



**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**«ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΚΟΜΒΩΝ ΔΟΚΩΝ –  
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΑΠΟ  
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΙΣ  
ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ ΚΑΝ.ΕΠΕ»**

Μαστορακάκη Μαρία

Επιβλέπων: Αυτουσμής Αθανάσιος

Αθήνα 2021

**DIPLOMA THESIS**

**«REPAIRS AND STRENGTHENING OF REINFORCED  
CONCRETE CONSTRUCTION JOINS»**

Mastorakaki Maria

Supervisor: Aftousmis Athanasios

Athens 2021

*Τίτλος*

*Διπλωματικής Εργασίας:*

*«ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΚΟΜΒΩΝ ΔΟΚΩΝ – ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΑΠΟ  
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΙΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ ΚΑΝ.ΕΠΕ»*

Η διπλωματική εργασία εξετάστηκε επιτυχώς από την κάτωθι Τριμελή Εξεταστική Επιτροπή:

ΠΝΕΥΜΑΤΙΚΟΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ

ΚΟΚΚΙΝΟΣ ΤΡΙΑΝΤΑΦΥΛΛΟΣ

ΚΥΡΙΑΖΟΠΟΥΛΟΣ ΑΝΤΩΝΙΟΣ

## ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η κάτωθι υπογράφουσα **Μαστορακάκη Μαρία** του Δημητρίου, με αριθμό μητρώου 45529 φοιτήτρια του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, δηλώνω υπεύθυνα ότι:

«Είμαι συγγραφέας της παρούσας διπλωματικής εργασίας με τίτλο ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΚΟΜΒΩΝ ΔΟΚΩΝ – ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΙΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ ΚΑΝ.ΕΠΕ»

και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης, οι όποιες πηγές από τις οποίες έκανα χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε ακριβώς είτε παραφρασμένες, αναφέρονται στο σύνολό τους, με πλήρη αναφορά στους συγγραφείς, τον εκδοτικό οίκο ή το περιοδικό, συμπεριλαμβανομένων και των πηγών που ενδεχομένως χρησιμοποιήθηκαν από το διαδίκτυο. Επίσης, βεβαιώνω ότι αυτή η εργασία έχει συγγραφεί από μένα αποκλειστικά και αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου, όσο και του Ιδρύματος.

Παράβαση της ανωτέρω ακαδημαϊκής μου ευθύνης αποτελεί ουσιώδη λόγο για την ανάκληση του πτυχίου μου».

Η Δηλούσα,



Μαστορακάκη Μαρία

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Περίληψη.....	6
Abstract.....	7
Ευχαριστίες.....	8
Εισαγωγή.....	10
Κεφάλαιο 1: Παθολογία Κτιρίων και Επεμβάσεις.....	12
1.1. Παθολογία Κτιρίων.....	12
1.1.1. Επιρροή του χρόνου.....	12
1.1.2. Ανεπαρκής Σχεδιασμός και Κατασκευαστικά σφάλματα.....	13
1.1.3. Απουσία Αντισεισμικών Κανονισμών ή Ανεπάρκεια αυτών – Σύντομη Αναδρομή.....	17
1.1.4. Αποδεκτές φθορές λόγω σεισμικών δράσεων.....	19
1.2. Αδυναμίες κατασκευών.....	20
1.3. Επισκευές και Ενισχύσεις.....	21
1.3.1. Κριτήρια Επεμβάσεων.....	21
1.3.2. Μελέτη Επεμβάσεων.....	22
Κεφάλαιο 2: Κόμβοι από Οπλισμένο Σκυρόδεμα.....	23
2.1. Κόμβοι Σύνδεσης Δοκών – Υποστυλωμάτων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα.....	23
2.1.1. Η Λειτουργία των Κόμβων μιας κατασκευής.....	24
2.1.2. Βασικές Αρχές Σχεδιασμού των Κόμβων.....	31
2.2. Αστοχίες Κόμβων.....	35
2.2.1. Αιτίες Αστοχίας.....	35
2.2.2. Βαθμοί Βλάβης.....	36
Κεφάλαιο 3: Μέθοδοι Διάγνωσης βλαβών.....	38
3.1. Μη Καταστροφικοί Έλεγχοι.....	39
3.1.1. Οπτικός Έλεγχος.....	39
3.1.2. Κρουσιμέτρηση.....	40
3.1.3. Χρήση Υπερήχων.....	41
3.1.4. Μαγνητικές Μέθοδοι.....	42
3.2. Ημικαταστροφικοί Έλεγχοι.....	43
3.2.1. Πυρηνοληψία.....	43
3.2.2. Χρήση Εξολκέα.....	44
3.2.3. Έλεγχος Εφελκυστικής Αντοχής του Χάλυβα.....	45
3.3. Επιτόπου Χημικοί Έλεγχοι.....	46
3.3.1. Έλεγχος ενανθράκωσης.....	46
3.3.2. Έλεγχος χλωριόντων.....	47
3.4. Έλεγχος Καθολικής Φόρτισης.....	47

Κεφάλαιο 4: Μελέτη Αποτίμησης και Ανασχεδιασμού.....	48
4.1. Στοιχεία Αξιολόγησης και Μελέτη Αποτίμησης.....	48
4.2. Μελέτη Ανασχεδιασμού.....	49
4.3. Επάρκεια Αντοχής Κόμβων.....	50
4.3.1. Αντοχή σε τέμνουσα.....	50
4.3.2. Έλεγχος σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση.....	51
4.3.3. Έλεγχος σε διαγώνια θλίψη.....	52
Κεφάλαιο 5: Μέθοδοι Επεμβάσεων Κόμβων και Κριτήρια Επιλογής.....	54
5.1. Επισκευές Κόμβων.....	54
5.1.1. Ρητινενέσεις και Επισκευαστικά Κονιάματα.....	54
5.1.2. Αποκατάσταση Ίσης Διατομής.....	56
5.2. Ενισχύσεις Κόμβων.....	57
5.2.1. Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος.....	57
5.2.2. Χιαστί Κολλάρα.....	59
5.2.3. Επικολλητά Ελάσματα.....	61
5.3. Κριτήρια Επιλογής Μεθόδου σε κόμβους.....	63
Κεφάλαιο 6: Παράδειγμα Ενίσχυσης Κόμβου σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	65
6.1. Περιγραφή Υφιστάμενης Κατασκευής – Γενικά.....	65
6.1.1. Γενικά Στοιχεία.....	65
6.1.2. Υλικά Κατασκευής.....	67
6.1.3. Σχέδια Μελέτης – Ξυλότυποι.....	69
6.1.4. Γεωμετρία και Οπλισμός Φορέα.....	70
6.1.5. Φορτία Κατασκευής.....	72
6.1.6. Λοιπές Συνθήκες.....	72
6.2. Καταγραφή Βλαβών.....	73
6.3. Βασικές Αρχές Αποτίμησης και Ανασχεδιασμού.....	74
6.3.1. Στάθμη Επιτελεστικότητας.....	74
6.3.2. Στόχος Αποτίμησης και Ανασχεδιασμού.....	75
6.3.3. Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.).....	76
6.3.4. Καθολικός Δείκτης Συμπεριφοράς [q].....	77
6.3.5. Δείκτης Ανεπάρκειας [λ].....	78
6.3.6. Μορφολογική Κανονικότητα.....	78
6.4. Μέθοδοι Ελέγχου Στατικής Επάρκειας.....	80
6.4.1. Επιλογή Μεθόδου Ανάλυσης.....	80
6.5. Ανάλυση Υφιστάμενης Κατασκευής.....	81
6.5.1. Χρήση του στατικού προγράμματος Fespa – Εισαγωγή Δεδομένων.....	81
6.5.2. Επίλυση – Αποτελέσματα Ανάλυσης.....	87
6.6. Έλεγχοι Κόμβων.....	90
6.7. Ενίσχυση Κόμβων.....	102
6.7.1. Προτάσεις Ενίσχυσης.....	102

6.7.2. Σχεδιασμός των Τεχνικών Ενίσχυσης.....	104
6.7.3. Εφαρμογή των Τεχνικών Ενίσχυσης.....	109
Κεφάλαιο 7: Αποτελέσματα – Συμπεράσματα.....	111
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	113

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Ένα από τα σημεία ενδιαφέροντος του φέροντος οργανισμού μιας κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος, που παρουσιάζει συχνά προβλήματα χωρίς ωστόσο να λαμβάνει την απαιτούμενη προσοχή, είναι οι κόμβοι σύνδεσης δοκών - υποστυλωμάτων.

Στην Ελλάδα, μέχρι το 1984 όπου ξεκίνησαν να προσδιορίζονται οι πρώτες απαιτήσεις, οι κόμβοι δεν αποτελούσαν αντικείμενο μελέτης και σχεδιασμού. Το γεγονός αυτό αποδείχθηκε επιβλαβές, καθώς πολλές φορές τα κτίρια τα οποία κατασκευάστηκαν με τους κανονισμούς της τότε εποχής, εμφάνισαν σοβαρές αστοχίες στους κόμβους ακόμα και χωρίς την παρουσία σεισμικών φορτίσεων. Πολύ περισσότερο, κατά τους διάφορους σεισμούς που έλαβαν χώρα, η αστοχία των κόμβων ήταν η αιτία κατάρρευσης ολόκληρων κτιρίων. Η εισαγωγή του Κανονισμού Επεμβάσεων (KAN.ΕΠΕ) ως εργαλείο μελέτης επισκευής και ενίσχυσης των κτιρίων αποτέλεσε τον πρώτο κανονισμό που έλαβε σοβαρά υπόψη τον ανασχεδιασμό των κόμβων σε υφιστάμενες κατασκευές.

Στην παρούσα εργασία, εξετάστηκαν οι βλάβες των κόμβων ενός διάφορου κτιρίου το οποίο μελετήθηκε και κατασκευάστηκε τις αρχές της δεκαετίας του 1980. Τόσο από το μακροσκοπικό έλεγχο, όσο και από την ανάλυση που πραγματοποιήθηκε με εργαστηριακές μετρήσεις και στατικούς υπολογισμούς, προέκυψε η ανάγκη για ενίσχυση όχι μόνο των κόμβων που εμφανίζουν βλάβες αλλά και των υπολοίπων. Αυτό συμπεραίνεται, καθώς η στατική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και με τη βοήθεια του προγράμματος Fespa, έδειξε στατική ανεπάρκεια των κόμβων και άρα αδυναμία ανάληψης των φορτίων του σεισμού σχεδιασμού.

Βάσει των προηγούμενων, προτάθηκαν μέθοδοι ενίσχυσης των κόμβων προκειμένου να ικανοποιήσουν τις απαιτήσεις αντοχής του συγκεκριμένου κτιρίου. Οι μέθοδοι που προτάθηκαν, με βασικό κριτήριο την αντοχή και την ασφάλεια, αλλά λαμβάνοντας υπόψη και κριτήρια οικονομικά, λειτουργικά και κατασκευαστικών δυνατοτήτων, ήταν η μέθοδος του μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος και η μέθοδος των επικολλητών ελασμάτων.



## ABSTRACT

One of the areas of interest of a reinforced concrete structure that often shows malfunction issues without taking the attention that it should is the beam column joints.

In Greece joints were not an aspect of design and calculations up until 1984 when the first preliminary design requirements were established. This fact proved to be harmful, as in many cases buildings constructed with older regulations had serious failures at the joints, even without the presence of seismic loads. Furthermore the failure of joints was a major reason for buildings to collapse during the various earthquakes that have taken place. The introduction of KANEPE as a tool for designing repairs and reinforcement of buildings is the first regulation that took seriously into consideration the redesign of joints in existing buildings.

In the present study, the damages of the joints of a two storey building designed and constructed in early 1980's, were examined and analyzed. Both macroscopically as well as through detailed laboratory checks and design calculations, it became clear the need for the reinforcement not only of the obviously deteriorated joints but of the rest joints of the building as well. This conclusion was taken after the static analysis that was conducted based on the regulations and provisions of KANEPE and the use of FESPA software, which proved the design inefficiency of the joints and hence the inability of the structure to carry design seismic loads.

Based on the above, reinforcement methods were proposed in order for the joints of the structure to be able to fulfill the design criteria of the specific structure. The methods proposed were reinforced concrete jacketing and steel plates jacketing, and were mainly chosen for the durability and safety of the structure, taking in to account aspects such as economy, construction limitations and functionality constraints.

## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαιτέρως τον καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΠΑ.Δ.Α. και επιβλέποντα της παρούσας διπλωματικής εργασίας κ. Αθανάσιο Αυτουσμή για την πολύτιμη καθοδήγηση και βοήθειά του.

Επίσης, στην LH Λογισμική για την άδεια χρήσης του στατικού προγράμματος Fespa, καθώς και για την καθοδήγηση.

Ένα τεράστιο «ευχαριστώ» στους γονείς μου για όλα όσα μου προσέφεραν, για την αγάπη τους και για την εμπιστοσύνη που μου έδειξαν όλα αυτά τα χρόνια των σπουδών μου.

Ακόμη, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Παναγιώτη, που στάθηκε δίπλα μου σε όλο αυτό το δύσκολο για μένα ταξίδι.

Τέλος, να ευχαριστήσω ένα ακόμα αγαπημένο μου πρόσωπο, τον Αντώνη, που με στήριξε με κάθε τρόπο προκειμένου να τα καταφέρω.

*Στον μπαμπά μου...*

## Εισαγωγή

Τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελούν την πλειονότητα των κατασκευών στην Ελλάδα. Ένας σημαντικός αριθμός από τα κτίρια αυτά, κατά καιρούς έχουν υποστεί μικρού ή μεγαλύτερου βαθμού βλάβες. Το γεγονός αυτό οφείλεται στην φυσική φθορά που θα υποστούν τα κτίρια με το χρόνο ή ακόμα και σε λάθη κατά τη μελέτη σχεδιασμού ή την εφαρμογή της και κυρίως εκδηλώνονται κατά τη διάρκεια σεισμικών δονήσεων. Παρ' όλα αυτά, οι βλάβες στις κατασκευές ορισμένες φορές είναι αδύνατον να αποφευχθούν. Ακόμη και αν η μελέτη τους έχει γίνει βάσει των πιο σύγχρονων κανονισμών και με άρτια κατασκευή είναι αποδεκτό ότι ο φέρων οργανισμός μιας κατασκευής με την πάροδο του χρόνου υφίσταται φυσικές φθορές, οι οποίες όμως είναι επιδιορθώσιμες και γενικά, προβλέπεται πως για έναν πολύ ισχυρό σεισμό, η πιθανότητα κατάρρευσης είναι μικρή.

Επιπλέον, ένα σημαντικό κεφάλαιο στην παθολογία των κτιρίων, είναι η έλλειψη αντισεισμικών κανονισμών τα παλαιότερα χρόνια, όπου δεν έδιναν στις κατασκευές την απαιτούμενη φέρουσα ικανότητα, με αποτέλεσμα την ανεπάρκεια αντοχής τους σχετικά με την ανάληψη σεισμικών φορτίων. Μια από τις σοβαρότερες βλάβες ενός κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι αυτές που εμφανίζονται στους κόμβους ένωσης δοκών – υποστυλωμάτων, και αυτό γιατί έχει ως συνέπεια την αλλαγή της συνολικής συμπεριφοράς της κατασκευής και τις ανεξέλεγκτες ανακατανομές των δράσεων, γεγονός που μπορεί να οδηγήσει ακόμα και στην πλήρη κατάρρευση. Επομένως, όλο και περισσότερες υφιστάμενες κατασκευές, διαπιστώνεται ότι χρήζουν επέμβασης.

Ως εκ τούτου, προέκυψε η ανάγκη για τη δημιουργία κανονιστικών διατάξεων σύμφωνα με τις οποίες θα ορίζονται οι μελέτες επεμβάσεων σε υφιστάμενες κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος. Έτσι, δημιουργήθηκε ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) ο οποίος παρά τις δυσκολίες κατά την σύνταξή του λόγω της αδιάκοπης ανάπτυξης της επιστήμης και της τεχνολογίας, αποτελεί ένα πρωτοποριακό αντικείμενο μελέτης, το οποίο δημοσιεύτηκε το 2012 όπου και ορίστηκε νομικά υποχρεωτική η εφαρμογή του για τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κτιρίων (ΦΕΚ 42B/20-1-2012). Τον Σεπτέμβριο του 2013 δημοσιεύτηκε η 1<sup>η</sup> Αναθεώρηση του σύμφωνα με τις εξελίξεις του αντισεισμικού σχεδιασμού και του ανασχεδιασμού των

κτιρίων (ΦΕΚ 350B/5-9-2013). Τέλος, τον Αύγουστο του 2017 δημοσιεύτηκε η 2<sup>η</sup> Αναθεώρηση του Κανονισμού όπου βελτιστοποιήθηκαν οι απαιτούμενοι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού των κτισμάτων ανάλογα με το έτος κατασκευής τους (ΦΕΚ 2984B/30-8-2017). Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι σε ισχύ παράλληλα με τον εκάστοτε αντισεισμικό κανονισμό για τις νέες κατασκευές, όπου καθορίζονται ειδικοί κανόνες διαστασιολόγησης με πλήρη λεπτομέρεια. Συνδυάζει κανόνες σχεδιασμού και μεθόδους ανάλυσης βασισμένες σε θεμελιωμένες αρχές της μηχανικής και της αντισεισμικής τεχνολογίας. Είναι πλήρης, απλός και με όσο το δυνατόν οικονομικές εφαρμογές και αποτελεί το πλέον μέσον αντιμετώπισης των αδυναμιών των κτιρίων και των επιπτώσεων των σεισμών.

Ως «επισκευή» ορίζεται η επαναφορά δομικών στοιχείων που έχουν υποστεί περιορισμένες ή μικρές βλάβες. Οι επισκευές των κατασκευών περιλαμβάνουν την αποκατάσταση των ρωγματώσεων ή και την αντικατάσταση των δομικών μελών που έχουν υποστεί βλάβες, με σκοπό την απαιτούμενη αντοχή των φερόντων στοιχείων και της λειτουργικότητας της κατασκευής. Σε περίπτωση σοβαρών βλαβών είναι απαραίτητο η επέμβαση να στοχεύει στην ενίσχυση της κατασκευής. Ως «ενίσχυση» ορίζεται το σύνολο των εργασιών προς αναβάθμιση των μηχανικών χαρακτηριστικών ενός δομικού μέλους ή κτιρίου όπως η αντοχή, η δυσκαμψία, η πλαστιμότητα, κλπ. χωρίς να απαιτείται απαραίτητα η εμφάνιση βλαβών.

# Κεφάλαιο 1:

## Παθολογία Κτιρίων και Επεμβάσεις

### 1.1. Παθολογία Κτιρίων

Τα κτίρια θα μπορούσαν μεταφορικά να χαρακτηριστούν ως "ζωντανοί" οργανισμοί, η ακεραιότητα των οποίων επηρεάζεται από παράγοντες που πρέπει να ληφθούν υπόψη τόσο κατά τη διάρκεια της μελέτης όσο και κατά τη διάρκεια της κατασκευής. Σε ότι έχει να κάνει με τη φάση της μελέτης, ο πρώτος σημαντικός παράγοντας είναι η αξιολόγηση του φυσικού περιβάλλοντος, όπως η ποιότητα του εδάφους θεμελίωσης και οι κλιματολογικές συνθήκες της περιοχής. Εξίσου σημαντικό ρόλο παίζουν οι ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις που αφορούν στην αντισεισμική θωράκιση των κτιρίων. Κατά την κατασκευή, είναι απαραίτητο να ακολουθούνται πιστά οι προβλέψεις των μελετών και τα υλικά να ανταποκρίνονται στις τεχνικές προδιαγραφές. Τελευταίος παράγοντας είναι ο χρόνος που αναπόφευκτα, και ελλείψει συντήρησης, απομειώνει την αντοχή της κατασκευής.

Δυστυχώς, είναι αρκετά συχνό φαινόμενο είτε ένας είτε πολλοί από τους παραπάνω παράγοντες να μη λαμβάνουν την απαιτούμενη προσοχή, με αποτέλεσμα τα κτίρια να εμφανίζουν αστοχίες. Προκειμένου τα κτίρια να έχουν μια επιθυμητή διάρκεια ζωής, πρέπει είτε να έχουν μια καλή αρχική ποιότητα κατασκευής είτε να επιδέχονται συνεχείς σοβαρές επισκευές.

#### 1.1.1. Επιρροή του χρόνου

Η φυσική φθορά που δέχεται μία κατασκευή με την πάροδο του χρόνου, εφόσον δεν υπάρχει πρόβλεψη για την συντήρηση της, μειώνει την αντοχή της. Εν καιρώ, το διοξείδιο του άνθρακα της ατμόσφαιρας, σε συνδυασμό με την υγρασία, αντιδρά με το υδροξείδιο του ασβεστίου που περιέχεται στο τσιμέντο με αποτέλεσμα να εισχωρεί στον οπλισμό. Κατά συνέπεια, ο οπλισμός διαβρώνεται και διογκώνεται προκαλώντας διάρρηξη του σκυροδέματος. Αποτέλεσμα όσων προαναφέρθηκαν, είναι η μείωση του ενεργού εμβαδού των ράβδων οπλισμού, που επηρεάζει αρνητικά τη φέρουσα ικανότητα των μελών της κατασκευής, καθώς επίσης και η απομείωση της

συνάφειας του οπλισμού με το σκυρόδεμα. Ελλείπει συνάφειας, οι ράβδοι οπλισμού δεν παραλαμβάνουν τις δυνάμεις για τις οποίες έχουν σχεδιαστεί, τα στοιχεία της κατασκευής συμπεριφέρονται σαν άοπλα στοιχεία και η φέρουσα ικανότητα των καμπτόμενων μελών είναι μειωμένη εξαιτίας της περιορισμένης αντοχής του σκυροδέματος σε εφελκυσμό. Κατ' αυτόν τον τρόπο, η κατασκευή αδυνατεί να αναλάβει τα φορτία για τα οποία έχει μελετηθεί.

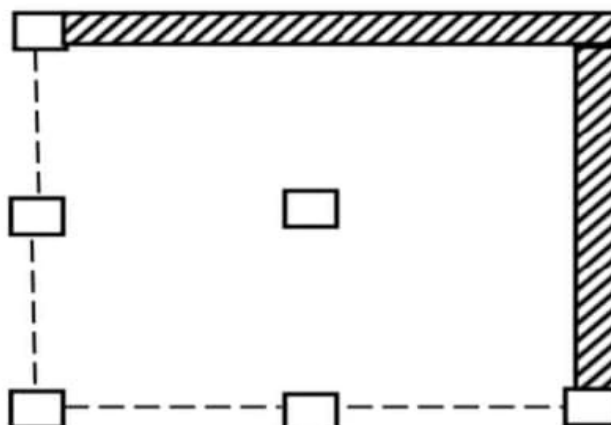
Τα τελευταία χρόνια παρατηρούνται έντονα προβλήματα γήρανσης του κτιριακού αποθέματος της χώρας, με την διάβρωση του οπλισμού να διακρίνεται ως το συνηθέστερο και πιο σημαντικό πρόβλημα. Το γεγονός αυτό μπορεί εν δυνάμει να αποτελεί κρίσιμο παράγοντα για την ασφάλεια της κατασκευής έναντι επιβαλλόμενων δράσεων, όπως ο σεισμός.

### **1.3.2. Ανεπαρκής Σχεδιασμός και Κατασκευαστικά σφάλματα**

Σε κάποιες περιπτώσεις, παρατηρούνται βλάβες στα φέροντα στοιχεία μιας κατασκευής χωρίς να έχουν προηγηθεί σεισμικές φορτίσεις. Αυτό μπορεί να οφείλεται σε δύο παράγοντες:

- Ανεπαρκής σχεδιασμός

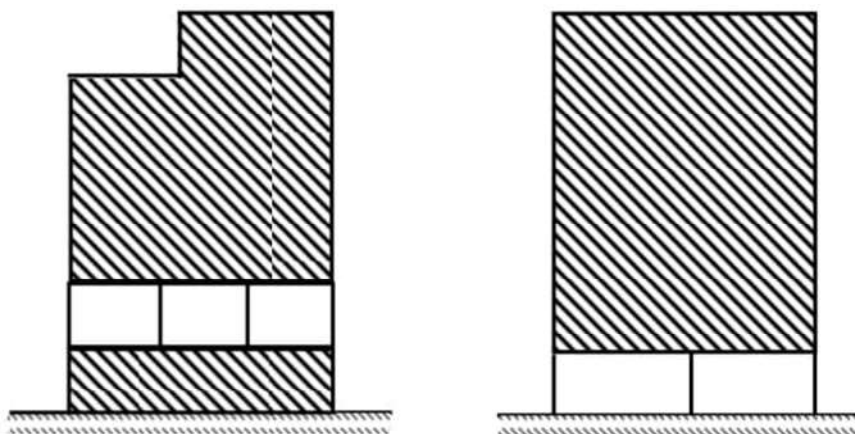
Τα μη συνηθισμένα σφάλματα κατά τη φάση του σχεδιασμού μιας κατασκευής είναι είτε η λανθασμένη εκτίμηση των φορτίσεων είτε ο ανεπαρκής υπολογισμός της όπλισης των μελών του φορέα της. Αρκετά πιο συνηθισμένα όμως, είναι σχεδιαστικές λεπτομέρειες που αν δεν ληφθούν σοβαρά υπόψη, μπορούν να προκαλέσουν σοβαρές δομικές βλάβες. Τέτοιου τύπου περιπτώσεις, είναι πρώτον η μη κανονικότητα σε κάτοψη ή καθ' ύψος. Σε ένα κτίριο μη κανονικό σε κάτοψη (Σχ.1.1), η ένταση στρεπτικών δυνάμεων αυξάνεται λόγω της ακανόνιστης κατανομής των δυσκαμψιών των κατακόρυφων μελών του κτιρίου, με αποτέλεσμα την ανομοιόμορφη κατανομή των σεισμικών φορτίων στο επίπεδο.



Σχήμα 1.1: Ακανόνιστη κατανομή δυσκαμψιών κατακόρυφων μελών  
(Δρίτσος, 2005)

Ακόμα, οι κατασκευές με έντονη μεταβολή καθ' ύψος, δηλαδή κτίρια με Pilotis ή με καταστήματα στο ισόγειο, όπου πολύ πιθανόν να δημιουργείται μαλακός όροφος (Σχ. 1.2), είναι περισσότερο ευάλωτες σε έναν ισχυρό σεισμό.

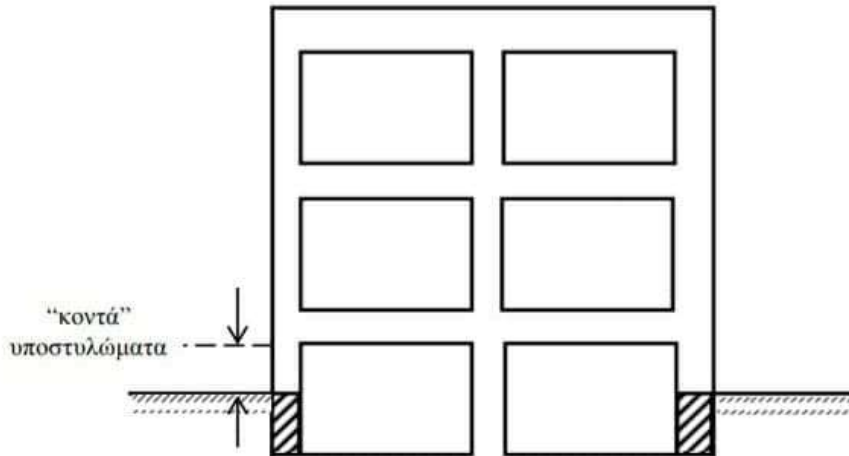
Αξίζει να αναφερθεί ότι η μη-κανονικότητα κατανομής των μαζών καθ' ύψος έχει σοβαρότερες επιπτώσεις στη σεισμική απόκριση και συμπεριφορά, απ' ότι η μη-κανονικότητα σε κάτοψη.



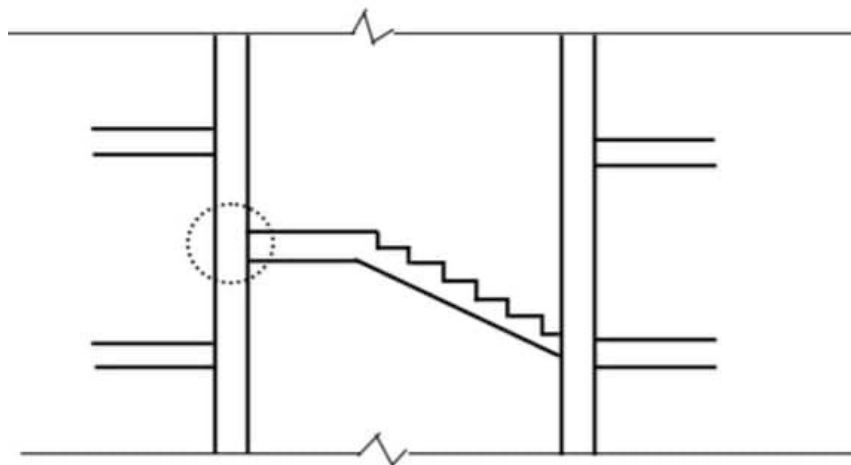
Σχήμα 1.2: Έντονη μεταβολή δυσκαμψίας καθ' ύψος  
(Δρίτσος, 2005)



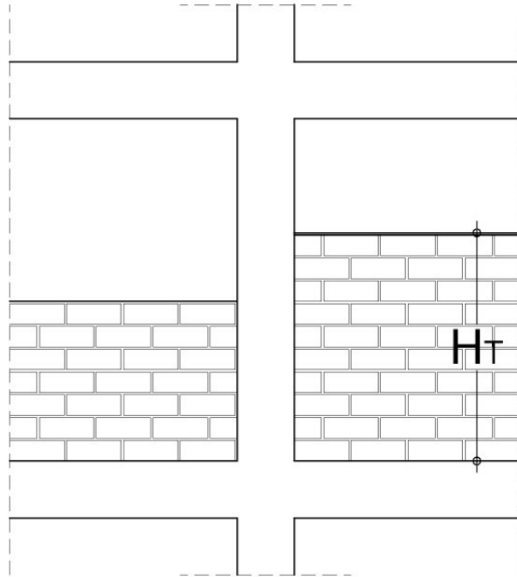
Δεύτερον, ένα ακόμα παράδειγμα είναι η δημιουργία φύσει ή θέσει κοντών υποστυλωμάτων. Τέτοια παραδείγματα συναντώνται σε συνήθεις τύπους κατασκευών όπως σε ημιυπόγεια (Σχ.1.3α), σε κλιμακοστάσια λόγω ενδιάμεσων στηρίξεων της κλίμακας (Σχ.1.3β), σε καταστήματα με πατάρια ή σε βιομηχανικούς χώρους όπου περιμετρικές τοιχοπληρώσεις σταματούν χαμηλότερα από τη στάθμη της δοκού για τη δημιουργία φεγγιτών (Σχ.1.3γ).



Σχήμα 1.3(α): Φύσει κοντά υποστυλώματα λόγω υπερυψωμένου υπογείου  
(Δρίτσος, 2005)



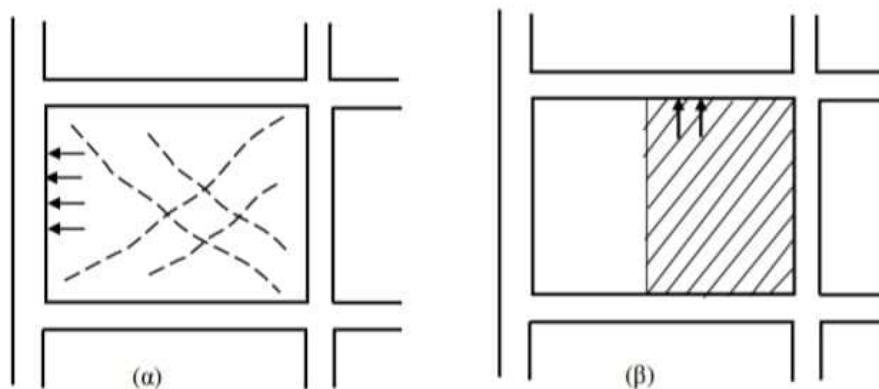
Σχήμα 1.3(β): Φύσει κοντό υποστυλώμα λόγω στήριξης στο ενδιάμεσο του ύψους του  
(Δρίτσος, 2005)



Σχήμα 1.3(γ): Θέσει κοντό υποστύλωμα λόγω τοιχοπληρώσεων

([http://www.mechpedia.gr/mw/images/%CE%9A%CE%BF%CE%BD%CF%84%CF%8C\\_%CF%85%CF%80%CE%BF%CF%83%CF%84%CF%8D%CE%BB%CF%89%CE%BC%CE%B1\\_3.png?fbclid=IwAR2B64p7A1oJVFeJxCPGmyUhzalp88PGQeUIwcaliHcNB4PPDPzd2tronQU](http://www.mechpedia.gr/mw/images/%CE%9A%CE%BF%CE%BD%CF%84%CF%8C_%CF%85%CF%80%CE%BF%CF%83%CF%84%CF%8D%CE%BB%CF%89%CE%BC%CE%B1_3.png?fbclid=IwAR2B64p7A1oJVFeJxCPGmyUhzalp88PGQeUIwcaliHcNB4PPDPzd2tronQU))

Τέλος, βλάβες μπορούν να παρουσιαστούν λόγω δυσμενούς επίδρασης των τοιχοπληρώσεων στα περιβάλλοντα δομικά στοιχεία, εφόσον δεν έχει ληφθεί υπ' όψη η συμπεριφορά τους κατά τη μελέτη (Σχ.1.4).



Σχήμα 1.4: Δυσμενής επίδραση τοιχοπληρώσεων (Δρίτσος, 2005)

α) σε υποστύλωματα

β) σε δοκούς

- Κατασκευαστικά σφάλματα

Κατά την κατασκευή, υπάρχουν ποικίλα και διαφορετικής φύσης λάθη που μπορούν να επηρεάσουν την ακεραιότητα μιας κατασκευής.

Μια πρώτη ομάδα τέτοιων λαθών είναι ο μη επαρκής έλεγχος της ποιότητας των υλικών που φτάνουν στο εργοτάξιο. Τέτοια παραδείγματα είναι ο εξ αρχής διαβρωμένος οπλισμός λόγω κακής αποθήκευσής του από τον προμηθευτή, η έλλειψη ελέγχου της αρχικής ποιότητας του σκυροδέματος ή η αλλοίωση της σύνθεσης του στη φάση της σκυροδέτησης για ευκολότερη εργασιμότητα από το συνεργείο.

Μια δεύτερη μεγάλη ομάδα έχει να κάνει με την μη πιστή εφαρμογή των μελετών, δηλαδή τη τοποθέτηση του προβλεπόμενου οπλισμού ως προς το πλήθος, την πυκνότητα και την διατομή του, καθώς και την ορθή αγκύρωση των ράβδων του. Επίσης, ένας παράγοντας που παίζει σημαντικό ρόλο αλλά δε λαμβάνεται συχνά υπόψη είναι η καθαριότητα και η απουσία ξένων σωμάτων από τις επιφάνειες σκυροδέτησης.

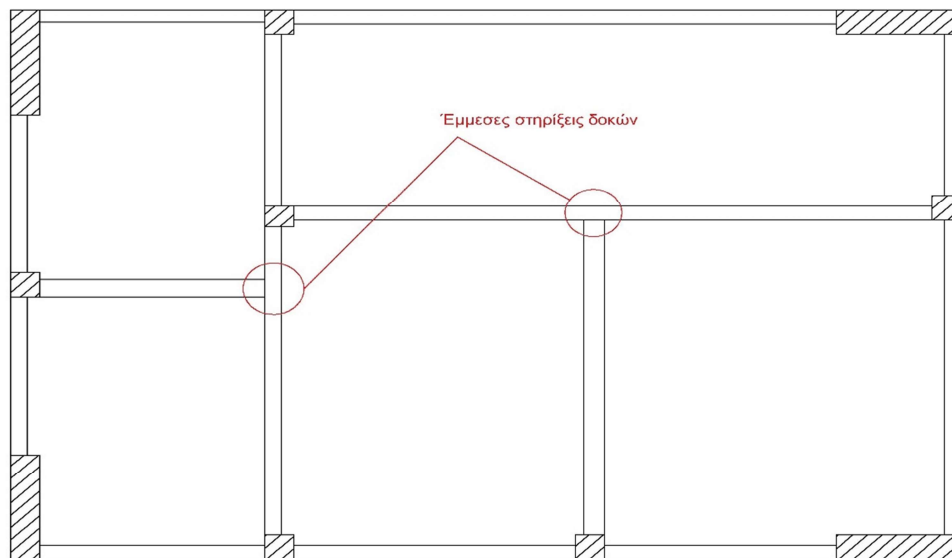
Τέλος, παρατηρείται το φαινόμενο συνεργεία όπως υδραυλικοί και ηλεκτρολόγοι να προξενούν ηθελημένα φθορές στα φέροντα στοιχεία του κτιρίου για τη δική τους διευκόλυνση χωρίς να λαμβάνουν υπόψη τη ζημιά που προκαλούν.

Σε όλα αυτά, ο ρόλος του επιβλέποντα μηχανικού είναι εξαιρετικής σημασίας, ωστόσο πολύ συχνά υποβαθμίζεται από τους ιδιοκτήτες για οικονομικούς λόγους.

### **1.1.3. Απουσία Αντισεισμικών Κανονισμών ή Ανεπάρκεια αυτών – Σύντομη Αναδρομή**

Τα κτίρια πριν το 1959 κατασκευάζονταν χωρίς Αντισεισμικούς Κανονισμούς. Εξαίρεση αποτελούσαν κάποιες περιοχές οι οποίες επλήγησαν από ισχυρούς σεισμούς όπως η Κόρινθος, το Λουτράκι και αργότερα η Λάρισα, όπου σε αυτές τις περιοχές εφαρμόστηκαν κάποιοι εμπειρικοί αντισεισμικοί κανόνες. Το 1959, οι εμπειρικές αυτοί κανόνες κωδικοποιήθηκαν και δημιούργησαν τον πρώτο Αντισεισμικό Κανονισμό (*ΒΔ 19-2-1959/ΦΕΚ 36Α/26-2-1959*). Ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 βασιζόταν στο μονώροφο μοντέλο κτιρίου και ο έλεγχος σεισμικών φορτίων γινόταν ξεχωριστά για κάθε όροφο, θεωρώντας ελαστική στήριξη στα υποστυλώματα και χωρίς να λαμβάνεται υπ' όψη η συνεισφορά των δοκών στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα την θεωρητική ανάληψη μόνο κατακόρυφων φορτίων.

Επιπλέον, τα κτίρια πολύ σπάνια διέθεταν ένα ορισμένο δομικό σύστημα, αφού οι θέσεις των υποστυλωμάτων ορίζονταν από την αρχιτεκτονική διάταξη και έτσι οι στηρίξεις των δοκών τις περισσότερες φορές ήταν έμμεσες (Σχ. 1.5).



Σχήμα 1.5: Έμμεσες στηρίξεις δοκών

Παράλληλα, η όπλιση των πλακών γινόταν μόνο στην μία διεύθυνση με στήριξη στις κάθετες δοκούς. Για τους λόγους αυτούς, είναι σαφές πως οι κατασκευές οι οποίες σχεδιάστηκαν σύμφωνα με Αντισεισμικό Κανονισμό του '59 δεν διαθέτουν ικανοποιητική θωράκιση έναντι σεισμικών φορτίσεων.

Μετά τους δύο καταστροφικούς σεισμούς του 1978 στη Θεσσαλονίκη και του 1981 στις Αλκυονίδες, η χώρα απέκτησε τον πρώτο ουσιαστικό Αντισεισμικό Κανονισμό του 1984 (ΦΕΚ 239B/16-4-1984) ο οποίο τροποποίησε ριζικά τον τρόπο σχεδιασμού των κατασκευών. Συγκεκριμένα, εισήγαγε ως έννοια την σπουδαιότητα των κτιρίων, τον ικανοτικό σχεδιασμό των υποστυλωμάτων, τις λεπτομέρειες όπλισης των μελών για τοπική πλαστιμότητα και επισήμανε την ακαμψία που προσδίδουν οι τοιχοπληρώσεις. Επιπλέον, προσδιορίστηκαν οι κρίσιμες περιοχές δοκών και υποστυλωμάτων και οι απαιτήσεις διαμόρφωσης των κόμβων σύνδεσής τους. Τέλος, ο έλεγχος πλέον γινόταν σύμφωνα με το πολώροφο μοντέλο κτιρίων.

Μερικά χρόνια αργότερα, το 1992 συντάσσεται ο Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (NEAK) (ΦΕΚ 613B/12-10-1992) όπου εφαρμόζεται παράλληλα με τον κανονισμό του 1984 μέχρι την έναρξη της αποκλειστικής εφαρμογής του (ΦΕΚ 534B/20-6-1995). Ο ΝΕΑΚ εισάγει τη φασματική ανάλυση και τις απαιτήσεις πλαστιμότητας των φορέων στις κρίσιμες περιοχές όπου πιθανόν θα αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις. Επίσης, ορίζει τους συνδυασμούς δράσεων και τους συντελεστές τους και καθιστά υποχρεωτική την κατασκευή αντισεισμικών αρμών μεταξύ των κτιρίων.

Με τη συμπλήρωση και βελτίωση του ΝΕΑΚ, το 2000 δημοσιεύτηκε ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000) (ΦΕΚ 2184B/20-12-1999), επαναλαμβάνοντας και αναλύοντας τους στόχους και τις απαιτήσεις της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών με σκοπό την αποφυγή καταρρεύσεως με περιορισμό των βλαβών. Ο ΕΑΚ 2000 έχει τη φιλοσοφία των Ευρωκωδίκων και ισχύει έως σήμερα για την μελέτη των κτιρίων, ενώ ανά τακτά χρονικά διαστήματα ενημερώνεται και τροποποιείται με σκοπό την ακόμα καλύτερη ποιότητα αντισεισμικού σχεδιασμού της χώρας. Στο επόμενο κεφάλαιο, θα αναλυθεί η φιλοσοφία του ισχύοντα αντισεισμικού κανονισμού.

#### **1.1.4. Αποδεκτές φθορές λόγω σεισμικών δράσεων**

Σύμφωνα με τη φιλοσοφία του σύγχρονου αντισεισμικού κανονισμού, οι κατασκευές σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο που κατά τη διάρκεια σεισμικών φορτίσεων, να μπορούν να συμπεριφερθούν πλαστικά σε οριακές καταστάσεις, με σκοπό την έκλυση ενέργειας. Τα μέλη του φορέα σχεδιάζονται έτσι ώστε να ανακατανέμουν τις σεισμικές φορτίσεις της κατασκευής με την επιθυμητή σειρά (πλάκες, δοκοί, υποστυλώματα, θεμελίωση) με στόχο την ελαχιστοποίηση των εσωτερικών εντάσεων και την εξάλειψη της σεισμικής ενέργειας. Γενικά, ο σχεδιασμός κατασκευών με αντισεισμική θωράκιση βασίζεται στην πλαστιμότητα των επιμέρους στοιχείων τους, δηλαδή στην ικανότητά τους σε μεγάλες παραμορφώσεις κατά τη φόρτισή τους χωρίς να παρουσιάζονται σοβαρές αστοχίες. Συνεπώς, προϋπόθεση του σύγχρονου σχεδιασμού είναι η ανάπτυξη ανελαστικών παραμορφώσεων στα στοιχεία του φορέα, οι οποίες συμβάλλουν στην απορρόφηση της ενέργειας που εισέρχεται σε αυτόν μέσω του σεισμού. Για να εξασφαλίζεται πλήρως η απαιτούμενη πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές όπου αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις, δηλαδή ανελαστικές

συμπεριφορές, σημαντική είναι η διαστασιολόγηση των φερόντων στοιχείων αλλά και οι λεπτομέρειες της όπλισης τους. Ο σχεδιασμός μιας συνήθους κατασκευής για να αντέξει τον μεγαλύτερο πιθανό σεισμό, τον σεισμό σχεδιασμού, χωρίς φθορές είναι δαπανηρός. Για το λόγο αυτό, ακόμα και οι «ελεγχόμενες» βλάβες μιας κατασκευής λόγω σεισμού είναι ως ένα βαθμό αποδεκτές. Όμως, οι αστοχίες θα πρέπει να μην είναι απότομες, να υπάρχουν προειδοποιητικά σημάδια σε μορφή ρηγματώσεων για την προστασία των χρηστών και να είναι επισκευάσιμες.

## 1.2. Αδυναμίες κατασκευών

Ένας σημαντικός αριθμός κατασκευών, και ιδιαίτερα τα κτίρια που κατασκευάστηκαν πριν τη δεκαετία του 1990 και οι μελέτες τους βασίστηκαν στους παλαιούς κανονισμούς, δεν μπορούν να θεωρηθούν ασφαλή σύμφωνα με τα σύγχρονα δεδομένα. Παρακάτω είναι συγκεντρωμένες κάποιες βασικές αδυναμίες που παρατηρούνται στις κατασκευές και ιδιαίτερα στις παλιότερες.

- Αρκετά χαμηλά ποσοστά όπλισμού, διαμήκους και εγκάρσιου, ως αποτέλεσμα της χαμηλής σεισμικής δράσης σχεδιασμού και της απουσίας ελέγχων περίσφιξης. Επίσης, ελλειπείς κατασκευαστικές λεπτομέρειες όπλισης, κυρίως όσον αφορά τον εγκάρσιο όπλισμό.
- Ανεπαρκή μήκος αγκυρώσεων και αλληλεπικάλυψης (μάτιση) εντός «κρίσιμων περιοχών». Ανεπαρκής αγκύρωση των συνδετήρων, οι οποίοι δεν αναπτύσσουν την εφελκυστική τους αντοχή, με αποτέλεσμα την ανύπαρκτη περίσφιξη των διαμηκών ράβδων και τον αυξημένο κίνδυνο λυγισμού τους, επιτυγχάνοντας πρόωρη ψαθυρή αστοχία.
- Υλικά χαμηλής ποιότητας, συγκεκριμένα, χαμηλές αντοχές σκυροδέματος λόγω απουσίας ποιοτικών ελέγχων και χαμηλής αντοχής χάλυβα. Επίσης, στις παλαιότερες κατασκευές η χρήση λείων ράβδων έχει ως αποτέλεσμα τη μη συνεργασία σκυροδέματος – χάλυβα.
- Απουσία ικανοτικού σχεδιασμού δοκών – υποστυλωμάτων, με επακόλουθο την αστοχία πρώτα των πρωτευόντων μελών του φορέα, για παράδειγμα αστοχία υποστυλώματος έναντι δοκού.

- Άοπλοι ή ανεπαρκώς οπλισμένοι κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων. Η αστοχία των κόμβων αποφέρει ακανόνιστες κατανομές δυνάμεων στην κατασκευή.
- Ανεπαρκείς πάχη επικαλύψεων, με συνέπεια την διάβρωση των οπλισμών και με την πάροδο του χρόνου την απώλεια των αντοχών του.
- Έλλιπείς οπλισμοί τοιχωμάτων (πάκτωση στη βάση – άρθρωση στην κορυφή [μοντέλο μονώροφου]) λόγω λανθασμένης θεώρησης και παραδοχών.

Η εκτίμηση της αντοχής και της ικανότητας παραμόρφωσης αυτών των κατασκευών είναι ιδιαίτερα περίπλοκη.

### 1.3. Επισκευές και Ενισχύσεις

Όπως αναφέρθηκε στην αρχή του κεφαλαίου, προκειμένου να διασφαλίζεται η απαιτούμενη αντοχή και η λειτουργικότητα των κατασκευών σύμφωνα με την αρχική τους μελέτη και σε όλη τη διάρκεια της ζωής τους, είναι φρόνιμο να συντηρούνται. Η έλλειψη επαρκούς συντήρησης, μπορεί να οδηγήσει σε φθορές ή και σοβαρές βλάβες σε βαθμό τέτοιο που η χρήση του κτιρίου να κρίνεται επικίνδυνη. Στον τομέα αυτό, παρατηρήθηκε έλλειψη νομοθετικού πλαισίου τόσο ως προς τη μελέτη όσο και ως προς τον τρόπο αποκατάστασης των φθορών αυτών. Έτσι, το 2012 δημοσιεύτηκε ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) ο οποίος ορίζει τους τρόπους επισκευών, ενισχύσεων ή ακόμα και προσθήκης σε υφιστάμενα κτίρια με τις κατάλληλες τεχνικές, αφού προηγηθεί ανάλυση του κτιρίου ώστε να διαπιστωθούν οι αδυναμίες του και οι επεμβάσεις να ανταποκρίνονται στις απαιτούμενες ανάγκες επιφέροντας το επιθυμητό αποτέλεσμα.

#### 1.3.2. Κριτήρια Επεμβάσεων

Οι επεμβάσεις σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα τα οποία έχουν υποστεί βλάβες αποτελεί ένα σχετικά νέο αντικείμενο επιστημονικής έρευνας με υψηλές απαιτήσεις. Οι πρώτες ενδείξεις βλάβης του σκυροδέματος είναι οι ρηγματώσεις. Η θέση, το πλάτος, το βάθος όπως επίσης και η εξέλιξη των ρωγμών σε μια κατασκευή, επιτρέπουν γενικά να εκτιμηθεί η σοβαρότητά τους και κατά πόσο κρίνεται απαραίτητη η επέμβαση για τη διατήρηση της φέρουσας ικανότητας τους ή για τη διαφύλαξη της

αντοχής τους στο χρόνο. Ένα σημαντικό παράδειγμα που μπορεί να αναφερθεί, είναι οι ρωγμές που συνδυάζονται με διαβρωτικό περιβάλλον και οπλισμούς επιρρεπής σε διάβρωση, καθώς και διαγώνιες ρωγμές σε θλιβόμενα στοιχεία οι οποίες μπορεί να δείχνουν το ενδεχόμενο ψαθυρής θραύσης. Η αποτίμηση, ο ανασχεδιασμός και η εφαρμογή του ΚΑΝ.ΕΠΕ μπορεί να είναι αναγκαία σε περιπτώσεις όπως σε κτίρια με βλάβες μετά από σεισμό, σε κτίρια όπου πρόκειται να γίνουν προσθήκες, σε δομήματα λόγω αλλαγής χρήσης άρα και πιθανή αλλαγή των φορτίων τους και της κατηγορίας σπουδαιότητάς τους, σε δομήματα όπου δεν έχουν συντηρηθεί ή έχουν υποστεί φυσικές φθορές, σε κτίρια χωρίς μελέτες ή σε κτίρια με μελέτες αλλά χωρίς εφαρμογή αντισεισμικού κανονισμού, ή ακόμα σε περιπτώσεις τακτοποίησης αυθαίρετων κτιρίων.

### **1.3.2. Μελέτη Επεμβάσεων**

Η τεχνολογία επεμβάσεων περιλαμβάνει νέες τεχνικές και μεθόδους συνδυαστικά με νέα υλικά, η οποία απαιτεί εξειδικευμένη τεχνογνωσία. Παράλληλα απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στην επιλογή των μεθόδων επέμβασης και αυτό γιατί λανθασμένες επιλογές ενδέχεται όχι μόνο να αποφανθούν αναποτελεσματικές, αλλά και να αυξήσουν την ευπάθεια του συνόλου του κτιρίου. Είναι σαφές ότι αν γίνει οποιοδήποτε είδος επέμβασης σε ένα κτίριο χωρίς να έχει εντοπιστεί η αιτία που προκάλεσε τη βλάβη, αυτό θα έχει ως αποτέλεσμα την εκδήλωση της ίδιας βλάβης στο ίδιο σημείο ή σε κάποιο γειτονικό. Επομένως, είναι απαραίτητο πριν την επέμβαση να γίνεται αξιολόγηση της βλάβης και της αιτίας που προκλήθηκε.

Εξίσου σημαντική είναι η διερεύνηση ενδεχόμενης ανεπάρκειας ή έλλειψης δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής και γενικά μια εκτίμηση της συνολικής συμπεριφοράς του δομήματος υπό φόρτιση. Σκοπός των επεμβάσεων στα κτίρια είναι η αποφυγή κάθε μορφής αστοχίας που μπορεί να προκαλέσει κίνδυνο κατάρρευσης. Μετά την επέμβαση πρέπει να εξασφαλίζεται ότι η κατασκευή παρέχει αντοχή τουλάχιστον ίση με την αντοχή που απαιτείται στις νέες κατασκευές, ενώ παράλληλα πρέπει να ικανοποιούνται και τα κριτήρια λειτουργικότητας.



## Κεφάλαιο 2:

### Κόμβοι από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

#### 2.1. Κόμβοι Σύνδεσης Δοκών – Υποστυλωμάτων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

Κόμβος ορίζεται η ευρύτερη ζώνη αλληλεπίδρασης των συνδεόμενων στοιχείων μιας κτιριακής κατασκευής. Με απλά λόγια, ο κόμβος έχει την ευθύνη τόσο για τη μεταφορά των δυνάμεων από το ένα μέλος στο άλλο, όσο και για την αλλαγή της κατεύθυνσης των δυνάμεων.

Οι παλαιότεροι κανονισμοί έδιναν ανεπαρκείς, αν όχι μηδενικές, οδηγίες για την κατασκευή των περιοχών ένωσης δοκών - υποστυλωμάτων, καθώς και δοκών μεταξύ τους η οποία ήταν μια πολύ συνηθισμένη πρακτική. Θεωρούσαν ότι οι κόμβοι έχουν ίσες ή και μεγαλύτερες διαστάσεις από τα συντρέχοντα σε αυτούς στοιχεία, άρα οι αναπτυσσόμενες τάσεις σε αυτούς είναι μικρότερες ή ίσες με αυτές των στοιχείων (Χρ. Καραγιάννης, 2013). Παρ' όλα αυτά, η μεγάλη επίδραση της συμπεριφοράς των κόμβων στη συνολική σεισμική απόκριση των κτιρίων, αρχίζει να γίνεται κατανοητή λίγο πριν το 1990. Συγκεκριμένα, οι κόμβοι πολλές φορές αποδεικνύονταν από τα πιο ευάλωτα σημεία μιας κτηριακής κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα και συχνά το σημείο από το οποίο ξεκινά η αστοχία. Τα προβλήματα αυτά αναδείχθηκαν κατά τους διάφορους σεισμούς που έπληξαν τη χώρα μας τα τελευταία 50 χρόνια.

Οι πρώτοι κανονισμοί σχεδιασμού για κόμβους δοκών – υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα ήταν από το Αμερικάνικο Ινστιτούτο Σκυροδέματος το 1976 (ACI 352R-76) και αργότερα στο κανονισμό της Νέας Ζηλανδίας το 1982 (NZS3101:1982). Σε ότι αφορά την Ελλάδα, οι πρώτες απαιτήσεις για τον σχεδιασμό των κόμβων προσδιορίστηκαν το 1984 στην τροποποίηση και συμπλήρωση του Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών Έργων του 1959 (ΦΕΚ 253Α/14-9-1984). Επομένως, μπορούμε να θεωρήσουμε ότι κτίρια τα οποία έχουν κατασκευασθεί πριν από το 1995 που ετέθησαν σε ισχύ ο νέος κανονισμός ΝΕΑΚ, και ιδιαίτερα πριν από το 1986, έχουν δυνητικά προβλήματα στις περιοχές σύνδεσης δοκών - υποστυλωμάτων.

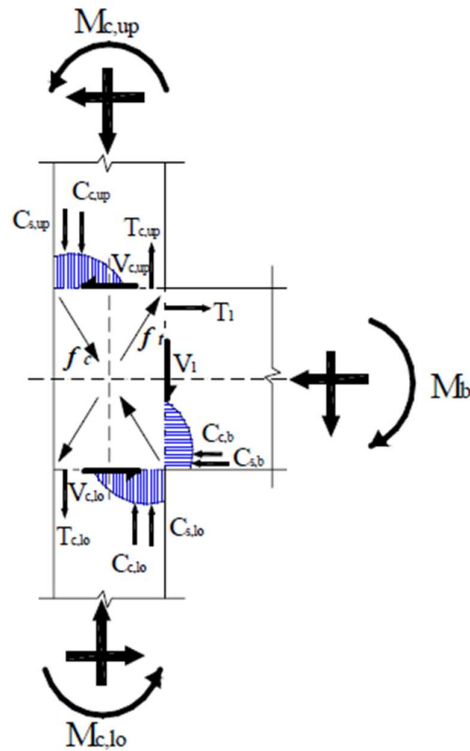
Σήμερα, οι σύγχρονοι κανονισμοί προσπαθούν να εξασφαλίσουν την απαιτούμενη αντοχή και τη δυνατότητα κατανάλωσης της ενέργειας τόσο στις δοκούς

όσο και στα υποστυλώματα, ώστε οι κόμβοι να μη γίνονται ο αδύναμος κρίκος της κατασκευής και παράλληλα, κατέστη προφανής η ανάγκη για την ανάπτυξη ελέγχων και τεχνικών ενίσχυσης της ικανότητάς των κόμβων παλαιότερων κατασκευών, ώστε να ανταποκρίνονται καλύτερα στο ρόλο τους. Η ανάγκη αυτή εξυπηρετήθηκε από την δημιουργία του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

### **2.1.1 Η Λειτουργία των Κόμβων μιας κατασκευής**

Η σύγχρονη φιλοσοφία σχετικά με την λειτουργία των κόμβων, προσπαθεί να αποκλείσει την πρόωγη αστοχία τους, έτσι ώστε τα φέροντα στοιχεία της κατασκευής να μπορέσουν να αναπτύξουν τις αντοχές τους. Στους κόμβους προβλέπεται ανελαστική απόκριση στην περίπτωση του σεισμού σχεδιασμού με σκοπό να επιτρέπεται η ανάπτυξη δράσεων τμηματικά ή και συνολικά στην κατασκευή όπου υπερβαίνει τις δυνάμεις σχεδιασμού. Έτσι, στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων, όταν βρίσκονται στην ανελαστική περιοχή, αναπτύσσονται οι μέγιστες δυνατές τιμές τεμνουσών δυνάμεων και ροπών. Οι δυνάμεις αυτές εισέρχονται στους κόμβους και μεταφέρονται στα υπόλοιπα στοιχεία που συνδέονται σε αυτούς. Η συμπεριφορά των κόμβων στις εναλλασσόμενες αυτές δράσεις, πρέπει να είναι ελαστική, δηλαδή όσο κατά το δυνατόν χωρίς φθορές. Όταν δεν συμβαίνει αυτό, τότε οι κόμβοι υφίστανται πλαστικές παραμορφώσεις. Ωστόσο, θα πρέπει να μπορούν να διατηρούν τη μέγιστη αντοχή τους και να έχουν τη δυνατότητα να απορροφούν μεγάλη ενέργεια. Η λειτουργία των περιοχών ένωσης των μελών της κατασκευής επηρεάζεται από πολλά φαινόμενα όπως τους μηχανισμούς μεταφοράς τέμνουσας, τη συμπεριφορά του σκυροδέματος και τη συνεργασία του με το χάλυβα.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι τάσεις που αναπτύσσονται σε έναν ακραίο κόμβο (Σχ.2.1α) και σε έναν εσωτερικό κόμβο (Σχ.2.1β) κατά τη διάρκεια σεισμού.

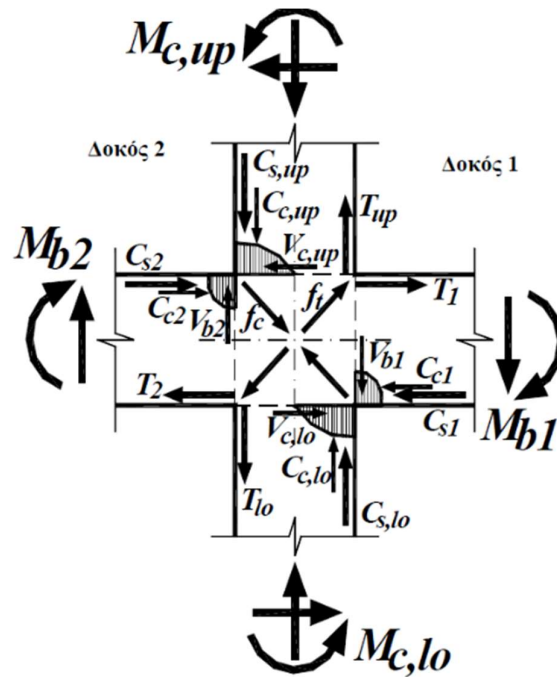


Όπου,

- $C_{s,up}$ : Δύναμη θλιβόμενου διαμήκους οπλισμού άνω υποστυλώματος
- $C_{s,lo}$ : Δύναμη θλιβόμενου διαμήκους οπλισμού κάτω υποστυλώματος
- $C_{s,b}$ : Δύναμη θλιβόμενου διαμήκους οπλισμού δοκού
- $C_{c,up}$ : Συνισταμένη θλιβόμενης ζώνης άνω υποστυλώματος
- $C_{c,lo}$ : Συνισταμένη θλιβόμενης ζώνης κάτω υποστυλώματος
- $C_{c,b}$ : Συνισταμένη θλιβόμενης ζώνης δοκού
- $T_{c,up}$ : Δύναμη εφελκόμενου οπλισμού άνω υποστυλώματος
- $T_{c,lo}$ : Δύναμη εφελκόμενου οπλισμού κάτω υποστυλώματος
- $T_1$ : Δύναμη εφελκόμενου οπλισμού δοκού
- $V_{c,up}$ : Διατμητική δύναμη άνω υποστυλώματος
- $V_{c,lo}$ : Διατμητική δύναμη κάτω υποστυλώματος
- $V_1$ : Διατμητική δύναμη δοκού
- $f_c$ : Θλιπτική δύναμη σκυροδέματος
- $f_t$ : Εφελκυστική δύναμη σκυροδέματος
- $V_{col}$ : Μέση τιμή των διατμητικών δυνάμεων του άνω και κάτω υποστυλώματος

Σχήμα 2.1(α): Δυνάμεις και αντιδράσεις που αναπτύσσονται σε έναν τυπικό ακραίο κόμβο υπό σεισμική καταπόνηση

(Χρ. Καραγιάννης – «Σχεδιασμός – Συμπεριφορά Κατασκευών από Ω/Σ έναντι σεισμού»)



Όπου,

- $T_1, T_2$ : Δυνάμεις εφελκόμενου χάλυβα δοκών 1 και 2
- $C_{c1}, C_{c2}$ : Δυνάμεις θλιβόμενης ζώνης σκυροδέματος δοκών 1 και 2
- $C_{s1}, C_{s2}$ : Δυνάμεις θλιβόμενων χαλύβων δοκών 1 και 2
- $V_{c,up}, V_{c,lo}$ : Τέμνουσες δυνάμεις των υποστυλωμάτων άνω και κάτω

Σχήμα 2.1(β): Δυνάμεις και αντιδράσεις που αναπτύσσονται σε έναν τυπικό εσωτερικό κόμβο υπό σεισμική καταπόνηση

(Χρ. Καραγιάννης - «Σχεδιασμός - Συμπεριφορά Κατασκευών από Ω/Σ έναντι σεισμού»)

Κατά τη σεισμική καταπόνηση, ο κόμβος αναλαμβάνει τη μεταφορά της διατμητικής δύναμης που αναπτύσσεται στο άνω και στο κάτω υποστύλωμα. Η μεταφορά αυτής της έντασης είναι και η σημαντικότερη λειτουργία των κόμβων και η πλέον κρίσιμη καταπόνηση τους. Για αυτό το λόγο, για τον σχεδιασμό των κόμβων, απαιτείται ο υπολογισμός της αναπτυσσόμενης διατμητικής έντασης που εισέρχεται σε αυτούς.

Σε έναν εσωτερικό κόμβο, η διατμητική δύναμη ( $V_{jh}$ ) που εισάγεται εντός αυτού υπολογίζεται από τις αναπτυσσόμενες οριζόντιες δυνάμεις ως εξής:

$$V_{jh} = T_1 + C_{s2} + C_{c2} - V_{c,up} = T_2 + C_{s1} + C_{c1} - V_{c,lo} \quad (1)$$

Υπολογισμός μέσης τιμής τεμνουσών δυνάμεων ( $V_{col}$ ) άνω και κάτω υποστυλώματος:

$$V_{col} = (V_{c,up} + V_{c,lo}) / 2 \quad (2)$$

Και από την ισορροπία των δυνάμεων στη διατομή της δοκού 2, προκύπτει η δύναμη του εφελκόμενου χάλυβα της δοκού:

$$T_2 = C_{s2} + C_{c2} \quad (3)$$

Αντικαθιστώντας τις σχέσεις (2) και (3) στην (1) προκύπτει η οριζόντια τέμνουσα ( $V_{jh}$ ) που δέχεται ο κόμβος:

$$V_{jh} = T_1 + T_2 - V_{col} \quad (4)$$

Επίσης, μπορεί να ληφθεί ότι:

$$T_1 \approx A_{s1} \times \lambda \times f_y \quad (5.1)$$

και

$$T_2 \approx A_{s2} \times \lambda \times f_y \quad (5.2)$$

όπου,

$A_{s1}, A_{s2}$ : οι εφελκόμενοι οπλισμοί της δοκού 1 και 2

$f_y$ : όριο διαρροής χάλυβα

$\lambda$ : ο συντελεστής υπεραντοχής του χάλυβα πλέον της αντοχής διαρροής  $f_y$   
Ισχύει  $1.2 < \lambda < 1.4$

Και τελικά η οριζόντια τέμνουσα ( $V_{jh}$ ) να υπολογίζεται ως εξής:

$$V_{jh} = (A_{s1} + A_{s2}) \times \lambda \times f_y - V_{col} \quad (6)$$

Στους ακραίους κόμβους οι σχέσεις (4) και (6) απλοποιούνται και η τιμή της τέμνουσας υπολογίζεται ως εξής:

$$V_{jh} = T_1 - V_{col} \quad (7.1)$$

ή

$$V_{jh} = A_{s1} \times \lambda \times f_y - V_{col} \quad (7.2)$$

Και από ισορροπία ροπών του κόμβου καταλήγουμε στη σχέση μεταξύ της κατακόρυφης συνιστώσας και τέμνουσας  $V_{jv}$ , και της οριζόντιας συνιστώσας της τέμνουσας  $V_{jh}$ :

$$V_{jv} = \left( \frac{h_b}{h_c} \right) \times V_{jh} \quad (8)$$

Η μέση διατμητική τάση που αναπτύσσεται στους εξωτερικούς και εσωτερικούς κόμβους υπολογίζεται από τις σχέσεις (6) και (7) από την παρακάτω σχέση:

$$\tau_j = \left( \frac{V_{jh}}{h_c \times b_c} \right) \quad (9)$$

Τέλος, ο Ευρωκώδικας 8 δέχεται για τον υπολογισμό της οριζόντιας διατμητικής δύναμης τις απλοποιημένες σχέσεις:

(α) Εσωτερικοί Κόμβοι

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \times (A_{s1} + A_{s2}) \times f_{yd} - V_{col} \quad (10)$$

(β) Εξωτερικοί Κόμβοι

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \times A_{s1} \times f_{yd} - V_c \quad (11)$$

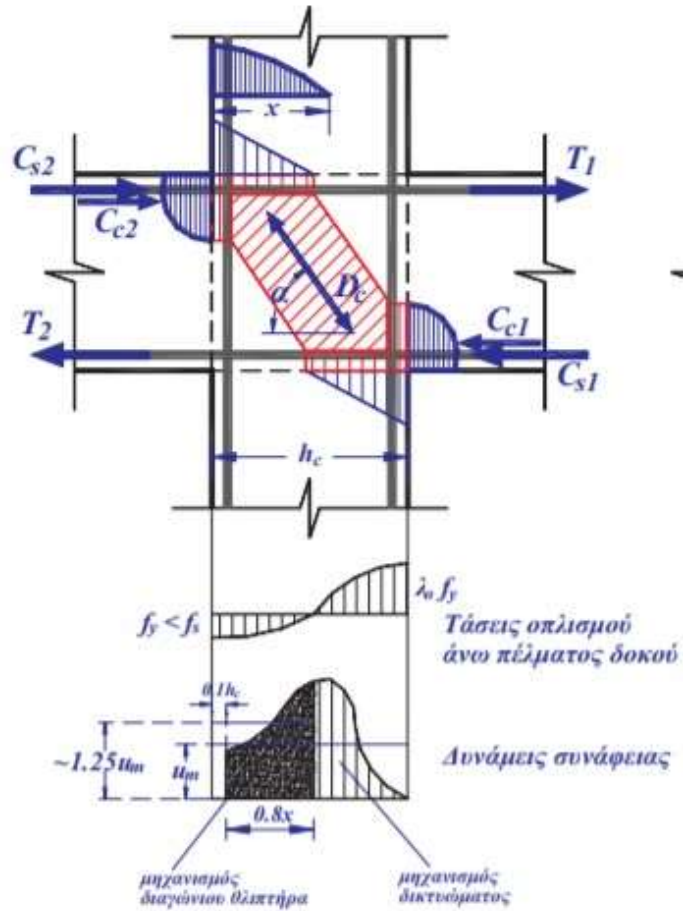
Όπου,

ο συντελεστής ασφαλείας πρέπει να λαμβάνεται  $\gamma_{Rd} \geq 1$ .

και

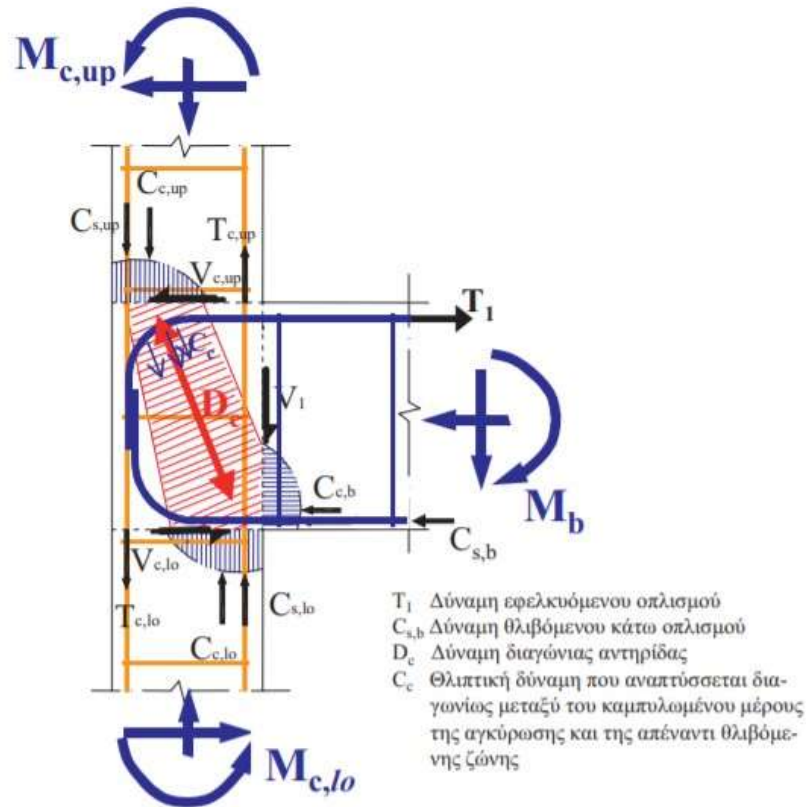
$V_c$ : τέμνουσα υποστρώματος από την ανάλυση για σεισμικές δράσεις σχεδιασμού

Ένα μέρος των διατμητικών δυνάμεων ( $V_{ch}$ ) που εισάγονται στον κόμβο μεταφέρεται με μια διαγώνια θλιπτική αντηρίδα σκυροδέματος η οποία σχηματίζεται μεταξύ των απέναντι γωνιών του κόμβου, και ένα μέρος ( $V_{sh}$ ) μεταφέρεται από ένα μηχανισμό δικτύματος που δημιουργείται από τους οριζόντιους οπλισμούς (συνδετήρες), τους κατακόρυφους οπλισμούς και τους μεταξύ τους θλιπτήρες που προέρχονται από τη ρηγματωμένη θλιβόμενη ζώνη του σκυροδέματος (Σχ.2.2α, Σχ.2.2β)



Σχήμα 2.2(α): Μηχανισμός μεταφοράς της τέμνουσας που εισάγεται σε εσωτερικό κόμβο

(Χρ. Καραγιάννης - «Σχεδιασμός - Συμπεριφορά Κατασκευών από Ω/Σ έναντι σεισμού»)



Σχήμα 2.2(β): Μηχανισμός μεταφοράς της τέμνουσας που εισάγεται σε εξωτερικό κόμβο

(Χρ. Καραγιάννης – «Σχεδιασμός – Συμπεριφορά Κατασκευών από Ω/Σ έναντι σεισμού»)

Η συνολική αντοχή του κόμβου σε τέμνουσα ( $V_{jh}$ ) σε κάθε διεύθυνση ισούται με το σύνολο τεμνουσών δυνάμεων που μπορούν να μεταφέρουν οι δύο μηχανισμοί κατά διεύθυνση, δηλαδή:

$$V_{jh} = V_{ch} + V_{sh} \quad (12)$$

Το σημαντικό λοιπόν, είναι να γίνει σωστή εκτίμηση της τιμής της τέμνουσας που μπορεί να μεταφέρει ο μηχανισμός της διαγώνιας αντηρίδας ( $V_{ch}$ ), έτσι ώστε να τοποθετηθούν οι απαραίτητοι οπλισμοί που θα αναλάβουν την υπόλοιπη τέμνουσα δύναμη ( $V_{sh}$ ).



## 2.1.2 Βασικές Αρχές Σχεδιασμού των Κόμβων

Οι βασικές αρχές και κανόνες διαστασιολόγησης των κόμβων έχουν ως βασική προϋπόθεση ότι δεν πρέπει να έχουν αντοχή μικρότερη από συντρέχοντα μέλη. Αυτό είναι απαραίτητο προκειμένου να αποφευχθεί η απόσβεση της σεισμικής ενέργειας μέσα από μηχανισμούς που μειώνουν την αντοχή και τη δυσκαμψία της κατασκευής υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Σε περίπτωση μείωσης της αντοχής του κόμβου δεν πρέπει να επηρεάζεται η φέρουσα ικανότητα του υποστυλώματος. Όταν το εμβαδόν της περιοχής του κόμβου είναι περιορισμένο, είναι απαραίτητος ο έλεγχος διατμητικής αντοχής. Είναι σημαντικό να αποφεύγεται η αστοχία από διάτμηση γιατί είναι ένας ψαθυρός τρόπος αστοχίας. Εξίσου απαραίτητος, είναι ο έλεγχος της αγκύρωσης των οπλισμών των στοιχείων που συντρέχουν σε αυτούς. Η ανεπάρκεια αγκύρωσης των διαμηκών ράβδων της δοκού οδηγεί σε τοπικές στροφές στα σημεία ένωσης δοκών – υποστυλωμάτων. Πολύ σημαντικές επίσης, είναι οι συνέπειες σε περίπτωση αποφλοιώσης της επικάλυψης του κόμβου, γιατί έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της φέρουσας ικανότητας του υποστυλώματος.

Σύμφωνα με τον EC8, οι κύριοι οπλισμοί των κόμβων, πέρα από τους οπλισμούς που προέρχονται από τα υποστυλώματα και τις δοκούς, είναι οριζόντιοι οπλισμοί συνήθως σε μορφή συνδετήρων, οι οποίοι πρέπει να έχουν την ικανότητα να παραλαμβάνουν την οριζόντια τέμνουσα και η τοποθέτησή τους γίνεται οπωσδήποτε όπως ορίζει ο κανονισμός. Εκτός από τους οριζόντιους συνδετήρες τοποθετούνται και κατακόρυφοι οπλισμοί υπό μορφή πρόσθετων πλευρικών ράβδων, αν και η ανάγκη για κατακόρυφο οπλισμό συνήθως καλύπτεται από τα υποστυλώματα. Τέλος, ο απαιτούμενος οπλισμός για την ικανοποιητική συμπεριφορά των κόμβων δεν πρέπει να είναι τόσο πυκνός που να δημιουργεί έντονα κατασκευαστικά προβλήματα.

Για τον περιορισμό της θλίψης στην θλιβόμενη αντηρίδα, ο EC8 θέτει ως περιορισμό ότι δεν πρέπει να ξεπερνά την αντοχή του σκυροδέματος σε θλίψη με ταυτόχρονη δράση εγκάρσιου εφελκυσμού και η απαίτηση αυτή ικανοποιείται εφόσον ισχύει ότι:

$$V_{jhd} \leq \eta \times f_{\eta} \times f_{cd} \times \sqrt{1 - \left(\frac{v_d}{\eta}\right)} \times b_j \times h_c \quad \text{για εσωτερικούς κόμβους} \quad (13)$$

Όπου,

$\eta = 0,60 \times (1 - f_{ck} / 250)$  με την χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος  $f_{ck}$  [MPa]  
 $v_d$ : ανηγμένη αξονική δύναμη του άνω υποστυλώματος

και

$$V_{jhd} \leq 0,80 \times \eta \times f_{\eta} \times f_{cd} \times \sqrt{1 - \left(\frac{v_d}{\eta}\right)} \times b_j \times h_c \quad \text{για εξωτερικούς κόμβους} \quad (14)$$

Όπου,  $b_j$  το ενεργό πλάτος του κόμβου, το οποίο υπολογίζεται ως εξής:

$$b_j = \min [b_c, (b_w + 0,5 h_c)] \quad \text{όταν } b_c > b_w \quad (15.1)$$

$$b_j = \min [b_w, (b_c + 0,5 h_c)] \quad \text{όταν } b_c < b_w \quad (15.2)$$

Επιπλέον, θα πρέπει να υπάρχει και επάρκεια περίσφιξης του κόμβου στην οριζόντια και στην κατακόρυφη κατεύθυνση, έτσι ώστε η μέγιστη διαγώνια εφελκυστική τάση του σκυροδέματος ( $\sigma_{ct}$ ), η οποία αναπτύσσεται κάθετα στο θλιπτήρα, να μην ξεπερνάει την εφελκυστική αντοχή. Αυτό επιτυγχάνεται με οριζόντιους συνδετήρες διαμέτρου  $\geq 6\text{mm}$  μέσα στον κόμβο, και έτσι:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} = \frac{(V_{jhd} / (h_{jc} \times b_j))^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad (16)$$

Όπου,

$A_{sh}$ : συνολικό εμβαδόν οριζόντιων συνδετήρων

$h_{jw}$ : απόσταση μεταξύ του άνω και του κάτω οπλισμού της δοκού

$h_{jc}$ : απόσταση μεταξύ των οπλισμών του υποστυλώματος

$b_j$  από σχέσεις (15.1) και (15.2)

$v_d = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$ : ανηγμένη τιμή αξονικής δύναμης υποστυλώματος λόγω σεισμικών δράσεων

Εναλλακτικά, προκειμένου να εξασφαλίζεται ότι η μέγιστη διαγώνια εφελκυστική τάση του σκυροδέματος ( $\sigma_{ct}$ ) θα είναι μικρότερη από την εφελκυστική αντοχή του, η ποσότητα του οριζόντιου οπλισμού των συνδετήρων θα πρέπει να διασφαλίζει την ακεραιότητα και τη συνολική λειτουργία του κόμβου έπειτα και από τυχόν διαγώνια ρηγμάτωση. Και αυτό εξασφαλίζεται εφόσον ισχύει η παρακάτω σχέση:

Για εσωτερικούς κόμβους:

$$A_{sh}f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1-0.8v_d) \quad (17)$$

Για εξωτερικούς κόμβους:

$$A_{sh}f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1-0.8v_d) \quad (18)$$

Όπου,  $\gamma_{Rd} = 1.2$

Τέλος, οι συνδετήρες που υπολογίζονται, τοποθετούνται ομοιόμορφα μέσα στον κόμβο μεταξύ των άνω και κάτω οπλισμών της δοκού.

Όσον αφορά τον κατακόρυφο οπλισμό, ο EC8 προβλέπει την τοποθέτηση του μέσα στους κόμβους υπό μορφή πλευρικών ράβδων στις σχετικές πλευρές του υποστυλώματος μεταξύ των γωνιακών οπλισμών του. Οι διαμήκεις οπλισμοί του υποστυλώματος που έχουν τοποθετηθεί μεταξύ των γωνιακών οπλισμών στις πλευρές του, και συμπίπτουν με τις πλευρές του κόμβου, προσμετρώνται στον κατακόρυφο οπλισμό του κόμβου. Προκειμένου να εξασφαλίζεται η επάρκεια του κατακόρυφου πλευρικού οπλισμού ( $A_{sv,i}$ ) θα πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:

$$A_{sv,i} \geq \frac{2}{3} A_{sh} \times \frac{h_{jc}}{h_{jw}} \quad (19)$$

Όπου,

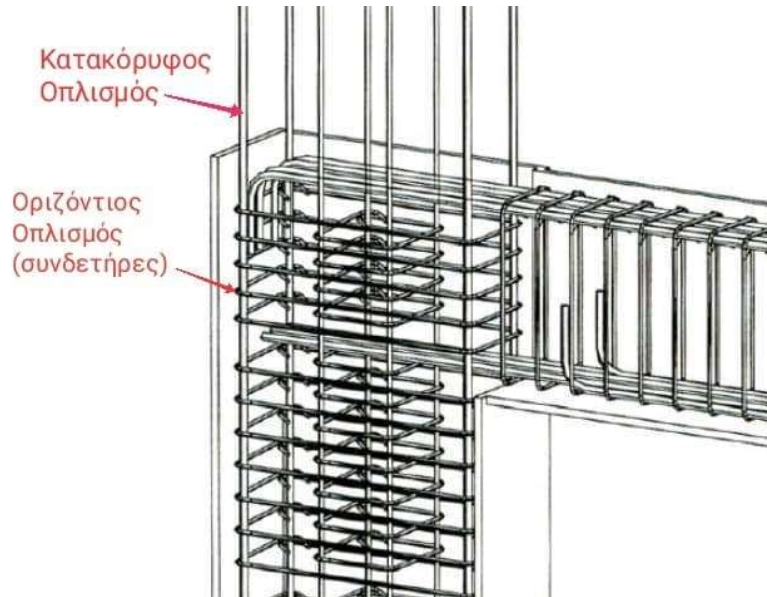
$A_{sv}$ : συνολικό εμβαδόν κατακόρυφου οπλισμού

$A_{sh}$ : συνολικό εμβαδόν οριζόντιων συνδετήρων

$h_{jw}$ : απόσταση μεταξύ του άνω και του κάτω οπλισμού της δοκού

$h_{jc}$ : απόσταση μεταξύ των οπλισμών του υποστυλώματος

Παρακάτω παρουσιάζεται ο οπλισμός ενός γωνιακού κόμβου (Σχ.2.3):



Σχήμα 2.3: Οπλισμός Γωνιακού Κόμβου

Τέλος, για λόγους συνάφειας, η μέγιστη διάμετρος ( $d_{bl}$ ) διαμηκών ράβδων δοκών που διέρχονται από εσωτερικούς κόμβους είναι:

$$\Phi_{Lmax} \leq \frac{7.5 f_{ctm} (1+0.8 v_d) h_c}{\gamma_{Rd} * f_{yd} (1+0.75 * D_{\rho'} / \rho_{max})} \quad (20)$$

Και για τις ράβδους που αγκυρώνονται σε εξωτερικούς κόμβους:

$$\Phi_{Lmax} \leq \frac{7.5 f_{ctm} (1+0.8 v_d) h_c}{\gamma_{Rd} * f_{yd}} \quad (21)$$

Όπου,

$h_c$ : πλάτος υποστυλώματος παράλληλα στις ράβδους

$f_{ctm}$ : μέση τιμή εφελκυστικής αντοχής σκυροδέματος

$v_d = N_{Ed} / f_{cd} A_c$ : ελάχιστη τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης στο υποστύλωμα από την ανάλυση για τη σεισμική δράση σχεδιασμού με τα ταυτόχρονα κατακόρυφα στοιχεία

$k_D = 1,0$  για ΚΠΥ και  $k_D = 2/3$  για ΚΠΜ

$\rho'$ : ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού της δοκού

$\rho_{max} = \rho' + 0,0018 (f_{cd} / \mu_{\phi} \epsilon_{syd} f_{yd})$ : μέγιστο επιτρεπόμενο ποσοστό εφελκυόμενου οπλισμού της δοκού

$\gamma_{Rd} = 1,2$  για ΚΠΥ και  $\gamma_{Rd} = 1,0$  για ΚΠΜ

## 2.2. Αστοχίες Κόμβων

Οι αστοχίες των κόμβων είναι πλέον από τις πιο κρίσιμες για την ακεραιότητα ενός φορέα και αυτό γιατί υποβαθμίζουν την ακαμψία του με αποτέλεσμα τις ανεξέλεγκτες ανακατανομές των εντάσεων στην κατασκευή. Για το λόγο αυτό, κάθε μορφή ρηγμάτωσης κόμβου, ακόμα και πολύ μικρού εύρους, εξετάζεται ως επικίνδυνη για το σύνολο του κτιρίου και αντιμετωπίζεται ως σοβαρότερη βλάβη συγκριτικά με άλλα δομικά μέλη. Χαρακτηριστικά, στον EC8 - Part 1.4 (1995), αναφέρεται πως οι βλάβες στους κόμβους είναι κατά μία κατηγορία υψηλότερη από αυτήν που αντιστοιχεί σε υποστυλώματα με την ίδια εικόνα ρηγμάτωσης.

### 2.2.1. Αιτίες Αστοχίας

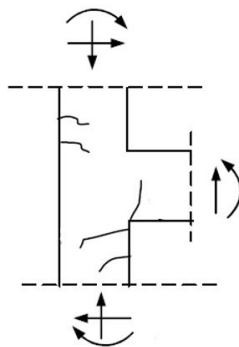
Όπως προαναφέραμε, μια βασική αιτία αστοχίας, είναι η έλλειψη σχεδιασμού των κόμβων λόγω ανεπάρκειας ή απουσίας παλαιών κανονισμών. Μέχρι και 40 χρόνια πριν, οι κόμβοι αντιμετωπίζονταν ως απλές προεκτάσεις των υποστυλωμάτων και τις περισσότερες φορές για λόγους ευκολίας δεν τοποθετούνταν οριζόντιοι οπλισμοί (συνδετήρες) σε αυτούς. Η άγνοια για την εντατική κατάσταση των κόμβων οδήγησε στον ανεπαρκή σχεδιασμό τους και κατά συνέπεια στην όχι επιθυμητή συμπεριφορά τους στις σεισμικές δονήσεις. Επίσης, αστοχίες προκαλούνται ακόμα και σε σύγχρονα κτίρια λόγω κακοτεχνιών όπως η κακή σκυροδέτηση ή η ελλιπής συμπύκνωση του σκυροδέματος επειδή στην περιοχή των κόμβων συνωστίζονται πολλοί οπλισμοί. Στους κόμβους είναι πολύ σημαντική η σωστή τοποθέτηση των οπλισμών, αφού η έλλειψη συνδετήρων οδηγεί σε λυγισμό των διαμηκών ράβδων που διέρχονται στον κόμβο, σε αποφλοιώση του σκυροδέματος και επομένως στην διατμητική αστοχία του κόμβου. Παράλληλα, το ανεπαρκές μήκος αγκύρωσης του διαμήκους οπλισμού των δοκών συνεπάγεται απώλεια πρόσφυσης, γεγονός που επηρεάζει σημαντικά την αντοχή, την δυσκαμψία και την πλαστιμότητα τους κατά την σεισμική δράση. Ομοίως, το ανεπαρκές μήκος αγκύρωσης και το ανεπαρκές μήκος μάτισης του διαμήκους οπλισμού των υποστυλωμάτων οδηγεί στην ολίσθηση τους άρα και στη μη συνεργασία τους με το σκυρόδεμα, με αποτέλεσμα την εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων.

## 2.2.2. Βαθμοί Βλάβης

Οι αστοχίες στους κόμβους, ανάλογα με την εικόνα που παρουσιάζουν, κατηγοριοποιούνται ως εξής:

### Βαθμός βλάβης Α

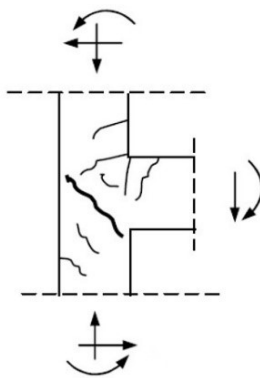
Απλή ρηγμάτωση: Μεμονωμένες οριζόντιες ρηγματώσεις πλάτους έως 1-2mm (Σχ.2.4), προϋποθέτοντας πως έχει αποδειχθεί ότι δεν οφείλονται σε ανεπάρκεια της διατομής, αλλά σε τοπικές αδυναμίες όπως π.χ. αρμοί διακοπής εργασίας, επίδραση της εν επαφή τοιχοπλήρωσης, κλπ. Οι βλάβες αυτές χαρακτηρίζονται ως ελαφρές.



Σχήμα 2.4: Βλάβη βαθμού Α σε κόμβο

### Βαθμός βλάβης Β

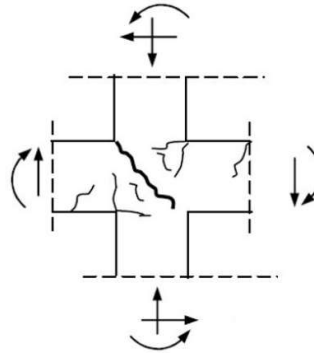
Έντονη Ρηγμάτωση: Αρκετές πλατιές ρωγμές λόγω κάμψης ή λοξές διατμητικές ρωγμές πλάτους έως 0.5mm (Σχ.2.5), με την προϋπόθεση ότι δεν παρατηρούνται μόνιμες μετακινήσεις. Επίσης, χαρακτηρίζονται ως ελαφρές βλάβες.



Σχήμα 2.5: Βλάβη βαθμού Β σε κόμβο

### Βαθμός βλάβης C

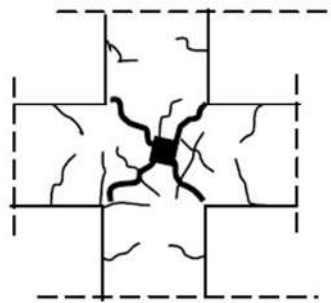
Μερική αποδιοργάνωση: Έντονες ρωγμές μεγάλου πλάτους ή τοπική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος, χωρίς να παρατηρούνται έντονες μόνιμες μετακινήσεις. Οι βλάβες αυτές χαρακτηρίζονται ως σοβαρές.



Σχήμα 2.6: Βλάβη βαθμού C σε κόμβο

### Βαθμός βλάβης D

Πλήρης αποδιοργάνωση ή βλάβη των οπλισμών: Πλήρης αποδιοργάνωση του σκυροδέματος στην περιοχή της βλάβης, λυγισμός των διαμηκών ράβδων, θραύση ή διαρροή των συνδετήρων ή διακοπή της συνέχειας στην περιοχή χωρίς κατάρρευση. Προϋποθέτει επίσης ότι οι παραμένουσες μετακινήσεις που παρατηρούνται είναι σχετικά μικρές. Αυτή είναι η σοβαρότερη κατηγορία επισκευάσιμων βλαβών.



Σχήμα 2.7: Βλάβη βαθμού D σε κόμβο

### Βαθμός βλάβης E

Πλήρης κατάρρευση.

## Κεφάλαιο 3:

### Μέθοδοι Διάγνωσης Βλαβών

Το σκυρόδεμα είναι ένα υλικό με μεγάλη διάρκεια ζωής. Αναπτύσσει αντοχή που αυξάνεται με το χρόνο, αλλά παράλληλα θα υποστεί φθορές που επηρεάζουν και τα υπόλοιπα δομικά υλικά. Σε μια υφιστάμενη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα πριν από οποιαδήποτε μορφή επέμβασης, πρέπει να επιβεβαιωθεί η φέρουσα ικανότητα της. Οι κυριότεροι έλεγχοι αφορούν την αντοχή του σκυροδέματος, την διερεύνηση ύπαρξης οπλισμού στις προβλεπόμενες από τη μελέτη θέσεις, τη διάμετρο των ράβδων οπλισμού και τις μεταξύ τους αποστάσεις, την πιθανότητα ο οπλισμός να έχει διαβρωθεί, καθώς πραγματοποιούνται και έλεγχοι σχετικά με εμφανείς ρωγμές ή αποφλοιώσεις και άλλες ενδείξεις βλαβών που πιθανόν να έχει υποστεί η κατασκευή.

Η αντοχή του σκυροδέματος μειώνεται λόγω διάβρωσης του οπλισμού, καθώς η οξείδωση επεκτείνεται στον όγκο του σκυροδέματος προκαλώντας αποφλοιώσεις και ρωγμές. Με τον οπτικό έλεγχο εντοπίζονται οι εμφανείς ενδείξεις των διαβρωμένων τμημάτων, όπως είναι οι ρωγμές και η τοπική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος. Όμως, μόνο οι εργαστηριακοί έλεγχοι διάγνωσης βλαβών μπορούν να δώσουν μια σαφή εικόνα για την συνολική κατάσταση της κατασκευής. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§3.5.1), οι απαραίτητες μετρήσεις και έλεγχοι μπορούν να πραγματοποιηθούν είτε επιτόπου στο εργοτάξιο, είτε σε εργαστήριο. Η επιλογή των ελέγχων που θα πραγματοποιηθούν αποφασίζεται ανάλογα με το υπό εξέταση κτίριο. Οι πληροφορίες που προκύπτουν από τους ελέγχους συνήθως καθορίζουν την επιλογή της σωστής μεθόδου επισκευής ή και ενίσχυσης της κατασκευής. Η διαδικασία διάγνωσης βλαβών δεν εφαρμόζεται μόνο σε βλάβες που προκλήθηκαν από σεισμικά φορτία αλλά και λόγω άλλων αιτιών που με το χρόνο επιδρούν στο κτίριο.

Σε μία κατασκευή πρέπει να γίνεται διάγνωση κάθε είδους βλάβης ανεξαρτήτως αιτίας και να συνυπολογίζεται η επίδρασή τους στην ακεραιότητα της κατασκευής. Οι έλεγχοι διακρίνονται στις εξής κατηγορίες:

1. Μη καταστροφικοί
2. Ημικαταστροφικοί
3. Επιτόπου Χημικοί
4. Καθολική Φόρτιση



### 3.1. Μη καταστροφικοί Έλεγχοι

Πρόκειται για ελέγχους που σκοπεύουν τον προσδιορισμό ορισμένων ιδιοτήτων των υλικών που σχετίζονται με την αντοχή τους, χωρίς την πρόκληση φθοράς ή καταστροφής τους. Πρακτικά, εφαρμόζονται χωρίς καμία επέμβαση στην κατασκευή, είναι λιγότερο δαπανηροί, πιο εύκολοι, πιο γρήγοροι και περισσότερο επιθυμητοί από τους ιδιοκτήτες των ακινήτων. Παρακάτω παρουσιάζονται οι βασικότεροι μη καταστροφικοί έλεγχοι.

#### 3.1.1. Οπτικός Έλεγχος

Η μέθοδος αυτή είναι απλή, γρήγορη και οικονομική. Με χρήση μεγεθυντικού φακού και παχύμετρου, μπορεί να γίνει μια άμεση εκτίμηση του εύρους των ρωγμών, των αποφλοιώσεων και γενικά οποιασδήποτε επιφανειακής ατέλειας του σκυροδέματος (Εικ.3.1). Ωστόσο, δεν είναι δυνατός ο εντοπισμός εσωτερικών προβλημάτων, όπου σε αυτή την περίπτωση απαιτούνται περαιτέρω έλεγχοι.



Εικόνα.3.1: Προσδιορισμός πλάτους ρωγμής

<https://baumit.gr/guide/apokatastasi-kai-anakainisi/episkeyi-prosopsis-me-rogm-es-ano-ton-0-5-mm>

### 3.1.2. Κρουσιμέτρηση

Η μη καταστροφική μέθοδος της κρουσιμέτρησης (Εικ.3.2) είναι σχετικά απλή και η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων της είναι ικανοποιητική έως 30 mm βάθος. Βασίζεται στη μέτρηση της επιφανειακής σκληρότητας του σκυροδέματος σε σχέση με τη θλιπτική αντοχή του. Ανάλογα με την αναπήδηση του κρουσίμετρου, προσδιορίζεται η σκληρότητα της επιφάνειας του σκυροδέματος. Η μέθοδος αυτή έχει μικρότερο ποσοστό σφάλματος σε σκυροδέμα ηλικίας μεταξύ 14 ημερών έως 3 μηνών.



Εικόνα 3.2: Μη καταστροφική μέθοδος κρουσιμέτρησης

(<http://www.betonpoint.gr/mi-katastrofikes-erevnes-skirodematos/>)

Το μειονέκτημά της είναι πως το όργανο πρέπει κάθε φορά να ρυθμίζεται ανάλογα με τον τύπο του τσιμέντου και την ποιότητα των αδρανών. Επίσης, έχει παρατηρηθεί ότι έχει μεγαλύτερη αξιοπιστία σε λείες και ξηρές επιφάνειες, γιατί η παρουσία ανώμαλων επιφανειών ή επιφανειών με υγρασία μπορεί να επηρεάσουν το αποτέλεσμα. Ένας ακόμη παράγοντας που μπορεί να επηρεάσει το αποτέλεσμα του ελέγχου, είναι το βάθος της ενανθράκωσης του σκυροδέματος και για το λόγο αυτό συνίσταται η αφαίρεση μίας επιφανειακής στρώσης πάχους έως 5 mm από την προς έλεγχο επιφάνεια. Πιο απλής μορφής κρουσίμετρα, χρησιμοποιούνται για να προσδιοριστούν περιοχές με μεγάλα εσωτερικά κενά εντός του σκυροδέματος. Αυτές οι περιοχές εντοπίζονται μέσω της αλλαγής του ήχου που παράγεται από την αναπήδηση του οργάνου.

### 3.1.3. Χρήση Υπερήχων

Η χρήση υπερηχητικών κυμάτων ως μη καταστροφική μέθοδος διάγνωσης βλαβών, πλεονεκτεί σχετικά με το χαμηλό κόστος και την ευκολία στη χρήση των οργάνων σε συνδυασμό με τις πληροφορίες που μπορεί να δώσει. Με την εκπομπή υπερήχων διαμέσου του σκυροδέματος και τη μέτρηση της ταχύτητάς τους, μπορεί να προσδιορισθεί η ποιότητα του, καθώς και η ομοιομορφία του (Εικ.3.3). Οι μετρήσεις επηρεάζονται από την κατάσταση της επιφάνειας, την θερμοκρασία και την υγρασία, το μήκος της διαδρομής των υπερήχων, αλλά κυρίως είναι αποτέλεσμα του οπλισμού, των τυχόν εσωτερικών ελαττωμάτων στη μάζα του σκυροδέματος και της πυκνότητας του. Το όργανο που χρησιμοποιείται αποτελείται από μία γεννήτρια παραγωγής υπερήχων, τον πομπό και τον δέκτη σε μορφή κρυστάλλων και από έναν μετρητή του χρόνου που χρειάζεται το υπερηχητικό κύμα να διανύσει το υπό εξέταση μήκος του δοκιμίου. Συνίσταται να χρησιμοποιείται μια λιπαντική ουσία μεταξύ των κρυστάλλων και της επιφάνειας του προς εξέταση στοιχείου, προκειμένου να εξασφαλιστεί πως οι υπέρηχοι θα διανύσουν στο σύνολο τους τη μάζα του σκυροδέματος.



Εικόνα 3.3: Μέθοδος Υπερήχων

([http://www.epitouergou.gr/%CE%BC%CE%B7-%CE%BA%CE%B1%CF%84%CE%B1%CF%83%CF%84%CE%BF%CF%86%CE%B9%CE%BA%CE%BF%CE%AF-%CE%B5%CE%BB%CE%AD%CE%B3%CF%87%CE%BF%CE%B9/#iLightbox\[dd61e1edb197a4976bd\]/0](http://www.epitouergou.gr/%CE%BC%CE%B7-%CE%BA%CE%B1%CF%84%CE%B1%CF%83%CF%84%CE%BF%CF%86%CE%B9%CE%BA%CE%BF%CE%AF-%CE%B5%CE%BB%CE%AD%CE%B3%CF%87%CE%BF%CE%B9/#iLightbox[dd61e1edb197a4976bd]/0))

Με τη μέθοδο αυτή, πέρα από τον εντοπισμό των ατελειών, μπορεί να εκτιμηθεί και η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος αλλά και το μέτρο ελαστικότητάς του. Επιπλέον, μπορεί να μετρηθούν τυχόν αλλαγές στις ιδιότητες του με την πάροδο του χρόνου. Ως μειονέκτημα της μεθόδου, αναφέρεται η τυχόν αλλοίωση των αποτελεσμάτων λόγω της πυκνότητας και της διαβάθμισης των μεγεθών των αδρανών του σκυροδέματος.

#### 3.1.4. Μαγνητικές Μέθοδοι

Με τη δημιουργία μαγνητικών πεδίων, μπορεί να προσδιοριστεί το πάχος της επικάλυψης του σκυροδέματος καθώς επίσης και η θέση και η διάμετρος του οπλισμού με σημείο αναφοράς την επιφάνεια του σκυροδέματος (Εικ.3.4).



Εικόνα 3.4: Μαγνητική Μέθοδος

(<https://usa.sika.com/content/dam/dms/us01/6/pres-cpd-SealantTrainingInstallation-us.pdf>)

Ανάλογα με τον τύπο της συσκευής που χρησιμοποιείται, η επικάλυψη μπορεί να μετρηθεί με ένα σφάλμα της τάξης του  $\pm 10\%$  για βάθος μέχρι 180 mm. Όμως, οι συσκευές αυτής της μεθόδου, μπορούν να ανιχνεύσουν με ακρίβεια μόνο την εξωτερική στρώση του οπλισμού. Επομένως, η αξιοπιστία τους μειώνεται σε στοιχεία με περισσότερες στρώσεις οπλισμού.

## 3.2. Ημικαταστροφικοί Έλεγχοι

Σχετικά με τους ημικαταστροφικούς ελέγχους, είναι σαφές πως υπάρχουν περιορισμοί στη βλάβη που επιτρέπεται να προκαλέσουν στην κατασκευή. Επιπλέον, οι δειγματοληψίες ισχύουν για μια κατηγορία αντοχής σκυροδέματος. Αν στο ίδιο έργο έχει χρησιμοποιηθεί πάνω από μία κατηγορία αντοχής σκυροδέματος, τότε γίνεται και ο αντίστοιχος αριθμός δειγματοληψιών και ελέγχων. Παρακάτω παρουσιάζονται οι κυριότεροι εξ αυτών.

### 3.2.1. Πυρηνοληψία

Λόγω του ενδεχόμενου για σημαντικό ποσοστό σφάλματος των μη καταστροφικών μεθόδων διάγνωσης βλαβών, όλοι οι διεθνείς κανονισμοί απαιτούν την ταυτόχρονη λήψη κυλινδρικών πυρήνων («καρότα») από τα προς εξέταση μέλη της κατασκευής (Εικ.3.5). Με την πυρηνοληψία, εκτός της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, μπορεί να εξετασθεί και η γενική του κατάσταση, η θέση και η διάμετρος των ράβδων οπλισμού, η παρουσία τυχόν αστοχιών στην δομή του σκυροδέματος, ακόμα και το αποτέλεσμα προηγούμενων επεμβάσεων.

Οι πυρήνες λαμβάνονται από τα προς εξέταση μέλη της κατασκευής με χρήση ειδικού μηχανήματος και η διάμετρος τους κυμαίνεται από 10 έως 15 cm, αλλά σε κάθε περίπτωση πρέπει να είναι τριπλάσια του μεγέθους του μεγαλύτερου αδρανούς που έχει χρησιμοποιηθεί για το εκάστοτε σκυρόδεμα. Ο λόγος του ύψους προς τη διάμετρο του πυρήνα είναι μεταξύ 0,95 έως 2,00. Οι πυρήνες που λαμβάνονται πρέπει να απέχουν από τις ακμές του εξεταζόμενου στοιχείου περίπου 8 cm. Οι πυρήνες, μετά την λήψη τους, υποβάλλονται σε εργαστηριακούς ελέγχους προκειμένου να μας δώσουν τα αποτελέσματα. Για τον έλεγχο της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος απαιτούνται τουλάχιστον τρεις πυρήνες, ενώ σε περίπτωση επανελέγχου μπορεί να χρειαστούν δώδεκα στο σύνολο. Επίσης, συνίσταται να λαμβάνονται και δύο επιπλέον σε περίπτωση αστοχίας κάποιου δοκιμίου.

Κατά τη λήψη πυρήνων, αποκαλύπτεται ο οπλισμός και κάποιο μέρος του απομακρύνεται και υποβάλλεται σε ελέγχους ώστε να προσδιοριστούν οι ιδιότητες του. Ωστόσο, οι πυρήνες σκυροδέματος που περιέχουν οπλισμό δεν ελέγχονται σε θλίψη

διότι η ράβδος μπορεί επηρεάσει την αντοχή του. Επιπλέον παράγοντες που αλλοιώνουν τα αποτελέσματα του ελέγχου, είναι η θέση του πυρήνα καθ' ύψος του δοκιμίου καθώς και η διεύθυνση κοπής τους ως προς τη διεύθυνση σκυροδέτησης των εξεταζόμενων μελών της κατασκευής.



Εικόνα 3.5: Λήψη πυρήνα για εργαστηριακό έλεγχο

(<https://www.slang.gr/lemma/10661-karoto>)

### 3.2.2. Χρήση Εξολκέα

Με τη μέθοδο του εξολκέα, γίνεται επιτόπου μέτρηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, η οποία προσεγγίζεται μέσω ειδικών διαγραμμάτων. Ο προσδιορισμός της θλιπτικής αντοχής του σχετίζεται με τη δύναμη που χρειάζεται για την εξαγωγή ενός ειδικού μπουλονιού από την επιφάνειά του (Εικ.3.6). Εναλλακτικά, για να μετρηθεί η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, συγκολλάται στην επιφάνεια του μια ειδική κυκλική μεταλλική πλάκα, η οποία εφελκύεται από ειδικό όργανο μέχρι να προκληθεί η θραύση του σκυροδέματος. Η μέθοδος αυτή υπερτερεί της λήψης πυρήνων στο ότι μπορεί να δώσει πιο γρήγορα αποτελέσματα με ικανοποιητική ακρίβεια.



Τέλος, μια παραλλαγή της μεθόδου αλλά μικρότερης αξιοπιστίας, είναι η εισαγωγή μεταλλικής ράβδου στη μάζα του σκυροδέματος και η θλιπτική αντοχή του προσδιορίζεται από το βάθος διείσδυσης της ράβδου.

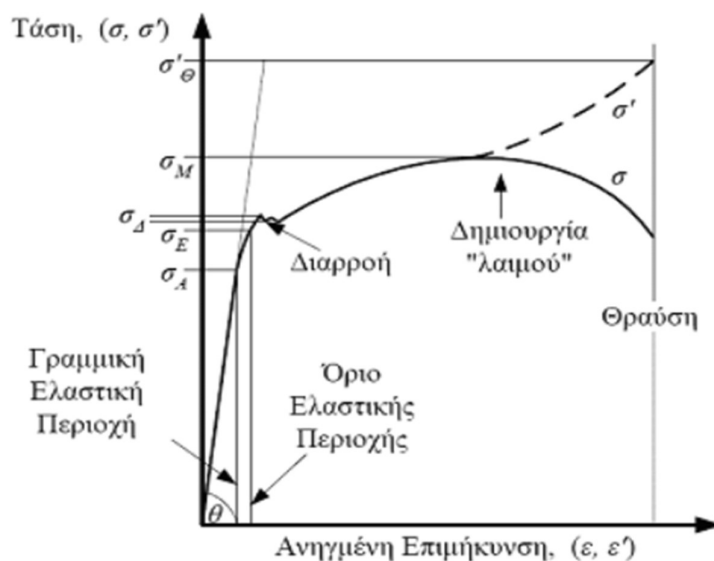


Εικόνα 3.6: Έλεγχος με χρήση εξολκεία

*(<http://sideris-konstantinos.blogspot.com/p/blog-page.html>)*

### **3.2.3. Έλεγχος Εφελκυστικής Αντοχής του Χάλυβα**

Η μέθοδος αυτή αποτελεί την πλέον αξιόπιστη για τον προσδιορισμό των μηχανικών ιδιοτήτων του χάλυβα οπλισμού. Λαμβάνεται ένα τμήμα της ράβδου μήκους 30 cm, το οποίο υποβάλλεται σε έλεγχο αξονικού εφελκυσμού με σκοπό τη μέτρηση της εφελκυστικής αντοχής του και του ορίου διαρροής του (Σχ.3.1). Το μειονέκτημα του συγκεκριμένου ελέγχου είναι το υψηλό κόστος και ο χρόνος που απαιτείται για την εκτέλεση του.



Σχήμα 3.1: Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων χάλυβα

### 3.3. Επιτόπου Χημικοί Έλεγχοι

Οι επιτόπου χημικοί έλεγχοι χρησιμοποιούνται κατά βάση για να αντλήσουμε πληροφορίες σχετικά με τη διάρκεια ζωής του σκυροδέματος. Παρακάτω αναλύονται οι δύο έλεγχοι που ανήκουν σε αυτή την κατηγορία.

#### 3.3.1. Έλεγχος ενανθράκωσης

Η ενανθράκωση είναι η διαδικασία της μείωσης του pH του σκυροδέματος και της αλκαλικότητάς του, λόγω της αντίδρασης του διοξειδίου του άνθρακα που υπάρχει στην ατμόσφαιρα με τα συστατικά του τσιμέντου. Επακόλουθο της επιφανειακής ενανθράκωσης του σκυροδέματος είναι η απώλεια της αλκαλικής προστασίας της επικάλυψης σε διάβρωση. Η διαδικασία της μέτρησης του βάθους της ενανθράκωσης γίνεται με την εφαρμογή διαλύματος φαινολοφθαλείνης στην επιφάνεια του σκυροδέματος. Όταν η τιμή του pH είναι μεγαλύτερη του 9.5, το σκυρόδεμα παίρνει την απόχρωση του βιολετί χρώματος. Έπειτα, η «χρωματισμένη» επιφάνεια συγκρίνεται με αποτελέσματα ελέγχων που υποδεικνύουν τη βλάβη. Στις περιοχές με αυξημένη οξύτητα, όπου το pH έχει τιμή μικρότερη του 9, το σκυρόδεμα δεν αλλάζει χρώμα.



### 3.3.2. Έλεγχος χλωριόντων

Η εφαρμογή του συγκεκριμένου ελέγχου είναι σχετικά πρόσφατη και αποσκοπεί στον προσδιορισμό της ποσότητας των χλωριόντων εντός του σκυροδέματος και αυτό γιατί η παρουσία χλωριόντων πάνω από το επιτρεπόμενο όριο, θεωρείται σοβαρή ένδειξη διάβρωσης της κατασκευής.

### 3.4. Έλεγχος καθολικής φόρτισης

Η καθολική φόρτιση αποτελεί το έσχατο μέσο ελέγχου των κτιρίων και γίνεται χρήση όπου η φέρουσα ικανότητά τους είναι ασαφής, όπως για παράδειγμα σε κτίσματα των οποίων τα αρχικά σχέδια δεν είναι διαθέσιμα ώστε να αντλήσουμε τις απαραίτητες πληροφορίες. Γενικά, η ανάλυση των φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα δεν είναι εύκολη υπόθεση, ιδιαίτερος αυτών που έχουν μελετηθεί βάσει παλαιότερων κανονισμών όπου είναι δύσκολο να αξιολογηθεί πως θα συμπεριφερθούν σε μια ισχυρή σεισμική δόνηση. Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται συνήθως όπου υπάρχουν ενδείξεις υπέρβασης των επιτρεπόμενων τάσεων υπό δεδομένη φόρτιση. Ο έλεγχος καθολικής φόρτισης πραγματοποιείται με μικροδονήσεις ή άλλες μεθόδους διέγερσης, με στόχο τον υπολογισμό δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής όπως η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος και η απόσβεση της, ή κάποιων τμημάτων της που θα δώσουν σημαντικές πληροφορίες για το σύνολο των αστοχιών. Τέλος, για την μέτρηση των μετακινήσεων και των παραμορφώσεων του φορέα, μπορεί να χρησιμοποιηθεί επιπλέον και κατακόρυφη φόρτιση.

## Κεφάλαιο 4:

### Μελέτη Αποτίμησης και Ανασχεδιασμού

Όπως έχει προαναφερθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο, προκειμένου να ληφθεί η σωστή απόφαση για επέμβαση σε μια υφιστάμενη κατασκευή, είναι αναγκαίο να γίνει εκτίμηση των αστοχιών που έχουν προκληθεί αλλά και της συνολικής φέρουσας ικανότητας και σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής.

#### 4.1. Στοιχεία Αξιολόγησης και Μελέτη Αποτίμησης

Σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων η αξιολόγηση της επάρκειας μιας υφιστάμενης κατασκευής περιλαμβάνει μια σειρά από συγκεκριμένες ενέργειες. Αρχικά, είναι απαραίτητη η συλλογή κάθε στοιχείου που είναι διαθέσιμο σχετικά με την αρχική μελέτη σχεδιασμού, όπως είναι τα σχέδια ξυλοτύπων, οι τεχνικές εκθέσεις, τα τεύχη υπολογισμών κλπ. Από αυτά θα αντληθούν σημαντικές πληροφορίες όπως το έτος κατασκευής, άρα και οι τότε ισχύοντες κτιριοδομικοί κανονισμοί σύμφωνα με τους οποίους έγινε η μελέτη, τα φορτία που έχει κληθεί να αναλάβει και η ποιότητα των υλικών του φορέα. Εξίσου σημαντικές πληροφορίες είναι η γεωμετρία του φορέα της κατασκευής, το δομικό του σύστημα, οι διαστάσεις των μελών του και η μεταξύ τους σύνδεση καθώς και η θέση και η διάμετρος του οπλισμού.

Εφόσον είναι διαθέσιμα τα κατασκευαστικά σχέδια, γίνεται μια αποτύπωση του κτιρίου και μία οπτική εκτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης του φορέα όπου καταγράφονται τυχόν αλλαγές ή βλάβες και οι θέσεις τους, οι οποίες πιθανόν να επηρεάζουν την συμπεριφορά της κατασκευής, λαμβάνοντας υπόψη και την επιρροή, θετική ή αρνητική, των μη φερόντων στοιχείων του κτιρίου, δηλαδή των τοιχοπληρώσεων.

Στην περίπτωση που δεν διατίθενται στοιχεία της αρχικής μελέτης του κτιρίου, είναι απαραίτητη η εκτέλεση διερευνητικών εργασιών και μετρήσεων του φορέα αλλά και των δομικών στοιχείων πλήρωσης και η αποτύπωση τους, καθώς και η λήψη πυρήνων για τον έλεγχο της ποιότητας των υλικών.

Στη συνέχεια, διατυπώνεται μια έκθεση η οποία περιλαμβάνει τις απαραίτητες πληροφορίες σχετικά με την αρχική μελέτη της κατασκευής εφόσον υπάρχει, και τα αποτελέσματα των ελέγχων για την επιβεβαίωση τους. Στην περίπτωση όπου δεν

διατίθεται η αρχική μελέτη της κατασκευής, η τεχνική έκθεση περιλαμβάνει την αποτύπωση με στοιχεία από τις μετρήσεις. Επίσης, το τεύχος περιλαμβάνει φωτογραφίες, τα αποτελέσματα από τους εργαστηριακούς ελέγχους των δοκιμών για τον έλεγχο ποιότητας των υλικών, το τεύχος περιγραφής των βλαβών που έχει υποστεί ο φορέας, τη στατική ανάλυση και την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και τα συμπεράσματα της, αναφέροντας πάντα τις παραδοχές και τα φορτία που έχουν ληφθεί κατά τους υπολογισμούς. Τέλος, βάσει των αποτελεσμάτων των ελέγχων, προτείνονται οι μέθοδοι επεμβάσεων.

## 4.2. Μελέτη Ανασχεδιασμού

Όταν πλέον γίνει η αξιολόγηση για την οριστική μελέτη, δηλαδή έχει εκτιμηθεί το είδος της ανεπάρκειας της κατασκευής ή η επικινδυνότητα των πιθανών βλαβών που έχει υποστεί, τότε η μελέτη ανασχεδιασμού περιλαμβάνει την τεχνική περιγραφή και τα σχέδια των επεμβάσεων που πρόκειται να γίνουν, όπου περιγράφονται ο φορέας και οι τοιχοπληρώσεις, οι αστοχίες τους (είδος φθοράς, θέση και αιτία), οι κανονισμοί που έχουν εφαρμοστεί, οι παραδοχές των φορτίσεων και οι αναλυτικοί υπολογισμοί και τέλος περιγράφονται οι προς εφαρμογή επεμβάσεις, τα νέα υλικά καθώς και η συνοχή τους με τον υφιστάμενο φορέα.

Αναλυτικότερα, τα σχέδια απεικονίζουν τον υφιστάμενο φορέα και τα μη φέροντα στοιχεία, τις τυχόν καθαιρέσεις τμημάτων τους, αλλά και λεπτομέρειες σχετικά με τη σύνδεση των νέων στοιχείων ή υλικών με τα υφιστάμενα. Το τεύχος υπολογισμών περιέχει τους αναλυτικούς υπολογισμούς αναφέροντας πάντα τις παραδοχές, τα φορτία και τα προσομοιώματα των στατικών αναλύσεων καθώς και τη μέθοδο της ανάλυσης. Ταυτόχρονα, διατυπώνεται μία έκθεση αναφορικά με τις τεχνικές προδιαγραφές των νέων υλικών που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν όπου περιγράφονται οι απαιτήσεις ποιότητας και αντοχής τους. Τέλος, συμπεριλαμβάνονται όλα τα απαιτούμενα μέτρα μετά το πέρας των εργασιών αλλά και τα μέτρα συντήρησης τους.

### 4.3. Επάρκεια αντοχής κόμβων

Ο έλεγχος των κόμβων δοκών – υποστυλωμάτων αποτελεί απαραίτητο στοιχείο για την αποτίμηση μιας κατασκευής και ιδιαίτερα των παλαιών κατασκευών όπου δεν υπήρχαν κανονισμοί για τον σχεδιασμό τους. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§7.2.5), σε κόμβους που υπόκεινται σε καμπτική ένταση με εναλλασσόμενο πρόσημο πρέπει να εξετάζεται ο κίνδυνος αποδιοργάνωσης και εξάντλησης της αντοχής τους. Επιπλέον, οι κόμβοι αυτοί είναι ευάλωτοι σε διάτμηση και ο κίνδυνος αστοχίας είναι ανάλογος με τον οπλισμό κορμού που περιέχουν. Το κρίσιμο μέγεθος για τον έλεγχο ενός κόμβου είναι η διατμητική τάση ( $\tau_j$ ) που αναπτύσσεται στον πυρήνα του, η οποία εξαρτάται από την τέμνουσα δύναμη ( $V_j$ ) που εισάγεται σε αυτόν. Ανάλογα με το μέγεθος της διατμητικής τάσης ( $\tau_j$ ) και της μέσης ορθής θλιπτικής τάσης ( $\sigma_c$ ) που αναπτύσσεται στον κόμβο κατά την κατακόρυφη διεύθυνση, μπορεί να προκληθεί διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση ή αστοχία από διαγώνια θλίψη.

#### 4.3.1. Αντοχή σε τέμνουσα

Η μέγιστη τέμνουσα που εισάγεται στον κόμβο καθορίζεται από την αντοχή των στοιχείων που συντρέχουν σε αυτόν. Αν το άθροισμα των ροπών διαρροής των δοκών που συντρέχουν στον κόμβο είναι μικρότερο από το άθροισμα των ροπών διαρροής του υποστυλώματος, δηλαδή αν  $\Sigma M_{yb} < \Sigma M_{yc}$ , τότε οι δοκοί είναι πιο αδύναμες από το υποστύλωμα και η τέμνουσα δύναμη ( $V_{jh}$ ) που μπορεί να εισαχθεί στον κόμβο περιορίζεται από αυτές και υπολογίζεται ως εξής:

$$V_{jh} \approx \Sigma M_{yb} \left( \frac{1}{Z_b} - \frac{1}{h_{st}} \times \frac{L_b}{L_{bn}} \right) \quad \text{ΚΑΝ.ΕΠΕ (Εξίσωση [Σ.13])}$$

Όπου,

$h_{st}$ : το ύψος του ορόφου

$L_b$ : το θεωρητικό μήκος των δοκών

$L_{bn}$ : το καθαρό μήκος των δοκών

$Z_b$ : ο μογλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων των δοκών

Και η μέση διατμητική τάση στον πυρήνα του κόμβου ισούται με

$$\tau_j = V_{jh} / b_j \times h_c$$

Όπου,

$h_c$  : το ύψος της διατομής του υποστυλώματος

$b_j$ : το πλάτος του κόμβου, το οποίο λαμβάνεται ως το  $\max\{b_c, b_w\}$  και το  $\min\{b_c, b_w\} + h_c/2$ , με  $b_w$  και  $b_c$  το πλάτος της δοκού και του υποστυλώματος σε οριζόντια διεύθυνση (κάθετα στο  $h_c$ )

Αν όμως  $\Sigma M_{yb} > \Sigma M_{yc}$ , δηλαδή τα ασθενή στοιχεία είναι τα υποστυλώματα, τότε αυτά καθορίζουν την διατμητική ένταση που μπορεί να δεχθεί ο κόμβος. Τότε, η κατακόρυφη τέμνουσα δύναμη ( $V_{jv}$ ) στον κόμβο υπολογίζεται:

$$V_{jv} \approx \Sigma M_{yc} \left( \frac{1}{Z_c} - \frac{1}{L_b} \times \frac{h_{st}}{h_{st,n}} \right) + \frac{1}{2} \times |(V_{g+\psi q,b})_l - (V_{g+\psi q,b})_r| \quad \text{KAN.EIPE (Εξίσωση [Σ.13])}$$

Όπου,

$Z_c$ : ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων

$h_{st}$ : το θεωρητικό ύψος του υποστυλώματος

$h_{st,n}$ : το καθαρό ύψος του υποστυλώματος

$(V_{g+\psi q,b})_l$ : οι τέμνουσες των δοκών αριστερά του κόμβου λόγω των κατακόρυφων φορτίων που δρουν ταυτόχρονα με την σεισμική δράση

$(V_{g+\psi q,b})_r$ : οι τέμνουσες των δοκών δεξιά του κόμβου λόγω των κατακόρυφων φορτίων που δρουν ταυτόχρονα με την σεισμική δράση

Στην περίπτωση αυτή, η μέση διατμητική τάση στον πυρήνα του κόμβου ισούται με

$$\tau_j = V_{jv} / b_j \times h$$

Όπου,

$h_b$  : το ύψος της δοκού

Για να θεωρηθεί ένας κόμβος επαρκής σε αντοχή πρέπει να ισχύει η αναπτυσσόμενη σε αυτόν τάση ( $\tau_j$ ) να μην υπερβαίνει την τιμή της μέγιστης τάσης που μπορεί να αναλάβει ( $\tau_{max}$ ), δηλαδή πρέπει  $\tau_j \leq \tau_{max}$ .

#### 4.3.2. Έλεγχος σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση

Ένας άοπλος κόμβος, για να είναι επαρκής σε έλεγχο για διαγώνια εφελκυστική τάση πρέπει η κύρια εφελκυστική τάση, δηλαδή ο συνδυασμός της μέσης διατμητικής τάσης ( $\tau_j$ ) και της μέσης κατακόρυφης ορθής θλιπτικής τάσης ( $\sigma_c$ ) να μην υπερβαίνει την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος ( $f_{ct}$ ), από την οποία προσδιορίζεται η

μέγιστη αποδεκτή τιμή της τάσης που μπορεί να αναπτυχθεί στον κόμβο ( $\tau_{\max}$ ). Ο κόμβος επαρκεί σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση όταν ικανοποιείται η σχέση:

$$\tau_j \leq \tau_{\max} = \tau_c = f_{ct} \sqrt{1 + (\sigma_c/f_{ct})} \quad \text{KAN.EΠΕ (Εξίσωση [3] §7.2.5)}$$

Όπου,  
 $\sigma_c = v_{\text{top}} \times f_c$

Ένας κόμβος οπλισμένος με οριζόντιους συνδετήρες, θεωρείται επαρκής σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση όταν η τιμή της κύριας εφελκυστικής τάσης, δηλαδή ο συνδυασμός της μέσης διατμητικής τάσης στον κόμβο ( $\tau_j$ ), της μέσης κατακόρυφης ορθής θλιπτικής τάσης ( $\sigma_c$ ) και της μέσης οριζόντιας ορθής θλιπτικής τάσης που αναπτύσσεται στον πυρήνα του κόμβου λόγω της περίσφιξης από τους οριζόντιους συνδετήρες δεν υπερβαίνει την τιμή της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος ( $f_{ct}$ ). Επομένως, ένας οπλισμένος κόμβος επαρκεί σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση όταν ικανοποιείται η παρακάτω σχέση:

$$\tau_j \leq \tau_{\max} = \tau_c = f_{ct} \sqrt{\left(1 + \frac{\rho_{jh} \times f_{yw}}{f_{ct}}\right) \times \left(1 + \frac{v_{\text{top}} \times f_c}{f_{ct}}\right)} \quad \text{KAN.EΠΕ (Εξίσωση [4] §7.2.5)}$$

Όπου,

$$\rho_{jh} = A_{sh} / b_j \times h_{jb}$$

με  $A_{sh}$  τη συνολική διατομή των οριζόντιων σκελών των συνδετήρων περίσφιξης που είναι παράλληλα στο κατακόρυφο επίπεδο της τάσης  $\tau_j$  και  $h_{jb}$  η απόσταση μεταξύ των οπλισμών πάνω και κάτω πέλματος των δοκών

$f_c$ : η μέση τιμή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος του κόμβου

$v_{\text{top}}$ : η ανηγμένη αξονική δύναμη του υπερκείμενου υποστυλώματος

$f_{yw}$ : η μέση τιμή της τάσης διαρροής των οριζόντιων συνδετήρων

### 4.3.3. Έλεγχος σε διαγώνια θλίψη

Προκειμένου ο κόμβος να επαρκεί σε διαγώνια θλίψη, πρέπει η τιμή της κύριας θλιπτικής τάσης να μην υπερβαίνει την τιμή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος ( $f_c$ ), η οποία μπορεί να μειωθεί από τυχόν εγκάρσιες εφελκυστικές παραμορφώσεις. Στον έλεγχο σε διαγώνια θλίψη, ο κόμβος επαρκεί αν η μέση διατμητική τάση που αναπτύσσεται στον κόμβο ( $\tau_j$ ) δεν υπερβαίνει την τιμή της μέγιστης αποδεκτής τάσης ( $\tau_{\max}$ ), δηλαδή όταν ικανοποιείται η παρακάτω σχέση:

$$\tau_{\max} \geq \tau_{ju} = n \times f_c \times \sqrt{1 - (v_{top} / n)}$$

*KAN.EΠΕ (Εξίσωση [5] §7.2.5)*

Όπου,

$n = 0,6 (1 - f_c / 250)$  ο μειωτικός συντελεστής της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής λόγω εγκάρσιων παραμορφώσεων, δηλαδή όταν  $\tau_j > \tau_{\max}$

$n = 1$  όταν ο κόμβος είναι αρηγμάτωτος, δηλαδή όταν  $\tau_j \leq \tau_{\max}$

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5:

### Μέθοδοι Επεμβάσεων Κόμβων και Κριτήρια Επιλογής

Οι τεχνικές επεμβάσεις στους κόμβους σύνδεσης δοκών – υποστυλωμάτων αποτελούν μια δύσκολη κατασκευαστική εργασία, διότι είναι περιοχή όπου συντρέχουν πολλά στοιχεία του φέροντα οργανισμού.

#### 5.1. Επισκευές Κόμβων

Οι τεχνικές επισκευών σε κόμβους δοκών – υποστυλωμάτων εφαρμόζονται προκειμένου να αποκατασταθούν τα τμήματα τα οποία έχουν υποστεί ελαφρές φθορές. Ανάλογα με το μέγεθος και τη μορφή της βλάβης, επιλέγεται και η τεχνική η οποία θα εφαρμοστεί. Σε ελαφρές ρηγματώσεις η επισκευή γίνεται με χρήση ρητινενέσεων ή επισκευαστικών κονιαμάτων, ενώ σε πιο σοβαρές φθορές εφαρμόζεται η τεχνική της αποκατάστασης ίσης διατομής, η οποία περιλαμβάνει την τοπική καθαίρεση των τμημάτων που έχουν υποστεί βλάβες και έπειτα αντικατάσταση αυτών με κονιάματα υψηλής αντοχής με ή χωρίς διορθωτικές παρεμβάσεις στην όπλιση.

##### 5.1.1. Ρητινενέσεις και Επισκευαστικά Κονιάματα

Η τεχνική των ρητινενέσεων εφαρμόζεται σε ελαφρές φθορές όπου το σκυρόδεμα του κόμβου έχει εμφανίσει ελαφρές ρηγματώσεις ή αποφλοιώσεις χωρίς όμως να έχουν αποδιοργανωθεί ο οπλισμός περίσφιξης ή ο διαμήκης οπλισμός των στοιχείων που συντρέχουν σε αυτόν. Συγκεκριμένα, στην περίπτωση των ρηγματώσεων εφαρμόζονται ρητινενέσεις, ενώ η αποκατάσταση επιφανειακών αποφλοιώσεων γίνεται με την εφαρμογή επισκευαστικών κονιαμάτων.

Με τον όρο «ρητινένωση» προσδιορίζεται η διαδικασία έγχυσης ρητίνης στη ρωγμή, με ενέσιμο τρόπο (Δρίτσος, 2005). Στην τεχνική των ρητινενέσεων, αρχικά τοποθετείται μια στρώση ειδικού αποξειδικού υλικού σε μορφή πάστας επιφανειακά στην περιοχή των ρωγμών ώστε να δημιουργηθεί μια επιφανειακή σφράγιση και να μην υπάρξει διαρροή του λεπτόρρευστου ενέματος που θα εισέλθει εντός. Στη συνέχεια, τοποθετούνται τα ειδικά ακροφύσια σε διάφορες θέσεις επί των ρωγμών,

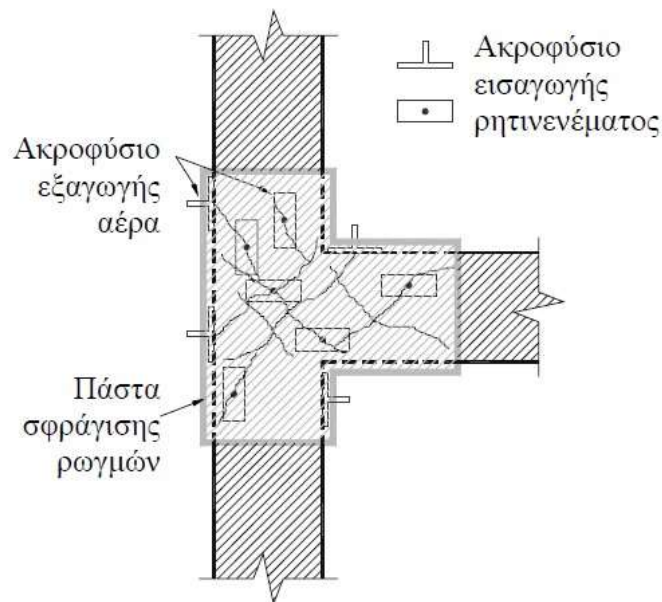


μέσω των οποίων θα γίνει η εισαγωγή του ενέματος και η εξαγωγή του εγκλωβισμένου αέρα (Εικ.5.1). Οι ρητίνες είναι λεπτόρρευστες για να είναι δυνατή η εισαγωγή τους μέχρι και σε 0.1mm πλάτους ρωγμές. Η εισαγωγή των ρητινών εντός των ρωγμών γίνεται με ισχυρή πίεση ώστε να εξασφαλίζεται η πλήρωση των κενών στο εσωτερικό των ρωγμών και να εξάγεται ο εγκλωβισμένος αέρας. Τέλος, τα επισκευασμένα στοιχεία παραμένουν αφόρτιστα για 6 ημέρες τουλάχιστον, ώστε οι ρητίνες να αποκτήσουν το μέγιστο της αντοχής τους. Οι συνήθεις ρητίνες που χρησιμοποιούνται έχουν αντοχή της τάξης των 60 – 80 MPa σε εφελκυσμό κάμψης και περίπου 90 MPa σε θλίψη. Με την τεχνική των ρητινένεσεων επιτυγχάνεται πλήρης αποκατάσταση της αντοχής του κόμβου, σχεδόν πλήρης αποκατάσταση της δυσκαμψίας του και πιθανή αύξηση της ικανότητας του στην απορρόφηση ενέργειας.



Εικόνα 5.1: Εφαρμογή ρητινένεσεων προς αποκατάσταση ρωγμής  
(<https://antienhung.vn/bien-phap-sua-chua-nut-be-tong/>)

Τα επισκευαστικά κονιάματα που εφαρμόζονται αποτελούνται είτε από πολυμερή είτε έχουν βάση το τσιμέντο και χρησιμοποιούνται για αποκατάσταση του κόμβου σε περιπτώσεις αποφλοιώσεων, ή σε περιπτώσεις που το πάχος του υλικού είναι μικρό και απαιτείται καλή πρόσφυση, όπως για παράδειγμα σπλισμοί χωρίς επικάλυψη. Στα πλεονεκτήματά τους αναφέρονται οι υψηλές αντοχές τους και η ταχεία ανάπτυξή τους, η μεγάλη ρευστότητα και η εξουδετέρωση της συστολής ξήρανσης.



Σχήμα 5.1: Εφαρμογή ρητινενέσεων σε κόμβο

(Χ.Γ. Καργιάννης, *Επισκευές – Ενισχύσεις στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα*

*Εμφαση σε ακραίους κόμβους δοκού - υποστυλώματος)*

### 5.1.2. Αποκατάσταση Ίσης Διατομής

Στις σοβαρότερες από τις ρηγματώσεις βλάβες, όπως αποδιοργάνωση του σκυροδέματος ή και του οπλισμού (διάρρηξη των συνδετήρων και λυγισμό των διαμηκών ράβδων) εφαρμόζονται επεμβάσεις με καθαίρεση και αποκατάσταση ίσης διατομής. Η διαδικασία περιλαμβάνει την καθαίρεση και απομάκρυνση της βλαβείσας περιοχής του σκυροδέματος του κόμβου αλλά και των κρίσιμων τμημάτων των δοκών και υποστυλωμάτων με καλό καθαρισμό των περιοχών αυτών. Στη συνέχεια απομακρύνονται οι συνδετήρες και κόβονται τα τμήματα των διαμηκών ράβδων που έχουν αστοχήσει. Τα νέα τμήματα των ράβδων τοποθετούνται με ηλεκτροσυγκόλληση, μετά ακολουθούν νέοι πυκνοί συνδετήρες και τέλος τοποθετείται το νέο σκυρόδεμα με αδρανή μέγιστου κόκκου ίσο με του υπάρχοντος (Εικ.5.2). Για να αντιμετωπιστεί η συστολή ξήρανσης του νέου σκυροδέματος χρησιμοποιούνται είτε ειδικά πρόσμεικτα είτε το τσιμέντο αντικαθίσταται μη συρρικνούμενες κόνιες. Με την τεχνική αυτή, διατηρούνται οι αρχικές διατομές των στοιχείων και βελτιώνονται σημαντικά τα χαρακτηριστικά του κόμβου.



Εικόνα 5.2: Αποκατάσταση Της Διατομής  
(<https://pithos.okeanos.grnet.gr/public/h3iXTRDlmrLuVrEVWlpfD4>)

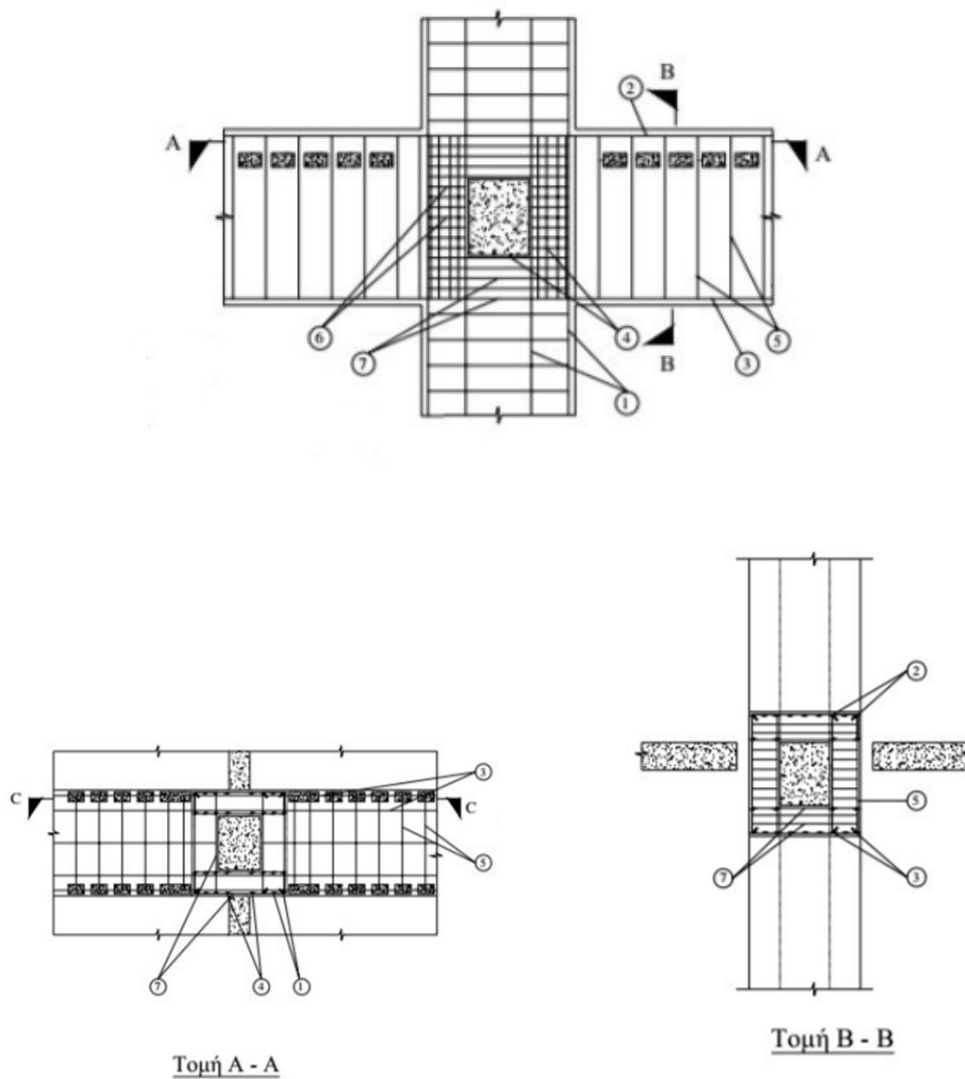
## 5.2. Ενισχύσεις Κόμβων

Σε κόμβους οι οποίοι έχουν υποστεί σοβαρές αστοχίες, δεν αρκεί κάποια τεχνική επισκευής αλλά είναι απαραίτητη και η ενίσχυση τους. Εξίσου απαραίτητη μπορεί να είναι η ενίσχυση ενός κόμβου ο οποίος δεν έχει εμφανίσει κάποια βλάβη αλλά πάσχει από σοβαρή ανεπάρκεια αντοχής, με σκοπό την αναβάθμιση των μηχανικών χαρακτηριστικών του. Οι βασικές μορφές ενίσχυσης κόμβων είναι η ενίσχυση με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος, η τεχνική των χιαστί κολλάρων και η τεχνική των επικολλητών ελασμάτων από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή.

### 5.2.1. Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος

Η μέθοδος της κατασκευής μανδύα από οπλισμένο σκυροδέμα εφαρμόζεται σε μεγάλο βαθμό βλάβες, ακόμα και όταν έχει διαρρηχθεί τελείως ο κόμβος, δηλαδή αν έχει μετατοπιστεί το υποστύλωμα από τις δοκούς που συντρέχουν σε αυτό. Με την τεχνική αυτή, τοποθετούνται νέοι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού καθώς και νέοι

συνδετήρες (Σχ.5.2). Μερικές φορές, όπου είναι δύσκολη η τοποθέτηση νέων συνδετήρων στην περιοχή του κόμβου, τοποθετούνται ειδικά προεντεταμένα κολάρα.



- |                                  |                            |
|----------------------------------|----------------------------|
| (1) Οπλισμοί Υποστύλωματος       | (5) Συνδετήρες δοκού       |
| (2) Οπλισμοί άνω δοκού           | (6) Συνδετήρες Υποστώματος |
| (3) Οπλισμοί κάτω δοκού          | (7) Συνδετήρες κόμβου      |
| (4) Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι κόμβου |                            |

Σχήμα 5.2: Ενίσχυση Κόμβου με Μανδύα Ο/Σ (Δρίτσος, 2005)

Συνήθως ο μανδύας του κόμβου αποτελεί συνέχεια του μανδύα που έχει εφαρμοστεί και κατά μήκος του υποστύλωματος και της δοκού για μεγαλύτερη αποτελεσματικότητα (Εικ.5.3). Όμως, μπορεί να εφαρμοστεί και τοπικά όταν η βλάβη

είναι επικεντρωμένη στην περιοχή του κόμβου. Ωστόσο, όταν η ενίσχυση έχει ως στόχο τον ικανοτικό σχεδιασμό, ο μανδύας δεν επεκτείνεται σε όλο το μήκος της δοκού αλλά μόνο σε τόσο μήκος όσο είναι απαραίτητο. Με τον τρόπο αυτό, τροποποιείται ο μηχανισμός αστοχίας του φορέα, τα υποστυλώματα είναι πιο ισχυρά από τις δοκούς και οι βλάβες αποδίδονται από τις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων σε αυτές των δοκών.



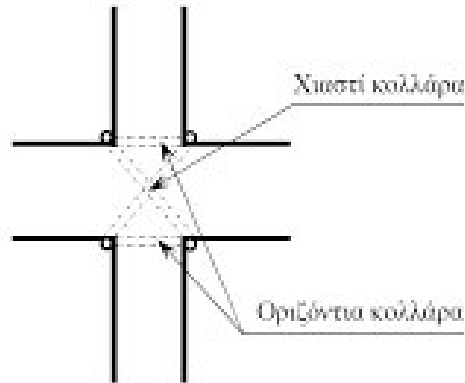
Εικόνα 5.3: Εφαρμογή Μανδύα Ο/Σ στον κόμβο ως συνέχεια του μανδύα του υποστυλώματος και των δοκών

*(<http://www.kxcivileng.gr/static/episkeves-enisxyseis>)*

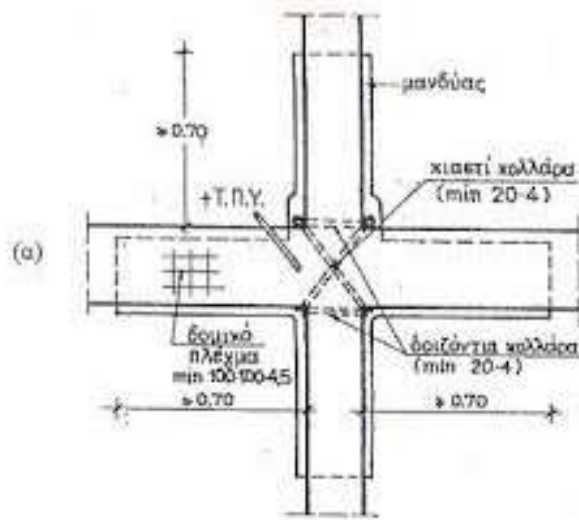
### **5.2.2. Χιαστί κολλάρα**

Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται όταν είναι επιθυμητή η αύξηση της περίσφιξης του κόμβου, με σκοπό την αύξηση της πλαστιμότητας του και την βελτίωση της αγκύρωσης των διαμηκών ράβδων των συντρεχουσών δοκών. Πάνω στα χιαστί κολλάρα συγκολλούνται και δύο οριζόντια ώστε να σταθεροποιηθεί το σύστημα της περίσφιξης (Σχ.5.3α). Πολλές φορές η περιοχή του κόμβου καλύπτεται από έναν μανδύα έγχυτου ή εκτοξευόμενου σκυροδέματος με ελαφρύ ανοξειδωτο πλέγμα ή συνδυάζεται με την τεχνική του μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος (Σχ.5.3β). Σε

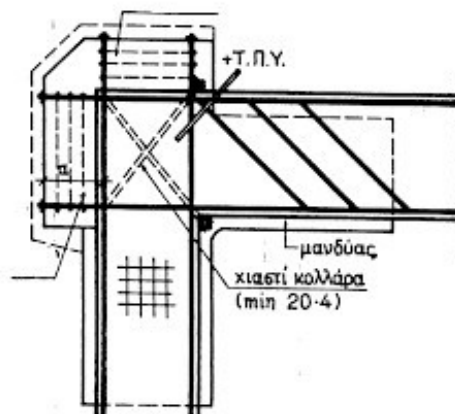
εξωτερικούς κόμβους όπου είναι συχνότερο το πρόβλημα, η εφαρμογή της μεθόδου συνήθως γίνεται με επέκταση της δοκού ή και του υποστυλώματος στους ανώτατους ορόφους (Σχ.5.3γ), όπου συγκολλούνται νέα τμήματα οπλισμών τουλάχιστον 200mm στα άκρα των διαμηκών οπλισμών και στη συνέχεια τοποθετούνται συνδετήρες της τάξεως Φ8/50 (Δρίτσος, 2005).



Σχήμα 5.3(α): Ενίσχυση κόμβου με χιαστί και οριζόντια κολλάρα (Δρίτσος, 2005)



Σχήμα 5.3(β): Ενίσχυση κόμβου με χιαστί κολλάρα (Δρίτσος, 2005)



Σχήμα 5.3(γ): Ενίσχυση εξωτερικού κόμβου με χιαστί κολλάρα με υποστύλωμα στον ανώτατο όροφο (Δρίτσος, 2005)

### 5.2.3. Επικολλητά Ελάσματα

Η μέθοδος ενίσχυσης με επικολλητά ελάσματα προσφέρει σημαντικά στην αντοχή των κόμβων σε διατμητικές εντάσεις αλλά και στην πλαστιμότητά τους. Κατά την ενίσχυση με επικολλητά ελάσματα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή (FRPs), τα ελάσματα τοποθετούνται και στις δύο πλευρές του κόμβου και προεκτείνονται στις δοκούς και το υποστύλωμα που καταλήγουν σε αυτόν σε μήκος τουλάχιστον ίσο με το πλάτος του κόμβου (Εικ.5.4). Η σύνδεση των ελασμάτων με τον φορέα γίνεται με εποξειδική κόλλα αλλά και με πρόσθετα στοιχεία αγκύρωσης όπως ντίζες και βίδες για σύσφιξη των ελασμάτων των απέναντι παρειών του κόμβου (Σχ.5.4). Είναι σημαντικό, να τοποθετούνται με τη μορφή κλειστών μανδύων ώστε να επιτυγχάνεται η τεχνική της περίσφιξης. Συνήθως, τα ελάσματα που χρησιμοποιούνται έχουν πάχος 1-1.5 mm με όριο διαρροής της τάξης των 240 – 400 MPa. Το πάχος του ελάσματος πρέπει να είναι επαρκές για να αναλάβει την οριζόντια και την κατακόρυφη τέμνουσα.

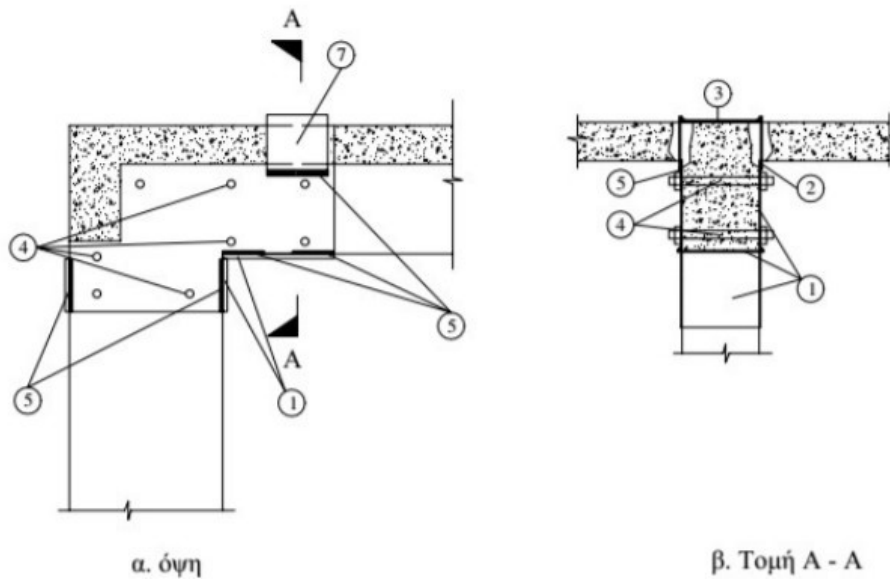
Η ευκολία στην εφαρμογή τους και το χαμηλό κόστος είναι τα βασικότερα από τα πλεονεκτήματα της μεθόδου, ενώ κύριο μειονέκτημα τους η ευαισθησία σε διάβρωση όπου απαιτεί συνεχή συντήρηση και η σύνδεση μεταξύ τους σε ανοίγματα μεγάλου μήκους. Για την αντιμετώπιση των μειονεκτημάτων τους, τα χαλύβδινα



ελάσματα αρχίσαν να αντικαθίστανται από σύνθετα υλικά που αποτελούνται από ινοπλισμένα πολυμερή, τα γνωστά ως FRPs.



Εικόνα 5.4: Ενίσχυση κόμβου με επικολλητά χαλύβδινα ελάσματα  
(<https://pithos.okeanos.grnet.gr/public/h3iXTRDlmrLuVrEVWlpfD4>)

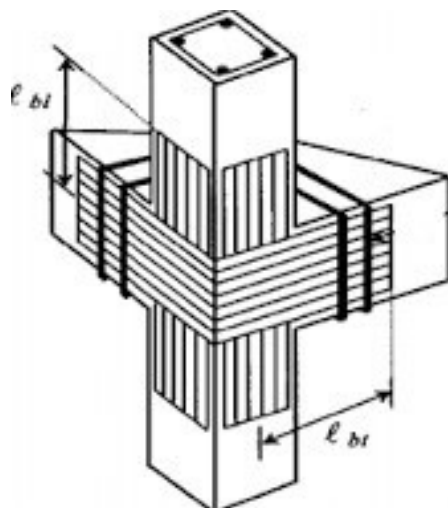


- (1) Μεταλλικά Ελάσματα
- (2) Μεταλλικό Έλασμα
- (3) Μεταλλική ταινία
- (4) Προεντεταμένοι Κοχλίες
- (5) Συγκολλήσεις

Σχήμα 5.4: Εφαρμογή επικολλητών ελασμάτων σε κόμβο (Δρίτσος, 2005)



Τα FRPs (Fiber Reinforced Polymers) είναι σύνθετα υλικά που αποτελούνται από ίνες γυαλιού, άνθρακα ή αραμιδίου υψηλής εφελκυστικής αντοχής εμποτισμένες σε ρητίνη και αποτελεί πολύ δημοφιλή τεχνική. Τα φύλλα από ινοπλισμένα πολυμερή έχουν πολύ μικρό βάρος, διατίθενται σε μεγάλα μήκη, έχουν υψηλή αντοχή και δεν είναι ευαίσθητα σε διάβρωση. Η χρήση τους έχει το πλεονέκτημα της εύκολης εφαρμογής και ο χρόνος εργασίας που απαιτείται είναι ελάχιστος. Ως μειονέκτημα αναφέρεται το υψηλό κόστος τους και η ευαισθησία τους σε θερμοκρασίες άνω των 80°C. Προκειμένου να γίνει ενίσχυση σε κόμβο, τα φύλλα επικολώνται σε αυτόν αλλά και στα συντρέχοντα μέλη με αποξειδική ρητίνη, όπως και στην περίπτωση των χαλύβδινων ελασμάτων (Σχ.5.5). Μειονέκτημα των φύλλων από ινοπλισμένα πολυμερή είναι η χαμηλή τους αντίσταση σε υψηλές θερμοκρασίες >250° C.



Σχήμα 5.5: Ενίσχυση κόμβου με ινοπλισμένα πολυμερή

### 5.3. Κριτήρια Επιλογής Μεθόδου σε κόμβους

Η ενίσχυση κόμβων σε περίπτωση ανεπάρκειας είναι απαραίτητη για την επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής ως σύνολο. Ακόμα και οι ελαφρύτερες ρηγματώσεις χρήζουν επισκευής για να αποτραπεί η επιδείνωση της κατάστασης του κόμβου. Η επιλογή της μεθόδου επέμβασης εξαρτάται από το είδος και το μέγεθος της βλάβης ή και από την ενίσχυση που πρέπει να αποδοθεί στον κόμβο χωρίς απαραίτητα

να έχει υποστεί φθορές. Όμως, η απόφαση σχετικά με το ποια μέθοδος ενίσχυσης θα εφαρμοστεί επηρεάζεται σε μεγάλο βαθμό και από τις κατασκευαστικές δυνατότητες που υπάρχουν σε κάθε περίπτωση.

Η υπέρβαση της αντοχής του κόμβου σε θλίψη ή η απουσία συνδετήρων οπλισμού συνήθως είναι τα αίτια της ανεπάρκειας ενός κόμβου δοκού – υποστυλώματος. Η έλλειψη οπλισμού σε έναν κόμβο, μπορεί να αντιμετωπιστεί και με τις τρεις τεχνικές ενίσχυσης που αναφέρθηκαν παραπάνω. Δηλαδή μπορεί να γίνει ενίσχυση ή με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος, ή με χιαστί κολλάρα από χαλύβδινα στοιχεία, ή με επικολλητά ελάσματα από χάλυβα ή ινοπλισμένα πολυμερή. Σε τέτοιες περιπτώσεις, η επιλογή πιθανόν να γίνει σύμφωνα με τις κατασκευαστικές δυνατότητες. Για παράδειγμα, αν υπάρχουν πλάκες και εγκάρσιες δοκοί, η τεχνική των επικολλητών ελασμάτων/υφασμάτων ή των χιαστί κολλάρων είναι δύσκολη αφού δεν υπάρχει το απαιτούμενο πεδίο εφαρμογής, επομένως πιθανόν να στραφούμε στην ενίσχυση με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. Η ενίσχυση έναντι σε αστοχία λόγω διαγώνιας θλίψης πραγματοποιείται μέσω αύξησης των διαστάσεων του. Αυτό επιτυγχάνεται αποκλειστικά με την εφαρμογή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.

Σε περιπτώσεις κόμβων πλαισίων, ίσως απαιτηθεί επέμβαση ακόμα και αν είναι ανεπαρκής η αγκύρωση των διαμηκών ράβδων των συντρεχουσών στοιχείων. Τότε, είτε γίνεται επέκταση των αντίστοιχων στοιχείων ώστε να εξασφαλισθεί το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης είτε βελτιώνονται οι συνθήκες αγκύρωσης με περισφιξη μέσω της μεθόδου των χιαστί κολλάρων ή του μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα. (KAN.EΠΕ §8.3.1).

Γενικά, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, η ενίσχυση κόμβου συνίσταται να επεκτείνεται επαρκώς και σε όλα τα συντρέχοντα στοιχεία του και να αποδεικνύεται ότι τα στοιχεία αυτά μεταφέρουν την έντασή τους στα προστιθέμενα υλικά.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6:**

### **Παράδειγμα Ενίσχυσης Κόμβων σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.**

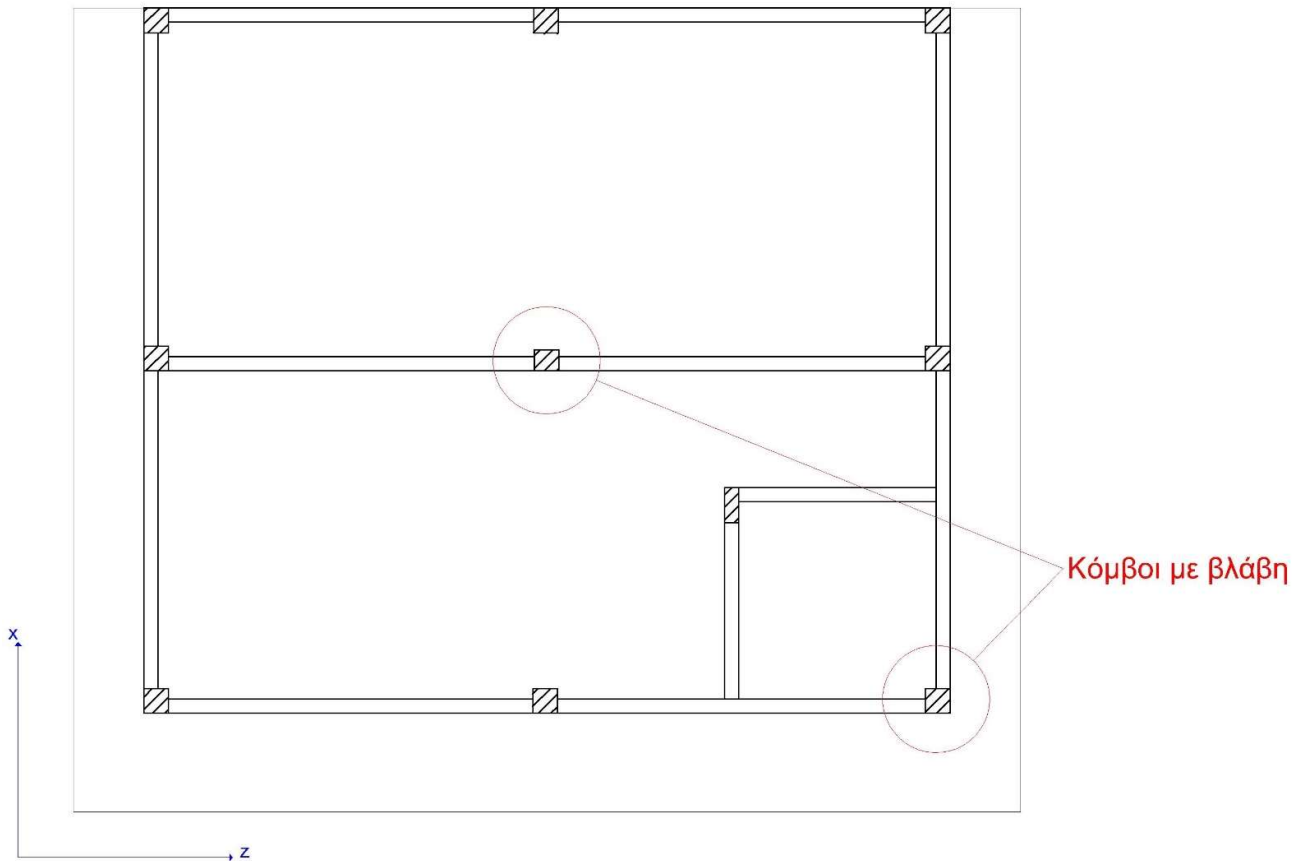
Το παράδειγμα που παρουσιάζεται αφορά την μελέτη αποτίμησης ενός διώροφου κτιρίου με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το κτίριο διαθέτει οικοδομική άδεια, καθώς επίσης διαθέσιμα είναι τα αρχικά σχέδια και η μελέτη σχεδιασμού του. Η επίλυση γίνεται με τους τωρινούς ισχύοντες κανονισμούς, δηλαδή βάσει του EC8 και του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, είναι απαραίτητος ο έλεγχος του κτιρίου ως σύνολο και όχι μόνο των επιμέρους στοιχείων που έχουν υποστεί βλάβες, οπότε γίνεται αποτίμηση ολόκληρου του δομήματος. Ο στόχος ανασχεδιασμού, δηλαδή η απαίτηση για ικανότητα, σύμφωνα με τους ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν, απέχει από την υφιστάμενη ικανότητα επομένως η κατασκευή χρήζει ενίσχυσης. Ύστερα από τους απαραίτητους ελέγχους γίνεται ενίσχυση των κόμβων σύνδεσης δοκών – υποστυλωμάτων στους οποίους και έχουν παρουσιαστεί φθορές, αλλά και των υπόλοιπων αφού οι περισσότεροι πρόκειται να αστοχήσουν κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Η επιλογή της τεχνικής θα βασιστεί στην πιο αποτελεσματική, πιο εύκολα υλοποιήσιμη και πιο οικονομική λύση.

#### **6.1. Περιγραφή Υφιστάμενης Κατασκευής**

##### **6.1.1. Γενικά Στοιχεία**

Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται εντός της ευρύτερης περιοχής της Αττικής και κατασκευάστηκε στις αρχές της δεκαετίας του 1980. Αποτελείται από δύο (2) επίπεδα. Σύμφωνα με την δεδομένα, η μελέτη προβλέπει τη λειτουργία του ισογείου ως κατάστημα και του ορόφου ως χώρο γραφείων, ωστόσο έχει γίνει αλλαγή χρήσης αφού ο όροφος έχει μετατραπεί σε κατοικία και το ισόγειο παραμένει μέχρι σήμερα ημιτελές. Το ύψος του κάθε ορόφου είναι 3,00m. Η θεμελίωση του κτιρίου είναι συνδυασμός μεμονωμένων πεδίων και πεδίων με συνδετήρια δοκάρια (πεδιλοδοκοί). Το κτίριο μελετήθηκε σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Αντισεισμικού Κανονισμού Οικοδομικών

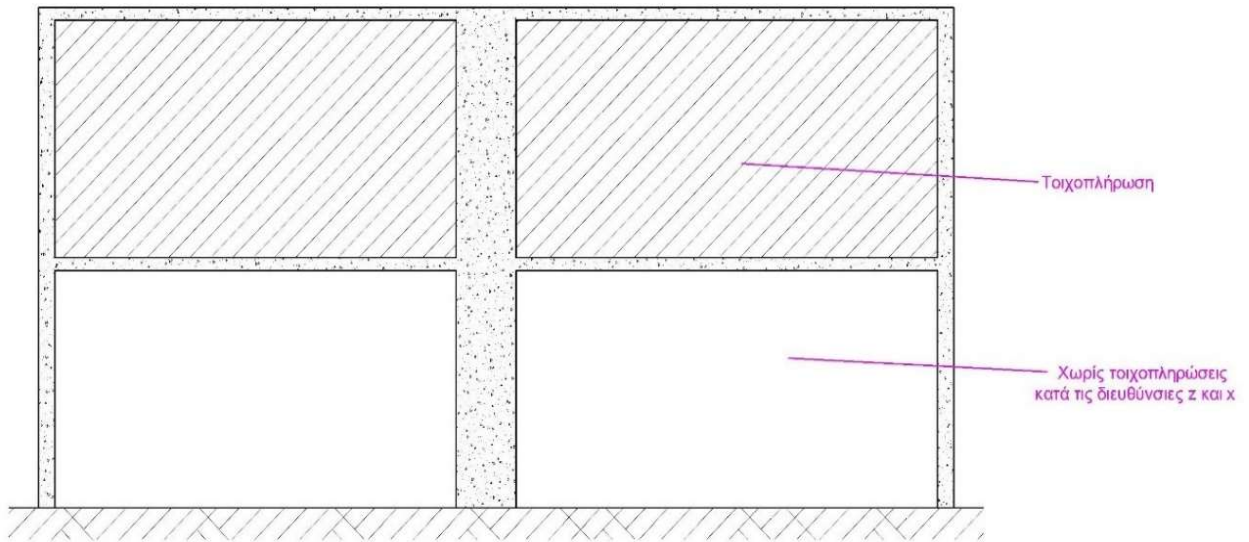
Έργων 1959 λαμβάνοντας υπόψη την 1η Τροποποίηση του (ΦΕΚ 253Α/14-9-1981) σχετικά με τη Σεισμικότητα των περιοχών. Η ανάγκη για αποτίμηση και αξιολόγηση της επάρκειας του προέκυψε ύστερα από φθορές που παρουσιάστηκαν στους κόμβους όπου φαίνονται στο παρακάτω σχήμα (Σχ.6.1).



Σχήμα 6.1: Τυπική κάτοψη ορόφου

Γνωρίζοντας πως ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 βασίζονταν στο μονώροφο μοντέλο κτιρίου με θεώρηση ελαστικής στήριξης στα υποστυλώματα, είναι δεδομένο πως οι κόμβοι δεν έχουν αντιμετωπισθεί ως «κρίσιμες περιοχές» με την απουσία όπλισης περίσφιξης να είναι πολύ πιθανή. Έτσι, τα πρώτα συμπεράσματα από τον οπτικό έλεγχο του κτιρίου, πριν ακόμα μελετηθούν τα αρχικά σχέδια και το ιστορικό της κατασκευής και είναι πως δεν πληροί την απαραίτητη πλαστικότητα.

Επιπλέον, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, το κτίριο είναι μη κανονικό καθ' ύψος, γεγονός το οποίο συμβάλλει στην ανομοιόμορφη κατανομή των μαζών (Σχ.6.2).



Σχήμα 6.2: Τυπική όψη κτιρίου

### 6.1.2. Υλικά Κατασκευής

Σύμφωνα με τα στοιχεία της μελέτης, τα υλικά της κατασκευής είναι σκυρόδεμα ποιότητας B225 και χάλυβας οπλισμού St III. Παρακάτω παρουσιάζονται οι εργαστηριακοί έλεγχοι οι οποίοι πιστοποίησαν πως η αντοχή τους σχεδόν ανταποκρίνεται στις προδιαγραφές της αρχικής μελέτης (Πίν. 6.1 , Πίν. 6.2).

Η παλιά κατηγορία σκυροδέματος B225, σήμερα αντιστοιχεί σε ποιότητα ενδιάμεση των κατηγοριών C12/15 και C16/20, ενώ ο χάλυβας St III αντιστοιχεί στον χάλυβα S400.

Ποιότητα Σκυροδέματος			
	Χαρακτηριστικές Τιμές		Υφιστάμενο Σκυρόδεμα
	Αντοχή κυβικού δοκιμίου $f_{ck}$ [Mpa]	Αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου $f_{ck}$ [Mpa]	Μέση τιμή κυλινδρικών δοκιμών
<b>B225</b>	18	-	<b>16</b>

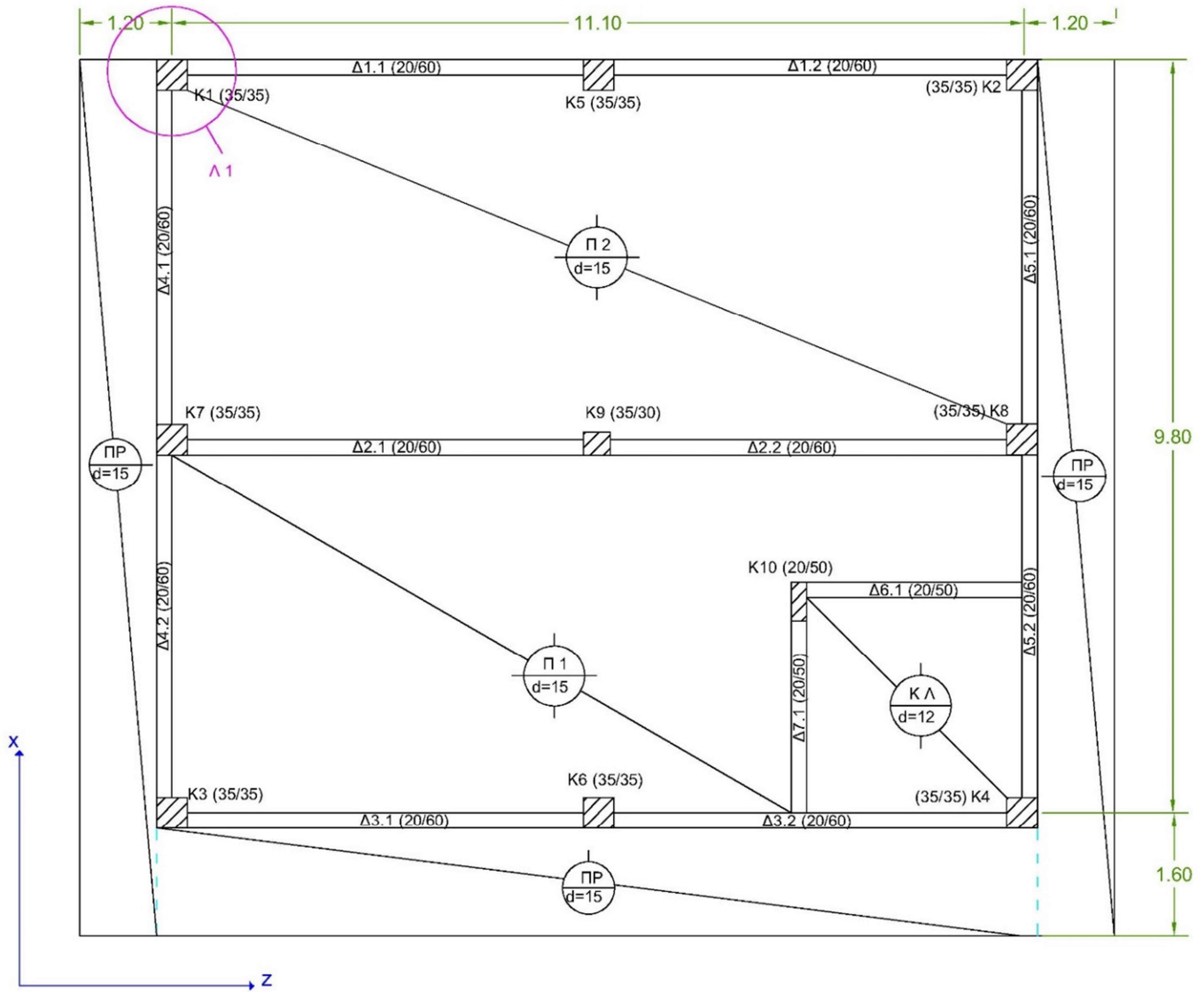
Πίνακας 6.1: Χαρακτηριστικές τιμές αντοχής ποιότητας σκυροδέματος της υφιστάμενης κατασκευής και μέση τιμή αποτελεσμάτων εργαστηριακών ελέγχων

Ποιότητα οπλισμού		
	Χαρακτηριστική τιμή	Μέση τιμή δοκιμών υφιστάμενου οπλισμού
Αντοχή $f_{yk}$ [Mpa]	400	<b>400</b>
Παραμόρφωση $\epsilon$ [%]	6% - 7,5%	<b>6%</b>

Πίνακας 6.2: Χαρακτηριστικές τιμές αντοχής και οριακής παραμόρφωσης χάλυβα οπλισμού της υφιστάμενης κατασκευής και μέση τιμή αποτελεσμάτων εργαστηριακών ελέγχων

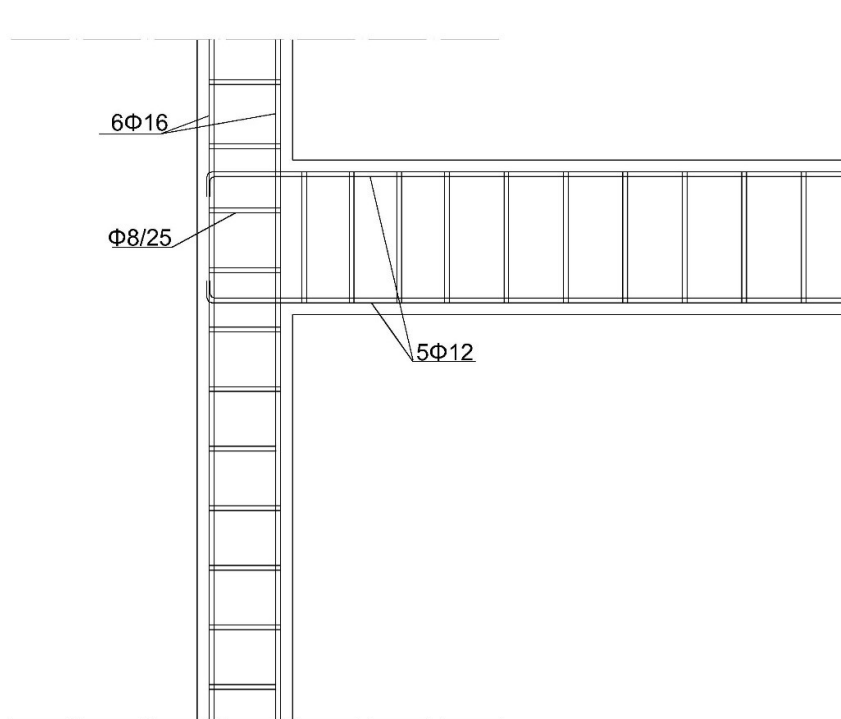
### 6.1.3. Σχέδια Μελέτης - Ξυλότυποι

Σχετικά με τους ξυλότυπους οροφής είναι όμοιοι και στα δύο επίπεδα της ανωδομής (Σχ.6.3) . Επίσης, η κατασκευή χαρακτηρίζεται ως κανονική σε κάτοψη.



Σχήμα 6.3. Ξυλότυπος Οροφής Ισογείου και Ορόφου

## ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ Λ 1



Σχήμα 6.4: Λεπτομέρεια Όπλισης Δοκών – Υποστυλωμάτων

### 6.1.4. Γεωμετρία και Όπλισμός Φορέα

Σύμφωνα με τη μελέτη της κατασκευής, η διαστασιολόγηση των μελών του φορέα βρίσκεται στους πίνακες που ακολουθούν:

Υποστυλώματα	Διαστάσεις (cm)			Όπλισμός	
	z	x	H	Διαμήκης	Συνδετήρες
K1	35	35	300	4Φ18	Φ8/25
K2	35	35	300	4Φ18	Φ8/25
K3	35	35	300	4Φ18	Φ8/25
K4	35	35	300	4Φ18	Φ8/25
K5	35	35	300	4Φ18	Φ8/25
K6	35	35	300	4Φ18	Φ8/25
K7	35	35	300	4Φ18	Φ8/25
K8	35	35	300	4Φ18	Φ8/25



K9	35	30	300	4Φ18	Φ8/25
K10	20	50	300	4Φ18	Φ8/25

Πίνακας 6.3: Γεωμετρία και Οπλισμός Υφιστάμενων Υποστυλωμάτων

Δοκοί	Διαστάσεις (cm)			Οπλισμός			
	x	y	L	Διαμήκης		Συνδετήρες	
				Στήριξη	Άνοιγμα	Στήριξη	Άνοιγμα
Δ1.1	20	60	540	5Φ12	5Φ12	Φ8/20	Φ8/25
Δ1.2	20	60	500	5Φ12	5Φ12	Φ8/20	Φ8/25
Δ2.1	20	60	540	5Φ12	5Φ12	Φ8/20	Φ8/25
Δ2.2	20	60	500	5Φ12	5Φ12	Φ8/20	Φ8/25
Δ3.1	20	60	540	5Φ12	5Φ12	Φ8/20	Φ8/25
Δ3.2	20	60	500	5Φ12	5Φ12	Φ8/20	Φ8/25
Δ4.1	20	60	435	5Φ12	5Φ12	Φ8/20	Φ8/25
Δ4.2	20	60	445	5Φ12	5Φ12	Φ8/20	Φ8/25
Δ5.1	20	60	435	5Φ12	5Φ12	Φ8/20	Φ8/25
Δ5.2	20	60	445	5Φ15	5Φ12	Φ8/20	Φ8/25
Δ6.1	20	50	280	5Φ12	5Φ12	Φ8/20	Φ8/25
Δ7.1	20	50	250	5Φ12	5Φ12	Φ8/15	Φ8/20

Πίνακας 6.4: Γεωμετρία και Οπλισμός Υφιστάμενων Δοκών

Πλάκες	Καθαρές Διαστάσεις (cm)			Οπλισμός		
	z	x	h	Κύριος	Δευτερεύον	Διανομής
Π1	1145	515	15	Φ8/20	Φ8/20	Φ6/30
Π2(α)	845	485	15	Φ8/20	Φ8/20	Φ6/30
Π2(β)	318	185	15	Φ8/20	Φ8/20	Φ6/30
ΚΛ	300	300	12	Φ8/20	-	Φ6/30
ΠΡ	100	1140	15	Φ8/15	-	Φ6/25
	1145	140				
	100	1140				

Πίνακας 6.5: Γεωμετρία και Οπλισμός Υφιστάμενων Δοκών

Η επικάλυψη του οπλισμού στα δομικά στοιχεία είναι,  $c = 40 \text{ mm}$ .

### 6.1.5. Φορτία Κατασκευής

Τα φορτία για τα οποία μελετήθηκε η κατασκευή σύμφωνα με τα τεύχη και τα σχέδια της αρχικής μελέτης, είναι τα ακόλουθα:

#### ▪ Μόνιμα Φορτία

Ειδικό βάρος Οπλισμένου Σκυροδέματος:	25 kN/m <sup>3</sup>
Επικάλυψη δαπέδων:	0.8 kN/m <sup>3</sup>
Βάρος μπατικής οπτοπλινθοδομής:	3.6 kN/m <sup>3</sup>
Βάρος δρομικής οπτοπλινθοδομής:	2.1 kN/m <sup>3</sup>

#### ▪ Κινητά Φορτία

Ωφέλιμο φορτίο πλακών:	2.0 kN/m <sup>3</sup>
Ωφέλιμο φορτίο εξώστη:	5.0 kN/m <sup>3</sup>

#### ▪ Σεισμικά Φορτία

Σεισμικός συντελεστής:	0.04
Αντισεισμικός Κανονισμός:	1959, όπως τροποποιήθηκε το 1981
Κατανομή Σεισμικής Δράσης:	Ορθογωνική με εναλλασσόμενη φορά
Σεισμική Δράση:	$E = \epsilon \times (G+Q)$

#### ▪ Θεμελίωση

Επιτρεπόμενη Τάση Θεμελίωσης:	$\sigma_{\text{επ}} = 250 \text{ kN/m}^2$
-------------------------------	---

### 6.1.6. Λοιπές συνθήκες

Επιπλέον απαραίτητες πληροφορίες σχετικά με την κατασκευή:

Ζώνη Σεισμικής επικινδυνότητας:	Κατηγορία I
Σεισμική Επικινδυνότητα Εδάφους:	Μεσαία

## 6.2. Καταγραφή Βλαβών

Οι βλάβες που παρουσιάζονται στους προαναφερθέντες κόμβους έχουν την μορφή λοξών διατμητικών ρηγματώσεων που συνοδεύονται από τοπική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος, χωρίς να παρατηρούνται άξιες λόγου εναπομένουσες μετακινήσεις (Εικ.6.1). Οι βλάβες των κόμβων της κατασκευής κατατάσσονται στην κατηγορία βλάβης C και χαρακτηρίζονται ως αρκετά σοβαρή αστοχία.

Ένας κόμβος καθίσταται ανεπαρκής σε διάτμηση και εμφανίζει βλάβες όταν η διατμητική τάση που εισάγεται σε αυτόν ξεπερνάει την τιμή της μέγιστης τάσης που μπορεί να αναλάβει. Η ανεπάρκεια αντοχής των κόμβων της κατασκευής εκτιμάται πως είναι αποτέλεσμα του ελλιπούς εγκάρσιου οπλισμού περίσφιξης (συνδετήρες) σε συνδυασμό με τη χαμηλή εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.



Εικόνα 6.1: Διατμητική Αστοχία Γωνιακού Κόμβου της Κατασκευής

Σύμφωνα με την αρχική μελέτη του κτιρίου οι συνδετήρες οπλισμού δεν είναι αρκετά πυκνοί ούτε κατάλληλης διαμέτρου, καθώς επίσης η ποιότητα του σκυροδέματος είναι χαμηλή (ποιότητα που δεν χρησιμοποιείται πλέον σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς). Ως επακόλουθο, δεν εξασφαλίζεται η απαιτούμενη πλαστιμότητα και τα μέλη αστοχούν σε διατμητική ένταση. Η διατμητική ένταση αποτελεί την πλέον χαρακτηριστική και επικίνδυνη μορφή ψαθυρής αστοχίας.

Λαμβάνοντας υπ' όψη πως ένα ψαθυρό μέλος αστοχεί απότομα μόλις αναλάβει τη μέγιστη έντασή του και πολλές φορές χωρίς προειδοποίηση της επικείμενης αστοχίας, κρίνεται πως η κατασκευή χρήζει στατικής ανάλυσης προκειμένου να εκτιμηθεί η φέρουσα ικανότητα της και σίγουρα είναι απαραίτητη η αποκατάσταση των βλαβών της.

Ο προσδιορισμός της πραγματικής αντοχής στοιχείων όπως είναι οι κόμβοι, είναι αρκετά περίπλοκη διαδικασία. Στο αποτέλεσμα του ελέγχου επάρκειας συμβάλλουν πολλοί παράγοντες όπως είναι η προσομοίωση του φορέα, η μέθοδος της ανάλυσης, η επάρκεια των πληροφοριών σχετικά με το δόμημα, η απαίτηση φέρουσας ικανότητας και άλλα τα οποία θα αναλυθούν κατά τη διάρκεια της μελέτης.

Μια αρχική εκτίμηση για την αιτία της αστοχίας των κόμβων θα μπορούσε να είναι η ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων στο εσωτερικό του κόμβου, οι οποίες προκλήθηκαν κατά τη διάρκεια σεισμικής καταπόνησης και είχαν ως αποτέλεσμα την απότομη αλλαγή διεύθυνσης των εσωτερικών δυνάμεων των μελών που συντρέχουν σε αυτόν. Με την πάροδο του χρόνου είναι πιθανό οι ρηγματώσεις αυτές να επιδεινώθηκαν οδηγώντας στη σημερινή κατάσταση των κόμβων.

## **6.3. Βασικές Αρχές Αποτίμησης και Ανασχεδιασμού**

### **6.3.1. Στάθμη Επιτελεστικότητας**

Οι στάθμες επιτελεστικότητας (στοχευόμενες συμπεριφορές) για τον ανασχεδιασμό μιας κατασκευής διακρίνονται βάσει του επιπέδου αστοχιών που θα υποστεί η κατασκευή κατά το σεισμό σχεδιασμού και είναι αυτές στον πίνακα που ακολουθεί:

Στάθμες Επιτελεσματικότητας		
<b>A</b>	Σχεδόν πλήρης λειτουργικότητα κατά το σεισμό	Οι βλάβες περιορίζονται σε τριχοειδείς ρωγμές. Η λειτουργία της κατασκευής δεν διακόπτεται μετά το σεισμό.
<b>B</b>	Προστασία Ζωής Ενοίκων	Οι βλάβες είναι επισκευάσιμες και η πιθανότητα απειλής της σωματικής ακεραιότητας των ενοίκων είναι εξαιρετικά μικρή.
<b>Γ</b>	Αποφυγή Κατάρρευσης	Οι βλάβες είναι εκτεταμένες και κατά κανόνα μη επισκευάσιμες. Ο φορέας διατηρεί οριακά τη φέρουσα ικανότητά του χωρίς να εξασφαλίζεται η αποφυγή κατάρρευσης.

Πίνακας 6.6: Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς  $q$  για στάθμη επιτελεσματικότητας B

Η στάθμη επιτελεσματικότητας του προς ανασχεδιασμό κτιρίου είναι B, δηλαδή ο στόχος είναι η εξασφάλιση της ασφάλειας των χρηστών με αποδεκτές τυχόν επισκευάσιμες βλάβες που πιθανόν να προκληθούν.

### 6.3.2. Στόχος Αποτίμησης και Ανασχεδιασμού

Ως στόχος αποτίμησης και ανασχεδιασμού εκφράζεται η ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης αντοχής της κατασκευής κατά τη διάρκεια ζωής της, και αποτελεί συνδυασμό της στάθμης επιτελεσματικότητας και της σεισμικής δράσης σχεδιασμού. Οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού είναι οι παρακάτω:

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής (50 έτη)	Στάθμη Επιτελεσματικότητας φέροντος οργανισμού		
	Περιορισμένες Βλάβες	Σημαντικές Βλάβες	Οιονεί Κατάρρευση
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 6.7: Στόχοι Αποτίμησης και Ανασχεδιασμού

Ο στόχος ανασχεδιασμού, ή αλλιώς απαίτηση ικανότητας, καθορίζεται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους. Στην παρούσα μελέτη αποτίμησης επιλέγεται Σ.Α.Δ. Β1, δηλαδή τυχόν επισκευάσιμες βλάβες είναι αποδεκτές. Οι αστοχίες δεν θα φέρουν σε κίνδυνο τις ζωές των ενοίκων του κτιρίου και η πιθανότητα υπέρβασης της απαίτησης αυτής είναι 10% εντός του συμβατικού χρόνου ζωής της κατασκευής όπου ορίζεται στα 50 έτη.

### 6.3.3. Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.)

Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών σχετικά με το υφιστάμενο κτίριο που αφορούν δράσεις και αντιστάσεις και λαμβάνεται υπ' όψη κατά τον Ανασχεδιασμό. Η Σ.Α.Δ. δεν είναι απαραίτητως ενιαία για όλη την κατασκευή αλλά προσδιορίζεται για διάφορα επιμέρους στοιχεία. Ωστόσο, για την στατική ανάλυση του κτιρίου επιλέγεται η δυσμενέστερη. Οι τρεις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων είναι «Υψηλή», «Ικανοποιητική» και «Ανεκτή».

Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα, επιλέγεται η Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων στην περίπτωση που διατίθενται τα σχέδια της αρχικής μελέτης.

<b>ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ από:</b>	<b>Είδος και Γεωμετρία Θεμελίωσης</b>	<b>Πάχη και Βάρη τοιχοπληρώσεων, επιστρώσεων, κλπ</b>	<b>Διάταξη και λεπτομέρειες όπλισης</b>
<b>Μελέτη χωρίς τροποποιήσεις</b>	ΥΨΗΛΗ	ΥΨΗΛΗ	ΥΨΗΛΗ
<b>Μελέτη με λίγες τροποποιήσεις</b>	ΥΨΗΛΗ	ΥΨΗΛΗ	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ
<b>Αναφορά (π.χ. υπόμνημα μελέτης)</b>	ΑΝΕΚΤΗ	ΑΝΕΚΤΗ	ΑΝΕΚΤΗ

Πίνακας 6.8: Επιλογή Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων

Η στάθμη αξιοπιστίας των πληροφοριών (§7.1) της υπό μελέτη κατασκευής είναι «Ικανοποιητική».

#### 6.3.4. Καθολικός Δείκτης Συμπεριφοράς (q)

Στην φάση της αποτίμησης, η τιμή του συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς (q) εκτιμάται σύμφωνα με την ικανότητα του στατικού συστήματος της κατασκευής να απορροφά ενέργεια και διαμορφώνεται από το γινόμενο του παράγοντος υπεραντοχής ( $q_u$ ) και του παράγοντος πλαστιμότητας ( $q_p$ ) (KAN.EΠΕ §4.6). Για την αποτίμηση του κτιρίου, η τιμή του προσδιορίζεται σύμφωνα με τα παρακάτω δεδομένα (KAN.EΠΕ §4.6.2) :

- Την επάρκεια των Κανονισμών σύμφωνα με τους οποίους μελετήθηκε και κατασκευάστηκε το κτίριο.
- Την τυχόν εμφάνιση βλαβών/φθορών και κυρίως σε πρωτεύοντα δομικά μέλη
- Την κανονικότητα κατανομής μαζών σε κάτοψη και καθ' ύψος
- Το πλήθος των πλαστικών αρθρώσεων που αναμένεται να εμφανιστούν, κάτι το οποίο εξαρτάται από την κανονικότητα και την υπερστατικότητα του κτιρίου
- Την ιεράρχηση της εμφάνισης βλαβών και το βαθμό αποκλεισμού τους
- Τα είδη αστοχίας (πλάστιμες ή ψαθυρές)
- Την πλαστιμότητα των κρίσιμων περιοχών των δομικών στοιχείων
- Τους διαθέσιμους βοηθητικούς μηχανισμούς αντισεισμικής συμπεριφοράς όπως είναι οι τοιχοπληρώσεις, τα διαφράγματα, κλπ.

Όταν δεν διατίθενται λεπτομερή στοιχεία, λαμβάνονται ως μέγιστες οι τιμές του πίνακα που ακολουθεί:

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης και κατασκευής	Ευμενής Παρουσία Τοιχοπληρώσεων		Δυσμενής Παρουσία Τοιχοπληρώσεων	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	ΌΧΙ	ΝΑΙ	ΌΧΙ	ΝΑΙ
1995 < ...	3.0	2.3	2.3	1.7
1985 < ... < 1995	2.3	1.7	1.7	1.3
... < 1985	1.7	1.3	1.3	1.1

Πίνακας 6.9: Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς  $q'$  για στάθμη επιτελεστικότητας B  
(KAN.ΕΠΕ §4.6.2)

Το κτίριο, το οποίο μελετάται, έχει σχεδιαστεί και κατασκευαστεί πριν το 1985, η παρουσία τοιχοπληρώσεων είναι ευμενής και παρουσιάζονται βλάβες σε πρωτεύον στοιχείο. Επομένως, εκτιμάται δείκτης συμπεριφοράς ( $q$ ) ίσος με 1.3.

Κατά τον Ανασχεδιασμό, ο δείκτης συμπεριφοράς ( $q'$ ) λαμβάνεται ως εξής (KAN.ΕΠΕ §4.6.2):

- Στην περίπτωση αναβάθμισης του φορέα σε επαρκή, η τιμή του  $q'$  λαμβάνεται όπως ο ( $q$ ) σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8-1.
- Σε περιπτώσεις εκτεταμένων αλλά ήπιων επεμβάσεων, λαμβάνονται μεγαλύτερες τιμές ( $q'$ ) από αυτήν της αποτίμησης.

#### 6.3.5. Δείκτης Ανεπάρκειας ( $\lambda$ )

Ο δείκτης ανεπάρκειας ( $\lambda$ ) υπολογίζεται μέσω της ελαστικής ανάλυσης του κτιρίου και είναι απαραίτητος προκειμένου να προσδιοριστούν οι απαιτήσεις ανελαστικής συμπεριφοράς του φορέα για την ανάληψη σεισμικών φορτίων. Ο δείκτης ανεπάρκειας  $\lambda$  προκύπτει από τον λόγο του εντατικού μεγέθους της ροπής ( $S_E$ ) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού και την διαθέσιμη αντίσταση του δομικού στοιχείου ( $R_m$ ), δηλαδή

$$\lambda = S_E / R_m$$

όπου σεισμική δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση ( $q=1$ ). Οι λόγοι αυτοί υπολογίζονται για κάθε πρωτεύον στοιχείο. Ο μεγαλύτερος λόγος  $\lambda$  για ένα επιμέρους στοιχείο, θεωρείται ο κρίσιμος για ολόκληρο τον όροφο. Οι δείκτες ανεπάρκειας μπορούν να δώσουν μια πρώτη εικόνα της αντίστασης του κτιρίου σε σεισμό.

#### 6.3.6. Μορφολογική Κανονικότητα

Για να θεωρείται ένα κτίριο μορφολογικά κανονικό πρέπει να ικανοποιούνται συγκεκριμένες συνθήκες σύμφωνα με τον EC8-1(§4). Όσον αφορά τα υφιστάμενα



κτίρια, μπορούν να θεωρηθούν μορφολογικά κανονικά όταν ικανοποιούνται τα εξής (KAN.ΕΠΕ §5.5.1.2):

- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δε διακόπτεται καθ' ύψος ούτε συνεχίζει σε διαφορετικό φάτνωμα.
- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δε συνεχίζει στο γειτονικό όροφο σε εκτός επιπέδου εσοχή.
- Σε κανέναν όροφο του κτιρίου ο δείκτης  $\lambda_k$  δεν υπερβαίνει το 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας  $\lambda$  ενός υπερκείμενου ή υποκείμενου ορόφου, σύμφωνα με τη σχέση:

$$\lambda_k = \frac{\sum_1^n \lambda_i * V_{si}}{\sum_1^n V_{si}}$$

όπου,

$\lambda_i$ : δείκτης ανεπάρκειας για το κύριο στοιχείο  $i$  του ορόφου

$V_{si}$ : δρώσα τέμνουσα από ελαστική ανάλυση με  $q=1$

$n$ : ο αριθμός των κύριων στοιχείων του ορόφου

- Σε κανέναν όροφο του κτιρίου, σε μια δεδομένη διεύθυνση δράσης, το πηλίκο του λόγου  $\lambda$  στοιχείου που βρίσκεται στη μία πλευρά του ορόφου υπερβαίνει το 1.5. Ο κανόνας αυτός αφορά ορόφους των οποίων το υπερκείμενο διάφραγμα δεν είναι ευπαραμόρφωτο εντός του επιπέδου του, δηλαδή στρεπτικώς ασθενείς ορόφους.

Το κτίριο που μελετάται να μην έχει τοιχοπληρώσεις, όχι όμως σε όλη την περίμετρο του. Για λόγους απλοποίησης της διαδικασίας της μελέτης, επιλέγεται η δυσμενέστερη περίπτωση απουσίας τοιχοπληρώσεων. Ως εκ τούτου, θεωρείται πως επιμέρους στοιχεία τα οποία συμβάλλουν στην ανάληψη σεισμικών φορτίων διακόπτονται και δεν συνεχίζονται στον γειτονικό όροφο. Για το λόγο αυτό, θεωρείται μη κανονικό καθ' ύψος.

## 6.4. Μέθοδοι Ελέγχου Στατικής Επάρκειας

Η ανάλυση στατικής επάρκειας πραγματοποιείται με τη χρήση βασικών συνδυασμών φόρτισης και συνδυασμών τυχηματικών δράσεων, λαμβάνοντας υπόψη τα φάσματα σχεδιασμού τα οποία περιγράφει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ σύμφωνα με τον EC8-1. Οι μέθοδοι ανάλυσης που θέτει ο κανονισμός προς εφαρμογή και χρησιμοποιούνται υπό προϋποθέσεις είναι οι ακόλουθες:

- Ελαστική Στατική Ανάλυση
- Ελαστική Δυναμική Ανάλυση
- Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover Analysis)
- Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση (Ανάλυση χρονοϊστορίας της απόκρισης)

### 6.4.1. Επιλογή Μεθόδου Ανάλυσης

Ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας του εξεταζόμενου κτιρίου θα γίνει με χρήση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης ή αλλιώς μέθοδος σταδιακού ελέγχου μετατοπίσεων (ΣΕΜ – pushover analysis). Η μέθοδος αυτή είναι μια ανελαστική στατική ανάλυση που χρησιμοποιεί απλοποιημένες μεθόδους προσέγγισης της μη γραμμικής συμπεριφοράς των κατασκευών. Στόχος της τεχνικής αυτής είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων των μελών της κατασκευής κατά τη διάρκεια της σεισμικής δράσης αποτίμησης ή ανασχεδιασμού. Το προσομοίωμα του κτιρίου υποβάλλεται σε αυξανόμενα οριζόντια φορτία, κατανομημένα ανάλογα προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, ώσπου κάποιο μέλος να μην είναι ικανό να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.7.1.2). Για την ανάλυση καθορίζεται ένα χαρακτηριστικό σημείο του κτιρίου, ο κόμβος ελέγχου, και σύμφωνα με την μετατόπισή του κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση, προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§5.7.3.2) ως κόμβος ελέγχου λαμβάνεται ο κόμβος ο οποίος είναι πιο κοντά στο κέντρο μάζας της οροφής του δομήματος και η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου λαμβάνεται σε όρους τέμνουσα βάσης – μετακίνηση κόμβου ελέγχου. Η στοχευόμενη μετακίνηση (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.7.4.2), υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη όλους τους παράγοντες οι οποίοι επηρεάζουν τη μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου και συγκεκριμένα υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) S_{e(T)}$$

ΚΑΝ.ΕΠΕ (Εξίσωση [Σ5.6])

όπου,

$S_{e(T)}$ : η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάγχυνση από το φάσμα του EC8 – 1 που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής  $T_e$ , υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμπής του διαγράμματος δυνάμεων – μετακινήσεων του κόμβου ελέγχου

$C_0$ : διορθωτικός συντελεστής που συσχετίζεται με τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία  $K_e$ , με την παραγματική μετακίνηση της κορυφής  $\delta_i$  του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα

$C_1$ : ο λόγος  $\delta_{inel}/\delta_{el}$  της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός φορέα με την αντίστοιχη ελαστική

$C_2$ : συντελεστής βάσει της επιρροής του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση

$C_3$ : συντελεστής βάσει της αύξησης των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως, δηλαδή λόγω προβλημάτων ευστάθειας εξαιτίας αυξημένων μετακινήσεων (P –  $\delta$ )

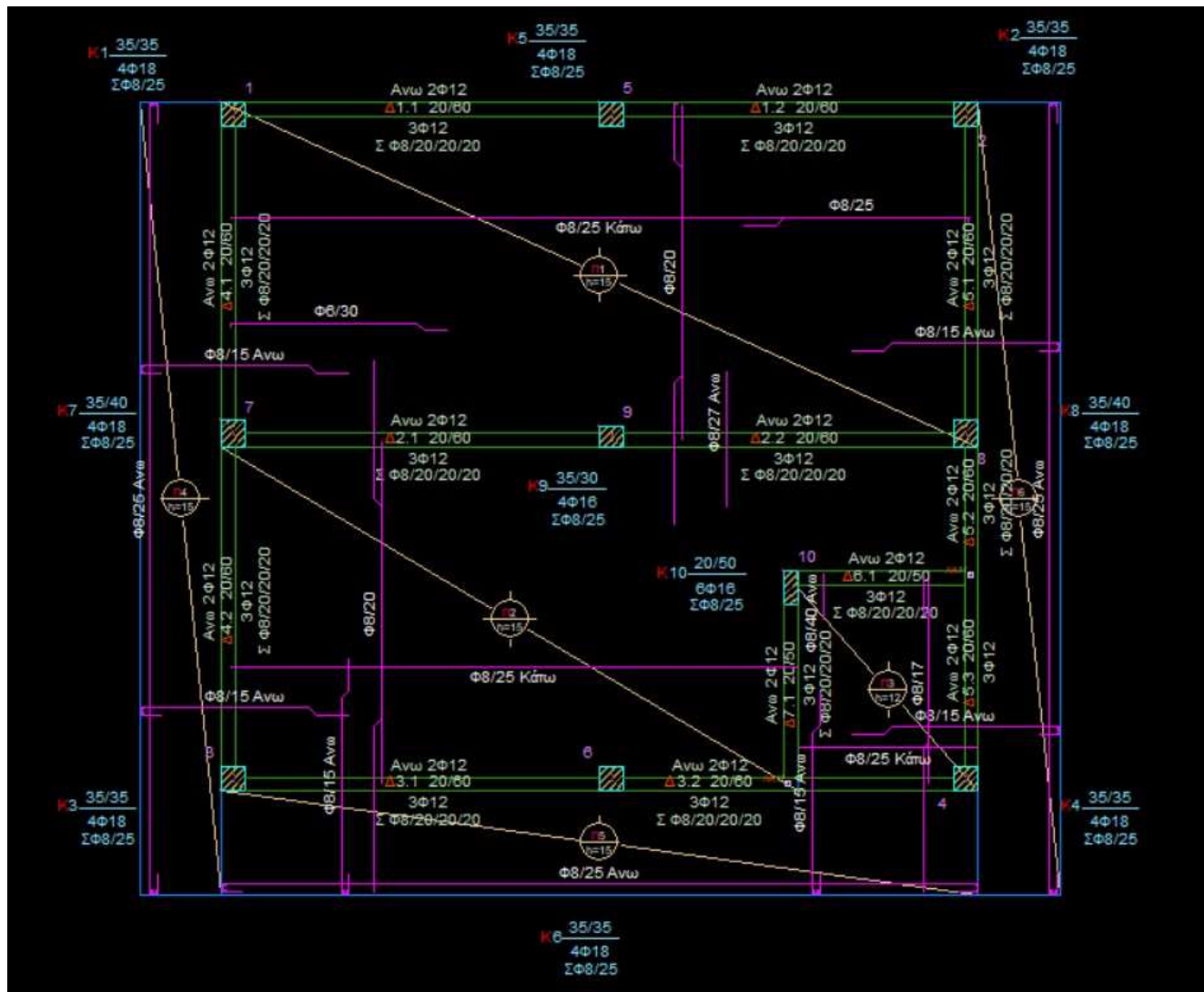
Τέλος, η ανάλυση pushover εφαρμόζεται όταν η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΣΑΔ) είναι τουλάχιστον «Δικανοποιητική» και σε κτίρια των οποίων οι ανώτερες ιδιομορφές δεν έχουν σημαντική επιρροή.

## 6.5. Ανάλυση Υφιστάμενης Κατασκευής

### 6.5.1. Χρήση του στατικού προγράμματος Fespa – Εισαγωγή Δεδομένων

Όπως προαναφέρθηκε, για την ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος σταδιακού ελέγχου μετατοπίσεων (ΣΕΜ – pushover analysis). Η εφαρμογή της μεθόδου στο υπό μελέτη κτίριο έγινε με τη βοήθεια του στατικού προγράμματος Fespa προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια του.

Σχεδίαση Ξυλότυπου – Εισαγωγή οπλισμών:



Σχήμα 6.5: Εισαγωγή του ξυλότυπου ισογείου & ορόφου στο Fespa

Αφού σχεδιάστηκαν οι ξυλότυποι της κατασκευής, εισάγονται τα χαρακτηριστικά των υλικών όπως προέκυψαν από τους εργαστηριακούς ελέγχους:

Παράμετρος	Τύπος	Μονάδα	Αξία
Χαρακτηρισμός μελών	Υφιστάμενα		
Οπλισμοί μελών	Νέα & ενισχυόμενα με μανουά		
Αυτόματος υπολογισμός αντοχών	Ναι		
<b>Νέο σκυρόδεμα</b>			
Ποιότητα σκυροδέματος	C16/20		
Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος fck [MPa]	16		
<b>Νέος οπλισμός</b>			
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα fyk [MPa]	400		
Οριακή παραμόρφωση νέου οπλισμού esu_n [%]	6.000		
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα συνδετήρων fywk [MPa]	400		

Πίνακας 6.10: Εισαγωγή παραμέτρων των υφιστάμενων υλικών της κατασκευής

Εν συνεχεία, εισάγονται οι λοιπές παράμετροι σύμφωνα με τις οποίες θα γίνει η εκτίμηση της ικανότητας του φορέα:

Παράμετρος	Τύπος	Μονάδα	Αξία
Αντισεισμικός κανονισμός	EC8		
Εθνικό προσάρτημα	GR - Ελλάδα		
<b>Σεισμική δράση</b>			
Σεισμική ζώνη	Z1		
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση agR [*g]	0.160		
Σπουδαιότητα κτιρίου	II (συνήθη κτίρια)		
Συντελεστής σπουδαιότητας I	1.000		
Συντελεστής τοπογραφίας St	1.000		
<b>Παράμετροι φάσματος</b>			
Φάσμα	Φάσμα σχεδιασμού		
Εδαφικός τύπος	B		
Συντελεστής εδάφους S	1.200		

Πίνακας 6.11: Εισαγωγή των σεισμικών παραμέτρων της κατασκευής

Επίσης, το πρόγραμμα απαιτεί επιπλέον πληροφορίες σχετικά με το στόχο της μελέτης και τη μέθοδο επίλυσης:

Κτίριο

Γενικά	Αντισεισμικός	Φάσμα	Συντελεστής q	Σκυρόδεμα	Οπλισμός	Έδαφος	Δομικός χάλυβας	Σύμμικτα
Γενική περιγραφή εργασίας								
Στόχος μελέτης								Προσθήκες - Ενισχύσεις - Αποτίμηση
Υλικό								Αποτίμηση Φ.Ι.
Κύριο υλικό κτιρίου				Σκυρόδεμα				
Δευτερεύον υλικό κτιρίου				Σκυρόδεμα				
Κανονισμοί								
Κανονισμός σκυροδέματος				EC2				
Κανονισμός διαστασιολόγησης μεταλλικών στοιχείων				EC3				
Αντισεισμικός κανονισμός				EC8				
Εθνικό προσάρτημα				GR - Ελλάδα				
Θεμελίωση								
Όροφος θεμελίωσης				-1				

Πίνακας 6.12: Επιλογή στόχου μελέτης

Κτίριο

Γενικά	Αντισεισμικός	Φάσμα	Συντελεστής q	Σκυρόδεμα	Οπλισμός	Έδαφος	Δομικός χάλυβας	Σύμμικτα
Επίλυση με σεισμό								Ναι
Μέθοδος Επίλυσης								Δυναμική με μετατόπιση μαζών

Πίνακας 6.13: Επιλογή μεθόδου επίλυσης της κατασκευής

Επόμενο βήμα είναι ο προσδιορισμός της Στάθμης Αξιοπιστίας των δεδομένων, ο στόχος αποτίμησης και η απαίτηση ικανότητας:

Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) υφιστάμενων υλικών - Συντ. ασφαλείας	
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) σκυροδέματος	KL2 - Κανονική (Ικανοποιητική)
Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών σκυροδέματος CFc	1.200
Συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος γ'c	1.300
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) χάλυβα οπλισμού	KL2 - Κανονική (Ικανοποιητική)
Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών χάλυβα CFs	1.200
Συντελεστής ασφαλείας χάλυβα γ's	1.150

Πίνακας 6.14: Εισαγωγή Στάθμης αξιοπιστίας των δεδομένων

Κτίριο

Έδαφος | Δομικός χάλυβας | Σύμμικτα | Τοιχοπλήρωση | Υλικά - Αποτίμηση | Αποτίμηση | Φάσμα - Αποτίμηση

Χαρακτηριστικά φάσματος	
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_g R$ [*g]	0.160
Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I$	1.000
Παράμετροι φάσματος - Τιμές αναφοράς (Σπουδαιότητα II)	
Συμβατικός χρόνος ζωής TL [έτη]	50
Υπολογισμός φάσματος απαίτησης βάσει...	Πιθανότητας υπέρβασης PR
Πιθανότητα υπέρβασης PLR [%]	9.99
Περίοδος επαναφοράς TLR [έτη]	475.0
Εκθέτης $k$	3.000
DL - Περιορισμός βλαβών	
Στάθμη επιτελεστικότητας DL	Όχι
DL - Περίοδος επαναφοράς $T_{DLR}$ [Ετη]	31.1
DL - Πιθανότητα υπέρβασης $P_{DLR}$ [%]	80.00
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $(\gamma_I \cdot a_g R)_{DL}$	0.064
SD - Σημαντικές βλάβες	
Στάθμη επιτελεστικότητας SD	1η υπέρβαση ορίου σε υποστ/μα ή δοκό
SD - Περίοδος επαναφοράς $T_{SDR}$ [Ετη]	72.1
SD - Πιθανότητα υπέρβασης $P_{SDR}$ [%]	50.00
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $(\gamma_I \cdot a_g R)_{SD}$	0.085
NC - Οιονεί κατάρρευση	
Στάθμη επιτελεστικότητας NC	Όχι

Πίνακας 6.15: Επιλογή της απαίτησης ικανότητας της κατασκευής

Αφού έχουμε εισάγει τα δεδομένα της κατασκευής και τις παραμέτρους της αποτίμησης, γίνεται η επίλυση με τη μέθοδο Pushover. Οι νέοι τροποποιημένοι συνδυασμοί δράσεων για τους οποίους πραγματοποιείται ο έλεγχος επάρκειας είναι:

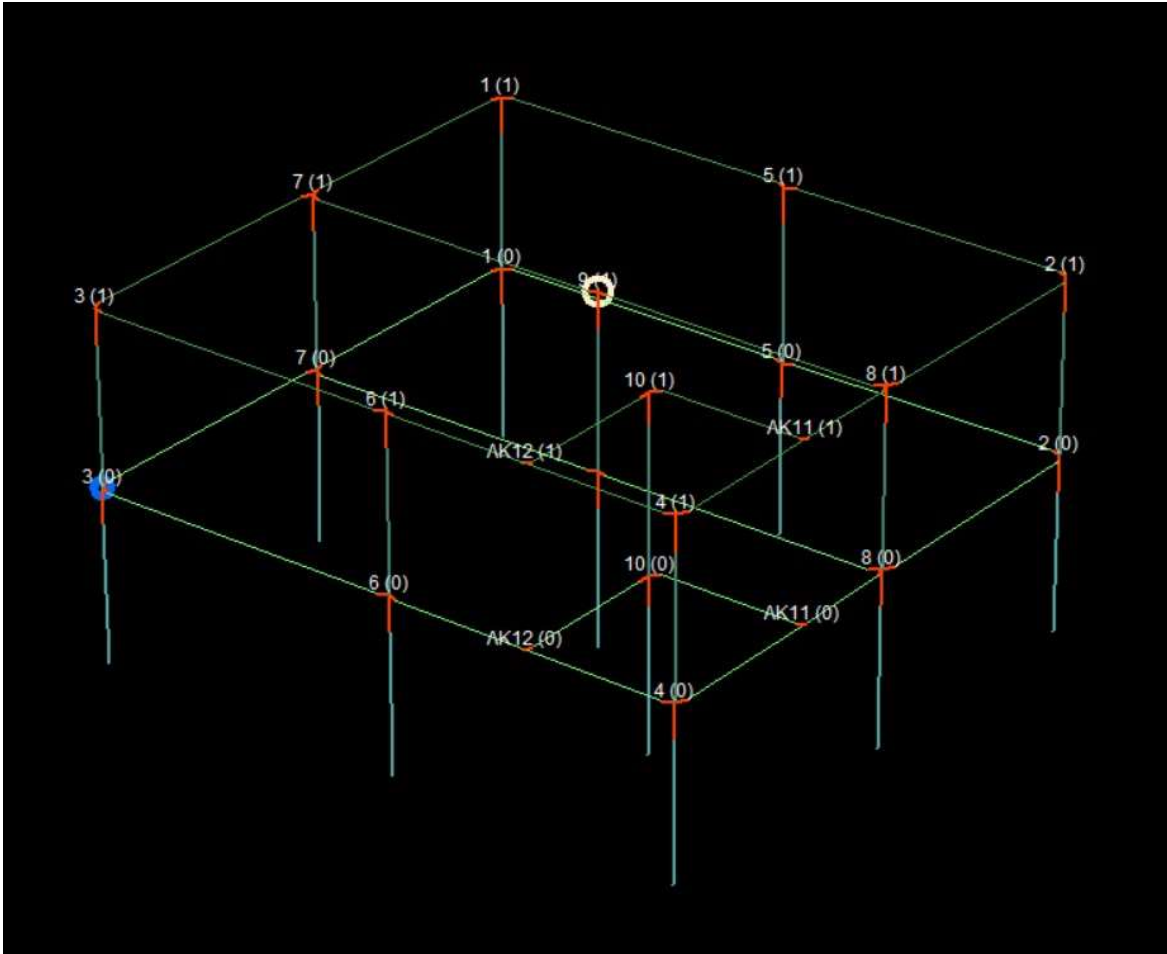
Βασικός Συνδυασμός:  $1.15 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$

Σεισμικός Συνδυασμός:  $1.15 \times (1.10 \times G + 0.6 \times Q \pm E_X \pm 0.3 E_Y)$

$1.15 \times (1.10 \times G + 0.6 \times Q \pm E_Y \pm 0.3 E_X)$



Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται η τρισδιάστατη προσομοίωση της κατασκευής:

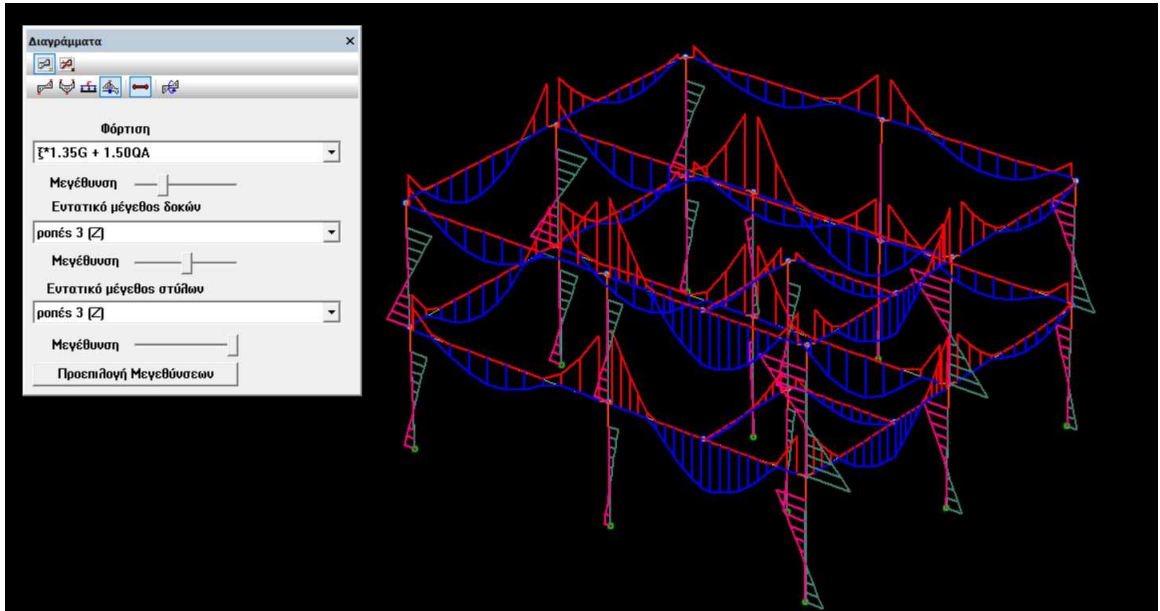


Σχήμα 6.6: Κόμβοι Κατασκευής

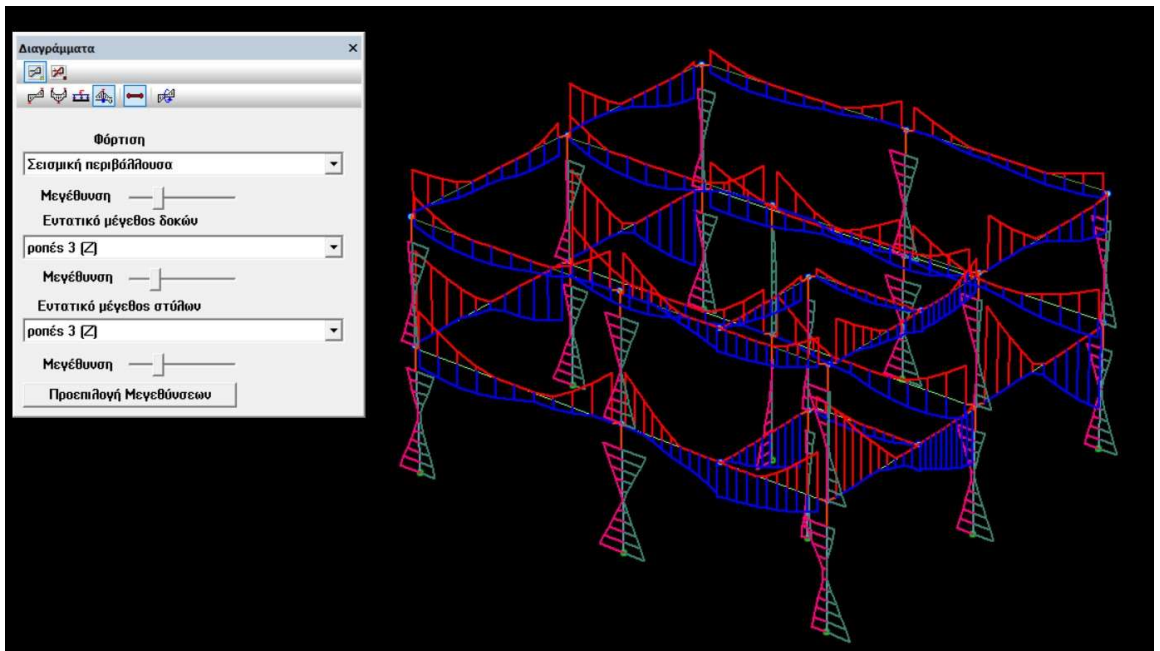


## 6.5.2. Επίλυση - Αποτελέσματα Ανάλυσης

Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών κατά τη φόρτιση του βασικού (Σχ. 6.7) και σεισμικού συνδυασμού (Σχ. 6.8).

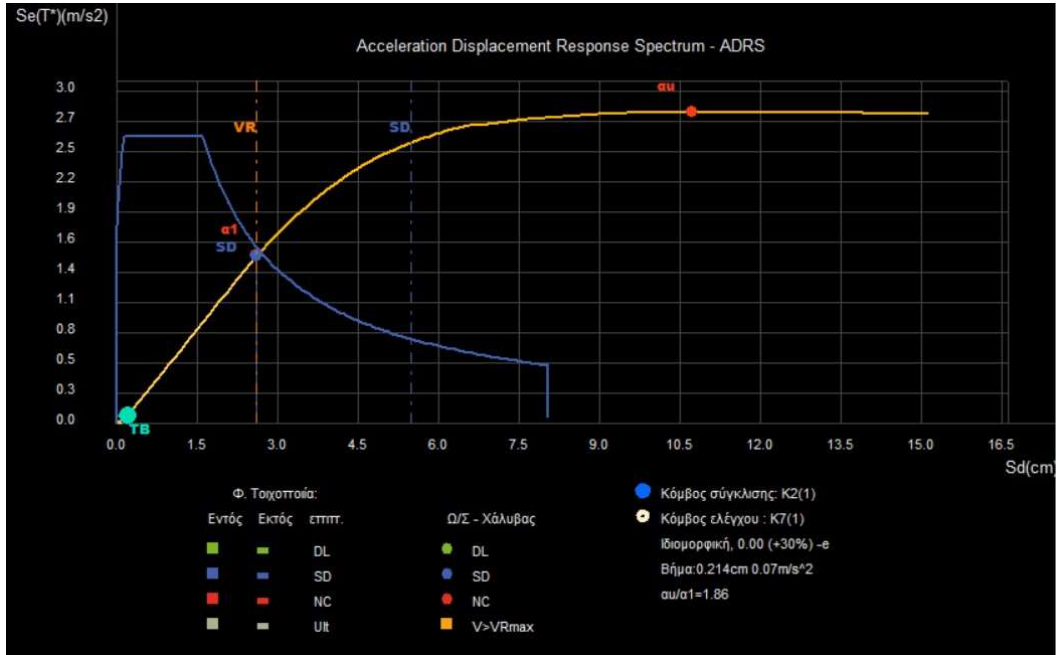


Σχήμα 6.7: Διάγραμμα Ροπών Βασικού Συνδυασμού

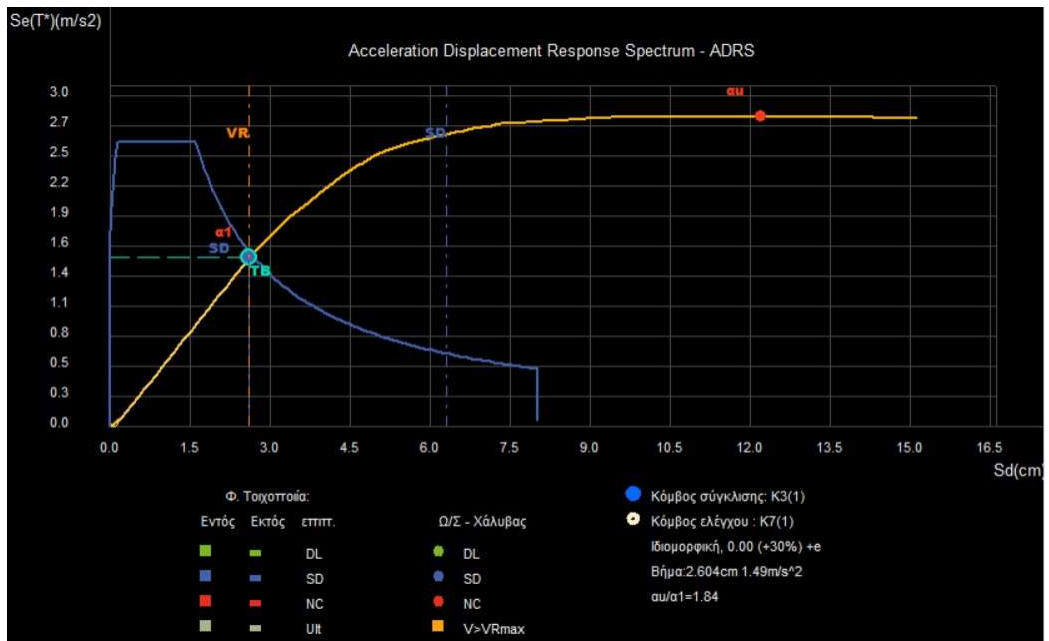


Σχήμα 6.8: Διάγραμμα Ροπών Σεισμικού Συνδυασμού

Στα σχήματα που ακολουθούν (Σχ.6.9α & Σχ.6.9β) με πορτοκαλί χρώμα έχει χαραχθεί η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου (βλ. §7.4) με  $Se(T)(m/s^2)$  και  $Sd(cm)$  ως φασματική επιτάχυνση και φασματική μετακίνηση αντίστοιχα.



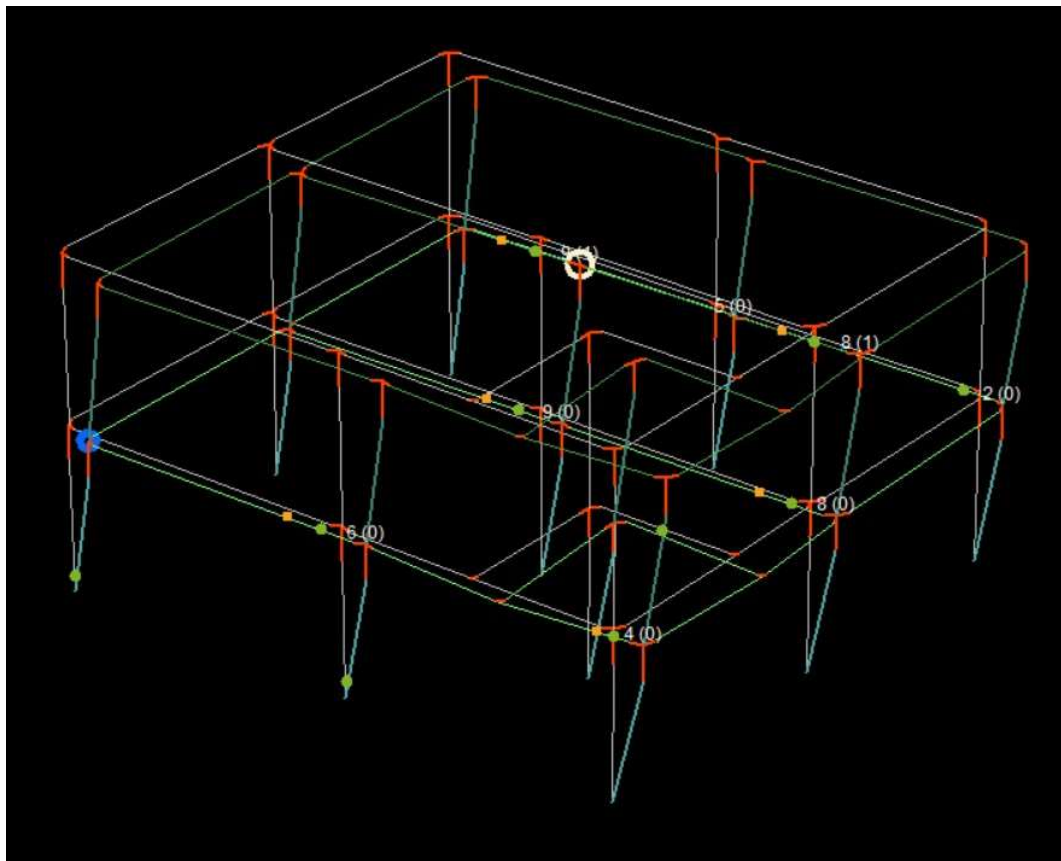
Σχήμα 6.9(α): Διάγραμμα Απαιτήσης – Ικανότητας



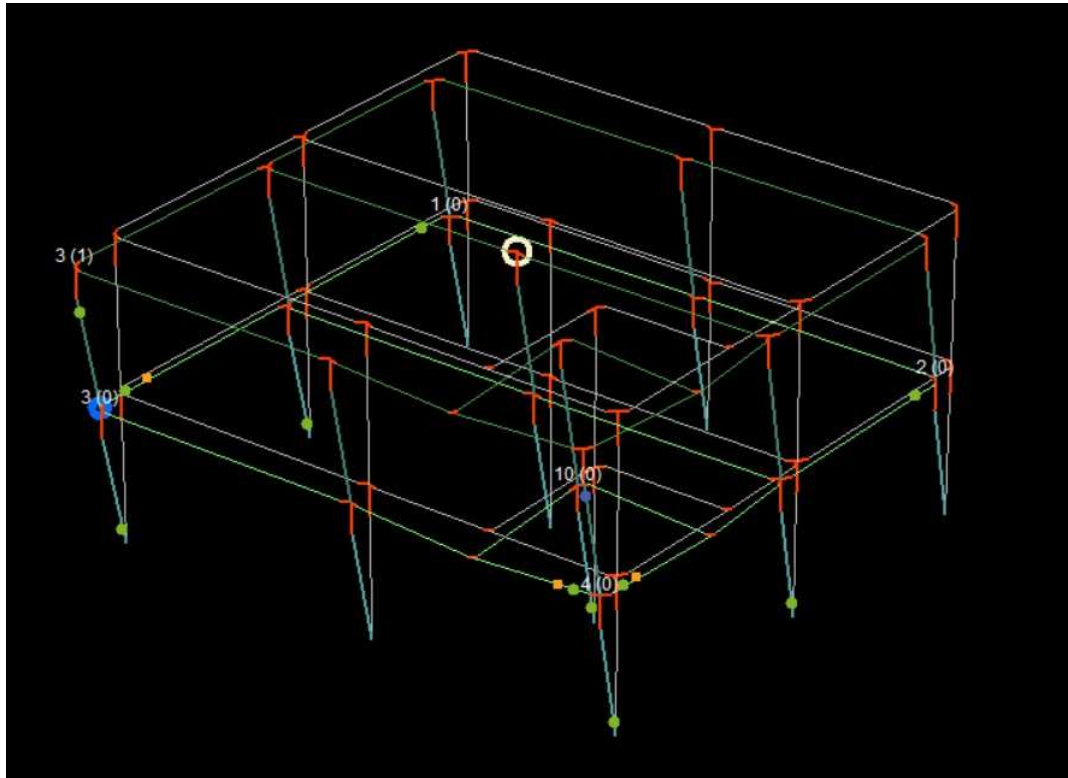
Σχήμα 6.9(β): Διάγραμμα Απαιτήσης – Ικανότητας  
 Στοχευόμενη μετακίνηση  $T_B$

Η μπλε καμπύλη αντιπροσωπεύει την εξεταζόμενη σεισμική απαίτηση. Παρατηρείται πως η μπλε κουκίδα σχεδόν συμπίπτει με την πορτοκαλί η οποία δηλώνει την υπέρβαση του σημείου διαρροής κάποιου μέλους.

Παρακάτω εμφανίζονται οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις στη διεύθυνση z (Σχ.6.10) και στη διεύθυνση x (Σχ.6.11) κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση.



Σχήμα 6.10: Εμφάνιση των πρώτων πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διεύθυνση z – Υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας (πορτοκαλί χρώμα)



Σχήμα 6.11: Εμφάνιση των πρώτων πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διεύθυνση x – Υπέρβαση της στάθμης επιτελεσματικότητας (πορτοκαλί χρώμα)

## 6.6. Έλεγχοι Κόμβων

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης δείχνουν πως το κτίριο έχει σοβαρές ανεπάρκειες σε αρκετά μέλη του φέροντος οργανισμού. Ο σπλισμός των υποστυλωμάτων είναι λιγότερος από αυτόν που προβλέπεται από τον κανονισμό, καθώς επίσης και η διατομή των δοκών είναι μικρότερη από την ελάχιστη επιτρεπόμενη (πλάτος δοκού  $b < 25\text{cm}$ ).

Ωστόσο, στην παρούσα εργασία θα εστιάσουμε στους κόμβους δοκών – υποστυλωμάτων που εμφανίζουν ανεπάρκεια. Όπως φαίνεται στα Σχήματα 7.12 και 7.13, οι κόμβοι οι οποίοι παρουσιάζουν πρώτοι πλαστική συμπεριφορά είναι οι εξής:

Κατά τη διεύθυνση z:

K4 – Στάθμη 0

K6 – Στάθμη 0

K8 – Στάθμη 0

K8 – Στάθμη 1

K9 – Στάθμη 0

K9 – Στάθμη 1

Κατά τη διεύθυνση x:

K2 – Στάθμη 0

K3 – Στάθμη 0

K3 – Στάθμη 1

K4 – Στάθμη 0

Αρχικά, θα ελεγχθούν οι κόμβοι οι οποίοι παρουσίασαν βλάβες, δηλαδή:

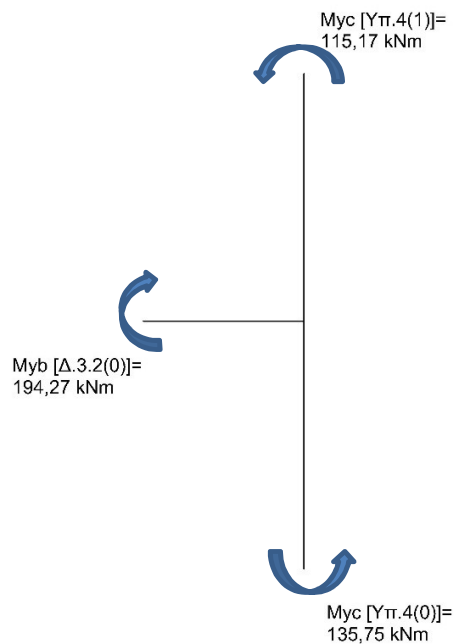
Κόμβος 4 – Στάθμη 0 (Γωνιακός)

Κόμβος 9 – Στάθμη 0 (Μεσαίος)

Κόμβος 9 – Στάθμη 1 (Μεσαίος)

#### Κόμβος 4

#### Στάθμη 0 – Διεύθυνση z



$$\Sigma M_{yc} = 115,17 \text{ kNm} + 135,75 \text{ kNm} = 250,92 \text{ kNm} > \Sigma M_{yb} = 194,27 \text{ kNm}$$

Όπως προαναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 4 (§4.3.1), η μέγιστη τέμνουσα ενός κόμβου καθορίζεται από την αντοχή των στοιχείων που συντρέχουν σε αυτόν και συγκεκριμένα από τα πιο αδύναμα στοιχεία.

Το άθροισμα των ροπών διαρροής των υποστυλωμάτων είναι μεγαλύτερο από αυτό της δοκού, επομένως η δοκός καθορίζει την μέγιστη τέμνουσα που εισάγεται στον κόμβο.

Υπολογισμός Τέμνουσας που εισάγει η δοκός στον Κόμβο:

$$V_{jh} = \Sigma M_{yb} \times \left( \frac{1}{Z_b} - \frac{1}{h_{st}} \times \frac{L_b}{L_{bn}} \right) = 194,27 \text{ kNm} \times \left( \frac{1}{0,414} - \frac{1}{3,00} \times \frac{5,525}{5,00} \right) = 397,70 \text{ kNm}$$

Υπολογισμός πλάτους κόμβου:

$$b_j = \min \left[ \max (b_c, b_w), \max (b_c, b_w) + \frac{h_c}{2} \right] \rightarrow$$

$$b_j = \min \left[ \max (350, 200), \max (350, 200) + \frac{350}{2} \right] = 350 \text{ mm}$$

Μέση Διατμητική Τάση στον πυρήνα του κόμβου:

$$\tau_j = \frac{V_{jh}}{b_j * h_c} = \frac{397,70 * 10^3 \text{ N}}{350 * 350} = 3,246 \text{ MPa}$$

- Έλεγχος κόμβου σε Διαγώνια Εφελκυστική Ρηγμάτωση:

Για να επαρκεί ένας οπλισμένος κόμβος έναντι διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:

$$\tau_j \leq \tau_{\max} = f_{ct} \times \left( 1 + \sqrt{\left( 1 + \frac{\rho_{jh} * f_{yw}}{f_{ct}} \right) * \left( \frac{V_{top} * f_c}{f_{ct}} \right)} \right)$$

Οπότε,

$$\rho_{jh} = \frac{A_{sh}}{b_j * h_{jb}} = \frac{240}{350 * 520} = 0,001319$$

$$V_{top} = \frac{N_{sd}}{b_c * h_c * f_{cd}} = \frac{175,02}{0,35 * 0,35 * \frac{16000}{1,5}} = 0,134$$

$$f_{ct} = 0,3 * f_c^{2/3} = 0,3 * 14^{2/3} = 1,743 \text{ MPa}$$

και

$$\tau_{\max} = 1,743 \times \left(1 + \sqrt{\left(1 + \frac{0,001319 * \frac{400}{1,15}}{1,743}\right) * \left(\frac{0,134 * 14}{1,743}\right)}\right) = 2,822 \text{ MPa}$$

Αφού  $\tau_j > \tau_{\max}$ , προκαλείται διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση στον κόμβο.

- Έλεγχος κόμβου σε Διαγώνια Θλίψη:

Προκειμένου να επαρκεί ο κόμβος σε διαγώνια θλίψη, πρέπει να ικανοποιείται η παρακάτω σχέση:

$$\tau_{\max} \geq \tau_{ju} = n \times f_c \times \sqrt{1 - \left(\frac{V_{top}}{n}\right)}$$

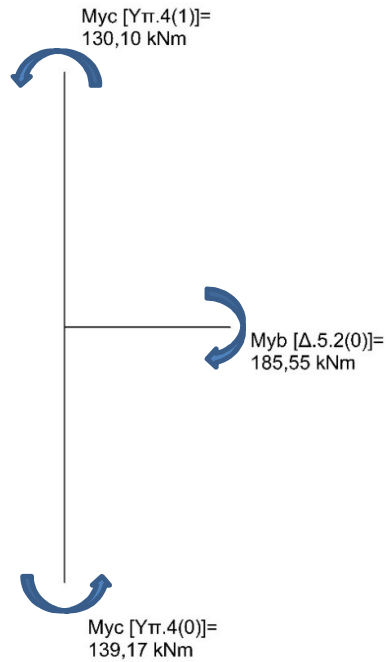
Επειδή ο κόμβος δεν επαρκεί σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση, ο μειωτικός συντελεστής  $n$  λαμβάνεται ίσος με:

$$n = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) = 0,5664$$

$$\text{άρα, } \tau_{ju} = 0,5664 \times 14 \times \sqrt{1 - \frac{0,134}{0,5664}} = 6,929 \text{ MPa}$$

Επομένως ο κόμβος επαρκεί σε διαγώνια θλίψη διότι  $\tau_{ju} > \tau_j$ .

Ομοίως, κατά τη διεύθυνση  $x$



$$\Sigma M_{yc} = 130,10 \text{ kNm} + 139,17 \text{ kNm} = 269,27 \text{ kNm} > \Sigma M_{yb} = 185,55 \text{ kNm}$$

Τέμνουσα Κόμβου:

$$V_{jh} = \Sigma M_{yb} \times \left( \frac{1}{Z_b} - \frac{1}{h_{st}} \times \frac{L_b}{L_{bn}} \right) = 194,27 \text{ kNm} \times \left( \frac{1}{0,414} - \frac{1}{3,00} \times \frac{4,975}{4,45} \right) = 379,04 \text{ kNm}$$

Πλάτος κόμβου:

$$b_j = \min \left[ \max (b_c, b_w), \max (b_c, b_w) + \frac{h_c}{2} \right] \rightarrow$$

$$b_j = \min \left[ \max (350, 200), \max (350, 200) + \frac{350}{2} \right] = 350 \text{ mm}$$

Μέση Διατμητική Τάση κόμβου:

$$\tau_j = \frac{V_{jh}}{b_j * h_c} = \frac{379,04 * 10^3 \text{ N}}{350 * 350} = 3,09 \text{ MPa}$$



- Έλεγχος κόμβου σε Διαγώνια Εφελκυστική Ρηγμάτωση:

$$\rho_{jh} = \frac{A_{sh}}{b_j * h_{jb}} = \frac{240}{350 * 520} = 0,001319$$

$$V_{top} = \frac{N_{sd}}{b_c * h_c * f_{cd}} = \frac{256,83}{0,35 * 0,35 * \frac{16000}{1,5}} = 0,197$$

$$f_{ct} = 1,743 \text{ MPa}$$

Επομένως,

$$\tau_{max} = f_{ct} \times \left(1 + \sqrt{\left(1 + \frac{\rho_{jh} * f_{yw}}{f_{ct}}\right) * \left(\frac{V_{top} * f_c}{f_{ct}}\right)}\right) \rightarrow$$

$$1,743 \times \left(1 + \sqrt{\left(1 + \frac{0,001319 * \frac{400}{1,15}}{1,743}\right) * \left(\frac{0,197 * 14}{1,743}\right)}\right) = 3,10 \text{ MPa}$$

Άρα, σύμφωνα με τους υπολογισμούς ο κόμβος επαρκεί οριακά κατά τη διεύθυνση x διότι  $\tau_j = 3,09 \text{ MPa} < \tau_{max} = 3,10 \text{ MPa}$

- Έλεγχος κόμβου σε Διαγώνια Θλίψη:

Όταν  $\tau_j < \tau_{max}$  λαμβάνεται  $n=1$ , αλλά επειδή ο κόμβος είναι ρηγματωμένος υπολογίζεται ξανά ο συντελεστής n από την ίδια σχέση:

$$n = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) = 0,5664$$

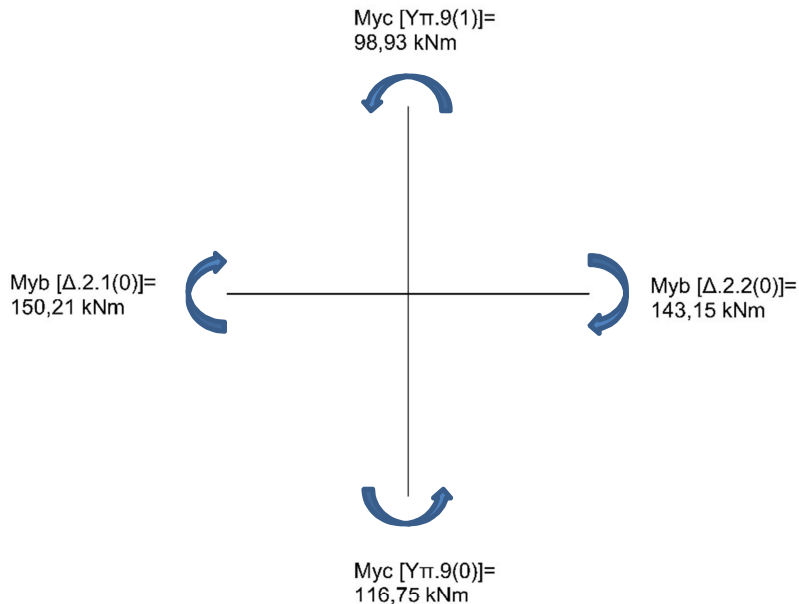
Οπότε η μέγιστη αποδεκτή τάση για τον έλεγχο της διαγώνιας θλίψης είναι:

$$\tau_{ju} = 0,5664 \times 14 \times \sqrt{1 - \frac{0,197}{0,5664}} = 6,48 \text{ MPa}$$

Επομένως ο κόμβος επαρκεί και σε διαγώνια θλίψη διότι  $\tau_{ju} > \tau_j$ .

## Κόμβος 9

### Στάθμη 0 – Διεύθυνση z



$$\Sigma M_{yc} = 116,75 \text{ kNm} + 98,93 \text{ kNm} = 215,68 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{yb} = 150,21 \text{ kNm} + 143,15 = 293,36 \text{ kNm}$$

Το άθροισμα των ροπών διαρροής των υποστυλωμάτων είναι μικρότερο από το άθροισμα των ροπών διαρροής των δοκών,  $\Sigma M_{yc} < \Sigma M_{yb}$ , επομένως σε αυτή την περίπτωση τα υποστυλώματα είναι αυτά που καθορίζουν την μέγιστη τέμνουσα που εισάγεται στον κόμβο.

Υπολογισμός Τέμνουσας που εισάγεται στον Κόμβο από τα υποστυλώματα:

$$\begin{aligned} V_{jv} &= \Sigma M_{yc} \times \left( \frac{1}{Z_c} - \frac{1}{L_b} \times \frac{h_{st}}{h_{st,n}} \right) + \frac{1}{2} | [V_{g+\psi q,b}]_l - [V_{g+\psi q,b}]_r | \\ &= 215,68 \text{ kNm} \times \left( \frac{1}{0,234} - \frac{1}{5,40} \times \frac{3,00}{2,40} \right) + \frac{1}{2} \times |-147,89 - (-125,10)| = 860,39 \text{ kN} \end{aligned}$$

Υπολογισμός πλάτους κόμβου:

$$b_j = \min \left[ \max (b_c, b_w), \max (b_c, b_w) + \frac{h_c}{2} \right] \rightarrow$$

$$b_j = \min \left[ \max (350, 200), \max (350, 200) + \frac{300}{2} \right] = 350 \text{ mm}$$

Μέση Διατμητική Τάση στον πυρήνα του κόμβου:

$$\tau_j = \frac{V_{jh}}{b_j * h_b} = \frac{860,39 * 10^3 \text{ N}}{350 * 600} = 4,09 \text{ MPa}$$

- Έλεγχος κόμβου σε Διαγώνια Εφελκυστική Ρηγμάτωση:

Υπολογισμός μέγιστης επιτρεπόμενης τάσης στον κόμβο:

$$\tau_j \leq \tau_{\max} = f_{ct} \times \left(1 + \sqrt{\left(1 + \frac{\rho_{jh} * f_{yw}}{f_{ct}}\right) * \left(\frac{V_{top} * f_c}{f_{ct}}\right)}\right)$$

Οπότε,

$$\rho_{jh} = \frac{A_{sh}}{b_j * h_b} = \frac{120}{350 * 600} = 0,000571$$

$$V_{top} = \frac{N_{sd}}{b_c * h_c * f_{cd}} = \frac{216,99}{0,35 * 0,30 * \frac{16000}{1,5}} = 0,194$$

$$f_{ct} = 1,743 \text{ MPa}$$

και

$$\tau_{\max} = 1,743 \times \left(1 + \sqrt{\left(1 + \frac{0,000571 * \frac{400}{1,15}}{1,743}\right) * \left(\frac{0,194 * 14}{1,743}\right)}\right) = 2,94 \text{ MPa}$$

$\tau_j > \tau_{\max}$ , οπότε ο κόμβος δεν επαρκεί

- Έλεγχος κόμβου σε Διαγώνια Θλίψη:

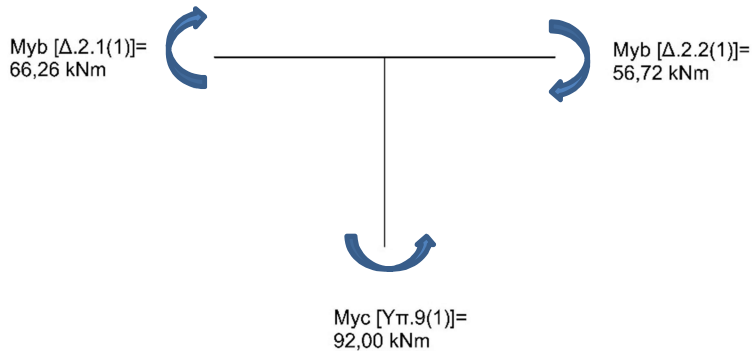
Επειδή  $\tau_j > \tau_{\max}$ ,  $n = 0,5664$

$$\text{και } \tau_{ju} = 0,5664 \times 14 \times \sqrt{1 - \frac{0,166}{0,5664}} = 6,735 \text{ MPa}$$

$\tau_{ju} > \tau_j$ , άρα ο κόμβος δεν αστοχεί σε διαγώνια θλίψη

## Κόμβος 9

### Στάθμη 1 - Διεύθυνση z



$$\Sigma M_{yc} = 92,00 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{yb} = 66,26 \text{ kNm} + 56,72 \text{ kNm} = 122,98 \text{ kNm}$$

$\Sigma M_{yc} < \Sigma M_{yb}$ , άρα το υποστυλώματα είναι ασθενέστερο από τις δοκούς και καθορίζει την μέγιστη τέμνουσα που εισάγεται στον κόμβο.

Υπολογισμός Τέμνουσας Κόμβου:

$$\begin{aligned} V_{jh} &= \Sigma M_{yc} \times \left( \frac{1}{Z_c} - \frac{1}{L_b} \times \frac{h_{st}}{h_{st,n}} \right) + \frac{1}{2} | [V_{g+\psi q,b}]_l - [V_{g+\psi q,b}]_r | \\ &= 215,68 \text{ kNm} \times \left( \frac{1}{0,234} - \frac{1}{5,40} \times \frac{3,00}{2,40} \right) + \frac{1}{2} \times |-142,22 - (-131,56)| = 366,54 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Υπολογισμός πλάτους κόμβου:

$$b_j = \min \left[ \max (b_c, b_w), \max (b_c, b_w) + \frac{h_c}{2} \right] \rightarrow$$

$$b_j = \min \left[ \max (350, 200), \max (350, 200) + \frac{300}{2} \right] = 350 \text{ mm}$$

Μέση Διατμητική Τάση στον πυρήνα του κόμβου:

$$\tau_j = \frac{V_{jh}}{b_j * h_b} = \frac{366,54 * 10^3 \text{ N}}{350 * 600} = 3,49 \text{ MPa}$$

- Έλεγχος κόμβου σε Διαγώνια Εφελκυστική Ρηγμάτωση:

Μέγιστη επιτρεπόμενη τάση στον κόμβο:

$$\tau_j \leq \tau_{\max} = f_{ct} \times \left( 1 + \sqrt{\left( 1 + \frac{\rho_{jh} * f_{yw}}{f_{ct}} \right) * \left( \frac{V_{top} * f_c}{f_{ct}} \right)} \right)$$

Οπότε,

$$\rho_{jh} = \frac{A_{sh}}{b_j * h_b} = \frac{120}{350 * 600} = 0,000571$$

$$V_{top} = \frac{N_{sd}}{b_c * h_c * f_{cd}} = \frac{0}{0,35 * 0,30 * \frac{16000}{1,5}} = 0 \text{ (Ο έλεγχος γίνεται στην ανώτερη στάθμη)}$$

$$f_{ct} = 1,743 \text{ MPa}$$

και

$$\tau_{\max} = 1,743 \times \left( 1 + \sqrt{\left( 1 + \frac{0,000571 * \frac{400}{1,15}}{1,743} \right) * \left( \frac{0 * 14}{1,743} \right)} \right) = 1,84 \text{ MPa}$$

$\tau_j > \tau_{\max}$ , ο κόμβος δεν επαρκεί στον έλεγχο

- Έλεγχος κόμβου σε Διαγώνια Θλίψη:

Επειδή  $\tau_j > \tau_{\max}$ ,  $n = 0,5664$

$$\text{και } \tau_{ju} = 0,5664 \times 14 \times \sqrt{1 - \frac{0}{0,5664}} = 7,99 \text{ MPa}$$

$\tau_{ju} > \tau_j$ , άρα ο κόμβος επαρκεί

Κατά τον ίδιο τρόπο, γίνονται οι έλεγχοι για όλους τους κόμβους και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες (Πίν. 6.16α κ Πίν 6.16β) :

<b>ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ z</b>													
<b>ΣΤΑΘΜΗ 0</b>								<b>ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ</b>			<b>ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΘΛΙΨΗ ΣΤΟΝ ΠΥΡΗΝΑ ΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ</b>		
		ΥΠΟΣΤ/ΤΑ	ΔΟΚΟΙ										
Κόμβος	Τύπος	Σμγc (kNm)	Σμγb (kNm)	N <sub>ed</sub> (kN)	V <sub>jv</sub> (kN)	V <sub>jh</sub> (kN)	τ <sub>j</sub> (MPa)	V <sub>top</sub>	τ <sub>max</sub> (MPa)	ΕΠΑΡΚΗΣ	n	t <sub>ju</sub> (MPa)	ΕΠΑΡΚΗΣ
Κ 1	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	191,99	87,62	121,47	-	180,594	1,474	0,093	2,589	ΝΑΙ	1,00	13,333	ΝΑΙ
		ΣΜ <sub>γc</sub> > ΣΜ <sub>γb</sub>											
Κ 2	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	195,27	73,29	123,25	-	151,058	1,233	0,094	2,597	ΝΑΙ	1,00	13,323	ΝΑΙ
		ΣΜ <sub>γc</sub> > ΣΜ <sub>γb</sub>											
Κ 3	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	239,67	141,65	155,81	-	291,955	2,383	0,119	2,741	ΝΑΙ	1,00	13,139	ΝΑΙ
		ΣΜ <sub>γc</sub> > ΣΜ <sub>γb</sub>											
Κ 5	ΑΚΡΑΙΟΣ	239,88	162,91	120,21	-	335,775	2,741	0,092	2,583	ΌΧΙ	0,5664	7,257	ΝΑΙ
		ΣΜ <sub>γc</sub> > ΣΜ <sub>γb</sub>											
Κ 6	ΑΚΡΑΙΟΣ	212,76	173,15	256,83	-	356,880	2,913	0,197	3,145	ΝΑΙ	1,00	12,549	ΝΑΙ
		ΣΜ <sub>γc</sub> > ΣΜ <sub>γb</sub>											
Κ 7	ΑΚΡΑΙΟΣ	220,89	150,21	227,54	-	309,599	2,527	0,174	3,034	ΝΑΙ	1,00	12,723	ΝΑΙ
		ΣΜ <sub>γc</sub> > ΣΜ <sub>γb</sub>											
Κ 8	ΑΚΡΑΙΟΣ	271,49	166,35	209,92	-	340,497	2,780	0,161	2,964	ΝΑΙ	1,00	12,826	ΝΑΙ
		ΣΜ <sub>γc</sub> > ΣΜ <sub>γb</sub>											
Κ 10	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	72,6	30,9	92,82	-	63,248	0,301	0,071	2,455	ΝΑΙ	1,00	13,494	ΝΑΙ
		ΣΜ <sub>γc</sub> > ΣΜ <sub>γb</sub>											
<b>ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ z</b>													
<b>ΣΤΑΘΜΗ 1</b>								<b>ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ</b>			<b>ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΘΛΙΨΗ ΣΤΟΝ ΠΥΡΗΝΑ ΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ</b>		
		ΥΠΟΣΤ/ΤΑ	ΔΟΚΟΙ										
Κόμβος	Τύπος	Σμγc (kNm)	Σμγb (kNm)	N <sub>ed</sub> (kN)	V <sub>jv</sub> (kN)	V <sub>jh</sub> (kN)	τ <sub>j</sub> (MPa)	V <sub>top</sub>	τ <sub>max</sub> (MPa)	ΕΠΑΡΚΗΣ	n	t <sub>ju</sub> (MPa)	ΕΠΑΡΚΗΣ
Κ 1	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	83,15	78,12	0	-	159,901	1,305318	0	1,931	ΝΑΙ	1,00	14,00	ΝΑΙ
		ΣΜ <sub>γc</sub> > ΣΜ <sub>γb</sub>											
Κ 2	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	78,71	84,71	0	306,753	-	2,921453	0	1,931	ΌΧΙ	0,5712	7,997	ΝΑΙ
		ΣΜ <sub>γc</sub> < ΣΜ <sub>γb</sub>											
Κ 3	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	107,73	115,34	0	424,052	-	4,038592	0	1,931	ΌΧΙ	0,5712	7,997	ΝΑΙ
		ΣΜ <sub>γc</sub> < ΣΜ <sub>γb</sub>											
Κ 4	ΑΚΡΑΙΟΣ	114,67	118,51	0	452,104	-	4,30575	0	1,931	ΌΧΙ	0,5712	7,997	ΝΑΙ
		ΣΜ <sub>γc</sub> < ΣΜ <sub>γb</sub>											
Κ 5	ΑΚΡΑΙΟΣ	98,72	161,35	0	387,633	-	3,691748	0	1,931	ΌΧΙ	0,5712	7,997	ΝΑΙ
		ΣΜ <sub>γc</sub> < ΣΜ <sub>γb</sub>											
Κ 6	ΑΚΡΑΙΟΣ	106,44	233,85	0	418,838	-	3,988932	0	1,931	ΌΧΙ	0,5712	7,997	ΝΑΙ
		ΣΜ <sub>γc</sub> < ΣΜ <sub>γb</sub>											
Κ 7	ΑΚΡΑΙΟΣ	102,53	124,28	0	403,034	-	3,838415	0	1,931	ΌΧΙ	0,5712	7,997	ΝΑΙ
		ΣΜ <sub>γc</sub> < ΣΜ <sub>γb</sub>											
Κ 8	ΑΚΡΑΙΟΣ	96,44	56,72	0	-	116,098	0,947742	0	1,931	ΝΑΙ	1,00	14,00	ΝΑΙ
		ΣΜ <sub>γc</sub> > ΣΜ <sub>γb</sub>											
Κ 9	ΑΚΡΑΙΟΣ	92,00	122,98	0	360,471	-	3,433058	0	1,931	ΌΧΙ	0,5712	7,997	ΝΑΙ
		ΣΜ <sub>γc</sub> < ΣΜ <sub>γb</sub>											
Κ 10	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	35,12	25,1	0	-	51,376	0,419399	0	1,931	ΝΑΙ	1,00	14,00	ΝΑΙ
		ΣΜ <sub>γc</sub> > ΣΜ <sub>γb</sub>											

Πίνακας 6.16α: Έλεγχος επάρκειας κόμβων κατά z

<b>ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ x</b>													
<b>ΣΤΑΘΜΗ 0</b>								<b>ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ</b>			<b>ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΘΛΙΨΗΣ ΣΤΟΝ ΠΥΡΗΝΑ ΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ</b>		
Κόμβος	Τύπος	ΥΠΟΣΤ/ΤΑ	ΔΟΚΟΙ	$N_{ed}$ (kN)	$V_{jv}$ (kN)	$V_{jh}$ (kN)	$\tau_j$ (MPa)	$V_{top}$	$\tau_{max}$ (MPa)	ΕΠΑΡΚΗΣ	n	$t_{ju}$ (MPa)	ΕΠΑΡΚΗΣ
Κ 1	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	216,1	69,65	121,47	-	142,411	1,163	0,093	2,552	ΝΑΙ	1,00	13,333	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} > \Sigma M_{yb}$											
Κ 2	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	169,42	78,71	123,25	-	160,936	1,314	0,094	2,560	ΝΑΙ	1,00	13,323	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} > \Sigma M_{yb}$											
Κ 3	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	247,21	165,34	155,81	-	342,554	2,796	0,119	2,702	ΌΧΙ	0,5712	7,113	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} > \Sigma M_{yb}$											
Κ 4	ΑΚΡΑΙΟΣ	269,27	185,55	256,83	-	384,426	3,138	0,197	2,799	ΌΧΙ	0,5712	6,476	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} > \Sigma M_{yb}$											
Κ 5	ΑΚΡΑΙΟΣ	63,11	107,42	120,21	243,697	-	1,989	0,092	2,547	ΝΑΙ	1,00	13,340	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} < \Sigma M_{yb}$											
Κ 6	ΑΚΡΑΙΟΣ	74,19	169,97	256,83	288,483	-	2,355	0,197	3,101	ΝΑΙ	1,00	12,549	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} < \Sigma M_{yb}$											
Κ 7	ΑΚΡΑΙΟΣ	327,34	167,31	227,54	-	342,094	2,793	0,174	2,991	ΝΑΙ	1,00	12,723	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} > \Sigma M_{yb}$											
Κ 8	ΑΚΡΑΙΟΣ	260,18	129,99	209,92	-	265,787	2,170	0,161	2,923	ΝΑΙ	1,00	12,826	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} > \Sigma M_{yb}$											
Κ 9	ΜΕΣΑΙΟΣ	343,41	214,44	216,99	-	438,460	3,579	0,166	2,950	ΌΧΙ	0,5712	6,735	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} > \Sigma M_{yb}$											
Κ 10	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	102,22	46,44	92,82	-	94,955	0,775	0,071	2,305	ΝΑΙ	1,00	13,494	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} > \Sigma M_{yb}$											
<b>ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ x</b>													
<b>ΣΤΑΘΜΗ 1</b>								<b>ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ</b>			<b>ΔΙΑΓΩΝΙΑ ΘΛΙΨΗΣ ΣΤΟΝ ΠΥΡΗΝΑ ΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ</b>		
Κόμβος	Τύπος	ΥΠΟΣΤ/ΤΑ	ΔΟΚΟΙ	$N_{ed}$ (kN)	$V_{jv}$ (kN)	$V_{jh}$ (kN)	$\tau_j$ (MPa)	$V_{top}$	$\tau_{max}$ (MPa)	ΕΠΑΡΚΗΣ	n	$t_{ju}$ (MPa)	ΕΠΑΡΚΗΣ
Κ 1	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	201,11	71,01	0	-	145,3482	1,186516	0	1,931	ΝΑΙ	1,00	14,00	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} > \Sigma M_{yb}$											
Κ 2	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	173,46	69,99	0	-	143,2604	1,169472	0	1,931	ΝΑΙ	1,00	14,00	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} > \Sigma M_{yb}$											
Κ 3	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	208,98	166,37	0	-	340,5376	2,779899	0	1,931	ΌΧΙ	0,5712	7,997	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} > \Sigma M_{yb}$											
Κ 4	ΑΚΡΑΙΟΣ	200,27	201,67	0	798,101	-	6,515109	0	1,931	ΌΧΙ	1,00	14,00	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} < \Sigma M_{yb}$											
Κ 5	ΑΚΡΑΙΟΣ	69,11	101,33	0	267,949	-	2,18734	0	1,931	ΌΧΙ	1,00	14,00	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} < \Sigma M_{yb}$											
Κ 6	ΑΚΡΑΙΟΣ	95,68	178,91	0	375,346	-	3,064047	0	1,931	ΌΧΙ	1,00	14,00	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} < \Sigma M_{yb}$											
Κ 7	ΑΚΡΑΙΟΣ	298,66	177,01	0	-	362,3163	2,957684	0	1,931	ΌΧΙ	0,5712	7,997	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} > \Sigma M_{yb}$											
Κ 8	ΑΚΡΑΙΟΣ	251,43	109,98	0	-	225,1147	1,837671	0	1,931	ΝΑΙ	1,00	14,00	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} > \Sigma M_{yb}$											
Κ 9	ΜΕΣΑΙΟΣ	353,16	216,77	0	-	443,6998	3,622039	0	1,839	ΌΧΙ	0,5712	7,997	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} > \Sigma M_{yb}$											
Κ 10	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	98,98	46,01	0	-	94,17645	0,768787	0	1,931	ΝΑΙ	1,00	14,00	ΝΑΙ
		$\Sigma M_{yc} > \Sigma M_{yb}$											

Πίνακας 6.16β: Έλεγχος επάρκειας κόμβων κατά x

Τα αποτελέσματα των ελέγχων δείχνουν πως εκτός από τους κόμβους οι οποίοι παρουσίασαν βλάβες, υπάρχουν κι άλλοι κόμβοι οι οποίοι πάσχουν από ανεπάρκεια. Ιδιαίτερα, αυτοί του ορόφου είναι περισσότερο κρίσιμοι και πιο ευάλωτοι σε αστοχία λόγω της απουσίας υπερκείμενων υποστυλωμάτων, αφού το ανηγμένο αξονικό φορτίο ( $V_{top}$ ) συμμετέχει ευμενώς αυξάνοντας τη μέγιστη επιτρεπόμενη τάση ( $\tau_{max}$ ) που μπορεί να δεχτεί ένας κόμβος.

## 6.7. Ενίσχυση Κόμβων

Αναφορικά με τους κόμβους στους οποίους έχουν παρατηρηθεί αστοχίες, θεωρείται δεδομένη η απομείωση της αντοχής τους αλλά και η δυσμενής επιρροή τους σε όλο το κτίριο. Εξάλλου, η εκδήλωση οποιαδήποτε μορφής βλάβης στους κόμβους, ακόμα και αν είναι σε αρχικό στάδιο, υποβαθμίζει εν γένει την ακαμψία του φορέα και έχει ως αποτέλεσμα την ανεξέλεγκτη κατανομή των δράσεων. Ως εκ τούτου, η αποκατάστασή τους κρίνεται απαραίτητη. Επιπλέον, η στατική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε, οδηγεί στο συμπέρασμα πως οι περισσότεροι κόμβοι του κτιρίου αδυνατούν να αναλάβουν και να μεταφέρουν τα επιβαλλόμενα φορτία κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού. Επομένως, δεν αρκεί η επισκευή των κόμβων που έχουν αστοχήσει αλλά κρίνεται απαραίτητη η ενίσχυση όλων.

### 6.7.1. Προτάσεις Ενίσχυσης

Από τα αποτελέσματα που απεικονίζονται στον Πίνακα 7.14, οι περισσότεροι κόμβοι της κατασκευής θα αστοχήσουν σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού. Εξάλλου, η εικόνα που παρουσιάζουν οι κόμβοι οι οποίοι έχουν υποστεί βλάβη (Σχ.6.1), δηλώνει πως η μέση διατμητική τάση, η οποία αναπτύσσεται στους κόμβους, ξεπερνά την εφελκυστική αντοχή τους.

Προκειμένου να επιλεγθεί η καταλληλότερη μέθοδος ενίσχυσης των κόμβων της κατασκευής, είναι σαφές πως η βασικότερη παράμετρος που λαμβάνεται υπόψη είναι το είδος της αστοχίας του μέλους και η καλύτερη δυνατή αντιμετώπιση της, κάτι όμως που εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό και από τις κατασκευαστικές δυνατότητες σε κάθε περίπτωση. Η βασική αδυναμία των κόμβων, η οποία οδηγεί σε αστοχία λόγω



εφελκυστικών τάσεων, είναι η έλλειψη οπλισμού τους. Στην περίπτωση της υπό εξέταση κατασκευής αυτό είναι αναμενόμενο, αφού κάτι τέτοιο δεν προβλεπόταν από τους τότε ισχύοντες κανονισμούς κατά το χρόνο της μελέτης του κτιρίου. Η ανεπάρκεια του οπλισμού στους κόμβους ένωσης δοκών – υποστυλωμάτων μπορεί να αντιμετωπισθεί με όλες τις τεχνικές ενίσχυσης, δηλαδή είτε με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος, είτε με την τεχνική των χιαστί κολάρων, είτε με επικολλητά ελάσματα από χάλυβα ή από ινοπλισμένα πολυμερή. Σε περιπτώσεις σαν την παρούσα, όπου παραπάνω από μία μέθοδο είναι ικανές να αντιμετωπίσουν την ανεπάρκεια, και υπάρχει η δυνατότητα επιλογής, η απόφαση θα ληφθεί βάσει των κατασκευαστικών δυνατοτήτων αλλά και του κόστους της επέμβασης.

Αρχικά, όσον αφορά την τεχνική των χιαστί κολάρων η εφαρμογή τους στις περιοχές των κόμβων είναι σχεδόν ανέφικτη λόγω παρουσίας πλακών. Προκειμένου να αποφύγουμε την διάτρηση των γειτονικών μελών του κόμβου για την διέλευση των κολάρων, η συγκεκριμένη τεχνική αποκλείεται.

Η τεχνική των επικολλητών ελασμάτων, έχουν το πλεονέκτημα της ευκολίας τοποθέτησης στην δύσκολη περιοχή των κόμβων. Επιπλέον, βασικά πλεονεκτήματα είναι ότι τα στοιχεία είναι προκατασκευασμένα, συνεπώς ο χρόνος ολοκλήρωσης της επέμβασης είναι μικρός και έχουν χαμηλό κόστος.

Τέλος, η ενίσχυση με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να φανεί αποτελεσματική, εφόσον δεν περιορίζεται από τις κατασκευαστικές δυνατότητες. Ταυτόχρονα, η τεχνική αυτή, με χρήση ολικού μανδύα, μπορεί να τροποποιήσει τον μηχανισμό αστοχίας του φορέα, αφού με την απαραίτητη προέκταση του στις περιοχές των υποστυλωμάτων ή και των δοκών, στοχεύει στην ικανοποίηση των ικανοτικών κριτηρίων και μεταθέτει τις βλάβες στις επιθυμητές κρίσιμες περιοχές. Ωστόσο, πρέπει να ληφθεί υπόψη το υψηλότερο κόστος συγκριτικά με την τεχνική των επικολλητών ελασμάτων και η όχληση που δημιουργείται λόγω εκτεταμένων εργασιών.

Έχοντας λάβει υπόψη όλα τα δεδομένα, επιλέγονται και οι δύο τεχνικές ενίσχυσης. Πιο συγκεκριμένα, όσον αφορά το επίπεδο του ισογείου η οικοδομή παραμένει ημιτελής εκ κατασκευής. Ως εκ τούτου, είναι σαφές πως ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί φθορές πέραν του φυσιολογικού, καθώς είναι εκτεθειμένος για αρκετά χρόνια. Ωστόσο, το γεγονός αυτό δίνει ελευθερία σε ότι έχει να κάνει με την επιλογή της μεθόδου ενίσχυσης, καθώς δεν δημιουργεί λειτουργικά προβλήματα κατά τη διάρκεια εκτέλεσης των εργασιών. Για τους παραπάνω λόγους και λαμβάνοντας υπόψη τη γενικότερη κακή κατάσταση του κτιρίου, σε ότι έχει να κάνει

με τους κόμβους του ισογείου, επιλέγεται η τεχνική του μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. Το συγκριτικά αυξημένο κόστος της μεθόδου αυτής ισοσταθμίζεται από το γεγονός ότι αποτελεί μια πιο ολοκληρωμένη λύση για την ακεραιότητα της επέμβασης όπως αναφέρθηκε νωρίτερα.

Από την άλλη μεριά, ο όροφος είναι πλήρως αποπερατωμένος και λειτουργικός και το γεγονός αυτό αποτελεί σημαντικό παράγοντα στην επιλογή της μεθόδου ενίσχυσης. Επειδή όπως προαναφέρθηκε, η μέθοδος επικολητών ελασμάτων προκαλεί συγκριτικά μικρότερες φθορές, είναι πιο γρήγορη και πιο οικονομική θεωρείται καταλληλότερη για την ενίσχυση των κόμβων του ορόφου.

### 6.7.2. Σχεδιασμός των Τεχνικών Ενίσχυσης

Η εφαρμογή των μεθόδων ενίσχυσης θα πραγματοποιηθεί σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§8.3.2.1, §8.3.2.3). Ο μανδύας πρόκειται να επεκταθεί στα συντρέχοντα στοιχεία των κόμβων σε τόσο μήκος όσο είναι απαραίτητο, με σκοπό την τροποποίηση του μηχανισμού αστοχίας και μεταθέτοντας τις βλάβες από τις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων σε αυτές των δοκών. Αναφορικά με την τεχνική των επικολητών ελασμάτων επιλέγονται ελάσματα από χάλυβα S235 και τοποθετούνται περιβάλλοντας όλο το σώμα του κόμβου για την πλήρης αγκύρωση των άκρων τους.

#### ➤ Ενίσχυση κόμβων ισογείου με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος:

Παρακάτω, περιγράφονται τα στάδια υπολογισμού της ενίσχυσης με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος στους κόμβους του ισογείου. Αρχικά, υπολογίζονται οι απαιτούμενοι οπλισμοί ενίσχυσης των κόμβων οι οποίοι έχουν εμφανίσει αστοχία.

#### Κόμβος 4

#### Στάθμη 0 – Διεύθυνση z

Υπολογισμός τέμνουσας που εισάγεται από τα υποστυλώματα ( $V_{jv}$ ):

$$V_{jv} = V_{jh} \times \frac{h_b}{h_c} = 397,70 \text{ kN} \times \frac{600}{350} = 681,77 \text{ kN} \quad (\text{KAN.EΠΕ. Εξ [Σ8.12]})$$

Υπολογισμός οριζόντιου οπλισμού του μανδύα στην περιοχή του κόμβου ( $A_{jh}$ ):

$$A_{jh} = \frac{V_{jh}}{f_{ywd} \times \gamma_{Rd}} = \frac{397,70}{\left(\frac{0,4}{1,15}\right) \frac{kN}{mm^2} \times 1,50} = 762,26 \text{ mm}^2 \quad (KAN.EΠΕ. Εξ.[8.21])$$

Υπολογισμός κατακόρυφου οπλισμού του μανδύα στην περιοχή του κόμβου ( $A_{jv}$ ):

$$A_{jv} = \frac{V_{jv}}{f_{ywd} \times \gamma_{Rd}} = \frac{681,77}{\left(\frac{0,4}{1,15}\right) \frac{kN}{mm^2} \times 1,50} = 1306,76 \text{ mm}^2 \quad (KAN.EΠΕ. Εξ.[8.22])$$

όπου,

$f_{ywd}$  : η τάση σχεδιασμού του οπλισμού διάτμησης

$\gamma_{Rd}$  : συντελεστής ασφαλείας

#### Κόμβος 4

##### Στάθμη 0 – Διεύθυνση x

Υπολογισμός τέμνουσας που εισάγεται από τα υποστυλώματα ( $V_{jv}$ ):

$$V_{jv} = V_{jh} \times \frac{h_b}{h_c} = 379,04 \text{ kN} \times \frac{600}{350} = 649,78 \text{ kN} \quad (KAN.EΠΕ. Εξ [Σ8.12])$$

Υπολογισμός οριζόντιου οπλισμού του μανδύα στην περιοχή του κόμβου ( $A_{jh}$ ):

$$A_{jh} = \frac{V_{jh}}{f_{ywd} \times \gamma_{Rd}} = \frac{379,04}{\left(\frac{0,4}{1,15}\right) \frac{kN}{mm^2} \times 1,50} = 726,49 \text{ mm}^2 \quad (KAN.EΠΕ. Εξ.[8.21])$$

Υπολογισμός κατακόρυφου οπλισμού του μανδύα στην περιοχή του κόμβου ( $A_{jv}$ ):

$$A_{jv} = \frac{V_{jv}}{f_{ywd} \times \gamma_{Rd}} = \frac{649,78}{\left(\frac{0,4}{1,15}\right) \frac{kN}{mm^2} \times 1,50} = 1245,41 \text{ mm}^2 \quad (KAN.EΠΕ. Εξ.[8.22])$$

### Κόμβος 9

#### Στάθμη 0 – Διεύθυνση z

Υπολογισμός τέμνουσας που εισάγεται από τις δοκούς ( $V_{jh}$ ):

$$V_{jh} = V_{jv} \times \frac{h_c}{h_b} = 860,39 \text{ kN} \times \frac{300}{600} = 430,00 \text{ kN} \quad (\text{KAN.EΠE. Eξ [Σ8.13]})$$

Υπολογισμός οριζόντιου οπλισμού του μανδύα στην περιοχή του κόμβου ( $A_{jh}$ ):

$$A_{jh} = \frac{V_{jh}}{f_{ywd} \times \gamma_{Rd}} = \frac{430,00}{\frac{(0,4)}{(1,15)} \text{ kN} \times 1,50} = 824,17 \text{ mm}^2 \quad (\text{KAN.EΠE. Eξ [8.21]})$$

Υπολογισμός κατακόρυφου οπλισμού του μανδύα στην περιοχή του κόμβου ( $A_{jv}$ ):

$$A_{jv} = \frac{V_{jv}}{f_{ywd} \times \gamma_{Rd}} = \frac{824,17}{\frac{(0,4)}{(1,15)} \text{ kN} \times 1,50} = 1579,65 \text{ mm}^2 \quad (\text{KAN.EΠE. Eξ [8.22]})$$

### Κόμβος 9

#### Στάθμη 0 – Διεύθυνση x

Υπολογισμός τέμνουσας που εισάγεται από τα υποστυλώματα ( $V_{jv}$ ):

$$V_{jv} = V_{jh} \times \frac{h_b}{h_c} = 438,46 \text{ kN} \times \frac{600}{350} = 751,65 \text{ kN} \quad (\text{KAN.EΠE. Eξ [Σ8.12]})$$

Υπολογισμός οριζόντιου οπλισμού του μανδύα στην περιοχή του κόμβου ( $A_{jh}$ ):

$$A_{jh} = \frac{V_{jh}}{f_{ywd} \times \gamma_{Rd}} = \frac{438,46}{\frac{(0,4)}{(1,15)} \text{ kN} \times 1,50} = 840,38 \text{ mm}^2 \quad (\text{KAN.EΠE. Eξ [8.21]})$$

Υπολογισμός κατακόρυφου οπλισμού του μανδύα στην περιοχή του κόμβου ( $A_{jv}$ ):

$$A_{jv} = \frac{V_{jv}}{f_{ywd} \times \gamma_{Rd}} = \frac{751,65}{\frac{(0,4)}{(1,15)} \text{ kN} \times 1,50} = 1440,65 \text{ mm}^2 \quad (\text{KAN.EΠE. Eξ [8.22]})$$

Ομοίως, υπολογίζεται και ο οπλισμός ενίσχυσης των υπόλοιπων κόμβων του ισογείου της κατασκευής:

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ z							
ΣΤΑΘΜΗ 0							
Κόμβος	Τύπος	V <sub>jh</sub> (kN)	V <sub>jv</sub> (kN)	h <sub>c</sub> (mm)	h <sub>b</sub> (mm)	A <sub>jh</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>jv</sub> (mm <sup>2</sup> )
K 1	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	180,594	309,590	350	600	346,138	593,380
K 2	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	151,0584	258,957	350	600	289,529	496,335
K 3	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	291,9555	500,495	350	600	559,581	959,282
K 5	ΑΚΡΑΙΟΣ	335,7745	575,614	350	600	643,568	1103,259
K 6	ΑΚΡΑΙΟΣ	356,8803	611,795	350	600	684,020	1172,607
K 7	ΑΚΡΑΙΟΣ	309,5985	530,740	350	600	593,397	1017,252
K 8	ΑΚΡΑΙΟΣ	340,4967	583,709	350	600	652,619	1118,775
K 9	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	430,00	860,390	350	600	824,167	1649,081
K 10	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	63,24826	63,248	500	500	121,226	121,226
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ x							
ΣΤΑΘΜΗ 0							
Κόμβος	Τύπος	V <sub>jh</sub> (kN)	V <sub>jv</sub> (kN)	h <sub>c</sub> (mm)	h <sub>b</sub> (mm)	A <sub>jh</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>jv</sub> (mm <sup>2</sup> )
K 1	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	142,4114	244,134	350	600	272,955	467,923
K 2	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	160,9362	275,891	350	600	308,461	528,790
K 3	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	342,5541	587,236	350	600	656,562	1125,535
K 4	ΑΚΡΑΙΟΣ	221,1067	379,040	350	600	423,788	726,493
K 5	ΑΚΡΑΙΟΣ	142,1566	243,6971	350	600	272,467	467,086
K 6	ΑΚΡΑΙΟΣ	168,2816	288,4827	350	600	322,540	552,925
K 7	ΑΚΡΑΙΟΣ	342,0941	586,447	350	600	655,680	1124,024
K 8	ΑΚΡΑΙΟΣ	265,787	455,635	350	600	509,425	873,300
K 9	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	255,7683	438,460	350	600	490,223	840,382
K 10	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	94,95459	237,386	200	500	181,996	454,991

Πίνακας 6.17: Υπολογισμός οριζόντιου και κατακόρυφου οπλισμού μανδύα ενίσχυσης κόμβων

- Ενίσχυση κόμβων ορόφου με επικολλητά ελάσματα από χάλυβα S235:

Παρακάτω, φαίνεται αναλυτικά ο υπολογισμός του απαιτούμενο πάχους του ελάσματος για την ενίσχυση του κόμβου που έχει υποστεί αστοχία, και στη συνέχεια ακολουθούν τα πάχη των ελασμάτων των υπόλοιπων κόμβων:

### Κόμβος 9

#### Στάθμη 1 – Διεύθυνση z

Υπολογισμός της τιμής σχεδιασμού της ενεργούς τάσης του οπλισμού ενίσχυσης ( $\sigma_{jd}$ ) λόγω αστοχίας:

$$\sigma_{jd} \leq \frac{1}{\gamma_m} \times f_{jk} = \frac{1}{1,2} \times 235 \text{ kN} = 195,83 \text{ MPa} \quad (\text{KAN.EΠΕ. Εξ [Σ8.14]})$$

όπου,

$\gamma_m$ : συντελεστής ασφαλείας υλικού ενίσχυσης (KAN. ΕΠΕ §4.5.3.2)

$f_{jk}$ : χαρακτηριστική τιμή αντοχής του υλικού ενίσχυσης

Υπολογισμός του πάχους του χαλύβδινου ελάσματος ( $t_{ελ}$ ):

$$t_{ελ} = \max \left( \frac{V_{jh}}{h_b \times \sigma_{jd}}, \frac{V_{jv}}{h_c \times \sigma_{jd}} \right) \quad (\text{KAN.EΠΕ.[8.24]})$$

$$\max \left( \frac{366,54}{0,6 \times 195,83}, \frac{824,17}{0,3 \times 195,83} \right) = 14,02 \text{ mm}$$

και κατά τη διεύθυνση x:

### Κόμβος 9

#### Στάθμη 1 – Διεύθυνση x

$$\sigma_{jd} \leq \frac{1}{\gamma_m} \times f_{jk} = \frac{1}{1,2} \times 235 \text{ kN} = 195,83 \text{ MPa} \quad (\text{KAN.EΠΕ. Εξ [Σ8.14]})$$

Πάχους χαλύβδινου ελάσματος ( $t_{ελ}$ ):

$$t_{ελ} = \max \left( \frac{V_{jh}}{h_b \times \sigma_{jd}}, \frac{V_{jv}}{h_c \times \sigma_{jd}} \right) \quad (\text{KAN.EΠΕ.[8.24]})$$

$$\max \left( \frac{443,70}{0,6 \times 195,83}, \frac{760,63}{0,35 \times 195,83} \right) = 11,097 \text{ mm}$$

Κατά τον ίδιο τρόπο (Πίν. 6.18) :

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ z							
ΣΤΑΘΜΗ 1							
Κόμβος	Τύπος	$\sigma_{jd}$ (MPa)	$V_{jh}$ (kN)	$V_{jv}$ (kN)	$h_c$ (mm)	$h_b$ (mm)	$t_{ελ}$ (mm)
Κ 1	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	195,83	180,594	309,590	350	600	4,517
Κ 2	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	195,83	151,0584	258,957	350	600	3,778
Κ 3	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	195,83	291,9555	500,495	350	600	7,302
Κ 4	ΜΕΣΑΙΟΣ	195,83	455,098	780,168	350	600	11,382
Κ 5	ΑΚΡΑΙΟΣ	195,83	335,7745	575,614	350	600	8,398
Κ 6	ΑΚΡΑΙΟΣ	195,83	356,8803	611,795	350	600	8,926
Κ 7	ΑΚΡΑΙΟΣ	195,83	309,5985	530,740	350	600	7,743
Κ 8	ΑΚΡΑΙΟΣ	195,83	340,4967	583,709	350	600	8,516
Κ 10	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	195,83	63,24826	63,248	500	500	0,646
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ x							
ΣΤΑΘΜΗ 1							
Κόμβος	Τύπος	$\sigma_{jd}$ (MPa)	$V_{jh}$ (kN)	$V_{jv}$ (kN)	$h_c$ (mm)	$h_b$ (mm)	$t_{ελ}$ (mm)
Κ 1	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	195,83	142,41143	244,134	350	600	3,562
Κ 2	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	195,83	160,93617	275,891	350	600	4,025
Κ 3	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	195,83	342,55411	587,236	350	600	8,568
Κ 4	ΜΕΣΑΙΟΣ	195,83	465,5589	798,101	350	600	11,644
Κ 5	ΑΚΡΑΙΟΣ	195,83	142,15662	243,6971	350	600	3,555
Κ 6	ΑΚΡΑΙΟΣ	195,83	168,28156	288,4827	350	600	4,209
Κ 7	ΑΚΡΑΙΟΣ	195,83	342,09414	586,447	350	600	8,556
Κ 8	ΑΚΡΑΙΟΣ	195,83	265,78697	455,635	350	600	6,648
Κ 9	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	195,83	443,7	760,629	350	600	11,097
Κ 10	ΓΩΝΙΑΚΟΣ	195,83	94,954587	237,386	200	500	6,061

Πίνακας 6.18: Υπολογισμός πάχους χαλύβδινων ελασμάτων ενίσχυσης κόμβων

### 6.7.3. Εφαρμογή των Τεχνικών Ενίσχυσης

Σχετικά με την ενίσχυση των κόμβων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος, αφού υπολογιστούν οι κατάλληλοι οπλισμοί κάθε κόμβου, ακολουθεί η διαδικασία εφαρμογής τους. Αρχικά, αποφορτίζονται και υποστρώνονται οι πλάκες και οι δοκοί που συντρέχουν στον κόμβο ο οποίος πρόκειται να ενισχυθεί. Στους κόμβους που έχει προκληθεί βλάβη, γίνεται καθαίρεση της αποδιοργανωμένης περιοχής του

σκυροδέματος, κόβονται τα τμήματα του οπλισμού που έχει υποστεί διάρρηξη, ακολουθεί καλός καθαρισμός της περιοχής και τέλος η αποκατάσταση της διατομής του κόμβου. Σε κόμβους οι οποίοι δεν έχουν εμφανίσει αστοχία, εφόσον προβλέπεται, αποκαλύπτονται οι οπλισμοί στις θέσεις που έχει επιλεχθεί να γίνει η συγκόλληση των νέων οπλισμών. Έπειτα, προετοιμάζονται οι οπές για την αγκύρωση των νέων ράβδων οπλισμού, οι θέσεις εφαρμογής των συνδετήρων στην περιοχή του κόμβου και οι θέσεις εφαρμογής των βλήτρων. Στη συνέχεια, ακολουθεί η προετοιμασία της επιφάνειας όπου θα εφαρμοστεί ο μανδύας και συγκεκριμένα εκτραχύνεται σε βάθος 6mm ώστε να απομακρυνθεί η εξωτερική στρώση του σκυροδέματος και να αποκαλυφθούν τα αδρανή του υφιστάμενου σκυροδέματος. Αφού καθαριστεί επιμελώς η επιφάνεια εφαρμογής με υπό πίεση αέρα, αγκυρώνονται οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού με χημική πάκτωση ή με πλάκες αγκύρωσης, τοποθετούνται τα χαλύβδινα στοιχεία σύνδεσης παλαιών και νέων οπλισμών και εφαρμόζονται οι νέοι συνδετήρες. Ακολούθως, γίνεται ο τελικός καθαρισμός της επιφάνειας και σκυροδετείται ο μανδύας με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα φροντίζοντας για την κατάλληλη συντήρησή του αφού έχει ληφθεί υπόψη η συστολή ξήρανσης του σκυροδέματος.

Αναφορικά με την εφαρμογή των χαλύβδινων ελασμάτων ακολουθεί η εξής διαδικασία:

Αρχικά, προετοιμάζεται η περιοχή του σκυροδέματος για να δεχθεί το συγκολλητικό υλικό των ελασμάτων. Η προετοιμασία περιλαμβάνει λείανση, καλό καθαρισμό από τυχόν σκόνες ή γενικά ξένα σώματα με υδροβολή. Ύστερα στεγνώνεται επιμελώς και πραγματοποιείται αμμοβολή στην εσωτερική πλευρά των ελασμάτων για αποφυγή της οξειδωσης του χάλυβα. Αν στην επιφάνεια του σκυροδέματος υπάρχουν ρηγματώσεις, τότε εμποτίζεται με διάλυμα αποξειδικής ρητίνης και έπειτα εφαρμόζεται η κόλλα με μεγαλύτερο πάχος εφαρμογής 10 mm. Το έλασμα τοποθετείται με προσοχή έτσι ώστε να μην εγκλωβιστεί αέρας και συμπιέζεται για περίπου 24 ώρες. Τέλος, θα χρησιμοποιηθεί ένα «πεταχτό» τσιμεντοκονίαμα για προστασία του χάλυβα από διάβρωση.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7:

### Αποτελέσματα – Συμπεράσματα

Στη μελέτη που πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος Fespa, έγινε αποτίμηση μιας κατασκευής. Η ανάγκη αυτή προέκυψε από την εμφάνιση ρηγματώσεων σε δύο κόμβους του πρώτου επιπέδου και σε έναν κόμβο του δεύτερου. Τα αποτελέσματα των ελέγχων στατικής επάρκειας έδειξαν πως πολλά μέλη του φορέα εμφανίζουν ανεπάρκεια, και συγκεκριμένα για τους κόμβους, αστοχούν όχι μόνον οι κόμβοι που έχουν υποστεί βλάβη, αλλά οι περισσότεροι κόμβοι όλου του κτιρίου. Έτσι, προέκυψε η ανάγκη για την ενίσχυση τους που αποσκοπεί στην αύξηση της δυσκαμψίας τους και της πλαστιμότητάς τους, βελτίωση της διατμητικής αντοχής τους, καθώς και στην βελτίωση της ικανότητας τους σε παραμόρφωση χωρίς να προκληθούν αστοχίες. Η επιλογή των μεθόδων ενίσχυσης, έγινε μετά από αξιολόγηση των πλεονεκτημάτων και μειονεκτημάτων της κάθε μεθόδου για την συγκεκριμένη περίπτωση. Παράγοντες που ελήφθησαν υπόψη ήταν το κόστος, η διακοπή της χρήσης του δομήματος και η όχληση των ενοίκων, αλλά έχοντας ως κύριο γνώμονα την ασφάλεια της κατασκευής και την αποτελεσματικότητα της ενίσχυσης. Έτσι, σχετικά με τους κόμβους του ισογείου, επιλέχθηκε η τεχνική του μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος, τεχνική η οποία έχει αναδειχθεί ως μια αποτελεσματική τεχνική ενίσχυσης δομικών στοιχείων και πλήρως κατάλληλη για τις περιοχές των κόμβων, με θεαματικά αποτελέσματα σχετικά με τη διατήρηση της αντοχής έπειτα από επαναλαμβανόμενες φορτίσεις. Σε ότι έχει να κάνει με τους κόμβους του ορόφου, προτιμήθηκε η τεχνική των χαλύβδινων ελασμάτων, καθώς προκαλεί λιγότερη όχληση στους χρήστες ενώ είναι και πιο οικονομική.

Κατά τον ανασχεδιασμό των κόμβων του κτιρίου, παρατηρήθηκε πως η κατακόρυφη τέμνουσα έχει μεγαλύτερη τιμή από την οριζόντια ( $V_{jv} > V_{jh}$ ), γεγονός που οδηγεί σε περισσότερο κατακόρυφο οπλισμό ( $A_{jv} > A_{jh}$ ). Αυτό συμπίπτει και με την ανάγκη ικανοποίησης των κριτηρίων ικανοτικού σχεδιασμού, δηλαδή την καλύτερη όπλιση των υποστρωμάτων και τη μετάθεση των κρίσιμων περιοχών στις δοκούς. Κατά τους ελέγχους αποτίμησης, οι κόμβοι αστοχούν σε διαγώνια εφελκυστική ρηγματώση. Με την εφαρμογή της ενίσχυσης και την πύκνωση του οπλισμού στους κόμβους, αυξάνεται ο συντελεστής οπλισμού  $\rho_{jh}$ , με αποτέλεσμα την

αύξηση της εφελκυστικής αντοχής των κόμβων, δηλαδή την αύξηση της εφελκυστικής τάσης ( $\tau_c$ ) που μπορεί να δεχτούν οι κόμβοι.

Τέλος, μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης, οι έλεγχοι που έγιναν για την αποτίμηση της επάρκειας του ανασχεδιασμένου πλέον φορέα, έδειξαν πολύ καλή συμπεριφορά των κόμβων σε περίπτωση σεισμικής φόρτισης, με σημαντικά αυξημένη δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας.

Είναι πολύ σημαντικό, να τονιστεί ότι η αξιολόγηση της δομικής ακεραιότητας ενός κτιρίου δεν μπορεί να γίνεται αποσπασματικά, αλλά ως μία ενιαία οντότητα. Άρα, μπορεί το αντικείμενο της συγκεκριμένης εργασίας να αφορά στους κόμβους της κατασκευής, ωστόσο θα ήταν λάθος να πραγματοποιηθούν εργασίες ενίσχυσης τους χωρίς να πραγματοποιηθούν αντίστοιχες εργασίες και στα υπόλοιπα μέλη του φέροντος οργανισμού.

## Βιβλιογραφία

- 1) Αντωνόπουλος Αθανάσιος - Ζησοπούλου Ευαγγελία «Αιτίες Βλαβών και τρόποι Ενίσχυσης Κόμβων από οπλισμένο σκυρόδεμα»
- 2) Ασκούνη Παρασκευή «Βλάβες και Αποκατάσταση Κόμβων Οπλισμένου Σκυροδέματος»
- 3) Χρ. Καραγιάννη «Σχεδιασμός Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα έναντι Σεισμού»
- 4) Στέφανος Η. Δρίτσος «Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα»
- 5) Χ.Γ. Καραγιάννης «Επισκευές – Ενισχύσεις στοιχείων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα - Έμφαση σε ακραίους κόμβους δοκού υποστυλώματος»
- 6) Κ. Σπυράκος «Ενίσχυση Κατασκευών για σεισμικά φορτία»
- 7) Χρ. Καραγιάννη «Σχεδιασμός Κατασκευών από οπλισμένο Σκυρόδεμα έναντι Σεισμού»
- 8) Άννα Θεοδωροπούλου «Διατάξεις μέγιστων/ελάχιστων και λεπτομέρειες όπλισης δομικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα κατά τους EN1992-1-1:2004 και EN1998-1:2004»
- 9) Γ. Παναγόπουλος «Επισκευές – Ενισχύσεις Υφιστάμενων Κτιρίων»
- 10) Τσαικός Θωμάς «Ενίσχυση Κόμβων Δοκών – Υποστυλωμάτων με μανδύες Ο/Σ»
- 11) Ο.Α.Σ.Π. (2017) «Κανονισμός Επεμβάσεων»