κατακόρυφα όσο και για τα σεισμικά φορτία καθώς θεωρούνται εύκαμπτες και η αντοχή τους είναι αμελητέα. Αυτή η μη συνεκτίμηση, δεν έχει δυσμενείς επιπτώσεις για το φέροντα οργανισμό της κατασκευής σε γενικό και τοπικό επίπεδο.

Ωστόσο η μάζα τους λαμβάνεται υπόψιν και ανάγεται ως γραμμικό φορτίο στα δοκάρια. Στη βόρεια πλευρά του κτιρίου και στο δώμα υπάρχει τοιχοποιία από αργολιθοδομή που θεωρείται ιδιαίτερα δύσκαμπτη και επηρεάζει τη συμπεριφορά του κτιρίου. Η προσομοίωση της στο πρόγραμμα γίνεται με επιφανειακά στοιχεία Structural Area, τύπου Wall, όπως και στις πλάκες. Η ποιότητα της τοιχοποιίας λήφθηκε επί το δυσμενέστερο ίση με την ελάχιστη ποιότητα που υπήρχε στη βιβλιοθήκη του προγράμματος. Η ελάχιστη ποιότητα επιλέχθηκε λόγω της παλαιότητας του δομήματος. Κατά συνέπεια το υλικό που χρησιμοποιήθηκε από το SOFISTIK φαίνεται παρακάτω:

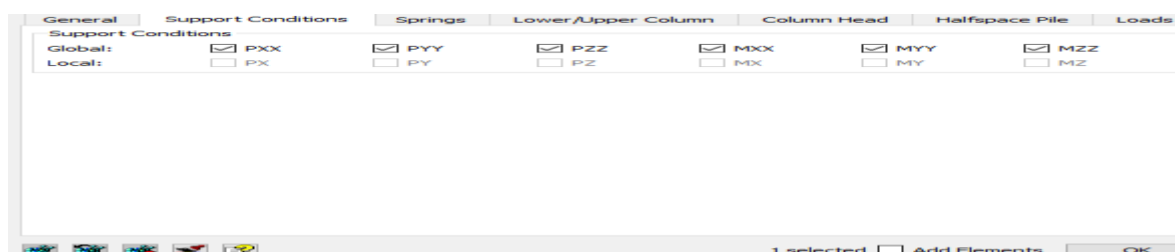


Εικόνα 5.18: Ορισμός ποιότητας υλικού αργολιθοδομής

### 5.3.6 Θεμελίωση

Τα περιμετρικά τοιχεία του υπογείου θεωρείται ότι προσφέρουν επαρκή δυσκαμψία στις δύο διευθύνσεις, εξασφαλίζοντας το απαραμόρφωτο της στάθμης οροφής του υπογείου. Κατά συνέπεια, έγινε η θεώρηση για τα υποστυλώματα ότι είναι θεμελιωμένα στη στάθμη της επιφάνειας του εδάφους, ως πλήρεις πακτώσεις. Επομένως, όλοι οι βαθμοί ελευθερίας μετακινησιακοί και στρωφικοί που σχετίζονται με την αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής, θεωρούνται δεσμευμένοι και στις τρεις διευθύνσεις του φορέα.

Τα τοιχεία του υπογείου προσομοιώνονται στο πρόγραμμα ως Structural Area τύπου Wall, όπως και οι πλάκες, με υλικά, για το οπλισμένο σκυρόδεμα C12/15 και για τον χάλυβα B220A.



Εικόνα 5.19: Συνθήκες στηρίξεως υποστυλωμάτων

### 5.3.7 Φορτία κατασκευής

Τα μόνιμα φορτία των φερόντων στοιχείων του φορέα λαμβάνονται υπόψη αυτόματα από το SOFISTIK, σύμφωνα με τις ιδιότητες των υλικών. Τα μόνιμα φορτία των μη φερόντων στοιχείων και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία των επικαλύψεων εισάγονται στο μοντέλο.

Τα κινητά φορτία που δρουν σε μια κατασκευή καθορίζονται ανάλογα με την κατηγορία χρήσης του εκάστοτε χώρου και εισάγονται επίσης, στο πρόγραμμα. Οι τιμές αυτές προβλέπονται στους πίνακες 6.1 και 6.2 του EN 1991-1-1 και διορθώνονται, όπου χρειάζεται, από το Εθνικό Προσάρτημα. Το κτίριο θα λειτουργήσει ως χώρος γραφείων.

Κατηγορία	Συγκεκριμένη χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι κατοικίας και διαμονής	Δωμάτια σε κτίρια διαμονής και κατοικίες, Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι συνάθροισης κοινού (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B, και D1)	<b>C1:</b> Χώροι με τραπέζια κ.λπ. π.χ. σχολικοί χώροι, καφετέριες, εστιατόρια, αίθουσες εστίασης, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής. <b>C2:</b> Χώροι με σταθερά καθίσματα, π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες διαλέξεων, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σιδηροδρομικών σταθμών. <b>C3:</b> Χώροι απρόσκοπτης μετακίνησης κοινού, π.χ. χώροι μουσείων, εκθεσιακοί χώροι, κ.λπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια, ξενοδοχεία, νοσοκομεία, προαυλία σιδηροδρομικών σταθμών. <b>C4:</b> Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, χώροι γυμναστικής, θεατρικές σκηνές. <b>C5:</b> Χώροι όπου ενδέχεται να συγκεντρωθούν μεγάλα πλήθη, π.χ. σε κτίρια για δημόσιες εκδηλώσεις, όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα όπου συμπεριλαμβάνονται οι εξέδρες, οι εξώστες και οι χώροι πρόσβασης, και αποβάθρες σιδηροδρόμων.
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	<b>D1:</b> Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά. <b>D2:</b> Χώροι σε πολυκαταστήματα

Εικόνα 5.20: Κατηγορίες χρήσης (Πίνακας 6.1)

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Q <sub>k</sub> [kN]
<b>Κατηγορία A</b>		
- Δάπεδα	1,5 έως 2,0	2,0 έως 3,0
- Σκάλες	2,0 έως 4,0	2,0 έως 4,0
- Εξώστες	2,5 έως 4,0	2,0 έως 3,0
<b>Κατηγορία B</b>	2,0 έως 3,0	1,5 έως 4,5
<b>Κατηγορία C</b>		
- C1	2,0 έως 3,0	3,0 έως 4,0
- C2	3,0 έως 4,0	2,5 έως 7,0 (4,0)
- C3	3,0 έως 5,0	4,0 έως 7,0
- C4	4,5 έως 5,0	3,5 έως 7,0
- C5	5,0 έως 7,5	3,5 έως 4,5
<b>Κατηγορία D</b>		
- D1	4,0 έως 5,0	3,5 έως 7,0 (4,0)
- D2	4,0 έως 5,0	3,5 έως 7,0

Εικόνα 5.21: Επιβαλλόμενα φορτία ( Πίνακας 6.2)

### 5.3.7.1 Μόνιμα Φορτία (G):

➤ Ίδιο βάρος φέροντος οργανισμού: Υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό, με βάση τα χαρακτηριστικά των διατομών και των υλικών που έχουμε ορίσει σε αυτό.

➤ Επικάλυψη πλακών:  $1,5 \text{ KN/m}^2$

Το ίδιο βάρος των τοιχοποιιών πλήρωσης εισάγεται ως γραμμικό κατανεμημένο στις δοκούς:

➤ Εσωτερικές δοκοί :  $5 \text{ KN/m}$

➤ Εξωτερικές δοκοί :  $10 \text{ KN/m}$

Το ίδιο βάρος του στηθαίου της ταράτσας εισάγεται ως γραμμικό κατανεμημένο στις δοκούς της οροφής του 4<sup>ου</sup> ορόφου:

➤ Στηθαίο ταράτσας:  $10 \text{ KN/m}$

### 5.3.7.2 Κινητά Φορτία (Q) :

➤ Πλάκες :  $2 \text{ KN/m}^2$

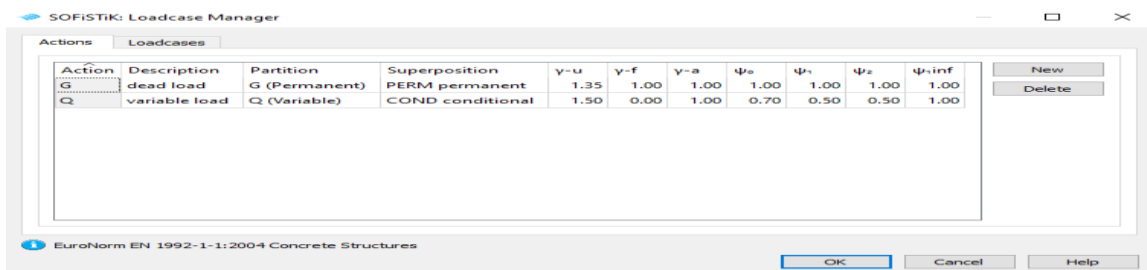
➤ Εξώστες :  $5 \text{ KN/m}^2$

➤ Ταράτσα :  $5 \text{ KN/m}^2$

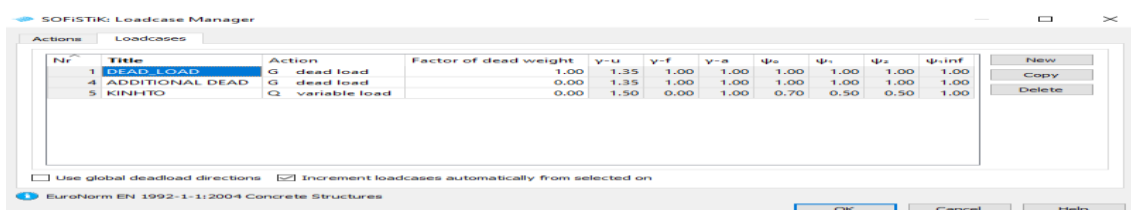
Στην οροφή του δώματος υπάρχουν δεξαμενές, οπότε λαμβάνεται κινητό φορτίο δώματος:

➤ Δώμα:  $5 \text{ KN/m}^2$

Στις δύο παρακάτω εικόνες φαίνεται στο SOFISTIK ο ορισμός των φορτίσεων:



Εικόνα 5.22α: Εισαγωγή φορτίων στο λογισμικό



Εικόνα 5.22β: Εισαγωγή φορτίων στο λογισμικό

Τα επιφανειακά στοιχεία των πλακών, έχουν μεμβρανική δυσκαμψία, η οποία δεν απομειώνεται. Τα φορτία των πλακών μεταβιβάζονται μέσω της δυσκαμψίας στις δοκούς και στα υποστυλώματα με εξαιρετική ακρίβεια.

### 5.3.7.3 Σεισμικές δράσεις (E)

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις. Οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μία κατακόρυφη συνιστώσα, στατιστικά ανεξάρτητες μεταξύ τους, και εκφράζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Η έντασή τους καθορίζεται από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1 (κέντρο Αθήνας), θεμελιώνεται σε έδαφος κατηγορίας B και ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II. Χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8 (τύπου 1) για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης.

### 5.3.7.4 Δράσεις ανέμου

Η κατακόρυφη και η οριζόντια δράση του ανέμου δεν λαμβάνονται υπόψη, καθώς η μάζα και η αδράνεια, του κτιρίου είναι πολύ μεγάλη και η επιρροή του ανέμου στο δομικό σύστημα θεωρείται σχεδόν μηδενική.

### 5.3.8 Ορισμός της ταλαντούμενης μάζας

Κατά την σεισμική καταπόνηση του κτιρίου μπορεί να γίνει η θεώρηση ότι η μάζα του κτιρίου, δηλαδή οι ιδιότητες της και η ροπή αδράνειας της είναι συγκεντρωμένη στο κέντρο βάρους του κάθε ορόφου, εφόσον έχει διασφαλιστεί η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας. Η μάζα της κατασκευής που θα χρησιμοποιηθεί από το πρόγραμμα, προκύπτει σύμφωνα με τον κανονισμό από τα κατακόρυφα φορτία  $G+\psi 2Q$ . Με βάση τη χρήση του κτιρίου επιλέχθηκε  $\psi 2=0.5$ .

ΔΡΑΣΕΙΣ		Τιμή συνδυασμού για σύνοδες δράσεις υπό συνδυασμό	
		βραχυχρόνιο $\Psi_1$	μακροχρόνιο $\Psi_2$
Οφέλημα φορτία	* Κατοικίες	0.60	0.30
	* Γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.70	0.30
	* Χώροι συνάθροισης κοινού (στάδια, σχολεία, θέατρα κλπ.)	0.80	0.50
	* Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αποθήκες δεξαμενές, σιλό κλπ.)	1.00	0.80
	* Χώροι στάθμευσης	0.90	0.60
Περιβ. Δράσεις	Άνεμος	0.60	0.00
	Χιόνι	0.60	0.0/0.3*
Έμμεσες δράσεις / παρεμποδιζόμενες και επιβαλλόμενες παραμορφώσεις (διαφορικές καθιζήσεις, θερμοκρασία, συστολή ξηράνσεως κλπ.)		0.00	0.00
Πλευρικές τάσεις ή πιέσεις		1.00	1.00

(\*: μόνο για μη βατές στέγες ή δώματα για τις οποίες  $\Psi_2=0$  για τα οφέλημα φορτία)

Εικόνα 5.23: Συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi_1$  και  $\psi_2$  (ΕΑΚ 2000)



## 6 Δυναμική Φασματική Ανάλυση

### 6.1 Γενικά για τις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης

Η θεώρηση γραμμικής ελαστικής σχέσης για τα μεγέθη έντασης και παραμόρφωσης των μελών του προσομοιώματος της κατασκευής, αποτελεί τη βάση των ελαστικών μεθόδων ανάλυσης, που χρησιμοποιούνται κατά την διαδικασία αποτίμησης μιας υφιστάμενης κατασκευής. Για να συμπεριληφθεί και η πιθανότητα εμφάνισης μη γραμμικής συμπεριφοράς για το σεισμό σχεδιασμού, γίνονται στις αναλύσεις κατάλληλες τροποποιήσεις των κριτηρίων επιλεστικότητας και των μετακινήσεων. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τις ελαστικές αυτές μεθόδους ανάλυσης είναι δυνατό να παρουσιάσουν μια επαρκή εικόνα της ελαστικής συμπεριφοράς του φορέα, έως το σημείο της πρώτης διαρροής. Ωστόσο, δε μας δίνουν τη δυνατότητα πρόβλεψης της ανακατανομής έντασης που λαμβάνει χώρα κατά την προοδευτική διαρροή των μελών της κατασκευής. Το φάσμα σχεδιασμού χρησιμοποιείται στην ανάλυση, αν αυτή πραγματοποιείται για να υπολογιστεί η ένταση στα στοιχεία του φορέα υπό σεισμική δράση σχεδιασμού.

### 6.2 Γενικά στοιχεία για την Ιδιομορφική Φασματική μέθοδο ανάλυσης κατασκευών

Η Ιδιομορφική Φασματική μέθοδος ανάλυσης κατασκευών είναι ουσιαστικά ίδια με τη Δυναμική Φασματική ανάλυση του ΕΑΚ2000. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς και σε κάθε περίπτωση κατασκευής. Αναφέρεται σε ένα μόνο προσανατολισμό των δύο οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής διέγερσης και είναι γραμμική ελαστική.

Η δυναμική φασματική ανάλυση ή, όπως είναι η πιο συνηθισμένη της ονομασία, δυναμική φασματική μέθοδος είναι η δυναμική ανάλυση του φορέα μιας κατασκευής υπό την επίδραση σεισμικής διέγερσης. Η μέθοδος αυτή οδηγείται τελικά σε σειρά στατικών αναλύσεων, παρόλο που πρόκειται για δυναμική μέθοδο ανάλυσης, αποφεύγοντας τη δυναμική ανάλυση μονοβάθμιων συστημάτων που για την ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης είναι απαραίτητη. Καθώς είναι μια δυναμική μέθοδος, αξιοποιεί, τα δυναμικά χαρακτηριστικά που αφορούν την κίνηση του εδάφους μέσω του φάσματος απόκρισης και τις χαρακτηριστικές ιδιότητες της ταλάντωσης (ιδιομορφές, ιδιοσυχνότητες και ιδιομορφική απόσβεση) του φορέα της κατασκευής, το πλήθος των οποίων ισούται με τον αριθμό των βαθμών ελευθερίας της κατασκευής.

Κατά την υλοποίησή της γίνεται πλήρης ιδιομορφική ανάλυση του φορέα της υπό μελέτη κατασκευής, λαμβάνεται υπόψη το φάσμα σχεδιασμού και γίνεται ο υπολογισμός των πιθανών ακραίων τιμών τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Τηρείται ο κανόνας για ελάχιστο αριθμό ιδιομορφών, ήτοι το άθροισμα των συμμετεχουσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές στη διεύθυνση κάθε συνιστώσας της σεισμικής διέγερσης που θεωρείται στην ανάλυση να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου. Κανόνες που μπορούν να ληφθούν υπόψη αντί του προαναφερθέντος είναι: να θεωρούνται όλες οι ιδιομορφές με συμμετέχουσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής ή να θεωρούνται όλες οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο πάνω από 0,20s, αλλά όχι λιγότερες από  $\sqrt{n}$ , όπου n είναι το πλήθος ορόφων πάνω από τη θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου. Το μεγάλο κέρδος από τη χρησιμοποίηση της μεθόδου έγκειται στη δυνατότητα άμεσου υπολογισμού των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων βάσει της θεωρίας των φασμάτων απόκρισης, ακόμη και στην ανελαστική περιοχή, με την βοήθεια ενός συντελεστή

συμπεριφοράς  $q$  καθώς και τη επιτυγχανόμενη «στατικοποίηση» όλων των υπολογισμών που αφορούν σε μια ορισμένη ιδιομορφική απόκριση.

Το σημαντικότερο ίσως μειονέκτημα της μεθόδου είναι η επαλληλία των μέγιστων τιμών των επιμέρους ιδιομορφικών αποκρίσεων, διότι οι τιμές αυτές δεν πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και άρα η φασματική επαλληλία δεν μπορεί να γίνει με απλή άθροιση όπως η χρονική.

Επομένως θα πρέπει να εισαχθούν προσεγγίσεις στο συνδυασμό των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων που καθορίζονται από το φάσμα σεισμικής απόκρισης επειδή καμία πληροφορία δεν είναι διαθέσιμη για το πότε θα εμφανιστούν αυτές οι μέγιστες ιδιομορφικές τιμές. Οι δύο πιο συνήθεις μέθοδοι επαλληλίας των ιδιομορφών είναι η μέθοδος της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων ( Square Root of Sum of Squares-SRSS ) και η μέθοδος της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας ( Complete Quadratic Combination-CQC ). Η μέθοδος SRSS παρέχει άριστες εκτιμήσεις για την απόκριση κατασκευών με μεγάλη διαφορά ανάμεσα στις ιδιοσυχνότητες τους, ενώ η μέθοδος CQC είναι εφαρμόσιμη σε μια ευρύτερη τάξη κατασκευών.

Συνοψίζοντας, η δυναμική φασματική μέθοδος υλοποιείται ακολουθώντας την παρακάτω διαδικασία για να υπολογιστούν οι μέγιστες τιμές των μεγεθών έντασης και παραμόρφωσης της απόκρισης:

➤ Ιδιομορφική ανάλυση, όπου υπολογίζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης, όπως επίσης οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.

➤ Ιδιομορφική απόκριση, όπου υπολογίζεται η ακραία ένταση ή μετακίνηση για κάθε ιδιομορφή και συνιστώσα σεισμού χρησιμοποιώντας το φάσμα απόκρισης.

Για τον υπολογισμό των μέγιστων εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών της φασματικής ελαστικής ανάλυσης, ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία:

➤ Για κάθε διεύθυνση διέγερσης  $x$  και  $y$  υπολογίζονται ξεχωριστά οι μέγιστες ιδιομορφικές τιμές απόκρισης. Κατόπιν γίνεται επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών με τον κανόνα CQC, έτσι ώστε να προκύψουν οι μέγιστες τιμές τους για σεισμική διέγερση κατά τη διεύθυνση των καθολικών αξόνων  $X$  και  $Y$  ξεχωριστά.

➤ Γίνεται χωρική επαλληλία των μέγιστων τιμών που υπολογίστηκαν για κάθε διεύθυνση με τον κανόνα της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS) και υπολογίζονται οι ακραίες τιμές λόγω ταυτόχρονης δράσης του σεισμού σε δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

➤ Τέλος γίνεται επαλληλία των παραπάνω τιμών με τις αντίστοιχες τιμές τους από τον συνδυασμό δράσεων  $G+\psi 2Q$ .

### 6.3 Παραδοχές για τα φέροντα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα

➤ Επειδή το υπό μελέτη κτίριο είναι χαρακτηρισμένο ως μνημείο, επιδιώκεται στάθμη επιτελεστικότητας B1 «Σημαντικές βλάβες».

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Στόχοι
I	$\Gamma 2$
II	$\Gamma 1$
III	B1
IV	B1 και A2 (Ικανοποίηση και των δύο στόχων)

Σε κάθε περίπτωση να θεωρηθεί ότι ισχύει  $A1 > A2$ ,  $B1 > B2$ ,  $\Gamma 1 > \Gamma 2$ ,  $A1 > B1 > \Gamma 1$  και  $A2 > B2 > \Gamma 2$

Εικόνα 6: Επιδιωκόμενοι στόχοι βάση της σπουδαιότητας(Παράρτημα 2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ)

➤ Δεδομένου ότι δεν υπάρχουν τα αρχικά σχέδια και όλα τα στοιχεία έχουν προκύψει από αποτύπωση, η Σ.Α.Δ. καθορίζεται ως «ικανοποιητική», σύμφωνα με την §3.7.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ.

➤ Από §4.5.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., για Σ.Α.Δ. «Ικανοποιητική» και αυξημένες διασπορές, επιτρέπεται να εφαρμοστεί η τιμή  $\gamma_G = 1,35$  για τον κατακόρυφο στατικό συνδυασμό, όπου  $\gamma_G$  ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για μόνιμες δράσεις. Για τον σεισμικό συνδυασμό, επιλέχτηκε, με βάση την σημερινή κατάσταση του κτιρίου,  $\gamma_G=1,1$ .

➤ Από §4.5.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., για υφιστάμενα υλικά των οποίων η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με τη μέση τιμή μείον μια τυπική απόκλιση και για Σ.Α.Δ. «Ικανοποιητική», μπορεί να ληφθεί  $\gamma_c = 1,30$  και  $\gamma_s = 1,15$ , όπου  $\gamma_c$  και  $\gamma_s$  οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για σκυρόδεμα και χάλυβα οπλισμού αντίστοιχα.

## 6.4 Συνδυασμοί δράσεων

Στόχος της ανάλυσης του υφιστάμενου κτιρίου, είναι ο προσδιορισμός της συμπεριφοράς της κατασκευής ως στατικό σύστημα και ο έλεγχος επάρκειας του υπάρχοντος οπλισμού της, έχοντας λάβει υπόψιν τους παρακάτω συνδυασμούς φόρτισης:

Στατικός συνδυασμός αστοχίας:

➤  $1,35G+1,5Q$

Σεισμικοί συνδυασμοί αστοχίας:

➤  $1.1G +0,5Q+Ex+0,3Ey$

➤  $1.1G +0,5Q-Ex-0,3Ey$

➤  $1.1G +0,5Q+Ex-0,3Ey$

➤  $1.1G +0,5Q-Ex+0,3Ey$

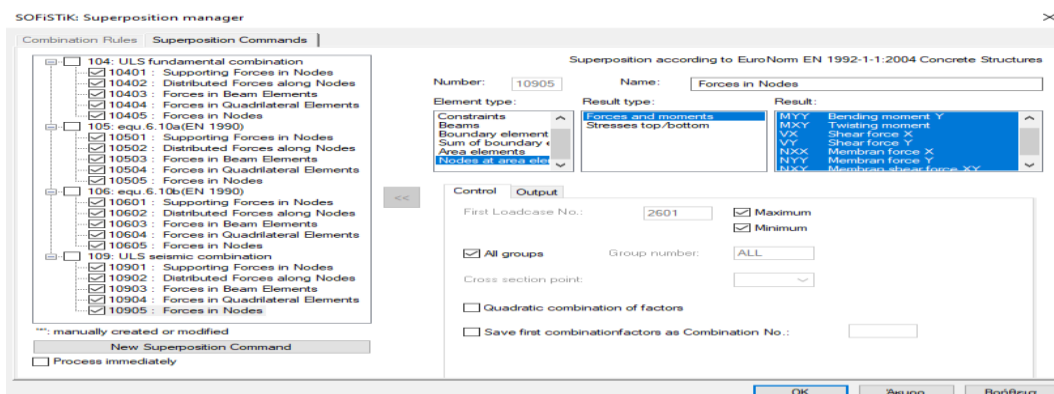
➤  $1.1G +0,5Q+0,3Ex+Ey$

➤  $1.1G +0,5Q-0,3Ex-Ey$

➤  $1.1G +0,5Q+0,3Ex-Ey$

➤  $1.1G +0,5Q-0,3Ex+Ey$

Αρχικά μέσω του Define Combinations και του Superposition ορίστηκαν αυτόματα από το SOFISTIK οι παραπάνω συνδυασμοί και υπολογίστηκε μέσω της υπορουτίνας του προγράμματος, MAXIMA, η περιβάλλουσα των ακραίων τιμών των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών. Έτσι, προέκυψαν τα μέγιστα (δυσμενέστερα) κι ελάχιστα (ευμενέστερα) εντατικά μεγέθη που θα χρησιμοποιηθούν στο σχεδιασμό του φορέα.

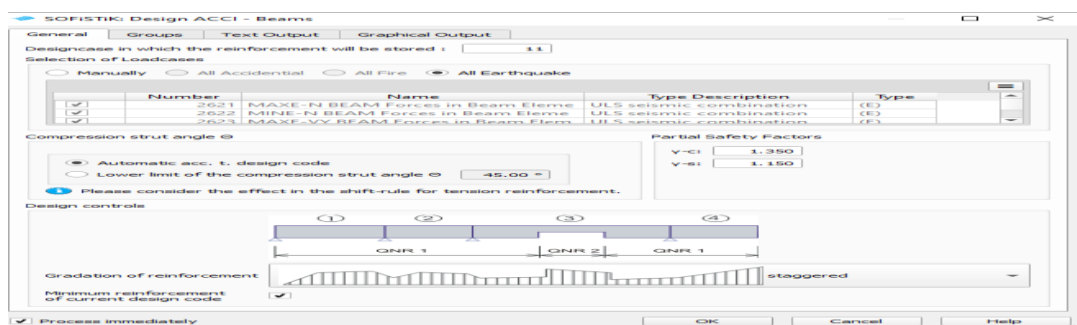


Εικόνα 6.1: Ανάλυση Superposition στο SOFISTIK

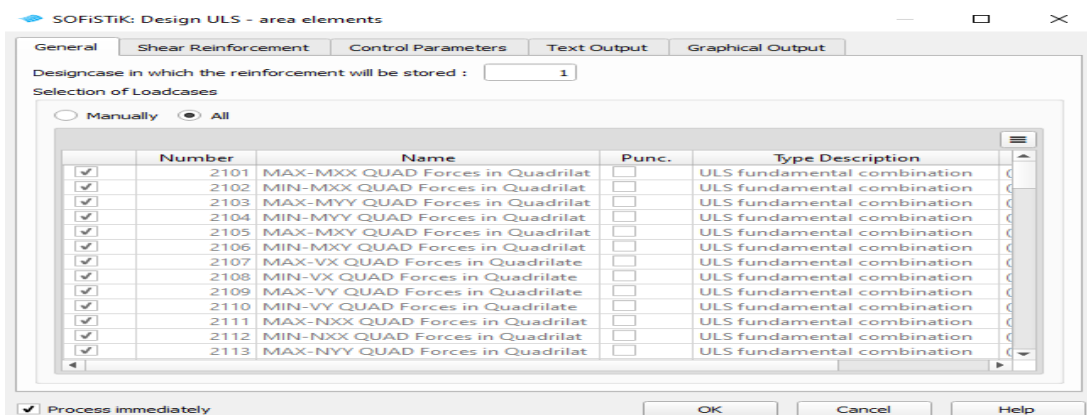
Στη συνέχεια μέσω του Design Beams-ULS και Design-Beams ACCI για τον κατακόρυφο στατικό και τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό αστοχίας αντίστοιχα, εξάχθηκαν τα αποτελέσματα σχετικά με τον απαιτούμενο οπλισμό των φερόντων στοιχείων. Τα αποτελέσματα βρίσκονται στην υπορουτίνα του προγράμματος, WINGRAF, με την ονομασία Design Case 1 για τον στατικό συνδυασμό αστοχίας και Design Case 11 για τον σεισμικό. Οι πλάκες ελέγχθηκαν έναντι του στατικού συνδυασμού, μέσω του Design-ULS area elements.



Εικόνα 6.2: Ανάλυση Design Beams-ULS στο SOFISTIK



Εικόνα 6.3: Ανάλυση Design-Beams ACCI στο SOFISTIK



Εικόνα 6.4: Ανάλυση Design-ULS area elements στο SOFISTIK

## 6.5 Επιρροή φαινομένων 2ας τάξης

Πραγματοποιήθηκε έλεγχος της επιρροής των φαινομένων 2ας τάξης, ώστε να διαπιστωθεί αν αυτές επηρεάζουν. Ο συντελεστής ευαισθησίας  $\theta$  σχετικής μετάθεσης υπολογίζεται από τον τύπο:

$$\theta = 1/acr$$

Όπου  $acr$ , ο συντελεστής με τον οποίο θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί η φόρτιση σχεδιασμού, ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια. Ο συντελεστής υπολογίζεται από την κρίσιμη ιδιομορφή λυγισμού, μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης λυγισμού του κτιρίου, για τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού σχεδιασμού, δηλαδή  $G+0,5Q$ .

Buckling Eigenvalues Using Vectoriteration Iterationsvectors			
No.	LC	Relativ error	buckling factor
1	3001	2.98E-11	37.582
2	3002	4.21E-08	48.254
3	3003	4.93E-10	49.484
4	3004	3.51E-07	52.121
5	3005	2.67E-09	53.873
6	3006	1.26E-09	57.191

Εικόνα 6.5 :Αποτελέσματα Ιδιομορφικής ανάλυσης λυγισμού

Για τον υπολογισμό του συντελεστή  $\theta$  λαμβάνεται υπόψη ο συντελεστής λυγισμού της ιδιομορφής, που προκαλεί καθολικό λυγισμό στο κτίριο για πρώτη φορά, δηλαδή  $acr=37.58$ . Επειδή όμως η ανάλυση και οι ιδιομορφές λυγισμού προκύπτουν από τις ελαστικές αναλύσεις, και εμείς λάβαμε συντελεστή συμπεριφοράς  $q=1,5$ , για να είναι ακριβής, η παραπάνω σχέση παίρνει τη μορφή:

$$\theta = q / acr = 1.5 / 37.58 = 0.039 < 0,1$$

Επομένως, επιρροές 2ας τάξης, δεν χρειάζεται να ληφθούν υπόψη.

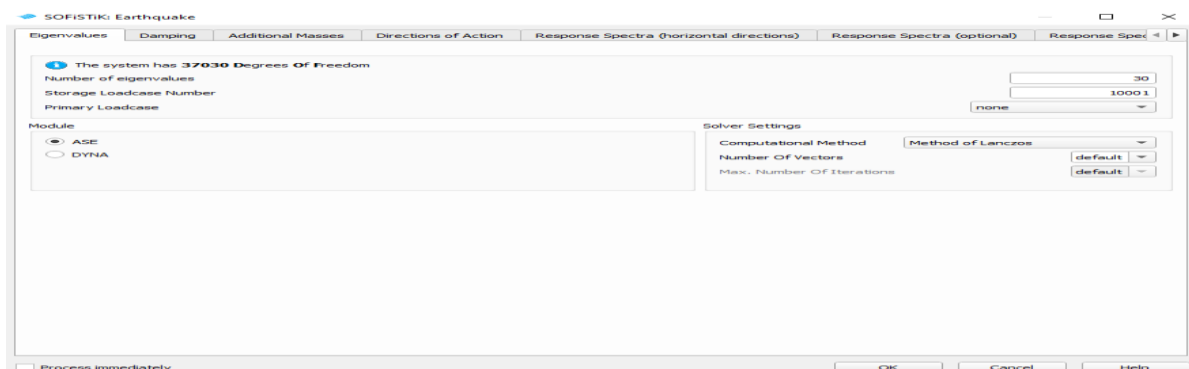
## 6.6 Ελαστική δυναμική ανάλυση με χρήση του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς $q$

Με βάση την §4.6 ΚΑΝ.ΕΠΕ και λόγω της παλαιότητας και της στάθμης επιτελεστικότητας του κτιρίου, αλλά και του σχεδιασμού του, χωρίς καμία αντισεισμική απαίτηση, η τιμή του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς επιλέχθηκε να είναι  $q=1,5$ . Επίσης, σύμφωνα με το παράρτημα 9Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ, επιτρέπεται η χρήση Ελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης με χρήση ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς  $q$ , χωρίς ικανοτικό σχεδιασμό, με την προαναφερθείσα τιμή του  $q$  και επαύξηση των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας. Η ανάλυση που πραγματοποιήθηκε, λαμβάνει υπόψη την απομείωση της δυσκαμψίας των στοιχείων του φέροντος οργανισμού λόγω της ρηγματώσης του σκυροδέματος και χρησιμοποιεί το ελαστικό φάσμα απόκρισης όπως ορίζεται από τον Ευρωκώδικα 8. Η μέθοδος επαλληλίας ιδιομορφικών αποκρίσεων CQC (Complete Quadratic Combination), είναι αυτή που χρησιμοποιήθηκε για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων.

Για την εκτέλεση της ιδιομορφικής ανάλυσης, απαραίτητη είναι η εισαγωγή σεισμολογικών στοιχείων σχετικά με το κτίριο και το έδαφος θεμελίωσής του στο SOFISTIK.

Αρχικά, επιλέγεται ο αριθμός των ιδιομορφών που είναι επιθυμητός να παραχθεί από το υπολογιστικό πρόγραμμα στο τέλος της ανάλυσης. Επιλέχθηκε να παρουσιαστούν 30 ιδιομορφές. Η ανάλυση έγινε μέσω των υπορουτίνων ASE και DYNA του SOFISTIK, οι

οποιες ακολουθούν τις διατάξεις του Ευρωκώδικα σε ό,τι αφορά τις παραμέτρους του ελαστικού φάσματος απόκρισης.

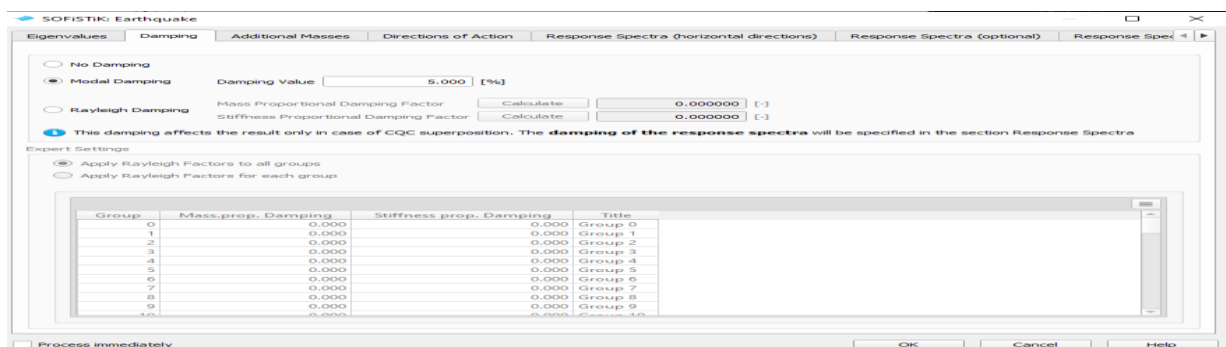


Εικόνα 6.6: Επιλογή ιδιομορφών και μεθόδου ανάλυσης

Ο διορθωτικός συντελεστής της απόσβεσης, υπολογίζεται με βάση τον τύπο:

$$n = \sqrt{\frac{10}{\zeta + 5}} \geq 0,55,$$

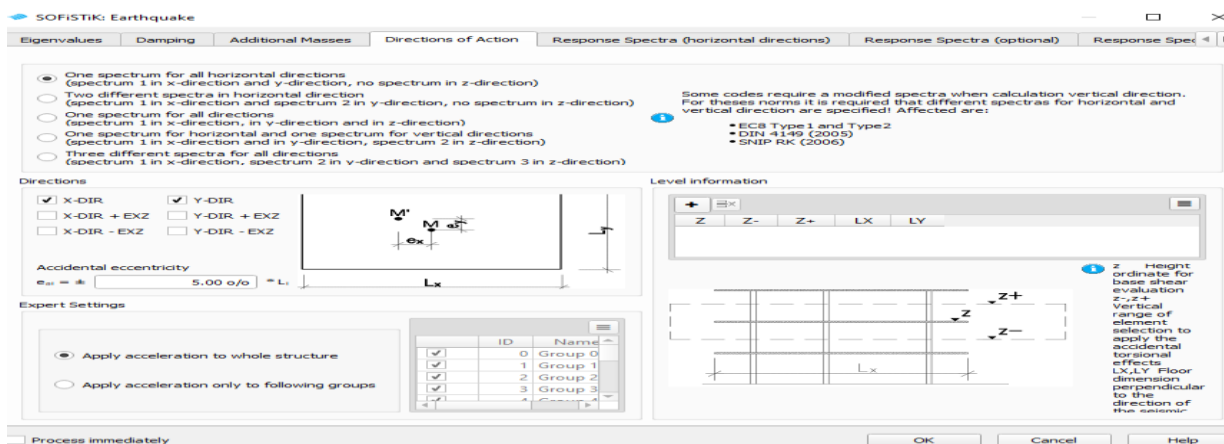
Η ιξώδης απόσβεση λαμβάνεται ίση με 5% οπότε ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης λαμβάνεται ίσος με  $\eta = 1$ .



Εικόνα 6.7: Εισαγωγή της απόσβεσης

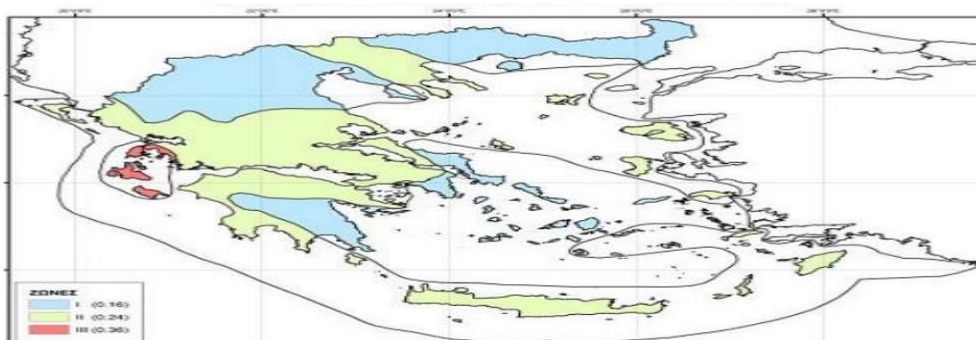
Στη συνέχεια, επιτρέπεται να αγνοηθεί η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού, δεδομένου ότι δεν έχουμε φυτευτά υποστυλώματα και να ληφθούν υπόψη μόνο οι οριζόντιες συνιστώσες κατά x και y, στις οποίες το φάσμα σχεδιασμού είναι το ίδιο. Επίσης στην πρώτη φάση των ελαστικών αναλύσεων, θεωρούμε ότι αγνοείται η επιρροή της στρέψης. Με βάσει την §5.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, εφόσον μία αρχική αποτίμηση χωρίς συνεκτίμηση της τυχηματικής στρέψης δείξει ανεπάρκεια, δεν απαιτείται περαιτέρω έλεγχος.





Εικόνα 6.8: Επιλογή του ίδιου φάσματος στις διευθύνσεις χ και y

Η κατασκευή βρίσκεται στο κέντρο της Αθήνας που βρίσκεται στην 1η ζώνη σεισμικότητας σύμφωνα με τον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας. Κατ' επέκταση εφαρμόζεται η αντίστοιχη επιτάχυνση αναφοράς  $agR = 0,16 * g$ , όπου g η επιτάχυνση της βαρύτητας της γης.



Εικόνα 6.9: Χάρτης με τις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας

Η λειτουργία του κτιρίου ήταν κατοικία και πλέον θα είναι χώρος γραφείων, κατά συνέπεια ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την κατηγορία σπουδαιότητας του δομήματος λαμβάνεται ίσος με  $\gamma_i = 1,00$ .

Κατηγορία Σπουδαιότητας			$\gamma_i$
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.		0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.		1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημοσίων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου.		1.15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημοσίων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).		1.30

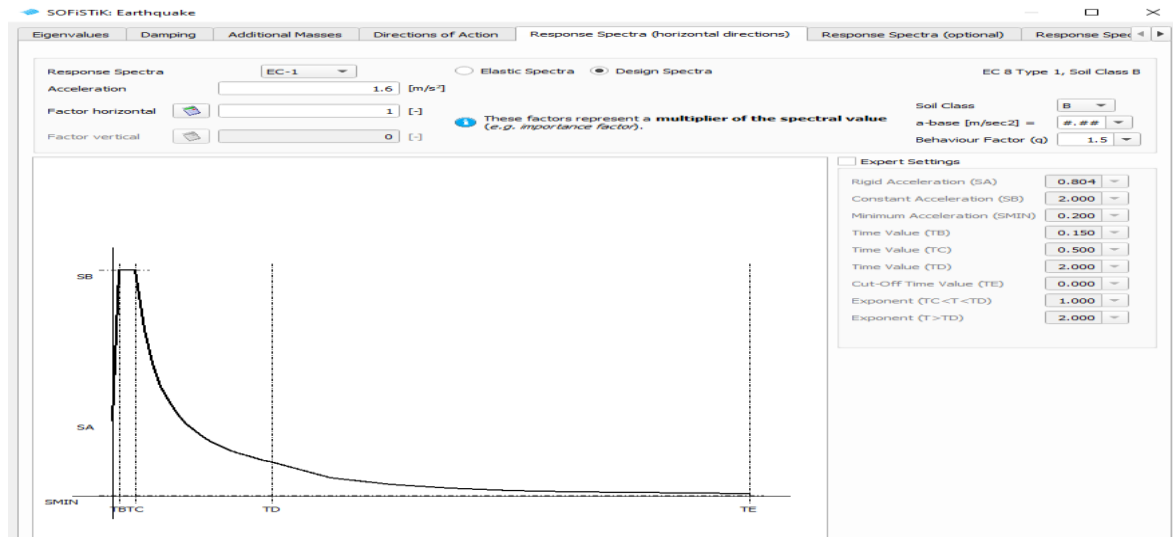
Εικόνα 6.10: Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας κτιρίων

Το έδαφος θεωρείται κατηγορίας B, και ο συντελεστής εδάφους ισούται με  $S = 1,20$  ενώ οι χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι έχουν τις τιμές που αναγράφονται στον παρακάτω πίνακα:



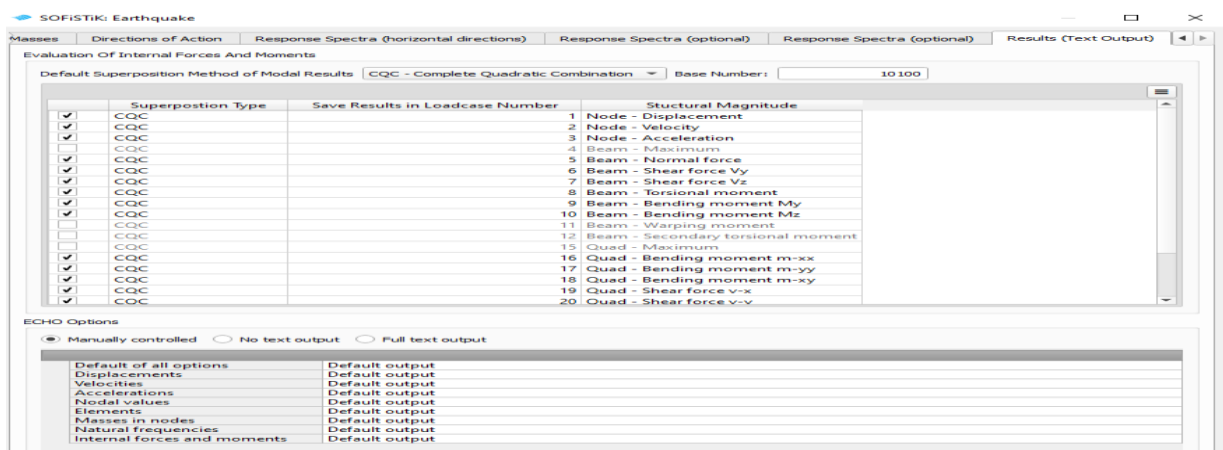
Εδαφικός τύπος	S	T <sub>B</sub> (sec)	T <sub>C</sub> (sec)	T <sub>D</sub> (sec)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.40	0.15	0.5	2.0

Εικόνα 6.11: Τιμές των παραμέτρων του φάσματος ελαστικής απόκρισης



Εικόνα 6.12: Ελαστικό φάσμα απόκρισης, κατά τον EC8

Στην παρούσα εργασία για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το ελαστικό φάσμα απόκρισης όπως ορίζεται στον Ευρωκώδικα 8, ενώ για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων χρησιμοποιείται η μέθοδος επαλληλίας ιδιομορφικών αποκρίσεων CQC.



Εικόνα 6.13: Ιδιομορφική επαλληλία αποκρίσεων CQC

## 6.7 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Οι ιδιομορφές υπολογίζονται με βάση την εξίσωση:

$$| [K] - [M] * \omega^2 | = 0.$$

Όπου [K] το μητρώο στιβαρότητας του φορέα, [M] είναι το μητρώο μάζας του φορέα και  $\omega$  η ιδιοσυχνότητα του φορέα.

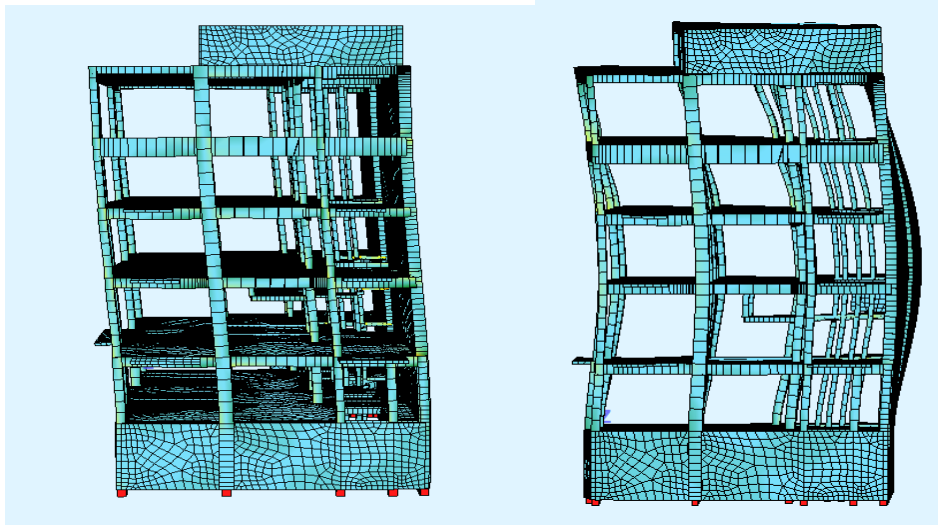
Η μάζα του κτιρίου υπολογίστηκε από το πρόγραμμα σε  $m = 2278,49$  τόνους, ενώ για τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκαν οι 30 πρώτες ιδιομορφές με τις οποίες επιτυγχάνεται ενεργοποίηση του 84,00 % της μάζας του κτιρίου κατά τον άξονα x και 91,18 % κατά τον άξονα y. Τα αποτελέσματα από τη δυναμική ανάλυση παρατίθενται παρακάτω:

Modal masses - activated mass									
No.	LC	frequency	effective modal Mass			factor			activated
		[Hertz]	x[t]	Y[t]	Z[t]	X[%]	Y[%]	Z[%]	mass [%]*
110001		0.831	3	1362	0	0.14	58.93	0.00	34.85539
210002		0.998	693	6	0	29.98	0.24	0.00	12.99742
310003		2.657	8	200	0	0.33	8.66	0.00	22.30157
410004		3.132	19	13	0	0.84	0.55	0.00	11.79963
510005		3.825	713	1	0	30.88	0.02	0.00	9.76612
610006		4.534	1	94	0	0.03	4.05	0.00	22.19416
710007		5.348	18	25	0	0.78	1.07	0.00	16.46648
810008		6.495	4	55	0	0.17	2.39	0.00	17.50720
910009		7.300	27	28	0	1.16	1.19	0.00	11.60638
1010010		8.434	10	71	0	0.45	3.05	0.00	13.03305
1110011		9.409	4	11	0	0.19	0.49	0.00	10.47618
1210012		12.779	175	0	0	7.57	0.01	0.00	4.00293
1310013		14.319	0	1	0	0.02	0.03	0.00	0.70952
1410014		15.048	18	0	0	0.79	0.01	0.00	2.06802
1510015		16.430	3	0	0	0.12	0.00	0.00	0.89039
1610016		17.192	6	1	0	0.26	0.05	0.00	0.54178
1710017		18.439	4	2	0	0.19	0.08	0.00	2.74484
1810018		20.296	5	4	0	0.22	0.17	0.00	3.79480
1910019		20.760	33	4	0	1.43	0.17	0.00	1.45447
2010020		21.463	14	0	0	0.59	0.00	0.00	0.61728
2110021		21.838	93	16	0	4.01	0.67	0.00	1.12961
2210022		22.689	6	32	0	0.25	1.39	0.00	0.11632
2310023		23.082	1	0	0	0.05	0.01	0.00	0.42414
2410024		23.251	1	158	0	0.05	6.85	0.00	0.28873
2510025		24.458	0	0	0	0.00	0.00	0.00	4.79135
2610026		24.847	46	1	0	1.98	0.06	0.00	0.22705
2710027		25.039	0	14	0	0.00	0.59	0.00	0.14597
2810028		26.097	22	4	0	0.94	0.18	0.00	0.16990
2910029		26.609	0	0	0	0.02	0.00	0.00	0.43941
3010030		27.254	14	6	0	0.59	0.25	0.00	0.62601
sum			1941	2106	0	84.00	91.18	0.01	
System activ			2310	2310	2				

Εικόνα 6.14: Ιδιομορφική Ανάλυση

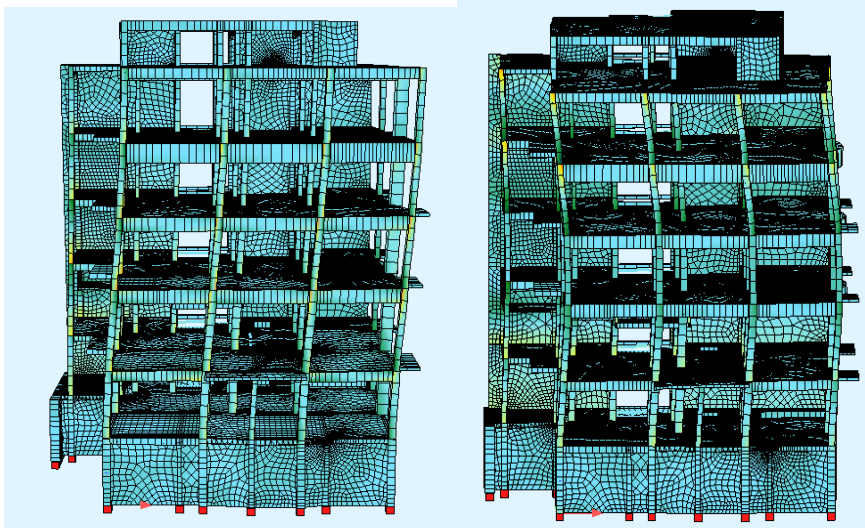
Επειδή μέρος της μάζας του υπογείου (περίπου 290 τόνων) είναι μη ταλαντούμενη, λαμβάνοντας υπόψιν στα παραπάνω ποσοστά μόνο την ταλαντούμενη μάζα, το αντίστοιχο ποσοστό και στην διεύθυνση x και στην y, ξεπερνάει το 90%.

Από τον παραπάνω πίνακα διαπιστώνεται επίσης, ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή κατά y είναι η πρώτη, η οποία ενεργοποιεί το 58.93% της συνολικής μάζας που αντιστοιχεί σε αυτήν την διεύθυνση. Κατά την x διεύθυνση η θεμελιώδης ιδιομορφή είναι η δεύτερη στην οποία αντιστοιχεί το 29,98% της ολικής μάζας. Επίσης σημαντική ιδιομορφή για την διεύθυνση x είναι η Πέμπτη η οποία ενεργοποιεί το 30,88% της συνολικής μάζας. Από τις θεμελιώδεις ιδιομορφές προκύπτει ότι  $T_x=1\text{sec} < T_y=1,2\text{sec}$  και κατά συνέπεια συμπεραίνουμε ότι το κτίριο είναι πιο δύσκαμπτο στην διεύθυνση x.



Εικόνα 6.15: 1<sup>η</sup> ιδιομορφή κατά y

Εικόνα 6.16: 3<sup>η</sup> ιδιομορφή κατά y



Εικόνα 6.17: 2<sup>η</sup> ιδιομορφή κατά x

Εικόνα 6.18: 5<sup>η</sup> ιδιομορφή κατά x

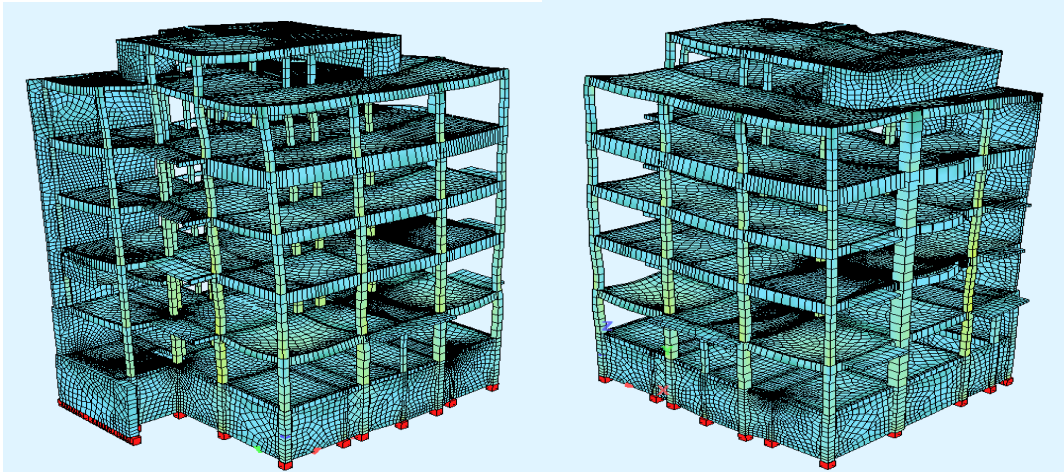
## 6.8 Απαιτούμενοι οπλισμοί

### 6.8.1 Γενικά

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων του κτιρίου, για τον βασικό στατικό συνδυασμό σχεδιασμού σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και τον δυσμενέστερο Σεισμικό Συνδυασμό Αστοχίας, προέκυψαν οι απαιτούμενοι οπλισμοί σε κάθε θέση, με σκοπό να γίνει η σύγκρισή τους με τους υπάρχοντες, ώστε να εντοπιστούν τα στοιχεία που δεν επαρκούν και χρήζουν ενίσχυσης. Όπως αποδείχτηκε από τους υπολογισμούς, καθοριστικός είναι ο σεισμικός συνδυασμός αστοχίας, ειδικά για τα υποστυλώματα. Οι δοκοί καταπονούνται κυρίως έναντι του στατικού συνδυασμού, αλλά υπάρχουν και κάποιες που επηρεάζονται από το σεισμικό συνδυασμό. Τα παραπάνω συμπεράσματα είναι λογικά, καθώς το δόμημα έχει κατασκευαστεί, αποκλειστικά και μόνο για κατακόρυφες δράσεις, καθώς τότε δεν υπήρχαν ακόμη αντισεισμικοί κανονισμοί. Κάτωθι, φαίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων.

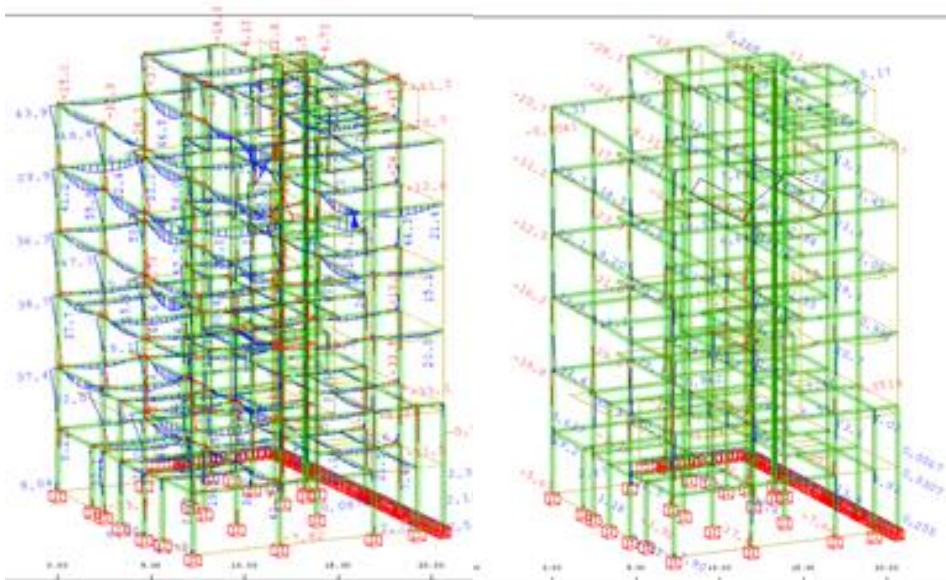
### 6.8.2 Εντατικά μεγέθη και απαίτηση οπλισμών έναντι κατακόρυφου συνδυασμού αστοχίας

Η παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα έναντι του στατικού συνδυασμού  $1,35G+1,5Q$  φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Εικόνες 6.19: Παραμορφωμένη κατάσταση του κτιρίου από δύο διαφορετικές όψεις

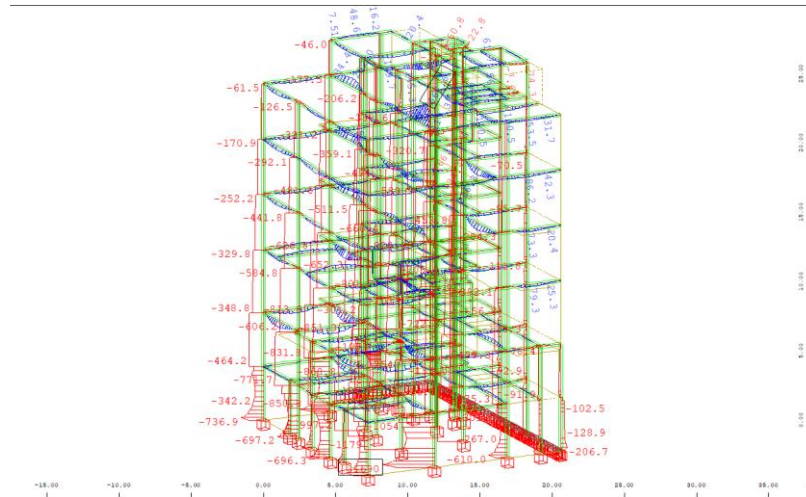
Στα κάτωθι σχήματα φαίνονται οι ροπές  $M_y$  και  $M_z$  που αναπτύσσονται στο κτίριο, καθώς και οι μέγιστες αξονικές  $N$ , λόγω  $1,35G + 1,5Q$ :



Εικόνα 6.20: Ροπές  $M_y$

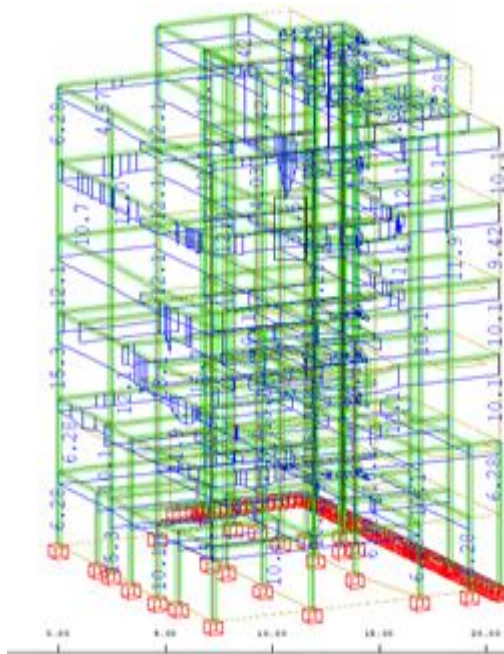
Εικόνα 6.21: Ροπές  $M_z$



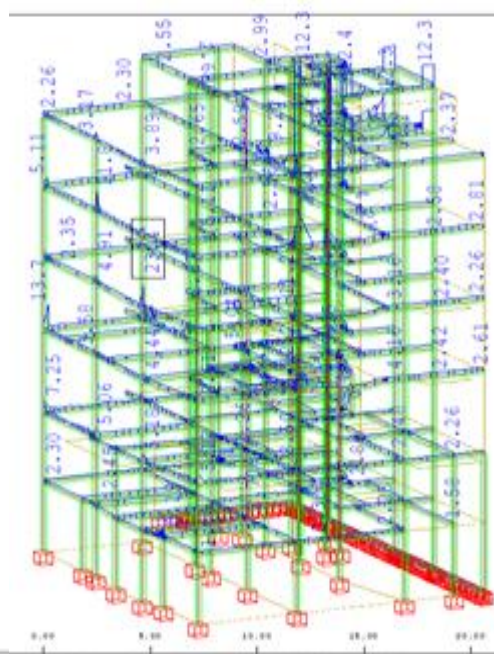


Εικόνα 6.22: Αξονικές Ν

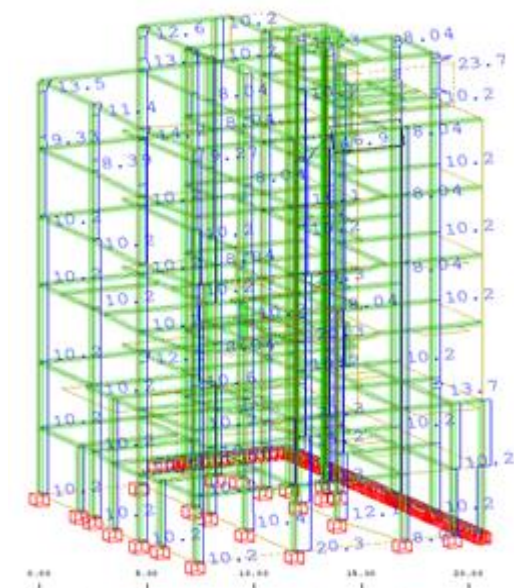
Απαίτηση οπλισμών:



Εικόνα 6.23: Κάτω Οπλισμοί δοκών



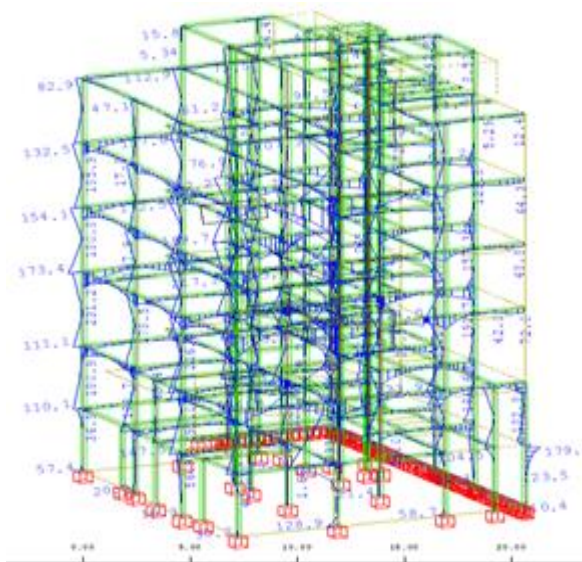
Εικόνα 6.24: Άνω Οπλισμοί δοκών



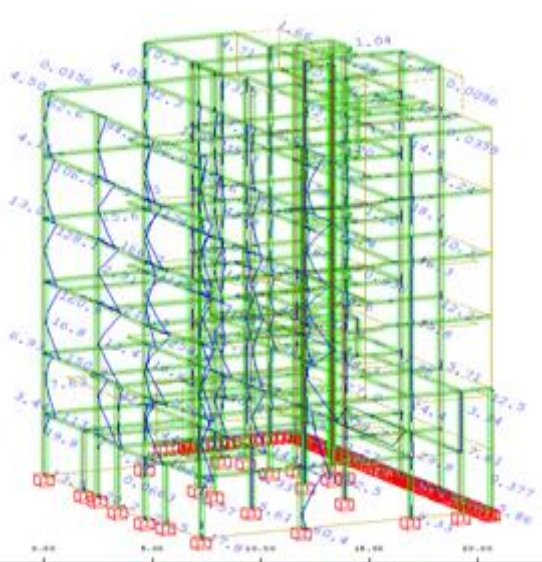
Εικόνα 6.25: Οπλισμοί υποστυλωμάτων

### 6.8.3 Εντατικά μεγέθη και απαίτηση οπλισμών έναντι σεισμικού συνδυασμού αστοχίας

Στα κάτωθι σχήματα φαίνονται οι ροπές  $M_y$  και  $M_z$  που αναπτύσσονται στο κτίριο, καθώς και οι μέγιστες αξονικές  $N$ , από την χωρική επαλληλία CQC:

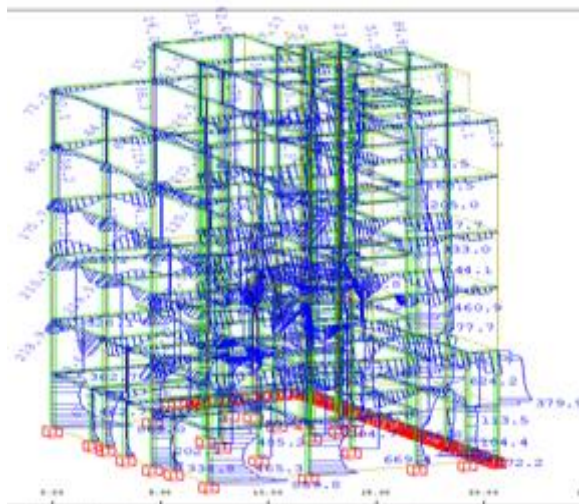


Εικόνα 6.26: Ροπές  $M_y$



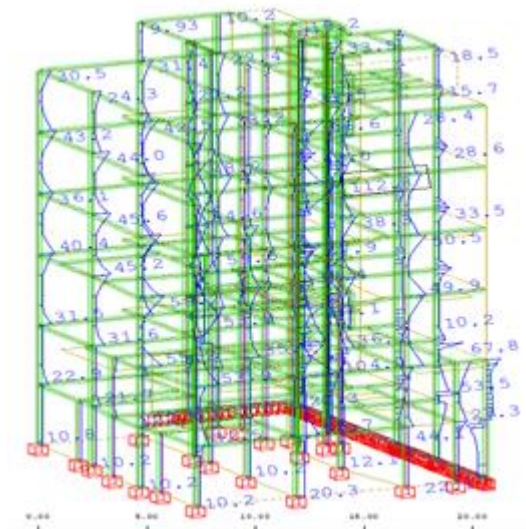
Εικόνα 6.27: Ροπές  $M_z$



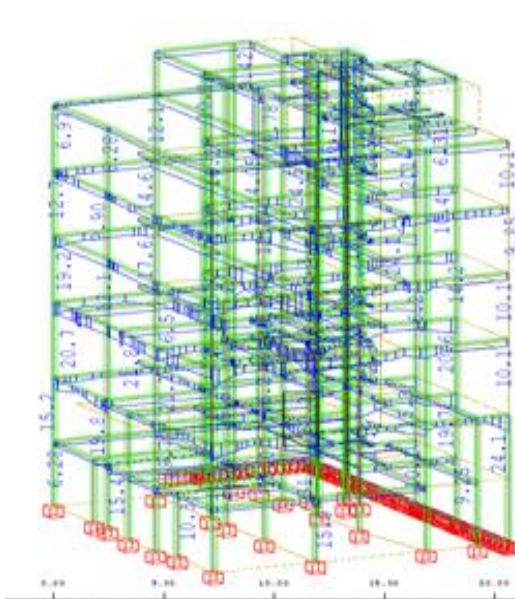


Εικόνα 6.28: Αξονικές Ν

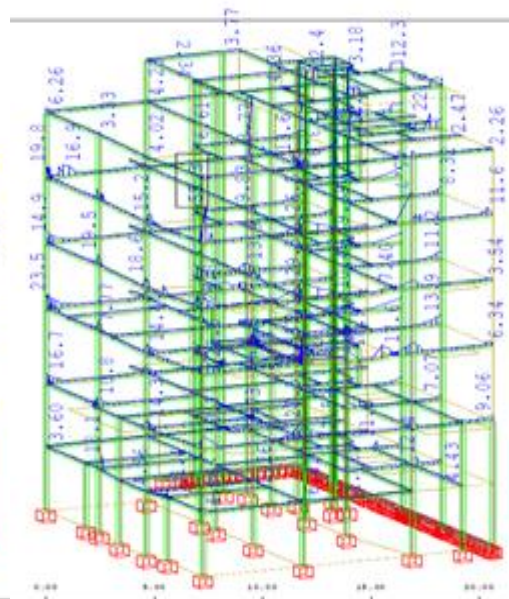
Απαίτηση οπλισμών:



Εικόνα 6.29: Οπλισμοί υποστυλωμάτων



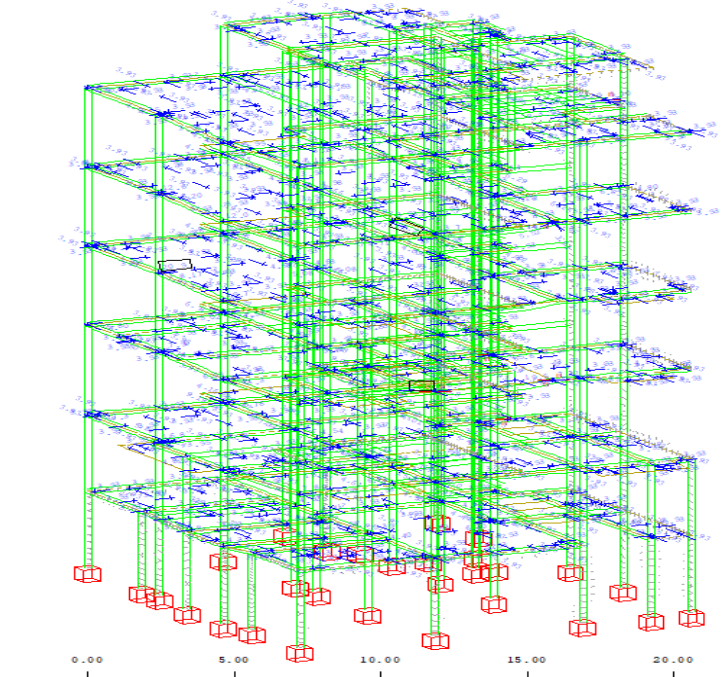
Εικόνα 6.30: Κάτω Οπλισμοί δοκών



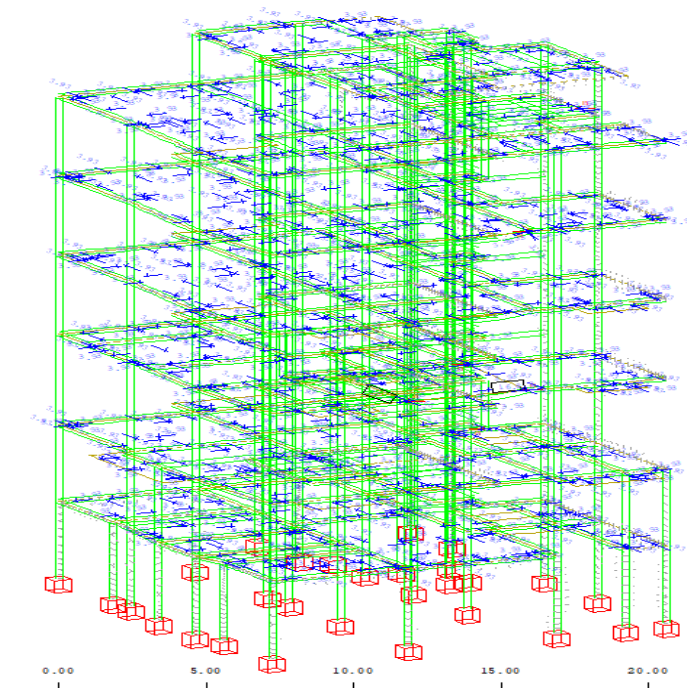
Εικόνα 6.31: Άνω Οπλισμοί δοκών

## 6.8.4 Απαιτούμενοι οπλισμοί πλακών

Πραγματοποιήθηκε διαστασιολόγηση των πλακών και από τα αποτελέσματα εξάγεται το συμπέρασμα ότι σε κάποιες διευθύνσεις απαιτείται ενίσχυση αυτών, άλλες σε μικρό και άλλες σε μεγαλύτερο ποσοστό.



Εικόνα 6.32: Άνω Οπλισμοί πλακών

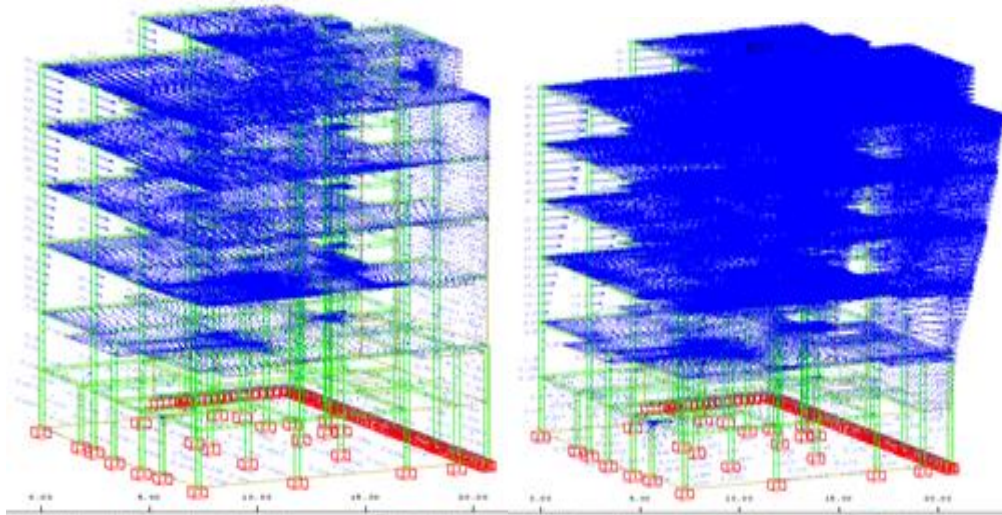


Εικόνα 6.33: Κάτω Οπλισμοί πλακών

## 6.8.5 Σεισμικές μετακινήσεις

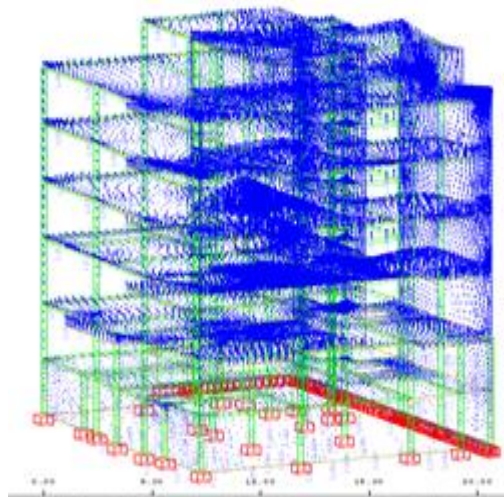
Στα κάτωθι σχήματα παρατίθενται οι μέγιστες μετακινήσεις από την σεισμική φόρτιση κατά τον άξονα x,y και z:

Οι μέγιστες μετακινήσεις που προέκυψαν στους καθολικούς άξονες x,y,z ήταν 55.1 mm,74.9 mm και 5.61 mm αντίστοιχα.



Εικόνα 6.34: Global x

Εικόνα 6.35: Global y



Εικόνα 6.36: Global z



## 7 ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

### 7.1 Γενικά

Η ενίσχυση ενός οικοδομήματος μπορεί να κριθεί απαραίτητη για αρκετούς διαφορετικούς λόγους, όπως είναι: η μείωση σεισμικής τρωτότητας μιας κατασκευής, η επισκευή βλαμμένων δομικών στοιχείων, η αναβάθμιση του φέροντος οργανισμού λόγω παλαιότητας ή λόγω αλλαγής χρήσεως και η αποκατάσταση και ενίσχυση ιστορικών δομημάτων. Πολλές φορές είναι αναγκαίο να εφαρμοστεί συνδυασμός επιμέρους μεθόδων επέμβασης, με στόχο την βέλτιστη λύση. Ο Μηχανικός θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη του, τη μορφή και τα χαρακτηριστικά του φέροντα οργανισμού της κατασκευής, την ενδεχόμενη αρχιτεκτονική και ιστορική αξία του έργου, την απαιτούμενη στάθμη επιτελεστικότητας και τους χρονικούς, κοινωνικούς, οικονομικούς και πολεοδομικούς περιορισμούς.

### 7.2 Βασικοί ορισμοί

Σύμφωνα με την §2.3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ:

**α.** Με τον όρο δομητική επέμβαση νοείται οποιαδήποτε εργασία που έχει ως αποτέλεσμα την στοχευόμενη μεταβολή των υφισταμένων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος και έχει, ως συνέπεια, την τροποποίηση της απόκρισής του.

**β.** Με τον όρο επισκευή νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική του φέρουσα ικανότητα.

**γ.** Με τον όρο ενίσχυση νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του αρχικού σχεδιασμού.

### 7.3 Κριτήρια επιλογής και τύποι δομητικής επέμβασης

Σύμφωνα με την §2.3.3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ:

**α.** Με βάση τα συμπεράσματα από την αποτίμηση του δομήματος καθώς και από τη φύση, την έκταση και την ένταση των βλαβών ή φθορών (όταν υπάρχουν), λαμβάνονται αποφάσεις επεμβάσεων με στόχο πρωτίστως την ικανοποίηση των βασικών απαιτήσεων του αντισεισμικού σχεδιασμού, και εν συνεχεία την ελαχιστοποίηση του κόστους και την εξυπηρέτηση των αναγκών.

**β.** Η επιλογή των τύπων δομητικής επέμβασης θα γίνεται καταρχήν με βάση γενικά κριτήρια κόστους και χρόνου, διαθεσιμότητας των απαιτούμενων μέσων, αρχιτεκτονικών ή άλλων αναγκών κ.λπ. Για την επιλογή αυτή πρέπει να συνεκτιμάται και η οικονομική ή άλλη αξία του δομήματος, τόσο πριν όσο και μετά τις επεμβάσεις.

γ. Η επιλογή του τύπου, της τεχνικής, της έκτασης και του επείγοντος της επέμβασης θα γίνεται και με βάση τεχνικά κριτήρια σχετιζόμενα με τη διαπιστωθείσα κατάσταση του κτιρίου, καθώς και με τη μέριμνα για όσο γίνεται μεγαλύτερη ικανότητα κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας μετά την επέμβαση.

## 7.4 Συστήματα και Στρατηγικές Επεμβάσεων

Προκειμένου μία κατασκευή να επιδείξει αξιόπιστη σεισμική συμπεριφορά πρέπει να διαθέτει ένα πλήρες σύστημα ανάληψης των σεισμικών φορτίων, το οποίο να είναι ικανό να περιορίζει τις μετακινήσεις σε μεγέθη που αντιστοιχούν σε αποδεκτά επίπεδα βλαβών για την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής.

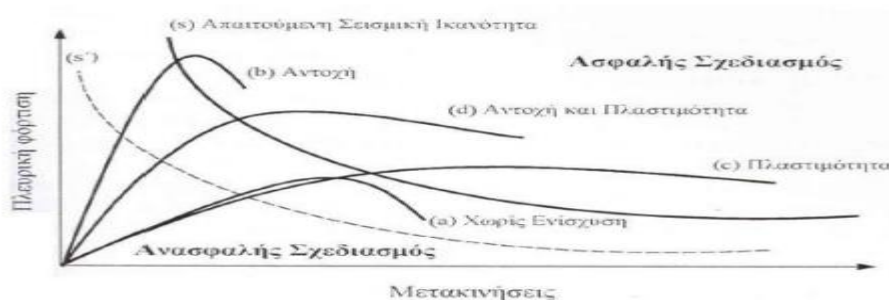
Οι κύριοι παράγοντες που καθορίζουν την αποδοτικότητα του συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων είναι:

**α.** Η μάζα, η δυσκαμψία, η απόσβεση και η διαμόρφωση του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού.

**β.** Η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού.

**γ.** Η ενέργεια και ο χαρακτήρας της σεισμικής διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή.

Στο παρακάτω σχήμα, αν θεωρήσουμε, ότι το μέγεθος της μέγιστης αναπτυσσόμενης ενέργειας παραμόρφωσης λόγω σεισμού αποτελεί μέτρο της σεισμικής αντίστασης της κατασκευής, τότε μπορούμε να χαράξουμε μια καμπύλη που απεικονίζει την απαιτούμενη σεισμική ικανότητα. Επομένως η καμπύλη αυτή υποδηλώνει το όριο μεταξύ της ασφαλούς και της ανασφαλούς επιλογής της λύσης ενίσχυσης. Δηλαδή μία κατασκευή θεωρείται ασφαλής όταν η καμπύλη που αναπαριστά τη συμπεριφορά της επεκτείνεται στην περιοχή πάνω από την καμπύλη (s) που απεικονίζει τον ασφαλή σχεδιασμό. Στην αντίθετη περίπτωση απαιτείται ενίσχυση.



Εικόνα 7: Στρατηγικές ενισχύσεων

Κατά συνέπεια οι στρατηγικές επεμβάσεων είναι οι κάτωθι :

**α.** Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής με ενίσχυση υφιστάμενων στοιχείων.

**β.** Αύξηση της πλαστιμότητας και βελτίωση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας της κατασκευής με ενίσχυση υφιστάμενων στοιχείων.

**γ.** Αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής με ενίσχυση υφιστάμενων στοιχείων ή/και με προσθήκη νέων στοιχείων.

**δ.** Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής είτε μέσω μείωσης της μάζας της κατασκευής, είτε μέσω εγκατάστασης συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή/και απορρόφησης σεισμικής ενέργειας.

Τα συστήματα επεμβάσεων είναι τα παρακάτω:

**α.** Κατασκευή Τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού. Με τη μέθοδο αυτή επιτυγχάνεται η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής.

**β.** Κατασκευή Μανδύων Οπλισμένου σκυροδέματος σε επιλεγμένα κατακόρυφα στοιχεία του κτηρίου. Η μέθοδος αυτή στοχεύει στην αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής.

**γ.** Χρήση σύνθετων υλικών. Η μέθοδος στοχεύει επίσης στην αύξηση της πλαστιμότητας.

**δ.** Κατασκευή δικτυωτών συνδέσμων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής. Με τη μέθοδο αυτή επιτυγχάνεται κυρίως αύξηση της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής και μέτρια αύξηση της αντοχής της κατασκευής.

**ε.** Κατασκευή πλευρικών τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα σε συνέχεια και σύνδεση με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής. Στόχος της μεθόδου αυτής είναι η βελτίωση της πλαστιμότητας της κατασκευής και η μερική αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της.

**στ.** Προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων στην κατασκευή. Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιείται σε περιπτώσεις που οι απαιτούμενες βελτιώσεις της συμπεριφοράς της κατασκευής είναι ιδιαίτερα υψηλές. Με τη μέθοδο αυτή επιτυγχάνεται μεγάλη αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής.

**ζ.** Ενσωμάτωση συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή και απορρόφησης σεισμικής ενέργειας. Στόχος αυτής της μεθόδου είναι η μείωση της εισαγόμενης σεισμικής έντασης της κατασκευής.

Μπορούμε να ταξινομήσουμε τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ως εξής:

**α.** Αν ο στόχος είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η προσθήκη τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φορέα. Ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης δικτυωτών συνδέσμων, η μέθοδος της προσθήκης τοιχωμάτων κατ' επέκταση υφιστάμενων υποστυλωμάτων και η χρήση σύνθετων υλικών.

**β.** Αν ο στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας, τότε η μέθοδος που ενδείκνυται είναι η κατασκευή μανδύων σε ένα πλήθος επιλεγμένων υποστυλωμάτων, καθώς και η χρήση σύνθετων υλικών .

**γ.** Αν στόχος είναι η ταυτόχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης λαμβάνοντας υπόψη τον επιθυμητό βαθμό αύξησης του μεγέθους καθενός από τα παραπάνω χαρακτηριστικά. Στην περίπτωση που οι απαιτούμενες αυξήσεις είναι ιδιαίτερα υψηλές και για τα τρία χαρακτηριστικά, είναι κατά κανόνα αναπόφευκτη η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων.

## 7.5 Μεθόδοι ενίσχυσης

### 7.5.1 Μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι κατά κύριο λόγο μεταλλικοί αφού ο χάλυβας λόγω των όγκιμων χαρακτηριστικών του αναλαμβάνει μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις και απορροφά μεγαλύτερη σεισμική ενέργεια. Οι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας χρησιμοποιούνται για να αυξήσουν την αντοχή σε πλευρική φόρτιση.

Με την προσθήκη των συνδέσμων δυσκαμψίας, οι σεισμικές δυνάμεις αναλαμβάνονται κυρίως από τις αξονικές δυνάμεις των συνδέσμων. Η ενίσχυση της κατασκευής με μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας αποτρέπει την εμφάνιση ψαθυρής αστοχίας μέσω της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων.



Εικόνα 7.1α :Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας



Εικόνα 7.1β :Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μπορούν να διαχωριστούν στις εξής κατηγορίες:

**A)** Ανάλογα με το είδος της σύνδεσης των δικτυωτών συνδέσμων με την υφιστάμενη κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος σε:

**i)** Συνδέσμους με εξωτερική σύνδεση:

Αποτελούνται από μεταλλικά δικτυώματα ή μεταλλικά πλαίσια που συνδέονται σε όλο το κτίριο ως εξωτερική υποστήριξη ή πιο συχνά τοπικά εξωτερικά μεμονωμένων πλαισίων. Συνήθως χρησιμοποιούνται στην περίπτωση που η αρχιτεκτονική ή η δομή του κτιρίου δεν επιτρέπει τη χρήση ενσωματωμένου μεταλλικού κτιρίου όπως για παράδειγμα η ύπαρξη τοιχοποιίας.

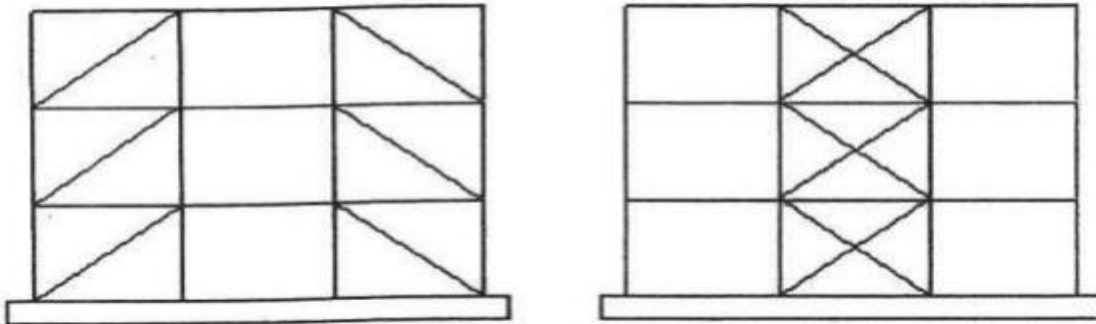
**ii)** Συνδέσμους με εσωτερική σύνδεση, οι οποίοι μπορεί να είναι:

Σε αυτήν την περίπτωση σύνδεσης το σύστημα συνδέσμων τοποθετείται στον κενό χώρο μεταξύ της δοκού και των υποστυλωμάτων στο υπάρχον πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος με αποτέλεσμα κάθε πλαίσιο να είναι ξεχωριστά συνδεδεμένο στο εσωτερικό του με ένα σύνδεσμο δυσκαμψίας. Με αυτόν τον τρόπο σύνδεσης αποφεύγεται η μεταφορά των δράσεων στους συνδέσμους με εκκεντρότητα. Άλλο ένα θετικό στοιχείο της μεθόδου αυτής είναι το χαμηλό κόστος και η ευκολία της κατασκευής της.



**B)**Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης των μελών του συνδέσμου δυσκαμψίας με το ζύγωμα του φατνώματος, χωρίζονται σε συνδέσμους **i)** χωρίς εκκεντρότητα και **ii)** με εκκεντρότητα.

**i)**Σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα: Στην κατηγορία αυτή εντάσσονται οι απλοί και χιαστί διαγώνιοι και οι σύνδεσμοι τύπου V, Λ ή Κ.



Εικόνα 7.2 :Απλοί και Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε πλαισιωτούς φορείς

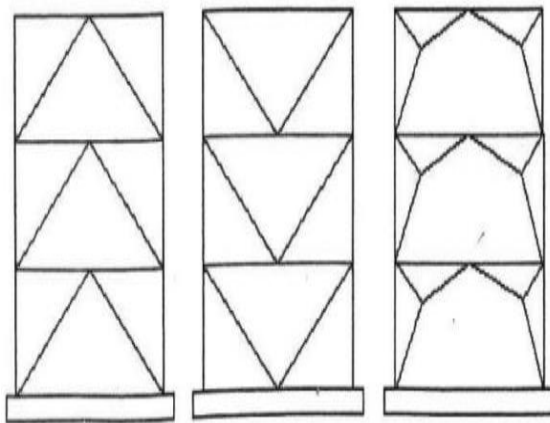
Οι απλοί και χιαστί αναλαμβάνουν μόνο πλευρικά φορτία τα οποία μεταφέρονται μέσω των συνδέσμων και καταπονούν αξονικά τα διαγώνια μέλη και τα κατακόρυφα φορτία αναλαμβάνονται από το πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος. Κατά τη διαστασιολόγησή τους θεωρείται ότι οι εφελκόμενες διαγώνιοι μόνο συνεισφέρουν στην ανάληψη των εναλλασσόμενων σεισμικών δυνάμεων ενώ οι θλιβόμενες προφανώς αγνοούνται.

Έτσι στους χιαστί συνδέσμους τα θλιβόμενα και εφελκόμενα μέλη βρίσκονται στο ίδιο φάτνωμα ενώ στην περίπτωση των απλών συνδέσμων, σε διαφορετικά φατνώματα. Η θεώρηση ότι το πλευρικό φορτίο αναλαμβάνεται εξολοκλήρου από τις εφελκόμενες διαγώνιους επιβεβαιώνεται από πειράματα όπου μελετάται η απόκριση πλαισίων οπλισμένου σκυροδέματος ενισχυμένων με απλούς και χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας και μη ενισχυμένων σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Κατά την εφαρμογή θλιπτικού φορτίου τα μέλη παραμορφώνονται πλευρικά και σχηματίζουν πλαστική άρθρωση στο μέσον του μήκους τους που συνεπάγεται μείωση της αντοχής του στοιχείου σε θλίψη. Στη συνέχεια, με τη δράση εφελκυστικής δύναμης, το εφελκόμενο μέλος αναλαμβάνει το φορτίο και διαρρέει. Ακολουθεί ο λυγισμός του θλιβόμενου μέλους.

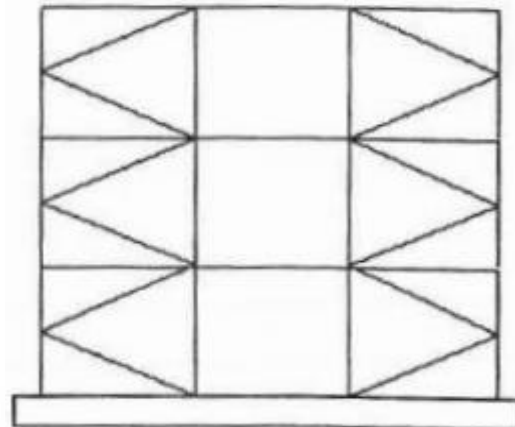
Το γενικό συμπέρασμα που προκύπτει είναι η σημαντική αύξηση στη διατμητική αντοχή εντός επιπέδου ενός πλαισίου οπλισμένου σκυροδέματος λόγω της ενίσχυσης του από 2.5 έως 4 φορές για συνδέσμους με ένα διαγώνιο μέλος και χιαστί συνδέσμους αντίστοιχα. Τα προβλήματα λυγισμού που παρουσιάζονται στα θλιβόμενα μέλη και η σχετικά φτωχή μετελαστική συμπεριφορά έχει ως αποτέλεσμα την απότομη αστοχία και την μικρή δυνατότητα απορρόφησης μεγάλου ποσοστού σεισμικής ενέργειας, κάτι που καθιστά δυσμενές το σύστημα αυτό για έναν πλάστιμο σχεδιασμό. Εξάλλου η αύξηση της δυσκαμψίας μπορεί να οδηγήσει σε μεγαλύτερη αδρανειακή δύναμη λόγω σεισμού. Επισημαίνεται ξανά, ωστόσο, η ευεργετική επίδραση τους στην αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας της υφιστάμενης κατασκευής έναντι των σεισμικών δράσεων και η καταλληλότητα χρησιμοποίησής τους σε στάθμη επιτελεστικότητας B: Προστασία Ζωής.

Επίσης υπάρχουν οι σύνδεσμοι της μορφής V, Λ, οι οποίοι αποτελούνται από δύο στοιχεία ανά φάτνωμα που συντρέχουν σε ένα κοινό ενδιάμεσο σημείο της δοκού του πλαισίου.

Το σημείο αυτό δεν παραβιάζει τη στατική συνέχεια του ζυγώματος και συνεπώς δεν θεωρείται ως στήριξη. Ανάλογα με τη θέση του σημείου σύνδεσης στο φάτνωμα, κάτω ή πάνω, ο σύνδεσμος ονομάζεται τύπου V και τύπου Λ αντίστοιχα. Κύρια διαφορά των συνδέσμων δυσκαμψίας V, Λ με τους χιαστί και τους απλούς συνδέσμους είναι ότι στον τύπο αυτό και οι θλιβόμενες και οι εφελκυστικές διαγώνιοι αναλαμβάνουν τις οριζόντιες δυνάμεις και συνεισφέρουν στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Άλλο ένα είδος δικτυωτού συνδέσμου είναι ο σύνδεσμος της μορφής K. Αυτού του είδους οι σύνδεσμοι συνίσταται να αποφεύγονται διότι εισάγουν δυσμενή φαινόμενα δεύτερης τάξεως, δημιουργούν κοντά υποστυλώματα λόγω της σύνδεσής τους με αυτά στο μέσον τους. Επιπλέον απαιτούν τη συμμετοχή του υποστυλώματος στην ανάπτυξη του μηχανισμού διαρροής. Με αυτόν τον τρόπο περιορίζεται η δυνατότητα πλαστικής συμπεριφοράς του συστήματος πλαίσιο-σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

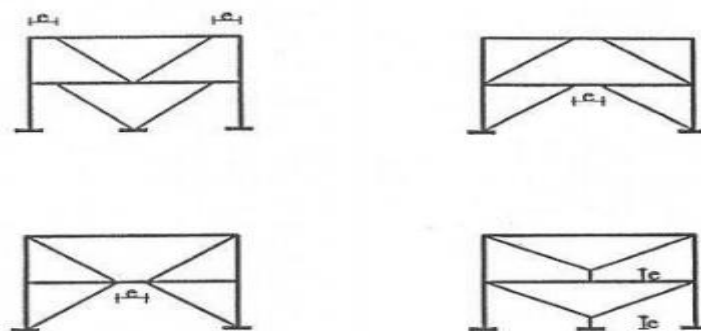


Εικόνα 7.3 : Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ



Εικόνα 7.4 : Σύνδεσμοι τύπου K

**ii) Σύνδεσμοι με εκκεντρότητα:** Στους έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας τουλάχιστον ένα από τα μέλη συνδέεται με το ζύγωμα έκκεντρα ως προς τον αντίστοιχο κόμβο του υποστυλώματος.



Εικόνα 7.5 : Έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε πλαισιωτούς φορείς

Το τμήμα της δοκού που αποτελεί την έκκεντρη σύζευξη ονομάζεται δοκός σύζευξης και καταπονείται έντονα σε κάμψη και διάτμηση.

Ο σχεδιασμός αυτού του στοιχείου βασίζεται στη πλάστιμη συμπεριφορά και διαρροή του έτσι ώστε να απορροφά ενέργεια και να αποτρέπει το λυγισμό των μελών του συνδέσμου δυσκαμψίας.

Το πιο βασικό πλεονέκτημα των έκκεντρων συνδέσμων είναι ότι συνδυάζουν τις πιο απαιτητικές προδιαγραφές για αντισεισμικό σχεδιασμό, δηλαδή υψηλή δυσκαμψία σε κανονικά επίπεδα πλευρικής φόρτισης, αλλά και πολύ καλή πλαστιμότητα στη σπάνια περίπτωση μεγάλου σεισμικού φορτίου.

#### Πλεονεκτήματα της μεθόδου

1) Με την ενίσχυση της κατασκευής εξασφαλίζεται η επιθυμητή συμπεριφορά έναντι σεισμού: μεγάλη δυσκαμψία σε περιπτώσεις μικρής κλίμακας σεισμού και μεγάλη πλαστιμότητα σε περίπτωση έντονης κίνησης του εδάφους, ύστερα από μια μεγάλη σεισμική δόνηση.

2) Η χρήση συνδέσμων δυσκαμψίας αυξάνει την αντοχή και την δυσκαμψία της κατασκευής. Ανάλογα με το είδος των συνδέσμων που χρησιμοποιούνται μπορεί να υπάρξει και αύξηση της πλαστιμότητας.

3) Ευκολία και ταχύτητα κατασκευής καθώς και χαμηλό κόστος συγκριτικά με τις άλλες μεθόδους ενίσχυσης.

4) Ευκολία επισκευής και αντικατάστασης.

5) Ευκολία κατά των έλεγχου των μελών σε περίπτωση πιθανής αστοχίας, φθοράς ή διάβρωσης.

6) Η χρήση μεταλλικών στοιχείων χαρίζει αρχιτεκτονική ευελιξία καθώς δεν παρεμβαίνει στην διαρρύθμιση και στην λειτουργικότητα του κτιρίου και δεν αλλοιώνεται η φυσιογνωμία του κτιρίου.

7) Δεν εμποδίζεται ο φυσικός αερισμός και φωτισμός των εσωτερικών χώρων του κτιρίου.

8) Σε περίπτωση που το φάτνωμα που πρόκειται να ενισχυθεί με μεταλλικούς συνδέσμους έχει τοιχοπλήρωση, τοποθετούνται εξωτερικά του πλαισίου με κατάλληλη διάταξη χωρίς διαφοροποίηση στην συμπεριφορά τους.

9) Ο χάλυβας αποτελεί 100% υλικό ανακυκλώσιμο.

#### Μειονεκτήματα της μεθόδου

1) Στην Ελλάδα, η έλλειψη εξειδικευμένων συνεργείων και η άγνοια χειρισμού οδηγεί σε λάθη κατά την εφαρμογή συνδέσμων δυσκαμψίας.

2) Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται κατά τη σύνδεση του υφιστάμενου πλαισίου με τους συνδέσμους δυσκαμψίας ώστε να εξασφαλίζεται η ασφαλής μεταφορά των δυνάμεων μεταξύ των στοιχείων που προστίθενται και αυτών που προϋπάρχουν.

3) Η ανεπάρκεια των κόμβων του πλαισίου από οπλισμένο σκυρόδεμα όπου συνδέονται οι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας αποτελεί ένα βασικό πρόβλημα. Οι σύνδεσμοι μπορούν να φέρουν μεγάλα οριζόντια φορτία και αυτό έρχεται σε αντιδιαστολή με την ανεπάρκεια του υφιστάμενου πλαισίου. Ωστόσο το υφιστάμενο πλαίσιο πρέπει να μεταφέρει τις δράσεις στη θεμελίωση και εν συνεχεία στο έδαφος.

Για να μην αστοχήσει, λοιπόν, το υποσύλωμα πρόωρα και για να εκμεταλλευτούμε την πρόσθετη αντοχή με τη χρήση των μεταλλικών στοιχείων μπορούμε να ενισχύσουμε τοπικά με μανδύα τα σημεία σύνδεσης.

4) Ένα σημείο το οποίο αξίζει να σημειωθεί, είναι η ενδεχόμενη ανεπάρκεια της θεμελίωσης. Από την μία πλευρά, η χρήση μεταλλικών συνδέσμων δεν επιβαρύνει την κατασκευή με μεγάλο βάρος, πράγμα ιδανικό όταν η θεμελίωση δεν έχει επαρκή φέρουσα ικανότητα.

Από την άλλη πλευρά, η θεμελίωση μετά την ενίσχυση καλείται να παραλάβει μεγαλύτερες δράσεις με αποτέλεσμα να είναι αναγκαίος ο εκ νέου έλεγχος των θεμελίων ,με σκοπό να κριθεί αν χρειάζονται επιπλέον ενίσχυση. Είναι λοιπόν, ευθύνη του μηχανικού να εκτιμήσει την κατάσταση και τις δυνατότητες της θεμελίωσης ώστε να επιτευχθεί η βέλτιστη και ασφαλέστερη λύση.

Η ενίσχυση ενός υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με τη χρήση μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας θεωρείται μια επιλογή που φέρει ικανοποιητικά αποτελέσματα ως προς την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής. Ανάλογα με το είδος των συνδέσμων που θα επιλεγεί μπορεί να διαπιστωθεί και σημαντική αύξηση της πλαστιμότητας. Με τους μεταλλικούς συνδέσμους βελτιώνουμε τη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου αυξάνοντας την αντοχή του σε πλευρική φόρτιση. Η ενίσχυση της κατασκευής με αυτήν τη μέθοδο μπορεί να επιτευχθεί σε μικρό χρονικό διάστημα και χωρίς να αποτελέσει τροχοπέδη στην λειτουργία του κτιρίου. Αν και υπάρχουν διάφοροι τρόποι ενίσχυσης μιας κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα (τοιχώματα, χρήση μανδύων, ενίσχυση θεμελίωσης, ενίσχυση με σύνθετα υλικά) ο μηχανικός είναι υπεύθυνος ώστε μετά από εξέταση της κατάστασης και των απαιτήσεων του κτιρίου να προσδιορίσει τον βέλτιστο τρόπο ενίσχυσης. Η διάταξη και ο αριθμός των δικτυωτών συνδέσμων που θα χρησιμοποιηθούν, η ύπαρξη συνδέσμων καθ' ύψος της κατασκευής καθώς και η ύπαρξη συνδέσμων και στις δυο διευθύνσεις είναι καθοριστικές για τη συμπεριφορά της ενισχυμένης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα.

### **7.5.2 Ενίσχυση δομικών στοιχείων με αύξηση της διατομής**

Η τεχνική της αύξησης των διαστάσεων της διατομής με κατασκευή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνηθέστερη μέθοδο ενίσχυσης υφιστάμενων υποστυλωμάτων, όπως και δοκών, πλακών αλλά και τοιχωμάτων που εμφανίζουν ανεπάρκεια όσον αφορά στην αντοχή, τη δυσκαμψία και την πλαστιμότητα τους. Τα κυριότερα πλεονεκτήματα της συγκεκριμένης μεθόδου είναι ότι αφενός δεν μεταβάλλεται η αρχιτεκτονική όψη της ενισχυμένης κατασκευής με την προσθήκη νέων υλικών και αφετέρου αυξάνεται ο βαθμός πυροπροστασίας. Επίσης η τεχνική της κατασκευής μανδύων αποτελεί τη συνηθέστερη και αποτελεσματικότερη μέθοδο ενίσχυσης όταν απαιτείται αύξηση τόσο της καμπτικής όσο και της διατμητικής αντοχής του μέλους. Επιπλέον, η κατασκευή μανδύα που περικλείει το υφιστάμενο στοιχείο έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της λυγηρότητας καθώς και την αύξηση της δυσκαμψίας της διατομής. Δεδομένου ότι η ενισχυμένη διατομή είναι σε θέση να παραλάβει μόνο τα πρόσθετα φορτία που θα ασκηθούν σε αυτή, η τεχνική της αύξησης της διατομής δεν αποτελεί λύση για την περίπτωση που για παράδειγμα ένα υποσύλωμα έχει ήδη υπερβεί τη φέρουσα ικανότητά του λόγω των υφιστάμενων φορτίων, εκτός αν της κατασκευής του μανδύα προηγηθεί αποφόρτιση του στοιχείου που πρόκειται να ενισχυθεί.

Στην περίπτωση του εξωτερικού υποστυλώματος σε επαφή με τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος, ο μανδύας μπορεί να διαιρεθεί σε δύο τμήματα, ένα σε κάθε πλευρά του τοιχώματος.

Προκειμένου να τοποθετηθούν οι συνδετήρες του μανδύα, είναι απαραίτητο να διανοιχθούν διαμπερείς οπές που διαπερνούν εγκάρσια το τοίχωμα.

Για να περιοριστεί η διάμετρος των οπών εντός λογικών ορίων, συνιστάται η κάμψη των άκρων των συνδετήρων προκειμένου να αγκυρωθούν να γίνεται επιτόπου.

Ανάλογα με το είδος του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή του μανδύα, τα πλέον διαδεδομένα είδη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος που κατασκευάζονται στην πράξη είναι τα ακόλουθα:

- 1) Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα
- 2) Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
- 3) Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα
- 4) Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα



Εικόνα 7.6: Ενίσχυση με μανδύες ΟΣ



Εικόνα 7.7: Ενίσχυση με μανδύες ΟΣ

### 7.5.3 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με περίσφιγξη

Ο συνηθέστερος τρόπος επιβολής εξωτερικής περίσφιγξης χωρίς αύξηση της διατομής του υποστυλώματος είναι με χρήση επικολλητών χαλύβδινων διατομών. Η πλέον διαδεδομένη τεχνική είναι η χρήση μεταλλικού κλωβού, ο οποίος υλοποιείται με την προσαρμογή τεσσάρων μεταλλικών γωνιακών στις κορυφές του υποστυλώματος, τα οποία συσφιγγονται με ειδικά κλειδιά έτσι ώστε να επιβληθεί περίσφιγξη. Άλλες παρόμοιες τεχνικές που βρίσκουν εφαρμογή είναι η χρήση επικολλητών χαλύβδινων κολλάρων, ο σπειροειδής οπλισμός ή ο ολόσωμος μεταλλικός ο μανδύας.



Εικόνα 7.8: Ενίσχυση υποστυλώματος με κλωβούς

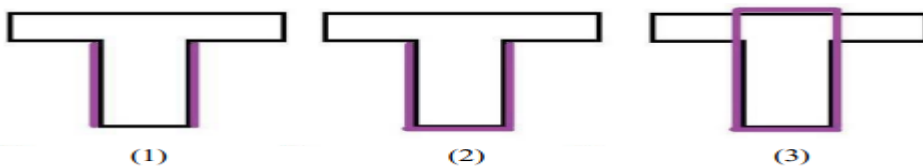


Εικόνα 7.9: Ενίσχυση κόμβου με κλωβούς

## 7.5.4 Ενίσχυση κατασκευών με σύνθετα υλικά

Τα σύνθετα υλικά αποτελούνται από υφάσματα ή ελάσματα από ινοπλισμένα πολυμερή ή FRP(Fiber Reinforced Polymers), εμποτισμένα με ειδικές εποξικές ρητίνες. Τα υλικά αυτά μπορούν να τοποθετηθούν στις επιφάνειες των δομικών στοιχείων(δοκών, υποστυλωμάτων, πλακών αλλά και τοιχοποιιών) αποτελώντας εξωτερικό οπλισμό και μόνιμη ενίσχυσή τους. Λόγω κυρίως της ανθεκτικότητάς τους σε ηλεκτροχημική διάβρωση και του υψηλού λόγου αντοχής προς βάρος, αποτελούν μία πολύ καλή εναλλακτική επιλογή για την επίλυση προβλημάτων που σχετίζονται με την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών. Βοηθούν στην αύξηση της καμπτικής αντοχής, ενώ μέσω της περίσφυξης στην αύξηση της διατμητικής αντοχής και της διαθέσιμης πλαστιμότητας. Οι ίνες εφαρμόζονται κάθετα στον άξονα των δομικών μελών μέσω της επικόλλησης του υφάσματος στις εξωτερικές επιφάνειες του δομικού στοιχείου. Σκοπός αυτής της εφαρμογής, είναι οι ίνες να είναι περίπου κάθετα με τις πιθανές ρωγμές που θα δημιουργηθούν λόγω διάτμησης.

Οι πιο γνωστοί τρόποι επικόλλησης αυτών των σύνθετων υλικών όπως φαίνεται και στα παρακάτω σχήματα είναι: η πλευρική(1), η μορφής U(2), και ο κλειστός μανδύας W(3). Η αγκύρωση της ενίσχυσης κρίνεται σκόπιμο, να βρίσκεται στη θλιβόμενη ζώνη, καθώς η αποκόλληση του υφάσματος αποτελεί κρίσιμη μορφή αστοχίας και πρέπει να πραγματοποιείται η βέλτιστη αγκύρωση του στο υφιστάμενο στοιχείο.



Εικόνα 7.10: Τρόποι επικόλλησης σύνθετων υλικών

Η εξωτερική ενίσχυση με μανδύα από ινοπλισμένα πολυμερή είναι κατάλληλη για πληθώρα εφαρμογών. Αντιπροσωπευτικές χρήσεις είναι οι ακόλουθες:

- Ενίσχυση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής.
- Παθητική περίσφυξη για βελτιστοποίηση της ικανότητας ανάληψης σεισμικών φορτίων.
- Έλεγχος ρηγματώσεως και συρραφή ρωγμών.

Τα βασικά πλεονεκτήματα της χρήσης σύνθετων υλικών είναι τα εξής:

- Απαιτείται μικρή προετοιμασία στο εργοτάξιο. Η εκκένωση του χώρου δεν είναι αναγκαία και η όχληση στους χρήστες είναι ελάχιστη. Η προετοιμασία των προς ενίσχυση στοιχείων είναι μικρή και σύντομη.
- Η εφαρμογή των σύνθετων υλικών είναι απλή.
- Οι διαστάσεις του ενισχυόμενου δομικού στοιχείου παραμένουν ουσιαστικά αμετάβλητες, λόγω του μικρού πάχους του σύνθετου υλικού.
- Η τοποθέτηση των σύνθετων υλικών είναι δυνατή ακόμα και σε περιπτώσεις που υπάρχει περιορισμός του χώρου εργασίας (π.χ. υποστυλώματα σε μεσοτοιχία).
- Το βάρος των σύνθετων υλικών είναι μικρό και για την τοποθέτησή τους δεν απαιτείται βαρύς ή ειδικός εξοπλισμός.



- Τα σύνθετα υλικά μπορούν να επιχριστούν και να χρωματιστούν σύμφωνα με τις αισθητικές απαιτήσεις του έργου.
- Το κόστος εφαρμογής των σύνθετων υλικών είναι ανάλογο των παραδοσιακών μεθόδων επισκευής και ενίσχυσης.



Εικόνα 7.11: Ενίσχυση υποστυλωμάτων-δοκών με μανδύες σύνθετων υλικών



Εικόνα 7.12 : Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύες σύνθετων υλικών

## 7.6 Προτάσεις και εφαρμογή ενισχύσεων για το συγκεκριμένο κτίριο

Η βελτιστοποίηση και η εύρεση του τρόπου ενίσχυσης σε μια κατασκευή είναι μια επαναληπτική και χρονοβόρα διαδικασία. Με τον περιορισμό ότι το κτίριο είναι χαρακτηρισμένο ως διατηρητέο και με βάση τη χρήση που αυτό θα έχει, έγιναν πολλές δοκιμές και αναλύσεις με στόχο να βρεθεί ο ιδανικότερος τρόπος ενίσχυσής του.

Με δεδομένο ότι το κτίριο έχει κατασκευαστεί χωρίς κανέναν αντισεισμικό κανονισμό, όπως ήταν αναμενόμενο η αποτίμηση μας έχει δώσει στοιχεία που δείχνουν ότι έχει σημαντικές αδυναμίες κυρίως υπό τον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας, ενώ φαίνεται ότι ήταν καλά σχεδιασμένο για τις κατακόρυφες δράσεις.

Για αυτό και σε πρώτη φάση πρέπει να προχωρήσουμε σε μία γενικευμένη ενίσχυση ώστε το κτίριο να "ανακουφιστεί" στο σύνολο του έναντι σεισμού και έτσι να μειωθούν οι σεισμικές εντάσεις στα πιο αδύναμα μέλη της κατασκευής σε επίπεδα χαμηλότερα από τα όρια της αντοχής τους.

Στη συνέχεια θα ενισχυθούν επιπροσθέτως τα μέλη που συνεχίζουν να είναι αδύναμα αυξάνοντας την αντοχή και την πλαστιμότητά τους. Πιο συγκεκριμένα αρχικά πραγματοποιήθηκε ενίσχυση με μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας με σκοπό την συνολικότερη βελτίωση της συμπεριφοράς του φορέα.

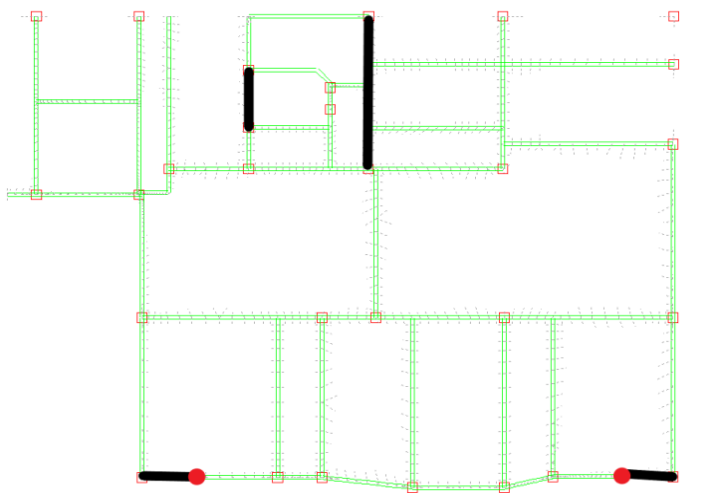
## 7.6.1 Ενίσχυση με διαγώνιους μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας

Τα κατακόρυφα αυτά χιαστί συστήματα τοποθετήθηκαν σε συγκεκριμένες θέσεις, ξεκινώντας από τη στάθμη θεμελίωσης μέχρι και την οροφή του τελευταίου ορόφου. Οι θέσεις προέκυψαν ύστερα από δοκιμές και αναλύσεις και επιλέχθηκαν εκείνες που βοηθούσαν περισσότερο αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του κτιρίου. Για την τοποθέτηση των χιαστί στην νότια πλευρά του κτιρίου τοποθετήθηκαν μεταλλικά υποστυλώματα από τη στάθμη θεμελίωσης έως και την οροφή του τετάρτου ορόφου. Αυτό αποφασίστηκε για πρακτικούς λόγους με σκοπό την μείωση του ανοίγματος των χιαστί επειδή υπάρχουν παράθυρα, περίπου στο μέσο των φανωμάτων. Επίσης επειδή το κτίριο έχει χαρακτηριστεί ως μνημείο οι όψεις του δεν έπρεπε να αλλοιωθούν σημαντικά. Στην βόρεια πλευρά τα χιαστί τοποθετήθηκαν από τη στάθμη της θεμελίωσης έως και την οροφή του δώματος.

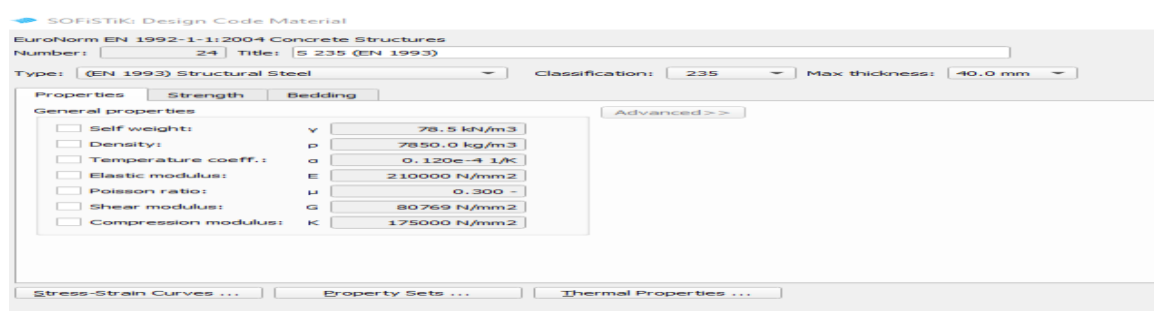
Τα μεταλλικά υποστυλώματα και τα χιαστί επιλέχθηκε να κατασκευαστούν από δομικό χάλυβα S235. Για τα υποστυλώματα επιλέχθηκαν διατομές HEB 300, ενώ για τα διαγώνια χιαστί της νότιας πλευράς διατομές HEB 240.

Για τα χιαστί που τοποθετήθηκαν στη βόρεια πλευρά στην άλλη διεύθυνση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκαν HEB 220.

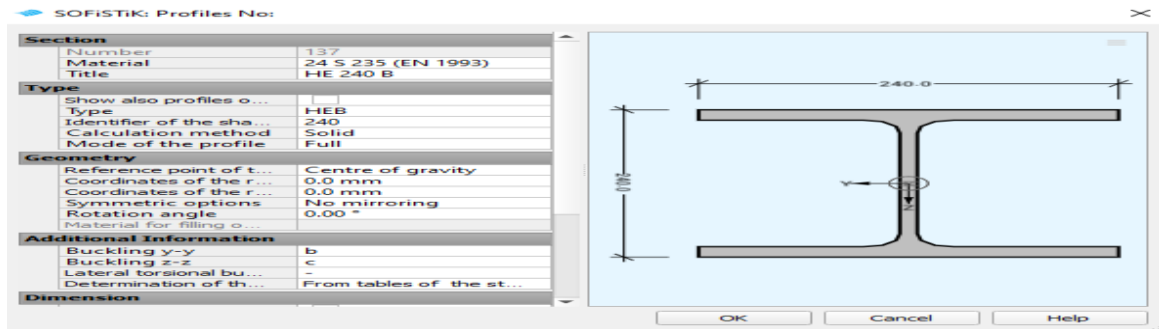
Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται οι θέσεις τοποθέτησης των μεταλλικών υποστυλωμάτων(με κόκκινο χρώμα) και των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας(με μαύρο χρώμα).



Εικόνα 7.13: Θέσεις τοποθέτησης μεταλλικών υποστυλωμάτων και χιαστί συνδέσμων



Εικόνα 7.14 : Ορισμός διατομής HEB στο SOFISTIK



Εικόνα 7.15 : Ορισμός ποιότητας δομικού χάλυβα S235 στο SOFISTIK

Πραγματοποιήθηκε Ελαστική Δυναμική Ανάλυση του ενισχυμένου φορέα ακριβώς όπως και πριν την ενίσχυση με τα μεταλλικά χιαστί, όπου διαπιστώθηκε η αύξηση της συνολικής αντοχής και δυσκαμψίας του δομήματος και η βελτίωση του απαιτούμενου οπλισμού ανά διατομή. Ωστόσο, οι περισσότερες διατομές συνέχισαν να μην επαρκούν οπότε πραγματοποιήθηκαν επιπλέον ενισχύσεις στις διατομές που συνέχιζαν να παρουσιάζουν ανεπάρκειες. Ο έλεγχος των μεταλλικών διατομών έγινε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Οι ενισχύσεις προέκυψαν ύστερα από μια σειρά δοκιμών με σκοπό τον βέλτιστο συνδυασμό τους. Παρακάτω παρουσιάζονται οι επιμέρους ενισχύσεις.

## 7.6.2 Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

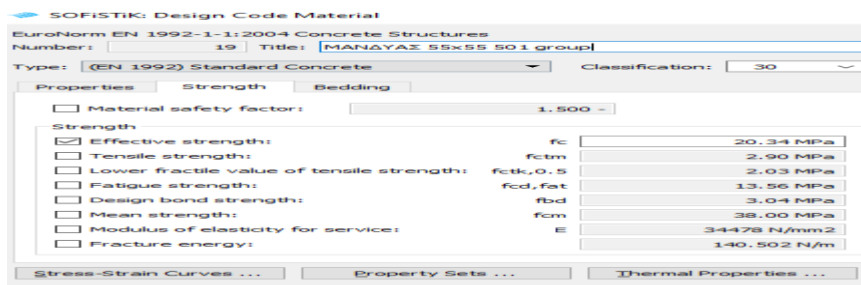
Χρησιμοποιήθηκε έγχυτο και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C30/37 πάχους 10cm και 7,5cm αντίστοιχα με οπλισμούς που κυμαίνονται από Φ14 έως Φ25 και χάλυβα B500C.

Για τους μανδύες έγινε η παραδοχή ότι όλη η ροπή αναλαμβάνεται από τους νέους οπλισμούς και γι' αυτό δεν χρησιμοποιούνται οι συντελεστές μονολιθικότητας.

Η διαφορά στις αντοχές μεταξύ των υπαρχόντων και των προστιθέμενων υλικών λαμβάνεται υπόψη μέσω του τύπου :

$$f_{ck}' = \frac{(f_{ck, \text{υπάρχων}} * A_{\text{υπάρχων}} + f_{ck, \text{νέο}} * A_{\text{νέο}})}{A_{\text{συνολικό}}}$$

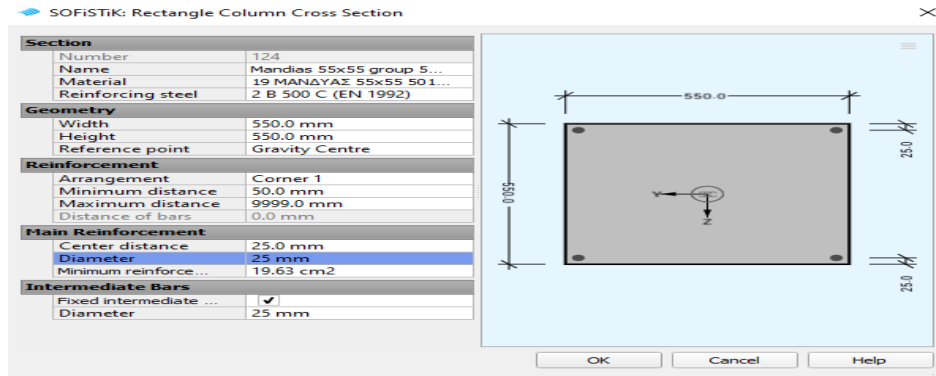
Ορίζονται στο SOFISTIK καινούργια υλικά με τις ιδιότητες σκυροδέματος για τα υποστυλώματα και τις δοκούς που θα ενισχυθούν με μανδύα.



Εικόνα 7.16 : Ορισμός υλικού μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος στο SOFISTIK

Στη συνέχεια ορίζονται νέες διατομές για τα φέροντα στοιχεία που ενισχύονται με μανδύα ούτως ώστε να ληφθεί υπόψη η αύξηση των διαστάσεων αλλά και η αύξηση στο ίδιο βάρος της κατασκευής από την προσθήκη των επιπλέον στοιχείων.

Χρησιμοποιούνται τα υλικά με ιδιότητες σκυροδέματος που ορίστηκαν και ο χάλυβας οπλισμού κλάσης B500C.



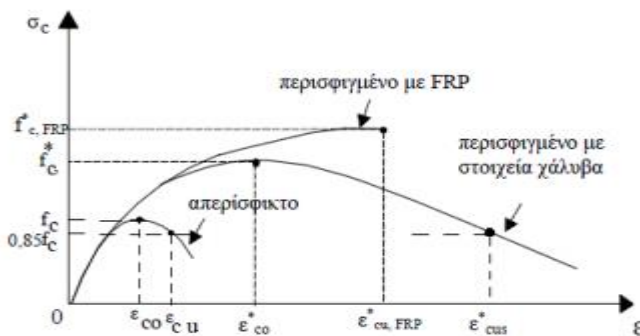
Εικόνα 7.17 : Ορισμός διατομής μανδύα σπλισμένου σκυροδέματος στο SOFiSTiK

### 7.6.3 Ενίσχυση με κλειστούς μανδύες FRP

Χαρακτηριστικά:

- πάχος υλικού:  $t_f = 1.2\text{mm}$
- Μέτρο ελαστικότητας:  $E = 300\text{GPa}$
- Οριακή εφελκυστική αντοχή:  $f_{tu} = 2500\text{MPa}$
- Οριακή ανηγμένη παραμόρφωση:  $\epsilon_{fu} = 0.015$

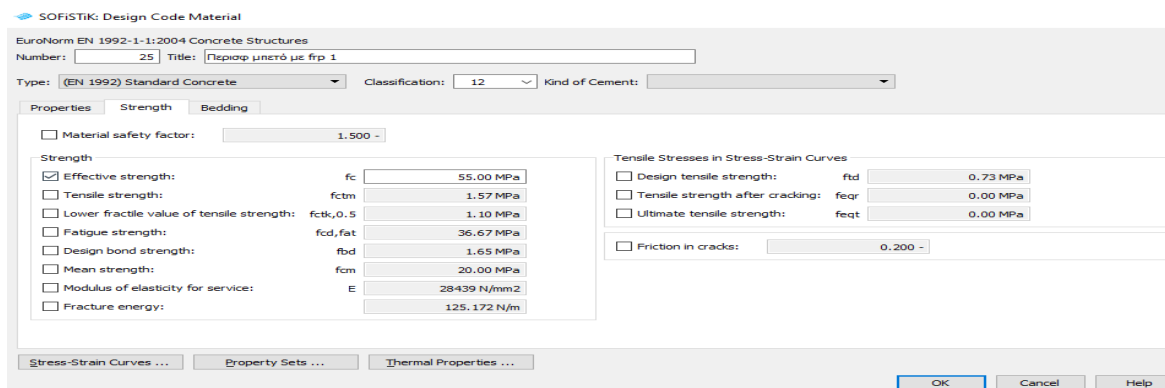
Σ' αυτήν την περίπτωση η προσομοίωση της ενισχυμένης διατομής γίνεται με την αλλαγή των ιδιοτήτων του σκυροδέματος μετά την περίσφιγξή του, όπως αυτή περιγράφεται στο ακόλουθο σχήμα.



Εικόνα 7.18 : Νόμος υλικού για το σκυρόδεμα πριν και μετά την περίσφιγξη

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ ισχύουν οι ακόλουθες σχέσεις για το περισφισμένο σκυρόδεμα:

- Εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού των FRP:  $f_{fd} = f_{tu} / \gamma_m$
- Θλιπτική αντοχή του περισφισμένου πλέον σκυροδέματος:  $f_{c,frp} = (1,125 + 1,25\omega_w d) f_c$ , όπου  $\omega_w d = (A_f \cdot f_{fd}) / (A_c \cdot f_{cd})$



Εικόνα 7.19 : Προσομοίωση μανδύα FRP στο SOFISTIK

Όλοι οι κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων κοντά στις στηρίξεις, θα ενισχυθούν με FRP μανδύες ή ελάσματα. Η τεχνική ενίσχυσης κόμβων με σύνθετα υλικά αυξάνει σημαντικά την αντοχή, τη δυσκαμψία και την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας. Η πιθανή αστοχία μεταφέρεται από την περιοχή του κόμβου στη δοκό, με την εμφάνιση πλαστικής άρθρωσης στη δοκό. Επιπλέον, αποτελεί μία εύκολα εφαρμόσιμη μέθοδο που βελτιώνει σημαντικά όλες τις αντισεισμικές ιδιότητες των κόμβων. Οι ενισχύσεις θα πραγματοποιηθούν κατά τον τρόπο που φαίνεται στην παρακάτω εικόνα:



Εικόνα 7.20 : Ενίσχυση κόμβου δοκού-υποστυλώματος με FRP

#### 7.6.4 Ενίσχυση με πρόσθετα επικολλούμενα FRP ελάσματα

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ο πρόσθετος οπλισμός, υπό τη μορφή εξωτερικά επικολλούμενων ελασμάτων FRP, υπολογίζεται έτσι ώστε σε συνεργασία με τον υφιστάμενο οπλισμό να παραλαμβάνονται οι εφελκυστικές δυνάμεις που αντιστοιχούν στη συνολική καμπτική ένταση στην περιοχή ενίσχυσης, ενώ η ροπή αντοχής της ενισχυμένης διατομής εκτιμάται θεωρώντας τα ελάσματα ως νέο εξωτερικό οπλισμό. Κατά αναλογία για την ενίσχυση του υπό μελέτη κτιρίου, τοποθετούνται για την παραλαβή της αναπτυσσόμενης ροπής κάμψης και στη συνέχεια προσομοιώνονται στο λογισμικό ως πρόσθετες χαλύβδινες ράβδοι εσωτερικού οπλισμού, προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια του ενισχυμένου κτιρίου.

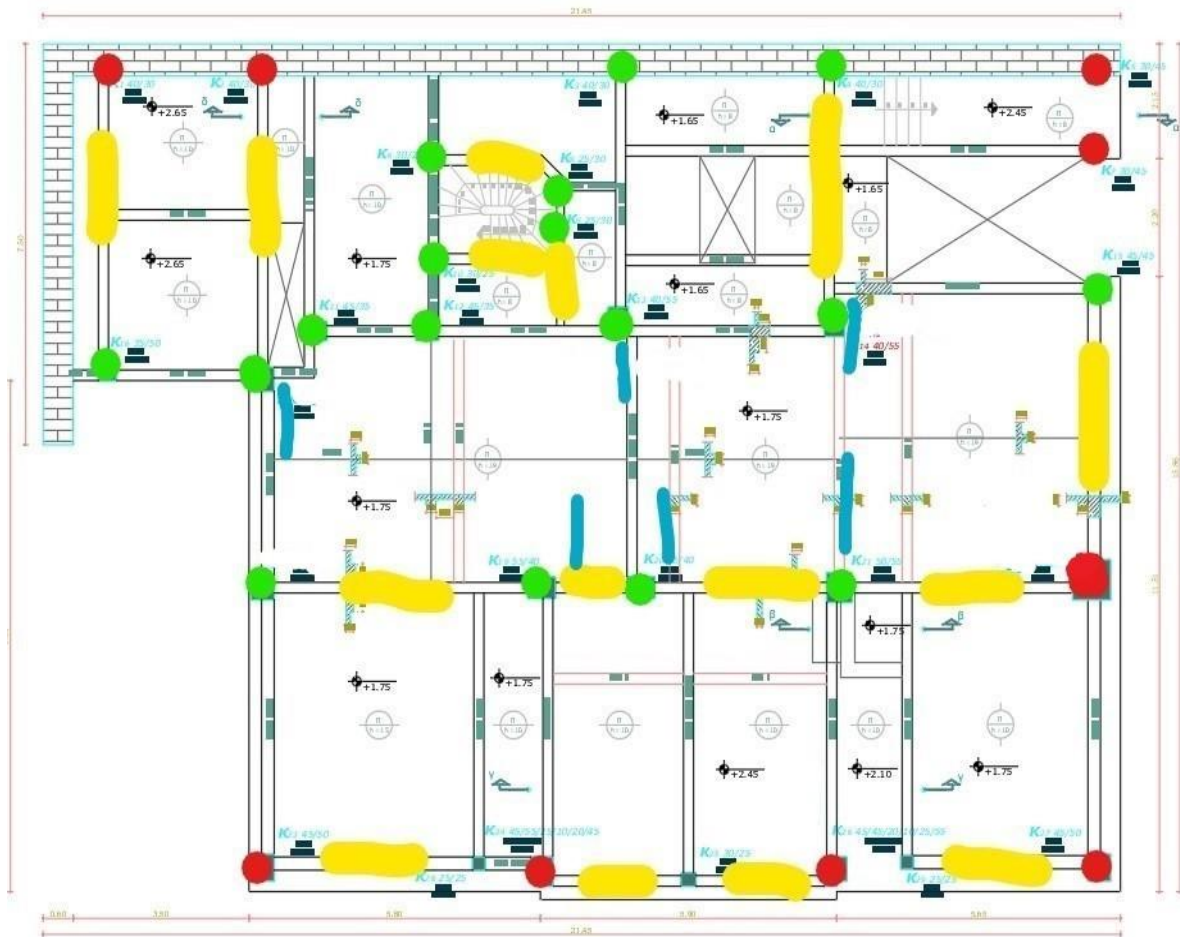


Με ελάσματα FRP στην εφελκόμενη ινα τους έναντι κάμψεως, ενισχύονται και οι πλάκες στα σημεία που παρουσίασαν ανεπάρκειες.

### 7.6.5 Θέσεις ενισχύσεων δομικών μελών

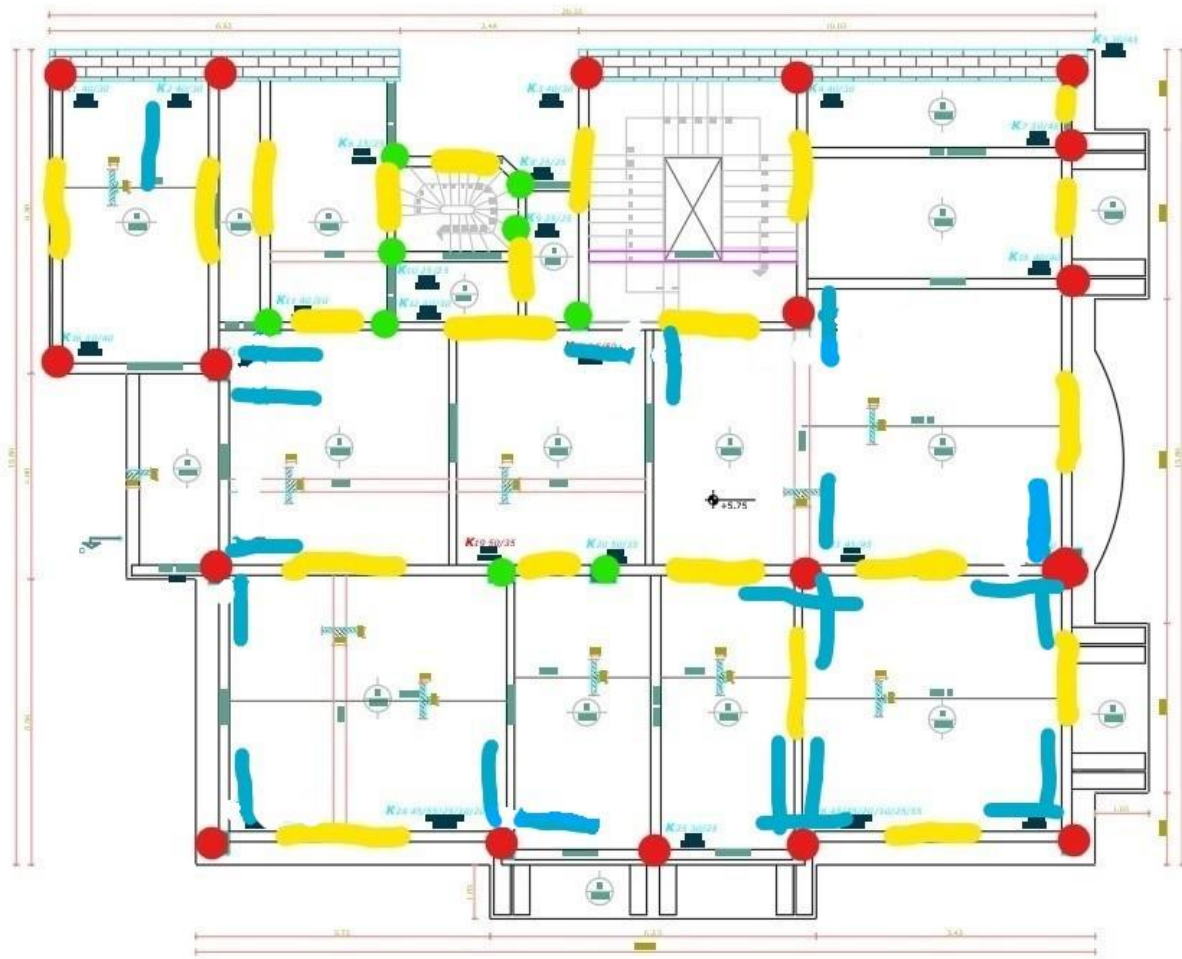
Οι διατομές που ενισχύθηκαν σύμφωνα με τα όσα έδειξε η αποτίμηση του φορέα φαίνονται στους ξυλοτύπους που παρατίθενται παρακάτω:

- α) Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος: κόκκινο χρώμα.
- β) Μανδύες FRP (υποστυλώματα): πράσινο χρώμα.
- γ) Ελάσματα FRP (δοκοί): κίτρινο χρώμα.
- δ) Ελάσματα FRP (πλάκες) : μπλε χρώμα (τα ελάσματα θα τοποθετηθούν με τη φορά που είναι οι γραμμές).

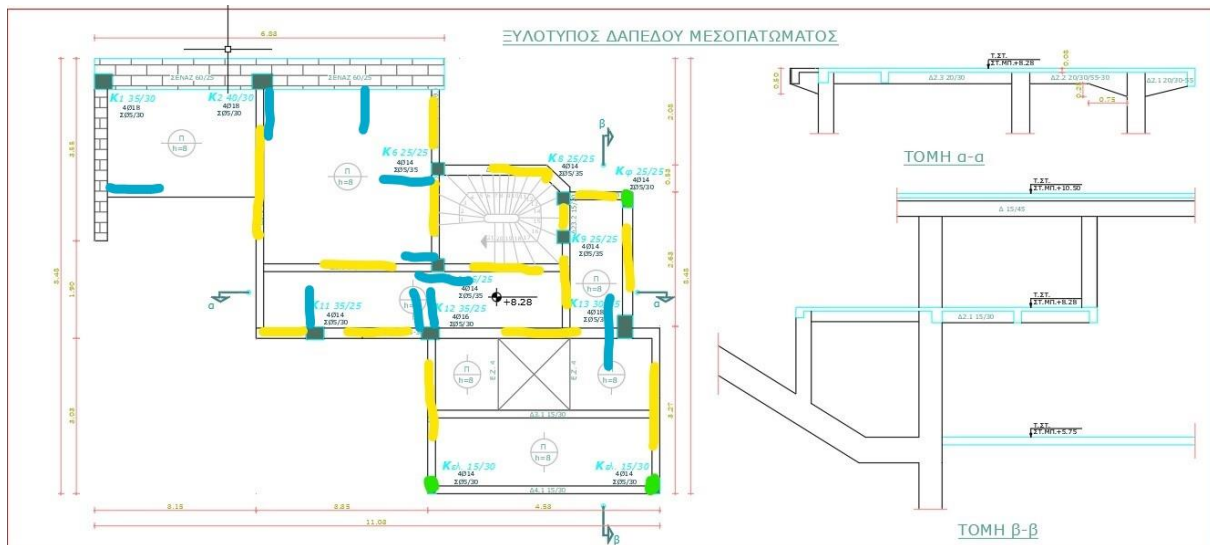


Εικόνα 7.21 : Θέσεις ενισχύσεων-Ξυλότυπος υπογείου

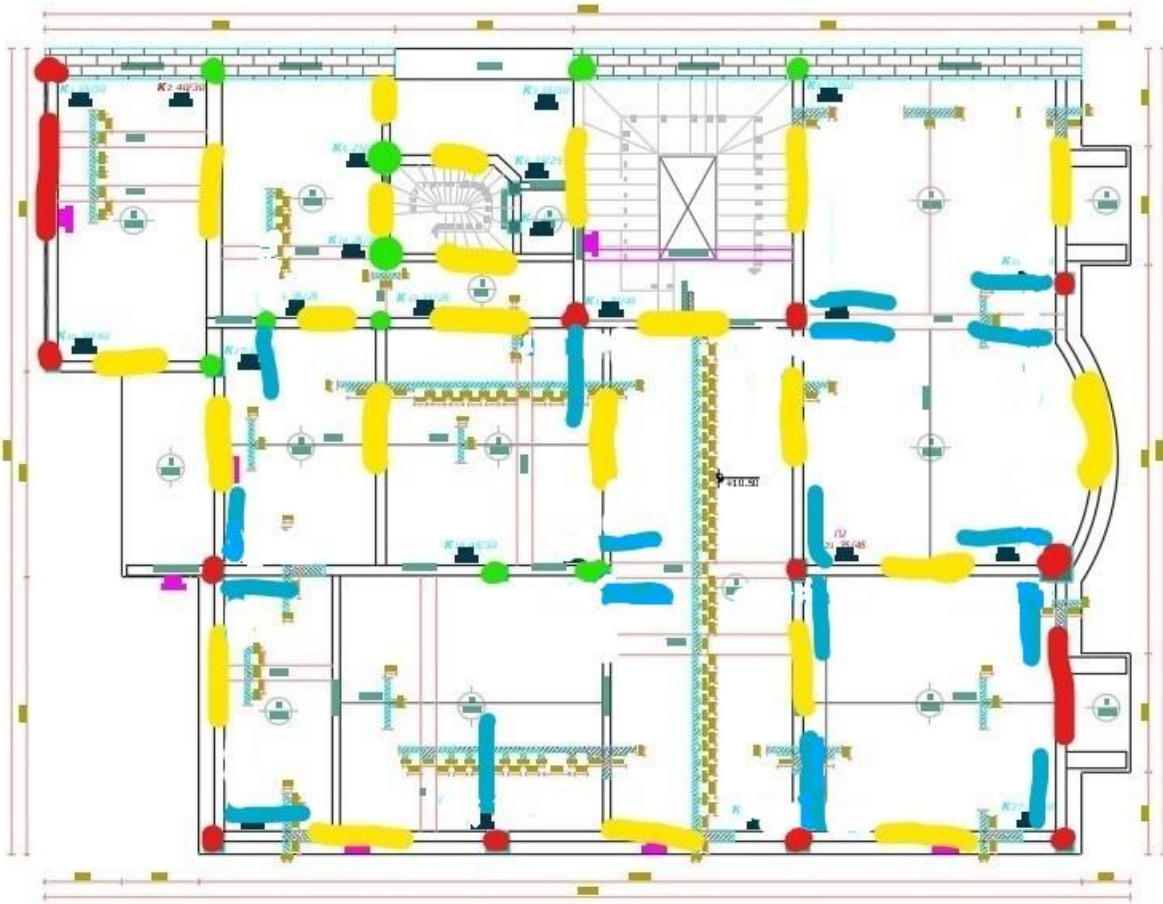




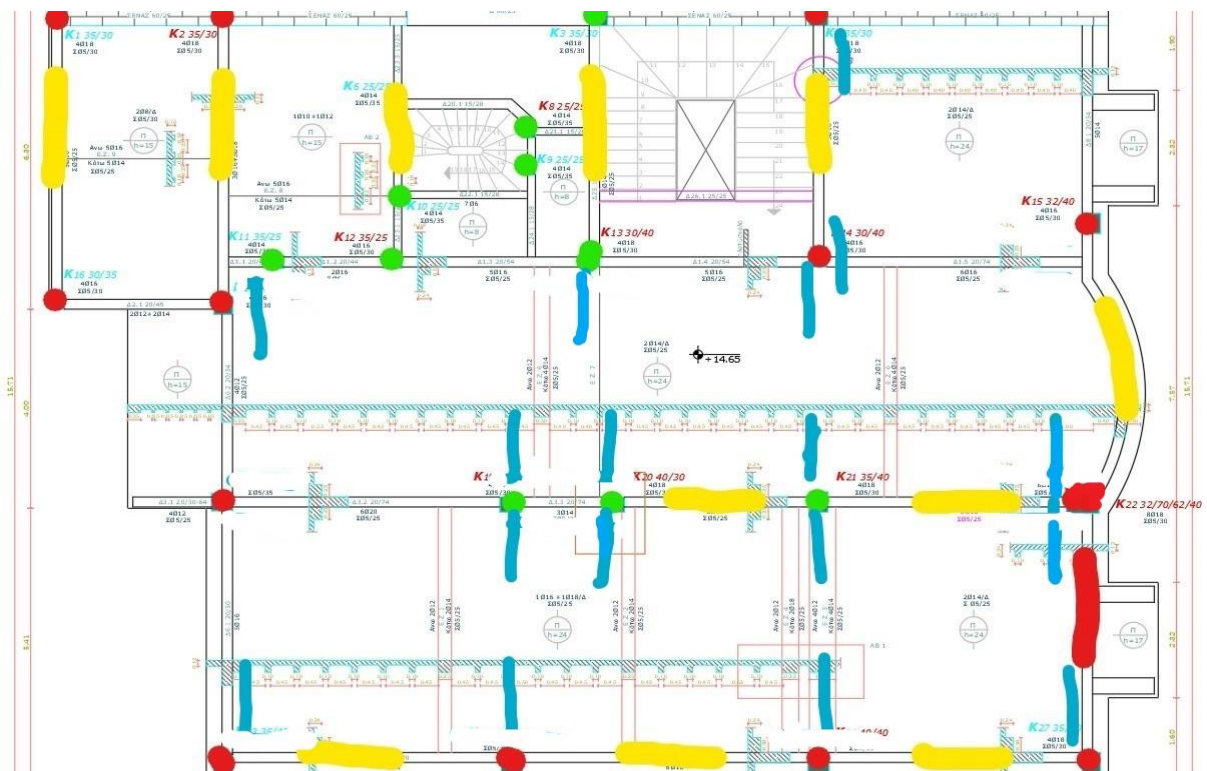
Εικόνα 7.22: Θέσεις ενισχύσεων-Ευλότυπος ισογείου



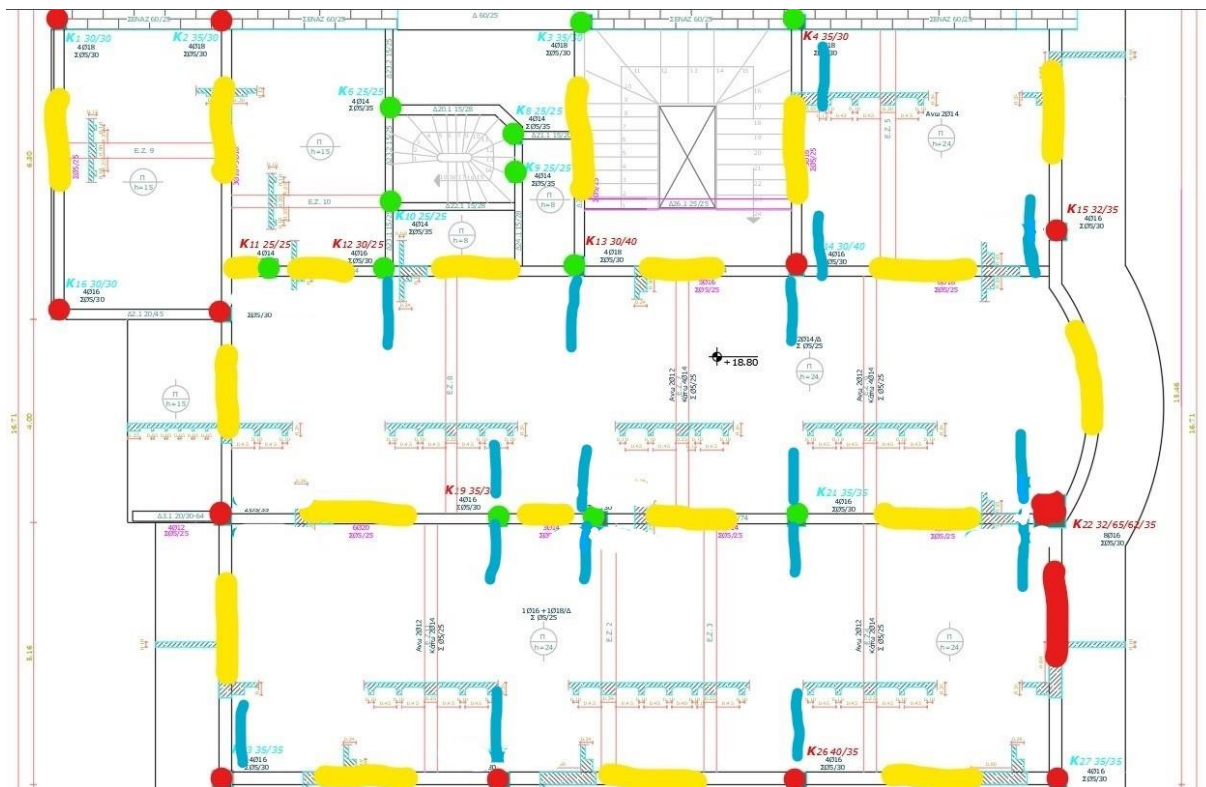
Εικόνα 7.23 : Θέσεις ενισχύσεων-Ευλότυπος μεσοπατώματος



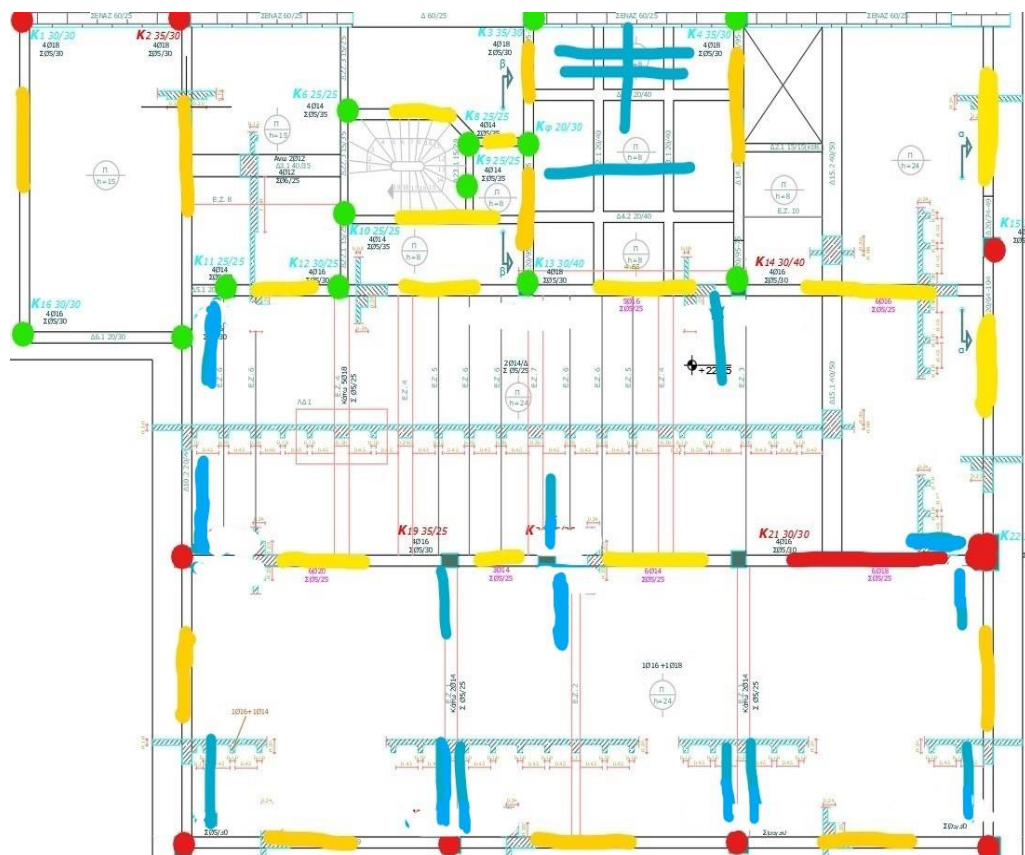
Εικόνα 7.24 : Θέσεις ενισχύσεων-Ευλότυπος Α' ορόφου



Εικόνα 7.25 : Θέσεις ενισχύσεων-Ευλότυπος Β' ορόφου

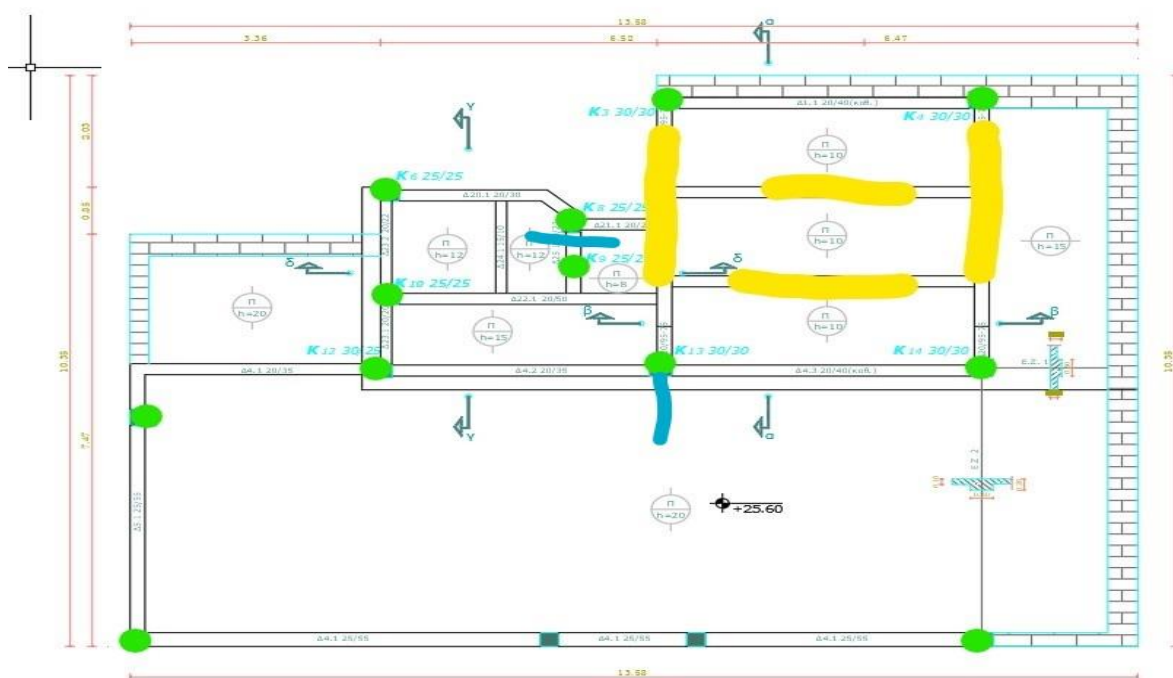


Εικόνα 7.26 : Θέσεις ενισχύσεων-Ευλότυπος Γ' ορόφου



Εικόνα 7.27 : Θέσεις ενισχύσεων-Ευλότυπος Δ' ορόφου





Εικόνα 7.28 : Θέσεις ενισχύσεων-Ξυλότυπος δώματος

## 7.6.6 Ενίσχυση της τοιχοποιίας

Προβλέπεται η ενίσχυση της φέρουσας τοιχοποιίας στη βόρεια πλευρά του κτιρίου και στο δώμα, με τη χρήση ενεμάτων. Αν και η εφαρμογή ενέματος στη μάζα της τοιχοποιίας αποτελεί ιδιαίτερα δαπανηρό τρόπο ενίσχυσης, επειδή το κτίριο είναι διατηρητέο, επιδιώκεται η μη αλλοίωση των όψεων της φέρουσας τοιχοποιίας. Η δράση των ενεμάτων στην τοιχοποιία είναι διπλή, αφού αφενός πληρούν τα υπάρχοντα κενά στο σώμα της τοιχοδομής αυξάνοντας έτσι την αντοχή της και αφετέρου συγκολλούν τα χαλαρά τμήματα της τοιχοποιίας εξασφαλίζοντας έτσι την ανάληψη δυνάμεων μέσω τριβής. Με αυτόν τον τρόπο, επιτυγχάνεται αποκατάσταση συνέχειας και συνοχής της τοιχοποιίας, ομογενοποίηση της μάζας, όπως επίσης και αύξηση της αντοχής και του μέτρου ελαστικότητας της, χωρίς αλλοίωση της εξωτερικής μορφής και γεωμετρίας της. Σύμφωνα με πειράματα, τόσο η αντοχή της τοιχοποιίας όσο και το μέτρο ελαστικότητάς της, περίπου, διπλασιάζονται, μετά την ενίσχυση. Επομένως στο αναλυτικό μοντέλο της ενισχυμένης κατασκευής, θα ληφθούν υπόψιν οι διπλάσιες τιμές αυτών των μεγεθών της, σε σύγκριση με τις αρχικές.

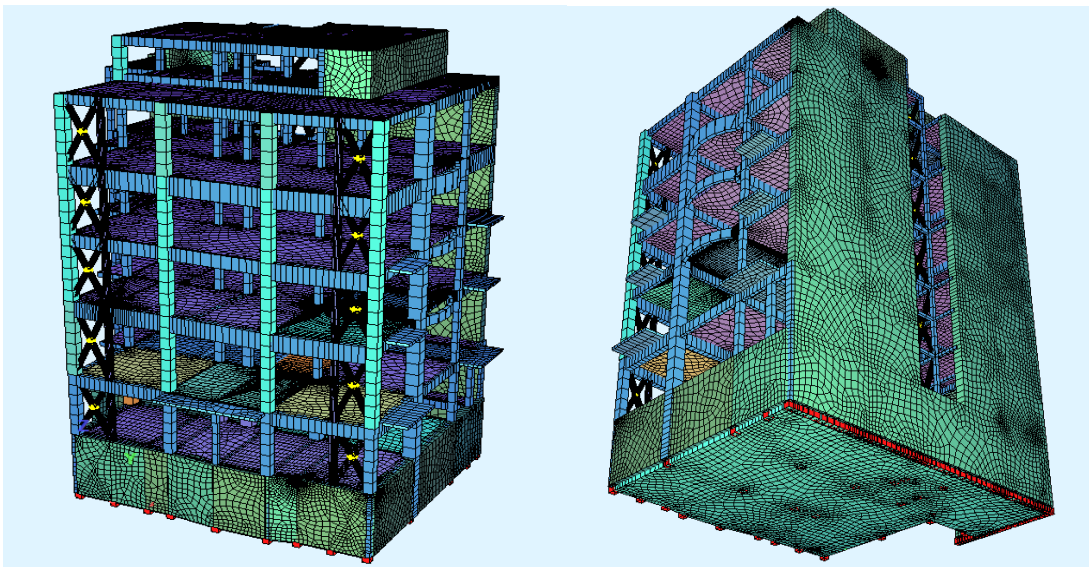
Τα περιμετρικά τοιχεία του υπογείου θα ενισχυθούν με μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος ποιότητας C30/37, πάχους 10 cm και χάλυβα οπλισμού B500C. Θα τοποθετηθεί ελάχιστος οπλισμός εσχάρας  $\Phi 8/25$ .

## 7.6.7 Ενίσχυση της θεμελίωσης

Λόγω της θεμελίωσης των προστιθέμενων μεταλλικών υποστυλωμάτων, ακολουθήθηκε μέθοδος ενίσχυσης της συνολικής θεμελίωσης.

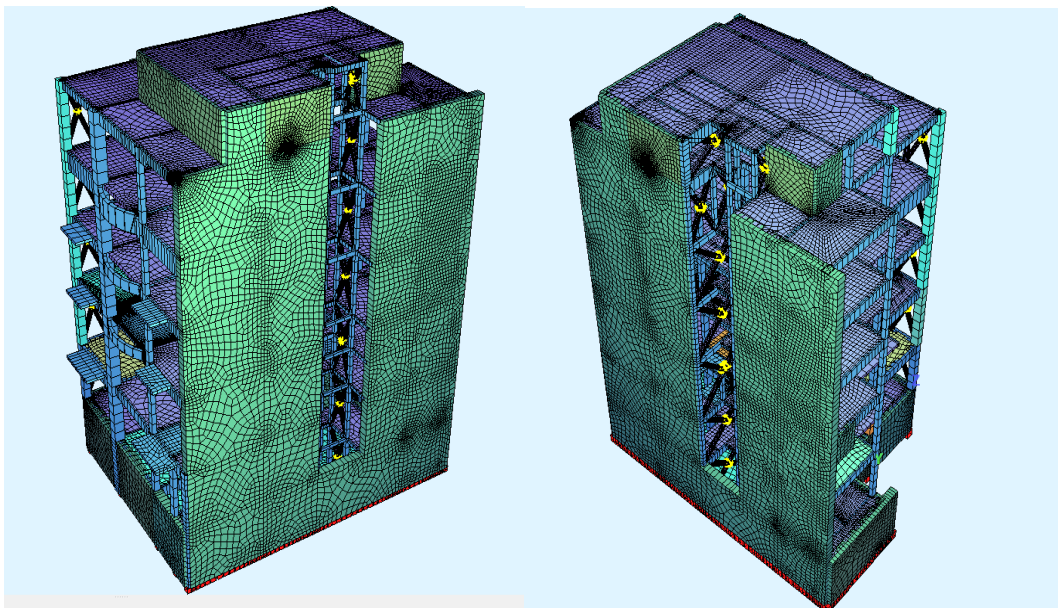
Με σκοπό την ομαλότερη μεταφορά των φορτίων στο έδαφος και την καλύτερευση της συμπεριφοράς όλων των υποστυλωμάτων, προβλέπεται η κατασκευή νέας γενικής κοιτόστρωσης από οπλισμένο σκυρόδεμα, στη στάθμη του υπογείου, ποιότητας C30/37, οπλισμού B500C και πάχους  $d = 0,5m$ . Η νέα πλάκα σκυροδέματος θα συνδεθεί κατάλληλα με την υπάρχουσα θεμελίωση του κτιρίου, με στόχο την βελτίωση της συνολικής συμπεριφοράς της θεμελίωσης, αλλά και της γενικότερης απόκρισης της κατασκευής.

## 7.7 Ενισχυμένο προσομοίωμα στο SOFISTIK



Εικόνα 7.29 :Πρώτη όψη ενισχυμένου μοντέλου

Εικόνα 7.30 :Δεύτερη όψη ενισχυμένου μοντέλου



Εικόνα 7.31 :Τρίτη όψη ενισχυμένου μοντέλου

Εικόνα 7.32 :Τέταρτη όψη ενισχυμένου μοντέλου

## 7.8 Ελαστική Δυναμική Ανάλυση μετά την συνολική ενίσχυση

Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης:

Modal masses - activated mass									
No.	LC	frequency	effective modal Mass			factor			activated
		[Hertz]	X[t]	Y[t]	Z[t]	X[%]	Y[%]	Z[%]	mass [%]*
110001		1.441	0	1094	0	0.00	58.75	0.00	31.00876
210002		1.815	552	3	0	29.64	0.14	0.00	12.79799
310003		4.379	428	29	0	23.00	1.55	0.00	12.73781
410004		5.114	32	195	0	1.73	10.45	0.00	29.65240
510005		6.233	125	0	0	6.74	0.00	0.00	13.70749
610006		8.903	1	108	0	0.05	5.83	0.00	24.43127
710007		10.956	13	1	0	0.71	0.04	0.00	0.07338

SOFISTK AG - Educational Version -  
SOFISTK 2018-15.1 ASE- ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΗΣ ΕΞΙΣΩΣΕΩΝ

DIPL\_1  
Calculation Of Eigenvalues

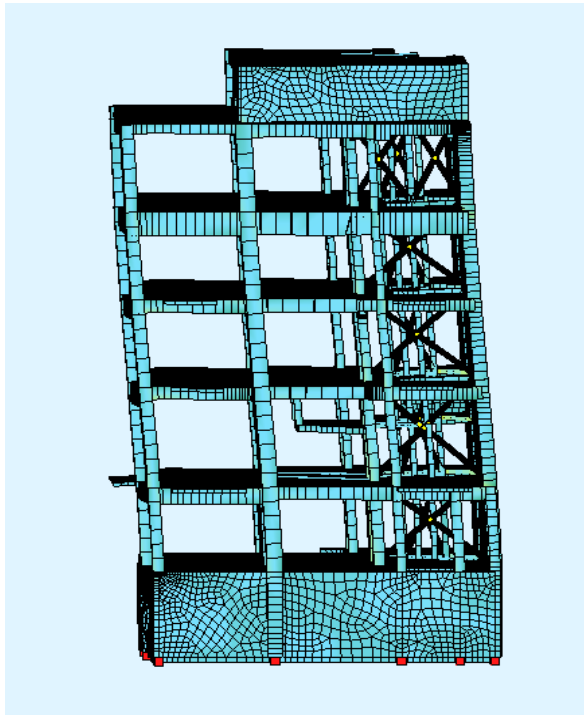
Modal masses - activated mass

No.	LC	frequency	effective modal Mass			factor			activated
		[Hertz]	X[t]	Y[t]	Z[t]	X[%]	Y[%]	Z[%]	mass [%]*
810008		11.013	0	0	0	0.02	0.00	0.00	0.02858
910009		11.056	12	1	0	0.66	0.03	0.00	0.04638
1010010		11.243	1	0	0	0.03	0.00	0.00	0.02438
1110011		11.899	1	0	0	0.04	0.00	0.00	0.02637
1210012		12.088	1	47	0	0.03	2.53	0.00	6.94765
1310013		14.587	30	2	0	1.62	0.10	0.00	0.03197
1410014		14.658	2	22	0	0.09	1.20	0.00	0.16037
1510015		14.918	71	3	0	3.81	0.14	0.00	0.12179
1610016		15.524	67	0	0	3.60	0.01	0.00	0.88749
1710017		18.327	4	0	0	0.22	0.00	0.00	0.03525
1810018		18.363	5	0	0	0.25	0.00	0.00	0.07259
1910019		18.694	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.02030
2010020		19.109	1	0	0	0.05	0.00	0.00	0.02430
2110021		19.746	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00010
2210022		19.832	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00007
2310023		19.926	24	0	0	1.28	0.00	0.00	0.57772
2410024		20.503	8	0	0	0.42	0.00	0.00	0.33983
2510025		20.647	0	0	0	0.01	0.00	0.00	0.01948
2610026		20.880	0	0	0	0.01	0.00	0.00	0.00030
2710027		21.629	3	0	0	0.15	0.00	0.00	0.47001
2810028		21.770	1	0	0	0.06	0.01	0.00	0.38499
2910029		22.357	5	0	0	0.26	0.00	0.00	0.02449
3010030		22.731	16	0	0	0.83	0.01	0.00	0.16312
sum			1402	1505	0	75.31	80.81	0.00	

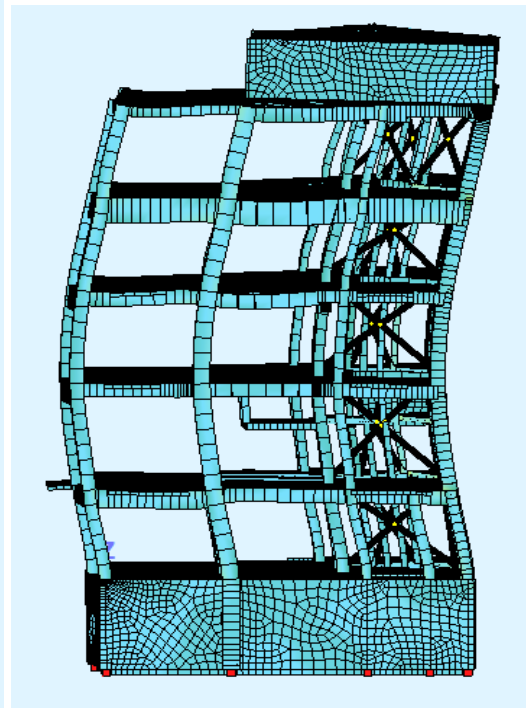
Εικόνα 7.33: Ιδιομορφική ανάλυση ενισχυμένου μοντέλου

Παρατηρούμε πως οι ιδιοπερίοδοι των δύο πρώτων ιδιομορφών του κτιρίου έχουν ελαττωθεί σημαντικά, πράγμα που δείχνει ότι το κτίριο έγινε πιο δύσκαμπτο. Κατ' αναλογία με πριν την ενίσχυση επειδή υπάρχει μη ταλαντούμενη μάζα στο υπόγειο, λαμβάνοντας υπόψιν στα παραπάνω ποσοστά μόνο την ταλαντούμενη μάζα, το αντίστοιχο ποσοστό και στην διεύθυνση x και στην y, είναι πάνω από 90%. Από τον παραπάνω πίνακα, διαπιστώνεται ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση y είναι η πρώτη, η οποία ενεργοποιεί το 58,75 % της συνολικής μάζας που αντιστοιχεί σε αυτή τη διεύθυνση. Κατά τη διεύθυνση x η θεμελιώδης ιδιομορφή είναι η δεύτερη, η οποία ενεργοποιεί το 29,64 % της συνολικής μάζας που αντιστοιχεί στη διεύθυνση αυτή. Επίσης σημαντική για την διεύθυνσή x είναι και η τρίτη ιδιομορφή με συμμετοχή του 23,00 % της μάζας.

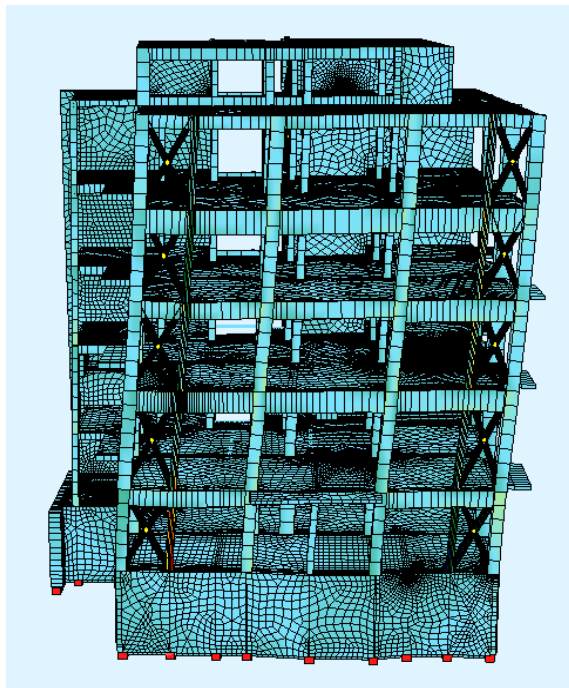




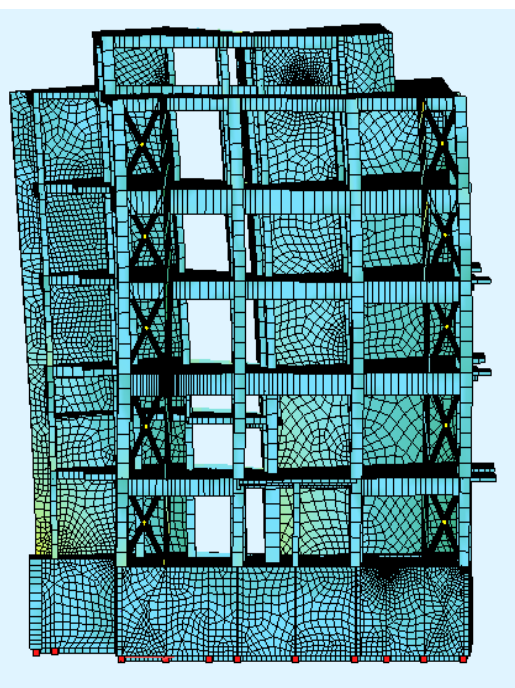
Εικόνα 7.34: 1<sup>η</sup> ιδιομορφή κατά  $y$



Εικόνα 7.35: 4<sup>η</sup> ιδιομορφή κατά  $y$



Εικόνα 7.36: 2<sup>η</sup> ιδιομορφή κατά  $x$

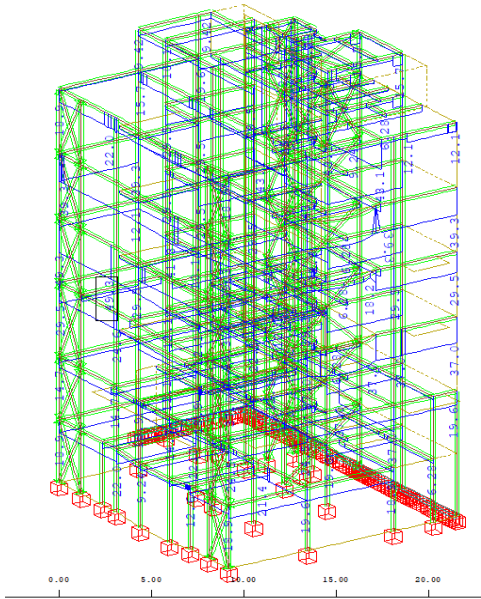


Εικόνα 7.37: 3<sup>η</sup> ιδιομορφή κατά  $x$

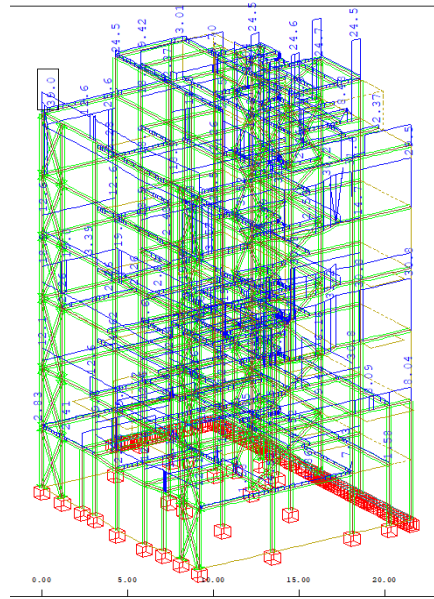
## 7.9 Οπλισμοί ενισχυμένου κτιρίου

Μετά τις ενισχύσεις, οι οπλισμοί των διατομών του ενισχυμένου φορέα επαρκούν, έναντι όλων των συνδυασμών αστοχίας.

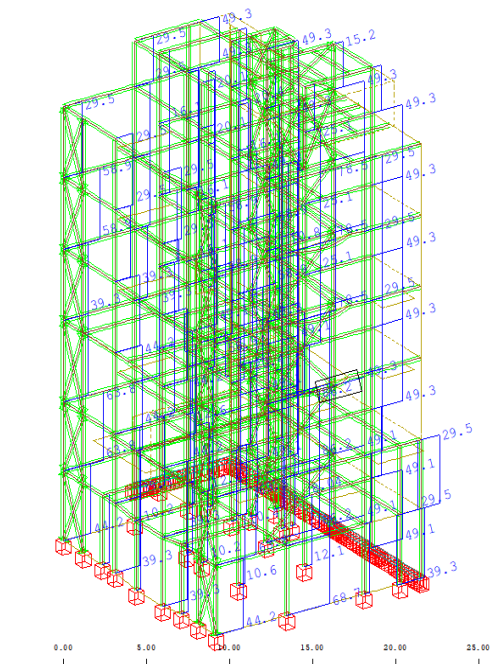
Αποτελέσματα στατικού συνδυασμού:



Εικόνα 7.38: Κάτω οπλισμοί δοκών

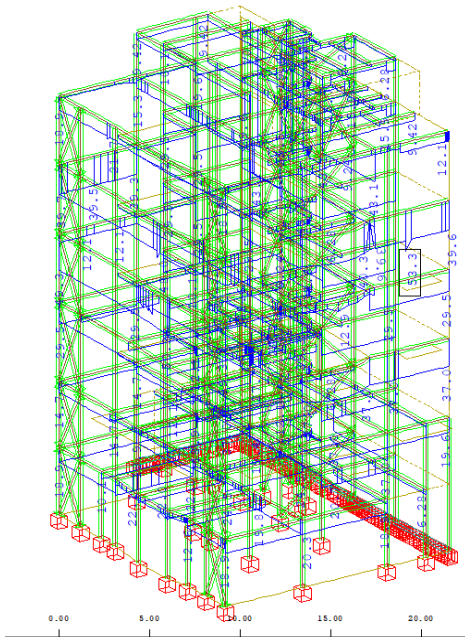


Εικόνα 7.39: Άνω οπλισμοί δοκών

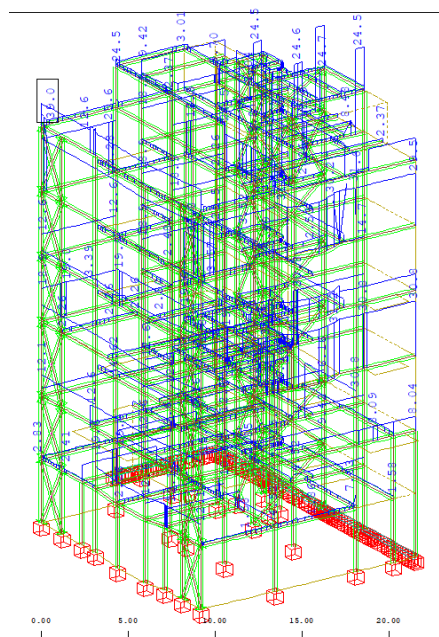


Εικόνα 7.40 : Οπλισμοί υποστυλωμάτων

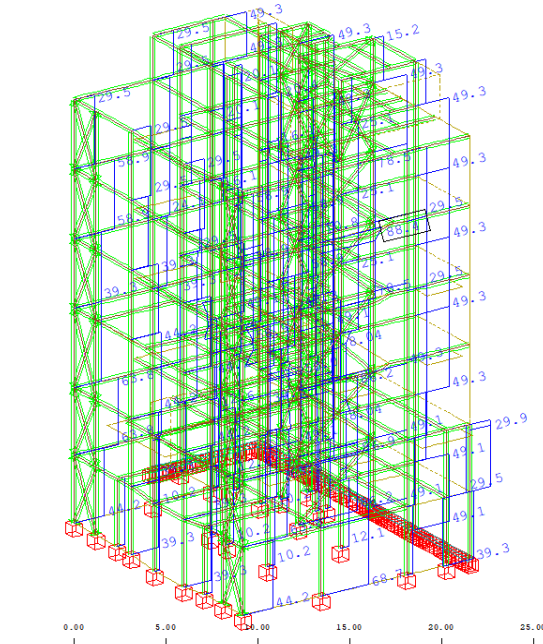
Αποτελέσματα σεισμικού συνδυασμού:



Εικόνα 7.41: Κάτω οπλισμοί δοκών



Εικόνα 7.42: Άνω οπλισμοί δοκών

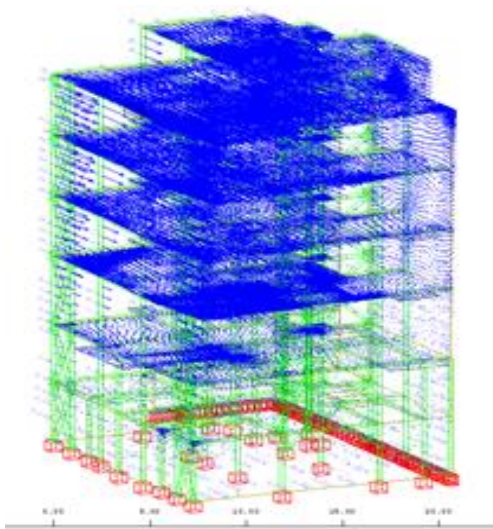


Εικόνα 7.43: Οπλισμοί υποστυλωμάτων

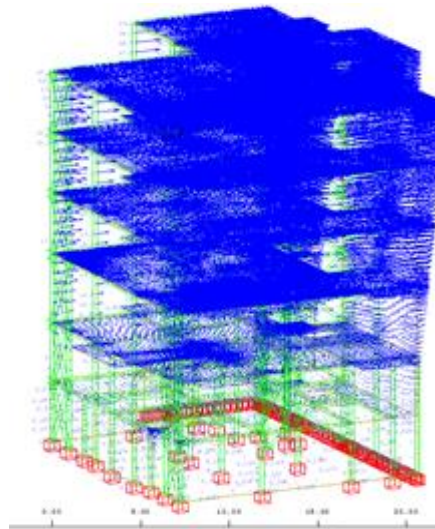


## 7.10 Σεισμικές μετακινήσεις ενισχυμένου κτιρίου

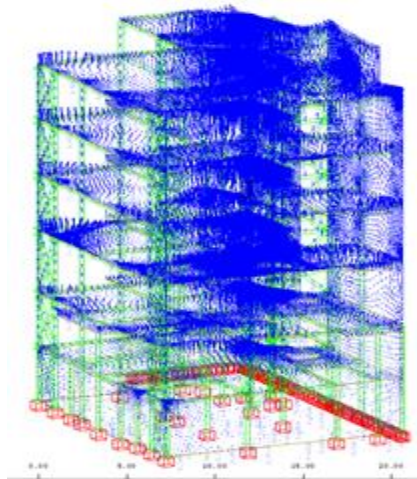
Μετά την ενίσχυση με τα μεταλλικά χιαστί και τις επιπλέον ενισχύσεις των φερόντων δοκών και υποστυλωμάτων του κτιρίου, παρατηρείται σημαντική μείωση των σεισμικών μετακινήσεων περίπου στο μισό. Στον καθολικό άξονα (global) x από 55,1 mm η μέγιστη μετακίνηση μειώθηκε σε 30,5 mm (μείωση 44,6%) ,ενώ στον καθολικό (global) y από 74,9 mm, μειώθηκε σε 41,9 mm (μείωση 44%) .Στον καθολικό άξονα z από 5,61mm ,μειώνεται σε 4,75mm(μείωση 15,3%) .



Εικόνα 7.44: Global x



Εικόνα 7.45: Global y



Εικόνα 7.46: Global z

## 7.11 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης των μεταλλικών μελών

Οι έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν βάσει των αντίστοιχων διατάξεων του EC3.

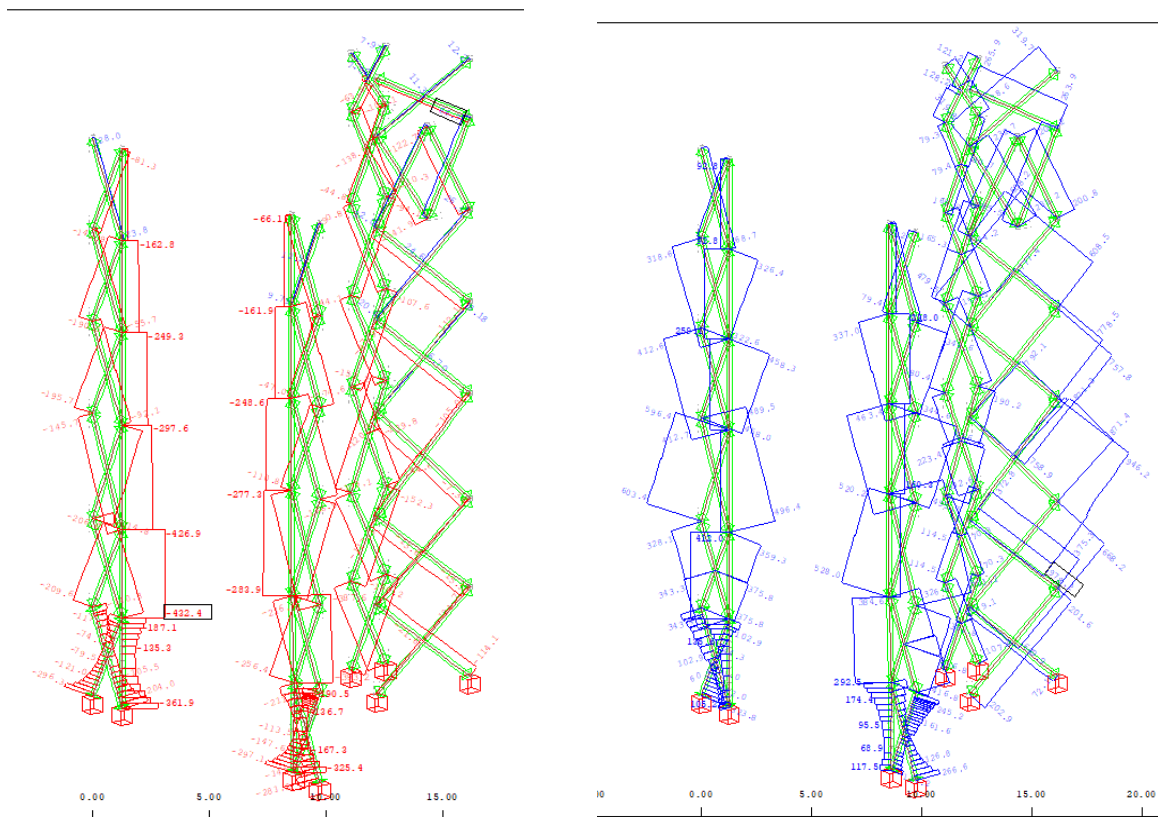
Αρχικά υπολογίζεται η κατηγορία διατομής για κάθε συνδυασμό φόρτισης και για κάθε διατομή ελέγχου ενός μέλους. Επιγραμματικά οι έλεγχοι που αφορούν τα μεταλλικά μέλη είναι:

**α) Ο.Κ.Α**(Στατικός συνδυασμός και σεισμικός συνδυασμός αστοχίας):

- 1) Έλεγχος αντοχής σε εφελκυσμό και θλίψη
- 2) Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση
- 3) Έλεγχος αντοχής σε κάμψη
- 4) Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη
- 5) Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση
- 6) Έλεγχος αντοχής σε λυγισμό

**β) Ο.Κ.Λ:** Έλεγχος βέλους

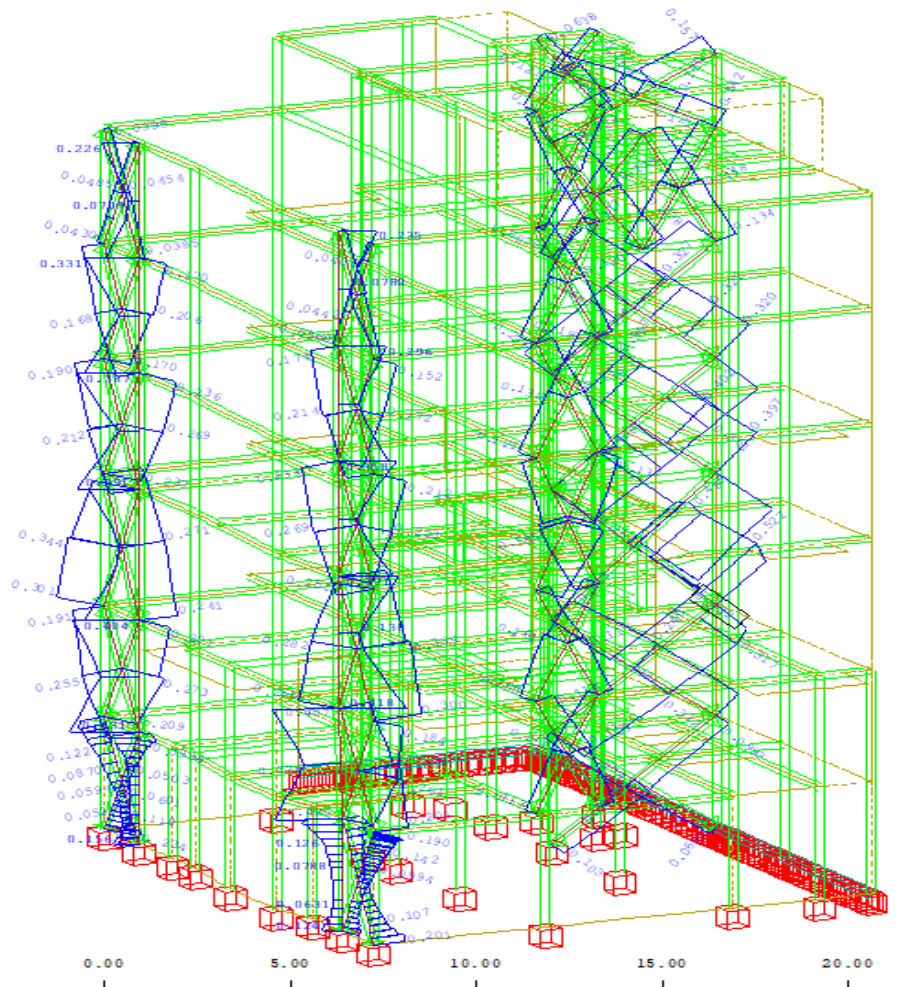
### Εντατικά μεγέθη



Εικόνα 7.47: Αξονικές N, έναντι στατικού συνδυασμού Εικόνα 7.48: Αξονικές N, έναντι σεισμικού συνδυασμού

## Συντελεστές εκμετάλλευσης

Η επάρκεια ελέγχεται μέσω του ποσοστού εκμετάλλευσης του κάθε μέλους που έχει προκύψει από όλες τις φορτίσεις. Σε όλες τις θέσεις προκύπτει το ποσοστό εκμετάλλευσης μικρότερο της μονάδας, οπότε όλα τα μέλη επαρκούν.



Εικόνα 7.49: Συντελεστές εκμετάλλευσης



## 8 Συμπεράσματα

Το εν λόγω κτίριο λόγω της παλαιότητας κατασκευής και της έλλειψης συντήρησής του, αλλά και λόγω της φιλοσοφίας σχεδιασμού της εποχής του, παρουσιάζει πολλά προβλήματα έναντι αντισεισμικής θωράκισης. Με βάση τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, διαπιστώθηκε ότι φέρων οργανισμός της κατασκευής πρέπει να ενισχυθεί, ώστε να επαρκεί σύμφωνα με τους Σύγχρονους Κανονισμούς. Ο τρόπος που συμπεριφέρεται το κτίριο και οι απαιτήσεις των ενισχύσεων είναι σε άμεση συνάρτηση με τη μόρφωση του νέου φορέα και των χρησιμοποιούμενων τύπων υλικών. Επίσης πρέπει να σημειωθεί ότι επειδή το δόμημα είναι χαρακτηρισμένο ως μνημείο, οι ενισχύσεις και οι επεμβάσεις έπρεπε να είναι όσο το δυνατόν λιγότερο παρεμβατικές, μην αλλοιώνοντας τη μορφολογία του κτιρίου, έτσι ώστε να είναι δυνατόν να εγκριθούν από το Κεντρικό Συμβούλιο Νεωτέρων Μνημείων. Η ενίσχυση με τους συνδέσμους δυσκαμψίας είχε ως στόχο την παραλαβή των σεισμικών δράσεων από τα μεταλλικά στοιχεία, με σκοπό τη μείωση των εντάσεων που δέχεται η κατασκευή. Όπως διαπιστώθηκε ο παραπάνω στόχος επιτεύχθηκε και στη συνέχεια ενισχύθηκαν επιπλέον με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, με συνθετικά υλικά και ενέματα τα δομικά στοιχεία που συνέχιζαν να παρουσιάζουν ανεπάρκειες. Ο συνδυασμός των ενισχύσεων έγινε με κριτήριο τον βέλτιστη απόδοσή τους και όπως αποδείχθηκε μετά τη συνολική ενίσχυση, οι μέγιστες σεισμικές μετακινήσεις μειώθηκαν, η αντοχή και η δυσκαμψία του νέου φορέα αυξήθηκε, ενώ πλέον οι διατομές επαρκούν.

## Βιβλιογραφία

- 1) Ο.Α.Σ.Π., ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2017). «ΚΑΝ.ΕΠΕ.,Κανονισμός Επεμβάσεων». Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, 2η Αναθεωρημένη Έκδοση.
- 2)Ε.Α.Κ. (2001). «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000». Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα.
- 3)Ο.Α.Σ.Π. (2006). «Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος» (ΕΚΩΣ 2000). Αθήνα
- 4)Ι. Βάγιας (2003). «Σιδηρές Κατασκευές Ανάλυση και Διαστασιολόγηση», εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- 5)Κ. Σπυράκος (2004).«Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία». Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Αθήνα.
- 6) Ψυχάρης Ι., 2015. «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 1». Σημειώσεις για το μάθημα Αντισεισμικός Σχεδιασμός , 7ου εξαμήνου πολιτικών μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα.
- 7) Ψυχάρης Ι., 2015. «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 2». Σημειώσεις για το μάθημα Αντισεισμικός Σχεδιασμός 2, 9ου εξαμήνου πολιτικών μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα.
- 8) Παπαδρακάκης Μ. (2011). «Μαθήματα Στατικής V Πλαστική Ανάλυση Ραβδωτών Φορέων - Σύγχρονες Μέθοδοι». Εκδόσεις ΕΜΠ, Αθήνα
- 9) Στέφανος Η. Δρίτσος (2015). «Ενισχύσεις και Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος». Σημειώσεις για το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα.
- 10) Στέφανος Η. Δρίτσος (2007). «Στρατηγικές και Σχεδιασμός Αντισεισμικής Ενίσχυσης Κτιρίων». Τ.Ε.Ε., Αθήνα
- 11)Δρίτσος Σ. (2005).«Επισκευή και ενίσχυση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα». Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα.
- 12) Δρίτσος Σ. (2012). «Αποτίμηση και Επεμβάσεις σε Υφιστάμενες Κατασκευές με βάση τον Ευρωκώδικα 8 και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.». Ημερίδα «Κανονισμός Επεμβάσεων», Αθήνα.
- 13) Διδακτικές σημειώσεις μαθήματος, Ε. Βιντζηλαίου (2018). «Μηχανική της τοιχοποιίας», 9ου εξαμήνου, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα.
- 14) Αντωνοδημητράκη Σ.,2016, «Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας κτιρίου κατοικίας», Διπλωματική εργασία, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα.
- 15) Χάμψας Α.,2016, «Μελέτη ενίσχυσης σχολικού κτιρίου με συμβατικές και νέες τεχνικές», Διπλωματική εργασία, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα.
- 16) Παπούλιας Α., 2017, «Αποτίμηση και Ενίσχυση Πενταόροφου Κτιρίου ΩΣ με Βάση τις Διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.», Διπλωματική εργασία, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα.
- 17) Χιώτης Δ., 2012, «Ενίσχυση δομικών μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα και φέρουσα τοιχοποιία με ινοπλισμένα πολυμερή», Μεταπτυχιακή εργασία, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα.
- 18) Πιλαφά Σ., 2020, «Ενίσχυση δομικών μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα και φέρουσα τοιχοποιία με ινοπλισμένα πολυμερή», Αποτίμηση, Ενίσχυση και Αποκατάσταση σε Διατηρητέο Κτίριο», Διπλωματική εργασία ,ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα.
- 19) Φλώρου Δ.,2018,«Αποτίμηση και ενίσχυση φέροντος οργανισμού τετραώροφης οικοδομής με δώμα της δεκαετίας 80'»,Μεταπτυχιακή εργασία, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα.

- 20) Σπανός Χ.,2019, «ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΔΕΚΑΕΤΙΑΣ 1970»,Μεταπτυχιακή εργασία, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα.
- 21) Μακρυκώστα Α., Θεοδοροπούλου Π., 2020, «ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ, ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΟ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΟ ΚΤΗΡΙΟ ΤΟΥ ΟΜΙΛΟΥ ΕΡΕΤΩΝ ΣΤΟΝ ΠΕΙΡΑΙΑ», Διπλωματική εργασία ,ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα.
- 22) Λάζαρης Α.,2015,«Βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με μεταλλικά στοιχεία», Διπλωματική εργασία ,ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα.
- 23) Μπάκας Α.,2016, «ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΟΛΥΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΕΠΙ ΡΙΟΤΙΣ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΧΩΡΙΚΑ ΠΛΑΙΣΙΑ», Διπλωματική εργασία ,ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα.
- 24) ΚΟΥΡΑΜΑΝΟΥ Μ., 2013, «ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ., ΕΝΑΝΤΙ ΠΡΟΟΔΕΥΤΙΚΗΣ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗΣ», Διπλωματική εργασία ,ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα.
- 25) Σκουληκάρη Ε., 2012, «Βέλτιστος σχεδιασμός επεμβάσεων ενίσχυσης σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα», Διπλωματική εργασία ,ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα.
- 26)European Committee for Standardization (CEN)-(1998). «Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance-Part3: Strengthening and Repair of Buildings». Brussels.
- 27) European Committee for Standardization (CEN)-(1998). «Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance-Part1: General rules, seismic actions and rules for buildings». Brussels.

## Ιστότοποι:

[https://www.monumenta.org/flipping\\_books/DrakopoulosBook/index.html#page=1](https://www.monumenta.org/flipping_books/DrakopoulosBook/index.html#page=1)  
[http://archaeologia.eie.gr/archaeologia/gr/arxeio\\_more.aspx?id=209](http://archaeologia.eie.gr/archaeologia/gr/arxeio_more.aspx?id=209)  
[http://library.tee.gr/digital/techr/1932/techr\\_1932\\_2\\_17\\_871.pdf](http://library.tee.gr/digital/techr/1932/techr_1932_2_17_871.pdf)  
[http://library.tee.gr/digital/m2464/m2464\\_ec8\\_1.pdf](http://library.tee.gr/digital/m2464/m2464_ec8_1.pdf)  
<http://www.episkevesold.civil.upatras.gr/ergasies%202007/%CE%9C%CE%A0%CE%91%CE%A1%CE%9F%CE%A3%20-%20%CE%9C%CE%A0%CE%91%CE%A1%CE%9F%CE%A5%CE%9D%CE%97/ERGA%20MAS%20teliko.pdf>  
[http://tkm.tee.gr/wp-content/uploads/2018/06/16%CE%95CEE\\_Doudoumis.pdf](http://tkm.tee.gr/wp-content/uploads/2018/06/16%CE%95CEE_Doudoumis.pdf)  
[https://repository.kallipos.gr/bitstream/11419/6414/1/02\\_chapter\\_1.pdf](https://repository.kallipos.gr/bitstream/11419/6414/1/02_chapter_1.pdf)

Σημείωση: Το εξώφυλλο της εργασίας και οι εικόνες του κτιρίου, είναι παρμένα από το [www.monumenta.org](http://www.monumenta.org) .

