



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών

ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
"Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών και Αειφόρος Ανάπτυξη"

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
«ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ»

Της Μεταπτυχιακής Φοιτήτριας
ΚΟΝΤΑΡΑΚΗ ΝΙΚΟΛΕΤΤΑ

Επιβλέπων
ΠΝΕΥΜΑΤΙΚΟΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ, ΑΝΑΠΛΗΡΩΤΗΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ,
ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

Ακαδημαϊκό Έτος
2019-2020

Περιεχόμενα	
Ευχαριστίες	6
Περίληψη	7
Abstract	8
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο	9
ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΚΑΝ.ΕΠΕ.	9
1.1 Εισαγωγή	9
1.2 Γενικά	9
1.3 Σκοπός – Διατάξεις.....	10
1.4 Εφαρμογή	11
1.4.1 Γενικά.....	11
1.4.2 Δομήματα χωρίς βλάβες.....	11
1.4.3 Δομήματα με βλάβες.....	11
1.5 Υποχρεώσεις Και Ευθύνες Των Παραγόντων Σχεδιασμού.....	12
1.5.1 Γενικά.....	12
1.5.2 Υποχρεώσεις	12
1.5.3 Ευθύνες.....	12
1.6 Διατάξεις ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για Την Ανελαστική Μέθοδο	13
1.6.1 Βασικές παραδοχές της μεθόδου.....	13
1.6.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου	14
1.6.3 Μεθοδολογία υπολογισμών	14
1.6.4 Ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα	15
1.7 Διαφορές Παλιών Κανονισμών Και ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	17
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο	18
ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ – ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	18
2.1 Αποτίμηση Κατασκευής	18
2.1.1 Γενικά.....	18
2.1.2 Διαδικασία Αποτίμησης	19
2.1.3 Σκοπός της Αποτίμησης	20
2.1.4 Αρχές Αποτίμησης	20
2.2 Προσομοίωση Και Ανάλυση	21
2.2.1 Γενικά.....	21
2.2.2 Καθορισμός Του Κόμβου Ελέγχου	22
2.2.3 Κατανομή Σεισμικών Φορτίων Καθ' ύψος.....	22

2.2.4 Εξιδανικευμένη Καμπύλη Δύναμης – Μετακίνησης	23
2.2.5 Προσδιορισμός Ιδιοπεριόδου	23
2.2.6 Ανάλυση του προσομοιώματος.....	24
2.3 Προσδιορισμός Εντατικών Μεγεθών Και Παραμορφώσεων.....	24
2.3.1 Γενικά.....	24
2.3.2 Στοχευόμενη μετακίνηση	24
2.3.3 Διαφράγματα	26
2.4 Αποτίμηση Σεισμικής Ικανότητας.....	26
2.4.1 Γενικά.....	26
2.4.2 Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας.....	26
2.5 Στόχοι Και Στάδια Ανασχεδιασμού Της Κατασκευής	27
2.5.1 Γενικά.....	27
2.5.2 Στάδια Ανασχεδιασμού	27
2.6 Στρατηγική Αντισεισμικής Επέμβασης.....	28
2.6.1 Γενικά.....	28
2.6.2 Εκτίμηση Επιβαλλόμενης Σεισμικής Μετακίνησης Και Διαθέσιμης Ικανότητας Για Οριζόντια Μετάθεση	28
2.7 Στάθμες Επιτελεστικότητας.....	31
2.7.1 Γενικά.....	31
2.7.2 Στάθμες Επιτελεστικότητας	32
2.8 Καμπύλη Ικανότητας (capacity curve)	32
2.9 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.)	34
2.10 Μέθοδοι Ανάλυσης.....	34
2.11 Ανελαστικές Αναλύσεις	35
2.11.1 Γενικά.....	35
2.11.2 Βασικά Χαρακτηριστικά Των Ανελαστικών Μεθόδων Ανάλυσης	36
2.12 Μέθοδος Pushover ή μέθοδος χρονοϊστορίας ;	37
2.12.1 Ομοιότητες και Διαφορές Pushover – Χρονοϊστορίας.....	37
2.12.2 Κριτήρια Εφαρμογής.....	38
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο	39
ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	39
3.1 Ορισμοί – Γενικά.....	39
3.2 Ιστορική Αναδρομή Επεμβάσεων Σε Κτήρια Από Οπλισμένο Σκυρόδεμα.....	39
3.3 Υλικά	40
3.3.1 Γενικά.....	40

3.3.2 Ίνες	40
3.3.3 Μήτρα.....	40
3.3.4 Σύνθετα Υλικά	41
3.3.5 Κόλλα	42
3.4 Συστήματα Ενίσχυσης	42
3.4.1 Συστήματα υγρής εφαρμογής.....	42
3.4.2 Προκατασκευασμένα υλικά	43
3.5 Τεχνικές Εφαρμογής.....	43
3.5.1 Βασική Τεχνική.....	43
3.5.2 Ειδικές Τεχνικές	43
3.6 Βάσεις Σχεδιασμού.....	44
3.6.1 Υλικά.....	44
3.6.2 Καταστατικοί Νόμοι των Υλικών	44
3.6.3 Συνάφεια Σύνθετων Υλικών – Σκυροδέματος	45
3.7 Στρατηγικές και Συστήματα Επεμβάσεων	46
3.7.1 Στρατηγικές Επεμβάσεων	46
3.7.2 Συστήματα Επεμβάσεων	46
3.8 Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες	47
3.9 Μέθοδοι Εφαρμογής.....	50
3.10 Ανθεκτικότητα.....	51
3.10.1 Γενικά.....	51
3.10.2 Θερμοκρασιακές Επιδράσεις	51
3.10.3 Υγρασία.....	51
3.10.4 Υπεριώδης Ακτινοβολία.....	52
3.10.5 Αλκαλικό Και Όξινο Περιβάλλον	52
3.10.6 Γαλβανική Διάβρωση.....	52
3.10.7 Ερπυσμός - Θραύση Υπό Τάση – Διάβρωση Υπό Τάση.....	52
3.10.8 Κόπωση	53
3.10.9 Κρούση.....	53
3.10.10 Αξιολόγηση Τύπου Ινών	53
3.11 Τεχνικές Ενίσχυσης	54
3.11.1 Γενικά.....	54
3.11.2 Μέθοδοι Ενίσχυσης – Τύποι Επεμβάσεων.....	55
3.12 Υλικά και Τεχνολογίες Επεμβάσεων.....	56
3.12.1 Γενικά.....	56

3.12.2 Υλικά Επεμβάσεων	56
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4°	60
ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	60
4.1 Περιγραφή της Κατασκευής	60
4.2 Εισαγωγή Δεδομένων Κτιρίου Στο Πρόγραμμα Fespa	61
4.3 Στατική Ανελαστική Ανάλυση Υφιστάμενου Κτιρίου	71
4.3.1 Γενικά	71
4.3.2 Ανάλυση Pushover στο υφιστάμενο κτίριο	72
4.3.3 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης υφιστάμενου κτιρίου	73
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5°	76
ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	76
5.1 Περιγραφή Ενισχυμένου Κτιρίου	76
5.1.1 Γενικά	76
5.1.2 Ενίσχυση Υφιστάμενης Κατασκευής Με Μανδύες	77
5.2 Στατική Ανελαστική Ανάλυση Ενισχυμένου Κτιρίου	78
5.2.1 Γενικά	78
5.2.2 Ανάλυση Pushover στο ενισχυμένο κτίριο	79
5.2.3 Διαγράμματα Δύναμης - Μετακίνησης Στο Ενισχυμένο Κτίριο	81
5.2.4 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης ενισχυμένου κτιρίου	82
5.3 Συμπέρασμα	83
Βιβλιογραφία	84

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες σε όλους τους ανθρώπους που συνέβαλλαν στην ολοκλήρωση της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας. Κατ' αρχήν, την οικογένειά μου για την στήριξη που μου παρείχε χωρίς την οποία η ολοκλήρωση της οποίας δεν θα ήταν εφικτή. Επίσης, θα ήθελα να εκφράσω, ιδιαίτερα τον κ. Πνευματικό Νικόλαο, Αναπληρωτή Καθηγητή του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής, ως ελάχιστη ένδειξη ευγνωμοσύνης για τον πολύτιμο χρόνο που μου διέθεσε, όχι μόνο για την καθοδήγησή και την εμπιστοσύνη, αλλά και για την ηθική υποστήριξη που μου επέδειξε κατά την σύνταξη της παρούσας Μεταπτυχιακής Εργασίας.

Τέλος, οφείλω, να ευχαριστήσω θερμά την LH Logismiki για την χορήγηση του στατικού προγράμματος Fespa και για την πολύτιμη καθοδήγησή τους για την εγκατάσταση αυτού και στην συνέχεια για την ανανέωση της ακαδημαϊκής του έκδοσης.

Περίληψη

Η παρούσα εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας για το πρόγραμμα μεταπτυχιακών σπουδών «Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών και Αειφόρος Ανάπτυξη» της σχολής Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε. του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής.

Η διπλωματική πραγματεύεται την αποτίμηση, την ανάλυση συμπεριφοράς και επάρκειας καθώς και την ενίσχυση κατοικίας, σύμφωνα με τις διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2^η Αναθεώρηση, 2017). Η αποτίμηση και η ανάλυση της συμπεριφοράς του κτιρίου θα γίνει με την μέθοδο της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover). Στη συνέχεια, προτείνεται η ενίσχυση της κατοικίας, λόγω των σημαντικών ανεπαρκειών που εμφανίζονται, με σκοπό να βελτιωθεί η συμπεριφορά της και να ικανοποιούνται οι κανονισμοί του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Το υφιστάμενο κτήριο είναι μία διώροφη κατοικία στην Κρήτη η οποία μελετήθηκε και σχεδιάστηκε το 1959. Σκοπός της αποτίμησης είναι να εξαχθούν αποτελέσματα για την σεισμική συμπεριφορά της υφιστάμενης κατασκευής, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. με την εφαρμογή της ανελαστικής μεθόδου pushover. Η εξαγωγή των αποτελεσμάτων, από την ανάλυση αυτή, αποτελεί το πρώτο επίπεδο στο οποίο στοχεύει η εν λόγω εργασία. Το δεύτερο επίπεδο στο οποίο στοχεύει είναι η διερεύνηση της καταλληλότερης ενίσχυσης, με βάση τις βλάβες που δημιουργούνται στο εν λόγω κτήριο. Πιο συγκεκριμένα:

Στο πρώτο κεφάλαιο αναφέρονται οι βασικές αρχές του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Πιο συγκεκριμένα, περιγράφονται οι διατάξεις, αναφέρονται οι περιπτώσεις των δομημάτων με βλάβες και χωρίς, οι υποχρεώσεις και οι ευθύνες που οφείλουν να υπάρχουν. Συγκεκριμένη αναφορά γίνεται στις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την ανελαστική μέθοδο, τις βασικές παραδοχές και τις προϋποθέσεις της μεθόδου αυτής. Τέλος, γίνεται μία σύντομη μεθοδολογία των υπολογισμών και μία απλή αναφορά σε ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται μία σύντομη αναφορά στον ρόλο της αποτίμησης των κατασκευών, στα βήματα που ακολουθούνται για την λειτουργία και τον στόχος της. Επίσης αναφέρεται η αποτίμηση σεισμικής ικανότητας καθώς και οι στόχοι της. Γίνεται ανάλυση των τριών σταθμών επιτελεσματικότητας όπου αποτελούν τις επιθυμητές συμπεριφορές. Επιπλέον, παρουσιάζονται οι μέθοδοι ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση και γίνεται μία μικρή ανάλυση αυτών.

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται μία σύντομη ιστορική αναδρομή επισκευών και επεμβάσεων σε κτήρια από οπλισμένο σκυρόδεμα. Επίσης περιγράφονται οι κυριότερες έννοιες που αποτελούν την διπλωματική, παρουσιάζονται και αναλύονται οι στρατηγικές και τα συστήματα των επεμβάσεων και των ενισχύσεων των κατασκευών. Επιπλέον, γίνεται αναφορά στα στάδια ανασχεδιασμού και στις τεχνικές ενίσχυσης. Τέλος, στο κεφάλαιο αυτό αναλύονται τεχνικές και οι μέθοδοι ενίσχυσης, οι τύποι των επεμβάσεων καθώς και τα υλικά που χρησιμοποιούνται για την εφαρμογή της ενίσχυσης.

Στο τέταρτο κεφάλαιο δίνεται η περιγραφή του κτιρίου. Επίσης, γίνεται η αποτίμηση με τη βοήθεια του προγράμματος Fespa, με σκοπό την πιο ολοκληρωμένη εικόνα των σεισμικών δράσεων που επηρεάζουν την κατασκευή. Τέλος, παρουσιάζεται η διαδικασία ελέγχου επάρκειας επισκευής και ενίσχυσης καθώς και οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για τη επίτευξη της ενίσχυσης.

Στο πέμπτο και τελευταίο κεφάλαιο παρουσιάζεται η μέθοδος ενίσχυσης της κατασκευής με μανδύες, η οποία και εφαρμόστηκε σε αυτήν. Επιπλέον, δίνεται η περιγραφή του ενισχυμένου κτιρίου και παρουσιάζονται όλες οι λεπτομέρειες προσομοίωσής του στο πρόγραμμα Fespa. Τέλος, γίνεται μία συγκριτική μελέτη της συμπεριφοράς του υφιστάμενου και του ενισχυμένου κτηρίου σε διάφορες σεισμικές δονήσεις από τρεις διαφορετικούς σεισμούς.

Abstract

This thesis was developed in the framework of postgraduate diploma thesis for the postgraduate study program «Seismic and Energy Retrofit of Structures and Sustainable Development» of the school of Civil Engineering of the University of West Attica.

This work deals with the assessment, analysis of the behavior and integrity and the strengthening of the dwelling, according to the provision of the Intervention Regulation (2nd Review, 2017). The valuation and analysis of the building's behavior will be done with non-linear static analysis (pushover). Then, proposed to strengthen the dwelling, due to significant deficiencies that appear, in order to improve its behavior and to comply with the regulations of Intervention Regulation. The existing building is an two-storey residence in Crete which was studied and designed in 1959. The purpose of the valuation is to extract results for the seismic behavior of the existing structure, for a performance target requirement according to the Intervention Development, by applying the non-linear static analysis, pushover. Exporting the results from this analysis, aims the first level. The second level in which it is targeting is the exploring. More specifically:

In the first chapter are mentioned the basic principles of Intervention Regulation. In particular, the provisions are described, the cases of structures with and without damages, the obligations and responsibilities that must exist. Specific reference is made to the provisions of Intervention Regulation for the non-linear static analysis, the basic assumptions and conditions of this method. Finally, is developed a brief calculation methodology and are made a simply reference to an equivalent one-level system.

In the second chapter is presented a brief reference to the role of building valuation, the steps for the operation and the target. It also refers to assessment of seismic capacity as well as its objectives. An analysis is made of the three performance levels where they represent the desired behaviors. In addition, the analysis methods used for the evaluation and a small analysis of them is presented.

In the third chapter there is a brief historical review of repairs and interventions in reinforced concrete buildings. Also, it describes the main concepts of the thesis, presents and analyzed the strategies and systems of interventions and aids of the construction. In addition, is made a reference to redesign stages and reinforcement techniques. Finally, this chapter analyzes the techniques and methods of aid, the types of interventions and the materials used to implement the aid.

The fourth chapter gives the description of the building. The program Fespa helps for the evaluation, in order to provide a more complete picture of seismic actions that affect the construction. Finally, presented the procedure for checking the adequacy of repair and reinforcement and the methods that used to achieve the aid.

The final chapter which is the fifth presents the method of reinforcing the construction using, which was applied to this. In addition, is given the description of the reinforced building and presented all the simulation details in the Fespa program. Finally, there is comparative study of the behavior of the existing and reinforced building in various earthquakes from three different earthquakes.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο

ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

1.1 Εισαγωγή

Το αντικείμενο του πολιτικού μηχανικού εξελίσσεται συνεχώς ανάλογα με τις απαιτήσεις και τις ανάγκες της κοινωνίας και τα τεχνικά και οικονομικά δεδομένα που διαθέτει η χώρα του. Σκοπός του είναι να μελετήσει και να ακολουθεί πιστά η μελέτη του στην κατασκευή, αφού πρώτα έχει υποδείξει στον κύριο του έργου όλα τα αναγκαία μέτρα ασφαλείας, πριν από οποιαδήποτε εργασία. Ο μηχανικός καλείται να αντιμετωπίσει μία πληθώρα φορτίσεων, υλικών και άλλων παραμέτρων που επηρεάζουν δυσμενώς την κατασκευή. Μία από τις σημαντικότερες λειτουργίες στις οποίες πρέπει να στοχεύσει επιτυχώς είναι να διασφαλιστεί η ασφάλεια και η διάρκεια ζωής της. Ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής είναι μία σύνθετη διαδικασία η οποία πρέπει να παρέχει ασφάλεια και να ικανοποιεί τις απαιτήσεις για τις οποίες δημιουργείται.

Στην Ελλάδα το μεγαλύτερο ποσοστό του δομικού πλούτου έχει σχεδιαστεί με βάση τους παλαιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς όπως του 1959, του 1984 και του 1995, δηλαδή τα περισσότερα κτήρια που είναι φτιαγμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα, είναι ηλικίας από 40-60 ετών. Από το 1959 που ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός, έγινε νόμος του κράτους και τέθηκε σε εφαρμογή, έχουν σημειωθεί σημαντικές εξελίξεις στον τομέα της αντισεισμικής τεχνολογίας για την αντικατάσταση των υφιστάμενων κατασκευών από νέους, ικανούς φορείς. Ο Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ) ξεκίνησε το 2000 την έρευνα για την θέσπιση Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), με βάση τον οποίο πρέπει να μελετώνται όλες οι αντισεισμικές κατασκευές τόσο στην Ελλάδα, όσο και στην Ευρώπη. “Σκοπός του παρόντος κανονισμού είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους, καθώς και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές και ενισχύσεις.” (§1.1.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Δυστυχώς, η αποκατάσταση των κατασκευών που είναι σχεδιασμένες με τους παλαιότερους ισχύοντες κανονισμούς, δεν είναι εφικτή από οικονομικής άποψης.

Επομένως, γίνεται σαφής η επιτακτική ανάγκη αποτίμησης της συμπεριφοράς των υφιστάμενων κατασκευών έναντι σεισμικών φορτίων έτσι ώστε να υπάρξει μία πιο ολοκληρωμένη εικόνα για την διάσταση του προβλήματος και να βρεθεί μια οικονομική και εφικτή λύση. Για την ικανοποίηση αυτών, στην διπλωματική αυτή θα εφαρμοστεί η μέθοδος pushover. Με βάση τα παραπάνω, καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι πολλές υφιστάμενες κατασκευές χρειάζονται κάποια επισκευή ή ενίσχυση για να μπορούν να είναι ασφαλής και να ικανοποιούν τους νέους αντισεισμικούς κανονισμούς.

1.2 Γενικά

Προϋπόθεση για την παραγωγή ενός νέου έργου είναι ο σχεδιασμός του, η επέμβαση σε υφιστάμενο έργο, η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός του. Το σχετικά νέο αυτό αντικείμενο των επεμβάσεων, δεν καλυπτόταν μέχρι σήμερα κανονιστικά στη χώρα μας. Λόγω όμως του τεράστιου ενδιαφέροντος αλλά και του ολοένα αυξανόμενου σχετικού αντικειμένου ενασχόλησης των Μηχανικών, πραγματοποιήθηκε μια σοβαρή προσπάθεια σύνταξης

Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), υπό την αιγίδα του ΟΑΣΠ. Η προσπάθεια αυτή ξεκίνησε το 2001 και ολοκληρώθηκε το 2011. Παράλληλα εισήχθη και το Μέρος 3 του EC8, αντίστοιχου αντικειμένου. Προς το παρόν, ο κανονισμός επεμβάσεων καλύπτει αποκλειστικά και μόνο κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα και δίνει έμφαση στις προσεισμικές παρά στις μετασεισμικές ενισχύσεις.

Έναντι των υφιστάμενων διατάξεων για το σχεδιασμό των νέων κατασκευών χρειάζονται νέες ιδέες. Οι σημαντικότερες τέτοιες ιδέες που εισάγονται στον Κανονισμό Επεμβάσεων είναι οι εξής:

1. Η συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων στην αποτίμηση και στον ανασχεδιασμό. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι τοιχοπληρώσεις, υπό όρους και προϋποθέσεις, αλλοιώνουν το φέρον σύστημα είτε ευμενώς είτε δυσμενώς.
2. Η επιτελεστικότητα, δηλαδή η επιθυμητή συμπεριφορά του κτιρίου. Οι απαιτήσεις από μία κατασκευή διαφοροποιούνται σημαντικά.
3. Η πιθανότητα διαφοροποίησης της αποδεκτής πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 χρόνων.
4. Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων. Στις νέες κατασκευές, οι αριθμητικές τιμές των δεδομένων που εισέρχονται στην αποτίμηση και στον ανασχεδιασμό είναι πιο αξιόπιστες σε σχέση με αυτές των υφιστάμενων κατασκευών.
5. Μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι προσδιορισθείσες πειραματικά τιμές αντοχής σκυροδέματος και χάλυβα, π.χ. επιτρέπονται τιμές C18 και S280.
6. Οι πρόσθετοι αυξητικοί συντελεστές ασφαλείας γ_{sd} για τις επί πλέον αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων ανάλυσης και γ_{Rd} για τις επί πλέον αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων αντίστασης ενισχυμένων κρίσιμων περιοχών.
7. Η ανελαστική ανάλυση, ως δυνατότητα υπολογιστικής τεκμηρίωσης κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό.
8. Η διάκριση των δομικών στοιχείων σε κύρια και δευτερεύοντα. Τα δευτερεύοντα στοιχεία επιτρέπεται να υποστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις και βλάβες απ' ότι τα κύρια στοιχεία.

1.3 Σκοπός – Διατάξεις

Σκοπός του Κανονισμού αυτού είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους, καθώς και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις.

Επίσης, αναγράφονται σχόλια και παρατηρήσεις στα επί μέρους άρθρα του Κανονισμού, τα οποία βοηθούν στην κατανόηση του κειμένου.

Ο πρώην Κανονισμός περιέχει διατάξεις υποχρεωτικής εφαρμογής, οι οποίες καθορίζουν:

- Τα κριτήρια αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου δομήματος
- Τις ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας ανασχεδιασμένων δομημάτων ή μελών τους.
- Τον καθορισμό των τρόπων με τους οποίους μπορεί να γίνει επέμβαση.
- Τη συσχέτιση του Κανονισμού αυτού με άλλους Κανονισμούς (υλικών, φορτίσεων, κ.τ.λ.).

1.4 Εφαρμογή

1.4.1 Γενικά

Ο Κανονισμός αυτός αφορά την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό υφιστάμενων δομημάτων ή μελών τους. Ως δόμημα εννοούνται τα κτίρια, με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ο Κανονισμός αυτός δεν καλύπτει έργα « υψηλής διακινδύνευσης » για τον πληθυσμό. Η εφαρμογή του Κανονισμού προϋποθέτει άτομα που διαθέτουν τις απαραίτητες εξειδικευμένες τεχνικές γνώσεις και σχετικά προσόντα. Επιπλέον προϋποθέτει ότι θα υπάρχει διασφάλιση έναντι κακοτεχνιών ή σφαλμάτων λόγω απειρίας, τα οποία αποτελούν σημαντική αιτία αστοχίας στις κατασκευές.

Ακριβώς για την διασφάλιση έναντι τέτοιων σφαλμάτων, ο Κανονισμός δεν είναι δυνατόν να εφαρμόζεται παράμονον από άτομα που διαθέτουν τα τυπικά και ουσιαστικά προσόντα (εμπειρία, παιδεία, κ.α.) τα οποία καθορίζονται με απόφαση της Δημόσιας Αρχής.

1.4.2 Δομήματα χωρίς βλάβες

A) Ο Κανονισμός καλύπτει τους ελέγχους υφιστάμενων δομημάτων χωρίς εμφανείς βλάβες ή φθορές, όπως επίσης και το ενδεχόμενο αντισεισμικό σχεδιασμό των δομημάτων αυτών.

B) Οι περιπτώσεις υποχρεωτικού ελέγχου υφιστάμενων δομημάτων καθορίζονται με απόφαση της Δημόσιας Αρχής. Ο έλεγχος υφιστάμενου δομήματος, πέραν των περιπτώσεων προσθηκών ή αλλαγών χρήσεως όπου, κατά κανόνα, γίνεται έλεγχος, είναι δυνατόν να επιβληθεί στις εξής περιπτώσεις:

- Τεχνικών έργων χωρίς μελέτη ή με μελέτη μη εγκεκριμένη (αυθαιρέτων)
- Τεχνικών έργων με μελέτη χωρίς εφαρμογή Αντισεισμικού Κανονισμού
- Τεχνικών έργων με μελέτη στην οποία έγινε εφαρμογή Αντισεισμικού Κανονισμού αλλά βρίσκονται σε περιοχή όπου καθοριστική, εν τω μεταξύ, υψηλότερη σεισμικότητα.
- Τεχνικών έργων με αυξημένη τρωτότητα (π.χ. πιλοτή, κοντά υποστυλώματα κ.τ.λ.)

Γ) Στον Κανονισμό προβλέπονται (Κεφ. 3) οι αναγκαίοι έλεγχοι και περιγράφονται οι τυχόν αναγκαίες επεμβάσεις (Κεφ. 4) για την αναβάθμιση του επιπέδου ασφάλειας υφιστάμενου δομήματος.

Δ) Στον Κανονισμό καθορίζονται οι απαιτήσεις του ανασχεδιασμού για κάθε περίπτωση.

1.4.3 Δομήματα με βλάβες

A) Ο Κανονισμός καλύπτει τον έλεγχο, την επισκευή ή την ενίσχυση και τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό υφιστάμενων δομημάτων που έχουν υποστεί βλάβες.

B) Από τον Κανονισμό καλύπτονται όλες οι παθολογικές αιτίες βλαβών, όμως αξιόπιστα κριτήρια ανασχεδιασμού δίνονται μόνο για τις συνηθέστερες από αυτές.

Γ) Από τον Κανονισμό προσδιορίζονται οι προϋποθέσεις υπό τις οποίες είναι υποχρεωτικός ο ανασχεδιασμός και η ενίσχυση υφιστάμενου δομήματος με βλάβες και εκείνες υπό τις οποίες θα αρκεί απλή επισκευή του δομήματος.

1.5 Υποχρεώσεις Και Ευθύνες Των Παραγόντων Σχεδιασμού

1.5.1 Γενικά

A) Ο σχεδιασμός, η κατασκευή και η χρήση ενός δομήματος έναντι συνδυασμών δράσεων στις οποίες περιλαμβάνονται τυχηματικές δράσεις, όπως ο σεισμός, γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται η ικανοποίηση όλων ή ορισμένων απαιτήσεων αναλόγως την στάθμη επιτελεστικότητας. Οι απαιτήσεις αυτές είναι:

- Η πιθανότητα κατάρρευσης του δομήματος (ή τμημάτων του) να είναι επαρκώς μικρή.
- Οι βλάβες σε στοιχεία του φέροντος οργανισμού υπό τη δράση σχεδιασμού να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες.
- Οι βλάβες για δράσεις μικρότερης έντασης να ελαχιστοποιούνται.
- Να διασφαλίζεται μια ελάχιστη στάθμη λειτουργιών του δομήματος, ανάλογα με τη χρήση και τη σημασία του.

B) Τα υφιστάμενα δομήματα:

- Αντικατοπτρίζουν τον βαθμό γνώσεων κατά το χρονικό διάστημα που μελετήθηκαν και κατασκευάστηκαν.
- Πιθανώς εμπεριέχουν αφανή σφάλματα, ενώ
- Ενδέχεται να έχουν υποστεί άγνωστες καταπονήσεις και επιδράσεις.

Γ) Κατά τους Κανονισμούς που αφορούν νέες κατασκευές, είναι αποδεκτή μία ορισμένη πιθανότητα αστοχίας (10% σε 50 χρόνια).

Με την προσθήκη των αβεβαιοτήτων που υπεισέρχονται στα υφιστάμενα δομήματα ήδη από τη φάση της μελέτης τους, αυξάνεται η στάθμη αβεβαιότητας και η πιθανότητα αστοχίας.

Οι αβεβαιότητες αυτές πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά τον καθορισμό των υποχρεώσεων και των ευθυνών των παραγόντων των έργων.

Δ) Οι διατάξεις του Κανονισμού τελούν υπό την παραδοχή ότι ο υπεύθυνος μελετητής Μηχανικός κατέχει τα αναγκαία επαγγελματικά προσόντα και την κατάλληλη εμπειρία σχετικά με τον τύπο των κατασκευών που ελέγχονται ή επισκευάζονται ή ενισχύονται.

1.5.2 Υποχρεώσεις

- Ο μελετητής Μηχανικός έχει την υποχρέωση εκπόνησης πλήρους και τεχνικά άρτιας μελέτης επέμβασης.
- Ο επιβλέπων Μηχανικός έχει την υποχρέωση της πλήρους τεχνικής υλοποίησης της εγκεκριμένης μελέτης επέμβασης.
- Οι λοιποί παράγοντες υποχρεούνται να εκτελέσουν το έργο της επέμβασης, σύμφωνα με την μελέτη, τον παρόντα Κανονισμό, τις ισχύουσες τεχνικές προδιαγραφές και οδηγίες, καθώς και τους κανόνες της τέχνης, τηρώντας όλα τα αναγκαία μέτρα ασφαλείας.

1.5.3 Ευθύνες

- Η ευθύνη του μελετητή Μηχανικού, προκειμένου για τον έλεγχο υφιστάμενου δομήματος, περιορίζεται στην ορθή εκτέλεση του ελέγχου σύμφωνα με τα οριζόμενα στον παρόντα Κανονισμό.
- Τα συμπεράσματα της διερεύνησης/τεκμηρίωσης υφιστάμενου δομήματος δεν είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν για άλλους σκοπούς πέραν αυτού που προβλέπεται από τον παρόντα Κανονισμό. Τα συμπεράσματα της διερεύνησης/τεκμηρίωσης υφιστάμενου δομήματος εξάγονται με βάση τις σημερινές γνώσεις και τους σήμερα κοινώς

αναγνωρισμένους τεχνικούς κανόνες, και όχι με τα ισχύοντα κατά τον χρόνο κατασκευής του υφιστάμενου δομήματος. Απ' αυτήν την άποψη, τα αποτελέσματα της διερεύνησης δεν τεκμηριώνουν νομικές ευθύνες για τους παράγοντες του υφιστάμενου δομήματος.

- Ο μελετητής Μηχανικός δεν ευθύνεται για τυχόν αστοχίες που είναι δυνατόν να προκληθούν από τυχαίο γεγονός (π.χ. σεισμός) κατά τη φάση συγκέντρωσης των απαιτούμενων στοιχείων, εκτός αν το αίτιο της αστοχίας αποδειχθεί ότι ήταν εργασίες που είχαν υποδειχθεί από τον ίδιο.
- Εάν γίνει απλή αποκατάσταση βλαβών (επισκευή) ή τοπική ενίσχυση μελών υφιστάμενου δομήματος, η ευθύνη των παραγόντων του έργου της αποκατάστασης περιορίζεται στην ορθή εκτέλεση του έργου αυτού σύμφωνα με τον παρόντα Κανονισμό, ενώ η ευθύνη για τη συνολική ασφάλεια του δομήματος παραμένει στους παράγοντες της κατασκευής του αρχικού έργου.
- Η ευθύνη του κυρίου του έργου συνίσταται στην επιλογή της στάθμης επιτελεστικότητας, η οποία δεν μπορεί να είναι χαμηλότερη από την οριζόμενη από την Δημόσια Αρχή.
- Η ευθύνη των χρηστών του έργου συνίσταται στη διατήρηση του έργου ε καλή κατάσταση σύμφωνα με την ισχύουσα Νομοθεσία και στην αποφυγή κάθε είδους μεταβολών χωρίς προηγμένη μελέτη των συνεπειών αυτών των μεταβολών.
- Σε καμία περίπτωση δεν στοιχειοθετείται υπαιτιότητα τυχόν βλάβης γειτονικού κτιρίου, εκ του γεγονότος ότι όμορο αυτού κτιρίου έχει ενισχυθεί αντισεισμικώς.

1.6 Διατάξεις ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για Την Ανελαστική Μέθοδο

1.6.1 Βασικές παραδοχές της μεθόδου

- Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης – παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.
- Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο με τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο συνήθως επιλέγεται να είναι το κέντρο μάζας του δώματος της κατασκευής. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.
- Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλάστιμων δοκιμών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.
- Όταν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση δι) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου. Προϋπόθεση για να ισχύει η

παραδοχή αυτή είναι η δυναμική απόκριση του κτιρίου να κυριαρχείται από την πρώτη ιδιομορφή.

1.6.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου

Συνιστάται όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος, να διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ), δεδομένου ότι είναι ευρύτατα διαδεδομένη στους Μηχανικούς η αίσθηση ότι μία υψηλής στάθμης ανάλυση οφείλει να βασίζεται σε αντίστοιχης στάθμης δεδομένα.

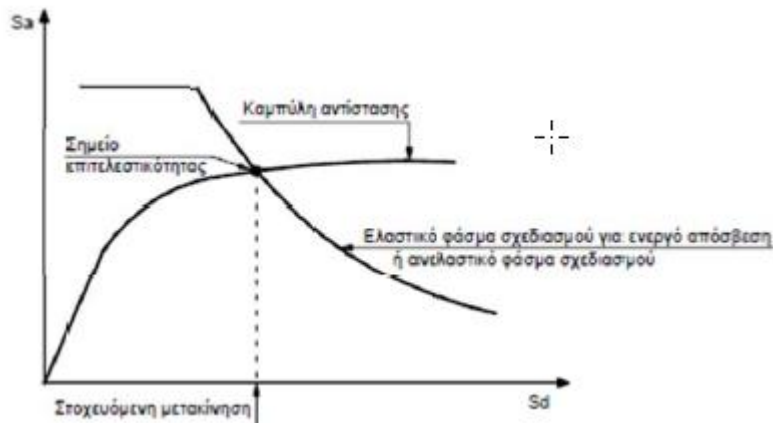
Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μία αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν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

Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση. Τα κτίρια θα πρέπει να ικανοποιούν τα κριτήρια επιτελεστικότητας του παρόντος Κανονισμού (Κεφ. 9, ΚΑΝ.ΕΠΕ), επιτρέπεται ωστόσο μία αύξηση κατά 33% των τιμών των παραμέτρων (δείκτες πλαστιμότητας m) που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου.

1.6.3 Μεθοδολογία υπολογισμών

Με τη χρήση της μη γραμμικής στατικής μεθόδου ανάλυσης (pushover) είναι απαραίτητη η εφαρμογή μιας διαδικασίας που θα υπολογίζει με ικανοποιητική ακρίβεια τη στοχευόμενη μετακίνηση δ_{top} , τη μέγιστη δηλαδή ανελαστική μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου που αντιστοιχεί σε κάποια σεισμική διέγερση με δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Τέτοιες προσεγγιστικές μέθοδοι για τον υπολογισμό της δ_{top} είναι η μεθοδολογία ATC-40, η μέθοδος N2 και η μέθοδος των συντελεστών.

Η ακρίβεια που επιτυγχάνεται με αυτές τις στατικές μεθόδους δεν είναι γενικά ικανοποιητική. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι 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. Η φιλοσοφία καθορισμού του σημείου επιτελεστικότητας βασίζεται στον υπολογισμό του σημείου που αντιστοιχεί στην εξισορρόπηση της απαίτησης (demand), σύμφωνα με το επιθυμητό φάσμα σχεδιασμού, και της αντοχής (capacity) της κατασκευής. Σε διάγραμμα ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum), η εξισορρόπηση αυτή για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα συμβαίνει στο σημείο τομής της καμπύλης αντίστασης και του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην ενεργό απόσβεση για τη μέγιστη μετακίνηση (η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται με βάση την πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση) ή του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα. Εναλλακτικά, μπορούν να χρησιμοποιηθούν εμπειρικές σχέσεις που συνδέουν την ελαστική μετακίνηση με την ανελαστική.



Σχήμα 1

1.6.4 Ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα εξαρτάται από την κατανομή των φορτίων που λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της καμπύλης αντίστασης. Για την κατανομή των φορτίων μπορεί να χρησιμοποιηθεί α) τριγωνική κατανομή, β) ομοιόμορφη κατανομή σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή ή γ) περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών.

Γενικά, μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η κατανομή των φορτίων στους ορόφους, γίνεται σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$F_i = \frac{V * m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i}$$

Όπου:

$V = \sum F_i$, είναι η τέμνουσα βάσης. Οι συντελεστές ϕ_i , δηλώνουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους και συνήθως λαμβάνονται ίσοι με τις αντίστοιχες τιμές της 1^{ης} ιδιομορφής. Σημειώνεται, όμως ότι αντί της 1^{ης} ιδιομορφής θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και οποιαδήποτε άλλη κατανομή μετακινήσεων, αντιπροσωπευτική της αναμενόμενης παραμόρφωσης της κατασκευής. Συνήθως, οι τιμές των ϕ_i κανονικοποιούνται έτσι ώστε η τιμή στην κορυφή να ισούται με μονάδα: $\phi_{top} = 1$.

Εάν η κατανομή των φορτίων γίνεται σύμφωνα με την παραπάνω εξίσωση και $\phi_{top}=1$, η αντιστοιχία μεταξύ του πολυβάθμιου συστήματος και του ισοδύναμου μονοβάθμιου για όλα τα μεγέθη (δυνάμεις, μετακινήσεις, ενέργεια, κλπ) γίνεται με τη σχέση:

$$Q = \Gamma Q^*$$

Όπου:

Q^* = μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (π.χ. δύναμη F^* , μετακίνηση δ^*)

Q = αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα (π.χ. τέμνουσα βάσης V , μετακίνηση κορυφής Δ)

Γ = συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από τη σχέση:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2}$$

Ο αριθμητής της παραπάνω σχέσης ισούται με τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, δηλαδή:

$$m^* = \sum m_i \phi_i$$

Σημειώνεται ότι, εφόσον τόσο οι δυνάμεις όσο και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο κανόνα μετασχηματισμού, η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με αυτή του πολυβάθμιου. Η ιδιοπερίοδος όμως του ισοδύναμου μονοβάθμιου δεν ισούται με την 1^η

ιδιοπερίοδο του πολυβάθμιου, ακόμη και εάν οι συντελεστές φ , ισούνται με τις αντίστοιχες τιμές του 1ου ιδιοδιανύσματος.

Η σχέση $Q = \Gamma Q^*$ χρησιμοποιείται για τη μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου σε φάσμα αντίστασης (capacity spectrum) του ισοδύναμου μονοβάθμιου σε ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum) μορφή. Η μετατροπή αυτή γίνεται χρησιμοποιώντας τις παρακάτω σχέσεις:

$$S_d = \frac{V}{\alpha * m_{ολ}}$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma} \quad \text{ή} \quad S_d = \frac{\Delta}{(\Gamma * \varphi_{top})}, \quad \text{εάν } \varphi_{top} \neq 1$$

Όπου:

V = τέμνουσα βάσης πολυβάθμιου

$m_{ολ}$ = συνολική μάζα πολυβάθμιου

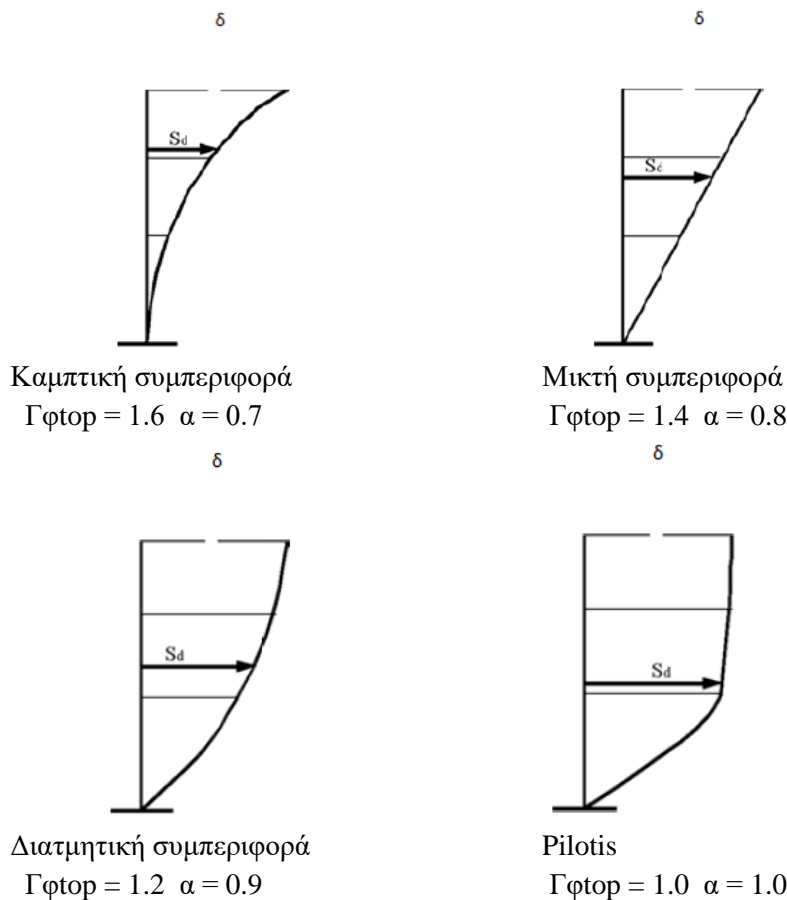
α = ποσοστό της συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη μορφή παραμόρφωσης που δίνεται από τη σχέση

$$\alpha = \Gamma m^* / m_{ολ}$$

Όπου:

Δ = μετακίνηση κορυφής

Ενδεικτικές τιμές των συντελεστών α για διάφορους τρόπους συμπεριφοράς κτιρίων παρουσιάζονται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 2 : Ενδεικτικές τιμές των συντελεστών α για διάφορους τρόπους συμπεριφοράς κτιρίων

1.7 Διαφορές Παλιών Κανονισμών Και ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Πριν τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. δεν υπήρχε ούτε κανονισμός ούτε μέθοδος για τον έλεγχο στατικής επάρκειας κτιρίων και έτσι αυτοί γινόταν εμπειρικά. Με τους παλαιούς κανονισμούς γίνεται επίλυση του δομήματος ως νέο με το σεισμό και τις αντοχές κατά το χρόνο κατασκευής και έλεγχος εάν οι απαιτούμενοι οπλισμοί υπάρχουν στο κτίριο. Δεν λαμβάνονται υπόψη ούτε οι ιδιότητες των υλικών όπως έχουν μεταβληθεί ούτε η ιδιότητα του κτιρίου να αναπτύσσει πλαστικότητα. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι ο κανονισμός που προσδιορίζει τη στατική επάρκεια με κλειστή και ακριβή μέθοδο. Ένα κτίριο ενώ δεν επαρκεί αν επιλυθεί με τους παλαιούς κανονισμούς, επαρκεί όταν το ελέγξετε με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Για παράδειγμα αν επιλύσουμε ένα κτίριο με τους παλαιούς κανονισμούς και ελέγξουμε στη συνέχεια με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τις ίδιες σεισμικές δυνάμεις, θα παρατηρήσουμε διαφορές μεταξύ των αποτελεσμάτων, διότι οι αντοχές του ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι ευνοϊκότερες από τις αντοχές σύμφωνα με τον παλιό κανονισμό. Πιο συγκεκριμένα, για κατηγορία χάλυβα S11 η επιτρεπόμενη τάση σύμφωνα με τον παλιό κανονισμό είναι 168 MPa, ενώ σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι 233 MPa. Η αντοχή δηλαδή σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι περίπου 40% μεγαλύτερη. Η μέθοδος των παραμορφώσεων υπερτερεί έναντι της μεθόδου των δυνάμεων που χρησιμοποιείται με τους παλαιούς κανονισμούς. Δηλαδή η γωνία στροφής – χορδής θ του μέλους είναι μικρότερη από την οριακή για τη στάθμη NC του ΚΑΝ.ΕΠΕ., δηλαδή το μέλος επαρκεί, αλλά η ροπή είναι πολύ μεγαλύτερη από τη μέγιστη αποδεκτή για τον παλιό κανονισμό, δηλαδή το μέλος αστοχεί.

Κλείνοντας, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. δημιουργήθηκε για να καλύψει το κενό της μεθοδολογίας που είχαν οι παλαιότεροι κανονισμοί με αποτέλεσμα να δίνει πάντοτε πιο αξιόπιστα αποτελέσματα για κάθε μελέτη στατικής επάρκειας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ – ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 Αποτίμηση Κατασκευής

2.1.1 Γενικά

Τα τελευταία χρόνια αναγνωρίστηκε η ανάγκη για αλλαγές στις μεθόδους σχεδιασμού. Αποτελεί πλέον γενική παραδοχή ότι η ισχύουσα μέθοδος σχεδιασμού με την μέθοδο των δυνάμεων, δεν μπορεί να ανταποκριθεί στις ανάγκες του σχεδιασμού έναντι σεισμού, για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας, ενώ οι ανελαστικές παραμορφώσεις αποτελούν περισσότερο αντιπροσωπευτική παράμετρο για τον σχεδιασμό και την αποτίμηση κατασκευών, έναντι των οριζοντίων δυνάμεων. Η πραγματική (δυναμική) απόκριση μιας κατασκευής στο σεισμό σχετίζεται κυρίως με επιβαλλόμενη παραμόρφωση παρά με δυνάμεις.

Έτσι, απλές ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης, όπως η στατική ανελαστική υπό αυξανόμενη ένταση, γίνονται όλο και περισσότερο απαραίτητες για τον αντισεισμικό σχεδιασμό και την σεισμική αποτίμηση των κατασκευών. Οι βλάβες στα φέροντα και στα μη-φέροντα στοιχεία των κατασκευών, ως αποτέλεσμα των σεισμικών διεγέρσεων προκαλούνται από τις οριζόντιες μετακινήσεις στις οποίες υποβάλλεται το δόμημα. Επομένως, η εκτίμηση των αναμενόμενων οριζόντιων μετακινήσεων είναι αναγκαία όχι μόνο για τον σχεδιασμό, αλλά και για την σεισμική αποτίμηση, για δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας.

Εάν είναι γνωστή η αναμενόμενη εδαφική διέγερση, τότε η στοχευόμενη μετακίνηση θα μπορούσε να υπολογιστεί με ανάλυση χρονοϊστορίας. Καθώς τούτο δεν είναι δυνατόν, στις περισσότερες περιπτώσεις σχεδιασμού νέων, ή αποτίμησης και ενίσχυσης υφισταμένων κατασκευών η σεισμική απαίτηση υπολογίζεται βάσει της μέγιστης απόκρισης ενός ισοδύναμου γραμμικού ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος, μέσω χρήσεως γραμμικών ελαστικών φασμάτων απόκρισης. Επομένως, είναι ιδιαίτερα χρήσιμο να διατίθενται προσεγγιστικές μέθοδοι για την εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης ανελαστικής μετακίνησης, βάσει της μέγιστης αναμενόμενης μετακίνησης γραμμικών ελαστικών μονοβάθμιων συστημάτων. Πράγματι, στην βιβλιογραφία έχουν προταθεί πολλές μέθοδοι, οι οποίες δίνουν χρήσιμες πληροφορίες για την απόκριση ανελαστικών συστημάτων στις σεισμικές διεγέρσεις. Τούτο είναι δύσκολο να εκτιμηθεί βάσει της απόκρισης μιας κατασκευής, όπως αυτή προκύπτει από εν χρόνω δυναμική ανάλυση σε μία μεμονωμένη σεισμική διέγερση. Οι μέθοδοι που έχουν προταθεί ποικίλλουν κατά την πολυπλοκότητα και την μέθοδο ανάλυσης την οποία ακολουθούν (από απλή ελαστική ανάλυση μέχρι μη γραμμική στατική ανάλυση – όπως είναι η στατική ανελαστική ανάλυση υπό μονοτονική αυξανόμενη δύναμη – και εν χρόνω δυναμική ανάλυση). Η χρήση κάθε μίας μεθόδου απαιτεί καλή γνώση και κατανόηση του θεωρητικού υποβάθρου της, ώστε να εκτιμηθούν οι δυνατότητές της, αλλά και οι περιορισμοί της.

Δύο βασικά στοιχεία για μία διαδικασία σχεδιασμού ή σεισμικής αποτίμησης με βάση την επιλεγμένη στάθμη επιτελεστικότητας (performance-based design procedure) είναι η απαίτηση προς το δόμημα (demand) και η διατιθέμενη ικανότητα απ' το δόμημα (capacity). Η απαίτηση αποτελεί μία εκτίμηση της αναμενόμενης σεισμικής εδαφικής μετακίνησης. Η διατιθέμενη ικανότητα αποτελεί μια εκτίμηση της ικανότητας την οποία διαθέτει η κατασκευή να αντιστέκεται στην σεισμική απαίτηση. Είναι φανερό ότι, για να είναι η συμπεριφορά του

δομήματος συμβατή με τον στόχο του σχεδιασμού, θα πρέπει η ικανότητα του δομήματος να υπερβαίνει την αντίστοιχη απαίτηση.

Οι σχετικές μέθοδοι με βάση τις μετακινήσεις υπολογίζουν την καμπύλη αντίστασης (προσφορά/ικανότητα), του ισοδύναμου προς το δόμημα μονοβάθμιου ταλαντωτή, καθώς και το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων (απαίτηση), για απόσβεση ίση με την ιξώδη απόσβεση της κατασκευής. Οι πρώτες προταθείσες μέθοδοι χρησιμοποιούν ελαστικά φάσματα με ισοδύναμες αποσβέσεις για τον καθορισμό της σεισμική απαίτησης, ενώ μεταγενέστερες μέθοδοι χρησιμοποιούν ανελαστικά φάσματα απόκρισης. Σε κάθε περίπτωση, η τομή των δύο καμπυλών (αντίστασης και απαίτησης) παρέχει μία εκτίμηση της ανελαστικής επιτάχυνσης και της απαιτούμενης μετατόπισης του δομήματος.

Από την σύγκριση των αποτελεσμάτων των διαφόρων μεθόδων με τα αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων προκύπτει ότι παρόλο που μπορεί να παρουσιάσουν μικρό σφάλμα, η διασπορά των αποτελεσμάτων σε μερικές περιπτώσεις είναι σημαντική, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις μεγάλου βαθμού ανελαστικής συμπεριφοράς. Έτσι, οι μέθοδοι αυτές, όταν εφαρμόζονται σε μεμονωμένες σεισμικές διεγέρσεις, μπορεί να οδηγήσουν σε σημαντικά σφάλματα στην εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης μετακίνησης. Κατά συνέπεια, τα αποτελέσματα των μεθόδων ανάλυσης που βασίζονται σ' αυτές τις προσεγγιστικές μεθόδους και που παρουσιάζονται ακολούθως, πρέπει να χρησιμοποιούνται με επιφύλαξη και οι τιμές της στοχευόμενης μετακίνησης πρέπει να αυξάνονται με έναν συντελεστή ασφαλείας.

Η αποτίμηση μίας υφιστάμενης κατασκευής έχει ως σκοπό την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας και τον έλεγχο ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες κανονισμούς.

Τα βήματα που ακολουθούνται στην διαδικασία αυτή είναι: α) Συλλογή στοιχείων, β) Ανάλυση, γ) Έλεγχος οριακών καταστάσεων.

2.1.2 Διαδικασία Αποτίμησης

Η διαδικασία της αποτίμησης εξαρτάται από την ύπαρξη ή όχι βλαβών στην κατασκευή. Αν δεν υπάρχουν βλάβες, η ενίσχυση ή όχι της κατασκευής θα εξαρτηθεί από το αποτέλεσμα της αποτίμησης με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού. Αντίθετα όμως αν υπάρχουν βλάβες στην κατασκευή, θα ακολουθηθεί ένα από τα παρακάτω βήματα:

A) Γίνεται αποτίμηση της κατασκευής ως έχει. Το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση για επέμβαση ή όχι. Αυτό συμβαίνει σε περίπτωση που οι βλάβες είναι περιορισμένες.

B) Γίνεται αποτίμηση της κατασκευής στην αρχική του κατάσταση, δηλαδή προ των βλαβών με την παραδοχή όμως ότι θα επισκευασθούν. Με τον τρόπο αυτό λοιπόν, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση τι ακριβώς χρειάζεται η κατασκευή, μία απλή ενίσχυση ή επισκευή και ενίσχυση.

Γενικότερα η αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών ακολουθεί τα εξής βήματα:

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

2.1.3 Σκοπός της Αποτίμησης

Ο σκοπός αποτίμησης μίας υφιστάμενης κατασκευής είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς της και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες κανονισμούς.

Για την εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας της κατασκευής θα λαμβάνονται υπόψη και τα στοιχεία που προέκυψαν από την έρευνα του ιστορικού της. Με τον τρόπο αυτό, ο μελετητής προγραμματίζει και επιβλέπει μία σειρά ερευνητικών εργασιών, τεκμηριώνει και δικαιολογεί τις παραδοχές στις οποίες θα βασισθεί η αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης.

Η διαδικασία της αποτίμησης διαφοροποιείται ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι βλαβών στο προς αποτίμηση κτίριο.

A) Στην περίπτωση που δεν υπάρχουν βλάβες, το αποτέλεσμα της αποτίμησης, ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, θα οδηγήσει στην απόφαση για ενίσχυση ή όχι του δομήματος.

B) Στην περίπτωση που υπάρχουν βλάβες, η διαδικασία αποτίμησης έχει δύο σκέλη:

- Γίνεται αποτίμηση του δομήματος ως έχει, με συνεκτίμηση των βλαβών. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση για επέμβαση ή όχι.
- Σε περίπτωση που απαιτείται επέμβαση, αποτιμάται το δομήμα στην προ βλαβών κατάσταση, δηλαδή με την παραδοχή ότι απλώς θα αποκατασταθούν οι βλάβες. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης αυτής θα οδηγήσει στην απόφαση για απλή επισκευή ή και για ενίσχυση.

2.1.4 Αρχές Αποτίμησης

Η αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών ακολουθεί τις παρακάτω αρχές:

1. Όταν ο υφιστάμενος φέρον οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη μόνον κατακόρυφων φορτίων, η αποτίμησή του μπορεί να γίνεται με βάση απλές, συντηρητικές, μεθόδους. Στην περίπτωση αυτή, η ακρίβεια της χρησιμοποιούμενης μεθόδου αποτίμησης πρέπει να προσαρμόζεται προς τον επιδιωκόμενο στόχο, δηλαδή για παράδειγμα αρκεί μια προσεγγιστική μέθοδος αποτίμησης για να αποδειχθεί η επάρκεια του υφιστάμενου φέροντος οργανισμού έναντι κατακόρυφων φορτίων.
2. Όταν ο υφιστάμενος φέρον οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη όχι μόνο κατακόρυφων αλλά και σεισμικών φορτίων, η αποτίμησή του πρέπει να γίνεται με τις παρακάτω μεθόδους.
 - i. Αναλυτικές Μεθόδοι: Ιδιαίτερα στα δομήματα για τα οποία διατίθεται εγκεκριμένη μελέτη και τα οποία δεν παρουσιάζουν βλάβες. Στην περίπτωση αυτή η αποτίμηση μπορεί να γίνει βάσει των περιεχομένων της εγκεκριμένης μελέτης.
 - ii. Μέθοδοι Υπολογισμού: Όταν χρησιμοποιούνται διαφορετικά προσομοιώματα, ανάλογα με το είδος των επιβαλλόμενων δράσεων, πρέπει να εφαρμοστεί αυτή η μέθοδος.
 - iii. Η ακρίβεια των χρησιμοποιούμενων μεθόδων πρέπει να συμβαδίζουν με την ακρίβεια των δεδομένων.
 - iv. Η χρήση εμπειρικών – αναλυτικών ή αμιγώς εμπειρικών μεθόδων επιτρέπεται μόνο στις περιπτώσεις που καλύπτονται από σχετικές ειδικές διατάξεις εκδιδόμενες από τη Δημόσια Αρχή.

- v. Στις περιπτώσεις δομημάτων που ήδη παρουσιάζονται βλάβες, η εφαρμοζόμενη μέθοδος αποτίμησης οφείλει να μπορεί να ερμηνεύσει κατά προσέγγιση τη μορφή και τη θέση των ουσιαστικών βλαβών. Σε δομήματα μεγάλης σημασίας, στα οποία έχουν διαπιστωθεί βλάβες, είναι πιθανόν να απαιτηθούν παραμετρικές αναλύσεις προκειμένου να επιτευχθεί η ερμηνεία των βλαβών κατά μορφή και θέση. Η ερμηνεία αυτή αποτελεί κριτήριο αποδοχής των χρησιμοποιούμενων μεθόδων ανάλυσης.
- vi. Για την ανάλυση, τον έλεγχο των οριακών αστοχιών και την επαλήθευση του συντελεστή συμπεριφοράς που έχει επιλεγθεί υπάρχουν οι αντίστοιχες διατάξεις.
- vii. Σε πολλές περιπτώσεις είναι χρήσιμη και η εκτίμηση της απώλειας της φέρουσας ικανότητας μιας κατασκευής που έχει υποστεί βλάβες. Στην περίπτωση αυτή χρησιμοποιούνται κατάλληλες προσεγγιστικές μέθοδοι.

2.2 Προσομοίωση Και Ανάλυση

2.2.1 Γενικά

Η καμπύλα αντίστασης, δηλαδή η σχέση ανάμεσα στην τέμνουσα βάσεως και την οριζόντια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου, οι οποίες θα κυμαίνονται από μηδέν μέχρι και πέρα από την μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος. Αυτό γίνεται αφενός για να είναι αντιπροσωπευτική της διαθέσιμης απόκρισης του κτιρίου η διγραμμική καμπύλη που θα χρησιμοποιηθεί για τους ελέγχους και αφετέρου για να διασφαλιστεί αριθμητική ευστάθεια της μεθόδου ανάλυσης στη στάθμη της μετακίνησης ελέγχου. Κατ' ελάχιστον, η καμπύλη θα χαράσσεται ως το 150% της στοχευόμενης μετακίνησης, εφόσον βεβαίως δεν έχει στο μεταξύ επέλθει αστοχία του φορέα (όταν γίνεται προσομοίωση της αστοχίας στοιχείων). Συνιστάται, ωστόσο, η χάραξη πλήρους καμπύλης αντίστασης, δηλαδή μέχρι την μετακίνηση που αντιστοιχεί σε ουσιώδη πτώση της αντοχής του φορέα, η οποία παρέχει, πέραν της μέγιστης φέρουσας ικανότητας του κτιρίου και μία εκτιμήτρια της διαθέσιμης πλαστιμότητας μετακινήσεων (μ_s), ανεξαρτήτως της τιμής που θα ληφθεί τελικώς υπόψη για σχετικούς ελέγχους.

Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του ΕΑΚ. Τα οριζόντια φορτία θα εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις («θετική» - «αρνητική») και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο.

Το αναλυτικό προσομοίωμα θα υιοθετεί τέτοιο βαθμό διακριτοποίησης, ώστε να λαμβάνει υπόψη η σχέση έντασης – παραμόρφωσης κάθε περιοχής στην οποία μπορεί να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά.

Στο προσομοίωμα θα συμπεριλαμβάνονται εν γένει τόσο τα πρωτεύοντα, όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία, αλλά και οι τοιχοπληρώσεις.

Η σχέση έντασης – παραμόρφωσης κάθε στοιχείου θα συμπεριλαμβάνεται στο προσομοίωμα, μέσω πλήρων καμπύλων μονότονης φόρτισης μέχρι αστοχίας, οι οποίες θα περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του πλαστικού στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του.

Εναλλακτικώς, επιτρέπεται χρήση απλοποιημένης στατικής ανελαστικής ανάλυσης, όπου μπορούν να προσομοιώνονται μόνο τα πρωτεύοντα στοιχεία ανάληψης σεισμικών δυνάμεων του

κτιρίου υπό τις προϋποθέσεις που αναγράφονται στην παρ. 5.4.3. του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η σχέση έντασης – παραμόρφωσης κάθε τέτοιου στοιχείου θα είναι διγραμμική, χωρίς να προσομοιώνεται άμεσα η φάση εξασθένησης της αντίστασης του στοιχείου.

Στην απλοποιημένη στατική ανελαστική ανάλυση, φέροντα δομικά στοιχεία που δεν πληρούν τους ελέγχους του Κεφ. 9 του παρόντος κανονισμού θα θεωρούνται ως δευτερεύοντα και θα αφαιρούνται από το προσομοίωμα του κτιρίου.

2.2.2 Καθορισμός Του Κόμβου Ελέγχου

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

2.2.3 Κατανομή Σεισμικών Φορτίων Καθ' ύψος

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών.

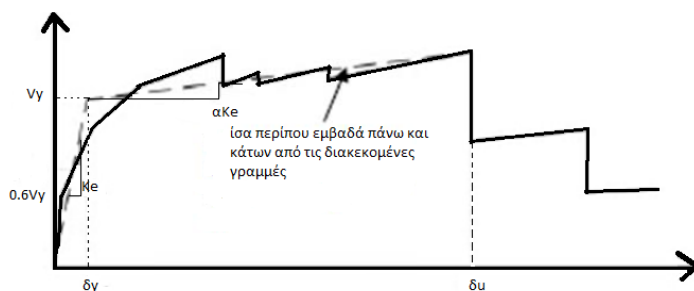
Από κάθε μία από τις ακόλουθες ομάδες κατανομών των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να επιλέγεται η μία από τις δύο απαιτούμενες κατανομές.

- Ως πρώτη κατανομή («ιδιομορφική») μπορεί να επιλέγεται μία από τις παρακάτω:
 - Κατανομή καθ' ύψος σύμφωνα με τη σχέση (3.15) του ΕΑΚ. Η χρήση της κατανομής αυτής επιτρέπεται μόνον εφόσον η συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής στη συνολική μάζα του φορέα ξεπερνά το 75% (στη θεωρούμενη διεύθυνση) και εφόσον χρησιμοποιείται επιπροσθέτως και η «ομοιόμορφη» κατανομή.
 - Κατανομή καθ' ύψος σύμφωνα με το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής στη θεωρούμενη διεύθυνση. Η χρήση της κατανομής αυτής επιτρέπεται μόνον εφόσον η συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής στη συνολική μάζα του φορέα ξεπερνά το 75%.
 - Κατανομή καθ' ύψος συμβατή με την κατανομή των τεμνουσών ορόφων που υπολογίζονται με συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων από τη φασματική ανάλυση του κτιρίου, χρησιμοποιώντας τον απαιτούμενο αριθμό ιδιομορφών. Η χρήση της κατανομής αυτής επιβάλλεται όταν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου ξεπερνά το 1.0 sec.
- Ως δεύτερη κατανομή μπορεί να επιλέγεται μία από τις παρακάτω:
 - «Ομοιόμορφη» κατανομή αποτελούμενη από οριζόντια φορτία ανάλογα προς τη μάζα κάθε στάθμης (ορόφου).
 - Αναπροσαρμοζόμενη κατανομή που μεταβάλλεται σύμφωνα με τον τρόπο παραμόρφωσης του φορέα. Η αναπροσαρμοζόμενη κατανομή φορτίων θα προκύπτει συνεκτιμώντας τις μεταβολές στις ιδιότητες του φορέα (δυσκαμψία, ιδιομορφές) κατά τη μετελαστική φάση της απόκρισης.

2.2.4 Εξιδανικευμένη Καμπύλη Δύναμης – Μετακίνησης

Η μη – γραμμική σχέση δύναμης – μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, θα αντικαθίσταται από μία εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της δύναμης διαρροής V_y του κτιρίου.

Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης (σχέση δύναμης - μετακίνησης) συνιστάται να είναι διγραμμική, με κλίση του πρώτου κλάδου K_e και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με αK_e . Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζονται γραφικά, με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης. (Σχήμα 2.2)



Σχήμα 3: Εξιδανίκευση μιας (σχηματικής) καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν. Η ανηγμένη κλίση (α) του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από μία ευθεία που διέρχεται από το σημείο της (πραγματικής) μη – γραμμικής καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας (δ_u), πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα τιμή της α πρέπει να είναι θετική (ή μηδέν), αλλά να μην ξεπερνά το 0.10 (ώστε να είναι συμβατή και με τις λοιπές παραδοχές της μεθόδου εκτίμησης της δ_t , όπως ο συντελεστής C1). Η συνιστώμενη τιμή του ποσοστού μείωσης της αντοχής είναι το 15%, εφόσον στη στάθμη αυτή δεν έχει επέλθει αστοχία κύριου κατακόρυφου στοιχείου (οπότε η διγραμμικοποίηση θα γίνεται στη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αστοχία αυτή).

Τέλος, εφόσον δεν απαιτείται εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας του κτιρίου, η μεν κλίση K_e μπορεί να λαμβάνεται ως η επιβατική τιμή για στάθμη αντοχής ίση προς το 60% της μέγιστης αντίστασης (V_{max}), η δε δύναμη διαρροής V_y ως το 80% της V_{max} .

2.2.5 Προσδιορισμός Ιδιοπεριόδου

Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση θα εκτιμάται με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης που αναφέρθηκε παραπάνω. Η τιμή T_e της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T_e = T * (K_o/K_e)^{1/2}$$

Όπου:

T: η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μια ελαστική δυναμική ανάλυση.

K_0 : η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία, ενώ η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e υπολογίζεται όπως προαναφέρθηκε κατά την κατασκευή της εξιδανικευμένης καμπύλης δύναμης - μετακίνησης.

2.2.6 Ανάλυση του προσομοιώματος

Για ανάλυση στο επίπεδο θα χρησιμοποιούνται δύο διαφορετικά (ενδεχομένως) προσομοιώματα, αντιπροσωπευτικά του φέροντος οργανισμού του κτιρίου κατά μήκος δύο κάθετων μεταξύ τους αξόνων. Αν αυτοί οι άξονες δεν υφίστανται, θα γίνεται ανάλυση στον χώρο, με βάση προσομοίωμα αντιπροσωπευτικό του συνόλου του φέροντος οργανισμού του κτιρίου. Επίσης, η επιρροή της στρέψης θα λαμβάνεται υπόψη. Τέλος, θα γίνεται χωρική επαλληλία των σεισμικών δράσεων.

2.3 Προσδιορισμός Εντατικών Μεγεθών Και Παραμορφώσεων

2.3.1 Γενικά

Για κτίρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα σε κάθε στάθμη ορόφου, η στοχευόμενη μετακίνηση δτ μπορεί να υπολογίζεται σύμφωνα με την §5.7.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. που θα περιγραφεί παρακάτω, ή με άλλη αποδεκτή μεθοδολογία που συνεκτιμά την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου.

Για κτίρια με ευπαράμορφωτα διαφράγματα σε κάθε στάθμη ορόφου, η εντός του επιπέδου του παραμορφωσιμότητα του διαφράγματος θα συνεκτιμάται στο προσομοίωμα. Η στοχευόμενη μετακίνηση θα υπολογίζεται όπως και στα κτίρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα, αλλά θα επαυξάνεται με βάση το λόγο της μέγιστης μετακίνησης της οροφής (σε οποιοδήποτε σημείο της), προς τη μετακίνηση στο κέντρο μάζας της οροφής. Οι δύο αυτές μετακινήσεις θα υπολογίζονται από φασματική ιδιομορφική (ελαστική) ανάλυση ενός χωρικού προσομοιώματος του κτιρίου. Εναλλακτικά, σε κτίρια με ευπαράμορφωτα διαφράγματα σε κάθε στάθμη ορόφου, η στοχευόμενη μετακίνηση μπορεί να υπολογίζεται χωριστά για κάθε φορέα ανάληψης σεισμικών δράσεων. Η στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε επιμέρους φορέα θα υπολογίζεται όπως και στα κτίρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα, με κατάλληλο ορισμό των μαζών που αντιστοιχούν σε κάθε φορέα. Απλοποιητικά, οι μάζες αυτές μπορεί να καθορίζονται με βάση τις αντίστοιχες επιφάνειες επιρροής.

Τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση κατά τη στιγμή που η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ισούται με δτ, θα ελέγχονται σύμφωνα με τα κριτήρια του Κεφ. 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

2.3.2 Στοχευόμενη μετακίνηση

Η στοχευόμενη μετακίνηση δτ θα υπολογίζεται συνεκτιμώντας κατάλληλα όλους του παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Επιτρέπεται να γίνεται θεώρηση της μετακίνησης ενός ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου (§5.7.3.5, ΚΑΝ.ΕΠΕ.) το οποίο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται ο έλεγχος, με κατάλληλη διόρθωση ώστε να προκύπτει η αντίστοιχη μετακίνηση του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου κτιρίου (βλ. και §4.3 και §4.3.1 της παρούσας εργασίας). Προς τούτο αρκεί να λαμβάνονται προσεγγιστικά υπόψη:

- ✓ Η διαφορά ελαστικής – ανελαστικής μετακίνησης.
- ✓ Η διαφορά της μετακίνησης του ανωτέρω μονοβάθμιου συστήματος και του κόμβου ελέγχου του κτιρίου.
- ✓ Η διαφορά της μετακίνησης ενός ανελαστικού μονοβάθμιου συστήματος και του κόμβου ελέγχου του κτιρίου.

- ✓ Η διαφορά της μετακίνησης ενός ελαστοπλαστικού μονοβάθμιου συστήματος και ενός αντίστοιχου συστήματος με φθίνουσα δυσκαμψία κατά την ανακύκλωση.
- ✓ Η επιρροή των φαινομένων δευτέρας τάξεως στη μετακίνηση.

Εφόσον δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη προσέγγιση, η στοχευόμενη μετακίνηση δt επιτρέπεται να υπολογίζεται με βάση την παρακάτω σχέση:

$$\delta t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) \Phi_e$$

Όπου:

Φ_e = η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμπής του διαγράμματος δυνάμεων – μετακινήσεων του φορέα)

C_0, C_1, C_2, C_3 = οι διορθωτικοί συντελεστές που ορίζονται ως εξής:

C_0 : συντελεστής που σχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e ($S_d = [T_e^2 / 4\pi^2] * \Phi_e$), με την πραγματική μετακίνηση δt της κορυφής του ελαστοπλαστικού αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές του μπορεί να λαμβανούνται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5, και ≥ 10 , αντίστοιχα.

C_1 : συντελεστής (≥ 1) που σχετίζει την αναμενόμενη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση με τις μετακινήσεις που υπολογίζονται από γραμμική ανελαστική μετακίνηση με τις μετακινήσεις που υπολογίζονται από γραμμική ελαστική ανάλυση. Επιτρέπεται να λαμβάνονται από τις σχέσεις:

$$C_1 = 1.0 \quad \text{για } T \geq T_2$$

$$C_1 = [1.0 + (R - 1) T_2 / T] / R \quad \text{για } T < T_2$$

Όπου:

T_2 : η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης και $R = V_{el} / V_y$ ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντίσταση διαρροής του φορέα. Ο λόγος αυτός μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση:

$$R = \frac{\Phi_e / g}{V_y / W} * C_m$$

Στην οποία η αντίσταση διαρροής V_y υπολογίζεται με κατάλληλη διγραμμικοποίηση του διαγράμματος δυνάμεων (τέμνουσα βάσεως) – μετακινήσεων (κορυφής) του κτιρίου. Απλοποιητικά ο λόγος V_y / W στην παραπάνω σχέση μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0,15 για κτίρια με μικτό σύστημα και 0,10 για κτίρια με αμιγώς πλαισιακό σύστημα.

C_2 : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον παρακάτω πίνακα:

Στάθμη Επιτελεστικότητας	T = 0.1 s		T \geq T ₂	
	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

Πίνακας 1

Ως φορείς τύπου 1 νοούνται οι χαμηλής πλαστιμότητας (π.χ. κτίρια πριν το 1985 ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2) που αναμένεται να έχουν φτωχότερη υστερητική συμπεριφορά από εκείνους με υψηλή πλαστιμότητα (φορείς τύπου 2, π.χ. κτίρια από το 1985 και έπειτα ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μεγαλύτερη του 2).

C₃: συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων δευτέρας τάξεως (P - Δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς $1+5(\theta-0.1)/T$, όπου $\theta = \theta$ δείκτης σχετικής μεταθετότητας (παρ. 4.1.2.2 ΕΑΚ). Στη συνήθη (για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα και από τοιχοποιία) περίπτωση όπου $\theta < 0.1$, λαμβάνεται $C_3 = 1.0$.

Η στοχευόμενη μετακίνηση θα επαυξάνεται κατάλληλα για να συνεκτιμηθούν τα στρεπτικά φαινόμενα.

2.3.3 Διαφράγματα

Τα διαφράγματα θα ελέγχονται έναντι της συνδυασμένης δράσης των οριζοντίων φορτίων που δημιουργούνται λόγω ασυνεχειών στη δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων πάνω και κάτω από το διάφραγμα, και των αδρανειακών δυνάμεων του διαφράγματος.

2.4 Αποτίμηση Σεισμικής Ικανότητας

2.4.1 Γενικά

Η αξιόπιστη αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των υφιστάμενων κτηρίων, ανάλογα με την περίοδο σχεδιασμού τους είναι ιδιαίτερος σημαντική για την εκτίμηση του κόστους και της ιεράρχησης μετα/προ σεισμικών σε μεγαλύτερη κλίμακα. Η κατανόηση της επιρροής των εξεταζόμενων παραμέτρων, όπως είναι η γεωμετρία, η κατακόρυφη ακανονικότητα, ο Αντισεισμικός Σχεδιασμός, ο σεισμικός συντελεστής, οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες, η ποιότητα των υλικών και η παρουσία και κατανομή της τοιχοποιίας πληρώσεως είναι ιδιαίτερα σημαντική. Η σεισμική αποτίμηση γίνεται με χρήση μη γραμμικών στατικών και δυναμικών αναλύσεων.

Η αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας αποτελεί μία ποιοτική και ποσοτική εκτίμηση του ελέγχου υφιστάμενων κατασκευών σε συγκεκριμένη σεισμική δράση. Στην αποτίμηση σεισμικής απόκρισης, για να μην προκύψει ανεπάρκεια, πρέπει να γίνει σύγκριση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού και της αντοχής σχεδιασμού, η οποία πρέπει να είναι μεγαλύτερη.

Στόχος της αποτίμησης αυτής σε υφιστάμενες κατασκευές είναι α) ο καθορισμός μιας επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας δηλαδή επιθυμητής συμπεριφοράς για δεδομένους σεισμούς και β) οι συνδυασμοί στάθμης επιτελεστικότητας και σεισμικής δράσης να μην υπερβαίνει πολύ τον σεισμό σχεδιασμού. Η επιλογή αυτών εξαρτάται από τα οικονομικά μέσα που είναι διαθέσιμα και από την σπουδαιότητα του κτιρίου.

2.4.2 Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας

Ο καθορισμός του στόχου σεισμικής ικανότητας εξαρτάται από το επίπεδο σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής και τη στάθμη επιτελεστικότητας (αποδεκτό επίπεδο βλαβών). Αφού καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, τότε μπορεί να γίνει η αποτίμηση της κατασκευής.

Στο Σχήμα 1.2 απεικονίζεται η φιλοσοφία σχεδιασμού, όπου κάθε τετράγωνο αντιπροσωπεύει ένα στόχο σχεδιασμού. Οι διαγώνιες γραμμές αντιπροσωπεύουν συγκεκριμένα κριτήρια σχεδιασμού.

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

Σχήμα 4: Καθορισμός στόχων σχεδιασμού

Η γραμμή 1-3 αντιστοιχεί στον βασικό σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η γραμμή 2-3 καθορίζει ένα σχεδιασμό με μικρότερο σεισμικό κίνδυνο (κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας) και η γραμμή 3-3 αντιστοιχεί σε ένα πολύ ασφαλή σχεδιασμό (κατασκευές πολύ μεγάλης σπουδαιότητας), αλλά δεν είναι οικονομικός.

2.5 Στόχοι Και Στάδια Ανασχεδιασμού Της Κατασκευής

2.5.1 Γενικά

Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμούς μίας στάθμης επιτελεστικότητας και μίας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού). Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού δεν είναι κατ' ανάγκη ίδιοι. Οι στόχοι ανασχεδιασμού ενδέχεται να είναι υψηλότεροι από τους στόχους αποτίμησης.

Η φάση του ανασχεδιασμού της κατασκευής ακολουθεί όταν έχει ληφθεί η απόφαση για επέμβαση. Ο ανασχεδιασμός, θα πρέπει να γίνει με τέτοιο τρόπο ώστε όταν πραγματοποιηθεί η ενίσχυση σε δομικά στοιχεία ή σε όλη την κατασκευή, να επιτευχθεί η ικανοποίηση όχι μόνο των βασικών απαιτήσεων του αντισεισμικού σχεδιασμού, αλλά και η ελαχιστοποίηση του κόστους και η εξυπηρέτηση των κοινωνικών αναγκών.

2.5.2 Στάδια Ανασχεδιασμού

1^ο Στάδιο: Αποτίμηση της συμπεριφοράς της υφιστάμενης κατασκευής. Στο στάδιο αυτό, εξετάζεται η υπάρχουσα κατάσταση του κτηρίου, γίνεται δηλαδή ένας έλεγχος για τον εντοπισμό ρωγμών, για τυχόν αποφλοιώση ή διάβρωση με οπτικό τρόπο ή γίνεται έλεγχος για διάβρωση οπλισμού με πειραματικό τρόπο. Στη συνέχεια, ακολουθεί η τεκμηρίωση του υφιστάμενου φορέα, δηλαδή συλλέγονται τα στοιχεία της κατασκευής όπως οι διαστάσεις της, οι διαμορφώσεις των πλαισιακών φορέων, των διαφραγμάτων και της θεμελίωσης, η σύνδεση των στοιχείων της, ο οπλισμός, οι αγκυρώσεις, ακόμα και οι ιδιότητες των υλικών του σκυροδέματος και του χάλυβα. Με τον τρόπο αυτό, ολοκληρώνεται το πρώτο στάδιο του ανασχεδιασμού,

αξιολογούνται και αναλύονται τα παραπάνω στοιχεία και αποφασίζεται αν απαιτείται ενίσχυση στην κατασκευή.

2^ο Στάδιο: Λήψη απόφασης. Το στάδιο αυτό περιλαμβάνει την εξέταση πιθανών σχημάτων επέμβασης και την επιλογή λύσης. Αυτό σημαίνει ότι πρέπει να επιλεγούν συγκεκριμένες στρατηγικές και να ακολουθηθούν συγκεκριμένα συστήματα επεμβάσεων τα οποία θα εφαρμοστούν ή εάν τελικά πρέπει να κατεδαφιστεί η υφιστάμενη κατασκευή. Αυτό το στάδιο, θεωρείται το πιο καθοριστικό, διότι θα πρέπει να πραγματοποιηθούν κάποιες δοκιμές εφαρμογής και να αξιολογηθούν τα αποτελέσματα στην απαιτούμενη στάθμη επιτελεστικότητας, το κόστος ακόμα και την συμπεριφορά της ενισχυμένης κατασκευής, εφόσον βέβαια έχει επιλεγεί η επέμβαση. Συνοψίζοντας, τα βήματα του σταδίου αυτού είναι η επισκευή και η ενίσχυση στα μέλη που την χρειάζονται ή η κατεδάφιση και η ανακατασκευή του δομήματος.

3^ο Στάδιο: Σχεδιασμός λύσης. Στο στάδιο αυτό πραγματοποιείται η διαδικασία της διαστασιολόγησης των μελών, η τεχνική περιγραφή των προβλεπόμενων εργασιών και το κόστος. Ουσιαστικά, ανάλογα με την απόφαση που θα επιλεγεί στο 2^ο στάδιο, θα γίνει και ο ανάλογος σχεδιασμός. Πιο συγκεκριμένα, είτε θα εφαρμοστεί κάποια επισκευή σε επιμέρους τμήματα της κατασκευής, είτε θα γίνει επιλεγεί μία στρατηγική και ένα σύστημα επέμβασης, είτε θα κριθεί αναγκαίος κάποιος σχεδιασμός νέας κατασκευής.

2.6 Στρατηγική Αντισεισμικής Επέμβασης

2.6.1 Γενικά

Θα πρέπει να καταστεί σαφές ότι η χρήση μανδύα σύνθετων υλικών σε υποστυλώματα προσδίδει αντοχή και παραμορφωσιμότητα **χωρίς να αυξάνει την δυσκαμψία** των ενισχυμένων στοιχείων (όπως συμβαίνει στην περίπτωση συμβατικού μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος). Σε ιδιαίτερα εύκαμπτες κατασκευές (π.χ. κτίρια με πιλοτή) αυτό θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη, διότι αν η οριζόντια μετάθεση ορόφου, αποτελέσει παράμετρο ελέγχου στο σχεδιασμό ενίσχυσης των επιμέρους μανδύα σύνθετων υλικών μπορεί να αποδειχθεί ανεπαρκής λύση σε σχέση με τις σύγχρονες απαιτήσεις αντισεισμικότητας (οι οποίες μπορεί να περιλαμβάνουν και αύξηση της δυσκαμψίας).

Υπό την προϋπόθεση ότι η επέμβαση δεν αποσκοπεί σε αύξηση δυσκαμψίας, με δεδομένη την επιβαλλόμενη σεισμική καταπόνηση θα πρέπει αρχικά να υπολογισθεί για κάθε υποστυλώμα (α) η απαιτούμενη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας μετατοπίσεων ή γωνιών στροφής χορδής και (β) η τέμνουσα σχεδιασμού (η οποία ανάλογα με τη δυσκαμψία κάθε υποστυλώματος, θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε η διαρροή του διαμήκους οπλισμού να προηγείται της διατμητικής αστοχίας – ικανοτική τέμνουσα). Το πάχος του μανδύα σύνθετων υλικών είναι το μέγιστο των παχών που απαιτούνται για την εξασφάλιση του απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας, της τέμνουσας σχεδιασμού, της καθυστέρησης λυγισμού των διαμήκων ράβδων και της αποφυγής αστοχίας σε περιοχές με ματίσεις (αν υπάρχουν).

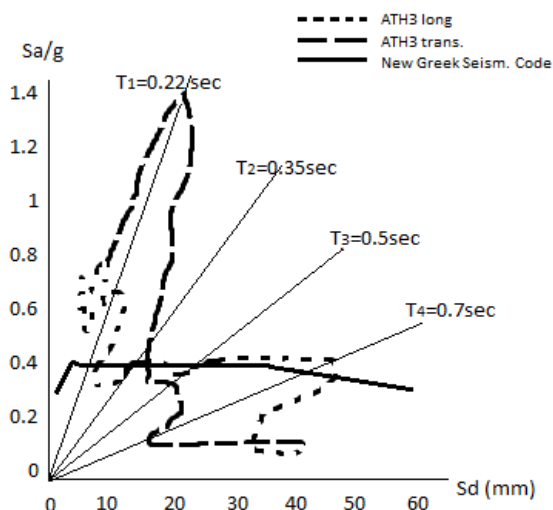
2.6.2 Εκτίμηση Επιβαλλόμενης Σεισμικής Μετακίνησης Και Διαθέσιμης Ικανότητας Για Οριζόντια Μετάθεση

Η παρακάτω μέθοδος υπολογισμού της απαιτούμενης πλαστιμότητας έχει βασιστεί στην εργασία των Tastani και Pantazopoulou (2002). Η τέμνουσα βάσης V και η μέγιστη οριζόντια μετάθεση μιας κατασκευής μπορεί να απεικονιστεί σε ένα φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων –

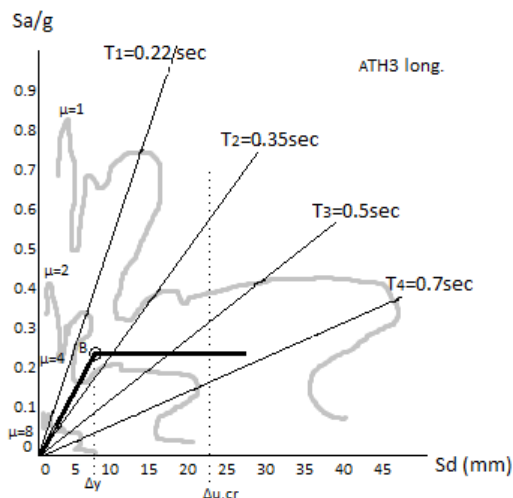
μετατοπίσεων, όπως π.χ. αυτό του Σχ. 1.1 (σεισμός Αθηνών, 1999). Στον κατακόρυφο άξονα του Σχ. 1.1 η ανοιγμένη επιτάχυνση Sa/g είναι ίση με τον λόγο V/W , όπου W είναι το βάρος της κατασκευής = Mg και M η μάζα. Στον οριζόντιο άξονα Sd είναι η ελάχιστη μετατόπιση που αναπτύσσει το σύστημα κατά την απόκρισή του σε σεισμική τέμνουσα V και είναι ίση με:

$$Sd = Sa/\omega^2 \quad Sa = V/M \quad \omega^2 = k/M \quad Sd = V/k$$

Συνεπώς, για δεδομένη μάζα M η κλίση της γραμμής που διέρχεται από την αρχή των αξόνων και τέμνει το φάσμα απόκρισης είναι ανάλογη της δυσκαμψίας k του αντίστοιχου γραμμικά ελαστικού ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή.



Σχήμα 5: Φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης – μετατόπισης του σεισμού Αθηνών 1999 (Tastani and Pantazopoulou 2000)



Σχήμα 6: Ισοδύναμο φάσμα απόκρισης για το ATH3 long. (Tastani and Pantazopoulou 2002)

Από το ελαστικό φάσμα μπορεί να προκύψει το ισοδύναμο φάσμα διαρροής χρησιμοποιώντας κάποια από τις θεωρήσεις συσχέτισης του ελαστικού με το ανελαστικό σύστημα (π.χ. θεώρηση ίσων μετατοπίσεων ή ίσων ενεργειών). Στο Σχήμα 1.2 χρησιμοποιήθηκε για την καταγραφή ATH3 long η θεώρηση ίσων μετατοπίσεων, οπότε για διάφορες τιμές του δείκτη πλαστιμότητας μ_{Δ} προέκυψαν διαφορετικά φάσματα διαρροής.

Επόμενο βήμα είναι η παράθεση της καμπύλης ανελαστικής στατικής ανάλυσης (μονότονη σχέση τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κορυφής που προκύπτει από ανελαστική στατική ανάλυση – pushover analysis) στο φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης – μετατόπισης (βλ. Σχήμα

1.2), μετά από κατάλληλη τροποποίηση των αξόνων. Σημειώνεται ότι εδώ απαιτείται μια προκαταρκτική ανάλυση του κτιρίου με τις κλασσικές μεθόδους ιδιομορφικής ανάλυσης για τον υπολογισμό του συντελεστή συμμετοχής της θεμελιώδους ιδιομορφής στην απόκριση του κτιρίου. Εναλλακτικά, στις αντίστοιχες εκφράσεις μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένα οποιοδήποτε σχήμα που προσεγγίζει ποιοτικά τη θεμελιώδη ιδιομορφή του κτιρίου. Απουσία άλλης, πιο τεκμηριωμένης επιλογής, είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθεί και η τριγωνική κατανομή, όπου η μέγιστη συντεταγμένη του σχήματος είναι μονάδα στην κορυφή του κτιρίου. Έτσι, εάν Γ είναι ο συντελεστής συμμετοχής της μάζας του κτιρίου στην απόκριση και α ο συντελεστής της μάζας του κτιρίου στη συγκεκριμένη ιδιομορφή αντιστοίχως, τότε η τέμνουσα διαρροής καθώς και η μετακίνηση διαρροής του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή ισούται με την τέμνουσα διαρροής και τη μετακίνηση διαρροής του κτιρίου πολλαπλασιασμένη με το λόγο Γ/α . Με αναγωγή των τιμών του κατακόρυφου άξονα προς την μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή ο άξονας των δυνάμεων στην καμπύλη ανελαστικής στατικής ανάλυσης μετατρέπεται εύκολα σε επιτάχυνση. Έτσι, με εναπόθεση της καμπύλης ανελαστικής στατικής ανάλυσης του μονοβάθμιου ταλαντωτή στο φάσμα επιτάχυνσης – μετατόπισης προκύπτει αφενός το μέγεθος της απαιτούμενης πλαστιμότητας για το δεδομένο σεισμό (αυτή είναι η τιμή μ_{Δ} που χαρακτηρίζει το ανελαστικό φάσμα που διέρχεται από το σημείο διαρροής), αφετέρου η μέγιστη αναμενόμενη ανελαστική μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή από το γινόμενο της μετακίνησης διαρροής επί την απαιτούμενη πλαστιμότητα. Με περαιτέρω πολλαπλασιασμό αυτού του μεγέθους με το λόγο α/Γ προκύπτει η αναμενόμενη μετακίνηση στην κορυφή του κτιρίου, η οποία μπορεί να συγκριθεί με τη διαθέσιμη ικανότητα μετακίνησης, καθώς και με τις προεπιλεγμένες τιμές που σχετίζονται με τα διάφορα στάδια επιτελεστικότητας. Η ανηγμένη καμπύλη ανελαστικής στατικής ανάλυσης παρεμβάλλει το σημείο διαρροής B μεταξύ των ισοδύναμων φασμάτων διαρροής για διάφορες τιμές του δείκτη πλαστιμότητας. Το μέγεθος αυτό του δείκτη πλαστιμότητας μ_B (στο παράδειγμα του Σχ 1.2 είναι μεταξύ των τιμών 1 και 2) προσδιορίζει την απαίτηση για πλαστιμότητα του ανελαστικού συστήματος για το δεδομένο ιστορικό μετατοπίσεων. Η οριακή μετατόπιση σχεδιασμού $\Delta_{u,cr}$ προκύπτει άμεσα με πολλαπλασιασμό του μ_B με τη μετατόπιση διαρροής Δ_y , ενώ η αντίστοιχη αναλαμβανόμενη δύναμη συνάγεται από την καμπύλη ανελαστικής στατικής ανάλυσης.

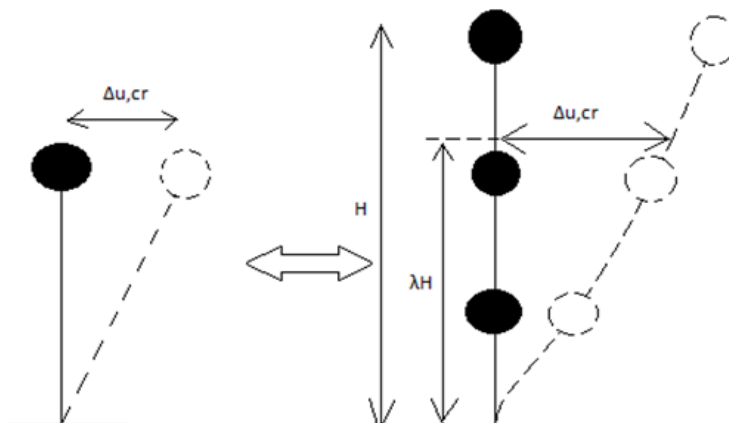
Στην περίπτωση εύκαμπτων κατασκευών, όπου το μεγαλύτερο ποσοστό της συνολικής παραμόρφωσης αναλαμβάνεται από έναν όροφο (π.χ. κτίριο με πιλοτή), η στροφή των κατακόρυφων στοιχείων θα πρέπει να περιοριστεί σε ένα εύρος τιμών συνήθως 1% - 2%, προκειμένου να αποφευχθεί ανεξέλεγκτη βλάβη λόγω φαινομένων δεύτερης τάξης (κυρίως από το μόνιμο αξονικό φορτίο της κατασκευής). Σημειώνεται ότι η συσχέτιση της ποσότητας $\Delta_{u,cr}$ από το εξιδανικευμένο μονοβάθμιο σύστημα με την πραγματική στροφή της κατασκευής γίνεται με βάση τη σχέση:

$$\Delta_{u,cr} = \lambda \theta_{cr} H \quad (1.2)$$

Όπου H = το συνολικό ύψος της κατασκευής και λ = ο συντελεστής που προκύπτει από την ισοδυναμία των δύο συστημάτων (εξίσωση ροπών των αδρανειακών δυνάμεων στη στάθμη των μαζών – Σχ. 1.3) και δίδεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$\lambda = \frac{\sum_{i=1,N} m_i \Phi_i^2}{\sum_{i=1,N} m_i \phi_i} \quad (1.3)$$

όπου m_i = μάζα ορόφου I , ϕ_i = στοιχείο i της θεμελιώδους ιδιομορφής και N = αριθμός ορόφων. Σημειώνεται ότι η περίπτωση ομοιόμορφης κατανομής μαζών καθ' ύψος της κατασκευής για ιδιομορφή τριγωνικού σχήματος δίνει $\lambda = 0.67$, ενώ η περίπτωση κατασκευής με πιλοτή και συγκεντρωμένες μάζες στους ορόφους δίνει $\lambda = 1$. Στην τελευταία περίπτωση η στροφή της κατασκευής ισούται με $\theta_{cr,1} = \Delta_{u,cr}/h_1 = \theta_{cr}H/h_1$ το ύψος του πρώτου ορόφου.



Σχ. 7 Ισοδυναμία μονοβάθμιου συστήματος με την πραγματική κατασκευή.

Ο ορισμός τιμής της στροφής εντός των ορίων που έχουν αναφερθεί οδηγεί στον καθορισμό ενός κατακόρυφου ορίου $\Delta_{u,cr}$ στο φάσμα του Σχ. 1.2. Αποδεκτό σύστημα ενίσχυσης είναι γενικά αυτό που μπορεί να βελτιώσει την αντοχή και την δυσκαμψία (σχηματικά, τιμές δεξιά του ορίου $\Delta_{u,cr}$ και πάνω από την καμπύλη ισοδύναμου φάσματος διαρροής που αντιστοιχεί στην οριακή διαθέσιμη πλαστιμότητα μ του μονοβάθμιου συστήματος όπως προκύπτει από τα χαρακτηριστικά των πλαστικών αρθρώσεων των κατακόρυφων στοιχείων.

2.7 Στάθμες Επιτελεστικότητας

2.7.1 Γενικά

Στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται ως επιθυμητές συμπεριφορές της κατασκευής σε δεδομένες σεισμικές εντάσεις. Περιγράφουν μια περιοριστική κατάσταση βλαβών, που μπορεί να θεωρηθεί ικανοποιητική για κάποιο συγκεκριμένο κτίριο και εδαφική κίνηση. Η περιγραφή αυτή, βασίζεται στις βλάβες, την απειλή για τη ζωή των κατοίκων και τη λειτουργικότητα μετά το σεισμό. Εξυπηρετούν κοινωνικά και οικονομικά κριτήρια.

Η μέθοδος των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και χρησιμοποιείται από πολλούς διεθνείς κανονισμούς επεμβάσεων (KAN.ΕΠΕ., FEMA 356, ATC-40 κλπ.). Μπορεί όμως να εφαρμοστεί και σε νέες κατασκευές για τον έλεγχο της διαστασιολόγησής της.

Στον παρακάτω πίνακα περιγράφονται οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού (Σχήμα 1.1). Διακρίνονται δύο επίπεδα σεισμικής διέγερσης: α) σεισμική διέγερση με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη, η οποία αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς περίπου 475 έτη, β) σεισμική διέγερση με πιθανότητα υπέρβασης 50% σε 50 έτη, η οποία αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών. Για νέα κτίρια προβλέπεται ο στόχος σχεδιασμού B1.

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Περιορισμένες βλάβες (Α)	Σημαντικές βλάβες (Β)	Οιονεί κατάρρευση (Γ)
10% (μέση περίοδος επαναφοράς 475 έτη)	A1	B1	Γ1
50% (μέση περίοδος επαναφοράς 72 έτη)	A2	B2	Γ2

Πίνακας 2: Στόχοι επιτελεστικότητας κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

2.7.2 Στάθμες Επιτελεστικότητας

I) Άμεση Χρήση μετά το σεισμό ή Περιορισμένες Βλάβες (Α): Στην στάθμη αυτή, ο φέρον οργανισμός αναμένεται να έχει ελαστική συμπεριφορά. Αυτό σημαίνει ότι το κτήριο έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες και καμία λειτουργία του κτηρίου δεν έχει διακοπεί κατά την διάρκεια του σεισμού εκτός από λειτουργίες που είναι δευτερεύουσας σημασίας. Πιο συγκεκριμένα, μπορεί να δημιουργηθούν καμπτικές ρωγμές, χωρίς ευδιάκριτες οριζόντιες μετακινήσεις των υποστυλωμάτων.

II) Προστασία Ζωής ή Σημαντικές Βλάβες (Β): Στην στάθμη αυτή, αναμένεται να δημιουργηθούν σημαντικές αλλά επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό κατά την διάρκεια του σεισμού. Ο φέρον οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Πιο συγκεκριμένα, μπορούν να δημιουργηθούν καμπτικές και διατμητικές ρωγμές, τοπικοί λυγισμοί των ράβδων του οπλισμού ή γενικότερα οριζόντιες μετακινήσεις μετρίου μεγέθους.

III) Οιονεί Κατάρρευση (Γ): Στην στάθμη αυτή, αναμένεται να παρουσιαστούν εκτεταμένες και σοβαρές βλάβες στον φέροντα οργανισμό, χωρίς κάποιο περιθώριο ασφαλείας έναντι μερικής ή ολικής κατάρρευσης. Πιο συγκεκριμένα, μπορούν να παρουσιαστούν θραύσεις οπλισμών, μεγάλες οριζόντιες μετακινήσεις ακόμα και αποδιοργάνωση του πυρήνα σκυροδέματος.

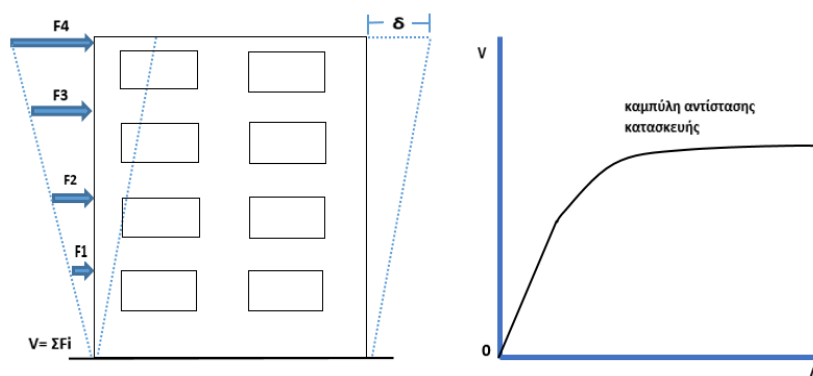
2.8 Καμπύλη Ικανότητας (capacity curve)

Η Μέθοδος Διαγράμματος Ικανότητας ή Καμπύλη Ικανότητας αναπτύχθηκε αρχικά από τους Freeman et al. (1975) και Freeman (1978) ως μια διαδικασία για την άμεση αποτίμηση ενός μεγάλου όγκου κτιρίων. Ωστόσο, σύντομα αποδείχτηκε ότι είναι ένα χρήσιμο εργαλείο για τον έλεγχο του σχεδιασμού καινούργιων κτιρίων, καθώς και για την αποτίμηση των υπαρχόντων. Μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί ως μία απλή μέθοδος για τον συσχετισμό των βλαβών που παρατηρήθηκαν και του μεγέθους εδαφικής κίνησης.

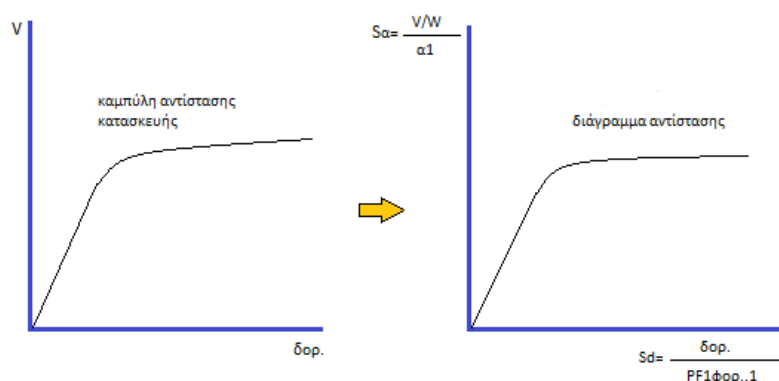
Η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και μετατόπισης της κορυφής. Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη αυτή. Για την κατασκευή της καμπύλης αυτής απαιτείται ο υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους. Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος της κατασκευής μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική, η πρώτη ιδιομορφή ή ακόμα και συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών καθώς πραγματοποιούνται αρκετές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης στην κορυφή σε κάθε βήμα, λαμβάνοντας υπόψιν την μειωμένη δυσκαμψία των μελών που έχουν διαρρεύσει.

Η διαδικασία αποτελείται από τα ακόλουθα βήματα:

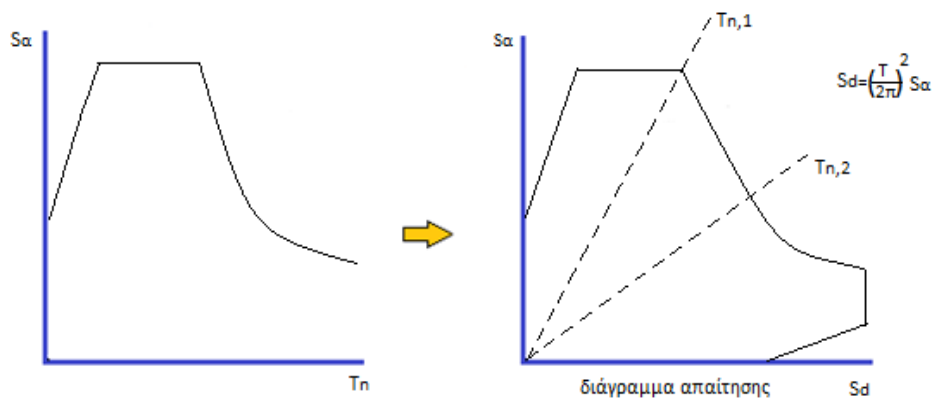
1. Χαράσσεται η καμπύλη τέμνουσας βάσης, V_b , μετακίνησης οροφής, $\delta_{οροφής}$ (Σχήμα 8), για το εξεταζόμενο δόμημα (καμπύλη αντίστασης – pushover curve).
2. Μετατρέπεται η καμπύλη αντίστασης σε διάγραμμα αντίστασης, (Σχήμα 9), δηλαδή σε όρους φασματικής ψευδοεπιτάχυνσης, S_a , – φασματικής μετακίνησης, S_d .
3. Μετατρέπεται το ελαστικό φάσμα απόκρισης (ή το φάσμα σχεδιασμού) από την συνήθη μορφή του σε όρους φασματικής ψευδοεπιτάχυνσης, S_a , – ιδιοπεριόδου, T_n , σε όρους φασματικής ψευδοεπιτάχυνσης, S_a , – φασματικής μετακίνησης, S_d , ώστε να παραχθεί το διάγραμμα απαίτησης (demand diagram). (Σχήμα 10).
4. Σχεδιάζεται το διάγραμμα απαίτησης μαζί με το διάγραμμα αντίστασης και προσδιορίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση (Σχήμα 11). Σ’ αυτό το βήμα ακολουθείται μια επαναληπτική διαδικασία δυναμικών αναλύσεων ισοδύναμων γραμμικών συστημάτων με μεταβαλλόμενες τιμές ιδιοπεριόδου, T_{eq} , και ισοδύναμης ιξώδους απόσβεσης, β_{eq} .
5. Μετατρέπεται η στοχευόμενη μετακίνηση σε μετακίνηση οροφής και υπολογίζονται οι μετατοπίσεις των μεμονωμένων μελών. Πραγματοποιούνται οι έλεγχοι απόκρισης των μελών μέσω σύγκρισης των επιβαλλόμενων μεγεθών με τα αντίστοιχα διατιθέμενα.



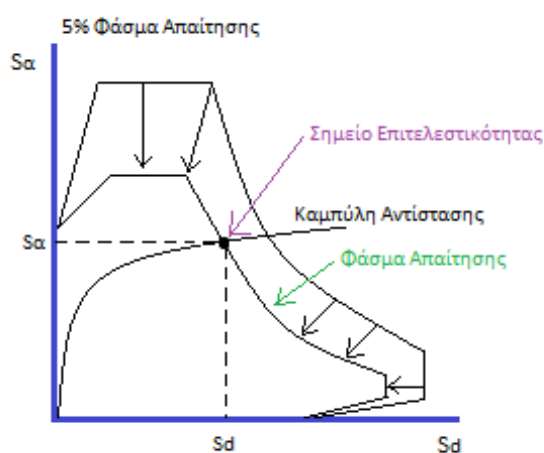
Σχήμα 8: Μέθοδος Διαγράμματος Ικανότητας (Capacity Spectrum Method): (α) ανάπτυξη καμπύλης αντίστασης,



Σχήμα 9: Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης σε διάγραμμα αντοχής



Σχήμα 10: Μετατροπή του ελαστικού φάσματος απόκρισης σε όρους φασματικής επιτάχυνσης S_a -φασματικής μετακίνησης S_d (ADRS),



Σχήμα 11: Προσδιορισμός της απαιτούμενης μετακίνησης.

2.9 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.)

Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών που αφορούν δράσεις ή αντοχές του υφιστάμενου κτιρίου και λαμβάνεται υπόψιν στην διαδικασία αποτίμησης και ανασχεδιασμού. Η Σ.Α.Δ. μπορεί να είναι διαφορετική σε κάθε μέρος του κτιρίου. Διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες:

- Α) «Υψηλή»
- Β) «Ικανοποιητική»
- Γ) «Ανεκτή»

Μέσω της κατηγοριοποίησης σε στάθμες αξιοπιστίας, επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας για τα υλικά της κατασκευής, ενώ γίνεται προσδιορισμός και της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό.

2.10 Μέθοδοι Ανάλυσης

Οι μέθοδοι ανάλυσης που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην αποτίμηση και στον ανασχεδιασμό είναι:

- Α) Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση: με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς ή πλαστιμότητας, ανεξαρτήτως στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.

- B) Ελαστική δυναμική ανάλυση: με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες, ανεξαρτήτως στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.
- C) Ανελαστική στατική ανάλυση (pushover): συνίσταται η διασφάλιση τουλάχιστον «ικανοποιητικής» στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.
- D) Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας): συνίσταται η διασφάλιση τουλάχιστον «ικανοποιητικής» στάθμης δεδομένων.
- E) Σε ειδικές περιπτώσεις, μόνον για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, επιτρέπεται να γίνεται προσεγγιστική αναλυτική εκτίμηση της έντασης, χωρίς λεπτομερή ανάλυση προσομοιώματος του συνόλου του κτηρίου.
- F) Εκτός από τις παραπάνω αναλυτικές μεθόδους, μόνον για την αποτίμηση υφισταμένων κτηρίων, σε ειδικές περιπτώσεις και για συγκεκριμένους σκοπούς, είναι δυνατόν να χρησιμοποιούνται εμπειρικές μέθοδοι.

2.11 Ανελαστικές Αναλύσεις

2.11.1 Γενικά

Για το σχεδιασμό και τη διαστασιολόγηση νέων κατασκευών, οι μηχανικοί κατά κανόνα χρησιμοποιούν τη δυναμική φασματική ή την απλοποιημένη φασματική μέθοδο υπολογισμού, όπως αυτές ορίζονται από τους αντισεισμικούς κανονισμούς. Στην περίπτωση που αντικείμενο της μελέτης είναι ο υπολογισμός της αντοχής σε σεισμό μιας υφιστάμενης κατασκευής ή γενικά για να αξιολογηθεί με μεγαλύτερη ακρίβεια η αντοχή και η ανελαστική σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου στις σεισμικές διεγέρσεις, οι σύγχρονοι κανονισμοί εν γένει αποδέχονται δύο μεθόδους μη γραμμικής ανάλυσης:

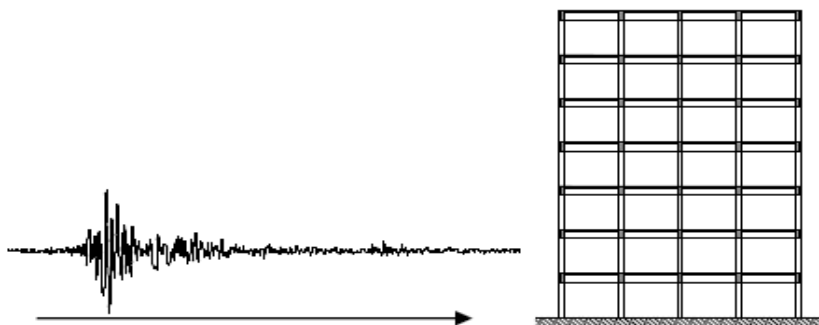
- Την ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας ή για συντομία ανελαστική δυναμική ανάλυση, η οποία μπορεί να εφαρμοστεί σε όλες ανεξαιρέτως τις κτιριακές κατασκευές. Στα αγγλικά είναι γνωστή με τον όρο “Non-linear Dynamic Analysis (NDA)” ή “Time-History” για συντομία.
- Την ανελαστική στατική ανάλυση ή στατική υπερωθητική ανάλυση, η οποία μπορεί να εφαρμοστεί σε μία ευρεία κατηγορία κτιρίων, τα οποία όμως πρέπει να ικανοποιούν συγκεκριμένα κριτήρια. Ο βασικός σκοπός της μεθόδου είναι η σημαντική μείωση του υπολογιστικού κόστους, χωρίς ταυτόχρονη μείωση της αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων. Στα αγγλικά είναι γνωστή με τον όρο “Non-linear Static Analysis (NSA)”, “Static Pushover” ή απλά “Pushover”.

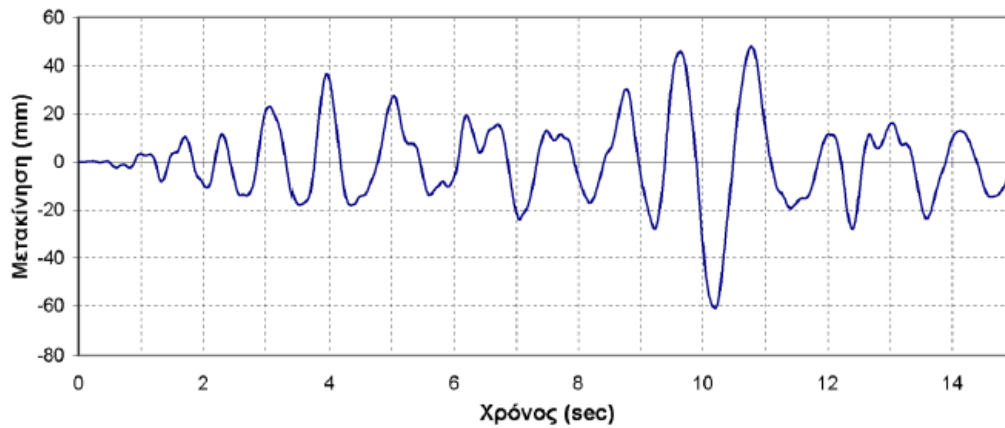
Υπάρχει πληθώρα εργασιών στις οποίες γίνεται συγκριτική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της εφαρμογής της Pushover και της Time-History σε συμβατικές κατασκευές. Οι Mwafy & Elnashai (2001) χρησιμοποίησαν τα αποτελέσματα ενός μεγάλου αριθμού ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων διαφόρων τύπων πλαισίων σκυροδέματος για να σχεδιάσουν περιβάλλουσες καμπύλες «Δυναμικής Pushover» και να τις συγκρίνουν με τις καμπύλες Pushover λόγω διαφορετικών προφίλ οριζόντιων φορτίων. Κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η ανάλυση Pushover είναι προτιμότερη για χαμηλά κτίρια με μικρή θεμελιώδη ιδιοπερίοδο και κανονικά στη μορφή. Ακόμη, πρότειναν τη χρήση περισσότερων της μίας κατανομής οριζόντιων δυνάμεων. Οι Lawson, Vance & Krawinkler (1994) σύγκριναν τα αποτελέσματα (μμετακινήσεις ορόφων, στροφές πλαστικών αρθρώσεων, υστερητική ενέργεια) διάφορων μεταλλικών πλαισιακών φορέων, ώστε να καθορίσουν «γιατί, πότε και πώς» θα έπρεπε να χρησιμοποιείται η

Pushover αντί της Time-History. Οι Kalkan & Kunnath (2004) πρότειναν μία εναλλακτική μέθοδο Pushover η οποία χρησιμοποιεί επαλληλία ιδιομορφών για να προσδιορίσει την κατανομή των οριζόντιων φορτίων για την ανάλυση. Η μέθοδος αξιολογήθηκε συγκρίνοντας τα μεγέθη απόκρισης, όπως οι διαφορικές μετατοπίσεις των ορόφων και οι απαιτήσεις πλαστιμότητας των δομικών στοιχείων, τα οποία προέκυψαν από την εφαρμογή της, με τα αντίστοιχα αποτελέσματα άλλων μεθόδων ανάλυσης Pushover και της ανάλυσης Time-History. Οι Papanikolaou, Elnashai & Pareja (2005) εξέτασαν τη δυνατότητα εφαρμογής της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (σε συμβατική και σε προηγμένη μορφή) για την εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών, παρουσιάζοντας εκτεταμένα αποτελέσματα αναλύσεων Pushover που διενεργήθηκαν σε διάφορους τύπους κατασκευών και συγκρίνοντάς τα με τα αποτελέσματα ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων με χρήση επιταχυνσιογραφημάτων από ισχυρούς σεισμούς. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η Pushover χρειάζεται περαιτέρω βελτίωση ώστε να εκτιμά με αξιοπιστία τη δυναμική απόκριση τρισδιάστατων κατασκευών, γιατί δε λαμβάνει επαρκώς υπόψη τα στρεπτικά φαινόμενα.

2.11.2 Βασικά Χαρακτηριστικά Των Ανελαστικών Μεθόδων Ανάλυσης

Οι ανελαστικές εν χρόνω αναλύσεις είναι ένα ισχυρό εργαλείο για την μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων. Κατά την δυναμική ανελαστική ανάλυση, στον φορέα εφαρμόζεται σεισμική φόρτιση η οποία εκφράζεται από επιταχυνσιογραφήματα εδαφικών δονήσεων. Η δυναμική ανελαστική ανάλυση προσεγγίζει με μεγάλη αμεσότητα την ανελαστική απόκριση της κατασκευής κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης, οπότε τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη αποτελούν ορθολογικές προσεγγίσεις των αναμενόμενων κατά την διάρκεια του σεισμού. Έτσι, ένα σύνολο κατάλληλα επιλεγμένων καταγραφών εδαφικών διεγέρσεων μπορεί να δώσει μία ακριβή εκτίμηση της αναμενόμενης σεισμικής απόκρισης της κατασκευής. Πρέπει, πάντως, να αναφερθεί ότι, μολονότι η ακρίβεια και οι δυνατότητες των υπολογιστικών εργαλείων έχουν αυξηθεί σημαντικά, υπάρχουν ακόμα αρκετές επιφυλάξεις για τις δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις, οι οποίες σχετίζονται με την πολυπλοκότητα και την καταλληλότητά τους σε πρακτικές εφαρμογές σχεδιασμού. Η εφαρμογή της ανελαστικής εν χρόνω ανάλυσης προϋποθέτει την αξιόπιστη προσομοίωση της ανακυκλιζόμενης συμπεριφοράς των μελών. Επιπλέον, η υπολογιζόμενη απόκριση με δυναμική ανελαστική ανάλυση είναι ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά της εδαφικής διέγερσης, οπότε η κατάλληλη επιλογή αντιπροσωπευτικών επιταχυνσιογραφημάτων είναι απαραίτητη. Όλες αυτές οι προϋποθέσεις οδηγούν σε σημαντική αύξηση των υπολογιστικών απαιτήσεων και καθιστούν την μέθοδο μη εφαρμόσιμη σε συνήθεις περιπτώσεις σχεδιασμού και αποτίμησης. Στο Σχήμα 1.4 φαίνεται το διάγραμμα μετακίνησης οροφής της κατασκευής με τον χρόνο.





Σχήμα 12: Χρονοϊστορία μετακινήσεων για ένα πολυώροφο κτίριο.

Η μη γραμμική στατική ανελαστική ανάλυση υπό μονοτονικά αυξανόμενη ένταση (γνωστή και ως pushover analysis) αποτελεί μία απλή εναλλακτική δυνατότητα για την εκτίμηση της απόκρισης μιας κατασκευής στην μετελαστική περιοχή. Αυτού του είδους η ανάλυση μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί για να δείξει τις πιθανές ασθενείς περιοχές της κατασκευής. Η διαδικασία περιλαμβάνει την επιβολή οριζοντίου φορτίου το οποίο κατανέμεται κατά καθορισμένο τρόπο καθ' ύψος της κατασκευής. Οι οριζόντιες δυνάμεις αυξάνονται μονοτονικά με σταθερή αναλογία και ελέγχονται οι μετακινήσεις στην οροφή της κατασκευής μέχρι αυτή να φτάσει ένα συγκεκριμένο όριο. Αυτή η οριακή τιμή της μετακίνησης στην οποία σταματάει η ανάλυση μπορεί να είναι η μετακίνηση που αναμένεται στον σεισμό σχεδιασμού στην περίπτωση σχεδιασμού νέας κατασκευής, ή η μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αστοχία στην περίπτωση αποτίμησης. Η μέθοδος αυτή, η οποία αναπτύχθηκε κυρίως για να προσφέρει τις απαραίτητες πληροφορίες στους Μελετητές με απλούστερο τρόπο, επιτρέπει να παρακολουθείται η αλληλουχία με την οποία διαρρέουν ή/και αστοχούν τα μέλη, καθώς και η εξέλιξη της καμπύλης αντίστασης όλου του δομήματος.

2.12 Μέθοδος Pushover ή μέθοδος χρονοϊστορίας ;

2.12.1 Ομοιότητες και Διαφορές Pushover – Χρονοϊστορίας.

Υπάρχουν συγκεκριμένες ομοιότητες μεταξύ της Pushover και της Time-History, καθώς και ουσιώδεις διαφορές αναφορικά με τη δυνατότητα εφαρμογής τους στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών και με την άμεση ή έμμεση σύγκριση των τιμών των μεγεθών απόκρισης που παρέχουν οι δύο μέθοδοι. Η σύγκριση των μεγεθών απόκρισης (μετακινήσεις, τάσεις - δυνάμεις, υστερητική ενέργεια), όπως αυτά μεταβάλλονται με το χρόνο για συγκεκριμένη σεισμική διέγερση, είναι ανέφικτη. Παρόλα αυτά μπορούν να γίνουν συγκεκριμένες συγκρίσεις μεταξύ παρεμφερών μεγεθών απόκρισης που προκύπτουν από την εφαρμογή της Time- History και της Pushover, όπως:

- Σύγκριση των τεμνουσών βάσης οι οποίες αντιστοιχούν σε δεδομένη τιμή μετακίνησης της οροφής του κτιρίου και το αντίστροφο.
- Σύγκριση των μετακινήσεων των ορόφων οι οποίες αντιστοιχούν σε δεδομένη τιμή της τέμνουσας βάσης και το αντίστροφο.
- Σύγκριση του αριθμού των πλαστικών αρθρώσεων που έχουν σχηματιστεί στο κτίριο για δεδομένη τέμνουσα βάση και το αντίστροφο.

Η διαδικασία εφαρμογής των παραπάνω συγκρίσεων και η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων τους παρουσιάζονται αναλυτικά στην εφαρμογή που ακολουθεί.

Από αναλύσεις έχει διαπιστωθεί ότι δεν είναι πάντοτε δυνατή η σύγκριση των μετακινήσεων που παρέχουν οι δύο μέθοδοι, ιδιαίτερα στην περίπτωση που κατά την ανελαστική δυναμική ανάλυση έχουμε την εμφάνιση εκτεταμένων (παραμενουσών) πλαστικών παραμορφώσεων. Κατ' επέκταση δεν είναι πάντοτε δυνατή η σύγκριση των διαγραμμάτων τέμνουσα βάσης – μετακινήσεις, επειδή οι τυχόν παραμένουσες μετακινήσεις κατά την Time-History διαφοροποιούν σημαντικά τη μορφή της αντίστοιχης καμπύλης, σε σχέση με την καμπύλη Pushover.

Αντιθέτως, το προτεινόμενο διάγραμμα τέμνουσας βάσης V_b – αριθμού πλαστικών αρθρώσεων N , για την ανελαστική δυναμική ανάλυση, είναι ανεξάρτητο από τις τυχόν παραμένουσες μετακινήσεις, δηλαδή δεν επηρεάζεται από την ιστορία των πλαστικών παραμορφώσεων, αλλά εξαρτάται μόνο από το βαθμό πλαστικοποίησης της κατασκευής. Συνεπώς, η χρήση ενός τέτοιου διαγράμματος επιτρέπει την άμεση σύγκριση της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής η οποία προκύπτει από την εφαρμογή της στατικής και της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης.

Υπό την προϋπόθεση ύπαρξης επαρκούς πλαστιμότητας στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων, η Pushover φάνηκε να δίνει πιο συντηρητικά αποτελέσματα ως προς τη μέγιστη τέμνουσα βάσης που μπορεί να δεχτεί το κτίριο χωρίς να καταρρεύσει, γεγονός που οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η χρήση της για το σχεδιασμό μιάς νέας κατασκευής ή την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός υπάρχοντος κτιρίου δίνει αποτελέσματα προς την πλευρά της ασφάλειας.

Με την κατάλληλη ερμηνεία τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων που μελετήσαμε βρίσκονται σε καλή συμφωνία, γεγονός που δικαιολογεί τη χρήση της ανελαστικής στατικής μεθόδου από τους αντισεισμικούς κανονισμούς για την αποτίμηση της αντισεισμικής συμπεριφοράς των κτιριακών κατασκευών.

2.12.2 Κριτήρια Εφαρμογής

Στην περίπτωση που έχει εξασφαλισθεί τουλάχιστον Ικανοποιητική Σ.Α.Δ., μπορεί να πραγματοποιηθεί ανελαστική ανάλυση Pushover, η οποία θα πρέπει να συνοδεύεται από μια ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική. Διαφορετικά, αρκεί για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας να εκτελεστεί η ανελαστική ανάλυση Pushover.

Στην περίπτωση που το κτίριο είναι ευαίσθητο σε ανώτερες ιδιομορφές, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25% των τοπικών δεικτών m ή του καθολικού δείκτη q αντίστοιχα. Οι τελικοί λόγοι ανεπάρκειας θα είναι οι δυσμενέστεροι συνολικά και από τις δύο αναλύσεις.

Όταν η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.) είναι χαμηλή (ανεκτή) προκειμένου να αποφασίσουμε αν θα προχωρήσουμε αποκλειστικά με αποτίμηση με ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας ή με συνδυασμό χρονοϊστορίας και pushover, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., πρέπει να γίνει έλεγχος των προϋποθέσεων εφαρμογής της ελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας. Για την εφαρμογή της ελαστικής ανάλυσης πρέπει το κτίριο να είναι μορφολογικά κανονικό, σε κάτοψη και τομή, είτε βάσει EC8-1 είτε βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. παρ.5.5.1.2. Εφ' όσον δεν είναι μορφολογικά κανονικά, πρέπει ο δείκτης ανεπάρκειας λ κάθε πρωτεύοντος στοιχείου $\lambda < 2.5$ [ΚΑΝ.ΕΠΕ. παρ.5.6.1(α)].

Ανεξαρτήτως της ισχύος των συνθηκών εφαρμογής, επιτρέπεται για τους σκοπούς της αποτίμησης μόνο, υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, η εφαρμογή της

δυναμικής ελαστικής ανάλυσης ενώ ταυτόχρονα πρέπει να αυξηθεί ο συντελεστής ασφαλείας προσομοιώματος γsd κατά 0.15.

Στην περίπτωση που υπάρχουν βλάβες στο φορέα ή όταν πρόκειται για μελέτη ανασχεδιασμού πρέπει να γίνει πειραματική τεκμηρίωση των αντοχών για να εξασφαλισθεί Σ.Α.Δ. τουλάχιστον ικανοποιητική.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο

ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

3.1 Ορισμοί – Γενικά

Οι κανονισμοί επεμβάσεων έχουν πολύ μικρό παρελθόν. Δεν υπάρχει ακόμα και σήμερα κάποια άποψη για τον χαρακτήρα τους, καθώς αναζητούν ακόμη τον δρόμο για τις λεπτομέρειες του περιεχομένου τους. Αντικείμενο των κανονισμών επεμβάσεων είναι η αποτίμηση ενός υφιστάμενου κτιρίου και ο ανασχεδιασμός του. Ήδη η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας μίας κατασκευής, είναι μια επισφαλής διαδικασία που εγκυμονεί πλήθος λανθασμένων εκτιμήσεων και απλοποιητικών παραδοχών, από το πλήθος των ιδιοτήτων των επί μέρους υλικών της (χάλυβας ή σκυρόδεμα) και από τις διαφορετικές συμπεριφορές που αυτά μπορεί να παρουσιάσουν κατά τη λειτουργία του ως ενιαίο σύνολο. Ιδιαίτερη όμως προσοχή χρήζει η μελέτη της συμπεριφοράς των διεπιφανειών μεταξύ υφιστάμενων και νέων υλικών.

Είναι πρωταρχικού ενδιαφέροντος λοιπόν, η θέσπιση ενός ενιαίου νομοθετικού πλαισίου που θα ορίζει πλήρως τα προσομοιώματα που ανταποκρίνονται σε κάθε περίπτωση και θα οριοθετεί στο σύνολό τους τις απαιτούμενες ενέργειες προκειμένου να υλοποιηθεί η διαδικασία της επισκευής/ενίσχυσης της υφιστάμενης κατασκευής. Για τα ελληνικά δεδομένα κινούνται δύο διαφορετικοί Κανονισμοί: ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και ο Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός/Μέρος 3: Αποτίμηση της Φέρουσας Ικανότητας και Ενισχύσεις Κτιρίων (EC8-P3), αλλά και άλλων όπου αυτοί εμφανίζουν ελλείψεις, όσον αφορά σε διαφορετικές μεθόδους επισκευής/ενίσχυσης στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Τι είναι επέμβαση?

Οποιαδήποτε εργασία ή διαδικασία που μεταβάλλει τα χαρακτηριστικά ενός δομήματος ή στοιχείου, με αποτέλεσμα την τροποποίηση της απόκρισής του.

Τι είναι επισκευή?

Νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει στόχο την επαναφορά δομικού στοιχείου ή κτίσματος στην κατάσταση προ της βλάβης. Έτσι λοιπόν συμπεραίνουμε ότι η ίδια ή ανάλογη αιτία, θα προκαλέσει την ίδια ή ανάλογη βλάβη. Για τον λόγο αυτό, είναι επόμενο να συμπεριληφθεί και ενίσχυση της κατασκευής. Σε μικρότερες βλάβες, η επισκευή είναι αρκετή.

Τι είναι ενίσχυση?

Νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα η οποία αποτελείται από ένα σύνολο μέτρων για την αναβάθμιση των μηχανικών χαρακτηριστικών (π.χ. αντοχή) ενός δομικού στοιχείου ή κτίσματος μέχρι ενός επιθυμητού επιπέδου. Η ενίσχυση μπορεί να είναι και προληπτική.

3.2 Ιστορική Αναδρομή Επεμβάσεων Σε Κτήρια Από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

Στην Ελβετία το 1984, εμφανίστηκε για πρώτη φορά η επικόλληση στρώσεων ινοπλισμένων πολυμερών από ανθρακονήματα σε δομικά στοιχεία κατασκευών, με σκοπό την επισκευή και την ενίσχυσή τους. Πριν από περίπου μία δεκαετία, εμφανίστηκε στην Καλιφόρνια για πρώτη

φορά η χρήση των ‘υφασμάτων’ ινοπλισμένων πολυμερών για τη σεισμική ενίσχυση βάθρων γεφυρών (Εικόνα 1). Τα τελευταία χρόνια, η πρόοδος της τεχνολογίας των σύνθετων υλικών, έχει επιφέρει σημαντικές βελτιώσεις σε εφαρμογές τεχνικών έργων. Στην Ελλάδα οι πρώτες εφαρμογές πραγματοποιήθηκαν στις αρχές της δεκαετίας του 1990.



Εικόνα 1

3.3 Υλικά

3.3.1 Γενικά

Η επιλογή του τύπου και της μεθόδου εφαρμογής των σύνθετων υλικών εξαρτώνται κάθε φορά από πολλούς παράγοντες όπως: η γεωμετρία και οι διαστάσεις των προς ενίσχυση στοιχείων, το είδος της εντατικής του καταπόνησης, οι περιβαλλοντικές συνθήκες (π.χ. σε θερμοκρασίες κάτω των 10 °C περίπου η σκλήρυνση των ρητινών είναι δύσκολη), η εμπειρία του μηχανικού και του διατιθέμενου εργατοτεχνικού προσωπικού και, τέλος, ο προϋπολογισμός της επέμβασης. Βεβαίως, εκτός από την προσεκτική επιλογή των σύνθετων υλικών και την επιλεγμένη εφαρμογή τους, ένας παράγοντας που καθορίζει αν η επέμβαση θα είναι επιτυχής είναι η αντοχή και η ποιότητα του υποστρώματος (σκυροδέμα) στο οποίο θα γίνει η επικόλληση. Πολύ χαμηλή εφελκυστική αντοχή ή επιφάνεια τραχειά, γεμάτη με σκόνη, λάδια κ.τ.λ. δεν θα εξασφαλίσουν καλή ποιότητα δεσμού μεταξύ σκυροδέματος – σύνθετων υλικών, με αποτέλεσμα πρόωρη αστοχία του οπλισμού ενίσχυσης.

3.3.2 Ίνες

Οι ίνες στα σύνθετα υλικά, διαμέτρου 5-25 μm, αποτελούν τον φορέα ανάληψης δυνάμεων (κατά κανόνα εφελκυστικών), παράλληλα στη διεύθυνσή τους. Κύριο χαρακτηριστικό τους είναι η εξαιρετικά υψηλή εφελκυστική αντοχή και η γραμμικά ελαστική συμπεριφορά μέχρι τη θραύση τους. Οι καλύτεροι τύποι ινών που χρησιμοποιούνται στο πεδίο των ενισχύσεων είναι οι ίνες άνθρακα (ανθρακονήματα), οι ίνες γυαλιού (υαλονήματα) και οι ίνες αραμιδίου.

Οι ίνες άνθρακα παρασκευάζονται είτε από θερμική κατεργασία του πολυακρυλονιτριλίου είτε μέσω απόσταξης κάρβουνου. Οι πρώτες χαρακτηρίζονται γενικά από μεγαλύτερες αντοχές και μέτρα ελαστικότητας σε σύγκριση με τις δεύτερες. Οι ίνες γυαλιού μπορεί να είναι: α) τύπου E, που είναι ο κοινός και πλέον συνηθισμένος τύπος γυαλιού (με βασικό μειονέκτημα την μείωση της αντοχής σε αλκαλικό περιβάλλον, όπως είναι αυτό του σκυροδέματος), β) τύπου Z με μεγάλη αντοχή στο αλκαλικό περιβάλλον και γ) τύπου S, με κύρια χαρακτηριστικά την υψηλή αντοχή και το υψηλό μέτρο ελαστικότητας. Τέλος, οι ίνες αραμιδίου που διατίθεται στη διαεθνή αγορά διακρίνονται σε αυτές οι οποίες προέρχονται από αρωματικό πολυαμιδίο και σε εκείνες οι οποίες προέρχονται από αρωματικό πολυαιθεραμιδίο. Κύριο πλεονέκτημά τους είναι η καλή συμπεριφορά σε κρουστικά φορτία, γι’ αυτό και τα τελευταία χρόνια προτιμώνται για την κατασκευή μανδυών σε υποστυλώματα γεφυρών, όπου υπάρχει κίνδυνος πρόσκρουσης οχημάτων.

3.3.3 Μήτρα

Η μήτρα στα σύνθετα υλικά αποτελεί τη συγκολλητική ύλη μεταξύ των ινών. Συνήθως είναι ένα θερμοσκληρυνόμενο πολυμερές, το οποίο συνδέει τις ίνες μεταξύ τους, τις προστατεύει,

εξασφαλίζει την μεταφορά δυνάμεων σε αυτές, αλλά καθορίζει και αρκετές μηχανικές ιδιότητες των σύνθετων υλικών, όπως είναι η αντοχή κάθετα στη διεύθυνση των ινών, η διατμητική και η θλιπτική αντοχή. Ο πλέον συνηθισμένος τύπος μήτρας είναι οι εποξειδικές ρητίνες, σπανιότερα όμως χρησιμοποιείται πολυεστέρας ή βινυλεστέρας. Οι εποξειδικές ρητίνες υπερέχουν υπερέχουν των άλλων τύπων μήτρας λόγω των εξαιρετικών μηχανικών χαρακτηριστικών και της μεγάλης ανθεκτικότητας σε δυσμενείς περιβαλλοντικές επιδράσεις.

3.3.4 Σύνθετα Υλικά

Τα σύνθετα υλικά που εφαρμόζονται στο πεδίο των ενισχύσεων προκύπτουν από τον συνδυασμό συνεχών ινών, συνήθως μίας διεύθυνσης, και πολυμερικής μήτρας. Στην περίπτωση ελασμάτων σύνθετων υλικών οι ίνες καταλαμβάνουν περίπου το 50-70% του συνολικού όγκου υλικού, ενώ το αντίστοιχο ποσοστό για μανδύες που κατασκευάζονται με επί τόπου εφαρμογή της ρητίνης είναι 20-35%. Οι βασικές μηχανικές ιδιότητες των σύνθετων υλικών με ίνες σε μία κυρίως διεύθυνση μπορούν να μετρηθούν πειραματικά, είτε να εκτιμηθούν βάσει των αντίστοιχων για τις ίνες και τη μήτρα. Μέσω της σχέσης που είναι γνωστή και ως “κανόνας ανάμιξης”:

$$E_f = E_{fib} V_{fib} + E_m V_m$$

$$F_f = f_{fib} V_{fib} + f_m V_m$$

Όπου:

E_f = μέτρο ελαστικότητας σύνθετων υλικών παράλληλα στις ίνες

E_{fib} = μέτρο ελαστικότητας ινών

E_m = μέτρο ελαστικότητας μήτρας

V_{fib} = ογκομετρικό ποσοστό ινών

V_m = ογκομετρικό ποσοστό μήτρας = 1 - V_{fib}

F_f = εφελκυστική αντοχή σύνθετων υλικών παράλληλα στις ίνες

f_{fib} = εφελκυστική αντοχή ινών

f_m = εφελκυστική αντοχή μήτρας

Εδώ πρέπει να τονισθεί ότι επειδή $E_{fib}/E_m \gg 1$ και $f_{fib}/f_m \gg 1$, οι παραπάνω εξισώσεις ισχύουν κατά προσέγγιση ακόμα και αν στα αθροίσματα του δεξιού σκέλους αγνοηθούν οι δεύτεροι όροι. Δηλαδή, τόσο το μέτρο ελαστικότητας, όσο και η εφελκυστική αντοχή των σύνθετων υλικών ουσιαστικά μπορούν να εκτιμηθούν από το γινόμενο της αντίστοιχης ιδιότητας για τις ίνες επί το ογκομετρικό ποσοστό αυτών. Οι προμηθευτές συστημάτων ενίσχυσης με βάση τα σύνθετα υλικά διαθέτουν στην αγορά συνήθως είτε προκατασκευασμένα ελάσματα, όποτε η παραγωγή του σύνθετου υλικού έχει γίνει σε βιομηχανική μονάδα, είτε υφάσματα με ίνες μίας διεύθυνσης. Στην πρώτη περίπτωση οι μηχανικές ιδιότητες των σύνθετων υλικών είναι γνωστές εκ των προτέρων, π.χ. βάσει εργαστηριακών μετρήσεων. Στη δεύτερη όμως, όπου η επικόλληση των ινών με τη μήτρα γίνεται επί τόπου του έργου, υπάρχει μία σχετική αβεβαιότητα ως προς την ποσότητα ρητίνης η οποία θα εμποτίσει τις ίνες, και άρα ως προς το ογκομετρικό ποσοστό ινών στο σύνθετο υλικό. Οι πιθανές λύσεις σχετικά με τις ιδιότητες των σύνθετων υλικών που θα πρέπει να υιοθετηθούν στους υπολογισμούς είναι δύο: (α) Χρήση των ιδιοτήτων των τελικώς διαμορφωμένων συστημάτων (σύνθετων υλικών) όπως αυτές έχουν μετρηθεί (εργαστηριακά) από τον προμηθευτή με βάση τη χρήση δεδομένης ποσότητας ρητίνης. (β) Χρήση των ιδιοτήτων των ινών, αφού προηγηθεί ελαφρά μείωση (βάσει πολλαπλασιασμού με μειωτικό συντελεστή γ_1 , ο οποίος θα πρέπει να έχει προσδιοριστεί πειραματικά από τον προμηθευτή.

3.3.5 Κόλλα

Η κόλλα (κατά κανόνα εποξειδική ρητίνη δύο συστατικών) εφαρμόζεται μεταξύ του σκυροδέματος και του σύνθετου υλικού, εξασφαλίζοντας έτσι τη συνεργασία τους και τη μεταφορά τάσεων από το πρώτο στο δεύτερο. Η χρήση εποξειδικών ρητινών στις κατασκευές προϋποθέτει την κατανόηση τριών βασικών εννοιών. Η πρώτη είναι ο χρόνος εργασιμότητας, η δεύτερη είναι ο χρόνος εφαρμογής και η Τρίτη είναι η θερμοκρασία υαλώδους μετάπτωσης, T_g (glass transition temperature).

Ο χρόνος εργασιμότητας είναι αυτός που έχει κανείς στη διάθεσή του για να χρησιμοποιήσει την κόλλα με ευκολία πριν αρχίσει να μειώνεται το ιξώδες της και να σκληρύνεται στο δοχείο όπου έγινε η ανάμιξη. Εξαρτάται από τον τύπο της κόλλας, από τη θερμοκρασία περιβάλλοντος αλλά και από την ποσότητα κόλλας, που προκύπτει με την ανάμιξη των δύο συστατικών. Ενδεικτικοί χρόνοι για ποσότητα (τυπικής) κόλλας 5 kg είναι 90 min σε 15 °C και 30 min σε 35 °C.

Ο χρόνος εφαρμογής αντιπροσωπεύει το χρονικό διάστημα μέσα στο οποίο η κόλλα είναι ενεργή, δηλαδή έχει ικανοποιητικές συγκολλητικές ιδιότητες. Μέσα σε αυτό το διάστημα θα πρέπει να ολοκληρώνεται η επικόλληση του οπλισμού ενίσχυσης στην επιφάνεια του σκυροδέματος.

Τέλος, στη θερμοκρασία υαλώδους μετάπτωσης (χαρακτηριστική ιδιότητα όλων των πολυμερών) οι κόλλες υφίστανται ραγδαία απομείωση του μέτρου ελαστικότητας.

3.4 Συστήματα Ενίσχυσης

Τα συστήματα ενίσχυσης στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος με σύνθετα υλικά είναι γενικά δύο τύπων: (α) “υγρής εφαρμογής” και (β) “προκατασκευασμένα”.

3.4.1 Συστήματα υγρής εφαρμογής

- Φύλλα ή υφάσματα αποτελούμενα από συνεχείς ίνες μίας (κυρίως) διεύθυνσης, χωρίς μήτρα. Για την εφαρμογή τους απαιτείται συνήθως η εφαρμογή “ασταρώματος” στο σκυρόδεμα και ακολούθως ο εμποτισμός των ινών με ρητίνη, βάσει μίας εκ των εξής μεθόδων:
 - εφαρμογή της ρητίνης στο σκυρόδεμα, τοποθέτηση των ινών απευθείας στη ρητίνη.
 - προεμποτισμός των ινών (επί τόπου στο έργο αλλά όχι επάνω στο υπό ενίσχυση στοιχείο) με ρητίνη και ακολούθως επικόλληση
- Υφάσματα αποτελούμενα από συνεχείς ίνες σε τουλάχιστον δύο διευθύνσεις.
- Φύλλα ή υφάσματα αποτελούμενα από συνεχείς ίνες μίας (κυρίως) διεύθυνσης, προεμποτισμένα με ρητίνη (μήτρα) σε μη σκληρυμένη μορφή. Η εφαρμογή τους γίνεται με ή χωρίς επί πλέον ρητίνη.
- Φύλλα ή υφάσματα αποτελούμενα από συνεχείς ίνες σε τουλάχιστον δύο διευθύνσεις, προεμποτισμένα με ρητίνη (μήτρα) σε μη σκληρυμένη μορφή. Η εφαρμογή τους γίνεται με ή χωρίς επί πλέον ρητίνη.
- Συνεχείς ίνες χωρίς μήτρα (“ξηρή” κατάσταση), συγκεντρωμένες σε μορφή νήματος, το οποίο εμποτίζεται με ρητίνη ενώ τυλίγεται (π.χ. με αυτοματοποιημένο τρόπο) στο στοιχείο σκυροδέματος.
- Προεμποτισμένες συνεχείς ίνες, συγκεντρωμένες σε μορφή νήματος (tow), το οποίο ενώ τυλίγεται (π.χ. με αυτοματοποιημένο τρόπο) στο στοιχείο σκυροδέματος, ενδεχομένως να υφίσταται και πρόσθετο εμποτισμό.

3.4.2 Προκατασκευασμένα υλικά

- Προκατασκευασμένα ευθύγραμμα (και σχετικά δύσκαμπτα) ελάσματα (strips), τα οποία επικολλούνται μέσω ρητίνης. Τα ελάσματα διατίθεται συνήθως σε μορφή ρολλών (“κουλούρες”), και παράγονται με τη μέθοδο της εξέλασης, ή σπανιότερα, της στρωμάτωσης. Στη μέθοδο της εξέλασης οι ίνες είναι κατά κανόνα συνεχείς και παράλληλες στη διεύθυνση των ελασμάτων, ενώ η στρωμάτωση επιτρέπει τη χρήση ινών σε διαφορετικές διευθύνσεις (π.χ. παράλληλες και κάθετες στη διεύθυνση των ελασμάτων ή και υπό γωνίες $\pm 45^\circ$).
- Προκατασκευασμένα κελύφη (shells), μανδύες (jackets) ή γωνίες (angles), τα οποία επικολλούνται μέσω ρητίνης.

Γενικά μπορεί να διαπιστωθεί το συμπέρασμα ότι τα προκατασκευασμένα ελάσματα προτιμούνται έναντι των υφασμάτων (ή φύλλων) όταν η εφαρμογή γίνεται σε επίπεδες επιφάνειες (π.χ. καμπτική ενίσχυση δοκών ή πλακών), ενώ σε άλλες περιπτώσεις (π.χ. μανδύες υποστυλωμάτων, διατμητική ενίσχυση δοκών) η εφαρμογή υφασμάτων μέσω της υγρής μεθόδου είναι προτιμητέα.

3.5 Τεχνικές Εφαρμογής

3.5.1 Βασική Τεχνική

Βασική τεχνική, είναι και η συνηθισμένη (και εφαρμόζεται κατ’ αποκλειστικότητα στη χώρα μας), περιλαμβάνει την δια χειρός επικόλληση είτε υφασμάτων, είτε προκατασκευασμένων στοιχείων σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, μέσω εποξειδικών ρητινών.

3.5.2 Ειδικές Τεχνικές

Οι περισσότερες από τις παρακάτω τεχνικές δεν έχουν τύχει ακόμα ευρείας εφαρμογής στη χώρα μας, αλλά αναφέρονται παρακάτω κυρίως για λόγους πληρότητας.

A) Αυτοματοποιημένη περιτύλιξη

Η τεχνική της αυτοματοποιημένης περιτύλιξης “νημάτων” αναπτύχθηκε στην Ιαπωνία στις αρχές της δεκαετίας του ‘90 και λίγο αργότερα στις Η.Π.Α. Περιλαμβάνει την χωρίς διακοπή περιτύλιξη προεμποτισμένων με ρητίνη νημάτων υπό μικρή γωνία γύρω από υποστυλώματα γεφυρών ή άλλα στοιχεία (π.χ. καπνοδόχοι), μέσω ειδικής συσκευής-ρομπότ. Βασικό πλεονέκτημα της τεχνικής, πλέον του καλού ποιοτικού ελέγχου, είναι η μεγάλη ταχύτητα εφαρμογής.

B) Εφαρμογή με προένταση

Η μέθοδος προέντασης, η οποία αναπτύχθηκε στις αρχές της δεκαετίας του ‘90, περιλαμβάνει την επικόλληση των ελασμάτων ενώ αυτά βρίσκονται υπό τάνυση. Έτσι εκμεταλλευόμαστε τα βασικά πλεονεκτήματα τα προέντασης (αύξηση δυσκαμψίας, καθυστέρηση ρηγματώσης, μείωση πλάτους ρωγμών, αύξηση καμπτικής και διατμητικής αντοχής σε σχέση με τη εφαρμογή τα τεχνικής χωρίς προένταση κλπ), με τίμημα την αύξηση του κόστους αλλά και του βαθμού πολυπλοκότητας της μεθόδου εφαρμογής, λόγω της ανάγκης για τη χρήση ειδικών αγκυρώσεων.

Η τεχνική της προέντασης μπορεί να εφαρμοστεί και σε μανδύες υποστυλωμάτων, π.χ. είτε εφαρμόζοντας τα σύνθετα υλικά με τις ίνες υπό τάνυση, είτε εισάγοντας στο κενό μεταξύ του μανδύα και του σκυροδέματος ρητίνη υπό πίεση ή διογκούμενο κονίαμα.

Γ) Επιταχυνόμενη σκλήρυνση με θέρμανση

Η σκλήρυνση της εποξειδικής ρητίνης στη διεπιφάνεια ελασμάτων-σκυροδέματος μπορεί να επιταχυνθεί σημαντικά μέσω της χρήσης ειδικών συσκευών θέρμανσης (π.χ. θερμαντικά σώματα, συσκευές θέρμανσης με βάση υπέρυθρες ακτίνες, θερμαντικά καλύμματα), με παράλληλη εκμετάλλευση της ηλεκτρικής αγωγιμότητας των ινών άνθρακα. Έτσι αυξάνεται σημαντικά η ταχύτητα εφαρμογής της ενίσχυσης ακόμα και σε περιπτώσεις που η τελευταία θα ήταν αδύνατη (π.χ. λόγω χαμηλής θερμοκρασίας, οπότε δεν ευνοείται η σκλήρυνση της ρητίνης). Πρόσθετο πλεονέκτημα της επιταχυνμένης σκλήρυνσης είναι η αύξηση της θερμοκρασίας υαλώδους μετάπτωσης της ρητίνης.

Δ) Προκατασκευασμένα στοιχεία

Τα προκατασκευασμένα στοιχεία από σύνθετα υλικά είναι συνήθως μορφής:

(α) Ελάσματος (πάχους της τάξης του 1 mm και πλάτους π.χ. 50 mm, 100mm).

(β) Γωνιών, που χρησιμοποιούνται σε εφαρμογές ενίσχυσης (π.χ. πλακοδοκών) έναντι τέμνουσας.

(γ) Μανδύα-κελύφους, που τοποθετείται περιμετρικά υποστρωμάτων με στόχο την αύξηση της περίσφυξης ή της διατμητικής αντοχής.

Ε) Εφαρμογή σε εγκοπές

Η τοποθέτηση και επικόλληση (μέσω εποξειδικής ρητίνης) ράβδων ή ελασμάτων σε εγκοπές αποσκοπεί συνήθως στην αύξηση της καμπτικής αντοχής υφιστάμενων μελών σκυροδέματος.

Κύριο πλεονέκτημα της τεχνικής αυτής, σε σχέση με την επιφανειακή επικόλληση, είναι η εξαιρετικά βελτιωμένη συνάφεια των σύνθετων υλικών με το σκυρόδεμα και εν γένει η καλύτερη προστασία τους.

3.6 Βάσεις Σχεδιασμού

3.6.1 Υλικά

Ο σχεδιασμός ενισχύσεων με σύνθετα υλικά ακολουθεί τη φιλοσοφία των σύγχρονων κανονισμών (π.χ. ΕΚΩΣ 2000, ΕΑΚ 2000), και περιλαμβάνει όλους τους γνωστούς ελέγχους των οριακών καταστάσεων αντοχής και λειτουργικότητας, με τροποποιήσεις όπου χρειάζεται ώστε να ληφθεί υπόψη η συνεισφορά των συνθετών υλικών. Ειδική μνεία χρειάζεται μόνον η ακραία περίπτωση πρόωρης αστοχίας των οπλισμών ενίσχυσης, π.χ. λόγω πυρκαγιάς. Η περίπτωση αυτή αντιμετωπίζεται εν γένει ως τυχηματική δράση (και κατά πάσα πιθανότητα δεν απαιτούνται ειδικά μέτρα πυροπροστασίας όπως π.χ. σε πολλές εφαρμογές αντισεισμικών ενισχύσεων), σε ειδικές όμως περιπτώσεις που πρέπει να ικανοποιούνται συγκεκριμένες απαιτήσεις πυροπροστασίας, η μελέτη ενίσχυσης θα πρέπει να περιλαμβάνει τον σχεδιασμό αντιστοίχων συστημάτων (π.χ. ειδικά επιχρίσματα ή γυψοσανίδες).

3.6.2 Καταστατικοί Νόμοι των Υλικών

Ακολούθως περιγράφονται οι νόμοι των υλικών σε μονοαξονική φόρτιση και δίνονται οι τιμές για τους μερικούς συντελεστές ασφαλείας

Α) Οριακή Κατάσταση Αντοχής – Πλήρης Συνεργασία Υλικών

Για το σκυρόδεμα και τον χάλυβα ισχύουν οι υποθέσεις που υιοθετούνται στο σχεδιασμό κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος (π.χ. ΕΚΩΣ 2000). Έτσι η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος είναι $0.85f_{cd}=0.85f_{ck}/\gamma_c$,

όπου f_{ck} : χαρακτηριστική αντοχή (κυλίνδρου) και $\gamma_c=1.5$. Η τιμή σχεδιασμού της τάσης διαρροής του χάλυβα είναι $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$, όπου f_{yk} =χαρακτηριστική τιμή τάσης διαρροής και $\gamma_s=1.15$.

Η συμπεριφορά των σύνθετων υλικών σε εφελκυσμό θεωρείται γραμμικά ελαστική μέχρι την θραύση, η οποία επέρχεται σε τάση (σχεδιασμού) $f_{fd}=f_{fk}/\gamma_f$:

$$\sigma_f = E_f \varepsilon_f \leq f_{fd}$$

Το μέτρο ελαστικότητας προσδιορίζεται από το λόγο των χαρακτηριστικών τιμών εφελκυστικής αντοχής προς οριακή παραμόρφωση, $E_f = f_{fk} / \varepsilon_{fuk}$.

Σε μερικές περιπτώσεις, η επί τόπου εφελκυστική αντοχή των σύνθετων υλικών είναι μικρότερη αυτής που προκύπτει από εργαστηριακές δοκιμές εφελκυσμού. Αυτό οφείλεται σε συγκεντρώσεις τάσεων, σε ενδεχόμενη πολυαξονικότητα της εντατικής κατάστασης στα σύνθετα υλικά, στην ύπαρξη σημαντικού αριθμού στρώσεων κλπ. Μπορεί δε να ληφθεί υπόψη στους υπολογισμούς θεωρώντας ότι η αστοχία επέρχεται όταν η παραμόρφωση στα σύνθετα υλικά ισούται με μία “ενεργή” παραμόρφωση, ε_{fue} , που κατά κανόνα είναι μικρότερη από την μέση οριακή κατάσταση αστοχίας ε_{fum} , (η τελευταία προσδιορίζεται μέσω δοκιμής εφελκυσμού). Βάσει των παραπάνω, η ενεργή αντοχή σχεδιασμού f_{fde} για τα σύνθετα υλικά σε εφελκυσμό μπορεί να υπολογισθεί ως εξής:

$$f_{fde} = (\varepsilon_{fue}/\varepsilon_{fum}) * (f_{fk}/\gamma_f) = \eta_e f_{fd}$$

Οι τιμές για τον συντελεστή ασφαλείας των σύνθετων υλικών δίνονται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 3), με την επισήμανση ότι αποτελούν ακόμα αντικείμενο τρέχουσας έρευνας, γι’ αυτό και θα πρέπει να θεωρούνται ως ενδεικτικές.

Τύπος ινών	Εφαρμογή τύπου Α	Εφαρμογή τύπου Β
Άνθρακας	1.20	1.35
Αραμίδιο	1.25	1.45
Γυαλί	1.30	1.50

Πίνακας 3: Τιμές συντελεστών ασφαλείας

Β) Οριακή Κατάσταση Αντοχής – Αποκόλληση

Σε ορισμένες περιπτώσεις ο μηχανισμός της εφελκυστικής αστοχίας των σύνθετων υλικών σεν ενεργοποιείται, αλλά αντ’ αυτού παρατηρείται αποκόλλησή τους από την επιφάνεια του σκυροδέματος. Η αποκόλληση αυτή οφείλεται στην ανάπτυξη σημαντικών διατμητικών τάσεων στη διεπιφάνεια του σκυροδέματος – σύνθετων υλικών και γίνεται κατά κανόνα μέσω του σκυροδέματος, δεδομένου ότι αυτό έχει μικρότερη διατμητική αντοχή από τις συνήθεις εποξειδικές ρητίνες καλής ποιότητας. Σε τέτοιες περιπτώσεις ο συντελεστής ασφαλείας υλικού αφορά στο σκυρόδεμα, και λαμβάνεται $\gamma_b = 1.5$.

Γ) Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας το μέτρο ελαστικότητας των σύνθετων υλικών μπορεί να θεωρηθεί κατά προσέγγιση ίσο με αυτό που υπολογίζεται για την οριακή κατάσταση αστοχίας, και φυσικά όλοι οι συντελεστές ασφαλείας των υλικών είναι ίσοι με 1.0.

3.6.3 Συνάφεια Σύνθετων Υλικών – Σκυροδέματος

Η πλήρης συνεργασία των σύνθετων υλικών με το σκυρόδεμα προϋποθέτει την ύπαρξη ισχυρού δεσμού μεταξύ των δύο υλικών, ο οποίος εξασφαλίζεται μέσω των εποξειδικών ρητινών. Τυχόν, αστοχία του δεσμού (απώλεια συνάφειας) αποτελεί κρίσιμη παράμετρο, η οποία θα πρέπει να ληφθεί υπόψη στους ελέγχους των οριακών καταστάσεων.

Η συμπεριφορά του δεσμού σύνθετων υλικών – σκυροδέματος, μπορεί να γίνει εύκολα κατανοητή μέσω απλών δοκιμών συνάφειας. Κύριο χαρακτηριστικό του δεσμού σύνθετων

υλικών – σκυροδέματος είναι ότι η θραύση των σύνθετων υλικών σπανίως προηγείται της αποκόλλησης, σε αντίθεση με τις εσωτερικές ράβδους οπλισμού οι οποίες μπορούν να σχεδιαστούν με επαρκές μήκος αγκύρωσης ώστε να εξασφαλίζεται η αστοχία τους – διαρροή τους – πριν την απώλεια συνάφειας. Η δύναμη που απαιτείται για την αποκόλληση (η οποία, σημειωτέον, γίνεται λόγω ρηγμάτωσης του σκυροδέματος κοντά στη στρώση της κόλλας, δεδομένου ότι η διατμητική αντοχή αυτής ξεπερνά κατά πολύ αυτήν του σκυροδέματος, δηλαδή η μέγιστη δύναμη “αγκύρωσης”, N_{fa} , αυξάνεται με το μήκος επικόλλησης l_b , μέχρις ότου αυτό λάβει μία οριακή τιμή $l_{b,max}$, πέρα από την οποία η δύναμη αποκόλλησης παραμένει πρακτικά αμετάβλητη, ίση με $N_{fa,max}$.

3.7 Στρατηγικές και Συστήματα Επεμβάσεων

3.7.1 Στρατηγικές Επεμβάσεων

Για τις περισσότερες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα υπάρχουν διάφορες εναλλακτικές στρατηγικές και συστήματα επεμβάσεων.

Αρχικό στάδιο οποιασδήποτε ενέργειας αποτελεί πάντα η αξιολόγηση και η αποτίμηση του υφιστάμενου δομήματος. Αφού ο μηχανικός υιοθετήσει μία συγκεκριμένη στρατηγική, πρέπει να αξιολογηθεί με τον κύριο του έργου έτσι ώστε να είναι και πρακτικά εφαρμόσιμη. Επίσης θα πρέπει να ικανοποιούνται όχι μόνο οι απαιτήσεις αντισεισμικότητας και εξυπηρέτησης, αλλά και χαμηλού κόστους. Αυτό σημαίνει, ότι ο μηχανικός καλείται να επιλέξει ένα συνδυασμό στρατηγικών.

Η στρατηγική των επεμβάσεων αποτελεί την βασικότερη προσέγγιση για την βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς μίας κατασκευής. Ο μηχανικός θα πρέπει να πετύχει την διόρθωση ατελειών, την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του κτιρίου, την αύξηση της ικανότητας της παραμόρφωσης και την μείωση της σεισμικής απαίτησης. Επιπλέον, έχει την δυνατότητα αλλαγή χρήσης του κτηρίου και την λήψη προσωρινών μέτρων ενίσχυσης. Γενικά, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψιν κριτήρια κόστους, χρόνου, διαθεσιμότητα των απαιτούμενων μέσων, ασφάλειας κ.α. Το εύρος των τεχνικών και των στρατηγικών που μπορούν να εφαρμοστούν στις υφιστάμενες κατασκευές για την ενίσχυσή τους είναι εξαιρετικά μεγάλο.

Αξίζει να σημειωθεί ότι παλαιότερα οι μηχανικοί θεωρούσαν στρατηγική ενίσχυσης, την ικανοποίηση των απαιτήσεων του εκάστοτε ισχύοντος κανονισμού. Σήμερα, η προσέγγιση αυτή δεν θεωρείται στρατηγική ενίσχυσης, αλλά κριτήριο σχεδιασμού το οποίο μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε συνδυασμό με μία από τις στρατηγικές ενίσχυσης. Σε διεθνές επίπεδο το βασικό κριτήριο επιλογής των επεμβάσεων, για μία συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας είναι ο περιορισμός βλαβών στα πρωτεύοντα και στα δευτερεύοντα στοιχεία της κατασκευής.

3.7.2 Συστήματα Επεμβάσεων

Η μέθοδος αυτή, χρησιμοποιείται για την επίτευξη της στρατηγικής που έχει επιλεγεί. Για να υπάρχει αξιοπιστία στην σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής, το σύστημα ανάληψης των σεισμικών φορτίων που διαθέτει, θα πρέπει να περιορίζει τις μετακινήσεις στα μεγέθη εκείνα που αντιστοιχούν σε αποδεκτά επίπεδα βλαβών για την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας της υφιστάμενης κατασκευής. Οι κυριότεροι παράγοντες που καθορίζουν την αποδοτικότητα του συστήματος ανάληψης φορτίων είναι: α) η μάζα, η δυσκαμψία και η διαμόρφωση του φέροντος και μη φέροντος οργανισμού, β) η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων και γ) η ενέργεια και ο χαρακτήρας της σεισμικής διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή. Τέλος, για να μην επηρεαστούν άμεσα οι παραπάνω παράγοντες με τη μέθοδο αυτή, μπορούν να εφαρμοστούν

είτε μεμονωμένα είτε σε συνδυασμό. Για παράδειγμα, η προσθήκη δικτυωτών συνδέσμων επιδρούν στην δυσκαμψία και στην αντοχή της κατασκευής. Τα συστήματα απορρόφησης ενέργειας π.χ. οι ιξώδες αποσβεστήρες, μεταβάλλουν την απόσβεση την κατασκευής και η σεισμική μόνωση επιδρά στο χαρακτήρα της εδαφικής διέγερσης που μεταδίδεται στην κατασκευή.

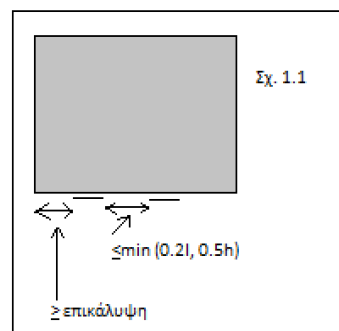
3.8 Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες

Στην ενότητα αυτή δίνονται μία σειρά από κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τις τρεις βασικές περιπτώσεις ενίσχυσης, οι οποίες αποσκοπούν (α) στην αύξηση της καμπτικής αντοχής, (β) στην αύξηση της διατμητικής αντοχής και (γ) στην περίσφιγξη.

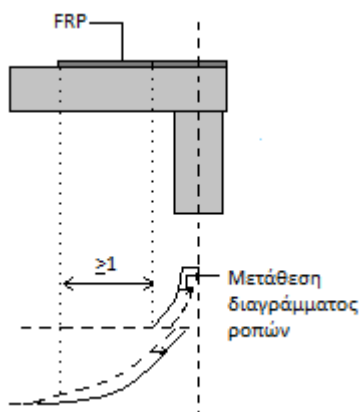
Α) Ενίσχυση σε κάμψη

Στο fib bulletin 14 (2001) προτείνονται οι παρακάτω κατασκευαστικοί κανόνες (για την ενίσχυση δοκών):

- Μέγιστη απόσταση μεταξύ ελασμάτων = $\min(0.2l, 5h)$, όπου l = μήκος δοκού και h = ύψος δοκού (στην περίπτωση προβόλου το 0.2 γίνεται 0.4).
- Ελάχιστη απόσταση ελάσματος (ή υφάσματος) από τη γωνία της διατομής τουλάχιστον ίση με το πάχος επικάλυψης του διαμήκους οπλισμού.
- Να αποφεύγονται οι ματίσεις ελασμάτων (ή υφασμάτων) με υπερκάλυψη (τούτο είναι πολύ εύκολο, λόγω της διαθεσιμότητας των σύνθετων υλικών σε πολύ μεγάλα μήκη). Όπου αυτές είναι τελείως απαραίτητες, να γίνονται (παράλληλα στη διεύθυνση των ινών) με μήκος υπερκάλυψης τέτοιο ώστε να εξασφαλίζεται ότι η εφελκυστική αστοχία του οπλισμού θα προηγείται της αποκόλλησης στη μάτιση.
- Επιτρέπονται οι διασταυρώσεις ελασμάτων ή υφασμάτων (με επικόλληση στην διασταυρούμενη επιφάνεια), π.χ. για την ενίσχυση επιφανειακών στοιχείων (όπως οι πλάκες).
- Να αποφεύγεται η τοποθέτηση των ελασμάτων ή υφασμάτων σε πολλές στρώσεις. Αυτές δεν θα πρέπει να ξεπερνούν τις 3 ή 5 για ελάσματα ή υφάσματα, αντίστοιχα.
- Οι οπλισμοί στήριξης (αρνητική ροπή) θα πρέπει να έχουν μήκος επικόλλησης της τάξης του 1 m στη θλιβόμενη περιοχή. (Σχήμα 13)

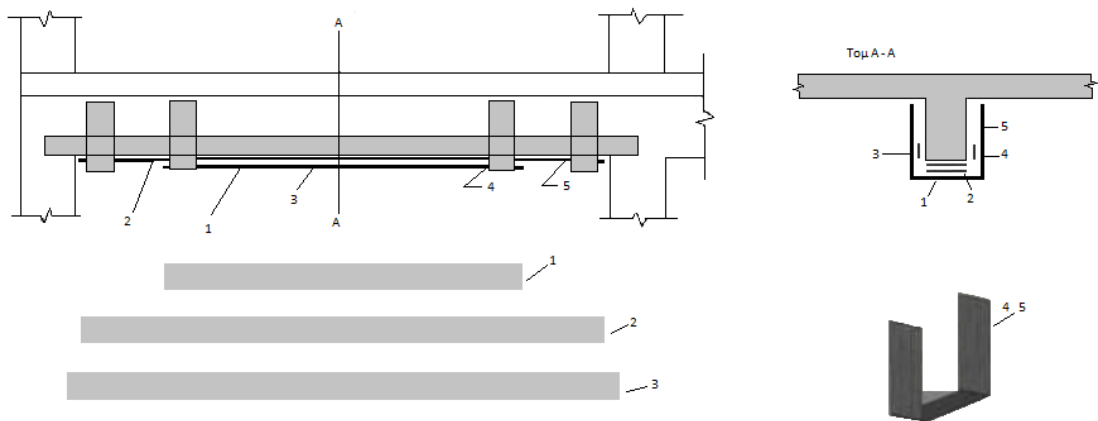


Σχήμα 12



Σχήμα 13 Επικόλληση σε εσωτερικές στηρίξεις

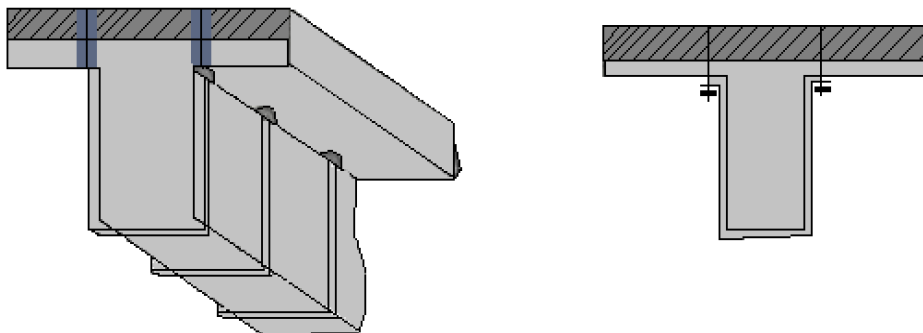
- Στις θέσεις τερματισμού των ελασμάτων ή υφασμάτων συνιστάται η επικόλληση υφασμάτων μορφής U (όπως οι οπλισμοί διάτμησης) ώστε να βελτιωθούν οι συνθήκες αγκύρωσης. (Σχήμα 14)



Σχήμα 14 Πιθανή διάταξη καμπτικής ενίσχυσης και βελτίωση αγκυρώσεων με εγκάρσιους οπλισμούς διάτμησης.

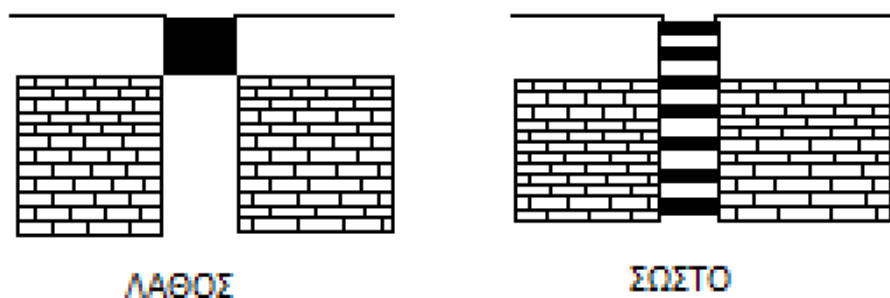
B) Ενίσχυση σε διάτμηση

- Στην περίπτωση ενίσχυσης πεδιλοδοκών, συνιστάται η αγκύρωση των οπλισμών διάτμησης στη θλιβόμενη ζώνη. (Σχήμα 15)



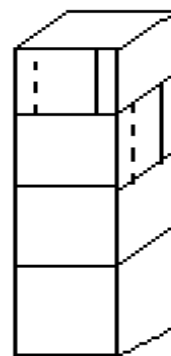
Σχήμα 15 Αγκύρωση οπλισμών διάτμησης πλακοδοκών στη θλιβόμενη ζώνη.

- Στην περίπτωση ενίσχυσης υποστυλωμάτων ορθογωνικής διατομής θα πρέπει να στρογγυλεύονται οι γωνίες της διατομής με ακτίνα καμπυλότητας της τάξης των 20 mm (ειδικά για υλικά με ίνες αραμιδίου η ακτίνα μπορεί να μειωθεί στα 10mm).
- Στην περίπτωση ενίσχυσης υποστυλωμάτων μεταξύ τοίχων πλήρωσης οι οποίοι καλύπτουν μερικώς το ύψος ορόφου, η διατμητική ενίσχυση θα πρέπει να γίνεται σε όλο το ύψος του υποστυλώματος και όχι μόνο στο ελεύθερο άκρο.



Σχήμα 16 Διατμητική ενίσχυση υποστυλωμάτων μεταξύ τοίχων πλήρωσης σε τμήμα του συνολικού ύψους ορόφου.

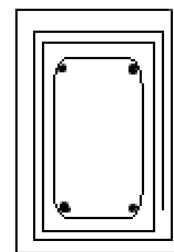
- Όταν γίνεται καθολική περιτύλιξη υποστρωμάτων με υφάσματα, η μάτιση κάθε τμήματος θα πρέπει να γίνεται σε διαφορετική πλευρά. (Σχήμα 17)



Σχήμα 17

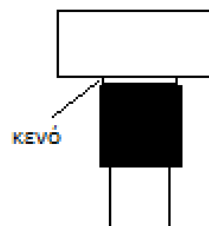
Γ) Περίσφιγξη

- Συνιστάται να στρογγυλεύονται οι γωνίες της διατομής με τη μέγιστη εφικτή ακτίνα καμπυλότητας (η οποία καθορίζεται συνήθως από το πάχος επικάλυψης).
- Η υπερκάλυψη των δύο άκρων σε επάλληλες στρώσεις επί υποστρωμάτων ορθογωνικής διατομής (Σχήμα 18) θα πρέπει να έχει μήκος τέτοιο ώστε η θραύση του μανδύα να προηγείται της αποκόλλησης. Ενδεικτικό ελάχιστο μήκος υπερκάλυψης είναι τα 200 mm, για υφάσματα ινών άνθρακα ονομαστικού πάχους 0.12 – 0.13 mm.



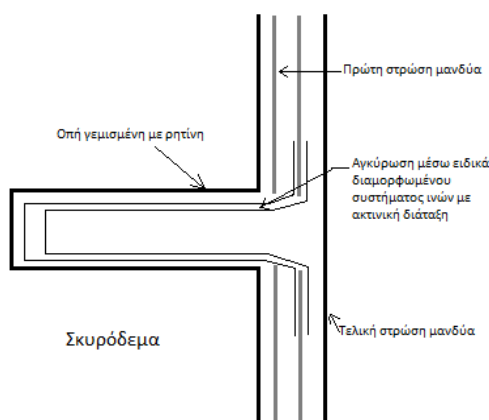
Σχήμα 18

- Ο μέγιστος επιτρεπόμενος αριθμός στρώσεων για την κατασκευή μανδύα είναι της τάξης του 15 (ή όπως συνιστάται από τον προμηθευτή του συστήματος ενίσχυσης).
- Στην περίπτωση εφαρμογής μανδύα στις κρίσιμες περιοχές υποστρωμάτων πρέπει να αφήνεται κενό της τάξης των 15 mm, (Σχήμα 19) ώστε αφενός να μην παρεμποδίζεται η στροφή της ακραίας διατομής, αφετέρου να μην υφίσταται σύνθλιψη ο μανδύας λόγω της στροφής αυτής.



Σχήμα 19

- Όταν ο μανδύας αποσκοπεί στην αποτελεσματική περισφιγξη υποστρωμάτων ορθογωνικής διατομής με μεγάλο λόγο πλευρών (π.χ. >3) ή τοιχωμάτων, τα τμήματα του μανδύα επί των μεγάλων πλευρών θα πρέπει να είτε να συνδέονται μεταξύ τους μέσω κατάλληλα διαμορφωμένων βλήτρων (κατά προτίμηση), είτε να στερεώνονται επαρκώς στις πλευρές αυτές μέσω ειδικών βλήτρων σε οπή. (Σχήμα 20)



Σχήμα 20: Στερέωση μανδύα μέσω ειδικού βλήτρου – αγκυρίου σε οπή.

- Όπως και στην περίπτωση διατμητικής ενίσχυσης υποστρώματος με καθολική περιτύλιξη υφασμάτων, η μάτιση κάθε τμήματος θα πρέπει να γίνεται σε διαφορετική πλευρά.

3.9 Μέθοδοι Εφαρμογής

Τα σύνθετα υλικά που εφαρμόζονται συνήθως στο πεδίο των ενισχύσεων είναι (α) τύπου ελάσματος (ινών άνθρακα σε εποξειδική μήτρα) πάχους 1.0 – 1.5 mm και πλάτους αρκετών χιλιοστών (π.χ. 50 – 100 mm) ή (β) τύπου υφάσματος (ινών άνθρακα ή γυαλιού, και σπανιότερα αραμιδίου), πάχους 0.1 – 0.5 mm. Τα ελάσματα επικολλώνται στην επιφάνεια σκυροδέματος μέσω εποξειδικής ρητίνης δύο συστατικών, ενώ τα υφάσματα εμποτίζονται με εποξειδική ρητίνη επί τόπου. Τα διαθέσιμα συστήματα ενισχύσεων σύνθετων υλικών στην Ελληνική αγορά σήμερα είναι αρκετά. Στα περισσότερα εξ αυτών οι ίνες χαρακτηρίζονται από τις ίδιες ή παρόμοιες ιδιότητες, ενώ οι ρητίνες ποικίλλουν μεταξύ των διαφόρων προμηθευτών. Κάθε σύστημα συνοδεύεται (ή θα πρέπει να συνοδεύεται), εκτός από πλήρη κατάλογο των ιδιοτήτων που ενδιαφέρουν τους μηχανικούς – μελετητές, και από λεπτομερείς οδηγίες εφαρμογής. Έτσι, η παρουσίαση των λεπτομερειών της εφαρμογής των σύνθετων υλικών (οι οποίες μάλιστα τροποποιούνται ή συμπληρώνονται κάθε φορά που εμφανίζονται νέα προϊόντα στην αγορά) ξεφεύγει από το στόχο του παρόντος συγγράμματος. Αντ' αυτών δίνονται βασικές συστάσεις, οι οποίες θα πρέπει να ακολουθούνται σε κάθε περίπτωση, ώστε η εφαρμογή των σύνθετων υλικών να γίνεται με άρτιο τρόπο. Περισσότερα στοιχεία δίνονται στο JBDPA (1999), στο fib bulletin 14 (2001) και στο ACI 440.2R-02 (2002).

- Οι επιφάνειες σκυροδέματος όπου θα γίνει επικόλληση θα πρέπει να απαλλαγμένες σαθρού υλικού, επίπεδες (πλήρωση μεγάλων ρωγμών με ένεμα, επισκευή κοιλοτήτων με κονίαμα), εκτραχυμένες (π.χ. με συρματόβουρτσα ή αμμοβολή ή υδροβολή), απόλυτα καθαρές και στεγνές. Τυχόν υγρασία (τόσο επιφανειακή όσο και εγκλωβισμένη στο υπό ενίσχυση στοιχείο) προϋποθέτει τη χρήση ειδικών ρητινών.
- Η επιλογή της ρητίνης θα πρέπει να γίνει λαμβάνοντας υπόψη, εκτός από τις συνθήκες υγρασίας και τις συνθήκες θερμοκρασίας, οι οποίες είναι καθοριστικές για την σκλήρυνση της ρητίνης αλλά και για την μετέπειτα συμπεριφορά της. Η εφαρμογή των ρητινών σε χαμηλές θερμοκρασίες περιβάλλοντος ενδέχεται να πρέπει να γίνεται σε συνδυασμό με επιβολή τοπικής θέρμανσης.
- Τα ελάσματα σύνθετων υλικών θα πρέπει να καθαρίζονται σχολαστικά (π.χ. με διάλυμα ακετόνης) λίγο πριν την εφαρμογή τους, να υφίστανται προσεκτική μεταχείριση (από εργάτες που θα φορούν γάντια) και να τοποθετούνται χωρίς να υφίστανται στρέβλωση. Ιδιαίτερη φροντίδα απαιτείται κατά την εφαρμογή των υφασμάτων, στα οποία οι ίνες θα πρέπει να είναι απόλυτα ευθύγραμμες (με εξαίρεση τις περιοχές όπου θα πρέπει να εφαρμόζονται υπό καμπυλότητα, όπως π.χ. στις γωνίες υποστρωμάτων) και όσο τεντωμένες γίνεται (ώστε να “ενεργοποιηθούν”, δηλαδή να παραλάβουν δυνάμεις, αμέσως μετά την εφαρμογή φορτίων στο ενισχυμένο στοιχείο).
- Η στρώση εποξειδικής ρητίνης για την επικόλληση ελασμάτων θα πρέπει να έχει πάχος της τάξης του 1.5 mm. Αυτή που χρησιμοποιείται για τον επί τόπου εμποτισμό υφασμάτων θα πρέπει να έχει την κατάλληλη ρευστότητα (ιξώδες) και να εφαρμόζεται στην κατάλληλη ποσότητα ώστε να εξασφαλίζεται πλήρης κάλυψη (εμποτισμός) των ινών, χωρίς παράλληλα να εγκλωβίζεται αέρας (το τελευταίο επιτυγχάνεται όταν η ρητίνη απλώνεται και ταυτόχρονα πιέζεται με ειδικούς κυλίνδρους).

- Για να διευκολύνεται η εφαρμογή επιχρίσματος πάνω στα σύνθετα υλικά, θα πρέπει προτού σκληρυνθεί η εξωτερική στρώση ρητίνης να γίνει πάνω σ' αυτήν ρίψη επαρκούς ποσότητας (της τάξης του 1 kg/m^2) χαλαζιακής άμμου, ώστε να δημιουργηθεί τραχεία επιφάνεια.
- Γενικά η εφαρμογή του συστήματος ενίσχυσης θα πρέπει να γίνεται από εξειδικευμένα συνεργεία και με εξαιρετική επιμέλεια.

3.10 Ανθεκτικότητα

3.10.1 Γενικά

Στο Ενότητα αυτή γίνεται μία συνοπτική παρουσίαση της ανθεκτικότητας συστημάτων ενίσχυσης σύνθετων υλικών υπό τη επίδραση μίας σειράς παραγόντων, που γίνονται ακολούθως:

- Υψηλές θερμοκρασίες
- Υγρασία
- Υπεριώδης ακτινοβολία
- Αλκαλικό και όξινο περιβάλλον
- Γαλβανική διάβρωση
- Ερπυσμός, θραύση υπό τάση, διάβρωση υπό τάση
- Κόπωση
- Κρούση

3.10.2 Θερμοκρασιακές Επιδράσεις

Οι υψηλές θερμοκρασίες της τάξης των $50 - 80 \text{ }^\circ\text{C}$, μειώνουν σημαντικά την ικανότητα ανάληψης δυνάμεων στις ρητίνες (μήτρα σύνθετων υλικών, κόλλα στη διεπιφάνεια σύνθετων υλικών- σκυροδέματος). Ακόμα, υψηλότερες θερμοκρασίες όπως αυτές κατά τη διάρκεια πυρκαγιάς, προκαλούν πλήρη αποσύνθεση των ρητινών (πολλές από τις οποίες κατά την καύση τους εκλύουν τοξικά αέρια) και επομένως τα σύνθετα υλικά δεν μπορούν να φέρουν τάσεις. Οι θερμοκρασίες αποσύνθεσης των ινών είναι $1000 \text{ }^\circ\text{C}$ για το γυαλί, $650 \text{ }^\circ\text{C}$ για τον άνθρακα και $200 \text{ }^\circ\text{C}$ για το αραμιδίο. Πειραματικά αποτελέσματα έχουν δείξει ότι μανδύες σύνθετων υλικών με ίνες άνθρακα σε εποξειδική μήτρα υφίστανται απώλεια αντοχής για θερμοκρασίες πάνω από περίπου $260 \text{ }^\circ\text{C}$. Έτσι, κατά τη διάρκεια ανάπτυξης υψηλών θερμοκρασιών (αλλά και μετά) το σύστημα ενίσχυσης θα πρέπει να θεωρείται ανενεργό, εκτός αν φέρει πυροπροστασία. Η τελευταία είναι εφικτή σε σημαντικό βαθμό νέσω επικάλυψης των σύνθετων υλικών είτε με ειδικά επιχρίσματα (ή κοινά επιχρίσματα μεγάλου πάχους, της τάξης των $40 - 50 \text{ mm}$, σύμφωνα με τις Ιαπωνικές Συστάσεις JSCE 2001) είτε με ειδικά προστατευτικά (π.χ. τύπου γυψοσανίδας μεγάλου πάχους).

3.10.3 Υγρασία

Γενικά τα σύνθετα υλικά έχουν πολύ καλή συμπεριφορά σε συνθήκες υγρασίας. Σε ορισμένες περιπτώσεις όμως και μετά από μακροχρόνια δράση του νερού ή ρευστών γενικότερα, κάποιοι συνδυασμοί ινών – ρητίνης ενδέχεται να παρουσιάσουν προβλήματα. Οι ρητίνες απορροφούν μικρές ποσότητες νερού, οι οποίες μειώνουν ελαφρά την αντοχή τους καθώς και τη θερμοκρασία υαλώδους μετάπτωσης. Αυτές βέβαια που χρησιμοποιούνται συνήθως για την επικόλληση σύνθετων υλικών (καλής ποιότητας εποξειδικές ρητίνες) έχουν γενικά εξαιρετική ανθεκτικότητα

στην υγρασία. Από τις ίνες, παρουσία υγρασίας το γυαλί υφίσταται μικρή μείωση αντοχής (λόγω απομάκρυνσης ιόντων από την επιφάνεια των ινών) και το αραμίδιο, το οποίο μπορεί να απορροφήσει υγρασία μέχρι και 13% κ.β., αρκετά μεγαλύτερη. Οι ίνες άνθρακα είναι πρακτικά απρόσβλητες.

Εδώ αξίζει να επισημάνουμε ότι η πλήρης κάλυψη στοιχείων σκυροδέματος με μανδύες σύνθετων υλικών δημιουργεί στεγανές (σε νερό και αέρα) εξωτερικές επιφάνειες με αποτέλεσμα την προστασία του μέλους από δυσμενείς περιβαλλοντικούς παράγοντες (π.χ. χλωριόντα, δράση χημικών). Τούτο σε στοιχεία τα οποία είτε παρουσιάζουν έντονη διάβρωση είτε εκτίθενται σε διαβρωτικό περιβάλλον, είναι ιδιαίτερα ευνοϊκό, διότι ο ρυθμός διάβρωσης μειώνεται δραστικά. Πρέπει να τονιστεί βέβαια ότι σε στοιχεία τα οποία θα πρέπει να «αναπνέουν» (να είναι δηλαδή σχετικά εύκολα διαπερατά) ένας καθολικός μανδύας (ο οποίος ενδέχεται μάλιστα να εγκλωβίσει την υγρασία) θα πρέπει να αποφεύγεται.

3.10.4 Υπεριώδης Ακτινοβολία

Η υπεριώδης ακτινοβολία του ήλιου (UV) επιφέρει αλλοίωση της ισχύος των δεσμών και γενικά μείωση της αντοχής στα πολυμερή (μήτρα σύνθετων υλικών) που εκτίθενται σε αυτή. Φαινομενικά, το αποτέλεσμα της επίδρασης της υπεριώδους ακτινοβολίας είναι η χρωματική αλλοίωση και μικρορηγματώση των εκτιθέμενων επιφανειών. Για την περίπτωση των σύνθετων υλικών η υπεριώδης ακτινοβολία επηρεάζει κάπως την επιφανειακή στρώση ρητίνη, επιφέροντας χρωματική αλλοίωση και ενδεχομένως μικρή μείωση της αντοχής της, όχι όμως και τις ίνες (εξαιρέση αποτελούν οι ίνες αραμιδίου, οι οποίες είναι ελαφρώς ευπαθείς). Ως μέθοδος προστασίας στην περίπτωση απευθείας έκθεσης στον ήλιο επί μακρόν προτείνεται η εφαρμογή επιχρισμάτων ή ειδικών αντι-UV (ακρυλικής ή πολυουρεθανικής σύστασης) βαφών ανοικτού χρώματος (π.χ. γκρι ανοικτό).

3.10.5 Αλκαλικό Και Όξινο Περιβάλλον

Γενικά, τόσο το αλκαλικό περιβάλλον, (π.χ. αυτό του σκυροδέματος) όσο και το όξινο δεν έχουν δυσμενείς επιδράσεις σε σύνθετα υλικά με ίνες άνθρακα. Οι ίνες γυαλιού είναι όμως αρκετά ευπαθείς (υφίστανται μείωση αντοχής), ενώ οι ίνες αραμιδίου έχουν ενδιάμεση συμπεριφορά. Προστασία σε ευπαθείς ίνες παρέχεται από την μήτρα (ρητίνη), υπό την προϋπόθεση βέβαια ότι αυτή τις απομονώνει από το αλκαλικό ή το όξινο περιβάλλον.

3.10.6 Γαλβανική Διάβρωση

Η επαφή των ινών άνθρακα με χάλυβα θα πρέπει να αποφεύγεται, διότι ο τελευταίος θα υποστεί γαλβανική διάβρωση. Τέτοιο πρόβλημα δεν υφίσταται όταν χρησιμοποιούνται ίνες γυαλιού ή αραμιδίου.

3.10.7 Ερπυσμός - Θραύση Υπό Τάση – Διάβρωση Υπό Τάση

Γενικά, οι ερπυστικές παραμορφώσεις (αυτές δηλαδή που αναπτύσσονται με το χρόνο υπό σταθερή τάση) σύνθετων υλικών τα οποία φορτίζονται κυρίως παράλληλα στις ίνες είναι μικρές. Για γυαλιά με ίνες άνθρακα είναι πρακτικά μηδενικές, για ίνες γυαλιού πολύ μικρές (αμελητέες), ενώ για ίνες αραμιδίου κάπως μεγαλύτερες. Δεδομένου όμως ότι σε περιπτώσεις ενισχύσεων συνήθως (α) τα σύνθετα υλικά ευρίσκονται υπό τάση μόνο για τα πρόσθετα φορτία (πλέον του ίδιου βάρους) και (β) το σκυρόδεμα δεν είναι «μικρής ηλικίας», οπότε έχει αναπτύξει το

μεγαλύτερο τμήμα των ερπυστικών παραμορφώσεων, ο ερπυσμός σπανίως αποτελεί φαινόμενο προς εξέταση.

Μία αξιοσημείωτη παρατήρηση είναι η εξαιρετικά πτωχή συμπεριφορά των σύνθετων υλικών με ίνες γυαλιού υπό τάση. Οι τελευταίες μπορεί να αστοχήσουν όταν βρίσκονται υπό μόνιμη τάση, ακόμα και αν αυτή είναι εξαιρετικά χαμηλή (π.χ. 20% της εφελκυστικής αντοχής). Το φαινόμενο αυτό ονομάζεται θραύση υπό τάση (stress rupture).

Το φαινόμενο της διάβρωσης υπό τάση (stress corrosion) αφορά στη μείωση της αντοχής των σύνθετων υλικών λόγω της συνδυασμένης δράσης εφελκυστικών τάσεων και διαβρωτικού (π.χ. όξινου ή αλκαλικού) περιβάλλοντος (το οποίο όμως, απουσία τάσεων, δεν θα είχε ως αποτέλεσμα την μείωση της αντοχής). Γενικά τα σύνθετα υλικά με ίνες άνθρακα δεν έχουν πρόβλημα διάβρωσης υπό τάση ακόμα και αν η τάση φθάνει στο 80 % της εφελκυστικής αντοχής. Οι ίνες γυαλιού όμως είναι εξαιρετικά ευπαθείς (ειδικά όταν συνδυάζονται με ρητίνες όχι τόσο καλές όσο οι εποξειδικές) ενώ οι ίνες αραμιδίου δείχνουν ενδιάμεση συμπεριφορά.

Συμπερασματικά, όταν τα σύνθετα υλικά φέρουν μόνιμα φορτία, η βέλτιστη επιλογή, υλικού ινών είναι ο άνθρακας (σε συνδυασμό) με εποξειδική ρητίνη.

3.10.8 Κόπωση

Γενικά, η συμπεριφορά των σύνθετων υλικών σε κόπωση (δράση μεγάλου αριθμού κύκλων επαναλαμβανόμενης φόρτισης) είναι πολύ καλή. Ειδικά για υλικά με ίνες άνθρακα η διεθνής βιβλιογραφία καταδεικνύει ότι η αντοχή σε κόπωση είναι μεγαλύτερη από αυτή του χάλυβα οπλισμού: σε περιπτώσεις καμπτικής ενίσχυσης δοκών με υλικά ινών άνθρακα υπό επαναλαμβανόμενη φόρτιση πρώτα παρατηρήθηκαν αστοχίες λόγω κόπωσης στον εφελκυσμένο χάλυβα και σε καμία περίπτωση στους εξωτερικούς οπλισμούς ενίσχυσης.

3.10.9 Κρούση

Σε ότι αφορά στην επίδραση της κρούσης (π.χ. λόγω πρόσκρουσης οχήματος σε υποστύλωμα γέφυρας ενισχυμένο με μανδύα σύνθετων υλικών) στην εναπομένουσα αντοχή των σύνθετων υλικών, καλύτερη συμπεριφορά δίνουν τα υλικά με ίνες αραμιδίου (δεν είναι τυχαίο άλλωστε ότι αυτές χρησιμοποιούνται για την κατασκευή αλεξίσφαιρων γιλέκων), ακολουθούν αυτά με ίνες γυαλιού και τέλος με ίνες άνθρακα.

3.10.10 Αξιολόγηση Τύπου Ινών

Ένα ερώτημα το οποίο τίθεται συχνά στην πράξη από τους μηχανικούς – μελετητές ενισχύσεων με σύνθετα υλικά αφορά στην επιλογή του πλέον κατάλληλου για κάθε περίπτωση τύπου ινών. Η παράμετρος που καθορίζει τον σχεδιασμό μίας επέμβασης σε πολλές περιπτώσεις (π.χ. ενίσχυση σε κάμψη, ενίσχυση σε τέμνουσα, περίσφιγξη με στόχο αύξηση της θλιπτικής αντοχής, περίσφιγξη στις κρίσιμες περιοχές υποστυλωμάτων με στόχο την αποτροπή λυγισμού των διαμήκων ράβδων) είναι η «δυστένεια» του υλικού, δηλαδή το γινόμενο E_{tf} (μέτρο ελαστικότητας επί συνολικό πάχος). Έτσι, ένα πρώτο κριτήριο επιλογής υλικού ινών θα μπορούσε να αποτελέσει το **κόστος για δεδομένη δυστένεια**. Για παράδειγμα, ένα ύφασμα ινών άνθρακα με μέτρο ελαστικότητας 230 GPa και πάχος $t_{fib} = 0.12$ mm είναι ουσιαστικά ισοδύναμο ενός υφάσματος ινών γυαλιού με μέτρο ελαστικότητας 69 GPa και πάχος $t_{fib} = 0.40$ mm. Το σύνθετο υλικό που θα προκύψει και από τα δύο θα έχει «δυστένεια» κάτι λιγότερι (λόγω του μειωτικού συντελεστή γ_1) από nE_{tfib} όπου $n = 0$ αριθμός των στρώσεων.

Σαν δεύτερο παράδειγμα, δύο στρώσεις υφάσματος ινών άνθρακα με μέτρο ελαστικότητας 230 GPa και πάχος 0.12 mm είναι ουσιαστικά ισοδύναμες 5 στρώσεις υφάσματος γυαλιού με μέτρο ελαστικότητας 69 GPa και πάχος 0.16 mm. Έτσι, αν το κόστος (π.χ. ανά m²) κάθε υφάσματος γυαλιού, στο τελευταίο παράδειγμα, είναι πάνω από 2.5 φορές χαμηλότερου του αντίστοιχου για το ύφασμα άνθρακα, η επιλογή του αποτελεί τη βέλτιστη λύση. Στην περίπτωση που στόχος της ενίσχυσης είναι η αύξηση της παραμορφωσιμότητας του σκυροδέματος μέσω περίσφιγξης (π.χ. σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων με στόχο την αύξηση του δείκτη πλαστιμότητας) η παράμετρος που καθορίζει τον σχεδιασμό μίας επέμβασης είναι το γινόμενο f_{fat} (εφελκυστική αντοχή επί συνολικό πάχος), οπότε ως κριτήριο επιλογής του τύπου ινών θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί το κόστος για δεδομένη τιμή του παραπάνω γινομένου.

Κριτήριο	Ίνες Άνθρακα	Ίνες Γυαλιού	Ίνες Αραμιδίου
Υψηλές θερμοκρασίες	+	-	-
Υγρασία	+	-	-
Υπεριώδης ακτινοβολία	++	+	-
Αλκαλικό και όξινο περιβάλλον	++	--	+
Γαλβανική διάβρωση	--	+	+
Ερπυσμός	++	--	-
Θραύση υπό τάση, διάβρωση υπό τάση	++	--	+
Κόπωση	++	-	+
Κρούση	-	+	++

Πίνακας 4 Αξιολόγηση ινών με βάση ανθεκτικότητα

Στους παραπάνω συλλογισμούς όμως θα πρέπει να ληφθούν σοβαρά υπόψη και άλλες παράμετροι, όπως είναι το κόστος εργατικών (αυξάνεται με τον αριθμό στρώσεων), η αποδοτικότητα των πολλαπλών στρώσεων (δεν είναι ανάλογη του αριθμού των στρώσεων), η δυσκολία εμποτισμού στρώσεων μεγάλου πάχους και, φυσικά η ανθεκτικότητα του συστήματος σε διάρκεια. Σε ότι αφορά στον τελευταίο παράγοντα, τα σύνθετα υλικά με ίνες άνθρακα είναι αυτά που έχουν την καλύτερη συμπεριφορά, όπως φαίνεται και στον Πίνακα 4.

3.11 Τεχνικές Ενίσχυσης

3.11.1 Γενικά

Προκειμένου μία κατασκευή να είναι αξιόπιστη στην σεισμική της συμπεριφορά, πρέπει να πραγματοποιηθούν κάποιες τεχνικές ενίσχυσης οι οποίες να περιορίζουν τις μετακινήσεις των δομικών της στοιχείων. Είναι δηλαδή οι διαδικασίες που χρησιμοποιούνται για την επίτευξη της στρατηγικής επέμβασης ή του συστήματος ενίσχυσης που έχει επιλεγεί. Ο Μηχανικός του έργου καλείται να επιλέξει την καταλληλότερη μέθοδο επέμβασης και να λάβει υπόψιν ένα πλήθος παραγόντων για την βέλτιστη λύση. Οι παράγοντες που καλείται να αντιμετωπίσει είναι από τους νομικούς και πολεοδομικούς παράγοντες, μέχρι τους χρονικούς και οικονομικούς περιορισμούς. Σήμερα χρησιμοποιούνται διάφορες τεχνικές για την αντισεισμική επισκευή και ενίσχυση μίας κατασκευής. Οι επεμβάσεις έχουν ως αποτέλεσμα την αύξηση της αντοχής και

της πλαστιμότητας της κατασκευής με παράλληλη αύξηση του βάρους και της δυσκαμψίας της. Σκοπός των επεμβάσεων είναι η αποκατάσταση των βλαβών (αντοχή, δυσκαμψία και ικανότητα απορρόφησης σεισμική ενέργειας) έτσι ώστε η κατασκευή να διατηρεί τα λειτουργικά και αισθητικά χαρακτηριστικά της κατά τη διάρκεια της ζωής της.

3.11.2 Μέθοδοι Ενίσχυσης – Τύποι Επεμβάσεων

Οι παρακάτω μέθοδοι ενίσχυσης μπορούν να αλλάξουν σε μεγάλο βαθμό το αρχικό στατικό σύστημα της κατασκευής, ανάλογα με το πόσο εκτεταμένες θα είναι. Θα πρέπει επίσης να σημειωθεί, ότι μπορεί να απαιτηθούν επεμβάσεις και στο σημείο της θεμελίωσης.

- Μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα ή άλλα υλικά σε δομικά στοιχεία της κατασκευής (στήλοι - δοκοί). Η μέθοδος αυτή είναι κατάλληλη στην περίπτωση που η κατασκευή μας χρειάζεται αύξηση της πλαστιμότητας και της αντοχής των δομικών στοιχείων καθώς και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας μέσω ενίσχυσης των υφιστάμενων στοιχείων.



Εικόνα 2

Η εφαρμογή της μεθόδου με τους μανδύες συνδυάζεται με άλλο ένα τρόπο ενίσχυσης. Αυτοί είναι:

- Λεπτοί μανδύες στα υποστυλώματα και κάθε είδους περίσφιξη. Αυτό σημαίνει βελτίωση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας και βελτίωση της πλαστιμότητας.
- Μανδύες στα υποστυλώματα και αύξηση του πάχους των στοιχείων. Με τον συνδυασμό αυτό επιτυγχάνεται η αύξηση αντοχής, ακαμψίας και πλαστιμότητας, με την ενίσχυση των υφιστάμενων στοιχείων.
- Μανδύες στα υποστυλώματα και προσθήκη νέων στοιχείων. Η μέθοδος αυτή επιτυγχάνει την αύξηση αντοχής, ακαμψίας και πλαστιμότητας.

- Κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής. Εφαρμόζεται σε περίπτωση που χρειάζεται αύξηση της δυσκαμψίας ή της αντοχής της κατασκευής. Επίσης, στην περίπτωση που υπάρχουν σφάλματα σχεδιασμού που σχετίζονται με τη μόρφωση του φορέα και πιο συγκεκριμένα όταν υπάρχει έντονη ασυμμετρία κατανομής δυσκαμψίας ή αντοχής καθ' ύψος.



Εικόνα 3

- Κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός των πλαισίων του φέροντος οργανισμού της κατασκευής. Η μέθοδος αυτή, στοχεύει κυρίως στην αύξηση της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής. Στο σημείο αυτό πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στην αντοχή των κόμβων, η οποία πρέπει να είναι επαρκής διότι αποτελούν τις περιοχές αλληλεπίδρασης της υφιστάμενης κατασκευής με τα νέα στοιχεία.



Εικόνα 4

- Προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων στην κατασκευή. Αν η επιλεγμένη στρατηγική επέμβασης είναι η ταυτόχρονη βελτίωση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής τότε η μέθοδος αυτή είναι η καταλληλότερη.
- Κατασκευή πλευρικών τοιχωμάτων – πτερυγίων από οπλισμένο σκυρόδεμα σε συνέχεια και σύνδεση με υφιστάμενα υποστυλώματα της κατασκευής. Η μέθοδος αυτή είναι κατάλληλη στην περίπτωση που η κατασκευή χρειάζεται μέτρια αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας και βελτίωση της πλαστιμότητας.
- Ενσωμάτωση παθητικών συστημάτων απορρόφησης ενέργειας ιξώδους ή υστερητικής συμπεριφοράς στην κατασκευή.

3.12 Υλικά και Τεχνολογίες Επεμβάσεων

3.12.1 Γενικά

Συχνά απαιτείται να χρησιμοποιηθούν νέα υλικά και νέες τεχνολογίες σε συνδυασμό με τα παραδοσιακά υλικά όπως το σκυρόδεμα και ο χάλυβας, τα οποία όμως από μόνα τους είναι ανεπαρκή. Χρειάζεται όμως να διασφαλιστεί ένα σύστημα ποιοτικού ελέγχου σε επίπεδο σημαντικά υψηλότερο από αυτό που εφαρμόζεται στις νέες κατασκευές. Επιπλέον, πρέπει να υπάρχει πλήρης συνεργασία μεταξύ των νέων και των παλιών υλικών. Λόγω των συστηματικών ερευνών και εφαρμογών που έχουν γίνει για τις εργασίες επεμβάσεων έχει αναπτυχθεί αρκετή τεχνογνωσία γύρω από την τεχνολογία και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών που χρησιμοποιούνται σε επεμβάσεις κατασκευών, επισκευών και ενισχύσεων. Επίσης, αρκετά από τα υλικά αυτά βρίσκονται έτοιμα στην αγορά. Τα πιο συνηθισμένα υλικά που χρησιμοποιούνται για τις επεμβάσεις των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος είναι τα εξής:

- ❖ Ειδικοί Τύποι Σκυροδέματος
- ❖ Πολυμερικές Κόλλες - Ρητίνες
- ❖ Επισκευαστικά Κονιάματα
- ❖ Επικολητά Φύλλα από χάλυβα ή Ινοπλισμένα Πολυμερή (FRPs)
- ❖ Διατμητικοί Σύνδεσμοι ή Αγκύρια
- ❖ Αγκυρώσεις και Συγκολλήσεις νέων ράβδων οπλισμού

3.12.2 Υλικά Επεμβάσεων

Α) Ειδικοί Τύποι Σκυροδέματος

Η συστολή ξήρανσης και η μειωμένη συνάφεια είναι τα συχνότερα μειονεκτήματα που μπορεί να αντιμετωπίσει ένας Μηχανικός στο σκυρόδεμα. Για την μείωση του μεγέθους της αισθητικής παρέμβασης απαιτείται αυξημένη αντοχή του νέου σκυροδέματος.

Η χρήση του σκυροδέματος χρησιμοποιείται κατά την κατασκευή διαζωμάτων, υπερθύρων και στις αβαθείς θεμελιώσεις. Υπάρχουν τέσσερις τύποι σκυροδέματος που χρησιμοποιούνται στις επεμβάσεις: α) το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, το οποίο αποτελεί την πλέον δημοφιλή επιλογή στην Ελλάδα, β) το έγχυτο σκυρόδεμα υψηλής αντοχής και σταθερού όγκου, γ) το πολυμερικό σκυρόδεμα και δ) το σκυροτσιμεντόπηγμα.



Εικόνα 5

α) Η ευρύτατη χρήση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος οφείλεται στις εξής ιδιότητές του:

- Έχει υψηλή θλιπτική αντοχή, λόγω χαμηλού υδατοσυντελεστή.
- Αυτοστηρίζεται, δηλαδή δεν απαιτείται ξυλότυπος.
- Η εγκατάστασή του είναι κινητή.
- Πολύ καλή πρόσφυση με το υλικό βάσης λόγω της μεγάλης ταχύτητας εκτόξευσης.

Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται κυρίως σε εκτεταμένες επιφάνειες (π.χ. τοιχώματα) για την κατασκευή μανδυνών μικρού πάχους ($d \leq 100\text{mm}$) σε υποστυλώματα.

β) Το έγχυτο σκυρόδεμα είναι ένα μίγμα από τσιμέντο, λεπτόκκοκη άμμο και διογκωτικών σε κατάλληλες αναλογίες. Το τσιμεντοκονίαμα αυτό είναι πολύ ρευστό, αποκτά μεγάλες αντοχές σε μικρό χρονικό διάστημα και δεν υφίσταται συστολές ξήρανσης.

γ) Το πολυμερικό σκυρόδεμα χρησιμοποιείται συνήθως για επισκευή δαπέδων ή καταστρωμάτων γεφυρών. Τα πλεονεκτήματα του σκυροδέματος αυτού είναι η εξαιρετική πρόσφυση, η μεγάλη αντοχή σε θλίψη και κάμψη, η μεγάλη αντοχή σε τριβή και έχει αυξημένη ανθεκτικότητα σε προσβολή από χημικά αντιδραστήρια.

δ) Η σκυροδέτηση και η διαδικασία εφαρμογής του σκυροτσιμεντοπήγματος είναι εύκολη γιατί τα αδρανή που χρησιμοποιούνται έχουν ελάχιστο μέγεθος κόκκων 10 – 15 mm και έτσι μειώνεται σημαντικά το πρόβλημα της συστολής ξηράνσεως. Η μέθοδος αυτή δεν είναι διαδεδομένη.

B) Πολυμερικές Κόλλες – Ρητίνες

Οι πολυμερικές κόλλες είναι ισχυρά συγκολλητικά υλικά που δημιουργούνται από την επί τόπου ανάμιξη δύο συστατικών. Ενός πολυμερές υλικού που βρίσκεται σε υγρή κατάσταση και ενός υλικού που λειτουργεί ως σκληρυντής. Η ανάμιξη αυτή, έχει τις εξής ιδιότητες: α) δημιουργεί ένα αδιαπέραστο φράγμα υγρασίας, β) επιτυγχάνει την πλήρη επαφή των στοιχείων που πρέπει να συνδεθούν, γ) η κατανομή των φορτίων γίνεται σε μεγαλύτερη επιφάνεια, μειώνοντας τις εντάσεις. Υπάρχουν πολλά είδη πολυμερών, αλλά τα πλέον διαδεδομένα είναι οι εποξειδικές ρητίνες και οι πολυεστερικές ρητίνες. Τα μειονεκτήματα του υλικού αυτού είναι α) πρέπει να υπάρχει ακινησία των στοιχείων που συγκολλήθηκαν για όσο χρόνο χρειαστεί και β) πρέπει να χρησιμοποιηθούν γρήγορα, από τη στιγμή που αναμιχθούν, διότι ο χρόνος ρευστότητάς τους είναι μικρός. Στην πράξη, το μεγαλύτερο μερίδιο εργασιών με πολυμερικές κόλλες αφορά τις επισκευές ρωγμών με την τεχνική των ρητιενέσεων.

Ρητιενέσεις: Αποτελεί το οικονομικότερο αντικείμενο των εργασιών με πολυμερικές κόλλες. Πλεονεκτήματα:

- Προστασία από την οξείδωση του οπλισμού στην περιοχή της ρωγμής, λόγω της πλήρους συνέχειας του υλικού από την κόλλα.
- Εμποδίζεται η αύξηση της επιφάνειας της ρωγμής, εξ' αιτίας της υψηλής αντοχής εφελκυσμού των ρητινών με το σκυρόδεμα.
- Υψηλό βαθμό διακριτικότητας



Εικόνα 6

Γ) Επισκευαστικά Κονιάματα

Τα επισκευαστικά κονιάματα χρησιμοποιούνται συνήθως όταν το απαιτούμενο πάχος του υλικού είναι μικρό και απαιτείται πολύ καλή πρόσφυση. Η επιλογή της σύνθεσης του κονιάματος θα πρέπει να γίνει με βάση τα χαρακτηριστικά του ήδη υπάρχοντος κτηρίου. Τα πιο συνηθισμένα είναι τα κονιάματα με πολυμερή και τα κονιάματα με βάση το τσιμέντο.

Κονιάματα με πολυμερή: Επιτυγχάνεται με αντικατάσταση του τσιμέντου με πολυμερές και με αντικατάσταση μέρους του νερού με υδατοδιαλυτό πολυμερές (latex). Χρησιμοποιούνται για αποφλοιώσεις σκυροδέματος, όπου ο βαθμός βλάβης είναι μικρός σε δομικά στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα (π.χ. «γυμνούς» οπλισμούς λόγω κακής σκυροδέτησης). Τα κονιάματα με πολυμερή γίνονται με δύο τρόπους: α) με αντικατάσταση του τσιμέντου με πολυμερές και β) με αντικατάσταση μέρους του νερού με υδατοδιαλυτό πολυμερές (latex). Τα κονιάματα αυτά, στο πεδίο εφαρμογής έχουν το προβάδισμα παρ' όλο που δεν αποτελούν και την πιο οικονομική λύση.



Εικόνα 7

Κονιάματα με βάση το τσιμέντο: Επιτυγχάνεται από ειδικές κονίες με προσθήκη μικρής ποσότητας νερού. Χρησιμοποιούνται, όχι μόνο σε μικρό βαθμό βλάβης, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, αλλά και σε μεγαλύτερο (π.χ. πλήρωση φωλεών σε στοιχεία σκυροδέματος με κακή συμπύκνωση). Τα κονιάματα με βάση το τσιμέντο δημιουργούνται από ειδικές κονίες με προσθήκη μικρής ποσότητας νερού. Τα μεγαλύτερα πλεονεκτήματα αυτών των κονιαμάτων είναι: α) οι υψηλές αντοχές τους που οφείλονται στο χαμηλό υδατοτσιμεντοσυντελεστή, β) η ταχεία ανάπτυξη αντοχής, γ) η μεγάλη ρευστότητα, που μπορεί να επιτευχθεί χωρίς μείωση της αντοχής, λόγω παρουσίας υπερευστοποιητών και δ) η εξουδετέρωση της συστολής ξήρανσης, λόγω παρουσίας των ειδικών προσθέτων που προκαλούν σταδιακή αύξηση του όγκου του κονιάματος.

Δ) Επικολητά Φύλλα από γάλυβα – Φύλλα από Ινοπλισμένα Πολυμερή (FRPs)

Τα χαλύβδινα φύλλα επικολώνται στην εξωτερική επιφάνεια των δομικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα και σκοπός τους είναι η συμπλήρωση του παλιού οπλισμού με νέο. Η μέθοδος αυτή, βοηθάει στην αύξηση της καμπτικής αντοχής (εφελκυστικό πέγμα των στοιχείων) ή της διατμητικής αντοχής (ενίσχυση σε διάτμηση) των δοκών και των πλακών. Το πάχος των ελασμάτων αυτών συνήθως έχουν πάχος 1–1.5 mm με όριο διαρροής από 240 έως 400MPa.



Εικόνα 8

Τα φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή είναι σύνθετα υλικά που αποτελούνται από ίνες (γυαλί, αραμίδιο ή άνθρακα) υψηλής εφελκυστικής αντοχής εμποτισμένες με θερμοσκληρυνόμενη κόλλα (εποξειδική ρητίνη), η οποία αντέχει σε θερμοκρασίες κάτω των 80°C. Η εφαρμογή τους είναι απλή και ο χρόνος που απαιτείται για την εκτέλεση της εργασίας είναι ελάχιστος. Έτσι η εφαρμογή τους έχει επεκταθεί και σε περιπτώσεις όπου η τεχνική των επικολητών ελασμάτων είναι περιορισμένη. Έχουν τις εξής ιδιότητες:

- Ελαστική συμπεριφορά, μέχρι την αστοχία τους.
- Χαμηλή αντίσταση σε υψηλές θερμοκρασίες.
- Ευαισθησία σε περιβαλλοντικές δράσεις και μεταβολές.

Το βασικότερο μειονέκτημα της μεθόδου αυτής είναι το υψηλό κόστος του υλικού, καθώς όμως αυξάνεται η ζήτησή του, μειώνεται η τιμή του με αποτέλεσμα την αύξηση της παραγωγής αυτού του είδους των υλικών.

Ε) Διατμητικοί Σύνδεσμοι ή Αγκύρια

Οι σύνδεσμοι αυτοί είναι μεταλλικοί που αγκυρώνονται σε υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος τα οποία μπορούν να δρουν είτε ως βλήτρα είτε ως αγκύρια. Αν καταπονούνται σε διάτμηση

χαρακτηρίζονται ως βλήτρα ενώ αν καταπονούνται σε αξονικό φορτίο χαρακτηρίζονται ως αγκύρια.

ΣΤ) Αγκυρώσεις και Συγκολλήσεις νέων ράβδων οπλισμού

Η μέθοδος αυτή αποτελεί την πιο συχνή πρακτική ενίσχυσης κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Οι αγκυρώσεις ράβδων οπλισμού γίνονται με χημικό τρόπο χρησιμοποιώντας κάποια εποξειδική κόλλα. Οι συγκολλήσεις νέων ράβδων οπλισμού επιτυγχάνεται με την πιστή εφαρμογή των διατάξεων περί συγκολλήσεων του Κανονισμού Τεχνολογίας Χαλύβων Οπλισμού Σκυροδέματος. Η πλέον ενδεδειγμένη διαδικασία συγκόλλησης είναι η ηλεκτροσυγκόλληση. Έτσι οι ράβδοι έρχονται σε επαφή παρ' όλο που έχει γίνει συγκόλληση από την μία μόνο πλευρά.

Ζ) Μεταλλικά Στοιχεία

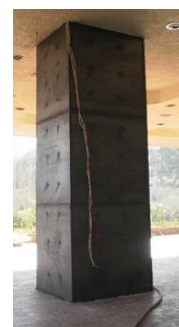
Η επισκευή και η ενίσχυση ενός κτηρίου με μεταλλικά στοιχεία, μπορεί να γίνει με ποικίλους τρόπους. Κάποιοι από αυτούς είναι:

α) Χαλύβδινα Ελάσματα: Επιτυγχάνεται ενίσχυση σε κάμψη στο εφελκυστικό πέλμα των στοιχείων και ενίσχυση σε διάτμηση στις παρειές των δοκών. Ο στόχος των στοιχείων αυτών είναι να αυξηθεί η καμπτική αντοχή των δοκών και των πλακών ή η διατμητική αντοχή των δοκών και να συμπληρωθεί το έλλειμα του υφιστάμενου οπλισμού.

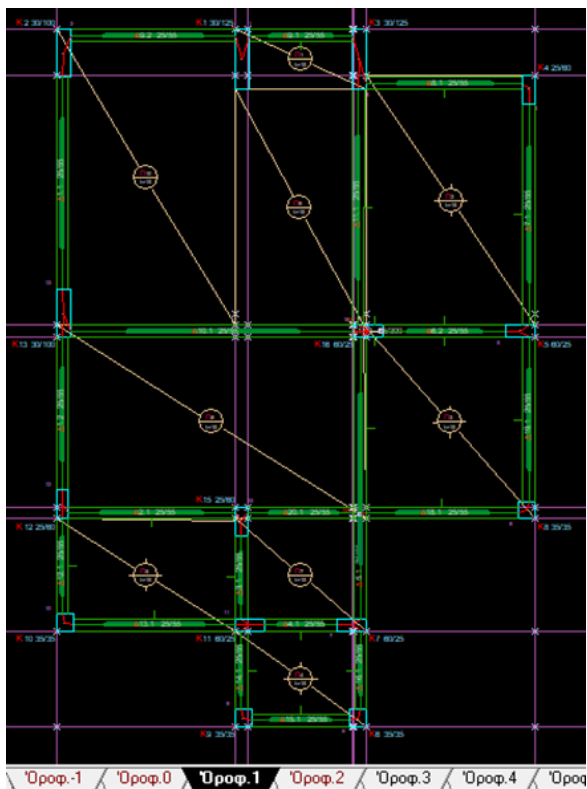


Εικόνα 9

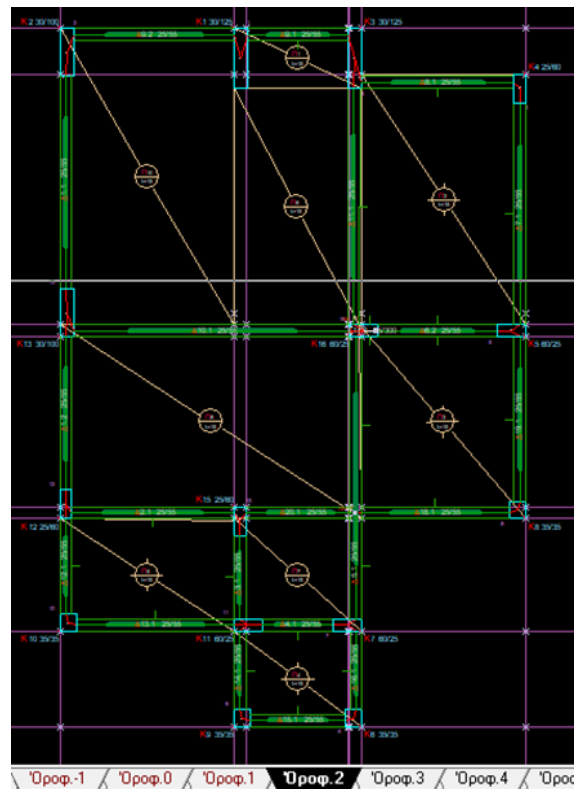
β) Μεταλλικοί Κλωβοί: Πρόκειται για κλειστούς μανδύες με την τεχνική της περίσφιξης. Χρησιμοποιείται για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων. Με την τεχνική αυτή, ενισχύεται η φέρουσα ικανότητα του υποστυλώματος, δεν εξασφαλίζει την πυροπροστασία του δομικού στοιχείου και δεν επηρεάζει την αντοχή των κόμβων του υποστυλώματος.



Εικόνα 10

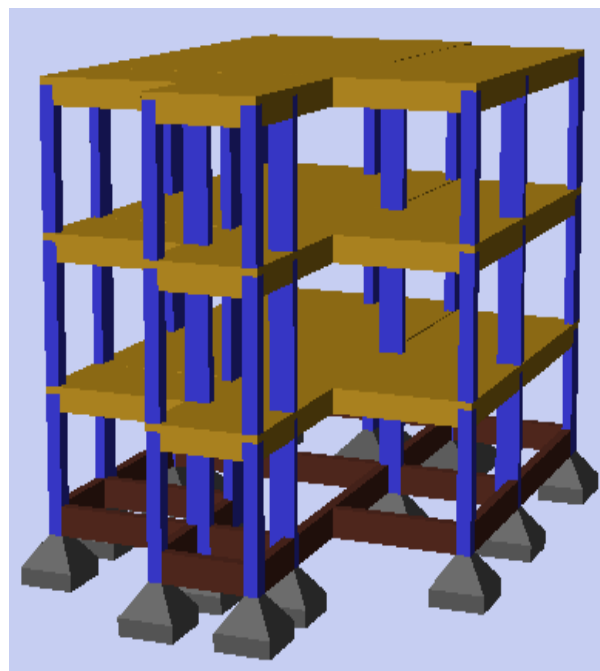
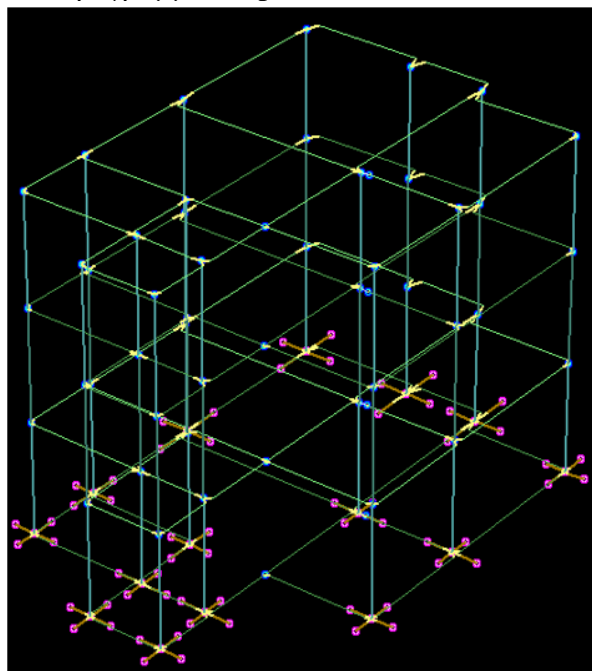


Εικόνα 1.3: Κάτοψη Α' ορόφου



Εικόνα 1.4: Κάτοψη Β' ορόφου

Στην Εικόνα 1.5 παρατίθεται το τρισδιάστατο προσομοίωμα του κτιρίου όπως προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα Fespa.



Εικόνα 1.5: Τρισδιάστατα προσομοιώματα του κτιρίου

4.2 Εισαγωγή Δεδομένων Κτιρίου Στο Πρόγραμμα Fespa

Βήμα 1^ο (Δεδομένα κτιρίου)

Αρχικά καθορίστηκαν τα στοιχεία του κτιρίου, δηλαδή το κύριο υλικό το οποίο είναι το σκυρόδεμα.

Υλικό	
Κύριο υλικό κτιρίου	? Σκυρόδεμα
Δευτερεύον υλικό κτιρίου	? Σκυρόδεμα

Στη συνέχεια, ορίστηκε η σεισμική ζώνη (Z2), η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{gr} = 0.24g$ και η σπουδαιότητα του κτιρίου II (συνήθη κτίρια).

Τα σεισμολογικά στοιχεία που απαιτήθηκαν είναι ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας 2 με συντελεστή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους 0,24g και σπουδαιότητα του κτιρίου κατηγορίας II (συνήθη κτίρια).

Σεισμική δράση	
Σεισμική ζώνη	? Z2
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a_{gR} [%g]	? 0.240
Σπουδαιότητα κτιρίου	? II (συνήθη κτίρια)
Συντελεστής σπουδαιότητας I	? 1.000
Συντελεστής τοπογραφίας S_t	? 1.000

Έπειτα προσδιορίστηκε η ποιότητα σκυροδέματος C20/25 και η ποιότητα του χάλυβα (οπλισμός) B500. Τέλος, ορίστηκε το είδος έδαφος (Αργίλος πολύ υγρή) καθώς και η επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{επ} = 200.00 \text{ kN/m}^2$.

Υλικό	
Ποιότητα σκυροδέματος	? C20/25
Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος f_{ck} [MPa]	? 20
Συντ. ασφαλείας σκυροδέματος γ_c	? 1.500
Συντ. μακροχρόνιων επιδράσεων στην θλιπτική αντοχή a_{cc}	? 0.850

Υλικό	
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα f_{yk} [MPa]	? 500
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα συνδετήρων f_{ywk} [MPa]	? 500
Χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα πλάκων [MPa]	? 500
Συντ. ασφαλείας χάλυβα γ_s	? 1.150
Είδος εδάφους	? Αργίλος πολύ υγρή
Απλοποιημένη μέθοδος υπολογισμού Φ.Ι. (χρήση $\sigma_{επ}$)	
Επιτρεπόμενη φέρουσα τάση ($\sigma_{επ}$) [kN/m ²]	? 200.00

Βήμα 2° (Δημιουργία κάρναβου)

Δημιουργείται ο τρισδιάστατος κάρναβος του κτιρίου σύμφωνα με την αποτύπωση του κτιρίου.

Βήμα 3° (Δεδομένα υποστυλωμάτων)

Στο σημείο αυτό, μπαίνουν τα δεδομένα των υποστυλωμάτων, δηλαδή η κατηγορία διατομής (ορθογωνική), το μήκος και το πλάτος. Στην συνέχεια γίνεται η εισαγωγή των υποστυλωμάτων στον κάρναβο που έχει γίνει στο προηγούμενο βήμα.

Υποστυλώμα								
Διατομή	Στατικά	Φορτία	Σκυρόδεμα	Οπλισμοί	Έδαφος	Υλικά - Αποτίμηση	Δομικός χάλυβας	Αποτίμη
<input checked="" type="checkbox"/>	Είδος υλικού		Σκυρόδεμα					
<input checked="" type="checkbox"/>	Κατηγορία διατομής		Ορθογωνική					
<input type="checkbox"/>	Γωνία τοποθέτησης φ [°]		0.00					
<input checked="" type="checkbox"/>	b [m]		0.350					
<input checked="" type="checkbox"/>	d [m]		0.350					
<input checked="" type="checkbox"/>	Επικάλυψη συνδετήρων, cnom [m]		0.035					

Οι διατομές των υποστυλωμάτων της κατασκευής είναι είτε τετραγωνικές είτε ορθογωνικές. Πιο συγκεκριμένα, οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων είναι:

K2, K13: 0,30 m x 1.00 m,

K1, K3: 0.30 m x 1.25 m,

K4, K12, K15: 0.25 m x 0.60 m,

K5, K7, K11, K16: 0.60 m x 0.25 m,

K6, K8, K9, K10: 0.35 m x 0.35 m,

Ο οπλισμός των υποστυλωμάτων είναι ο εξής:

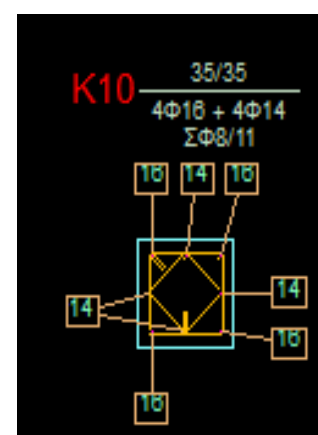
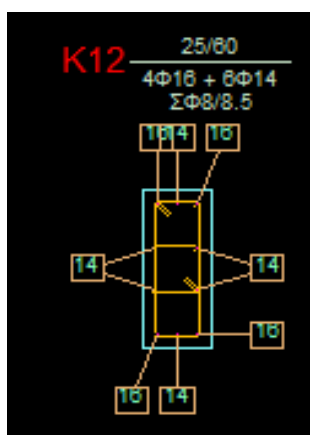
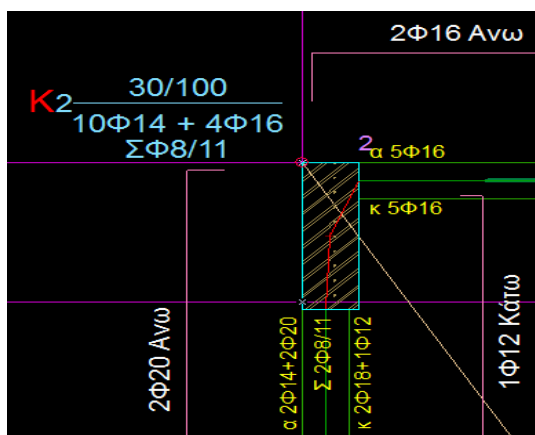
K2, K13: 10φ14 + 4φ16 – Σ φ8/11,

K1, K3: 12φ14 + 4φ16 – Σ φ8/10,

K4, K12, K15: 4φ16 + 6φ14 – Σ φ8/8.5,

K5, K7, K11, K16: 4φ16 + 6φ14 – Σ φ8/8.5,

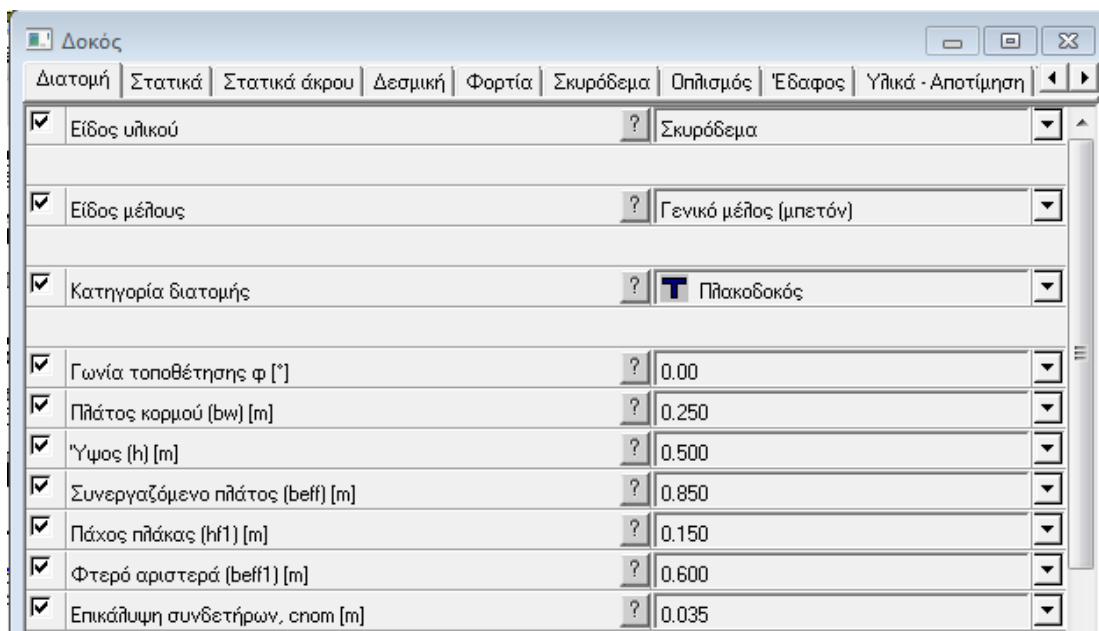
K6, K8, K9, K10: 4φ16 + 4φ14 – Σ φ8/11,



Τα υποστυλώματα των επόμενων ορόφων έχουν τις ίδιες διαστάσεις και τον ίδιο οπλισμό με τα αντίστοιχα του ισόγειου.

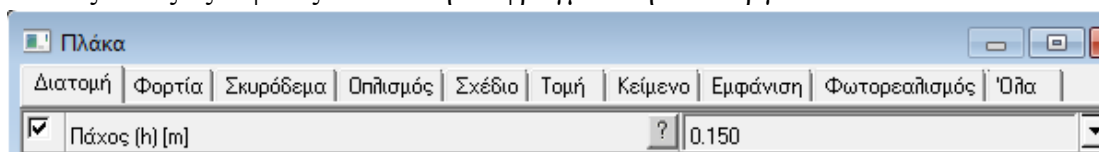
Βήμα 4^ο (Δεδομένα δοκών)

Στο σημείο αυτό, μπαίνουν τα δεδομένα των δοκών του κτιρίου, δηλαδή η κατηγορία διατομής (πλακοδοκός), το πλάτος του κορμού και το ύψος. Οι διαστάσεις των δοκών είναι 0.25 m x 0.50 m. Στην συνέχεια γίνεται η εισαγωγή των δοκών στον κάρναβο με τη βοήθεια των υποστυλωμάτων που έχει προηγηθεί.



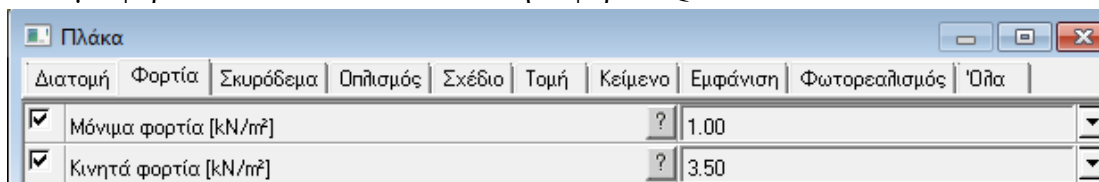
Βήμα 5^ο (Δεδομένα πλακών)

Εν συνεχεία, για την τοποθέτηση πλακών, ορίζουμε σταθερό πάχος πλάκας ($t = 0.15 \text{ m}$). Οι πλάκες αυτές εξασφαλίζουν και τη διαφραγματική λειτουργία.

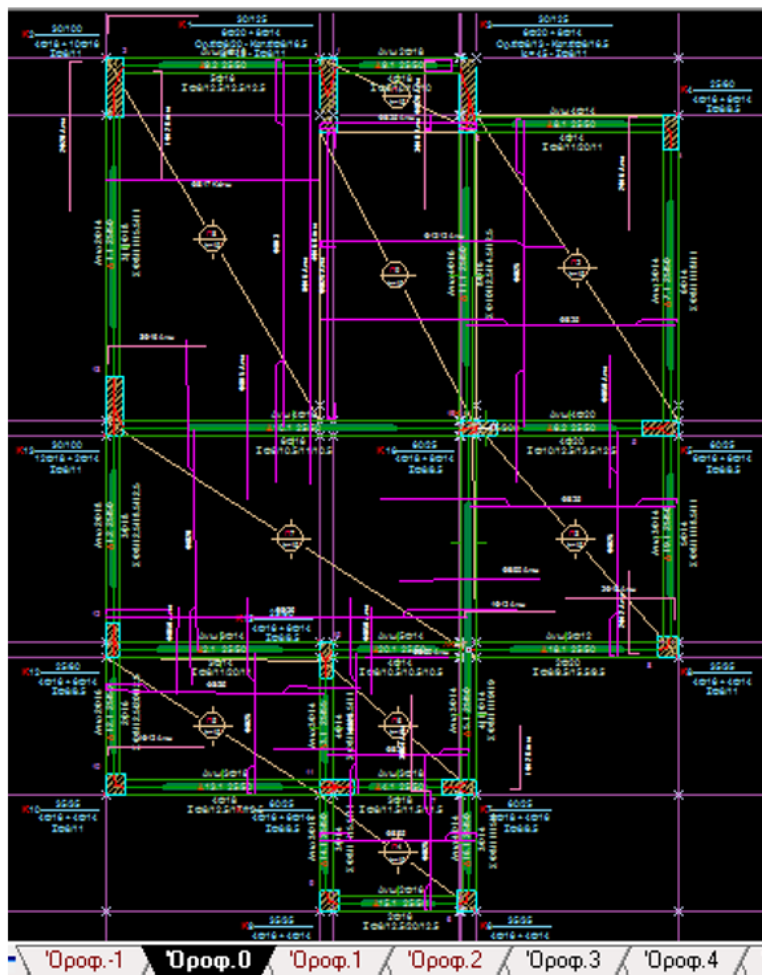


Βήμα 6^ο (Δημιουργία φορτίων στις πλάκες)

Στο βήμα αυτό, γίνεται η τοποθέτηση των επιφανειακών φορτίων που δρουν στην πλάκα. Μόνιμα φορτία $G = 1.00 \text{ kN/m}^2$ και κινητά φορτία $Q = 3.50 \text{ kN/m}^2$.



Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται ο οπλισμός της οροφής ισογείου.



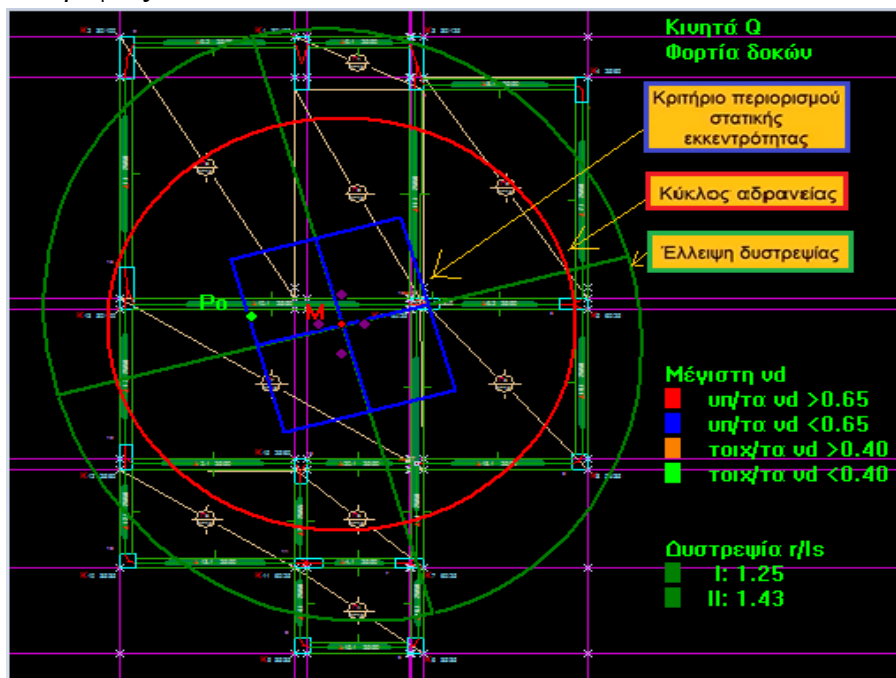
Βήμα 7^ο (Δημιουργία συνδυασμών δράσεων)

Μετά την δημιουργία των μόνιμων και των κινητών φορτίων, ακολουθεί ο συνδυασμός δράσεων. Οι συνδυασμοί αυτοί, παρουσιάζονται σε πίνακες.

816	Όνομα	Αυτόματη παραγωγή	Σε περιβάλλον	Έλεγχος αστοχίας	Έλεγχος ρηγματώσεως	Περιορισμός τάσεων	Έλεγχος βέλους	Έλεγχος τάσεων εδά...	Μόνιμα φορτία ξ'γ'G	Κινητά φορτία γ'Q...	Κινητά φορτία Α...	Κινητά φορτία Β...	Κινητά φορτία C...	Κινητά φορτία D...	Κινητά φορτία E...	G+ψ 2*Q
1	1.35G + 1.50*0.7Q	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1.35G + 1.50*0.7QA	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	1.35G + 1.50*0.7QB	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000	0.000
4	1.35G + 1.50*0.7QC	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	0.000	0.000	1.050	0.000	0.000	0.000
5	1.35G + 1.50*0.7QD	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	0.000	0.000	0.000	1.050	0.000	0.000
6	1.35G + 1.50*0.7QE	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	1.350	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.050	0.000
7	ξ*1.35G + 1.50Q	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	1.147	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	ξ*1.35G + 1.50QA	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	1.147	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	ξ*1.35G + 1.50QB	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	1.147	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000
10	ξ*1.35G + 1.50QC	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	1.147	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000
11	ξ*1.35G + 1.50QD	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	1.147	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000	0.000
12	ξ*1.35G + 1.50QE	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	1.147	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500	0.000
13	1.00 * G + 1.00 * Q	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι	Όχι	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	G + ψ2*Q	Ναι	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι	Όχι	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
*		Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Βήμα 8^ο (Γραφική αναπαράσταση δυστρεψιάς και στατικής εκκεντρότητας)

Στο διάγραμμα αυτό απεικονίζονται η στατική εκκεντρότητα, ο κύκλος αδράνειας και η έλλειψη δυστρεψιάς.

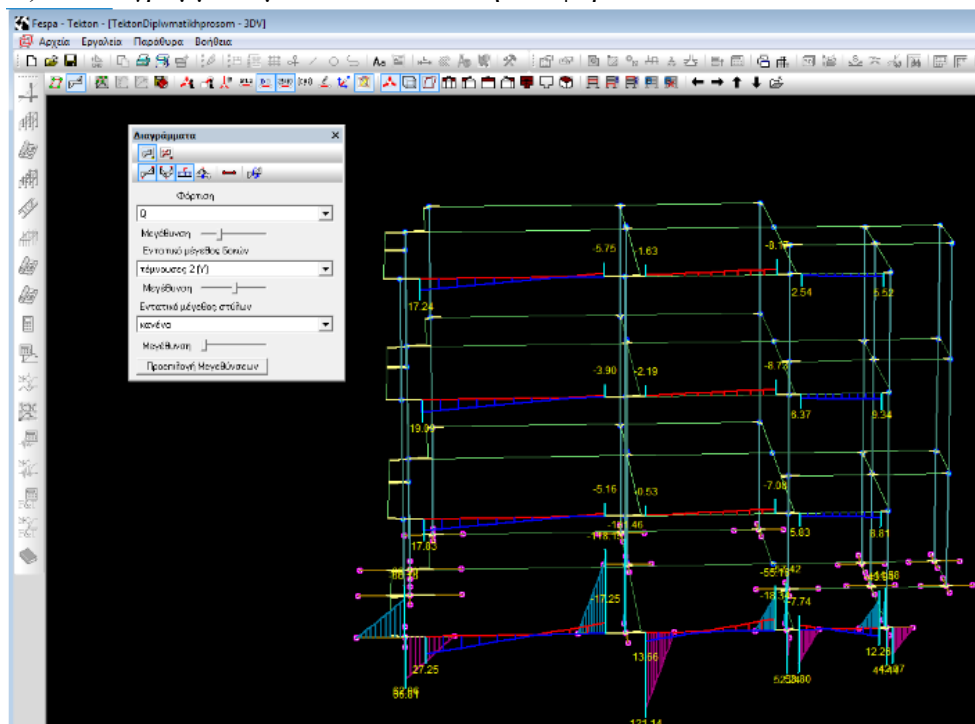


Βήμα 9^ο (Διαγράμματα φορτίσεων)

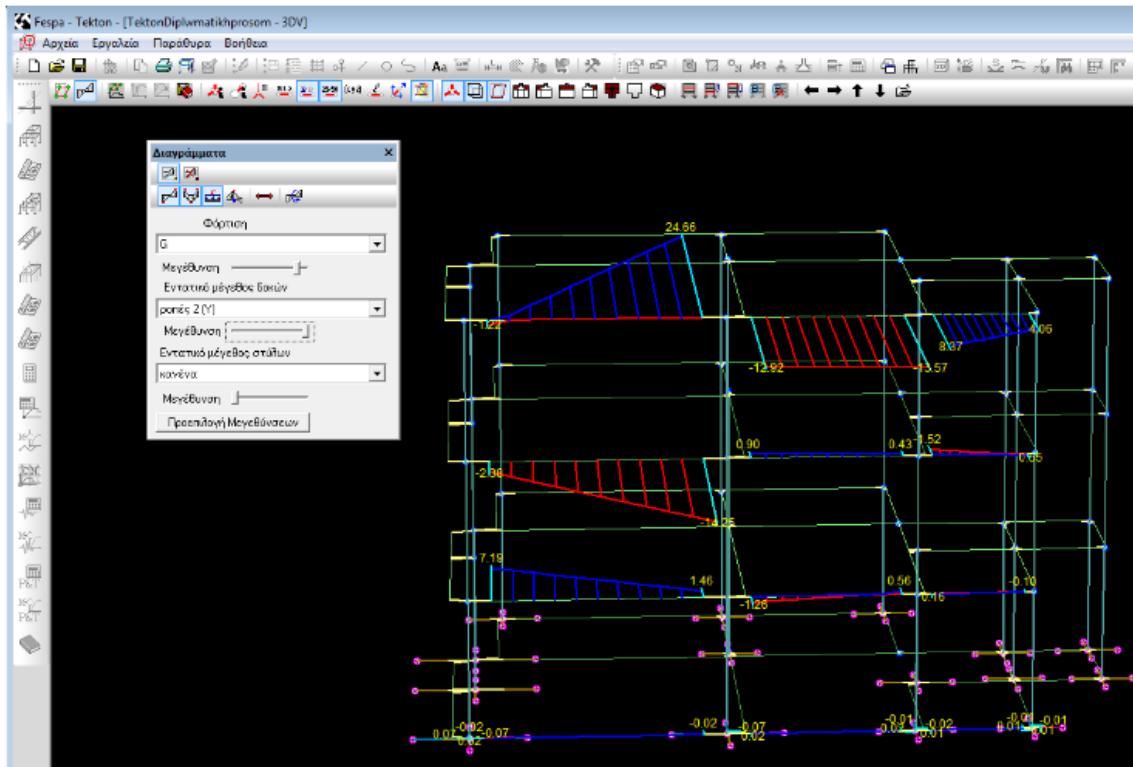
Στο βήμα αυτό, παρουσιάζονται σε επιλεγμένα μέλη τα διαγράμματα τεμνουσών, ροπών και αξονικών δυνάμεων των δοκών και των υποστυλωμάτων του κτιρίου χωρίς τοιχοποιία σύμφωνα με το πρόγραμμα του Fespa.

- Δοκοί

A) Το διάγραμμα τεμνουσών των κινητών φορτίων είναι:

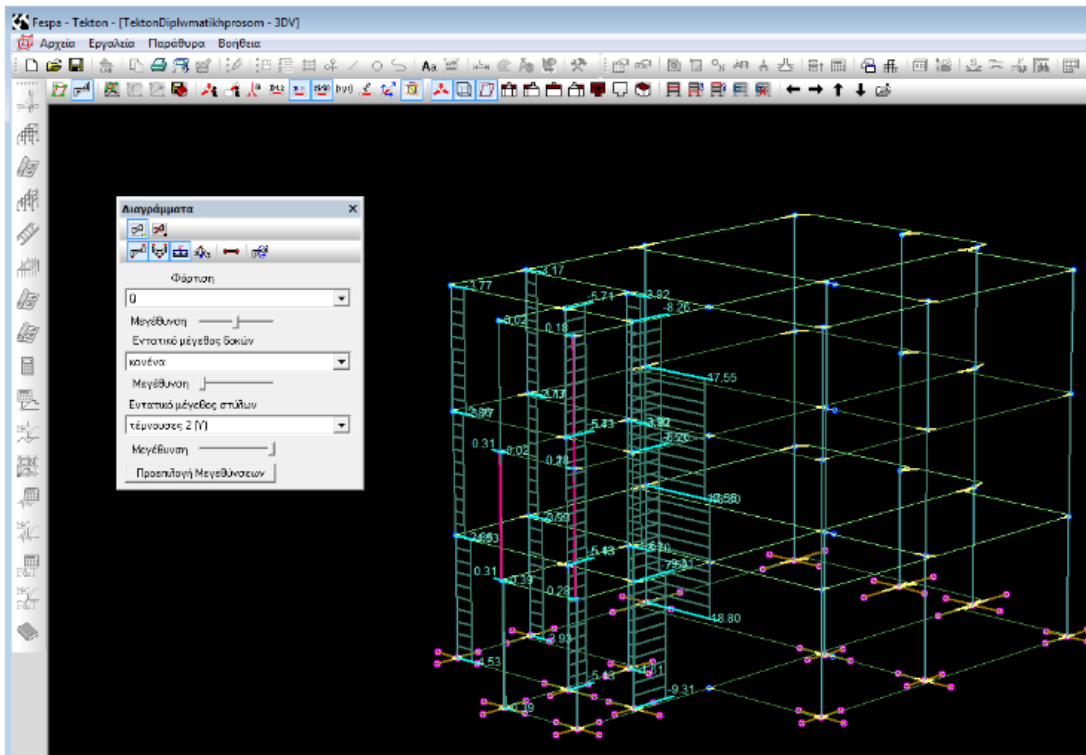


Δ) Το διάγραμμα ρομών των μόνιμων φορτίων είναι:

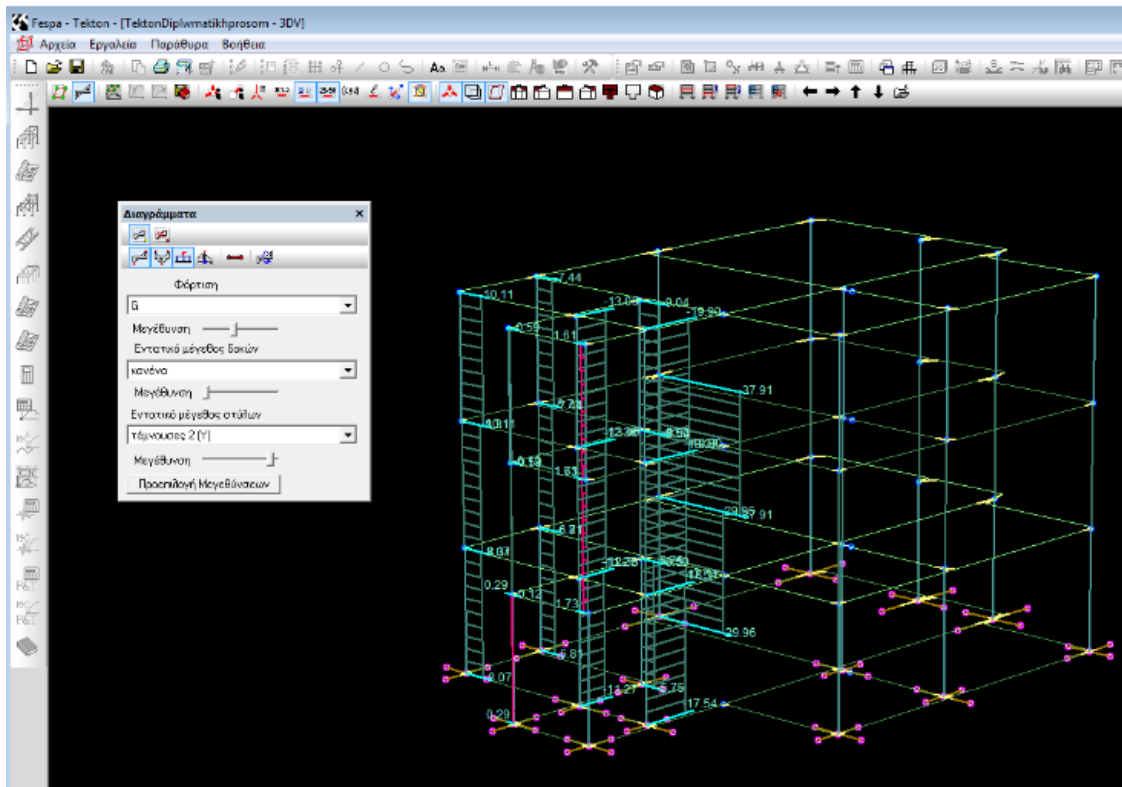


- Υποστυλώματα

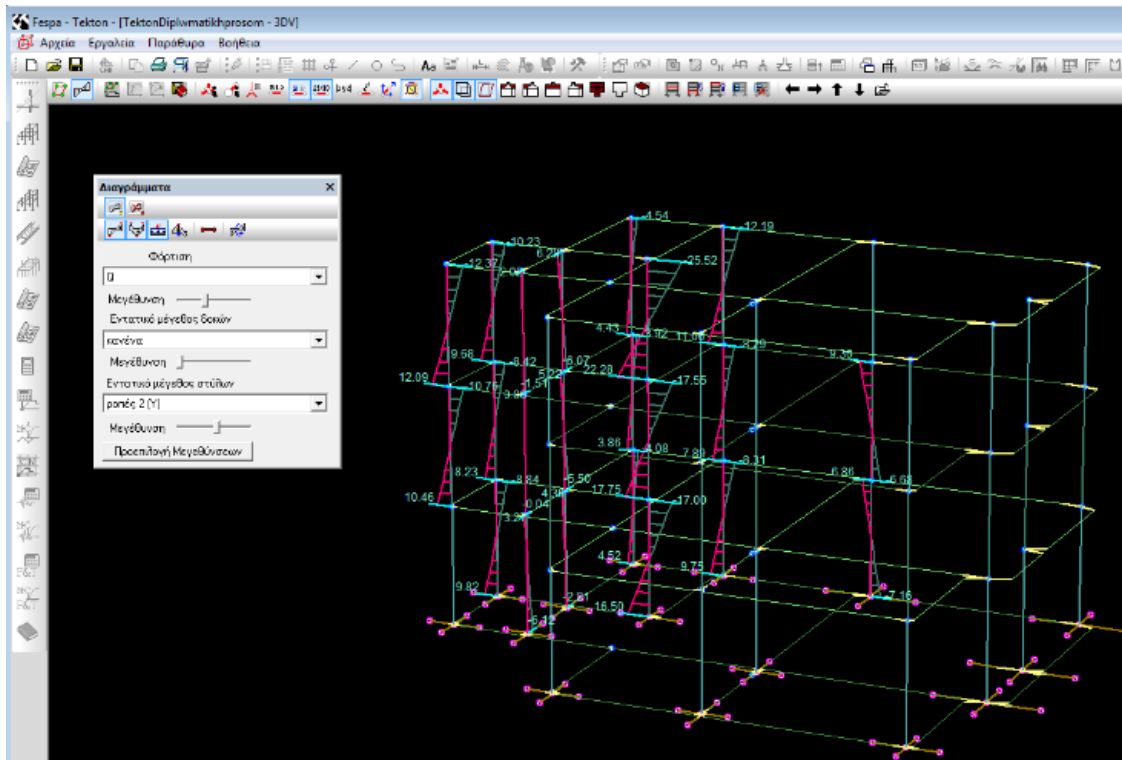
Α) Το διάγραμμα τεμνουσών των κινητών φορτίων είναι:



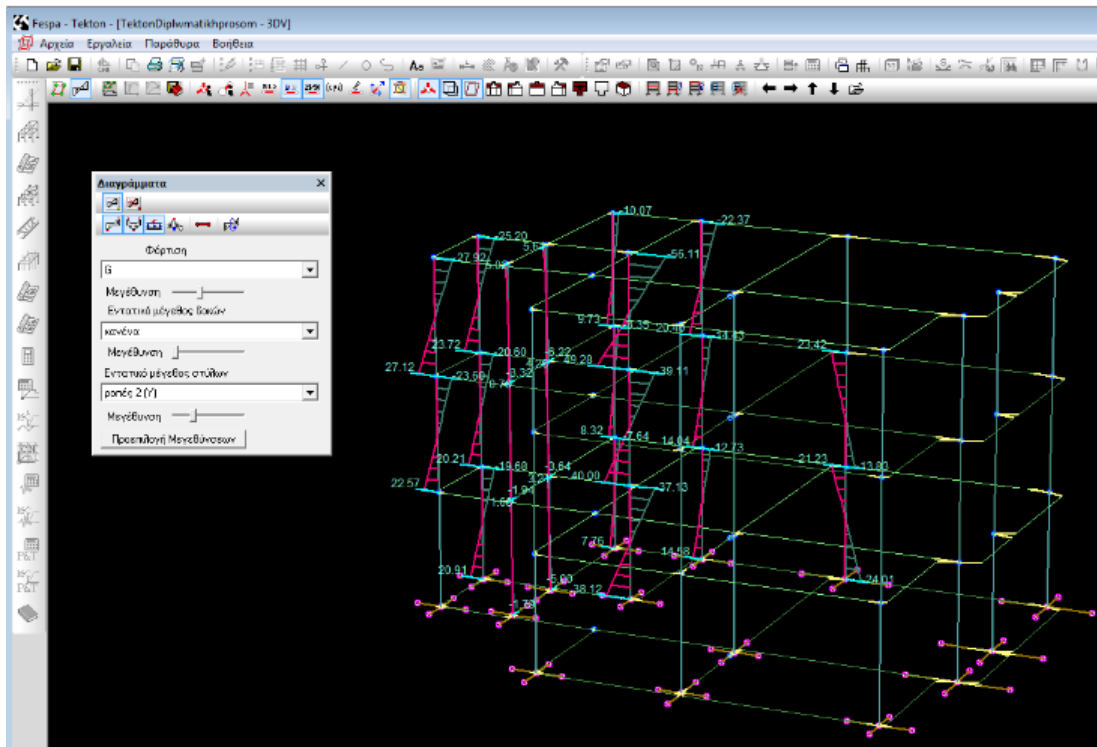
B) Το διάγραμμα τεμνουσών των μόνιμων φορτίων είναι:



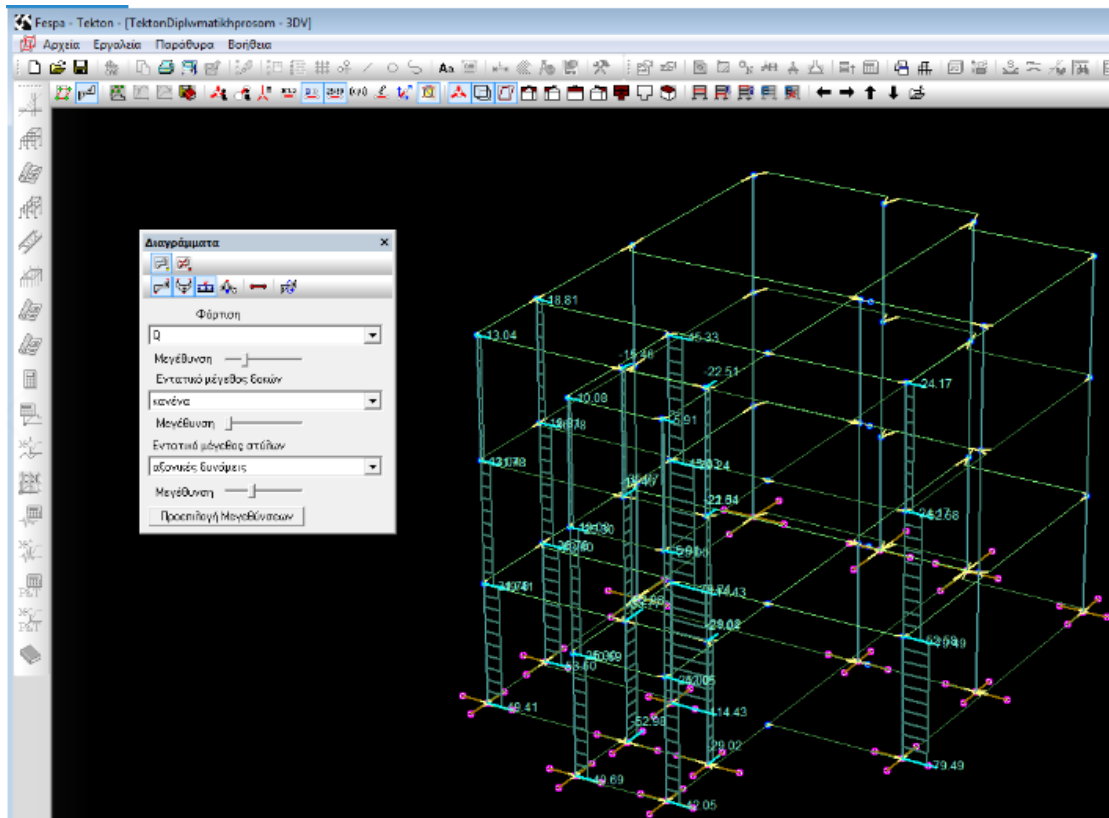
Γ) Το διάγραμμα ροπών των κινητών φορτίων είναι:



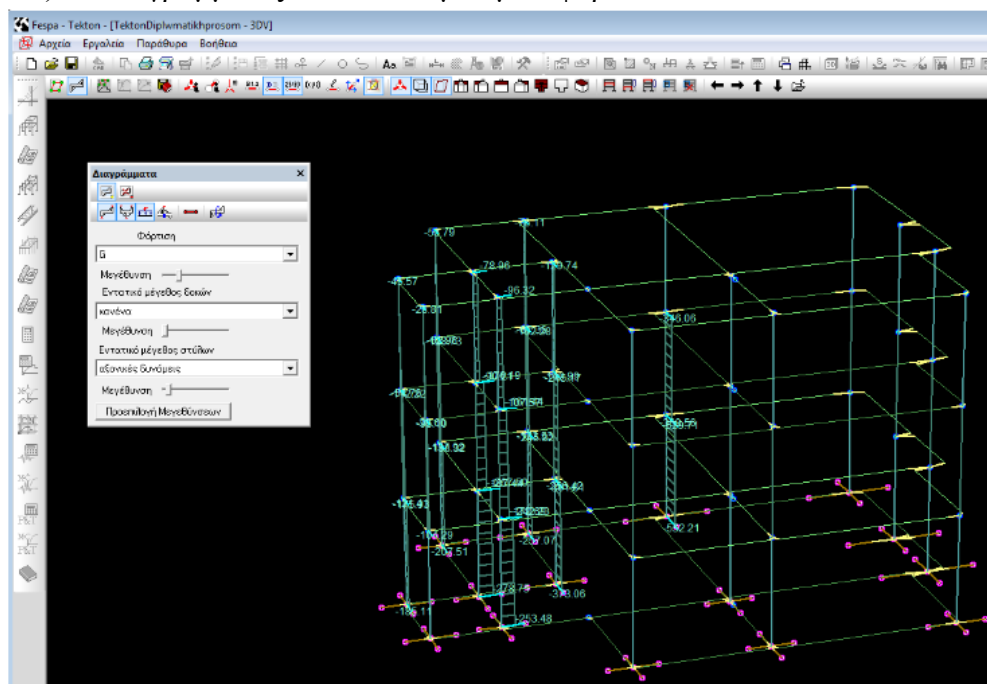
Δ) Το διάγραμμα ροών των μόνιμων φορτίων είναι:



Ε) Το διάγραμμα αξονικών των κινητών φορτίων είναι:



ΣΤ) Το διάγραμμα αξονικών των μόνιμων φορτίων είναι:



4.3 Στατική Ανελαστική Ανάλυση Υφιστάμενου Κτιρίου

4.3.1 Γενικά

Η αρχική ανάλυση του κτιρίου, δεδομένου ότι έχει κατασκευαστεί το 1984, είχε γίνει με βάση τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος του 1954 και τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959. Η ανάλυση που εφαρμόζεται είναι η στατική ανελαστική (pushover). Επιπλέον όχι μόνο η ποιότητα των υλικών, αλλά και οι κατασκευαστικές μέθοδοι ήταν κατώτεροι των σημερινών, ωστόσο ο ανεπαρκής σχεδιασμός των κρίσιμων περιοχών (περίσφιξη, αγκυρώσεις οπλισμών, κλειστοί και πυκνοί συνδετήρες, κ.τ.λ.) δεν εξασφαλίζει υψηλή πλαστιμότητα.

Αποτέλεσμα της κατασκευής του κτιρίου με βάση τους κανονισμούς σκυροδέματος και του αντισεισμικού, αντίστοιχα, της χρήσης απλοποιημένων υπολογιστικών μεθόδων ανάλυσης, καθώς και του σχεδιασμού του με βάση αρχιτεκτονικούς περιορισμούς της εποχής, είναι η ανεπάρκεια του κτιρίου τόσο σε αντοχή όσο και σε πλαστιμότητα, και η απαίτηση επεμβάσεων για την ενίσχυσή του.

Βασικά προβλήματα που φαίνονται εύκολα ακόμα και μέσω της μελέτης των ξυλότυπων του κτιρίου είναι η σχεδόν παντελής έλλειψη τοιχωμάτων για την ανάληψη των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων. Επίσης, η μη ικανοποίηση της βασικής φιλοσοφίας των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών για την αποφυγή ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα και την πρόβλεψη των πιθανών θέσεων πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς (αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού μαλακού ορόφου) που επιτυγχάνεται με ικανοτικό σχεδιασμό. Και ακόμα, η όχι κατάλληλη όπλιση των κατακόρυφων στοιχείων ώστε να είναι στοιχεία με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας.

4.3.2 Ανάλυση Pushover στο υφιστάμενο κτίριο

Πραγματοποιήθηκαν συνολικά τέσσερις ανελαστικές στατικές αναλύσεις. Παρακολουθήθηκε η συμπεριφορά του κτιρίου μέχρι την κατάρρευσή του.

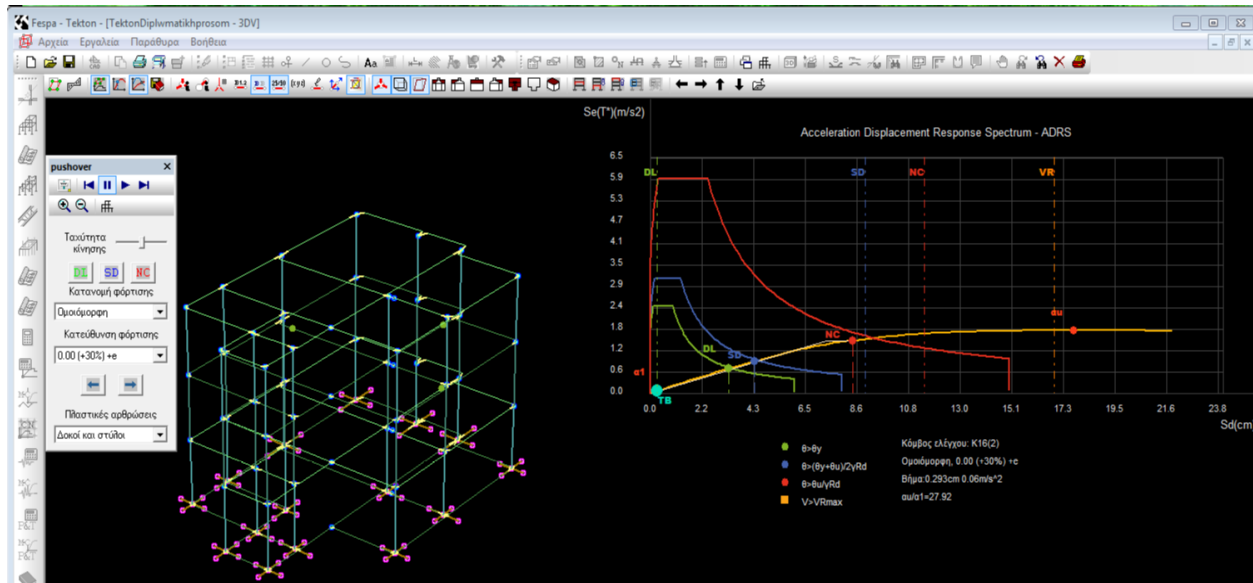
Στις παρακάτω εικόνες απεικονίζεται το διάγραμμα pushover και στις τέσσερις περιοχές.

Άμεση χρήση μετά τον σεισμό

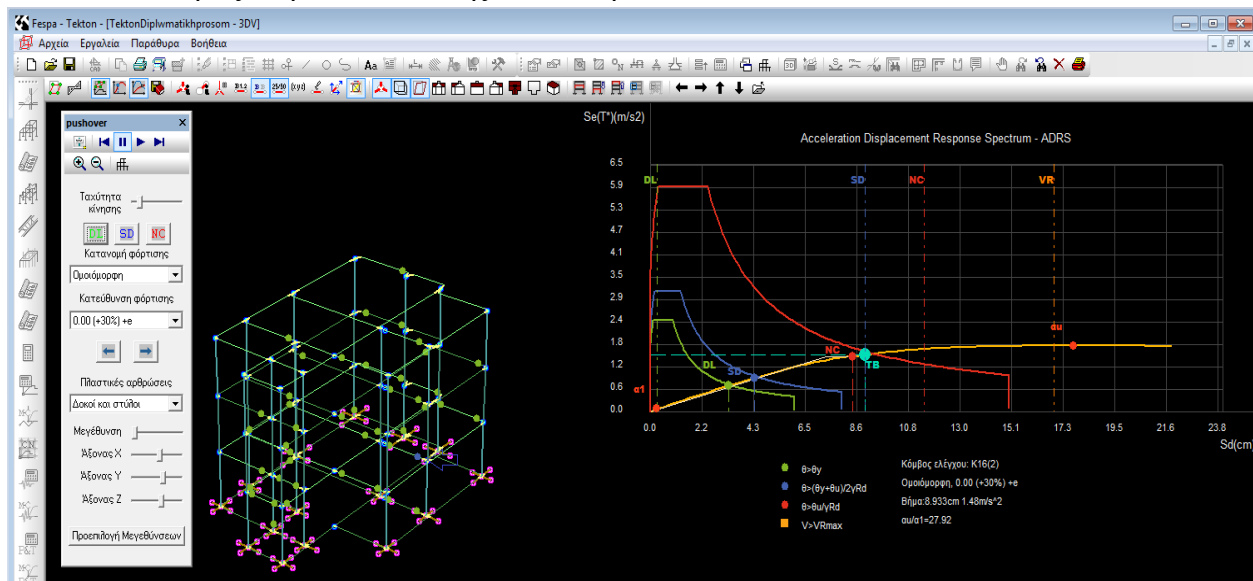
Προστασία ζωής

Οιονεί κατάρρευση

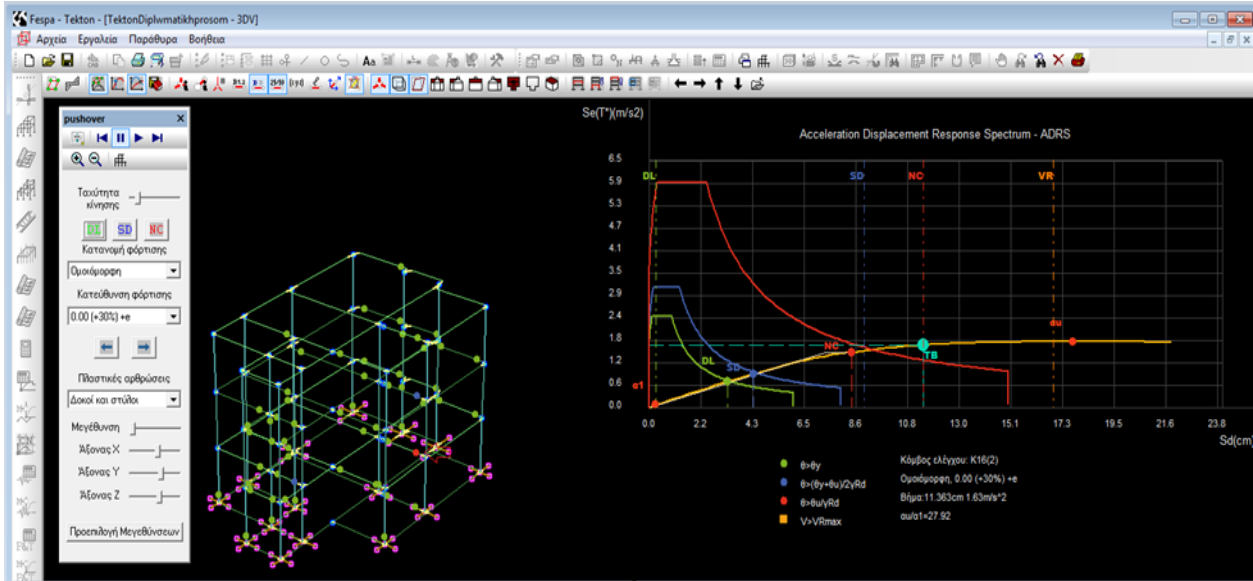
A) Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο, το οποίο για την στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση» δεν επαρκεί.



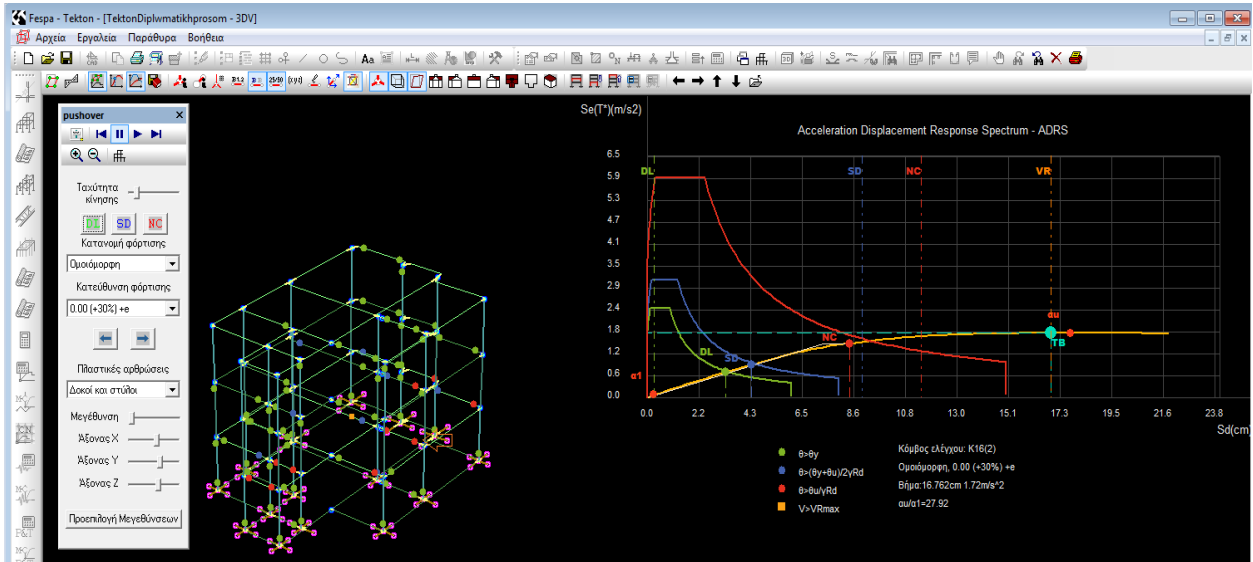
B) Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο, το οποίο για την στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» δεν επαρκεί.



Γ) Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο σχεδόν στο τέλος της ανελαστικής ανάλυσης, στην κατάρρευση, όπου αρχίζει να καταρρέει το πρώτο σημείο του κτιρίου.



Δ) Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής ανάλυσης. Στο σημείο αυτό έχουμε το πρώτο σημείο που αστοχεί σε διάτμηση.



4.3.3 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης υφιστάμενου κτιρίου

Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται οι λόγοι επάρκειας των μελών για τις αντίστοιχες στάθμες επιτελεστικότητας. Οι λόγοι επάρκειας λ (απαίτηση / ικανότητα) μας δείχνουν την πιθανότητα ένα μέλος του φέροντος οργανισμού να έχει ξεπεράσει την οριακή τιμή γωνίας στροφής χορδής θ ($\lambda = \theta / \theta_{lim}$) ή της τέμνουσας δύναμης ($\lambda = V / V_{Rd}$) όπως αυτοί αντιστοιχούν στην κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Για τις στάθμες DL, SD, NC και για μετατόπιση ίση με την αντίστοιχη στοχευόμενη υπολογίζονται οι λόγοι $\lambda = \theta / \theta_{lim}$. Αναγκαία προϋπόθεση για να ικανοποιείται το κριτήριο είναι η τιμή του λ να είναι μικρότερη της μονάδας, διαφορετικά το μέλος δεν επαρκεί για την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας. Ο λόγος επάρκειας έναντι διάτμησης υπολογίζεται στη στάθμη επιτελεστικότητας SD. Όπως προαναφέρθηκε, το κτίριο είναι κατηγορίας σπουδαιότητας S2, δηλαδή κτίρια που στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτίρια δημοσίων συναθροίσεων και γενικώς κτίρια στα οποία

παρουσιάζονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου (Παράρτημα 2.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012), πράγμα που σημαίνει ότι πρέπει να παραμένει λειτουργικό ακόμη και κατά τη διάρκεια σεισμού.

Από τον έλεγχο επάρκειας του υφιστάμενου κτιρίου σύμφωνα με το τεύχος του Fespa προέκυψαν τα αποτελέσματα που φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Pushover - Λόγοι επάρκειας μελών (Απαίτηση / Ικανότητα)									
Πίνακες δοκών									
Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Δοκών									
Μέλος	Κ/Δ	ΑΔΙ Αρχής	ΑΔΙ Τέλους	ΑΣΔ Αρχής	ΑΣΔ Τέλους	ΑΝΣ Αρχής	ΑΝΣ Τέλους	Α V Ry Αρχής	Α V Ry Τέλους
Δ1.1(-1)	Κύριο	0.85	0.38	0.18	0.16	0.29	0.21	0.37	0.25
Δ1.2(-1)	Κύριο	0.22	0.48	0.13	0.09	0.18	0.13	0.31	0.32
Δ2.1(-1)	Κύριο	0.34	0.33	0.05	0.10	0.08	0.13	0.22	0.15
Δ3.1(-1)	Κύριο	0.75	0.22	0.20	0.03	0.28	0.03	0.26	0.34
Δ4.1(-1)	Κύριο	0.25	0.32	0.12	0.18	0.17	0.26	0.38	0.38
Δ5.1(-1)	Κύριο	0.81	-	0.07	-	0.07	-	0.34	-
Δ5.2(-1)	Κύριο	-	0.37	-	0.09	-	0.09	-	0.14
Δ6.2(-1)	Κύριο	0.80	0.80	0.19	0.21	0.32	0.38	0.35	0.50
Δ7.1(-1)	Κύριο	0.34	0.58	0.06	0.18	0.07	0.24	0.18	0.28
Δ8.1(-1)	Κύριο	0.26	0.24	0.11	0.08	0.17	0.12	0.30	0.23
Δ9.1(-1)	Κύριο	0.47	0.41	0.14	0.11	0.15	0.12	0.30	0.40
Δ9.2(-1)	Κύριο	0.36	0.38	0.10	0.11	0.11	0.15	0.28	0.21
Δ10.1(-1)	Κύριο	0.86	0.54	0.12	0.20	0.21	0.26	0.33	0.19
Δ11.1(-1)	Κύριο	0.65	0.79	0.06	0.30	0.08	0.38	0.16	0.36
Δ12.1(-1)	Κύριο	0.26	0.26	0.08	0.07	0.11	0.09	0.22	0.14
Δ13.1(-1)	Κύριο	0.38	0.48	0.16	0.09	0.20	0.12	0.22	0.29
Δ14.1(-1)	Κύριο	0.43	0.19	0.11	0.02	0.14	0.02	0.24	0.16
Δ15.1(-1)	Κύριο	0.18	0.21	0.08	0.09	0.14	0.12	0.21	0.22
Δ16.1(-1)	Κύριο	0.51	0.42	0.13	0.10	0.10	0.10	0.17	0.13
Δ18.1(-1)	Κύριο	0.46	0.09	0.14	0.03	0.19	0.05	0.20	0.13
Δ19.1(-1)	Κύριο	0.49	0.34	0.12	0.04	0.15	0.04	0.23	0.13
Δ1.1(0)	Κύριο	1.12!	0.56	0.51	0.30	0.73	0.43	0.69	0.51
Δ1.2(0)	Κύριο	0.57	1.11!	0.29	0.28	0.54	0.54	0.55	0.60
Δ2.1(0)	Κύριο	0.95	1.02!	0.25	0.24	0.55	0.41	0.43	0.44
Δ3.1(0)	Κύριο	1.03!	0.59	0.58	0.16	0.89	0.25	0.39	0.45
Δ4.1(0)	Κύριο	0.61	0.61	0.26	0.35	0.71	0.71	0.81	0.82
Δ5.1(0)	Κύριο	0.90	-	0.12	-	0.16	-	0.49	-
Δ5.2(0)	Κύριο	-	0.39	-	0.15	-	0.18	-	0.40
Δ6.2(0)	Κύριο	0.74	1.03!	0.25	0.45	0.53	0.79	0.56	0.77
Δ7.1(0)	Κύριο	0.49	1.06!	0.13	0.39	0.19	0.61	0.37	0.47
Δ8.1(0)	Κύριο	0.53	0.66	0.24	0.17	0.56	0.56	0.45	0.43
Δ9.1(0)	Κύριο	0.80	0.89	0.33	0.19	0.80	0.47	0.61	0.68
Δ9.2(0)	Κύριο	0.86	0.67	0.15	0.26	0.33	0.26	0.62	0.62
Δ10.1(0)	Κύριο	1.03!	0.69	0.42	0.17	0.70	0.35	0.94	0.70
Δ11.1(0)	Κύριο	0.20	1.10!	0.15	0.50	0.20	0.68	0.34	0.83
Δ12.1(0)	Κύριο	0.94	0.87	0.29	0.29	0.59	0.60	0.42	0.36
Δ13.1(0)	Κύριο	0.57	0.84	0.25	0.21	0.51	0.58	0.50	0.58
Δ14.1(0)	Κύριο	1.01!	0.54	0.56	0.16	0.85	0.22	0.49	0.23
Δ15.1(0)	Κύριο	0.64	0.77	0.25	0.26	0.65	0.66	0.43	0.43
Δ16.1(0)	Κύριο	1.04!	0.32	0.56	0.11	0.89	0.11	0.47	0.23
Δ18.1(0)	Κύριο	0.83	1.01!	0.32	0.12	0.69	0.29	0.45	0.14
Δ19.1(0)	Κύριο	1.03!	0.46	0.35	0.12	0.59	0.21	0.43	0.31
Δ20.1(0)	Κύριο	1.05!	0.92	0.29	0.09	0.64	0.08	0.60	0.21

Πίνακας 1.1

Δ1.1(1)	Κύριο	1.06!	0.43	0.50	0.28	0.72	0.39	0.63	0.45
Δ1.2(1)	Κύριο	0.48	1.02!	0.26	0.22	0.43	0.51	0.56	0.61
Δ2.1(1)	Κύριο	0.79	1.01!	0.15	0.16	0.35	0.30	0.33	0.39
Δ3.1(1)	Κύριο	1.03!	0.58	0.58	0.15	0.90	0.20	0.38	0.43
Δ4.1(1)	Κύριο	0.57	0.65	0.24	0.32	0.58	0.64	0.51	0.51
Δ5.1(1)	Κύριο	0.86	-	0.10	-	0.08	-	0.36	-
Δ5.2(1)	Κύριο	-	0.72	0.15	0.15	-	0.20	-	0.33
Δ6.2(1)	Κύριο	0.98	1.02!	0.33	0.47	0.55	0.77	0.29	0.70
Δ7.1(1)	Κύριο	0.40	1.01!	0.12	0.35	0.18	0.55	0.33	0.42
Δ8.1(1)	Κύριο	0.53	0.66	0.20	0.16	0.42	0.48	0.31	0.33
Δ9.1(1)	Κύριο	0.80	0.98	0.28	0.19	0.41	0.38	0.48	0.58
Δ9.2(1)	Κύριο	1.01!	0.65	0.18	0.25	0.31	0.49	0.54	0.52
Δ10.1(1)	Κύριο	1.05!	0.37	0.37	0.19	0.55	0.27	0.45	0.48
Δ11.1(1)	Κύριο	1.01!	1.01!	0.16	0.52	0.20	0.16	0.29	0.87
Δ12.1(1)	Κύριο	0.82	0.77	0.20	0.22	0.58	0.57	0.40	0.30
Δ13.1(1)	Κύριο	0.64	0.79	0.25	0.16	0.48	0.43	0.41	0.50
Δ14.1(1)	Κύριο	1.02!	0.46	0.49	0.15	0.83	0.18	0.44	0.21
Δ15.1(1)	Κύριο	0.46	0.58	0.19	0.21	0.42	0.46	0.36	0.37
Δ16.1(1)	Κύριο	1.03!	0.20	0.49	0.08	0.82	0.12	0.41	0.20
Δ18.1(1)	Κύριο	0.80	1.05!	0.26	0.11	0.54	0.27	0.39	0.12
Δ19.1(1)	Κύριο	1.02!	0.62	0.31	0.10	0.54	0.11	0.38	0.25
Δ20.1(1)	Κύριο	0.91	0.93	0.18	0.07	0.36	0.06	0.53	0.22
Δ1.1(2)	Κύριο	1.01!	0.41	0.41	0.21	0.59	0.29	0.44	0.33
Δ1.2(2)	Κύριο	0.34	0.68	0.18	0.10	0.28	0.19	0.29	0.30
Δ2.1(2)	Κύριο	0.36	1.03!	0.07	0.11	0.10	0.17	0.23	0.34
Δ3.1(2)	Κύριο	0.93	0.27	0.19	0.03	0.41	0.03	0.14	0.29
Δ4.1(2)	Κύριο	0.27	0.30	0.09	0.14	0.16	0.20	0.27	0.29
Δ5.1(2)	Κύριο	0.83	-	0.06	-	0.05	-	0.38	-
Δ5.2(2)	Κύριο	-	0.51	-	0.08	-	0.08	-	0.30
Δ6.2(2)	Κύριο	0.62	1.01!	0.13	0.32	0.20	0.48	0.16	0.47
Δ7.1(2)	Κύριο	0.26	1.02!	0.07	0.26	0.10	0.46	0.24	0.32
Δ8.1(2)	Κύριο	0.31	0.30	0.11	0.07	0.12	0.19	0.23	0.23
Δ9.1(2)	Κύριο	0.67	0.85	0.11	0.09	0.11	0.16	0.15	0.35
Δ9.2(2)	Κύριο	0.92	0.56	0.09	0.15	0.21	0.25	0.35	0.23
Δ10.1(2)	Κύριο	1.02!	0.42	0.18	0.08	0.28	0.17	0.69	0.53
Δ11.1(2)	Κύριο	1.05!	1.05!	0.10	0.42	0.12	0.64	0.41	0.81
Δ12.1(2)	Κύριο	0.40	0.34	0.10	0.08	0.14	0.18	0.27	0.21
Δ13.1(2)	Κύριο	0.54	0.64	0.15	0.10	0.21	0.16	0.22	0.29
Δ14.1(2)	Κύριο	0.66	0.23	0.13	0.02	0.20	0.03	0.24	0.13
Δ15.1(2)	Κύριο	0.20	0.23	0.08	0.08	0.13	0.13	0.20	0.21
Δ16.1(2)	Κύριο	0.79	0.67	0.16	0.10	0.18	0.11	0.13	0.18
Δ18.1(2)	Κύριο	0.69	1.02!	0.12	0.14	0.23	0.21	0.29	0.07
Δ19.1(2)	Κύριο	0.74	0.35	0.12	0.04	0.14	0.04	0.24	0.18
Δ20.1(2)	Κύριο	0.99	0.95	0.11	0.06	0.19	0.06	0.47	0.18
Σημείωση: Ο λόγος επάρκειας έναντι διάτμησης υπολογίζεται στη στάθμη: NC									
Δ13.1(0)	Κύριο	0.57	0.84	0.25	0.21	0.51	0.58	0.50	0.58
Δ14.1(0)	Κύριο	1.01!	0.54	0.56	0.16	0.85	0.22	0.49	0.23
Δ15.1(0)	Κύριο	0.64	0.77	0.25	0.26	0.65	0.66	0.43	0.43
Δ16.1(0)	Κύριο	1.04!	0.32	0.56	0.11	0.89	0.15	0.47	0.23
Δ18.1(0)	Κύριο	0.83	1.01!	0.32	0.12	0.69	0.29	0.45	0.14
Δ19.1(0)	Κύριο	1.03!	0.46	0.35	0.12	0.59	0.21	0.43	0.31
Δ20.1(0)	Κύριο	1.05!	0.92	0.29	0.09	0.64	0.08	0.60	0.21

Πίνακας 1.2

Πίνακες υποσυλωμάτων

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποσυλωμάτων

Μέλος	Κ/Δ	λDL Αρχής	λDL Τέλους	λSD Αρχής	λSD Τέλους	λNC Αρχής	λNC Τέλους	λ VRy	λ VRz
K1(0)	Κύριο	0.55	0.52	0.25	0.21	0.46	0.26	-	0.35
K1(1)	Κύριο	0.51	0.51	0.20	0.20	0.27	0.30	-	0.32
K1(2)	Κύριο	0.46	0.47	0.13	0.14	0.18	0.19	-	0.25
K2(0)	Κύριο	0.57	0.45	0.24	0.13	0.40	0.18	0.40	0.21
K2(1)	Κύριο	0.34	0.37	0.07	0.09	0.07	0.12	0.12	0.16
K2(2)	Κύριο	0.26	0.37	0.03	0.07	0.04	0.09	0.08	0.13
K3(0)	Κύριο	0.72	0.64	0.24	0.12	0.44	0.16	-	0.58
K3(1)	Κύριο	0.65	0.73	0.15	0.17	0.15	0.35	-	0.39
K3(2)	Κύριο	0.61	0.87	0.14	0.20	0.18	0.37	-	0.48
K4(0)	Κύριο	0.47	0.41	0.17	0.11	0.27	0.13	0.15	0.24
K4(1)	Κύριο	0.44	0.45	0.12	0.12	0.15	0.18	0.11	0.14
K4(2)	Κύριο	0.41	0.51	0.07	0.10	0.08	0.15	0.09	0.13
K5(0)	Κύριο	0.58	0.54	0.23	0.16	0.30	0.20	0.20	0.31
K5(1)	Κύριο	0.62	0.64	0.17	0.18	0.24	0.27	0.22	0.21
K5(2)	Κύριο	0.66	0.70	0.12	0.14	0.19	0.21	0.15	0.15
K6(0)	Κύριο	0.61	0.50	0.17	0.08	0.23	0.07	0.15	0.19
K6(1)	Κύριο	0.58	0.63	0.09	0.11	0.10	0.13	0.11	0.14
K6(2)	Κύριο	0.73	0.62	0.06	0.12	0.06	0.20	0.08	0.16
K7(0)	Κύριο	0.80	0.78	0.17	0.13	0.29	0.23	0.22	0.26
K7(1)	Κύριο	0.90	0.90	0.15	0.16	0.27	0.28	0.19	0.18
K7(2)	Κύριο	0.95	1.02 !	0.12	0.17	0.23	0.26	0.16	0.09
K8(0)	Κύριο	0.60	0.54	0.19	0.12	0.26	0.13	0.23	0.23
K8(1)	Κύριο	0.62	0.64	0.12	0.15	0.16	0.18	0.18	0.18
K8(2)	Κύριο	0.74	0.84	0.08	0.14	0.11	0.19	0.16	0.19
K9(0)	Κύριο	0.52	0.45	0.17	0.07	0.23	0.07	0.17	0.17
K9(1)	Κύριο	0.47	0.50	0.08	0.10	0.08	0.13	0.11	0.11
K9(2)	Κύριο	0.58	0.71	0.05	0.11	0.05	0.15	0.08	0.16
K10(0)	Κύριο	0.59	0.54	0.17	0.11	0.25	0.11	0.25	0.14
K10(1)	Κύριο	0.58	0.61	0.11	0.13	0.13	0.14	0.18	0.11
K10(2)	Κύριο	0.59	0.66	0.07	0.11	0.09	0.16	0.16	0.14
K11(0)	Κύριο	0.63	0.61	0.18	0.14	0.30	0.19	0.18	0.35
K11(1)	Κύριο	0.72	0.74	0.15	0.15	0.23	0.25	0.27	0.27
K11(2)	Κύριο	0.74	0.78	0.10	0.13	0.17	0.21	0.15	0.16
K12(0)	Κύριο	0.55	0.48	0.16	0.09	0.22	0.10	0.13	0.24
K12(1)	Κύριο	0.49	0.52	0.10	0.12	0.12	0.14	0.09	0.21
K12(2)	Κύριο	0.51	0.57	0.08	0.11	0.10	0.14	0.09	0.21
K13(0)	Κύριο	0.67	0.59	0.20	0.04	0.26	0.08	0.27	0.43
K13(1)	Κύριο	0.64	0.64	0.11	0.11	0.09	0.13	0.17	0.35
K13(2)	Κύριο	0.76	0.98	0.07	0.15	0.08	0.34	0.21	0.28
K15(0)	Κύριο	0.54	0.57	0.15	0.11	0.19	0.11	0.17	0.23
K15(1)	Κύριο	0.67	0.69	0.12	0.13	0.13	0.18	0.16	0.18
K15(2)	Κύριο	0.69	0.77	0.08	0.12	0.09	0.15	0.13	0.20
K16(0)	Κύριο	0.55	0.55	0.23	0.19	0.32	0.22	0.19	0.46
K16(1)	Κύριο	0.57	0.54	0.19	0.16	0.20	0.22	0.20	0.41
K16(2)	Κύριο	0.49	0.62	0.10	0.15	0.14	0.20	0.15	0.32

Σημείωση: Ο λόγος επάρκειας έναντι διάτμησης υπολογίζεται στη στάθμη: NC

Πίνακας 1.3

Το συμπέρασμα που προκύπτει μελετώντας τον παραπάνω πίνακα είναι πως μεγάλος αριθμός δοκών και μόλις ένα υποσύλωμα εμφανίζουν ανεπάρκεια. Πιο συγκεκριμένα,

Μέλος	λDL Αρχής	λDL Τέλους
ΔΟΚΟΙ		
ΙΣΟΓΕΙΟ		
Δ1.1(0)	1.12	0.56
Δ1.2(0)	0.57	1.11
Δ2.1(0)	0.95	1.02
Δ3.1(0)	1.03	0.95
Δ6.2(0)	0.74	1.03
Δ7.1(0)	0.49	1.06
Δ10.1(0)	1.03	0.69
Δ11.1(0)	0.20	1.10
Δ14.1(0)	1.01	0.54
Δ16.1(0)	1.04	0.32
Δ18.1(0)	0.83	1.01
Δ19.1(0)	1.03	0.46
Δ20.1(0)	1.05	0.92
Α' ΟΡΟΦΟΣ		
Δ1.1(1)	1.06	0.43
Δ1.2(1)	0.48	1.02
Δ2.1(1)	0.79	1.01
Δ3.1(1)	1.03	0.58
Δ6.2(1)	0.98	1.02
Δ7.1(1)	0.40	1.01
Δ9.2(1)	1.01	0.65
Δ10.1(1)	1.05	0.37

Δ11.1(1)	0.34	1.01
Δ14.1(1)	1.02	0.46
Δ16.1(1)	1.03	0.20
Δ18.1(1)	0.80	1.05
Δ19.1(1)	1.02	0.62
Β' ΟΡΟΦΟΣ		
Δ1.1(2)	1.01	0.41
Δ2.1(2)	0.36	1.03
Δ6.2(2)	0.62	1.01
Δ7.1(2)	0.26	1.02
Δ10.1(2)	1.02	0.42
Δ11.1(2)	0.35	1.05
Δ18.1(2)	0.69	1.02
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
Β' ΟΡΟΦΟΣ		
Κ7(2)	0.95	1.02

Πίνακας 1.4

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

5.1 Περιγραφή Ενισχυμένου Κτιρίου

5.1.1 Γενικά

Η επισκευή και η ενίσχυση ενός κτιρίου, εξαρτάται από δύο βασικούς παράγοντες, την ταξινόμηση του βαθμού βλάβης και το οικονομικό κόστος που σε ορισμένες περιπτώσεις είναι αρκετά σημαντικό. Αναλυτικότερα, η επέμβαση θεωρείται οικονομικά ωφέλιμη μόνο εάν κοστίζει λιγότερο από το 80 % της απομένουσας αξίας της κατασκευής. Η απομένουσα αξία της κατασκευής εκτιμάται ως το κόστος ανακατασκευής μειωμένο αναλογικά κατά τα χρόνια ζωής, σε σχέση με την κατ' εκτίμηση συνολική διάρκεια ζωής της. Σε αυτό το σημείο, κρίνεται απαραίτητος ο υπολογισμός του δείκτη δ , που είναι άμεσα εξαρτώμενος από τη σχέση του κόστους της επέμβασης προς το κόστος πλήρους ανακατασκευής και από την ηλικία της κατασκευής. Για $\delta \leq 0.8$ συνιστάται επέμβαση ενώ όταν ο δείκτης ξεπερνά αυτή την τιμή κρίνεται αναγκαία η πλήρης ανακατασκευή. Βέβαια, λαμβάνοντας υπόψιν τις σημερινές συνθήκες ζωής, θα πρέπει ίσως η οριακή τιμή $\delta = 0.8$ να αναθεωρηθεί και να μειωθεί. Εφόσον ο βαθμός βλάβης και το οικονομικό κόστος πληρούν τις προϋποθέσεις, υπάρχει μεγάλη ποικιλία τρόπων επέμβασης, που κυμαίνονται από επιδιορθώσεις διακοσμητικού χαρακτήρα, έως σημαντικές επεμβάσεις στο δομικό σύστημα. Παρακάτω παρουσιάζονται συνοπτικά οι απαιτήσεις ενισχύσεις και οι αντίστοιχες μέθοδοι:

- Καμπτική ενίσχυση δομικών στοιχείων με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος. Η συγκεκριμένη τεχνική μπορεί να εφαρμοσθεί σε πλάκες, δοκούς και στοιχεία θεμελίωσης ενώ εν γένει δεν συνιστάται για υποστυλώματα ή τοιχώματα. Συνιστάται η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος, ιδιαίτερα εάν η ενίσχυση γίνεται στο κάτω πέλμα οριζοντίων στοιχείων.

- Καμπτική ενίσχυση με επικολλητά φύλλα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή. Η τεχνική εφαρμόζεται κυρίως σε πλάκες και δοκούς, σπανίως δε σε υποστυλώματα ή τοιχώματα. Τα ελάσματα ή τα υφάσματα επικολλώνται στο εφελκόμενο πέλμα με χρήση ρητίνης. Στη περίπτωση των χαλύβδινων ελασμάτων χρησιμοποιούνται και βλήτρα σύνδεσης. Αποτίμηση και Ενίσχυση υφιστάμενης κατασκευής Ο.Σ. ύστερα από πυρκαγιά 25ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών 2019 Πάτρα, Φεβρουάριος 2019
- Επεμβάσεις με στόχο την αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας. Η αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας επιτυγχάνεται με την επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης ή με την εφαρμογή μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η τεχνική εφαρμόζεται κυρίως σε υποστυλώματα, είναι δε ευχερής σε στοιχεία με κυκλική διατομή ή ορθογωνική διατομή σχετικά μικρών διαστάσεων.
- Αποκατάσταση περιοχών με ανεπαρκή μήκη μάτισης (παράθεσης) ράβδων οπλισμού.
- Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύες Ο.Σ. με στόχο τη σύγχρονη ενίσχυση της εφελκόμενης και θλιβόμενης ζώνης. Η συγκεκριμένη τεχνική, είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης της καμπτικής ή/και διατμητικής αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων. Συνιστώμενη επιλογή για την κατασκευή των μανδύων είναι το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.
- Επεμβάσεις με στόχο την αύξηση της φέρουσας ικανότητας έναντι τέμνουσας.
- Ενίσχυση κόμβων δοκών – υποστυλωμάτων. Οι ενισχύσεις στην περιοχή των κόμβων αποτελούν ίσως την δυσκολότερη κατασκευαστική διαδικασία στον τομέα των επεμβάσεων, επειδή εκεί συντρέχουν πολλά στοιχεία του φορέα.

5.1.2 Ενίσχυση Υφιστάμενης Κατασκευής Με Μανδύες

Στην παρούσα κατασκευή, τα δοκάρια είναι αυτά που αδυνατούν να φτάσουν το στόχο σχεδιασμού, αφού πολλά από αυτά αστοχούν σε κάμψη ή/και διάτμηση. Επομένως, συνιστάται η ενίσχυση των συγκεκριμένων μελών. Η τεχνική της κατασκευής μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης της καμπτικής ή/και διατμητικής τους αντοχής, της δυσκαμψίας τους και της πλαστιμότητάς τους. Συνήθως εφαρμόζεται σε περιπτώσεις στοιχείων με σοβαρές βλάβες ή γενικότερα όταν διαπιστώνεται ιδιαίτερη ανεπάρκεια της αντοχής τους. Η τεχνική περιλαμβάνει την αύξηση της διατομής με νέο σκυρόδεμα και νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά του αρχικού στοιχείου και είναι σκόπιμο να εκτείνεται περιμετρικά σε όλο το μήκος του στοιχείου. Το νέο σκυρόδεμα μπορεί να είναι είτε έγχυτο σκυρόδεμα είτε εκτοξευόμενο. Στη παρούσα εργασία επιλέχθηκε μανδύας ανοιχτού τύπου, διότι είναι δύσκολο να επιτευχθεί κλειστός μανδύας σε δοκούς, λόγω της υπερκείμενης πλάκας. Έγινε χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος καθώς παρουσιάζει αρκετά πλεονεκτήματα, όπως είναι η υψηλή θλιπτική του αντοχή, η καλή του πρόσφυση με το υλικό βάσης, η ικανότητά του να αυτοστηρίζεται (δεν απαιτείται ξυλότυπος) και η δυνατότητα να σκυροδετείται σε δυσπρόσιτες θέσεις.



Εικόνα 14: Διαδικασία εφαρμογής μανδύα με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

Σε αυτό το σημείο, έχοντας επιλέξει τρόπο ενίσχυσης των μελών, πρέπει να υλοποιηθεί ξανά ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover), έτσι ώστε να εκτιμηθεί αν ο φορέας έχει ενισχυθεί επαρκώς. Συγκεκριμένα, επιλέχθηκε πάχος μανδύα ίσο με 100 mm τόσο στα περιμετρικά, όσο και στα εσωτερικά δοκάρια και στο υποστύλωμα K7.

Οι ενισχυμένες διατομές των δοκών της κατασκευής είναι 0.35 m x 0.60 m.

Η ενισχυμένη διατομή του υποστυλώματος της κατασκευής είναι 0.70 m x 0.35 m.

5.2 Στατική Ανελαστική Ανάλυση Ενισχυμένου Κτιρίου

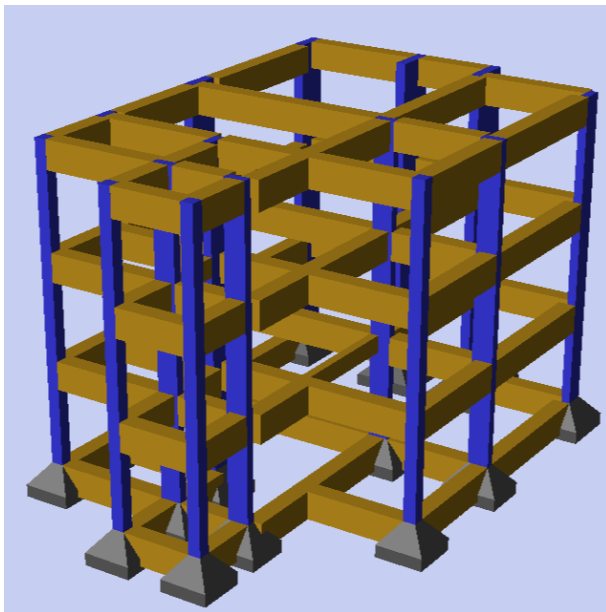
5.2.1 Γενικά

Όπως εξηγήθηκε και παραπάνω, για την ενίσχυση του υφιστάμενου κτιρίου κατασκευάστηκαν μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος σε αρκετά δοκάρια και σε μόλις ένα υποστύλωμα.

Σκοπός της ενίσχυσης αυτής είναι να ικανοποιούνται τα κριτήρια του αντισεισμικού κανονισμού.

Ο έλεγχος της ενισχυμένης κατασκευής, από τον οποίο θα βεβαιωθούμε ότι έχει επιτευχθεί ικανοποιητικό επίπεδο ασφαλείας θα γίνει με τη χρήση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Πιο συγκεκριμένα θα ελεγχθεί όχι μόνο η επάρκεια των υποστυλωμάτων αλλά και των δοκών.

Στη παρακάτω εικόνα φαίνεται τρισδιάστατη απεικόνιση του ενισχυμένου μοντέλου.



Εικόνα 11: Ενισχυμένο μοντέλο

5.2.2 Ανάλυση Pushover στο ενισχυμένο κτίριο

Πραγματοποιήθηκαν συνολικά τέσσερις ανελαστικές στατικές αναλύσεις. Παρακολούθηθηκε η συμπεριφορά του ενισχυμένου κτιρίου μέχρι την κατάρρευσή του.

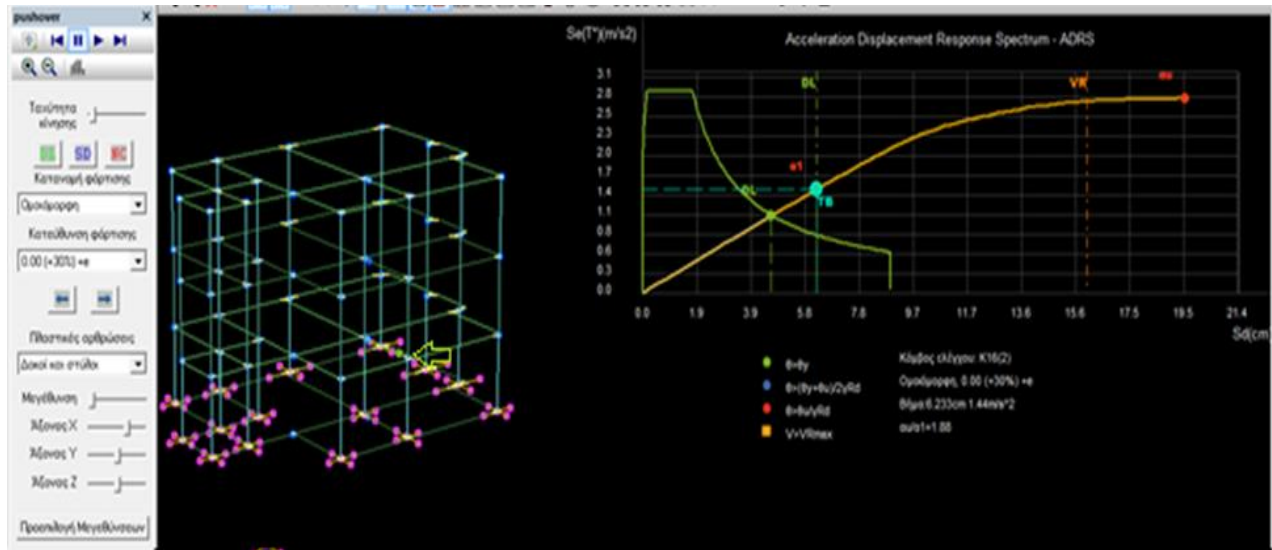
Στις παρακάτω εικόνες απεικονίζεται το διάγραμμα pushover και στις τέσσερις περιοχές.

Άμεση χρήση μετά τον σεισμό

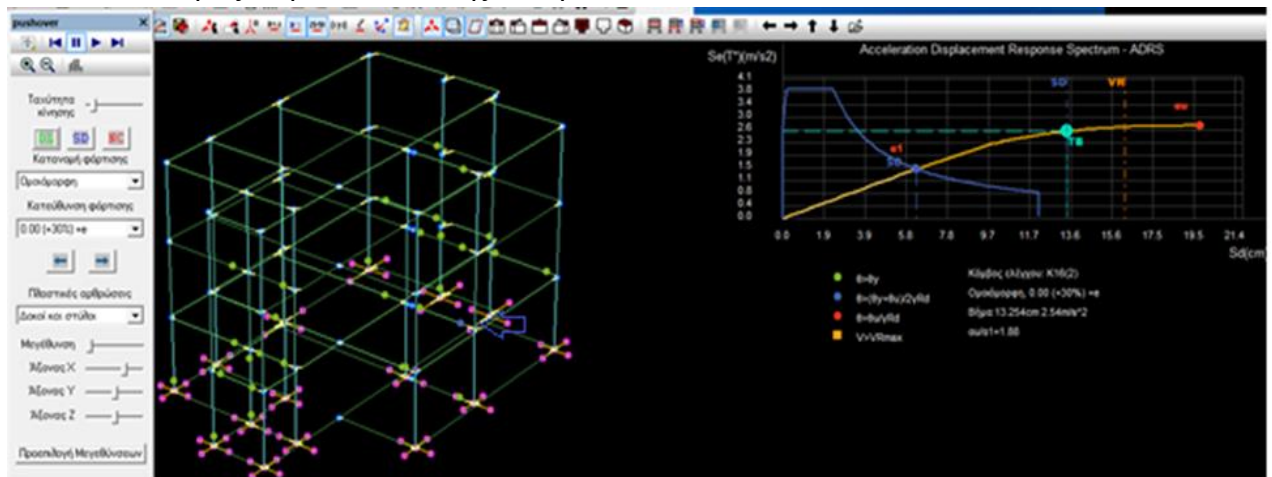
Προστασία ζωής

Οιονεί κατάρρευση

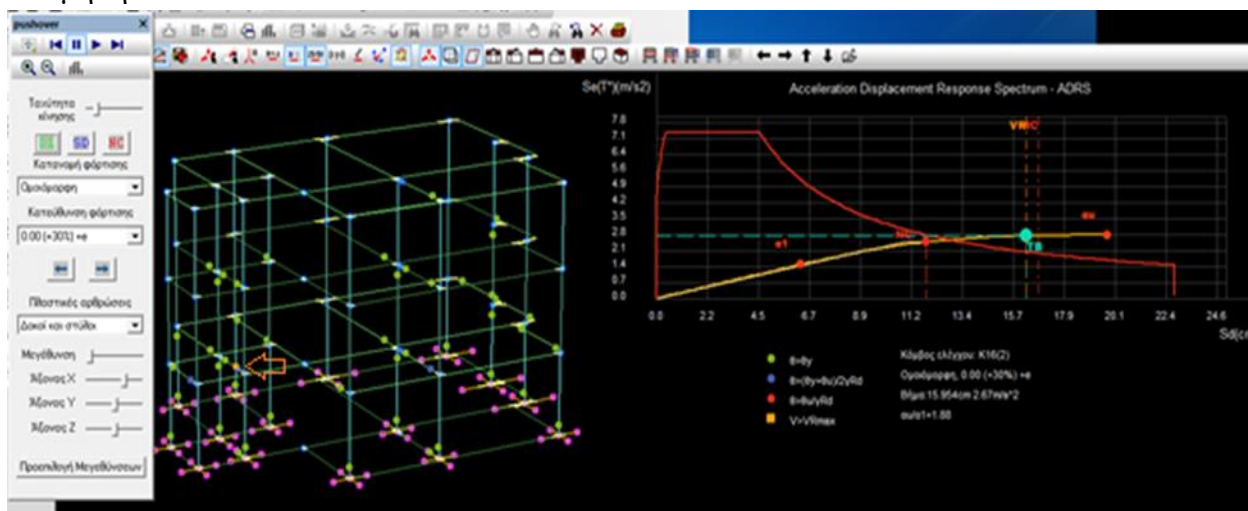
A) Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο, το οποίο για την στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση» επαρκεί.



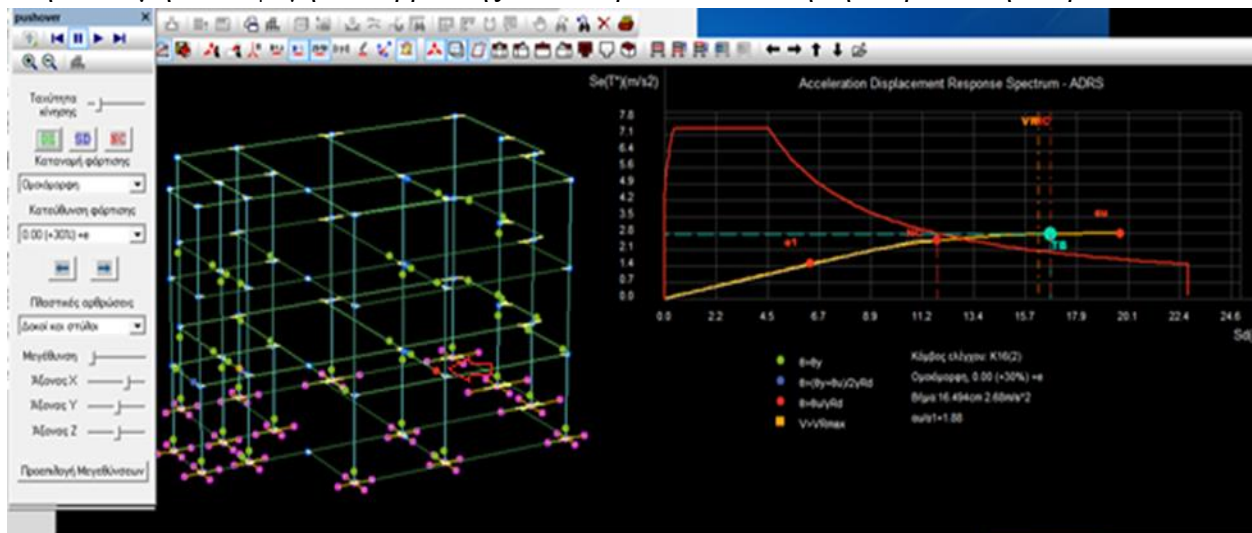
B) Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο, το οποίο για την στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» επαρκεί.



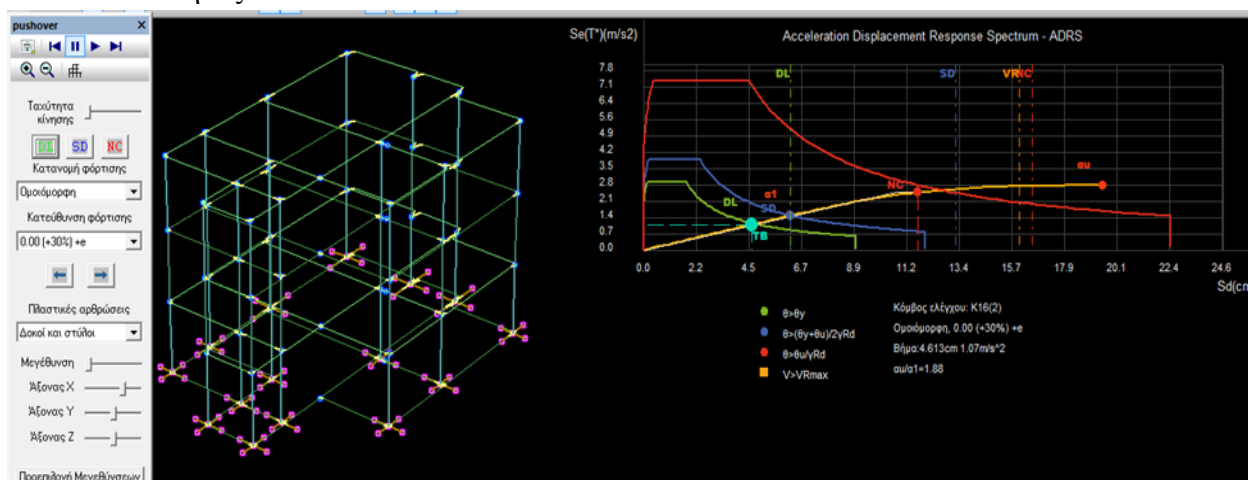
Γ) Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο σχεδόν στο τέλος της ανελαστικής ανάλυσης, στην κατάρρευση. Στο σημείο αυτό έχουμε το πρώτο σημείο που αστοχεί σε διάτμηση.



Δ) Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής ανάλυσης, στην στάθμη «Αποφυγή Κατάρρευσης». Το κτίριο και σε αυτή την περίπτωση επαρκεί.

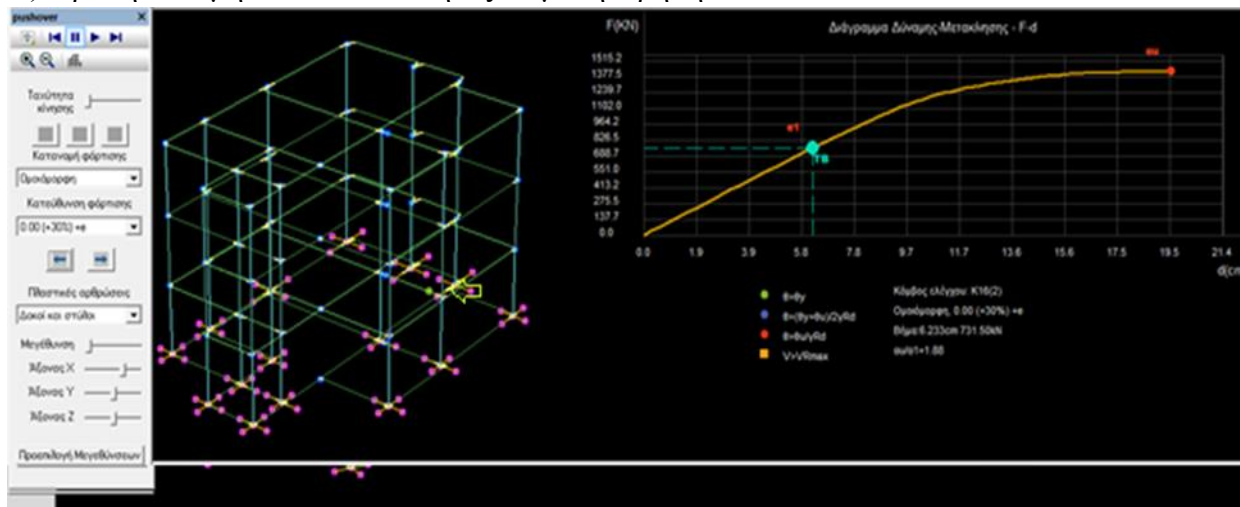


Ε) Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο και με τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας.

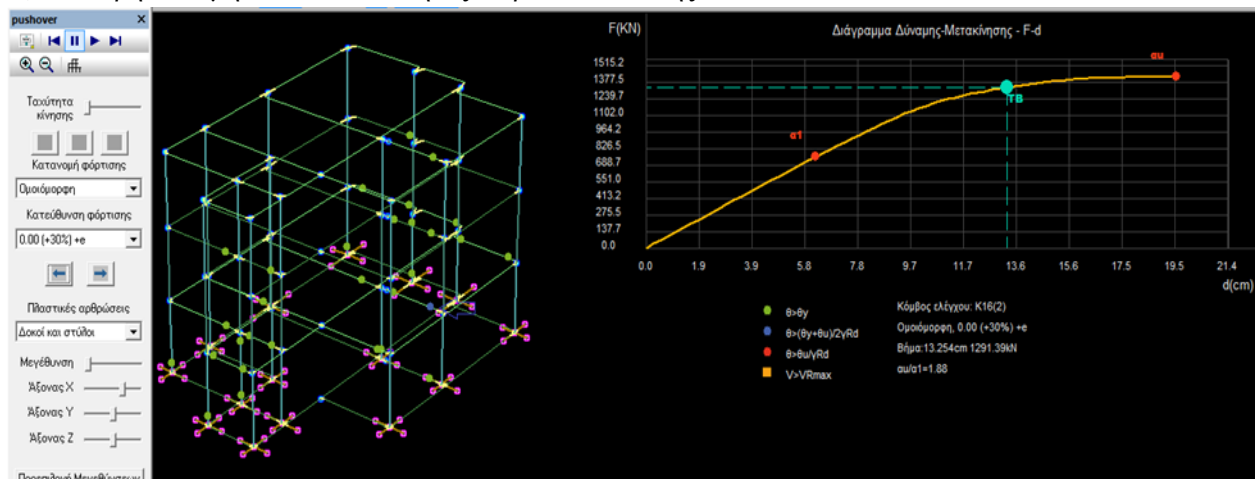


5.2.3 Διαγράμματα Δύναμης - Μετακίνησης Στο Ενισχυμένο Κτίριο

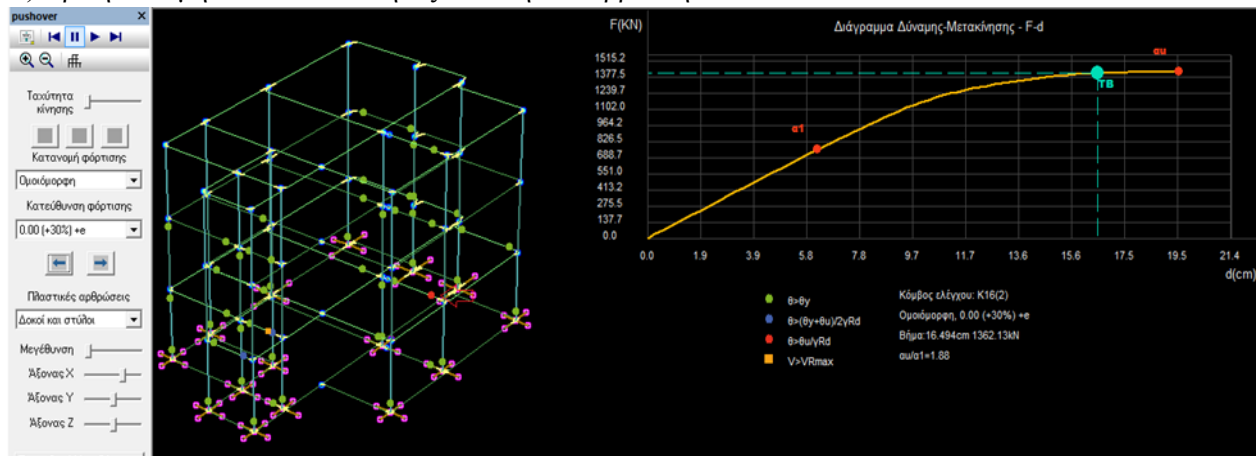
A) Πρώτη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση»



B) Δεύτερη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής»



B) Τρίτη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Οιονή Κατάρρευση»



5.2.4 Αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης ενισχυμένου κτιρίου

Από τον έλεγχο επάρκειας του ενισχυμένου κτιρίου σύμφωνα με το τεύχος του Fespa προέκυψαν τα αποτελέσματα που φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Pushover - Λόγοι επάρκειας μελών (Απαιτήση / Ικανότητα)

Πίνακες δοκών

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας δοκών

Μέλος	Κ/Δ	ΑΔΙ Αρχής	ΑΔΙ Τέλους	ΑΣD Αρχής	ΑΣD Τέλους	ΑΝC Αρχής	ΑΝC Τέλους	Λ VBy Αρχής	Λ VBy Τέλους
Δ1.1(-1)	Κύριο	0.85	0.38	0.18	0.16	0.29	0.21	0.37	0.25
Δ1.2(-1)	Κύριο	0.22	0.48	0.13	0.09	0.18	0.13	0.31	0.32
Δ2.1(-1)	Κύριο	0.34	0.33	0.05	0.10	0.08	0.13	0.22	0.15
Δ3.1(-1)	Κύριο	0.75	0.22	0.20	0.03	0.28	0.03	0.26	0.34
Δ4.1(-1)	Κύριο	0.25	0.32	0.12	0.18	0.17	0.26	0.38	0.38
Δ5.1(-1)	Κύριο	0.81	-	0.07	-	0.07	-	0.34	-
Δ5.2(-1)	Κύριο	-	0.37	-	0.09	-	0.09	-	0.14
Δ6.2(-1)	Κύριο	0.80	0.80	0.19	0.21	0.32	0.38	0.35	0.50
Δ7.1(-1)	Κύριο	0.34	0.58	0.06	0.18	0.07	0.24	0.18	0.28
Δ8.1(-1)	Κύριο	0.26	0.24	0.11	0.08	0.17	0.12	0.19	0.23
Δ9.1(-1)	Κύριο	0.47	0.41	0.14	0.11	0.15	0.12	0.30	0.40
Δ9.2(-1)	Κύριο	0.36	0.38	0.10	0.10	0.11	0.15	0.28	0.21
Δ10.1(-1)	Κύριο	0.86	0.54	0.12	0.20	0.21	0.26	0.33	0.19
Δ11.1(-1)	Κύριο	0.65	0.79	0.06	0.30	0.08	0.38	0.16	0.36
Δ12.1(-1)	Κύριο	0.26	0.26	0.08	0.07	0.11	0.09	0.22	0.14
Δ13.1(-1)	Κύριο	0.38	0.48	0.16	0.09	0.20	0.12	0.22	0.29
Δ14.1(-1)	Κύριο	0.43	0.19	0.11	0.02	0.14	0.02	0.24	0.16
Δ15.1(-1)	Κύριο	0.18	0.21	0.08	0.09	0.14	0.12	0.21	0.22
Δ16.1(-1)	Κύριο	0.51	0.42	0.13	0.10	0.16	0.10	0.17	0.13
Δ18.1(-1)	Κύριο	0.46	0.09	0.14	0.03	0.19	0.05	0.20	0.13
Δ19.1(-1)	Κύριο	0.49	0.34	0.12	0.04	0.15	0.04	0.23	0.13
Δ1.1(0)	Κύριο	0.90	0.50	0.47	0.26	0.67	0.38	0.61	0.47
Δ1.2(0)	Κύριο	0.51	0.95	0.21	0.21	0.42	0.47	0.48	0.55
Δ2.1(0)	Κύριο	0.87	0.87	0.23	0.23	0.53	0.40	0.42	0.42
Δ3.1(0)	Κύριο	0.98	0.51	0.56	0.15	0.87	0.23	0.37	0.42
Δ4.1(0)	Κύριο	0.61	0.61	0.26	0.33	0.71	0.71	0.81	0.82
Δ5.1(0)	Κύριο	0.90	-	0.12	-	0.16	-	0.49	-
Δ5.2(0)	Κύριο	-	0.39	-	0.15	-	0.18	-	0.40
Δ6.2(0)	Κύριο	0.66	0.88	0.22	0.42	0.51	0.77	0.55	0.75
Δ7.1(0)	Κύριο	0.41	0.73	0.12	0.36	0.17	0.60	0.36	0.45
Δ8.1(0)	Κύριο	0.53	0.66	0.24	0.17	0.56	0.56	0.45	0.43
Δ9.1(0)	Κύριο	0.80	0.89	0.33	0.19	0.80	0.47	0.61	0.68
Δ9.2(0)	Κύριο	0.86	0.67	0.15	0.26	0.33	0.66	0.62	0.70
Δ10.1(0)	Κύριο	0.98	0.61	0.40	0.15	0.68	0.32	0.93	0.68
Δ11.1(0)	Κύριο	0.17	0.77	0.13	0.48	0.19	0.67	0.32	0.81
Δ12.1(0)	Κύριο	0.94	0.87	0.29	0.29	0.59	0.60	0.42	0.36
Δ13.1(0)	Κύριο	0.57	0.84	0.25	0.21	0.51	0.58	0.50	0.58
Δ14.1(0)	Κύριο	0.98	0.52	0.54	0.15	0.82	0.21	0.47	0.22
Δ15.1(0)	Κύριο	0.64	0.77	0.25	0.26	0.65	0.66	0.43	0.43
Δ16.1(0)	Κύριο	0.97	0.30	0.55	0.10	0.87	0.13	0.45	0.22
Δ18.1(0)	Κύριο	0.75	0.87	0.30	0.11	0.67	0.18	0.43	0.12
Δ19.1(0)	Κύριο	0.89	0.45	0.33	0.11	0.57	0.20	0.42	0.31
Δ20.1(0)	Κύριο	0.72	0.90	0.27	0.07	0.62	0.07	0.58	0.21

Δ1.1(1)	Κύριο	0.98	0.41	0.48	0.27	0.71	0.37	0.62	0.43
Δ1.2(1)	Κύριο	0.47	0.97	0.24	0.21	0.42	0.50	0.55	0.60
Δ2.1(1)	Κύριο	0.78	0.13	0.98	0.15	0.32	0.28	0.31	0.37
Δ3.1(1)	Κύριο	0.97	0.56	0.56	0.13	0.89	0.18	0.36	0.41
Δ4.1(1)	Κύριο	0.57	0.65	0.24	0.32	0.58	0.64	0.51	0.51
Δ5.1(1)	Κύριο	0.86	-	0.10	-	0.08	-	0.36	-
Δ5.2(1)	Κύριο	-	0.72	-	0.15	-	0.20	-	0.33
Δ6.2(1)	Κύριο	0.97	0.96	0.31	0.53	0.53	0.76	0.27	0.68
Δ7.1(1)	Κύριο	0.38	0.95	0.11	0.33	0.16	0.54	0.32	0.41
Δ8.1(1)	Κύριο	0.53	0.66	0.20	0.16	0.42	0.48	0.31	0.33
Δ9.1(1)	Κύριο	0.80	0.98	0.28	0.19	0.41	0.38	0.48	0.58
Δ9.2(1)	Κύριο	0.98	0.63	0.16	0.23	0.30	0.47	0.52	0.50
Δ10.1(1)	Κύριο	0.97	0.35	0.35	0.19	0.53	0.25	0.83	0.47
Δ11.1(1)	Κύριο	0.32	0.98	0.14	0.50	0.18	0.70	0.27	0.85
Δ12.1(1)	Κύριο	0.82	0.77	0.20	0.22	0.58	0.57	0.40	0.30
Δ13.1(1)	Κύριο	0.64	0.79	0.25	0.16	0.48	0.43	0.41	0.50
Δ14.1(1)	Κύριο	0.97	0.44	0.47	0.14	0.81	0.16	0.42	0.20
Δ15.1(1)	Κύριο	0.46	0.58	0.19	0.21	0.42	0.46	0.36	0.37
Δ16.1(1)	Κύριο	0.96	0.19	0.47	0.07	0.81	0.10	0.39	0.18
Δ18.1(1)	Κύριο	0.78	0.97	0.24	0.10	0.52	0.25	0.37	0.11
Δ19.1(1)	Κύριο	0.97	0.60	0.30	0.09	0.52	0.10	0.36	0.23
Δ20.1(1)	Κύριο	0.91	0.93	0.18	0.07	0.36	0.06	0.53	0.22
Δ1.1(2)	Κύριο	0.98	0.40	0.40	0.20	0.57	0.28	0.42	0.31
Δ1.2(2)	Κύριο	0.34	0.68	0.18	0.10	0.28	0.19	0.29	0.30
Δ2.1(2)	Κύριο	0.32	0.97	0.06	0.10	0.09	0.15	0.22	0.32
Δ3.1(2)	Κύριο	0.93	0.27	0.19	0.03	0.41	0.03	0.14	0.29
Δ4.1(2)	Κύριο	0.27	0.30	0.09	0.14	0.16	0.20	0.27	0.27
Δ5.1(2)	Κύριο	0.83	-	0.06	-	0.05	-	0.38	-
Δ5.2(2)	Κύριο	-	0.51	-	0.08	-	0.08	-	0.30
Δ6.2(2)	Κύριο	0.60	0.98	0.11	0.30	0.18	0.46	0.13	0.45
Δ7.1(2)	Κύριο	0.23	0.97	0.06	0.24	0.09	0.44	0.22	0.30
Δ8.1(2)	Κύριο	0.31	0.30	0.11	0.07	0.14	0.12	0.19	0.23
Δ9.1(2)	Κύριο	0.67	0.85	0.11	0.09	0.11	0.16	0.15	0.35
Δ9.2(2)	Κύριο	0.92	0.56	0.09	0.15	0.21	0.25	0.35	0.23
Δ10.1(2)	Κύριο	0.97	0.40	0.15	0.07	0.26	0.15	0.67	0.51
Δ11.1(2)	Κύριο	0.30	0.97	0.08	0.40	0.10	0.62	0.40	0.80
Δ12.1(2)	Κύριο	0.40	0.34	0.10	0.08	0.14	0.18	0.27	0.21
Δ13.1(2)	Κύριο	0.54	0.64	0.15	0.10	0.21	0.16	0.22	0.29
Δ14.1(2)	Κύριο	0.66	0.23	0.13	0.02	0.20	0.03	0.24	0.13
Δ15.1(2)	Κύριο	0.20	0.23	0.08	0.13	0.13	0.13	0.20	0.21
Δ16.1(2)	Κύριο	0.79	0.67	0.16	0.10	0.18	0.11	0.13	0.18
Δ18.1(2)	Κύριο	0.65	0.97	0.11	0.12	0.21	0.20	0.27	0.06
Δ19.1(2)	Κύριο	0.74	0.35	0.12	0.04	0.14	0.04	0.24	0.18
Δ20.1(2)	Κύριο	0.99	0.95	0.11	0.06	0.19	0.06	0.47	0.18

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποσυλωμάτων

Μέλος	Κ/Δ	ΑΔΙ Αρχής	ΑΔΙ Τέλους	ΑΣD Αρχής	ΑΣD Τέλους	ΑΜC Αρχής	ΑΜC Τέλους	λ VRy	λ VRz
K1(0)	Κύριο	0.55	0.52	0.25	0.21	0.46	0.26	-	0.35
K1(1)	Κύριο	0.51	0.51	0.20	0.20	0.27	0.30	-	0.32
K1(2)	Κύριο	0.46	0.47	0.13	0.14	0.18	0.19	-	0.25
K2(0)	Κύριο	0.57	0.45	0.24	0.13	0.40	0.18	0.40	0.21
K2(1)	Κύριο	0.34	0.37	0.07	0.09	0.07	0.12	0.12	0.16
K2(2)	Κύριο	0.26	0.37	0.03	0.07	0.04	0.09	0.08	0.13
K3(0)	Κύριο	0.72	0.64	0.24	0.12	0.44	0.16	-	0.58
K3(1)	Κύριο	0.65	0.73	0.15	0.17	0.15	0.35	-	0.39
K3(2)	Κύριο	0.61	0.87	0.14	0.20	0.18	0.37	-	0.48
K4(0)	Κύριο	0.47	0.41	0.17	0.11	0.27	0.13	0.15	0.24
K4(1)	Κύριο	0.44	0.45	0.12	0.12	0.15	0.18	0.11	0.14
K4(2)	Κύριο	0.41	0.51	0.07	0.10	0.08	0.15	0.09	0.13
K5(0)	Κύριο	0.58	0.54	0.23	0.16	0.30	0.20	0.20	0.31
K5(1)	Κύριο	0.62	0.64	0.17	0.18	0.24	0.27	0.22	0.21
K5(2)	Κύριο	0.66	0.70	0.12	0.14	0.19	0.21	0.15	0.15
K6(0)	Κύριο	0.61	0.50	0.17	0.08	0.23	0.07	0.15	0.19
K6(1)	Κύριο	0.58	0.63	0.09	0.11	0.10	0.13	0.11	0.14
K6(2)	Κύριο	0.52	0.62	0.06	0.12	0.06	0.20	0.08	0.16
K7(0)	Κύριο	0.80	0.78	0.17	0.13	0.29	0.23	0.22	0.26
K7(1)	Κύριο	0.90	0.90	0.15	0.16	0.27	0.28	0.19	0.18
K7(2)	Κύριο	0.93	0.98	0.11	0.15	0.20	0.24	0.14	0.08
K8(0)	Κύριο	0.60	0.54	0.19	0.12	0.26	0.13	0.23	0.23
K8(1)	Κύριο	0.62	0.64	0.12	0.15	0.16	0.18	0.18	0.18
K8(2)	Κύριο	0.74	0.84	0.08	0.14	0.11	0.19	0.16	0.19
K9(0)	Κύριο	0.52	0.45	0.17	0.07	0.23	0.07	0.17	0.17
K9(1)	Κύριο	0.47	0.50	0.08	0.10	0.08	0.13	0.11	0.11
K9(2)	Κύριο	0.58	0.71	0.05	0.11	0.05	0.15	0.08	0.16
K10(0)	Κύριο	0.59	0.54	0.17	0.11	0.25	0.11	0.25	0.14
K10(1)	Κύριο	0.58	0.61	0.11	0.13	0.13	0.14	0.18	0.11
K10(2)	Κύριο	0.59	0.66	0.07	0.11	0.09	0.16	0.16	0.14
K11(0)	Κύριο	0.63	0.61	0.18	0.14	0.30	0.19	0.18	0.35
K11(1)	Κύριο	0.72	0.74	0.15	0.15	0.25	0.17	0.25	0.27
K11(2)	Κύριο	0.74	0.78	0.10	0.17	0.17	0.21	0.15	0.16
K12(0)	Κύριο	0.55	0.48	0.16	0.09	0.22	0.10	0.13	0.24
K12(1)	Κύριο	0.49	0.52	0.10	0.12	0.12	0.14	0.09	0.21
K12(2)	Κύριο	0.51	0.57	0.08	0.11	0.10	0.14	0.09	0.21
K13(0)	Κύριο	0.67	0.59	0.20	0.04	0.26	0.08	0.27	0.43
K13(1)	Κύριο	0.64	0.64	0.11	0.11	0.09	0.13	0.17	0.35
K13(2)	Κύριο	0.76	0.98	0.07	0.15	0.08	0.24	0.21	0.28
K15(0)	Κύριο	0.54	0.57	0.15	0.11	0.19	0.11	0.17	0.23
K15(1)	Κύριο	0.67	0.69	0.12	0.13	0.13	0.18	0.16	0.18
K15(2)	Κύριο	0.69	0.77	0.08	0.12	0.09	0.15	0.20	0.20
K16(0)	Κύριο	0.55	0.55	0.23	0.19	0.32	0.22	0.19	0.46
K16(1)	Κύριο	0.57	0.54	0.19	0.16	0.20	0.22	0.20	0.41
K16(2)	Κύριο	0.49	0.62	0.10	0.15	0.14	0.20	0.15	0.32

Σημείωση: Ο λόγος επάρκειας ενοπι διατήρησης υπολογίζεται στη στάθμη: NC

Το συμπέρασμα που προκύπτει μελετώντας τον παραπάνω πίνακα είναι πως κανένα υποσύλωμα και καμία δοκός δεν εμφανίζει ανεπάρκεια.

5.3 Συμπέρασμα

Από τις παραπάνω αναλύσεις του υφιστάμενου και του ενισχυμένου κτιρίου σε υποθετικά σεισμικά δεδομένα προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα. Πρώτον, φαίνεται ξεκάθαρα το πρόβλημα των υφιστάμενων κατασκευών που έχουν μελετηθεί με παλαιότερους κανονισμούς, από το γεγονός ότι σε έναν υποθετικό σεισμό αναπτύσσονται πολύ σοβαρές βλάβες στο κτίριο, που μπορούν να το οδηγήσουν μέχρι και στην κατάρρευση, για επιταχύνσεις πολύ χαμηλότερες από αυτές που αναμένονται στην περιοχή όπου έχει κατασκευαστεί το κτίριο που μελετάμε. Επίσης, προφανής είναι η διαφορά σε αντοχή του υφιστάμενου από το ενισχυμένο κτίριο, με το δεύτερο να μην εμφανίζει καμία σημαντική βλάβη για επιταχύνσεις που αναμένονται από ενδεχόμενο σεισμό στην περιοχή κατασκευής του, και να είναι σε θέση να φέρει ακόμα και κάποια ενδεχόμενα μεγαλύτερα φορτία. Τέλος, στο υφιστάμενο κτίριο φαίνεται να αναπτύσσεται μηχανισμός μαλακού ορόφου στην αστοχία σε ορισμένες περιπτώσεις, τον οποίο μηχανισμό επιτυγχάνουμε να αποφύγουμε μετά την ενίσχυση.

Βιβλιογραφία

- [1] Kim, D.-H. (1995), Composite Structures for Civil and Architectural Engineering, E & FN Spon, London
- [2] Lam, L., and Teng, J.G. (2003), “Stress-strain models for FRP-confined concrete”, submitted for publication.
- [3] Ma, R. and Xiao, Y. (1997), “Seismic retrofit and repair of circular bridge columns with advanced composite materials”, Earthquake Spectra.
- [4] Matthys, S. (2000), Structural Behaviour and Design of Concrete Members Strengthened with Externally Bonded FRP Reinforcement, Doctoral Thesis, Ghent University.
- [5] Neubauer, U. and Rostasy, F. S. (1999), “Bond failure of concrete fibre reinforced polymer at inclined cracks-experiments and fracture mechanics model”, Proceedings of the 4th International Conference on Fibre Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures, Eds. C. W. Dolan, S. H. Rizkalla and A. Nanni, ACI, Michigan, USA.
- [6] Oehlers, D. J. (1992), “Reinforced concrete beams with plates glued to their soffits”, Journal of Structural Engineering, ASCE.
- [7] Osada, K., Yamaguchi, T. and Ikeda, S. (1999), “Seismic performance and the retrofit of hollow circular reinforced concrete piers having reinforcement cut-off planes and variable wall thickness”, Transactions of the Japan Concrete Institute.
- [8] Plevris, N. and Triantafyllou, T. C. (1994), “Time-dependent behaviour of RC members strengthened with FRP Laminates”, Journal of Structural Engineering, ASCE.
- [9] Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G.M. (1996), Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, New York, USA.
- [10] Raof, M. and Hassanen, M. A. H. (2000), “Peeling failure of reinforced concrete beams with fibre-reinforced plastic or steel plates glued to their soffits”, Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Building.

Αναφορές

- [1] Κυριάκος Α. Λουράντος, 2015. Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, μελετημένο το 1961. Available: <https://core.ac.uk/download/pdf/38468133.pdf>
- [2] LH Λογισμική. Μελέτη στατικής επάρκειας, προσθήκες & ενισχύσεις κτιρίων. Available: <http://www.lhlogismiki.gr/>
- [3] Μίλτων Α. Δημοσθένους, 2009. Μέθοδοι και υλικά αποκατάστασης και ενίσχυσης διατηρητέων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία. Available: http://library.tee.gr/digital/kma/kma_m1430/kma_m1430_dimosthenous.pdf
- [4] Γ. Παναγόπουλος. Επισκευές – Ενισχύσεις Υφιστάμενων Κτιρίων. Available: <https://pithos.oceanos.grnet.gr/public/n3mbftdah5ittSLChXabD2>
- [5] Καλπύρη Μαρία, Χαραμάρα Αικατερίνη, 2013. Διατηρητική ενίσχυση με FRP. Σύγκριση ΚΑΝ.ΕΠΕ. και ΕΚ8-3. Available: <http://www.episkevesold.civil.upatras.gr/>
- [6] Σπάθης Σπύρος, Δρόσος Βασίλης, 2013. Ενίσχυση υποστυλώματος με FRP γοα σεισμικά φορτία. Available: <http://www.episkevesold.civil.upatras.gr/>
- [7] Στέφανος Η. Δρίστος, 2015. Ενισχύσεις και επισκευές οπλισμένου σκυροδέματος. Available: <http://www.episkeves2.civil.upatras.gr/>
- [8] Δρ Βασίλειος Γ. Μώκος. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Σχέδιο 5ο) – Βασικές Αρχές. Available: <https://www.oasp.gr/userfiles/file/Mokos.pdf>

- [9] Α.Ι. Κάππος, 2009. Ανάλυση κτιρίου πριν και μετά την επέμβαση. Available: http://library.tee.gr/digital/m2472/m2472_kappos.pdf
- [10] ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κανονισμός επεμβάσεων 2η Αναθεώρηση 2017. Available: https://www.oasp.gr/userfiles/%ce%9a%ce%91%ce%9d_%ce%95%ce%a0%ce%95_2%ce%b7%20%ce%91%ce%bd%ce%b1%ce%b8%ce%b5%cf%8e%cf%81%ce%b7%cf%83%ce%b7_2017_Final.pdf
- [11] Στάθμες και Στόχοι Επιτελεστικότητας. Available: <http://www.episkevesold.civil.upatras.gr/English/notes/7.pdf>
- [12] Γιάννης Ν. Ψυχάρης, 2015. Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας. Available: <https://pithos.okeanos.grnet.gr/public/YgsT3QtUXEWAogsoTYDLi6>
- [13] Αθανάσιος Καραμπίνης, 2009. Αποτίμηση σεισμικής τρωτότητας και διακινδύνευσης Κατασκευών. Available: http://library.tee.gr/digital/m2456/m2456_karabinis.pdf
- [14] Ευθύμιος Κοψάλης, 2009. Διερεύνηση της επιρροής του βαθμού επιτελεστικότητας μιας κατασκευής στον αντισεισμικό σχεδιασμό της. . Available: <http://okeanis.lib.teipir.gr/>
- [15] Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, 2004. Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία. Available: <http://lee.civil.ntua.gr/pdf/dimosiefseis/vivlia/enisxisi.pdf>
- [16] Ειρήνη Εφεσίου, 2015. Επεμβάσεις σε υφιστάμενα κτήρια. Available: <https://ocw.aoc.ntua.gr/>
- [17] Δημητρίου Κ. Μπάρου, 2006. Επιλογή στρατηγικής σε υφιστάμενες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα με χρήση ανελαστικών αναλύσεων. Available: <https://nemertes.lis.upatras.gr/>
- [18] LH Λογισμική. Fespa Tutorials – Θέματα. Available: <https://www.lhlogismiki.gr/>