



**Πανεπιστήμιο Κύπρου**

**Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών  
και Μηχανικών Περιβάλλοντος**

**ΠΕΡΙΣΦΙΞΗ ΙΣΤΟΡΙΚΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ  
ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥΣ ΜΑΝΔΥΕΣ**

**ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ**

**Ιωάννης Κωνσταντίνου**

**Μάρτιος 2024**



**Πανεπιστήμιο Κύπρου**

**Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών  
και Μηχανικών Περιβάλλοντος**

**ΠΕΡΙΣΦΙΞΗ ΙΣΤΟΡΙΚΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ  
ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥΣ ΜΑΝΔΥΕΣ**

**Ιωάννης Κωνσταντίνου**

**Διατριβή η οποία υποβλήθηκε προς απόκτηση μεταπτυχιακού τίτλου  
σπουδών στο Πανεπιστήμιο Κύπρου**

**Μάρτιος 2024**

**Ιωάννης Κωνσταντίνου, 2024**

## **Σελίδα Εγκυρότητας**

**Μεταπτυχιακός Φοιτητής: Ιωάννης Κωνσταντίνου**

**Τίτλος Διατριβής: Περίσφιξη ιστορικού σκυροδέματος ινοπλισμένους μανδύες.**

Η παρούσα μεταπτυχιακή διατριβή εκπονήθηκε στα πλαίσια των σπουδών για απόκτηση μεταπτυχιακού τίτλου στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος και εγκρίθηκε στις 30 Μαΐου 2024 από τα μέλη της Εξεταστικής Επιτροπής.

### **Εξεταστική Επιτροπή:**

Ερευνητικός Σύμβουλος: Ιωάννης Ιωάννου, Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος, Πανεπιστήμιο Κύπρου

Μέλος Επιτροπής: Ιωάννης Ιωάννου, Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος, Πανεπιστήμιο Κύπρου

Μέλος Επιτροπής: Γεωργία Θερμού, Assistant Professor in Structural Engineering, Faculty of Engineering, University of Nottingham, UK

Μέλος Επιτροπής (συν-επιβλέπουσα): Αντρούλα Γεωργίου, Ειδικός Επιστήμονας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος, Πανεπιστήμιο Κύπρου



## **Υπεύθυνη Δήλωση Μεταπτυχιακού Φοιτητή**

Η παρούσα διατριβή υποβάλλεται προς συμπλήρωση των απαιτήσεων για απονομή μεταπτυχιακού τίτλου του Πανεπιστημίου Κύπρου. Είναι προϊόν πρωτότυπης εργασίας αποκλειστικά δικής μου, εκτός των περιπτώσεων που ρητώς αναφέρονται μέσω βιβλιογραφικών αναφορών, σημειώσεων ή και άλλων δηλώσεων.

Ιωάννης Κωνσταντίνου



## Περίληψη

Το μεγαλύτερο μέρος του δομημένου περιβάλλοντος βασίζεται στο οπλισμένο σκυρόδεμα, ενώ ένα μεγάλο ποσοστό, πέραν του 80%, έχει ξεπεράσει τον ωφέλιμο χρόνο ζωής του. Τόσο οι καιρικές συνθήκες στις οποίες εκτίθενται οι κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, όσο και οι σεισμικές διεγέρσεις στις οποίες υπόκεινται, αποτελούν σημαντικούς παράγοντες φθοράς, η οποία επιδεινώνει την ήδη χαμηλή φέρουσα ικανότητα τους. Επίσης, λόγω των χαμηλών αντοχών των υλικών που χρησιμοποιούνταν κατά το παρελθόν, και των στατικών μελετών χωρίς αντισεισμικό σχεδιασμό, τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ιδιαίτερα τρωτά σε σεισμικές δράσεις. Ειδικά για την περίπτωση των διατηρητέων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, η επισκευή και ενίσχυσή τους είναι μια πρόκληση, καθώς πέραν των απαιτήσεων αύξησης την φέρουσας ικανότητας έναντι φορτίων σεισμού, απαραίτητη είναι και η διατήρηση των αρχιτεκτονικών και άλλων αξιών, οι οποίες πρέπει να διαφυλαχθούν για τις μελλοντικές γενιές.

Στη παρούσα διπλωματική εργασία, μελετάται η ενίσχυση μελών διατηρητέων κατασκευών από σκυρόδεμα, με λεπτούς μανδύες ινοπλισμένων τσιμεντοκονιαμάτων με ικανότητα κράτυνσης σε εφελκυσμό. Οι ίνες λειτουργούν ως ένα είδος τρισδιάστατου οπλισμού στο σκυρόδεμα που αποτρέπει τη συγκέντρωση της παραμόρφωσης σε μία ρωγμή, με την ανάπτυξη πολλαπλών ρηγματώσεων, οδηγώντας σε τροπές πέραν του 2% σε άμεσο εφελκυσμό. Η χρήση των ινοπλισμένων τσιμεντοκονιαμάτων με ικανότητα κράτυνσης σε εφελκυσμό ως λεπτός μανδύας γύρω από υποστυλώματα, αυξάνει την θλιπτική αντοχή, τόσο λόγω της ύπαρξης περίσφιξης, αλλά και λόγω της συμβολής του επισκευαστικού υλικού στην παραλαβή κατακόρυφων φορτίων. Μέσα από πειραματική διερεύνηση, μελετάται η αποτελεσματικότητα του προτεινόμενου τρόπου επέμβασης, ενώ οι συντελεστές περίσφιξης που υπολογίζονται από τα πειραματικά αποτελέσματα, χρησιμοποιούνται για να σχεδιαστούν οι ενισχύσεις για ένα συγκεκριμένο κτίριο μελέτης, το Σπίτι της Συνεργασίας (Home for Cooperation) στη Λευκωσία. Η επιλεγθείσα διατηρητέα κατασκευή του 1950 ενισχύεται με την χρήση λεπτών μανδύων και αναλύεται με την χρήση ανελαστικής στατικής ανάλυσης, για την ανάδειξη της αύξησης πλαστιμότητας του φορέα, λόγω της επέμβασης.

## Summary

The majority of the built environment is made up reinforced concrete structures, a large percentage of which, above 80%, have exceeded their useful life time. Both the weather conditions to which concrete structures are exposed, as well as the seismic excitations to which they are subjected, are important factors of deterioration, which worsen their already low bearing capacity. Further, due to the low strength of the materials used in the past, and the detailing accounting only for vertical loads, without seismic resistance design, historic concrete structures are particularly vulnerable to seismic actions. Especially in the case of listed (heritage) structures made of reinforced concrete, repair and retrofit pose additional challenges, since, in addition to the requirements to increase their seismic capacity, it is also necessary to preserve their architectural and other values, for future generations.

In this thesis, the retrofit of listed heritage concrete structure members, using thin jackets of fiber-reinforced cementitious composites with strain hardening capacity in tension, is studied. The fibers act as three-dimensional reinforcement in the composites, preventing the concentration of deformation in a single crack, instead developing multiple cracks, leading to strains over 2% in direct tension. The use of the aforementioned composites as a thin jacket around columns increases the compressive strength of the latter, both due to the presence of confinement, but also due to the contribution of the repair material to the transfer of vertical loads. Through experimental investigation, the effectiveness of the proposed method of intervention is studied, while the confinement coefficients calculated from the experimental results are used to design the retrofit of a specific case-study building, the Home for Cooperation in Nicosia, Cyprus. The selected listed structure, constructed in 1950, is retrofitted using thin jackets and analyzed by inelastic static analysis to highlight its increase in ductility, due to the intervention.

## Ευχαριστίες

Η έρευνα που αναφέρεται σε αυτή τη διατριβή πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια του μεταπτυχιακού προγράμματος στην Πολιτική Μηχανική (εξειδίκευση «Ανάλυση Κατασκευών και Αντισεισμική Μηχανική») στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος του Πανεπιστημίου Κύπρου, υπό την συνολική καθοδήγηση της Δρ. Αντρούλας Γεωργίου και του συν-επιβλέποντος Καθηγητή Ι. Ιωάννου.

Προτού παρουσιαστούν τα αποτελέσματα της παρούσας έρευνας, αισθάνομαι την υποχρέωση και την τιμή να ευχαριστήσω την επιβλέπουσα της διπλωματικής εργασίας Δρ. Αντρούλα Γεωργίου, η οποία έπαιξε καθοριστικό ρόλο καθ' όλη τη εκπόνηση της διπλωματικής, όχι μόνο με τη φυσική της παρουσία σε κάθε βήμα, αλλά και την ανεγάρδιαστη, λεπτομερή και ακριβή γνώση που μου μεταβίβασε. Είναι ιδιαίτερα σημαντικό να αναφερθεί ότι ήταν αυτή που πίστεψε στις δυνατότητες μου, με προέτρεψε και με ενέπνευσε εξ αρχής για να ασχοληθώ και να μελετήσω περαιτέρω το συγκεκριμένο θέμα. Επίσης, είμαι ευγνώμων για τις χρήσιμες συμβουλές του συν-επιβλέποντα Καθηγητή Ι. Ιωάννου, οι οποίες ήταν καθοριστικές για τη διεκπεραίωση της συγκεκριμένης έρευνας, όπως επίσης και την Δρ. Γεωργία Θερμού που σαν μέλος της επιτροπής αξιολόγησης της διπλωματικής, έδωσε σχόλια και συμβουλές για την περαιτέρω βελτίωση της.

Ακολουθώς, ιδιαίτερες ευχαριστίες θα ήθελα να απευθύνω στο Πανεπιστήμιο Κύπρου, και το σύνολο των καθηγητών του τμήματος, που μου μετέφεραν τα θεμέλια της γνώσης τους και μου παραχώρησαν τη μερική υποτροφία μεταπτυχιακού επιπέδου στο πλαίσιο του προγράμματος «Ευαγόρας και Πράξανδρος», προτρέποντας με να εργαστώ με ζήλο για την επίτευξη των στόχων μου.

Κλείνοντας, δεν θα μπορούσα να μην ευχαριστήσω την οικογένεια μου για την ψυχολογική υποστήριξη που μου παρείχαν, για το κουράγιο που μου μετέφεραν καθημερινά και την πίστη που έδειξαν σε μένα.

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>ΣΕΛΙΔΑ ΕΓΚΥΡΟΤΗΤΑΣ</b> .....	<b>4</b>
<b>ΥΠΕΥΘΥΝΗ ΔΗΛΩΣΗ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟΥ ΦΟΙΤΗΤΗ</b> .....	<b>5</b>
<b>ΠΕΡΙΛΗΨΗ</b> .....	<b>7</b>
<b>SUMMARY</b> .....	<b>8</b>
<b>ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ</b> .....	<b>9</b>
<b>ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ</b> .....	<b>10</b>
<b>ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ</b> .....	<b>13</b>
<b>ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ</b> .....	<b>16</b>
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ</b> .....	<b>17</b>
1.1. Σκοπός .....	17
1.2. Δομή της έρευνας και της εργασίας .....	18
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ</b> .....	<b>19</b>
2.1. Διατηρητέες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα στην Κύπρο .....	19
2.2. Ψαθυρές αστοχίες διατηρητέων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα .....	21
2.3. Ινοπλισμένα τσιμεντοειδή μίγματα με δυνατότητα κράτυνσης σε εφελκυσμό .....	22
2.4. Ενίσχυση με μανδύες από ινοπλισμένο σκυρόδεμα .....	25
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3. ΚΤΙΡΙΟ ΜΕΛΕΤΗΣ - ΣΠΙΤΙ ΤΗΣ ΣΥΝΕΡΓΑΣΙΑΣ (HOME FOR COOPERATION)</b> <b>28</b>	
3.1. Εισαγωγή .....	28
3.2. Ιστορικό υπόβαθρο και περιγραφή κτιρίου .....	28
3.2.1. Τεχνική Περιγραφή .....	30
3.3. Προσομοίωση κτιρίου στο πρόγραμμα ανάλυσης SAP2000 .....	32
3.3.1. Προσδιορισμός παραμέτρων .....	33
3.3.2. Προσδιορισμός των Μόνιμων (G) και Κινητών φορτίων (Q) .....	34
3.4. Προσομοίωση κατασκευής .....	34

<b>3.5.</b>	<b>Βαθμονόμηση προσομοιώματος με βάση τα δυναμικά χαρακτηριστικά .....</b>	<b>37</b>
3.5.1.	Περιγραφή οργάνων δοκιμής .....	38
3.5.2.	Πειραματική διερεύνηση.....	39
3.5.3.	Μέτρο ελαστικότητας και θεμελιώδεις ιδιομορφές προσομοιώματος .....	43
<b>3.6.</b>	<b>Έλεγχοι ψαθυρών μηχανισμών αστοχίας .....</b>	<b>46</b>
3.6.1.	Ανηγμένο αξονικό για συνδυασμό φόρτισης G+0.3Q.....	46
3.6.2.	Άλλοι μηχανισμοί βλαβών υποστυλωμάτων .....	48
3.6.3.	Έλεγχος αστοχίας σε μέλη του κτιρίου .....	52

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΙΣΤΟΡΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΛΕΠΤΟΥΣ ΜΑΝΔΥΕΣ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΤΣΙΜΕΝΤΟΕΙΔΟΥΣ .....**

**57**

<b>4.1.</b>	<b>Επιλογή μιγμάτων για πειραματική διερεύνηση .....</b>	<b>57</b>
4.1.1.	Παρασκευή μιγμάτων .....	59
4.1.2.	Πυκνότητα μιγμάτων .....	61
4.1.3.	Μονοαξονική θλίψη .....	61
4.1.4.	Άμεσος εφελκυσμός .....	64
4.1.5.	Κάμψη.....	68
4.1.6.	Επιλογή μίγματος για τη διερεύνηση μανδύων από ινοπλισμένα τσιμεντοκονιάματα .....	72
<b>4.2.</b>	<b>Πειραματική Διερεύνηση .....</b>	<b>74</b>
4.2.1.	Πειραματική Διαδικασία .....	75
4.2.2.	Παρασκευή μιγμάτων και σκυροδέτηση δοκιμών .....	76
4.2.3.	Πειραματικές δοκιμές.....	78
4.2.3.1	Δοκιμές προσδιορισμού περίσφιξης και αντοχής περισφιγμένων υποστυλωμάτων.....	78
4.2.3.2	Θλιπτική αντοχή μιγμάτων .....	79
4.2.3.3	Καμπτική αντοχή μιγμάτων.....	80
4.2.3.4	Αντοχή μιγμάτων σε εφελκυσμό .....	80
4.2.3.5	Ταχύτητα φόρτισης και έλεγχος επιβολής παραμορφώσεων σε θλίψη ....	81
<b>4.3.</b>	<b>Αποτελέσματα Πειραματικών Δοκιμών Αντοχής Μιγμάτων .....</b>	<b>84</b>
4.3.1.	Ιδιότητες σκυροδέματος χαμηλής αντοχής (LS) .....	86
4.3.1.1	Μονοαξονική θλίψη (LS) .....	86
4.3.1.2	Έμμεσος εφελκυσμός (LS) .....	88
4.3.1.3	Κάμψη.....	89
4.3.1.4	Συνοπτικά αποτελέσματα σκυροδέματος χαμηλής αντοχής .....	89
4.3.2.	Ιδιότητες ινοπλισμένου τσιμεντο ειδούς μίγματος (SHFRCC) .....	90
4.3.2.1	Άμεσος εφελκυσμός .....	90
4.3.2.2	Έμμεσος εφελκυσμός .....	91
4.3.2.3	Κάμψη.....	93
4.3.2.4	Μονοαξονική θλίψη.....	95
<b>4.4.</b>	<b>Περίσφιξη σε σκυρόδεμα χαμηλής αντοχής με SHFRCC .....</b>	<b>97</b>
4.4.1.	Δοκίμια κυκλικής διατομής σε θλίψη του εσωτερικού πυρήνα.....	97

4.4.2.	Δοκίμια τετραγωνικής διατομής σε θλίψη του εσωτερικού πυρήνα .....	98
<b>4.5.</b>	<b>Θλιπτική αντοχή επισκευασμένων μελών LSC με μανδύα SHFRCC.....</b>	<b>100</b>
4.5.1.	Δοκίμια κυκλικής διατομής σε μονοαξονική θλίψη όλου του δοκιμίου .....	100
4.5.2.	Δοκίμια τετραγωνικής διατομής σε μονοαξονική θλίψη όλου του δοκιμίου .....	101
<b>4.6.</b>	<b>Ανάλυση Αποτελεσμάτων .....</b>	<b>102</b>
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕΛΕΤΗΣ.....</b>		<b>109</b>
<b>5.1.</b>	<b>Ιδιομορφική ανάλυση κτιρίου .....</b>	<b>109</b>
<b>5.2.</b>	<b>Σεισμική απαίτηση .....</b>	<b>111</b>
5.2.1.	Ανελαστική στατική ανάλυση .....	113
5.2.2.	Ανηγμένο αξονικό κατακόρυφων μελών .....	114
<b>5.3.</b>	<b>Ενίσχυση μελών .....</b>	<b>116</b>
<b>5.4.</b>	<b>Ανελαστική στατική ανάλυση επισκευασμένου φορέα .....</b>	<b>117</b>
5.4.1.	Καμπύλη αντίστασης .....	118
5.4.2.	Σεισμική απαίτηση ενισχυμένου κτιρίου .....	118
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....</b>		<b>121</b>
<b>6.1.</b>	<b>Συμπεράσματα .....</b>	<b>121</b>
<b>6.2.</b>	<b>Προτάσεις για μελλοντική έρευνα.....</b>	<b>123</b>
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....</b>		<b>124</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΟΝΙΜΩΝ ΚΑΙ ΚΙΝΗΤΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ .....</b>		<b>127</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΠΙΚΡΑΤΟΥΣΑΣ ΜΟΡΦΗΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΟΛΩΝΑΣ ΤΕΤΡΑΓΩΝΙΚΗΣ/ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ .....</b>		<b>129</b>



## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 1.1: Ίνες πολυαιθυλενίου	18
Εικόνα 2.1: Παραδείγματα ιστορικών κτιρίων στην Κύπρο Α: Εκπαιδευτικό Ινστιτούτο Μελκονιαν, Λήδρα Πάλας, Πολυώροφο Αλ. Δημητρίου, Αποθήκη Χαρουπιών, Δημοτική Αγορά Αθιένου, Β: κατεδαφιστέα (Νοσοκομείο Λευκωσίας (αριστ.) και Προπύλαια Διανελλείου Τεχνικής Σχολής Λάρνακας (δεξιά))	20
Εικόνα 2.2: Συνοπτική παρουσίαση μηχανικών ιδιοτήτων μιγμάτων προηγούμενων ερευνών	23
Εικόνα 2.3: Απόσπασμα από την μελέτη [25] για την ενίσχυση κυλινδρικών πυρήνων με το μοντέλο περίσφιξης Richard	26
Εικόνα 3.1: Όψη του κτιρίου μελέτης με την πάροδο του χρόνου – 1970 αριστερά και 2022 δεξιά	28
Εικόνα 3.2: Οικοδομή για την ανέγερση του κτιρίου, δίπλα στο σπίτι των αδελφών Μαγκοϊάν	29
Εικόνα 3.3: Οδοφράγματα εκατέρωθεν του κτιρίου	29
Εικόνα 3.4: Ερήμωση και καταστροφή του κτιρίου	29
Εικόνα 3.5: Νέα αρχιτεκτονικά σχέδια όψεων/κατόψεων και αναστήλωση κτιρίου	30
Εικόνα 3.6: Σημειώσεις/Αποσπάσματα από αρχιτεκτονικά σχέδια και πληροφορίες κτιρίου	31
Εικόνα 3.7: Κάτοψη του κτιρίου και προσομοίωση στο SAP2000	32
Εικόνα 3.8: Αρχικό στατικό σχέδιο μελετητή	35
Εικόνα 3.9: Το υπό μελέτη κτίριο σε διάφορες φάσεις	36
Εικόνα 3.10: Πίνακας δοκών ισογείου	36
Εικόνα 3.11: Προσομοιωμένος φορέας στο λογισμικό, παρουσίαση τρισδιάστατου φορέα σε όψεις και κατόψεις	37
Εικόνα 3.12: Σημεία επιτόπιας διερεύνησης και Κέντρο Βάρους/Δυσκαμψίας κατασκευής	38
Εικόνα 3.13: Tromino	39
Εικόνα 3.14: Παρουσίαση σημείων καταγραφής κυμάτων	39
Εικόνα 3.15: Επιτόπια διερεύνηση των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής	40
Εικόνα 3.16: Περιβάλλον λειτουργίας του Tromino	40
Εικόνα 3.17: Φάσματα ταχύτητας από το Tromino	41
Εικόνα 3.18: Σχήματα ταλάντωσης των πρώτων 3 <sup>ων</sup> ιδιομορφών (E=25GPa)	45
Εικόνα 3.19: Υπολογισμός ορίου για ισόρροπη αστοχία από RESPONSE2000 -Υποστύλωμα K <sub>9</sub>	46
Εικόνα 3.20: Ανηγμένο αξονικό για κάθε υποστύλωμα συγκριτικά με την ισόρροπη αστοχία	47
Εικόνα 3.21: Προσομοίωμα κτιρίου με υπόδειξη υποστυλωμάτων με προέχουσα ψαθυρή αστοχία	47
Εικόνα 3.22: Έλεγχοι τύπων αστοχίας υποστυλώματος	48
Εικόνα 3.23: Διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων για το υποστύλωμα K <sub>9</sub>	49
Εικόνα 3.24: Διάγραμμα τέμνουσας-στροφής υποστυλώματος K <sub>9</sub> συγκρινόμενο με τη διατμητική αντοχή	50
Εικόνα 3.25: Περιπτώσεις ισορροπίας κόμβων: εσωτερικού (αριστερά Α & Γ), εξωτερικού (δεξιά Β & Δ)	51
Εικόνα 3.26: Διατομές κατακόρυφων στοιχείων του υπό μελέτη κτιρίου	52
Εικόνα 3.27: Γραφική απεικόνιση μηχανισμών αστοχίας μελών ισογείου και ορόφου	56
Εικόνα 4.1: Διάγραμμα σύγκρισης μηχανικών ιδιοτήτων των μιγμάτων της βιβλιογραφίας (για το μίγμα 1 δεν υπήρχαν πληροφορίες για την θλιπτική αντοχή), *Τα μίγματα που επελέγησαν για δοκιμή και υπήρχαν διαθέσιμα δεδομένα των μηχανικών τους ιδιοτήτων είναι σημειωμένα και κυκλωμένα πιο πάνω	58
Εικόνα 4.2: Πειραματικά δοκίμια και οι διαστάσεις τους	60
Εικόνα 4.3: Πειραματικές διατάξεις για τις δοκιμές Α. άμεσου εφελκυσμού, Β. κάμψης και Γ. θλίψης	61
Εικόνα 4.4: Ρηγμάτωση δοκιμίων σε μονοαξονική θλίψη	62
Εικόνα 4.5: Γεφύρωση ρωγμών με ίνες πολυαιθυλενίου	62
Εικόνα 4.6: Συγκριτικά διαγράμματα τάσεων-αξονικών παραμορφώσεων δοκιμίων μονοαξονικής θλίψης	63
Εικόνα 4.7: Αποτελέσματα μονοαξονικής θλίψης για κάθε μίγμα	64
Εικόνα 4.8: Ρηγμάτωση δοκιμίων σε άμεσο εφελκυσμό (α) E <sub>1</sub> , (β) E <sub>2</sub> , (γ) E <sub>3</sub> , (δ) E <sub>4</sub>	65
Εικόνα 4.9: Συνεισφορά ινών σε ρηγμάτωση από πείραμα άμεσου εφελκυσμού	66
Εικόνα 4.10: Διαγράμματα τάσεων-τροπών σε άμεσο εφελκυσμό	67
Εικόνα 4.11: Αποτελέσματα μέγιστης εφελκυστικής αντοχής και τροπής κράτυνσης δοκιμής άμεσου εφελκυσμού	68
Εικόνα 4.12: Δοκαράκια μιγμάτων E <sub>1</sub> -E <sub>4</sub> σε καμπτική καταπόνηση 3 <sup>ων</sup> σημείων	69
Εικόνα 4.13: Εμφάνιση μικρορωγμών κατά τη φόρτιση του E <sub>3</sub>	70

Εικόνα 4.14: Κάμψη 3 <sup>ov</sup> σημείων	71
Εικόνα 4.15: Αποτελέσματα φορτίου-βύθισης δ σε κάμψη-3 σημείων	71
Εικόνα 4.16: Συγκριτικά διαγράμματα τάσης-βύθισης δοκιμών σε κάμψη τριών σημείων	72
Εικόνα 4.17: Συγκριτικά διαγράμματα των μέσων τιμών των πειραματικών μιγμάτων	73
Εικόνα 4.18: Ενίσχυση με επισκευαστικό υλικό	75
Εικόνα 4.19: Παραγωγή του μίγματος E <sub>3</sub> στη μηχανή ανάμιξης	77
Εικόνα 4.20: Σχηματική απεικόνιση πειραμάτων	77
Εικόνα 4.21: Κατηγορίες φόρτισης και διαστάσεις δοκιμών	78
Εικόνα 4.22: Σημεία μέτρησης μετρητών (LVDTs/αλυσίδων) ανάλογα με πειραματική διάταξη	82
Εικόνα 4.23: Φωτογραφικό υλικό από τα διάφορα περιάματα που εκπονήθηκαν	83
Εικόνα 4.24: Μεταλλικά στηρίγματα για τοποθέτηση κατακόρυφων LVDTs	84
Εικόνα 4.25: Χαμηλής αντοχής μίγμα σε μονοαξονική θλίψη: (Α) Θλιπτική αντοχή ως προς την εγκάρσια και αξονική τροπή, (Β) Εγκάρσια συναρτήσει αξονικής τροπής, (Γ) Λόγος του Poisson συναρτήσει αξονικής τροπής	87
Εικόνα 4.26: Φωτογραφική απεικόνιση δοκιμών μετά την αστοχία	87
Εικόνα 4.27: Φωτογραφική απεικόνιση δοκιμών μετά τα πειράματα έμμεσου εφελκυσμού	88
Εικόνα 4.28: Δοκίμια με αρχικό μίγμα σε έμμεσο εφελκυσμό: (Α) Κάθετη παραμόρφωση συναρτήσει εφελκυστικής τάσης, (Β) Οριζόντια παραμόρφωση συναρτήσει εφελκυστικής τάσης, (Γ) Οριζόντια τροπή ε ως προς την εφελκυστική τάση	88
Εικόνα 4.29: Δοκίμια σε πειράματα κάμψης 4 <sup>ov</sup> σημείων	89
Εικόνα 4.30: Διαγράμματα τάσεων-τροπών ινοπλισμένου μίγματος σε άμεσο εφελκυσμό	90
Εικόνα 4.31: Οι ρηγματώσεις στα δοκίμια dogbone μετά την ολοκλήρωση των πειραμάτων	91
Εικόνα 4.32: Δοκίμιο μετά από πείραμα έμμεσου εφελκυσμού (πολλαπλές ρηγματώσεις)	92
Εικόνα 4.33: Φαινόμενο διαπλάτυνσης δοκιμίου	92
Εικόνα 4.34: Δοκίμια με ινοπλισμένο τσιμεντοειδές μίγμα σε έμμεσο εφελκυσμό	93
Εικόνα 4.35: Ανάπτυξη πολλαπλών ρηγματώσεων από την ακραία εφελκυσόμενη ίνα (Πείραμα κάμψης 4 <sup>ov</sup> σημείων)	94
Εικόνα 4.36: Δοκίμια με ινοπλισμένο μίγμα σε κάμψη	94
Εικόνα 4.37: Δοκίμιο ινοπλισμένου σκυροδέματος μετά από πείραμα μονοαξονικής θλίψης	95
Εικόνα 4.38: Δοκίμια με ινοπλισμένο μίγμα σε μονοαξονική θλίψη: (Α) Διάγραμμα τάσης συναρτήσει αξονικής και εγκάρσιας τροπής, (Β) Διάγραμμα εγκάρσιας ως προς την αξονική τροπή, (Γ) Διάγραμμα λόγου του Poisson ως προς την αξονική τροπή	96
Εικόνα 4.39: Πείραμα μονοαξονικής θλίψης στον εσωτερικό πυρήνα	97
Εικόνα 4.40: Γραφήματα θλιπτικής τάσης ως προς την παραμόρφωση των δοκιμών I <sub>15</sub> , I <sub>20</sub> , I <sub>23</sub>	98
Εικόνα 4.41: Γραφήματα τετραγωνικής διατομής δοκιμών σε πειράματα μονοαξονικής θλίψης εσωτερικού πυρήνα	99
Εικόνα 4.42: Τετραγωνικά δοκίμια σε θλίψη του εσωτερικού πυρήνα	99
Εικόνα 4.43: Φωτογραφικό υλικό μετά την αστοχία των δοκιμών	100
Εικόνα 4.44: Γραφήματα πειραμάτων μονοαξονικής θλίψης σε συνολική επιφάνεια κυλινδρικού δοκιμίου	101
Εικόνα 4.45: Γραφήματα πειραμάτων μονοαξονικής θλίψης σε συνολική επιφάνεια δοκιμίου	102
Εικόνα 4.46: Διάγραμμα ελευθέρου σώματος δοκιμίου	103
Εικόνα 4.47: Αποτελέσματα δοκιμών κυκλικής και τετραγωνικής διατομής σε πειράματα μονοαξονικής θλίψης του εσωτερικού πυρήνα	104
Εικόνα 4.48: Πειραματικά αποτελέσματα δοκιμών μονοαξονικής θλίψης εσωτερικού πυρήνα, και εξαγωγή σχέσης παρόμοιας με την εξίσωση 4.9	105
Εικόνα 4.49: Διάγραμμα φόρτισης δοκιμών	105
Εικόνα 4.50: Απλά διαγράμματα για τον υπολογισμό του πάχους επικάλυψης σε σχέση με την ζητούμενη θλιπτική αντοχή του ενισχυμένου μέλους και την αρχική αντοχή του σκυροδέματος	107
Εικόνα 4.51: Απλοποιημένα παραδείγματα διαγραμμάτων για τον υπολογισμό της επικάλυψης που απαιτείται για την ζητούμενη τελική αντοχή του μέλους	108
Εικόνα 5.1: Σχήματα ταλάντωσης των κύριων ιδιομορφών	110
Εικόνα 5.2: Κάτοψη εδάφους στην πόλη της Λευκωσίας με βάση τη μικροζωνική και τις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας	111
Εικόνα 5.3: Αποτελέσματα γεώτρησης στο σημείο EPW1	112

Εικόνα 5.4: Φάσματα σχεδιασμού με βάση τον Ευρωκώδικα 8	113
Εικόνα 5.5: Υπερωθητική ανάλυση κατά $X$ και δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων φορέα (πάνω) και Καμπύλη αντίστασης (κάτω)	114
Εικόνα 5.6: Ανηγμένα αξονικά υποστυλωμάτων με $G+0.3Q$ και Pushover $X$	115
Εικόνα 5.7: Μείωση ανηγμένου αξονικού για αποφυγή ψαθυρής αστοχίας υποστυλωμάτων	117
Εικόνα 5.8: Βλάβες ενισχυμένου φορέα (πάνω) και Καμπύλη αντίστασης ενισχυμένου φορέα (κάτω)	118
Εικόνα 5.9: Μέθοδος υπολογισμού απαίτησης μετακίνησης με χρήση της καμπύλης αντίστασης του ενισχυμένου κτιρίου	119
Εικόνα 5.10: Μέθοδος υπολογισμού απαίτησης μετακίνησης με χρήση της καμπύλης αντίστασης του αρχικού κτιρίου	120
Εικόνα 6.1: Καμπύλες αντίστασης αρχικού και ενισχυμένου κτιρίου	122
Εικόνα 6.2: Επίδραση ενίσχυσης με τσιμεντοειδές ινοπλισμένο μίγμα σε προβληματικό μέλος	122

## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 2.1:Μίγματα προηγούμενων ερευνών .....	24
Πίνακας 2.2: Αποτελέσματα δοκιμών μονοαξονικής θλίψης παλαιότερης ερευνητικής εργασίας .....	26
Πίνακας 3.1: Παράμετροι προσομοίωσης .....	33
Πίνακας 3.2: Συνοπτική παρουσίαση μόνιμων και κινητών φορτίσεων πλακών .....	34
Πίνακας 3.3: Συνοπτική παρουσίαση φορτίων τοιχοποιίας .....	34
Πίνακας 3.4: Τύποι όπλισης δοκών .....	35
Πίνακας 3.5: Ιδιοπερίοδοι, ιδιοσυχνότητες και μέγιστες ταχύτητες βάσει Tromino.....	43
Πίνακας 3.6: Δυναμικά χαρακτηριστικά 3 <sup>ων</sup> πρώτων ιδιομορφών για E=25 GPa .....	44
Πίνακας 3.7: Οι 3 πρώτες ιδιομορφές σε κάθε ανάλυση με διαφορετικό μέτρο ελαστικότητας.....	45
Πίνακας 3.8: Υποστυλώματα με ανηγμένο αξονικό μεγαλύτερο από το όριο της ισόρροπης αστοχίας.....	47
Πίνακας 3.9: Μορφή αστοχίας υποστυλωμάτων ισογείου κατά X και κατά Y.....	53
Πίνακας 3.10: Μορφή αστοχίας υποστυλωμάτων ορόφου .....	55
Πίνακας 4.1: Τελική σύσταση μιγμάτων (για την παρασκευή 1 m <sup>3</sup> .....	59
Πίνακας 4.2: Διαστάσεις, μάζα και πυκνότητα δοκιμών/μιγμάτων .....	61
Πίνακας 4.3: Μέσες θλιπτικές αντοχές και τυπική απόκλιση μιγμάτων .....	64
Πίνακας 4.4: Μέσοι όροι μέγιστης εφελκυστικής αντοχής, μέγιστης τροπής.....	68
Πίνακας 4.5: Στοιχεία πειραματικών δοκιμών .....	76
Πίνακας 4.6: Δοκίμια για έλεγχο μηχανικών ιδιοτήτων υλικών .....	76
Πίνακας 4.7: Στοιχεία κυλινδρικών περισφιγμένων δοκιμών για πειράματα μονοαξονικής θλίψης .....	79
Πίνακας 4.8: Στοιχεία πρισματικών περισφιγμένων δοκιμών για πειράματα μονοαξονικής θλίψης .....	79
Πίνακας 4.9: Στοιχεία δοκιμών για πειράματα μονοαξονικής θλίψης .....	80
Πίνακας 4.10: Στοιχεία δοκιμών για πειράματα κάμψης 4 <sup>ων</sup> σημείων .....	80
Πίνακας 4.11: Στοιχεία ινοπλισμένων δοκιμών για πειράματα άμεσου εφελκυσμού .....	80
Πίνακας 4.12: Στοιχεία όλων των δοκιμών για πειράματα έμμεσου εφελκυσμού .....	81
Πίνακας 4.13: Ταχύτητα φόρτισης πειραμάτων .....	81
Πίνακας 4.14: Μέγιστες τάσεις και παραμόρφωση στη μέγιστη τάση .....	88
Πίνακας 4.15: Μέγιστες εφελκυστικές τάσεις δοκιμών.....	89
Πίνακας 4.16: Μέγιστες τάσεις & βυθίσεις.....	89
Πίνακας 4.17: Συνοπτικός πίνακας αποτελεσμάτων .....	89
Πίνακας 4.18: Χαρακτηριστικές τιμές από πείραμα εφελκυσμού .....	91
Πίνακας 4.19: Μέγιστη τάση δοκιμών.....	93
Πίνακας 4.20: Μέγιστη καμπτική τάση και βύθιση .....	95
Πίνακας 4.21: Μέγιστες τιμές τάσης και αξονικής τροπής και Μέτρο Ελαστικότητας .....	96
Πίνακας 4.22: Μέγιστες τιμές θλιπτικής τάσης και αξονικής παραμόρφωσης.....	98
Πίνακας 4.23: Μέγιστες τιμές τάσης & κατακόρυφης παραμόρφωσης .....	99
Πίνακας 4.24: Μέγιστη τάση και ανηγμένη παραμόρφωση κυλινδρικών δοκιμών .....	101
Πίνακας 4.25: Μέγιστη τάση και ανηγμένη παραμόρφωση τετραγωνικών δοκιμών.....	101
Πίνακας 4.26: Συνοπτικός πίνακας αποτελεσμάτων .....	103
Πίνακας 4.27: Συνολική αντοχή δοκιμίου φορτιζόμενου σε ολόκληρη τη διατομή του .....	106
Πίνακας 5.1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης.....	109
Πίνακας 5.2:Έλεγχος ανηγμένου αξονικού [ν] σε ισόγειο και όροφο.....	115
Πίνακας 5.3: Σχεδιασμός ενισχύσεων για μείωση του ανηγμένου αξονικού .....	117

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1. Εισαγωγή

### 1.1.Σκοπός

Τα τελευταία χρόνια, η επισκευή και ενίσχυση διατηρητέων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα άρχισε να παίρνει νομοθετική μορφή, με την εισαγωγή κανονισμών που ορίζουν διαδικασίες δομικής αποκατάστασης. Για παράδειγμα, χρησιμοποιώντας φορολογικά κίνητρα, τα Πρότυπα αποκατάστασης και ενίσχυσης του Υπουργείου Εσωτερικών των Η.Π.Α[1], παρέχουν κατευθυντήριες γραμμές για τις συνολικές στρατηγικές που μπορούν να εφαρμοστούν σε ιστορικές κατασκευές, συνιστώντας τη διατήρηση και επισκευή, αντί για αντικατάσταση, των υπαρχόντων υλικών και στοιχείων. Σκοπός της συγκεκριμένης έρευνας είναι η πειραματική διερεύνηση της ενίσχυσης διατηρητέων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Το σκυρόδεμα των διατηρητέων κατασκευών διακρίνεται από χαμηλή θλιπτική και εφελκυστική αντοχή, ιδιότητες που αν συνυπολογιστούν μαζί με την μη κατάλληλη όπλιση και διαστάσεις διατομών, για να παραλάβουν σεισμικά φορτία, επηρεάζουν σημαντικά το εύρος των απαιτούμενων ενισχύσεων για την προστασία τους. Η μελέτη αυτή ερευνά την χρήση ινοπλισμένου τσιμεντοειδούς υλικού, το οποίο θα μπορεί να ενισχύσει τα δομικά μέλη, έτσι ώστε να αντέχουν κατακόρυφα ή πλευρικά φορτία με όλκιμο τρόπο, ειδικά σε σεισμικές ζώνες, όπου ο αρχικός σχεδιασμός δεν έγινε με τους Αντισεισμικούς Ευρωκώδικες, και συγχρόνως η επέμβαση που θα πραγματοποιείται στα δομικά μέλη να είναι όσο το δυνατόν πιο ήπια.

Το συγκεκριμένο υλικό θα είναι ιδιαίτερα χρήσιμο στην επισκευή και ενίσχυση ιστορικών κατασκευών, αλλά και ευρύτερα στον τομέα των κατασκευών ως ένα ισχυρό δομικό επισκευαστικό υλικό, το οποίο μπορεί να τοποθετείται σε λεπτές στρώσεις μανδύα. Το εξαιρετικά υψηλής αντοχής και πλαστιμότητας υλικό που εξετάζεται έχει όλκιμη συμπεριφορά, ιδιότητα που παρέχεται από την χρήση ασυνεχών ινών πολυαιθυλενίου (PE fibers-Εικόνα 1.1). Το ειδικό βάρος του υλικού είναι χαμηλότερο από αυτό του κανονικού σκυροδέματος, ενώ η υψηλή του θλιπτική αντοχή επιτρέπει την εφαρμογή μικρότερου πάχους επικάλυψης γύρω από τον αρχικό πυρήνα. Αξιοσημείωτη μπορεί να θεωρηθεί η πυκνή του σύνθεση, με αποτέλεσμα να έχει χαμηλή διαπερατότητα και κατά συνέπεια προστασία του χαλύβδινου οπλισμού από διάβρωση, ενανθράκωση κ.α.[2].

Η περίσφιξη του πυρήνα αυξάνει τη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, καθώς και τη διαμητική του ικανότητα και τη σύνδεση μεταξύ του διαμήκους οπλισμού και της επικάλυψης, ειδικά σε περιπτώσεις όπου η έλλειψη συνδετήρων μπορεί να οδηγήσει σε ψαθυρή αστοχία του μέλους. Ο λόγος για την χρήση ενός ινοπλισμένου τσιμεντοειδούς μίγματος είναι διότι τέτοιου είδους σύνθετα υλικά προσφέρουν λύσεις που δεν αλλοιώνουν τη γεωμετρία των αρχικών δομικών μελών, ιδιαίτερα σημαντικό αισθητικό πλεονέκτημα για την ενίσχυση ιστορικών κατασκευών.

Η μελέτη αυτή θα χρησιμοποιηθεί για την ποσοτικοποίηση της επίδρασης της περίσφιξης σε διαφορετικού τύπου γεωμετρίας δομικών μελών από χαμηλής αντοχής σκυρόδεμα: κυκλικές και

τετραγωνικές. Επιπλέον παράμετρος μελέτης αυτής είναι η επίδραση του λόγου του πάχους ενίσχυσης ως προς την αρχική διάσταση του μέλους. Οι εξισώσεις που θα προκύψουν από την ανάλυση των αποτελεσμάτων θα μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον σχεδιασμό ενισχύσεων.



*Εικόνα 1.1: Ίνες πολυαιθυλενίου*

## **1.2.Δομή της έρευνας και της εργασίας**

Αρχικά, στο 2ο κεφάλαιο, γίνεται βιβλιογραφική ανασκόπηση για την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών σχεδιασμένων χωρίς αντισεισμικές πρόνοιες, με την χρήση ινοπλισμένου σκυροδέματος με δυνατότητα κράτυνσης στον εφελκυσμό, κυρίως μέσω πειραματικής διερεύνησης ενίσχυσης τύπου μανδύα σε υποστυλώματα. Ακολουθώς, στο κεφάλαιο 3, περιγράφεται το κτίριο μελέτης, ένα διατηρητέο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος. Περιγράφεται η προσομοίωση στο πρόγραμμα ανάλυσης SAP2000 και ο έλεγχος των μηχανισμών αστοχίας των υποστυλωμάτων, στην αρχική μορφή του κτιρίου. Έπειτα, στο κεφάλαιο 4, παρουσιάζονται τα προκαταρκτικά πειράματα που έγιναν στο εργαστήριο για την επιλογή του ινοπλισμένου μίγματος που προορίζεται για χρήση ως επισκευαστικό/ενισχυτικό υλικό. Επιπλέον, παρουσιάζονται τα κύρια δοκίμια και πειράματα που χρησιμοποιήθηκαν για την αποτίμηση της ενίσχυσης ιστορικού τύπου στοιχείων με χαμηλή αντοχή σκυροδέματος, με την ενίσχυση με μανδύα με ινοπλισμένο σκυρόδεμα. Στη συνέχεια, στο κεφάλαιο 5, γίνεται σχεδιασμός της ενίσχυσης των υποστυλωμάτων του κτιρίου μελέτης, ενώ χρησιμοποιούνται οι νέες ιδιότητες των δομικών μελών για να διερευνηθεί η φέρουσα ικανότητα του ιστορικού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με βάση ανελαστική υπερωθητική ανάλυση. Εν κατακλείδι, στο κεφάλαιο 6, γίνεται παράθεση των συμπερασμάτων που προέκυψαν από την πειραματική διερεύνηση και ανάλυση της ενίσχυσης του ιστορικού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2. Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

### 2.1. Διατηρητέες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα στην Κύπρο

Η προστασία της πολιτιστικής και αρχιτεκτονικής κληρονομιάς μιας χώρας είναι υψίστης σημασίας. Στην Κύπρο, η τοπική αρχιτεκτονική κληρονομιά προστατεύεται από νομοθετικό πλαίσιο που εφαρμόζεται από το Τμήμα Πολεοδομίας και Οικήσεως. Οι μνημειακές κατασκευές στο νησί, ωστόσο, συνδέονται σε μεγάλο βαθμό με τις φέρουσες τοιχοποιίες [3]. Υπάρχουν επί του παρόντος μόνο λίγα παραδείγματα διατηρητέων κτιρίων που κατασκευάστηκαν με σύγχρονα υλικά, όπως το οπλισμένο σκυρόδεμα, παρά το γεγονός ότι η υλικότητα ενός κτιρίου δεν πρέπει να αποτελεί πρόβλημα για τον χαρακτηρισμό του ως μέρος της πολιτιστικής κληρονομιάς.

Η μη κήρυξη πολλών ιστορικών κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα στην Κύπρο συνήθως οδηγεί σε ανεπαρκή προστασία και διατήρησή τους, και μερικές φορές ακόμη και στην κατεδάφισή τους. Από τη δεκαετία του 1930, όταν το οπλισμένο σκυρόδεμα χρησιμοποιήθηκε για πρώτη φορά στην Κύπρο, κατασκευάστηκαν στο νησί πλήθος κτιρίων με σημαντικές ιστορικές, πολιτιστικές, αισθητικές, αρχιτεκτονικές και κοινωνικές αξίες, τα περισσότερα από τα οποία δυστυχώς δεν είναι προς το παρόν κηρυγμένα ως διατηρητέα (Εικ. 2.1). Τέτοια κτίρια περιλαμβάνουν τόσο κατοικίες στα κέντρα των πόλεων, όσο και βιομηχανικά, σχολεία, ή μεμονωμένα κτίρια σε αγροτικές περιοχές.



Α. Παραδείγματα ιστορικών κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα





Β. Κατεδαφιστέα: Νοσοκομείο Λευκωσίας (αριστ.) και Προπύλαια Διανελλείου Τεχνικής Σχολής Λάρνακας (δεξιά)

Εικόνα 2.1: Παραδείγματα ιστορικών κτιρίων στην Κύπρο Α: Εκπαιδευτικό Ινστιτούτο Μελκονιαν, Λήδρα Πάλας, Πολυώροφο Αλ. Δημητρίου, Αποθήκη Χαρουπιών, Δημοτική Αγορά Αθίνου, Β: κατεδαφιστέα (Νοσοκομείο Λευκωσίας (αριστ.) και Προπύλαια Διανελλείου Τεχνικής Σχολής Λάρνακας (δεξιά))

Οι προαναφερθείσες ιστορικές κατασκευές από σκυρόδεμα σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν σε μια εποχή που οι σεισμικές αναλύσεις δεν είχαν εφαρμοστεί στους τοπικούς κανονισμούς και είναι, επομένως, επί του παρόντος επιρρεπείς σε σεισμικά γεγονότα [4], καθώς η Κύπρος βρίσκεται στα σύνορα μεταξύ τεκτονικών πλακών και η σεισμική δραστηριότητα, ιδιαίτερα στο νότιο τμήμα του νησιού, είναι υψηλή. Μάλιστα, στην Κύπρο, όλα τα κτίρια που κατασκευάστηκαν μέχρι το 1994, όταν έγινε υποχρεωτικός ο πρώτος Κυπριακός Αντισεισμικός Κανονισμός, σχεδιάστηκαν χωρίς έλεγχο έναντι σεισμού, ή λεπτομέρειες αντισεισμικής όπλισης. Ο πρώτος τοπικός Χάρτης Σεισμικών Ζωνών εκδόθηκε το 1986, ενώ το 1992 εισήχθη ο Κυπριακός Αντισεισμικός Κανονισμός, αρχικά ως επιλογή, πριν γίνει υποχρεωτικός το 1994. Το 2012, οι Ευρωκώδικες (συμπ. EC8 - Μέρος 3 [5]) αντικατέστησαν όλα τα προηγούμενα εθνικά έγγραφα, και επομένως χρησιμοποιούνται πλέον αποκλειστικά για τον σχεδιασμό νέων, ή την σεισμική αποτίμηση και επισκευή/ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών στο νησί.



## 2.2. Ψαθυρές αστοχίες διατηρητέων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα

Οι σεισμοί που έχουν συμβεί παγκοσμίως, και ειδικότερα στην ευρύτερη γεωγραφική περιοχή της Ανατολικής Μεσογείου κατά το πρόσφατο παρελθόν, έχουν αναδείξει τα μειονεκτήματα και τις λανθασμένες προηγούμενες πρακτικές σχεδιασμού (δηλαδή κακές λεπτομέρειες όπλισης, με υλικά χαμηλής αντοχής και ολκιμότητας (ακόμη και χωρίς συνδετήρες), ασυνεχείς διαδρομές φορτίου, έλλειψη σωστής μάτισης οπλισμών, ασθενείς κόμβοι χωρίς περίσφιξη, μαλακοί ορόφοι, ισχυρές δοκοί-ασθενή υποστυλώματα), που είναι συνήθως οι κύριες αιτίες αστοχίας σε παλιές κατασκευές.

Σύμφωνα με τον EC8 - Μέρος 3, ο εντοπισμός και η εξάλειψη των ψαθυρών αστοχιών είναι ένα πολύ σημαντικό μέρος της όλης διαδικασίας επισκευής και ενίσχυσης. Όλες οι τοπικές ψαθυρές αστοχίες πρέπει να επισκευαστούν κατάλληλα (5.1.2(2)a) και η τοπική ολκιμότητα πρέπει να αυξηθεί (αν χρειάζεται). Ωστόσο, τα παλαιότερα κτίρια (ιδιαίτερα οι ιστορικές κατασκευές) μπορεί να περιλαμβάνουν υλικά ή συστήματα που δεν επιτρέπεται να αφαιρεθούν ή να τροποποιηθούν. Η καθολική πλάστιμη συμπεριφορά μιας κατασκευής πρέπει να διασφαλίζεται μετά την επέμβαση. Είναι επίσης σημαντικό η διαδικασία επισκευής και ενίσχυσης να είναι συμβατή με τα υλικά του υπάρχοντος συστήματος και να λειτουργεί σε αρμονία με αυτό, χωρίς να δημιουργεί περαιτέρω ζημιές και αδυναμίες.

Ενώ στις συνήθεις κατασκευές, τα μέτρα που πρέπει να ληφθούν μπορεί να οδηγήσουν σε εκτεταμένες επεμβάσεις, με αυξημένο κόστος, που μπορεί τελικά να οδηγήσει στην απόφαση της μη παρέμβασης ή στην κατεδάφιση της κατασκευής, στην περίπτωση των ιστορικών διατηρητέων κτιρίων, η εκτενής αλλοίωση του φέροντος οργανισμού ή η κατεδάφιση δεν αποτελούν επιλογές. Σε αυτή την περίπτωση, οι προτεραιότητες επιλογής της στρατηγικής ενίσχυσης αλλάζουν και, ενώ σε κανονικές συνθήκες τα σημαντικά κριτήρια θα ήταν (με φθίνουσα σημασία) το κόστος, τα διαθέσιμα υλικά, η διάρκεια της διακοπής λειτουργίας, η λειτουργικότητα, η αισθητική, η αναστρεψιμότητα[6], για τις διατηρητέες κατασκευές αυτός ο κατάλογος προτεραιοτήτων αντιστρέφεται.

Οι διαφορετικές παρεμβάσεις που μπορούν να προταθούν, ωστόσο, επηρεάζουν τη συνολική συμπεριφορά του δομικού συστήματος με διαφορετικούς τρόπους. Μερικές μέθοδοι αυξάνουν την αντοχή και την ακαμψία, ενώ άλλες αυξάνουν την ολκιμότητα της κατασκευής. Η τελική απόφαση λαμβάνεται με βάση τη διαδικασία αποτίμησης, και πιο συγκεκριμένα τη σχέση μεταξύ της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής και του στόχου επιτελεσματικότητας, δηλαδή του επιπέδου παραμόρφωσης που επιτρέπεται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού.

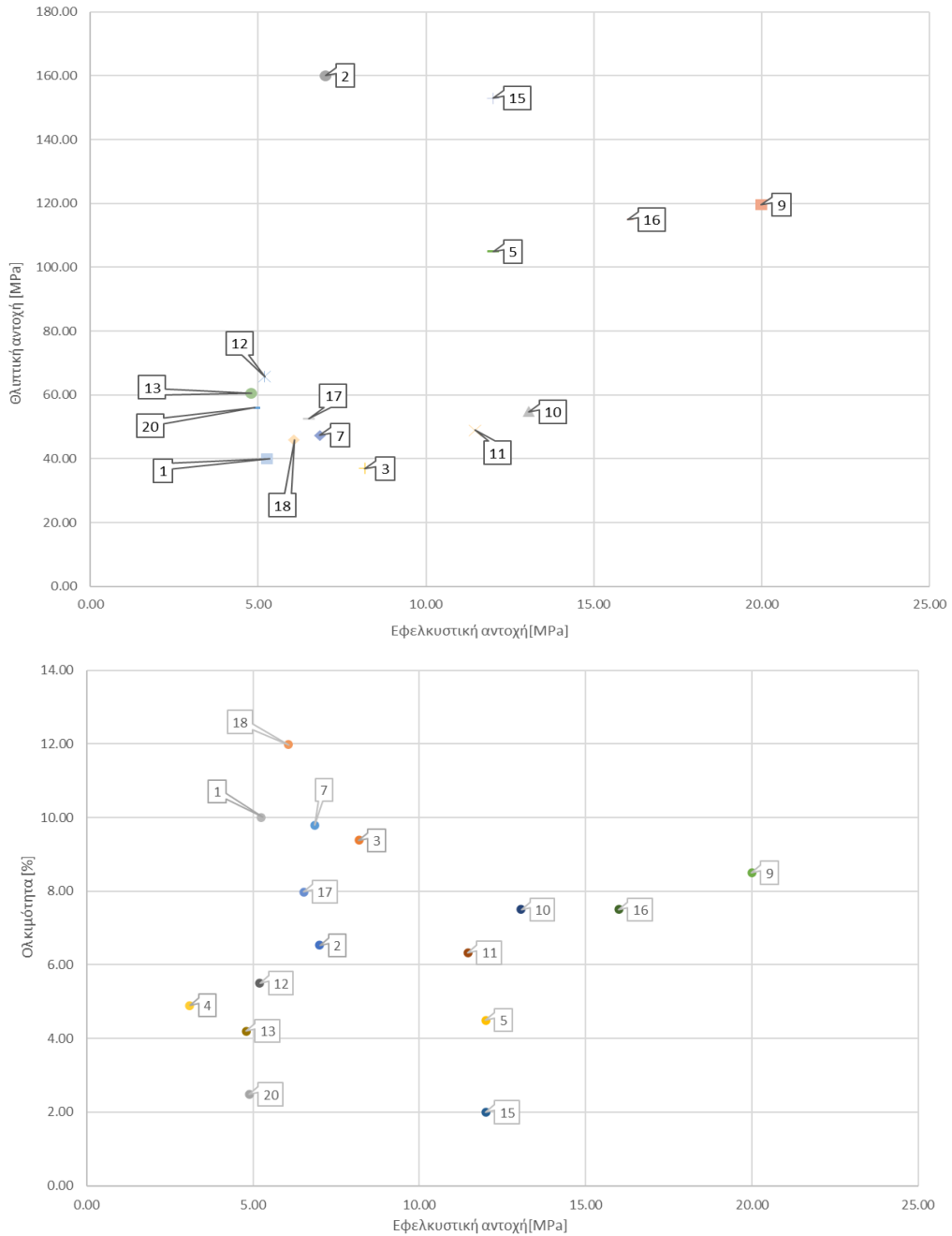
Η παρούσα εργασία εξετάζει τη διαδικασία ενίσχυσης ιστορικών κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, μέσω ενός κτιρίου μελέτης περίπτωσης: Σπίτι της Συνεργασίας - Κτίριο Μαγκοϊάν, στη Λευκωσία. Καταρχάς, η έρευνα επικεντρώνεται στη συλλογή και αξιολόγηση πληροφοριών για τις κατασκευαστικές πρακτικές της εποχής, εστιάζοντας στη συγκεκριμένη μελέτη περίπτωσης. Επικεντρώνεται επίσης στην παθολογία του κτιρίου της μελέτης περίπτωσης και στις ζημιές που προκαλούνται λόγω εγγενών ελλείψεων στον σχεδιασμό, όπου εντοπίζεται ο ψαθυρός μηχανισμός

αστοχίας της θλιβόμενης ζώνης των υποστλωμάτων, λόγω των πολύ ψηλών ανηγμένων αξονικών που παρουσιάζουν τόσο για τα κατακόρυφα φορτία, αλλά και για τα επαυξημένα αξονικά λόγω της ροπής ανατροπής που πρέπει να αναλάβουν λόγω σεισμού. Στη συνέχεια, ακολουθεί η πειραματική διερεύνηση της ενίσχυσης υποστλωμάτων με σκυρόδεμα χαμηλής αντοχής, με την χρήση ινοπλισμένου τσιμεντοειδούς με δυνατότητα κράτυνσης στον εφελκυσμό. Η επισκευή αυτή χρησιμοποιεί πολύ λεπτούς μανδύες, οι οποίοι διατηρούν την αρχιτεκτονική δομή της κατασκευής, χωρίς να αλλοιώνουν τα υφιστάμενα δομικά μέλη. Η διερεύνηση γίνεται τόσο για τετράγωνα, όσο και για κυκλικές διατομές, ούτως ώστε να υπολογιστεί η διαφορετική επίδραση του μανδύα. Στο τέλος, ο αρχικός φορέας προσομοιώνεται με τη χρήση του SAP2000 [7] και γίνεται αποτίμηση έναντι της σεισμικής φόρτισης, με την χρήση ανελαστικής στατικής ανάλυσης, όπως περιγράφεται στον EC8 - Μέρος 3 [5]. Τα αποτελέσματα χρησιμοποιούνται για να γίνει αποτίμηση της προτεινόμενης μεθόδου ενίσχυσης.

### **2.3.Ινοπλισμένα τσιμεντοειδή μίγματα με δυνατότητα κράτυνσης σε εφελκυσμό**

Καινοτόμα τσιμεντοειδή μίγματα με προσθήκη κοντών πλαστικών ασυνεχών ινών, που έχουν ερευνηθεί από την δεκαετία του 1980, τα οποία παρατίθενται πιο κάτω, παρουσιάζουν ικανότητα κράτυνσης σε εφελκυσμό και μπορεί κάλλιστα να αποτελέσουν το μέλλον της ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών [8–20]. Αυτοί οι τύποι υλικών έχουν διερευνηθεί ευρέως για νέες κατασκευές μεγάλης κλίμακας, όπως γέφυρες, ενώ ορισμένες προκαταρκτικές έρευνες έχουν δείξει πλεονεκτήματα σε περιπτώσεις επισκευών ρηγματωμένων διατομών, επικαλύψεων σε καταστρώματα γεφυρών, υποστρωμάτων στο κάτω μέρος των δοκών ή στρώσεων γύρω από δοκούς. Μέχρι στιγμής έχει γίνει περιορισμένη έρευνα στον τομέα της επισκευής υφιστάμενων δομικών μελών από σκυρόδεμα. Μέσα από μια εκτενή βιβλιογραφική έρευνα, συλλέχθηκαν δεδομένα από τσιμεντοειδή μίγματα με ίνες πολυαιθυλενίου (PE), τα οποία πληρούσαν κάποιες ελάχιστες απαιτούμενες προδιαγραφές και την τοπική διαθεσιμότητα υλικών, προκειμένου να επιλεγούν ορισμένα από αυτά για να παρασκευαστούν στις εργαστηριακές εγκαταστάσεις του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος του Πανεπιστημίου Κύπρου. Η καταγραφή των υλικών αλλά και η αξιολόγηση των μηχανικών χαρακτηριστικών των διαφόρων μιγμάτων, παρουσιάζονται συγκεντρωτικά και συνοπτικά στα διαγράμματα της Εικόνα 2.2 και στον Πίνακα 2.1. Στον πιο κάτω πίνακα, τα πρώτα 4 μίγματα (E<sub>1</sub>-E<sub>4</sub>) επιλέγησαν να χρησιμοποιηθούν για προκαταρκτικές δοκιμές, ενώ αυτά με άσπρο χρώμα αποκλείστηκαν, είτε λόγω των ιδιοτήτων τους, είτε λόγω έλλειψης διαθέσιμων πρώτων υλών. Τα διάφορα μίγματα που επιλέγησαν, είχαν διερευνηθεί στην βιβλιογραφία σε διαφορετικά εργαστήρια σε όλο τον κόσμο, με αποτέλεσμα να παρασκευάστηκαν με διαφορετικές πρώτες ύλες τσιμέντου, άμμου, ιπτάμενης τέφρας ή πυριτικής παιπάλης και ινών πολυαιθυλενίου, έτσι τα αποτελέσματα των δοκιμών να μην είναι άμεσα συγκρίσιμα. Στην περίπτωση της πειραματικής διερεύνησης αυτής της διατριβής τα ίδια υλικά χρησιμοποιήθηκαν σε όλες τις περιπτώσεις, διευκολύνοντας έτσι τη σύγκριση μεταξύ των

ερευνητικών αποτελεσμάτων. Επιπλέον, παρατηρείται μια διακύμανση στη τιμή της εφελκυστικής αντοχής από 5 έως 20 MPa, και της ολκιμότητας από 2-12% των υλικών, γεγονός το οποίο οφείλεται κυρίως στην ιδιότητα των ινών να γεφυρώνουν τις μικρορρηγματώσεις που δημιουργούνται κατά τις διαφορετικές φορτίσεις.



Εικόνα 2.2: Συνοπτική παρουσίαση μηχανικών ιδιοτήτων μιγμάτων προηγούμενων ερευνών

Πίνακας 2.1: Μίγματα προηγούμενων ερευνών

A/A	Αναφορά	V <sub>f</sub> (%) or (kg/m <sup>3</sup> )	L <sub>r</sub> [mm]	Τσιμέντο (kg/m <sup>3</sup> )	Νερό (kg/m <sup>3</sup> )	Limestone powder (kg/m <sup>3</sup> )	Fly ash	Άμμος (Silica sand) (kg/m <sup>3</sup> )	Dispersant (kg/m <sup>3</sup> )	Grumb rubber (kg/m <sup>3</sup> )	Silica fume	Silica flour	VMA- defoam er (kg/m <sup>3</sup> )	Ground granulat ed blast furnace slag (kg/m <sup>3</sup> )	HRW R	Πυκνότη τα μίγματος [g/cm <sup>3</sup> ]
1	UHDCC-1 - E <sub>1</sub> [8]	2.00%	12	500.00	230.00	0.00	0.00	700.00	0.00	0.00	150.00	0.00	0.00	650	25.00	2.00
2	E <sub>2</sub> [9]	2.00%	12	740.74	234.57	0.00	0.00	444.44	0.00	0.00	493.83	0.00	0.00	0.00	61.73	2.00
3	E <sub>3</sub> [9]	1.50%	18	936.70	335.10	0.00	401.40	401.40	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	4.20	2.00
4	E <sub>4</sub> [13]	1.50%	12	937.50	416.67	0.00	0.00	520.83	0.00	0.00	104.17	0.00	0.00	0.00	20.83	2.00
5	Type I [14]	2%-20kg/m <sup>3</sup>	12	700.00	230.00	100.00	0.00	500.00	0.00	0.00	150.00	0.00	0.00	750.00	25.00	2.00
6	[15]	2.50%	12	396.04	356.44	0.00	396.04	792.08	0.00	0.00	39.60	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00
7	[16]	20(kg/m <sup>3</sup> )	12	656.00	290.79	0.00	118.00	604.00	0.00	57.00	246.00	0.00	0.00	0.00	3.00	2.00
8	[17]	1.5	12	788.50	160.30	0.00	0.00	867.40	0.00	0.00	197.10	236.60	0.00	0.00	47- 52.6	2.00
9	[18]	20(kg/m <sup>3</sup> )	18	800.00	230.00	0.00	0.00	500.00	0.00	0.00	150.00	0.00	0.00	750.00	25.00	2.41
10	M <sub>26</sub> [19]	1.75	18	1558.54	405.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.56	0.00	37.40	2.03
11	M <sub>30</sub> [19]	1.75	18	1499.06	449.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	13.49	1.99
12	[20]-1	2%	12	820.00	379.25	0.00	205.00	656.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.075- 3.588	2.00
13	[20]-2	2.50%	12	820.00	379.25	0.00	205.00	656.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.075- 3.588	2.00
14	[10]	2%	12	1342.28	362.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	268.46	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00
15	[11]	14 (1.5 Vol%)	18	1289.00	284.00	0.00	0.00	143.00	0.00	0.00	143.00	430.00	0.00	0.00	22.00	2.00
16	Type II [14]	0.02	12	700.00	230.00	100.00	0.00	500.00	0.00	0.00	150.00	0.00	0.00	750.00	25.00	2.00
17	UHDCC-1 [8]	19		593.00	313.10	0.00	711.60	474.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	1.89
18	UHDCC-2 [8]	19		936.70	361.30	0.00	201.40	601.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.20	2.01
19	[13]	1.80%	12	1376.15	412.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	152.91	0.00	0.00	0.00	30.58	2.00
20	[12]	2%	12	764.81	293.18	509.88	0.00	458.89	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	25.49	2.08

Στις περιπτώσεις των μιγμάτων που αποφασίστηκε να παρασκευαστούν στο εργαστήριο, παρατηρείται η τάση να προστίθεται στο μίγμα πυριτική παιπάλη και ιπτάμενη τέφρα, ποζολανικά υλικά τα οποία βοηθούν τη σύνθεση και τις ιδιότητες του τελικού προϊόντος. Τα συγκεκριμένα υλικά χρησιμοποιούνται συνήθως ως υλικά αντικατάστασης του τσιμέντου, ωστόσο κατά το σχεδιασμό μίγματος που περιέχει ιπτάμενη τέφρα, ένα θέμα στο οποίο πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή είναι η αντιμετώπιση της αργής ανάπτυξης υψηλών αντοχών. Όσον αφορά την παραγωγή αυτοσυμπυκνούμενου σκυροδέματος, το οποίο είναι και το ζητούμενο στην προκειμένη περίπτωση, η ιπτάμενη τέφρα μπορεί να βελτιώσει την εργασιμότητα του μίγματος. Στην περίπτωση χρήσης πυριτικής παιπάλης στο μίγμα, προκαλείται αύξηση των θλιπτικών αντοχών, κυρίως σε υψηλότερες ηλικίες, και γενικά βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων. Παρατηρώντας τα πιο πάνω συγκριτικά αποτελέσματα, είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι το μίγμα στο οποίο χρησιμοποιήθηκε ιπτάμενη τέφρα επιλέγηκε, αν και παρουσίασε χαμηλή θλιπτική αντοχή συγκριτικά με τα υπόλοιπα μίγματα, γεγονός που οφείλεται στο ότι οι δοκιμές έγιναν όταν το τσιμεντοειδές μίγμα ήταν ακόμη νωπό, προτού προλάβει να αναπτύξει τις μέγιστες αντοχές του, ενώ η ολκιμότητά του βρίσκεται σε υψηλά επίπεδα. Ως αποτέλεσμα, αν οι δοκιμές του εν λόγω μίγματος πραγματοποιηθούν αφού πρώτα αναπτυχθούν οι μέγιστες αντοχές του, ίσως να παρουσιαστεί ως ένα ικανοποιητικό επισκευαστικό υλικό. Επίσης, η επιλογή των μιγμάτων έγινε με σκοπό να υπάρχουν τσιμεντοειδή μίγματα με ίνες πολυαιθυλενίου μήκους 12 και 18 mm, και έτσι να μπορούν να εξαχθούν συμπεράσματα συσχετιζόμενα με το μήκος των ινών.

Αρχικά πραγματοποιήθηκε ένας περιορισμένος αριθμός πειραματικών δοκιμών, οι οποίες μπορούν να θεωρηθούν προκαταρκτικές για την εύρεση ενός υλικού που πληροί τις προαναφερθείσες ιδιότητες. Στην συνέχεια, ακολουθήθηκε μια πιο εκτεταμένη έρευνα στον τομέα των ενισχύσεων, η οποία μελέτησε τη συμπεριφορά τόσο του επισκευαστικού υλικού, όσο και ενός χαμηλής αντοχής σκυροδέματος μετά από την ενίσχυσή του. Συνεπώς, στη συγκεκριμένη έρευνα θα παρουσιαστούν αρχικά κάποια προκαταρκτικά πειράματα για την επιλογή τσιμεντοειδούς ινοπλισμένου μίγματος, και θα ακολουθήσουν πειράματα ενίσχυσης μελών σε μικροκλίμακα, έτσι ώστε να υπάρχει μια ολοκληρωμένη εικόνα για την αποτελεσματικότητα της ενίσχυσης.

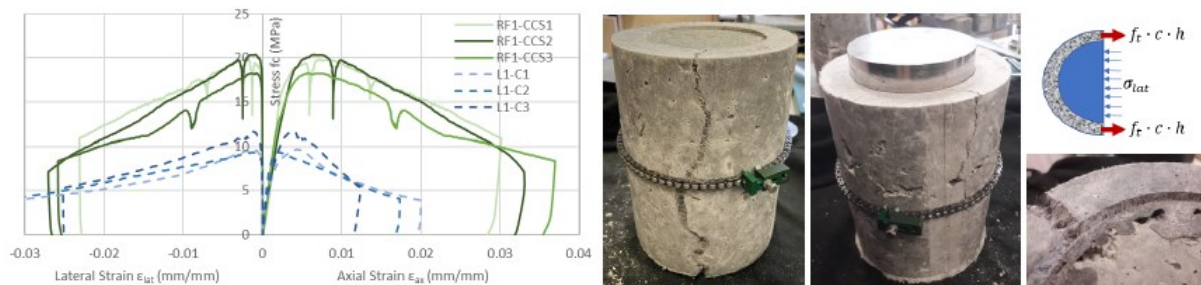
#### **2.4.Ενίσχυση με μανδύες από ινοπλισμένο σκυρόδεμα**

Αρχικά, μέσω βιβλιογραφικής ανασκόπησης, εντόπιζονται ελάχιστες έρευνες που παρουσιάζουν αποτελέσματα για την επίδραση λεπτού μανδύα με τσιμεντοειδές ινοπλισμένο μίγμα σε υποστυλώματα χαμηλής αντοχής σκυροδέματος. Με βάση τις έρευνες αυτές, στις περισσότερες περιπτώσεις, το αρχικό υλικό είχε σχεδόν την ίδια αντοχή σε θλίψη με το επισκευαστικό υλικό (30-40 MPa).

Για την περίπτωση υφιστάμενων κατεστραμμένων ή προ-κατεστραμμένων υποστυλωμάτων, οι μανδύες SHCC φαίνεται να είναι μια κατάλληλη τεχνική επισκευής/μετασκευής, ειδικά όσον αφορά τη διάτμηση υπό κυκλική φόρτιση [21–23]. Σε μια άλλη μελέτη, αξιολογήθηκε η αποτελεσματικότητα του

μανδύα σε πυρήνες που επισκευάστηκαν με στρώματα SHCC, με το υλικό του πυρήνα να έχει την ίδια αντοχή σε θλίψη με το υλικό επισκευής SHCC [24]. Ωστόσο, σε ιστορικές κατασκευές από σκυρόδεμα, έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα χαμηλής αντοχής και η αποτελεσματικότητα του επισκευαστικού μανδύα SHCC δεν έχει δοκιμαστεί μέχρι τώρα σε τέτοια μέλη. Με βάση αυτό, απαιτείται περαιτέρω έρευνα για να ποσοτικοποιηθεί η αποτελεσματικότητα της προτεινόμενης τεχνικής επέμβασης.

Οι Georgiou et. al. [25] μελέτησαν την ενίσχυση κυλινδρικών πυρήνων σκυροδέματος χαμηλής αντοχής (10 MPa) με ινοπλισμένο τσιμεντοειδές μανδύα (42 MPa), τόσο ως προς την αποτελεσματικότητα σε αύξηση της αντοχής λόγω περίσφιξης, αλλά και ως προς την τελική θλιπτική αντοχή του επισκευασμένου μέλους. Για αρχικούς πυρήνες διαμέτρου 100 mm, με επικάλυψη 25 mm, βρήκαν αύξηση 100% του πυρήνα και 200% της αντοχής του μέλους. Χρησιμοποίησαν το μοντέλο περίσφιξης του Richart για να συνδέσουν την αντοχή του ινοπλισμένου σε άμεσο εφελκυσμό με την τάση περίσφιξης που αναπτύσσεται λόγω του μανδύα (Εικόνα 2.3).



Εικόνα 2.3: Απόσπασμα από την μελέτη [25] για την ενίσχυση κυλινδρικών πυρήνων με το μοντέλο περίσφιξης Richart

Οι Hossain et. al. [26], χρησιμοποίησαν δοκίμια οπλισμένου και άοπλου σκυροδέματος, τετραγωνικής και κυκλικής διατομής αντίστοιχα, επικαλυμμένα με ενισχυτικό τσιμεντοειδές μίγμα με ίνες PVA. Το υλικό του πυρήνα που ενίσχυσαν ήταν ένα αυτοσυμπυκνούμενο σκυρόδεμα αντοχής 42 MPa. Το ινοπλισμένο τσιμεντοειδές είχε θλιπτική αντοχή 49.7 MPa. Χρησιμοποίησαν πάχη μανδύα 20, 30 και 50 mm για τα κυκλικά δοκίμια και 10, 15 και 20 mm για τα τετράγωνα, ενώ οι πυρήνες του αυτοσυμπυκνούμενου είχαν αρχική διάσταση διατομής 150 mm. Τα αποτελέσματα από τα πειράματα στη συγκεκριμένη έρευνα παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.2 πιο κάτω:

Πίνακας 2.2: Αποτελέσματα δοκιμών μονοαξονικής θλίψης παλαιότερης ερευνητικής εργασίας

Designation	Analytical strength $f_{cc}'$ , MPa (ksi)		Experimental $f_{cc}'$ , MPa (ksi)	Ratios of confined to unconfined concrete strength $f_{cc}'/f_c'$		
	Mander et al. <sup>32</sup>	Richart et al. <sup>33</sup>		Mander et al. <sup>32</sup>	Richart et al. <sup>33</sup>	Experimental
C-SC-20	49.95 (7.24)	47.03 (6.82)	35.63 (5.17)	1.19	1.12	0.85*
C-SC-30	53.56 (7.77)	49.54 (7.18)	51.59 (7.48)	1.28	1.18	1.23
C-SC-50	60.18 (8.73)	54.57 (7.91)	47.23 (6.85)	1.43	1.30	1.12
S-SC-10	44.75 (6.49)	43.78 (6.35)	49.57 (7.19)	1.07	1.04	1.18
S-SC-15	46.08 (6.68)	44.67 (6.48)	44.81 (6.50)	1.10	1.06	1.07
S-SC-20	47.37 (6.87)	45.56 (6.60)	46.52 (6.75)	1.13	1.08	1.11

Από τα πιο πάνω αποτελέσματα, παρατηρείται αύξηση της θλιπτικής αντοχής των κυλινδρικών δοκιμίων κατά 1.23f<sub>c</sub>, και των τετραγωνικών δοκιμίων κατά 1.64f<sub>c</sub> η οποία οφείλεται στην ενίσχυση με το επισκευαστικό υλικό της έρευνας. Παρά το γεγονός ότι υπήρχε ίδια επικάλυψη στα κυκλικά και τετράγωνα δοκίμια, πάχους 20 mm, με πολύ μεγαλύτερη αποτελεσματικότητα στην περίσφιξη των τετράγωνων δοκιμίων, οι ερευνητές σημειώνουν ότι η αποτελεσματικότητα ήταν μεγαλύτερη στα κυκλικά δοκίμια, σε αντίθεση με τα πραγματικά αποτελέσματα. Σημαντικό είναι να επισημανθεί ότι το αρχικό σκυρόδεμα είχε ψηλή θλιπτική αντοχή, σε αντίθεση με το σκυρόδεμα που χρησιμοποιείτο σε κατασκευές πριν το 1970. Έτσι, μπορεί να τονιστεί η σημαντικότητα της παρούσας μελέτης για τις ιστορικές κατασκευές, αφού μέχρι σήμερα καμιά μελέτη δεν έχει δημοσιευτεί η οποία να ερευνά την αποτελεσματικότητα της περίσφιξης σκυροδέματος χαμηλής αντοχής σε τετράγωνα και κυκλικά δομικά μέλη.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3. Κτίριο Μελέτης – Σπίτι της Συνεργασίας (Home for Cooperation)

### 3.1.Εισαγωγή

*Το Σπίτι της Συνεργασίας (βλ.*

Εικόνα 3.1) βρίσκεται στη Νεκρή Ζώνη, την οποία ελέγχουν τα Ηνωμένα Έθνη, σε μια κεντρική θέση στη μέση των διαχωριστικών γραμμών της Κύπρου, και ιδιαίτερα της πόλης της Λευκωσίας. Το κτίριο βρίσκεται απέναντι από το ξενοδοχείο Ledra Palace, του οποίου η ευρύτερη περιοχή έχει κηρυχθεί ως Περιοχή Ειδικού Χαρακτήρα. Λόγω της Νεκρής Ζώνης, παραμένει το μόνο μη διατηρητέο κτίριο της οικοδομημένης νησίδας που εφάπτεται της τάφρου, χωρίς όμως να επιτρέπεται η κατεδάφισή του. Το εν λόγω οικοδόμημα δεν είναι απλά ένα κτίριο συνοδείας, αλλά παρουσιάζει αξιόλογα αρχιτεκτονικά στοιχεία και συμβάλλει στη σύνθεση της εικόνας του μεταπολεμικού αρχιτεκτονικού ρεύματος. Η θέση του, αλλά και η λειτουργία του, το καθορίζουν ως ένα ορόσημο της πόλης, αφού λειτουργεί ως γέφυρα μεταξύ των διαχωρισμένων κοινοτήτων. Στο κτίριο αυτό υπάρχουν χώροι εργασίας, καφετέριες, αλλά και χώροι εκδηλώσεων, φιλοξενώντας έτσι ποικιλία πολιτιστικών, καλλιτεχνικών και εκπαιδευτικών προγραμμάτων με στόχο την επικοινωνία και συνεννόηση των διαχωρισμένων κοινοτήτων.



*Εικόνα 3.1: Όψη του κτιρίου μελέτης με την πάροδο του χρόνου – 1970 αριστερά και 2022 δεξιά*

### 3.2.Ιστορικό υπόβαθρο και περιγραφή κτιρίου

Το κτίριο αδειοδοτήθηκε τον Μάρτιο του 1951, και οι εργασίες για την ανέγερσή του άρχισαν άμεσα (βλ. Εικόνα 3.2). Η ανέγερσή του ολοκληρώθηκε την ερχόμενη χρονιά από την οικογένεια Μαγκοϊάν, με στόχο τη φιλοξενία διαφόρων ειδών επιχειρήσεων, αλλά και τη χρήση του ως κατοικία, εξυπηρετώντας τις αυξανόμενες ανάγκες της περιοχής για διαμονή και εμπορικές δραστηριότητες. Στις 21 Δεκεμβρίου 1963, ξέσπασε ενδοκοινοτική βία μεταξύ Ελληνοκυπρίων και Τουρκοκυπρίων, προκαλώντας εκατοντάδες θανάτους, λεηλασίες και καταστροφές περιουσιών. Το 1964, τοποθετήθηκαν οδοφράγματα στην περιοχή εκατέρωθεν του κτιρίου (βλ. Εικόνα 3.3), τα οποία σηματοδότησαν το διαχωρισμό της Λευκωσίας σε Ελληνικό και Τουρκικό τομέα, παράλληλα με τον ερχομό των



ειρηνευτικών δυνάμεων των Ηνωμένων Εθνών. Ένα μεγάλο μέρος του κτιρίου συνέχισε να λειτουργεί, ενώ ο όροφος ενοικιάστηκε από τις ειρηνευτικές δυνάμεις.



*Εικόνα 3.2: Οικοδομή για την ανέγερση του κτιρίου, δίπλα στο σπίτι των αδελφών Μαγκοϊάν*



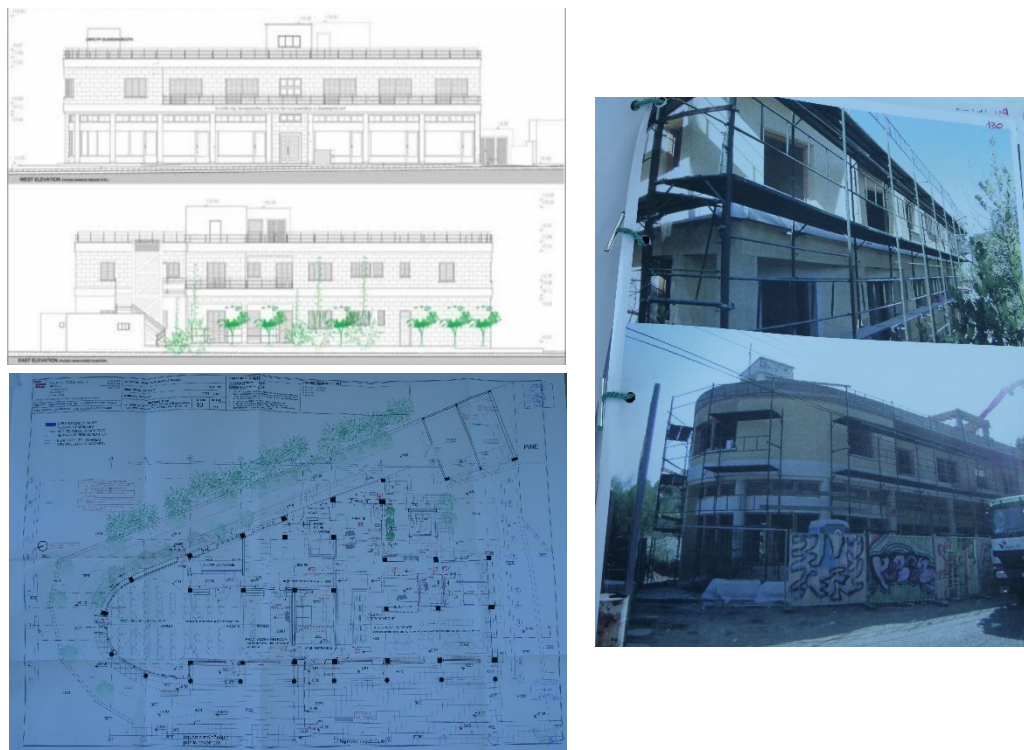
*Εικόνα 3.3: Οδοφράγματα εκατέρωθεν του κτιρίου*

Με την στρατιωτική επέμβαση της Τουρκίας το 1974, ο ιδιοκτήτης και οι ενοικιαστές αναγκάστηκαν να εκκενώσουν το κτίριο, αφού ήταν σε περιοχή διασταυρούμενων πυρών. Το κτίριο, στη συνέχεια, έμεινε εγκαταλελειμμένο και μισο-κατεστραμμένο (βλ. Εικόνα 3.4). Λόγω της Τουρκικής εισβολής, το κτίριο συμπεριλήφθηκε στη Νεκρή Ζώνη, η οποία ελέγχεται μέχρι και σήμερα από τα Ηνωμένα Έθνη.



*Εικόνα 3.4: Ερήμωση και καταστροφή του κτιρίου*

Από τότε μέχρι το 2003, το κτίριο παρέμεινε εγκαταλελειμμένο, ενώ το 2003 οι περιορισμοί στη διακίνηση σε διάφορα σημεία ελέγχου άρθηκαν και το οδόφραγμα στο σημείο ήταν το πρώτο που άνοιξε, με αποτέλεσμα πολίτες να επισκέπτονται την περιοχή. Από το 2005, με την υποστήριξη πολιτών και χορηγιών από οικονομικούς φορείς, το κτίριο ανακαινίστηκε (βλ. Εικόνα 3.5) και επαναλειτούργησε το 2011 ως κέντρο κοινωνικο-πολιτισμικού χαρακτήρα, με το συμβολικό όνομα «Σπίτι της Συνεργασίας».



*Εικόνα 3.5: Νέα αρχιτεκτονικά σχέδια όψεων/κατόψεων και αναστήλωση κτιρίου*

Το Σπίτι της Συνεργασίας εγκαινιάστηκε στις 6 Μαΐου 2011, από κοινού από τους ηγέτες των δύο κοινοτήτων (Ελληνοκύπριους και Τουρκοκύπριους), και από τότε αποτελεί ένα μοναδικό λειτουργικό κέντρο που έχει ως στόχο την καλλιέργεια, την προώθηση του διαλόγου και της συνεργασίας μεταξύ ανθρώπων με διαφορετικό εθνικό, θρησκευτικό, γλωσσικό και πολιτισμικό υπόβαθρο, σε τοπικό, ευρωπαϊκό και διεθνές επίπεδο.

### 3.2.1. Τεχνική Περιγραφή

Το κτίριο είναι μια 2όροφη πλαίσιακή κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα σχέδια του εκπονήθηκαν από το αρχιτεκτονικό γραφείο Α/φοι Μιχαηλίδη, αρχιτέκτονας και πολιτικός μηχανικός, οι οποίοι ήταν πρωτοπόροι της αρχιτεκτονικής του μοντέρνου κινήματος στον Κυπριακό χώρο. Το εν λόγω κτίριο παρουσιάζει αξιόλογα αρχιτεκτονικά στοιχεία και συμβάλλει στη σύνθεση της εικόνας του μεταπολεμικού αρχιτεκτονικού ρεύματος, αφού όπως προαναφέρθηκε είναι ένα δώμημα από οπλισμένο σκυρόδεμα και όχι φέρουσα τοιχοποιία, που συνήθως εφαρμοζόταν την τότε εποχή. Περαιτέρω, πρέπει

να αναφερθεί ότι το Σπίτι της Συνεργασίας, όπως και τα πλείστα κτίρια της ίδιας περιόδου, εξωτερικά επενδύονταν σχεδόν εξ ολοκλήρου ή είχαν σαν φέρουσα τοιχοποιία ή τοιχοποιία πλήρωσης, πλην των δομικών τους στοιχείων, τον τοπικό πορόλιθο της νεοκλασικής περιόδου. Το συνολικό εμβαδόν της υφιστάμενης κύριας οικοδομής είναι 685 m<sup>2</sup>, με το εμβαδόν του 1<sup>ου</sup> ορόφου να είναι περίπου το μισό, ίσο με 316 m<sup>2</sup>. Επίσης υπάρχει ένας μικρός καλυμμένος χώρος στην οροφή, ο οποίος αξιοποιείται ως κλιμακοστάσιο. Στην αυλή κτίστηκαν δύο γκαράζ και δύο αποθήκες. Το υλικό πλήρωσης των εξωτερικών τοίχων αποτελείται από πελεκητή πέτρα, ενώ στους εσωτερικούς τοίχους τοποθετήθηκε τουβλοδομή 10 εκατοστών και στα κουφώματα χρησιμοποιήθηκαν γυαλιά με μωσαϊκές μετόπες που καλύπτουν τα μεταλλικά ρολά των βιτρινών. Έγινε σοβάτισμα γενικά σε όλους τους τοίχους και τοποθετήθηκαν υδραυλικές εγκαταστάσεις με γαλβανιζέ σωλήνες σιδερένιου υλικού. Τα συγκεκριμένα στοιχεία βρέθηκαν σε αποσπάσματα και έντυπα που συμπληρώθηκαν από τους αρχικούς μελετητές του έργου, όπως φαίνονται στην Εικόνα 3.6.

Επί του ήδη υπάρχοντος ισόγειου θά κτισθῆ εἰς ὄροφος μετὰ κλιμακοστασίου μέχρι τῆς ταράτσας. Εἰς τὴν ταράτσαν γίνονται δύο κλισταριά. Εἰς τὴν αὐλὴν κτίζονται δύο γκαράζ καὶ δύο ἀποθήκαι.

Ἡ ὅλη κατασκευὴ εἶναι σκελετός μετόν ἄρμέ. Οἱ ἐξωτερικοὶ τοῖχοι εἶναι πέτρα πελεκητή. Οἱ ἐσωτερικοὶ τοῦβλα 10 ἐκ.

Ἡ ἐπικάλυψις πλάξ μετόν ἄρμέ. Γίνονται σοβατίσματα γενικῶς εἰς ὅλους τοὺς τοίχους καὶ χωρίσματα εἰς τοὺς χώρους ὑπηρεσίας.

Αἱ ὑδραυλικαὶ ἐγκαταστάσεις με σωλήνες σιδηραῦς γαλβανισμένους.

Ἡ ἀποχέτευσις εἰς τὸν ὑπάρχοντα λάκκον βόθρον καὶ λάκκον ἀπορροφῆσεως.

1. Τὸ χρησιμοποιηθὲν υἷκόν θά εἶναι:—

(α) Ἐξωτερικοὶ τοῖχοι *Rubble stones.*

(β) Ἐσωτερικοὶ τοῖχοι *Burned bricks.*

(γ) Ὁροφή *R. C. slabs.*

(δ) Ἐξωδιαμερίσματα

Οἱ ἐξωτερικοὶ τοῖχοι εἶναι μῶλος Γερολάκκου με σοβάς εἰς τὰ κἀχη τοῦ σχεδίου.

Τὰ ἐσωτερικὰ χωρίσματα εἶναι τοῦβλα.

Εικόνα 3.6: Σημειώσεις/Αποσπάσματα από αρχιτεκτονικά σχέδια και πληροφορίες κτιρίου



Με την πάροδο του χρόνου, και την καταστροφή που δέχθηκε το κτίριο, τον Δεκέμβριο του 2007 έγινε μια νέα μελέτη ανακαίνισης και επιδιόρθωσής του. Για την επιδιόρθωση και την αποκατάσταση της στατικής επάρκειας του κτιρίου, χρειάστηκε να κατεδαφιστεί η πλάκα οροφής, να γίνουν δοκιμές αντοχής σκυροδέματος, έλεγχος διάβρωσης του οπλισμού και επικάλυψη επιφανειών σκυροδέματος με πολυμερικό κονίαμα. Επιπλέον, ήταν απαραίτητη η επισκευή όλων των ρωγμών με εποξειδική ρητίνη, βάψιμο των τελικών επιφανειών σκυροδέματος με επίστρωση ή βαφή για αποφυγή ενανθράκωσης του σκυροδέματος, και εφαρμογή 2 στρώσεων υφάσματος από ανθρακονήματα σε κυκλικής διατομής υποστυλώματα. Οι αρχιτεκτονικές φύσης επεμβάσεις του κτιρίου έπρεπε να περιοριστούν λόγω της ιδιαιτερότητας του, με αποτέλεσμα οι τροποποιήσεις να μην επηρεάζουν τον αρχιτεκτονικό του χαρακτήρα. Παραδείγματα των αρχιτεκτονικών τροποποιήσεων του κτιρίου είναι η κατεδάφιση των εσωτερικών τοιχοποιιών και η ανακατασκευή τους σε νέες θέσεις, η αλλαγή του πατώματος σε solid parquet και μωσαϊκό δάπεδο, το μπογιατίσιμα των επιφανειών με χρωματισμούς γήινου χρώματος, καθώς επίσης η τοποθέτηση περιμετρικού προστατευτικού κάγκελου στις βεράντες και η ανανέωση των ξυλουργικών στα ανοίγματα. Επιπλέον, χρειάστηκε συντήρηση των εξωτερικών επιφανειών από πετρα, με πουρί στο υφιστάμενο χρώμα, χωρίς όμως σημαντικές μεταβολές στις όψεις του κτιρίου λόγω περιορισμών από την Αρμόδια Αρχή.

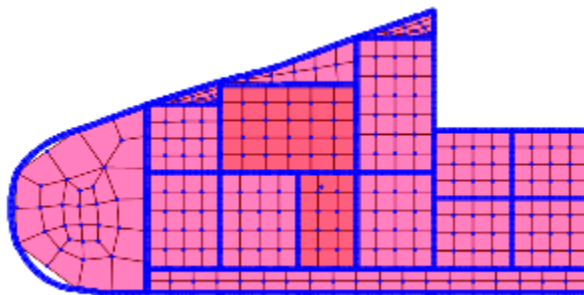
### 3.3. Προσομοίωση κτιρίου στο πρόγραμμα ανάλυσης SAP2000

Το κτίριο, όπως προαναφέρθηκε, είναι ένα ιστορικό κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος ηλικίας άνω των 70 χρόνων, το οποίο έχει τύχει επισκευών και ενισχύσεων, έτσι ώστε να καταστεί κατάλληλο για να φιλοξενεί κοινό. Στην παρούσα μελέτη, προσομοιώνεται το αρχικό κτίριο σε συγκεκριμένο πρόγραμμα ανάλυσης (SAP2000-βλ. Εικόνα 3.7), και γίνονται έλεγχοι των μηχανισμών αστοχίας των υποστυλωμάτων, στην αρχική μορφή του κτιρίου, αναγνωρίζοντας έτσι τους κύριους μηχανισμούς βλαβών, τόσο σε τοπικό, όσο και σε καθολικό επίπεδο.

A. Κάτοψη αρχιτεκτονικού σχεδίου



B. Προσομοίωση στο SAP2000



Εικόνα 3.7: Κάτοψη του κτιρίου και προσομοίωση στο SAP2000

### 3.3.1. Προσδιορισμός παραμέτρων

Για την ρεαλιστική προσομοίωση και ανάλυση ενός κτιρίου, είναι αναγκαίο να εισαχθούν σωστά οι παραμέτροι του, οι οποίοι καθορίζουν τη φέρουσα ικανότητά του. Με την ορθή εισαγωγή των παραμέτρων, η μελέτη και ανάλυση θα οδηγήσουν σε αποτελέσματα που θα αντιπροσωπεύουν την πραγματική κατάσταση του κτιρίου, και τις βλάβες που τυχόν θα συμβούν σε ένα μελλοντικό σεισμικό συμβάν. Με βάση την επιτόπια επίσκεψη που έγινε και τους ελέγχους που ακολούθησαν από τους μελετητές της ανακαίνισης, αναγράφηκαν και αναφέρθηκαν τα χαρακτηριστικά και οι παραμέτροι του αρχικού φορέα. .

Στον **Error! Reference source not found.** παρουσιάζονται όλες οι παράμετροι που εισήχθηκαν στο πρόγραμμα ώστε να προσομοιωθεί ρεαλιστικά το κτίριο.

Επιπρόσθετα των πιο πάνω παραμέτρων, στο πρόγραμμα εισήχθηκε μηδενική τιμή στον λόγο του Poisson, διότι κατά την επιτόπια επίσκεψη που έγινε στο χώρο του κτιρίου παρουσιάστηκαν ρηγματώσεις στο σκυρόδεμα και βάσει του Ευρωκώδικα 2 (Κεφάλαιο 3.1.3, Παράγραφος 4 [27]), ο λόγος του Poisson λαμβάνεται ίσος με μηδέν για ρηγματωμένο σκυρόδεμα. Εάν δεν θεωρηθεί ίσος με μηδέν, τότε τα αποτελέσματα από την ανάλυση δεν θα είναι ρεαλιστικά, διότι το συγκεκριμένο λογισμικό μετατρέπει την εγκάρσια παραμόρφωση σε εφελκυστική τάση την οποία δεν μπορεί να παραλάβει το ρηγματωμένο σκυρόδεμα.

Περαιτέρω υπολογισμοί χρειάστηκαν για το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος, το οποίο προσδιορίζεται από την κλίση της ευθείας του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) στο 40% της μέσης θλιπτικής αντοχής του [27] αλλά και από την πιο κάτω εξίσωση 3.1.

$$E = 22 \cdot \left[ \frac{f_{cd}}{10} \right]^{0.3} = 22 \cdot \left[ \frac{12}{10} \right]^{0.3} = 23.62 \text{MPa} \quad (3.1)$$

όπου  $f_{cd}$ : η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος (MPa).

### 3.3.2. Προσδιορισμός των Μόνιμων (G) και Κινητών φορτίων (Q)

Τα φορτία καθορίζονται έτσι ώστε να διασφαλιστεί η στατική επάρκεια και λειτουργικότητα της κατασκευής. Οι φορτίσεις διακρίνονται σε μόνιμες και μεταβλητές: τα κατακόρυφα νεκρά φορτία της κατασκευής, και τα κατακόρυφα κινητά φορτία. Τα κινητά φορτία είναι αυτά που καθορίζονται με

βάση τον Ευρωκώδικα 1-Παράρτημα 1 (EN 1991-1-1:2002), ο οποίος καθορίζει το φορτίο αναλόγως της χρήσης του χώρου που θα εισαχθούν, όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.2. Στο Παράρτημα Α περιγράφεται αναλυτικά ο προσδιορισμός των Μόνιμων (G) και Κινητών Φορτίων (Q) του κτιρίου. Στον Πίνακα 3.1 παρουσιάζεται συνοπτικά το μέγεθος των φορτίσεων που εισήχθησαν στις πλάκες του προσομοιωμένου φορέα. Στον Πίνακα 3.2 παρουσιάζονται οι φορτίσεις που εισήχθησαν για την εξωτερική και εσωτερική τοιχοποιία.

Πίνακας 3.1: Συνοπτική παρουσίαση μόνιμων και κινητών φορτίσεων πλακών

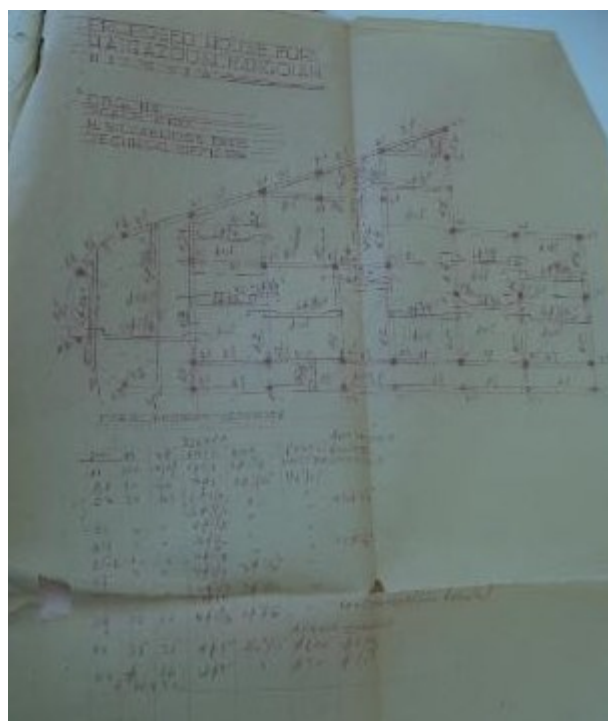
<b>Πλάκες</b>	<b>Μόνιμο φορτίο</b>	<b>Κινητό Φορτίο</b>
<i>Ισογείου</i>	0.875 kN/m <sup>2</sup>	2.00 kN/m <sup>2</sup>
<i>Οροφής</i>	2.610 kN/m <sup>2</sup>	2.00 kN/m <sup>2</sup>
<i>Μπαλκόνια</i>	0.875 kN/m <sup>2</sup>	4.00 kN/m <sup>2</sup>
<i>Κλιμακοστάσιο Ισογείου</i>	2.550 kN/m <sup>2</sup>	4.00 kN/m <sup>2</sup>
<i>Κλιμακοστάσιο Ορόφου</i>	2.320 kN/m <sup>2</sup>	4.00 kN/m <sup>2</sup>

Πίνακας 3.2: Συνοπτική παρουσίαση φορτίων τοιχοποιίας

<b>Είδος τοιχοποιίας</b>	<b>Φορτίο</b>
<i>Εξωτερική Ορόφου</i>	7.10 kN/m
<i>Εσωτερική Ορόφου</i>	4.97 kN/m

### 3.4.Προσομοίωση κατασκευής

Τα υποστυλώματα του κτιρίου διακρίνονται σε 2 κατηγορίες: κυκλικά με διάμετρο 0.30 m και τετραγωνικά με πλευρά 0.35 m. Τα μέλη συνεχίζονται στον όροφο χωρίς μεταβολές των διαστάσεών τους. Ο κύριος διαμήκης οπλισμός των υποστυλωμάτων είναι 4-Φ25, και ο εγκάρσιος οπλισμός συνδετήρων Φ6 ανά 0.15 m κατανεμημένος ομοιόμορφα καθ' ύψος. Οι διαστάσεις των δοκών είναι 0.30 m x 0.60 m, όπου η μεγάλη διάσταση το ύψος της δοκού. Ο οπλισμός των δοκών διαφοροποιείται αναλόγως του τύπου όπλισης που απαιτείται. Οι τύποι όπλισης των δοκών, όπως και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.3, όπως επίσης και στα αρχικά σχέδια του μελετητή (βλ. Εικόνα 3.8).



Εικόνα 3.8: Αρχικό στατικό σχέδιο μελετητή

Πίνακας 3.3: Τύποι όπλισης δοκών

Τύποι όπλισης	ΑΝΩ	ΚΑΤΩ	ΣΥΝΑΕΤΗΡΕΣ	ΑΝΩ ΚΑΙΠΑΚΙΑ
$\Delta_1$	2Φ12	4Φ25	Φ6/150	-
$\Delta_2$	2Φ12	2Φ22	Φ6/150	2Φ18
$\Delta_3$	2Φ12	4Φ16	Φ6/150	-
$\Delta_4$	2Φ12	4Φ12	Φ6/150	1Φ18
$\Delta_5$	2Φ12	4Φ16	Φ6/150	-
$\Delta_6$	2Φ12	4Φ16	Φ6/150	-
$\Delta_7$	4Φ12	2Φ18	Φ6/150	-
$\Delta_8$	2Φ12	2Φ25	Φ6/150	-
$\Delta_9$	2Φ12	4Φ16	Φ6/150	-

Όπως φαίνεται στις Εικόνες 3.9, το κτίριο στην πρόσοψη δεν έχει κρεμαστές δοκούς, ενώ εσωτερικά φαίνονται οι κόμβοι υποστυλώματος-κρεμαστής δοκού. Οι περιμετρικές δοκοί ( $\Delta_9$ ) στο σημείο της προβόλου είναι ανεστραμμένες, σύμφωνα με την Εικόνα 3.10. Επομένως, κάποια υποστυλώματα της κάτοψης έχουν ελεύθερο μήκος την απόσταση από τη βάση τους μέχρι την ανεστραμμένη δοκό, ίσο με 3.76 m, ενώ τα υπόλοιπα όπου οι δοκοί είναι κρεμαστοί έχουν ελεύθερο ύψος 3.16 m.

Οι πλάκες έχουν ύψος από 0.15-0.20 m και ο οπλισμός τους παρουσιάζεται στο αρχικό στατικό σχέδιο του μελετητή στην Εικόνα 3.8. Επίσης, οι πλάκες συμπεριλαμβάνουν μια ενισχυμένη ζώνη κατά μήκος τους, η οποία έχει πλάτος 1.0 m και οπλίζεται με 6-Φ16 άνω και κάτω για ενίσχυση των πλακών

και μεταφορά των φορτίων στις επιμέρους δοκούς. Περαιτέρω, οι πλάκες προσομοιώθηκαν στο λογισμικό με πεπερασμένα στοιχεία, έτσι ώστε να φαίνονται με λεπτομερή ανάλυση τα σημαντικά σημεία που υπάρχει μεγάλη ένταση, τα οποία χρειάζονται ειδικό οπλισμό στην ανάλυση διαφορετικών και πολλαπλών σεναρίων φόρτισης.

*A. Αρχιτεκτονική πρόσοψη του κτιρίου*



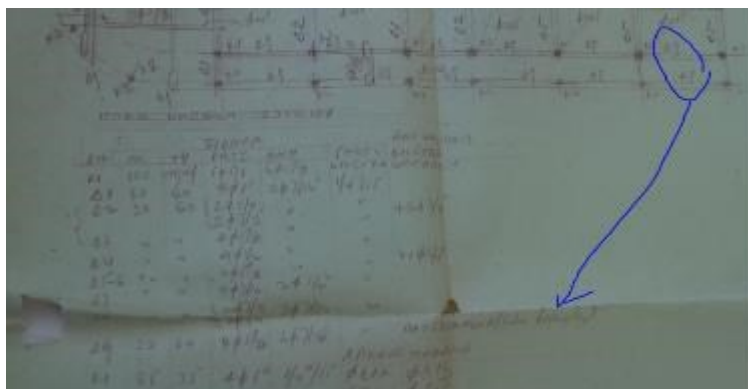
*B. Φάση κατασκευής του κτιρίου*



*Γ. Κατάσταση του κτιρίου σήμερα*



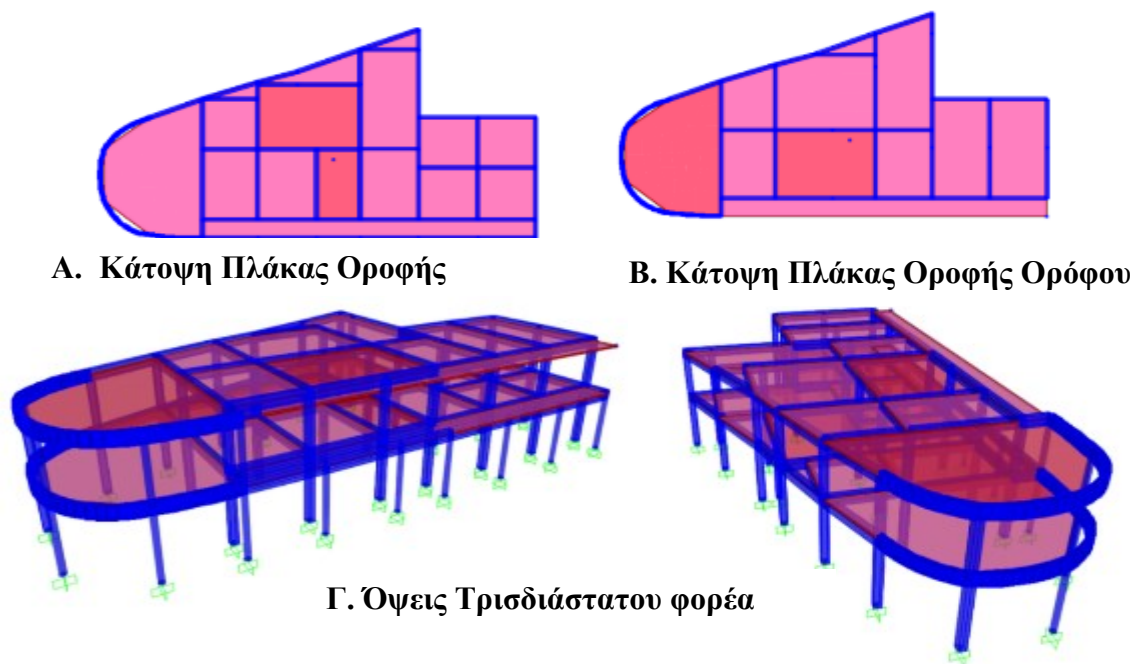
*Εικόνα 3.9: Το υπό μελέτη κτίριο σε διάφορες φάσεις*



*Εικόνα 3.10: Πίνακας δοκών ισογείου*



Είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι η βάση των υποστυλωμάτων του κτιρίου προσομοιώθηκε με πακτώσεις, με σκοπό τη μείωση του υπολογιστικού χρόνου και την απλοποίηση του προσομοιώματος του υφιστάμενου κτιρίου, αφού λήφθηκαν υπόψη οι διακριτοποιημένες πλάκες που ήδη θα χρειαζόνταν σημαντικό υπολογιστικό χρόνο. Περαιτέρω, τα δοκάρια και υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με 2-κομβα γραμμικά στοιχεία π.χ. για τα υποστυλώματα ισογείου εφαρμόστηκε κόμβος αρχής, ο κόμβος στη στάθμη θεμελίωσης, και κόμβος τέλους, ο κόμβος στην πλάκα ισογείου. Για τις καμπύλες δοκούς έγινε περαιτέρω διακριτοποίηση. Επιπλέον, όλοι οι κόμβοι σύνδεσης υποστυλωμάτων και δοκαριών συνδέθηκαν με διαφραγματική λειτουργία ανά στάθμη ορόφου και οι κομβοί σύνδεσης εδάφους-κατασκευής προσομοιώθηκαν πακτωμένοι. Άκαμπτες ζώνες (rigid zones) προστέθηκαν στα άκρα δοκών και υποστυλωμάτων στα σημεία σύνδεσης με τους κόμβους. Οι όψεις και οι κατόψεις του κτιρίου παρουσιάζονται στην Εικόνα 3.11, όπως φαίνονται από τον προσομοιωμένο φορέα του λογισμικού. Στο προσομοίωμα της ανελαστικής ανάλυσης προστέθηκαν πλαστικές αρθρώσεις για να ληφθεί υπόψη η ανελαστική συμπεριφορά του προσομοιώματος, ενώ χρησιμοποιήθηκαν ρηγματωμένες διατομές μέσω συντελεστών μείωσης της δυσκαμψίας στο μισό της αρηγμάτωτης κατάστασης.



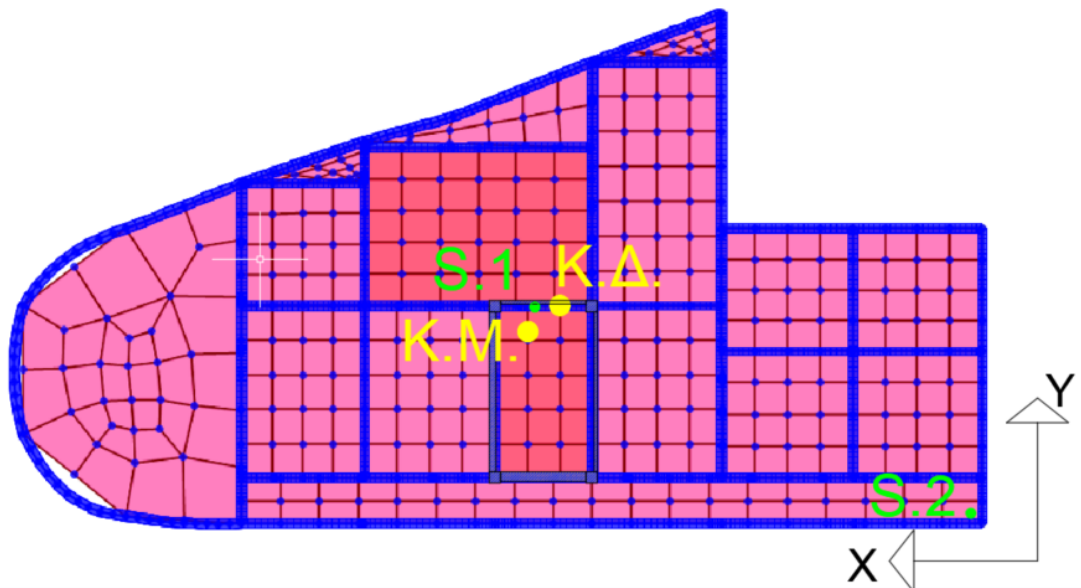
Εικόνα 3.11: Προσομοιωμένος φορέας στο λογισμικό, παρουσίαση τρισδιάστατου φορέα σε όψεις και κατόψεις

### 3.5.Βαθμονόμηση προσομοιώματος με βάση τα δυναμικά χαρακτηριστικά

Ο έλεγχος των δυναμικών χαρακτηριστικών που προκύπτουν από το πρόγραμμα ανάλυσης είναι σημαντικός, καθώς τα χαρακτηριστικά αυτά είναι καθοριστικά για το επίπεδο έντασης που θα επιβληθεί στον φορέα. Ως εκ τούτου, πραγματοποιήθηκε επιτόπια πειραματική διερεύνηση των πραγματικών δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής, με την χρήση επιταχυνσιογράφων σε διάφορα σημεία του

κτιρίου (Station 1, Station 2), τα οποία παρουσιάζονται στην Εικόνα 3.12, έτσι ώστε να διερευνηθούν τυχόν εκκεντρότητες σε κάτοψη ή καθ' ύψος, που επηρεάζουν τη συμπεριφορά του κτιρίου. Παράλληλα, στην προαναφερθείσα εικόνα παρουσιάζονται και τα Κέντρα Μάζας (ΚΜ) και Δυσκαμψίας (ΚΔ), όπως υπολογίστηκαν από το προσομοίωμα του φορέα στο πρόγραμμα SAP2000, για το ελαστικό μοντέλο χωρίς μειωτικούς συντελεστές για την δυσκαμψία. Οι συντεταγμένες του ΚΜ στην κάτοψη είναι  $x_{KM} = 14.03$  m και  $y_{KM} = 5.94$  m, ενώ αντίστοιχα για το ΚΔ είναι  $x_{KΔ} = 12,99$  m και  $y_{KΔ} = 6.77$  m. Τα πιο πάνω υπολογίστηκαν χρησιμοποιώντας τις δυσκαμψίες των μελών επί την απόστασή τους, διαιρούμενα με το άθροισμα των δυσκαμψιών του φορέα (εξ. 3.2). Η εκκεντρότητα κατά X είναι 0.99 m ενώ κατά Y είναι 0.80 m. Στην περίπτωση σεισμικής δύναμης, η οποία εφαρμόζεται στο κέντρο μάζας του φορέα, οι εκκεντρότητες αυτές οδηγούν σε στρέψη την κάτοψη του φορέα, με αποτέλεσμα να προσαυξάνονται οι μετακινήσεις των πιο απομακρυσμένων στο ΚΔ υποστυλωμάτων, σε σχέση με τις υπολογιζόμενες χωρίς εκκεντρότητες.

$$X_{KΔ} = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i}, Y_{KΔ} = \frac{\sum K_i Y_i}{\sum K_i} \quad (\text{Εξ. 3.2})$$



Εικόνα 3.12: Σημεία επιτόπιας διερεύνησης και Κέντρο Βάρους/Δυσκαμψίας κατασκευής

### 3.5.1. Περιγραφή οργάνων δοκιμής

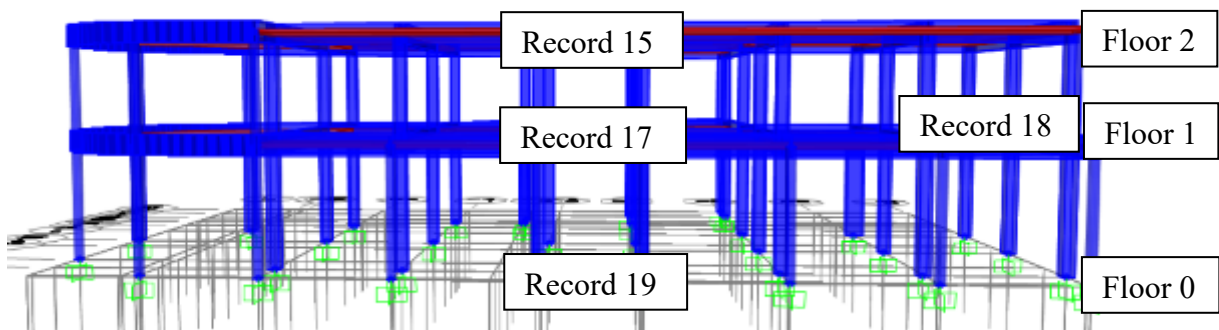
Το όργανο που χρησιμοποιήθηκε στη συγκεκριμένη έρευνα ήταν το Tromino (βλ. Εικόνα 3.13). Το Tromino σχεδιάστηκε το 2002, και είναι ένα όργανο γεωφυσικής αναζήτησης για τον δυναμικό χαρακτηρισμό του υπέδαφους και των κατασκευών, και για την παρακολούθηση δονητικών κυμάτων. Αποτελείται από 3 ταχυμετρικά, 3 επιταχυνσιομετρικά και 1 αναλογικό κανάλι. Επίσης, είναι ιδιαίτερα ευαίσθητο στις καιρικές συνθήκες, ενώ όπως φαίνεται στην εικόνα διαθέτει αλφάδι και διάφορες άλλες λειτουργίες για την μεταφορά και επεξεργασία των αποτελεσμάτων από τον χρήστη.



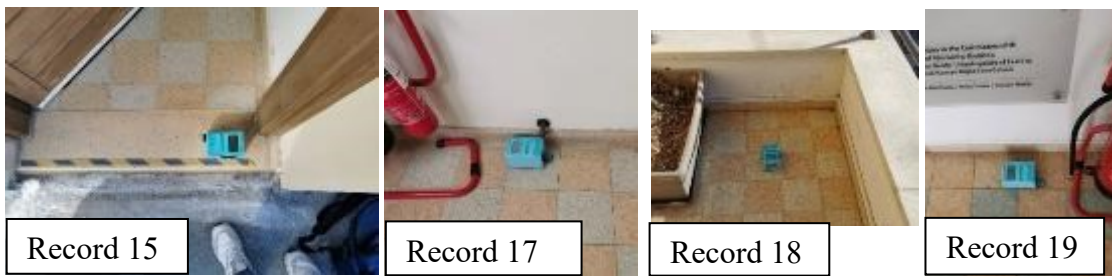
Εικόνα 3.13: Tromino

### 3.5.2. Πειραματική διερεύνηση

Αρχικά, επελέγησαν τα σημεία διερεύνησης του κτιρίου. Καθορίστηκαν 4 σημεία ελέγχου, τα οποία ήταν οι θέσεις του κλιμακοστασίου σε κάθε πλάκα του φορέα από το ισόγειο μέχρι την οροφή και ένα ακραίο σημείο της κάτωψης στην πλάκα οροφής ισογείου (βλ. Εικόνα 3.14). Τα σημεία αυτά δεν επελέγησαν τυχαία, τα τρία ίδια σημεία σε κάθε όροφο επελέγησαν διότι αντιπροσωπεύουν το κέντρο μάζας της κατασκευής, ενώ το γωνιακό σημείο επιλέχθηκε ως ένα ακραίο σημείο σε σχέση με το κέντρο μάζας, το οποίο χρησιμοποιείται για να εντοπιστούν τυχόν στρεπτικές ιδιομορφές. Το όργανο τοποθετήθηκε ούτως ώστε η βόρεια διεύθυνση του να συμπίπτει με την διεύθυνση X του κτιρίου, χωρίς κλίση από την οριζόντια. Για να ληφθούν αξιόπιστες τιμές του φυσικού θορύβου που καταγράφει το όργανο, είναι αναγκαίο να γίνει στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων για να αφαιρεθούν από το δείγμα τυχόν ακραίες τιμές έντασης που προκύπτουν από ανθρώπινες αιτίες, όπως αυτοκίνητα κλπ. Οι καταγραφές είχαν διάρκεια περίπου 16 λεπτά. Οι χρονοιστορίες έτυχαν επεξεργασίας στο πρόγραμμα GORILLA. Μέσα από ανάλυση Fourier, οι επεξεργασμένες χρονοιστορίες μετατρέπονται σε φάσματα επιτάχυνσης, ταχύτητας, μετακίνησης. Μέσω ανάλυσης των φασμάτων, μπορούν να εξαχθούν συμπεράσματα για τις ιδιοσυχνότητες και τις ιδιομορφές του φορέα. Πιο κάτω φαίνεται φωτογραφικό υλικό από την επιτόπια πειραματική έρευνα που πραγματοποιήθηκε (Εικόνα 3.15).



Εικόνα 3.14: Παρουσίαση σημείων καταγραφής κυμάτων



Εικόνα 3.15: Επιτόπια διερεύνηση των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής

Τα αποτελέσματα των μετρήσεων έδωσαν τις θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους ταλάντωσης του φορέα σε κάθε διεύθυνση, όπως επίσης και το σχήμα ταλάντωσης. Επιπλέον, καθώς οι μετρήσεις λήφθηκαν κοντά στο κέντρο μάζας και σε μια ακραία γωνιά της κάτοψης, έγινε δυνατή η εκτίμηση φαινομένων στρέψης. Στην Εικόνα 3.16 παρουσιάζεται το περιβάλλον λειτουργίας του Tromino και οι μετρήσεις που καταγράφηκαν στις δοκιμές.

Στοιχεία δοκιμής

St	R	Site	Time	Instrument	From [s]	To [min]	All	[Hz]	Winds	Average	Smc	Smooth	From [s]	To [Hz]	Direct	Transv.
<input type="checkbox"/>		H4C	H4C-P081-P081	TEB-9525-01	0	15:00	●	128	20	GEOM	12%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input type="checkbox"/>		H4C	H4C-P081-P081	TEB-9525-01	0	15:00	●	128	20	GEOM	12%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input type="checkbox"/>		H4C	H4C-P081-P081	TEB-9525-01	0	15:00	●	128	10	GEOM	3%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input checked="" type="checkbox"/>		H4C	H4C-P081-P081	TEB-9525-01	55%	-	●	128	10	GEOM	3%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input type="checkbox"/>		H4C	H4C-P081-P081-S2	TEB-9525-01	0	15:00	●	128	10	GEOM	3%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input type="checkbox"/>		H4C	H4C-P081-P081-S2	TEB-9525-01	0	15:00	●	128	20	GEOM	3%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input checked="" type="checkbox"/>		H4C	H4C-P081-P081-S2	TEB-9525-01	55%	-	●	128	20	GEOM	3%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input type="checkbox"/>		H4C	rodH4C-roH4C-O1	TEB-9525-01	0	15:00	●	128	20	GEOM	12%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input type="checkbox"/>		H4C	rodH4C-roH4C-O1	TEB-9525-01	0	15:00	●	128	20	GEOM	12%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input type="checkbox"/>		H4C	rodH4C-roH4C-O1	TEB-9525-01	0	15:00	●	128	20	GEOM	12%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input type="checkbox"/>		H4C	rodH4C-roH4C-O1	TEB-9525-01	0	15:00	●	128	20	GEOM	12%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input type="checkbox"/>		H4C	rodH4C-roH4C-O1	TEB-9525-01	0	15:00	●	128	20	GEOM	3%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input checked="" type="checkbox"/>		H4C	rodH4C-roH4C-O1	TEB-9525-01	55%	-	●	128	20	GEOM	3%	TRIANC	0.0	64.0	●	●

Στοιχεία δοκιμής 15s

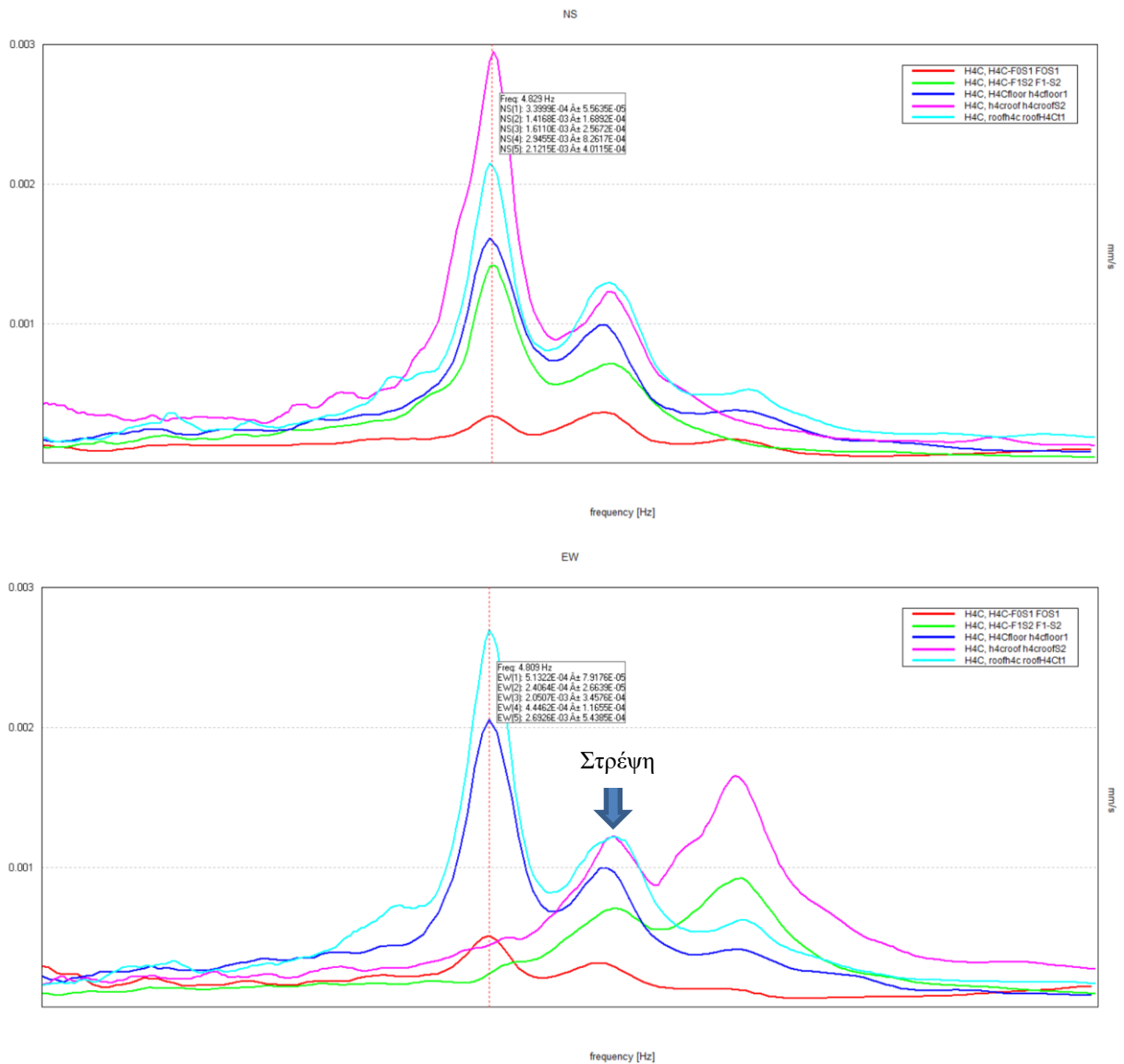
St	R	Site	Time	Instrument	From [s]	To [min]	All	[Hz]	Winds	Average	Smc	Smooth	From [s]	To [Hz]	Direct	Transv.
<input type="checkbox"/>		H4C	H4C-P081-P081	TEB-9525-01	0	15:00	●	128	20	GEOM	12%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input type="checkbox"/>		H4C	H4C-P081-P081	TEB-9525-01	0	15:00	●	128	10	GEOM	3%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input checked="" type="checkbox"/>		H4C	H4C-P081-P081	TEB-9525-01	55%	-	●	128	10	GEOM	3%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input type="checkbox"/>		H4C	H4C-P081-P081-S2	TEB-9525-01	0	15:00	●	128	20	GEOM	4%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input checked="" type="checkbox"/>		H4C	H4C-P081-P081-S2	TEB-9525-01	57%	-	●	128	20	GEOM	4%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input type="checkbox"/>		H4C	H4C-P081-P081-S2	TEB-9525-01	0	15:00	●	128	20	GEOM	12%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input type="checkbox"/>		H4C	H4C-P081-P081-S2	TEB-9525-01	0	15:00	●	128	20	GEOM	10%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input type="checkbox"/>		H4C	H4C-P081-P081-S2	TEB-9525-01	0	15:00	●	128	20	GEOM	3%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input type="checkbox"/>		H4C	H4C-P081-P081-S2	TEB-9525-01	0	15:00	●	128	10	GEOM	3%	TRIANC	0.0	64.0	●	●
<input checked="" type="checkbox"/>		H4C	H4C-P081-P081-S2	TEB-9525-01	47%	-	●	128	10	GEOM	3%	TRIANC	0.0	64.0	●	●

Εικόνα 3.16: Περιβάλλον λειτουργίας του Tromino

Στην Εικόνα 3.17 φαίνονται τα αρχεία μετά από επεξεργασία των μετρήσεων στη μορφή φασμάτων ταχυτήτων για κάθε διεύθυνση της κατασκευής. Οι μέγιστες αποκρίσεις σε όρους ταχύτητας συμβαίνουν στις κύριες ιδιοσυχνότητες του φορέα. Όπως είναι εμφανές στα επόμενα γραφήματα, η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής είναι στο σημείο της πρώτης κορυφής των φασμάτων, και έχει τιμή περίπου  $T_0 = 0.20$  s, όπου παρατηρείται και η μέγιστη μετατόπιση της κατασκευής. Στην διεύθυνση X (NS), τα μέγιστα ταυτίζονται στις ίδιες ιδιοσυχνότητες για όλα τα σημεία μέτρησης. Αυτό σημαίνει ότι ο φορέας στην Y διεύθυνση έχει καθαρά μεταφορικές ιδιομορφές ταλάντωσης. Η μόνη αλλαγή που εντοπίζεται στην X διεύθυνση είναι το μέγεθος των ταχυτήτων μεταξύ των δύο σημείων μέτρησης στην κορυφή. Ενώ για την πρώτη ιδιοσυχνότητα τη μέγιστη ταχύτητα παρουσιάζει το ακραίο σημείο, στην

δεύτερη επικρατούσα ιδιοσυχνότητα παρατηρούνται μέγιστες ταχύτητες στο σημείο που βρίσκεται πιο κοντά στο κέντρο μάζας. Επιπλέον, αμέσως μετά την πρώτη κορυφή παρατηρούνται φαινόμενα στρέψης της κατασκευής και στις δύο διευθύνσεις, τα οποία οφείλονται στην εμφανή απόκλιση του κέντρου μάζας από το κέντρο δυσκαμψίας της.

Όσον αφορά την Y διεύθυνση (EW), οι μέγιστες αποκρίσεις σε όρους ταχύτητας δεν εμφανίζονται στις ίδιες ιδιοσυχνότητες. Αντίθετα, στην πρώτη ιδιοσυχνότητα ταλάντωσης ενεργοποιούνται τα κεντρικά σημεία (κοντινότερα στο ΚΜ), στη δεύτερη ιδιοσυχνότητα ενεργοποιούνται μερικώς τα κεντρικά και ακραία σημεία, ενώ στην τρίτη ιδιοσυχνότητα ενεργοποιούνται κυρίως τα ακραία σημεία μέτρησης. Τα αποτελέσματα αυτά δείχνουν ότι υπάρχει μια εκκεντρότητα μεταξύ του κέντρου μάζας και του κέντρου στροφής στην X-διεύθυνση.



Εικόνα 3.17: Φάσματα ταχύτητας από το Tromino

Οι κύριες ιδιοσυχνότητες και οι αντίστοιχες μέγιστες ταχύτητες που εμφανίζονται σε κάθε διεύθυνση παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.4, μαζί με τις αντίστοιχες ιδιοπεριόδους. Οι κύριες ιδιομορφές που ανιχνεύονται από τις μετρήσεις είναι στον X-άξονα της κατασκευής οι  $T_{1X}=0.21$  sec και  $T_{2X}=0.17$  sec, ενώ στον Y-άξονα έχουμε τρεις κύριες ιδιομορφές  $T_{1Y}=0.21$  sec,  $T_{2Y}=0.17$  sec και  $T_{3Y}=0.14$  sec. Οι δύο πρώτες ιδιομορφές που ενεργοποιούν μάζα και στις δύο διευθύνσεις υποδηλώνουν ότι αυτές είναι στρεπτικές και η μετακίνηση στους δύο άξονες είναι συζευγμένη.

Πίνακας 3.4: Ιδιοπερίοδοι, ιδιοσυχρότητες και μέγιστες ταχύτητες βάσει Tromino

Direction	Floor	Station	$f_1$	$u_1^{-3}$	$f_2$	$u_2$	$f_3$	$u_3$	$T_1$	$T_2$	$T_3$	
<b>NS</b>	GF	1	4.829	0.339	5.836	0.36			<b>0.21</b>	<b>0.17</b>		
		1F	1	4.829	1.61	5.836	0.98			0.21	0.17	
			2	4.829	1.42	5.836	0.71			0.21	0.17	
		2F	1	4.829	1.12	5.836	1.29			0.21	0.17	
			2	4.829	2.95	5.836	1.22			0.21	0.17	
<b>EW</b>	GF	1	4.809	0.51	5.829	0.31	6.91	0.12	<b>0.21</b>	<b>0.17</b>	<b>0.14</b>	
		1F	1	4.809	2.05	5.829	1	6.91	0.41	0.21	0.17	0.14
			2			5.829	0.7	6.91	0.91		0.17	0.14
		2F	1	4.809	2.69	5.829	1.21	6.91	0.61	0.21	0.17	0.14
			2			5.829	1.21	6.91	1.66		0.17	0.14

### 3.5.3. Μέτρο ελαστικότητας και θεμελιώδεις ιδιομορφές προσομοιώματος

Οι τιμές που προέκυψαν από τις επιτόπου μη-καταστρεπτικές μετρήσεις με την χρήση σειсмоγράφου χρησιμοποιήθηκαν για τη βαθμονόμηση του προσομοιώματος στο πρόγραμμα ανάλυσης. Αρχικά, το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε είχε υλικά με ελαστική συμπεριφορά, χωρίς καμία απομείωση που να λαμβάνει υπόψη τη ρηγματώση. Για την περίπτωση της ιδιομορφικής ανάλυσης, το προσομοίωμα φορτίστηκε με το ίδιο βάρος μόνο (1055 τόνοι), για να ληφθούν οι μάζες για την ανάλυση.

Η εξίσωση του Ευρωκώδικα για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος προκύπτει από δεδομένα σύγχρονων ποιοτήτων σκυροδέματος, και ενδέχεται να δίνει μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας από το ιστορικό σκυροδέμα της υπό μελέτη περίπτωσης. Ως εκ τούτου, αναζητήθηκαν και άλλες εξισώσεις για την εκτίμηση του μέτρου ελαστικότητας παλαιού τύπου σκυροδέματος, όπως αυτές έχουν βαθμονομηθεί από διάφορους ερευνητές. Σε αυτές τις εξισώσεις χρησιμοποιήθηκε η ίδια μέση θλιπτική αντοχή, 12 MPa, η οποία λήφθηκε για το κτίριο μελέτης με βάση την αρχική διερεύνηση του φορέα, και υπολογίστηκαν τα διάφορα πιθανά μέτρα ελαστικότητας όπως πιο κάτω:

$$E_{c1} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} [GPa] \quad 23.23684 [28]$$

$$E_{c2} = 3250 \cdot \sqrt{f_{cc}} + 14000 [MPa] \quad 25258.33 [28]$$

$$E_{c3} = 4700 \cdot \sqrt{f_{cc}} [MPa] \quad 16281.28 [28]$$

$$E_{c4} = 4630 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 2370 [MPa] \quad 18408.79 [28]$$

$$E_{c5} = 6600 \cdot \sqrt{f_c} - 2700 [MPa] \quad 20163.07 [29]$$

$$E_{c6} = 8470 \cdot f_{cc}^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{w_c}{2300}\right)^{1.17} [MPa] \quad 16278.54 [29]$$

$$E_{c7} = 539 \cdot f_c + 12645 [MPa] \quad 19113.00 [29]$$

$$E_{c8} = 17810 \cdot \left(\frac{f_c}{10}\right)^{0.42} [MPa] \quad 19227.38 [29]$$

$$E_{c9} = 5345 \cdot \sqrt{f_{cm}} [MPa] \quad 18515.62 [29]$$

Το μέγιστο μέτρο ελαστικότητας προκύπτει από την Εξ.  $E_{c2}$  [29] ίσο με 25 GPa, το οποίο είναι ακόμη μεγαλύτερο από το μέτρο ελαστικότητας που προκύπτει από την εξίσωση του Ευρωκώδικα  $E_{c1}$ , και ισούται με 23 GPa. Στον Πίνακα 3.5 φαίνονται οι τρεις πρώτες ιδιοπερίοδοι του φορέα μαζί με τις μάζες που ενεργοποιούν για το συγκεκριμένο μέτρο ελαστικότητας. Μόνο η δεύτερη ιδιομορφή είναι καθαρά μεταφορική, στην X διεύθυνση του φορέα, ενώ η πρώτη και η τρίτη ιδιομορφή είναι συζευγμένες, με στροφή του φορέα περί τον άξονα Z. Η πρώτη ιδιοπερίοδος είναι 0.489 sec, ενεργοποιώντας προτίστως πέραν του 50% της μάζας στην Y διεύθυνση, ενώ η 3<sup>η</sup> ιδιομορφή ενεργοποιεί αντίστοιχα το υπόλοιπο 30% της μάζας. Τα αντίστοιχα σχήματα ταλάντωσης για την κάθε ιδιομορφή φαίνονται στην Εικόνα 3.18. Τα αποτελέσματα συμβαδίζουν με τα αποτελέσματα που προκύπτουν από το TROMINO, που δίνουν μια καθαρά μεταφορική ιδιομορφή στον X-άξονα (NS), ενώ οι μετρήσεις στον Y-άξονα υποδηλώνουν στρέψη.

Πίνακας 3.5: Δυναμικά χαρακτηριστικά 3<sup>ων</sup> πρώτων ιδιομορφών για  $E=25$  GPa

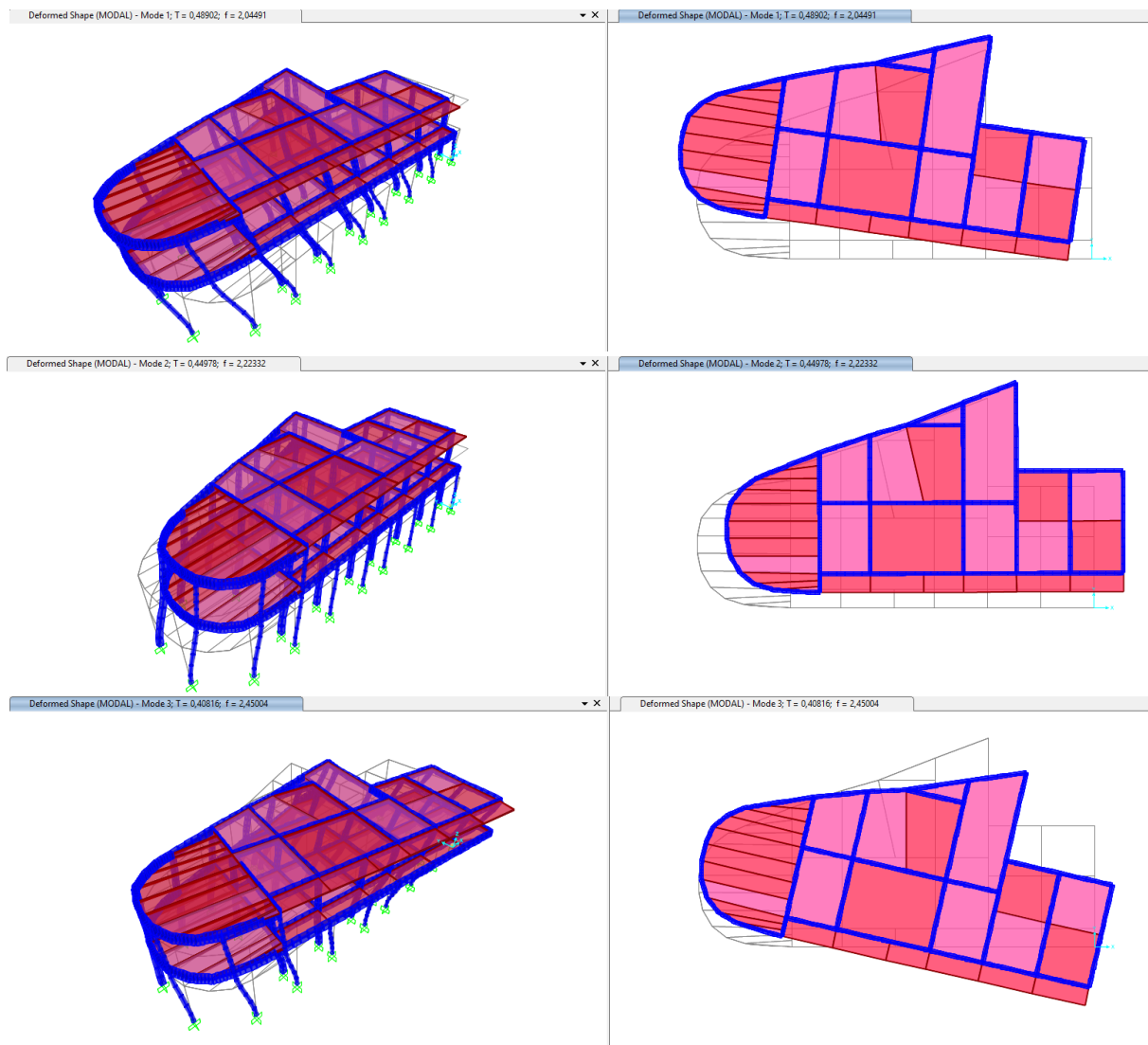
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [s]	$U_x$	$U_y$	Sum $U_x$	Sum $U_y$	$R_z$	Sum $R_z$
<b>1</b>	0.489019	0.1492	0.5471	0.1492	0.5471	0.27340	0.2734
<b>2</b>	0.449778	0.7581	0.2132	0.9073	0.7603	0.00006	0.2735
<b>3</b>	0.408157	0.0627	0.2082	0.9700	0.9685	0.69940	0.9728

Οι τιμές που προκύπτουν εκτείνονται από την ελάχιστη 16.3 GPa μέχρι την μέγιστη 25 GPa (βλ. Πίνακα 3.7). Από τα διάφορα μέτρα ελαστικότητας, όπως προκύπτουν από εξισώσεις της βιβλιογραφίας, χρησιμοποιήθηκαν κάποιες ενδεικτικές τιμές για το προσομοίωμα του φορέα, για να συγκριθούν οι προκύπτουσες θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι. Προφανώς, με μείωση του μέτρου ελαστικότητας προκύπτει αύξηση στις ιδιοπερίόδους του φορέα, λόγω μείωσης της δυσκαμψίας του, και αυξανόμενη απόκλιση από τις τιμές που μετρήθηκαν. Η διαφορά αυτή ενδέχεται να οφείλεται στην τοποθέτηση μεταλλικού ανελκυστήρα, ο οποίος συνδέεται μονολιθικά με τις πλάκες του ορόφου και του ισογείου, με αποτέλεσμα να αυξάνει την δυσκαμψία του συστήματος.

Η ανάλυση που πραγματοποιείται στα επόμενα κεφάλαια αφορά τον φορέα ως είχε πριν την επέμβαση, και ως εκ τούτου επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί ένα μέτρο ελαστικότητας πιο κοντά στα παραδείγματα ιστορικού σκυροδέματος, ίσο με 20 GPa. Εδώ σημειώνεται ότι η μεγάλη απόκλιση μεταξύ



μετρούμενων δυναμικών χαρακτηριστικών και αποτελεσμάτων προσομοίωσης οφείλεται στην διαφορά που έχουν οι δύο φορείς, καθώς το υφιστάμενο κτίριο έχει τύχει επέμβασης και αντισεισμικής ενίσχυσης, ενώ η προσομοίωση αφορά την κατασκευή ως είχε αρχικά. Επιπλέον από το προσομοίωμα λείπουν οι τοιχοπληρώσεις που θα συνέβαλαν αρκετά στην αύξηση της δυσκαμψίας και μείωσης της ιδιοπεριόδου του φορέα.



Εικόνα 3.18: Σχήματα ταλάντωσης των πρώτων 3<sup>ων</sup> ιδιομορφών (E=25GPa)

Πίνακας 3.6: Οι 3 πρώτες ιδιομορφές σε κάθε ανάλυση με διαφορετικό μέτρο ελαστικότητας

E [GPa]	TPOMINO	16.3 GPa	20 GPa	25 GPa
<b>Ιδιοπερίοδος</b>				
1	0.21	0.605623	0.546740	0.489019
2	0.17	0.557025	0.502867	0.449778
3	0.14	0.505479	0.456333	0.408157

### 3.6. Έλεγχοι ψαθυρών μηχανισμών αστοχίας

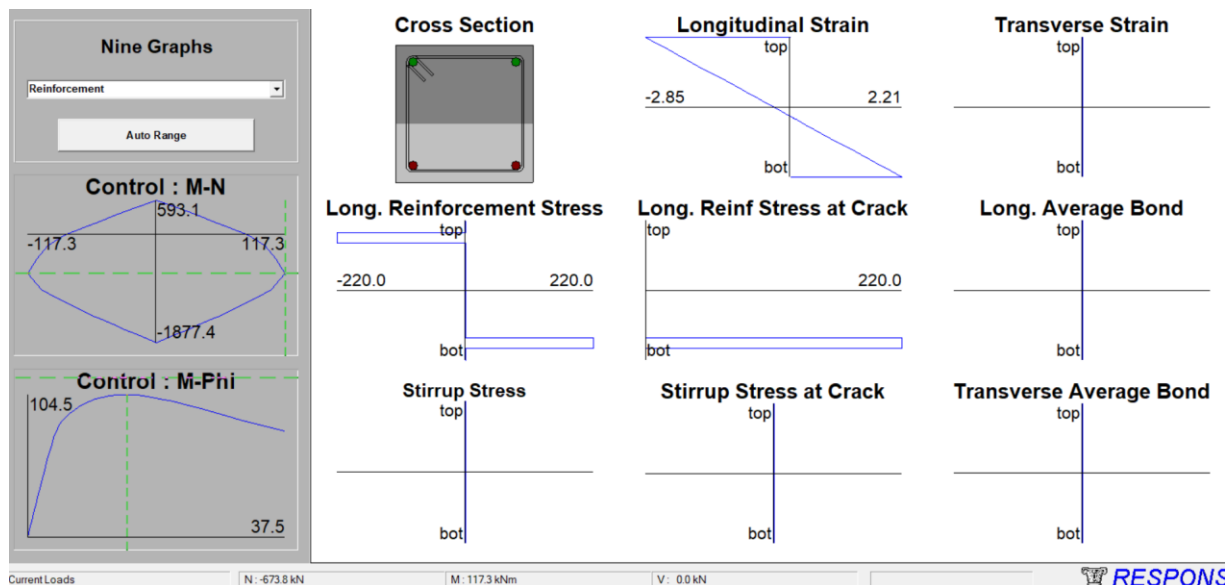
#### 3.6.1. Ανηγμένο αξονικό για συνδυασμό φόρτισης G+0.3Q

Με την ολοκλήρωση του προσομοιωμένου φορέα, πραγματοποιήθηκε η στατική ανάλυση του για συνδυασμό φόρτισης G+0.3Q, με σκοπό τον προσδιορισμό των αξονικών φορτίσεων N των υποστυλωμάτων και τον υπολογισμό του ανηγμένου αξονικού ( $\nu$ ). Για τον υπολογισμό του ανηγμένου αξονικού χρησιμοποιήθηκε η σχέση (3.3):

$$\nu_i = \frac{N_i}{f_c \cdot b_i \cdot d_i} \quad (3.3)$$

Όπου: N: είναι το αξονικό φορτίο,  
 $f_c$ : μέση αντοχή σκυροδέματος  
 b: πλάτος διατομής  
 d: ύψος διατομής

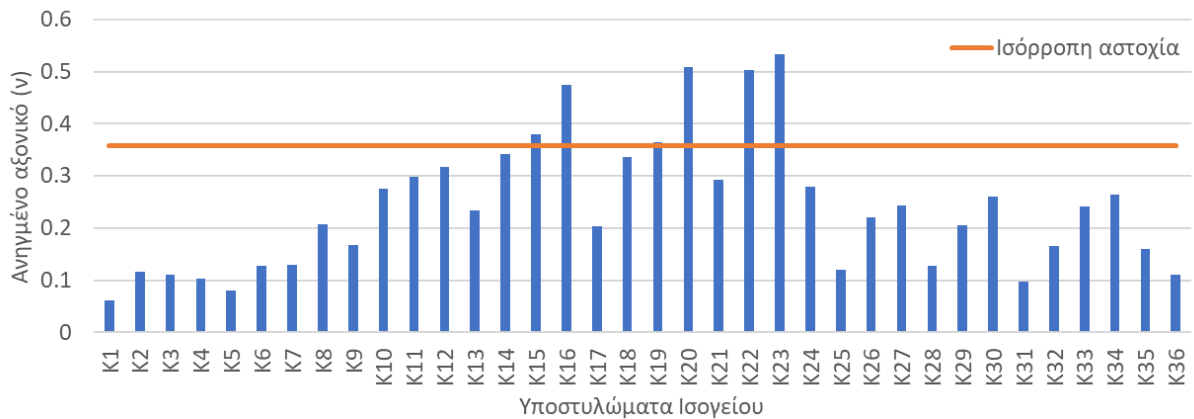
Ο υπολογισμός των συγκεκριμένων μεγεθών υλοποιείται με σκοπό να επισημανθούν οι περιπτώσεις υποστυλωμάτων στις οποίες το ανηγμένο αξονικό ( $\nu$ ) ξεπερνά το όριο της ισόρροπης αστοχίας, με αποτέλεσμα στα υποστύλωματα που συμβαίνει να προκύπτει προέχουσα ψαθυρή αστοχία, λόγω υψηλών θλιπτικών τάσεων και παραμορφώσεων στη θλιβόμενη ζώνη. Το όριο ισόρροπης αστοχίας, όπως υπολογίζεται από το RESPONSE2000, π.χ. για το υποστύλωμα K<sub>9</sub> φαίνεται στην Εικόνα 3.19. Το ανηγμένο αξονικό για την ισόρροπη αστοχία υπολογίζεται ως  $\nu = 244.85/1470=0.167$ .



Εικόνα 3.19: Υπολογισμός ορίου για ισόρροπη αστοχία από RESPONSE2000 -Υποστύλωμα K<sub>9</sub>

Στην Εικόνα 3.20 φαίνονται τα ανηγμένα αξονικά για όλα τα υποστύλωματα του ισογείου σε σχέση με το ανηγμένο αξονικό για ισόρροπη αστοχία. Τα ανηγμένα αξονικά υπολογίστηκαν από το SAP2000, μόνο με τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού G+0.3Q. Επιπλέον, σημειώνεται ότι αυτά

αναμένεται να αυξηθούν στην περίπτωση που θα επιβληθούν σεισμικές δυνάμεις, λόγω της ροής ανατροπής την οποία πρέπει να εξισορροπήσουν τα αξονικά φορτία στα υποστυλώματα.

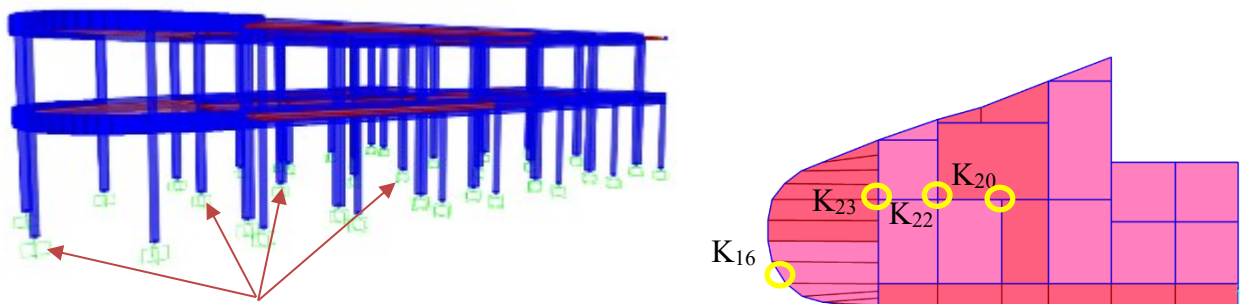


Εικόνα 3.20: Ανηγμένο αξονικό για κάθε υποστώλιωμα συγκριτικά με την ισόρροπη αστοχία

Στον **Error! Reference source not found.** παρουσιάζονται τα υποστυλώματα ισογείου που το ανηγμένο αξονικό τους ξεπερνά το όριο ισόρροπης αστοχίας και χρίζουν ιδιαίτερης προσοχής. Η θέση τους στο κτίριο προσδιορίζεται στην Εικόνα 3.21. Επιπλέον αυτών, ψαθυρή αστοχία της θλιβόμενης ζώνης ενδέχεται να εμφανιστεί και στα υποστυλώματα που παρουσιάζουν ανηγμένο αξονικό μεγαλύτερο από 0.3, όπως τα K<sub>11</sub>, K<sub>12</sub>, K<sub>14</sub>, K<sub>15</sub>, K<sub>18</sub>, K<sub>19</sub>, K<sub>21</sub>.

Πίνακας 3.7: Υποστυλώματα με ανηγμένο αξονικό μεγαλύτερο από το όριο της ισόρροπης αστοχίας

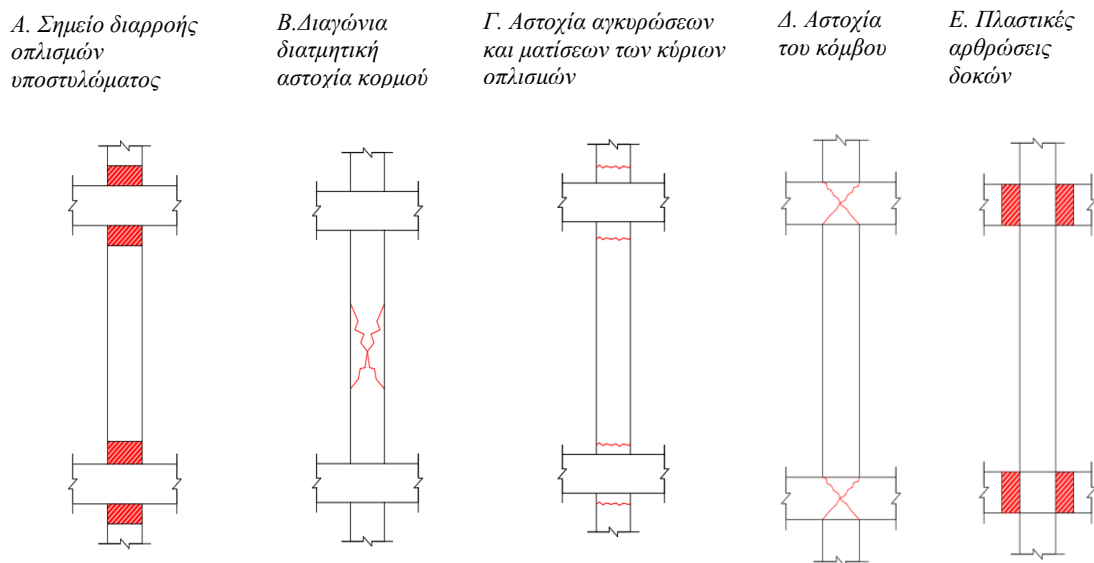
Υποστυλώματα	Διαστάσεις διατομής		Εμβαδόν Διατομής	Εντατικό Μέγεθος	Τάση αστοχίας	Ανηγμένο αξονικό
	b/d [m]	h [m]	A [m <sup>2</sup> ]	N [kN]	f <sub>c</sub> [kPa]	v > 0.40
K <sub>16</sub>	0.30	-	0.0707	402.63	12000.00	0.4747
K <sub>20</sub>	0.35	0.35	0.1225	746.88	12000.00	0.5081
K <sub>22</sub>	0.35	0.35	0.1225	740.57	12000.00	0.5038
K <sub>23</sub>	0.35	0.35	0.1225	783.78	12000.00	0.5332



Εικόνα 3.21: Προσομοίωμα κτιρίου με υπόδειξη υποστυλωμάτων με προέχουσα ψαθυρή αστοχία

### 3.6.2. Άλλοι μηχανισμοί βλαβών υποστυλωμάτων

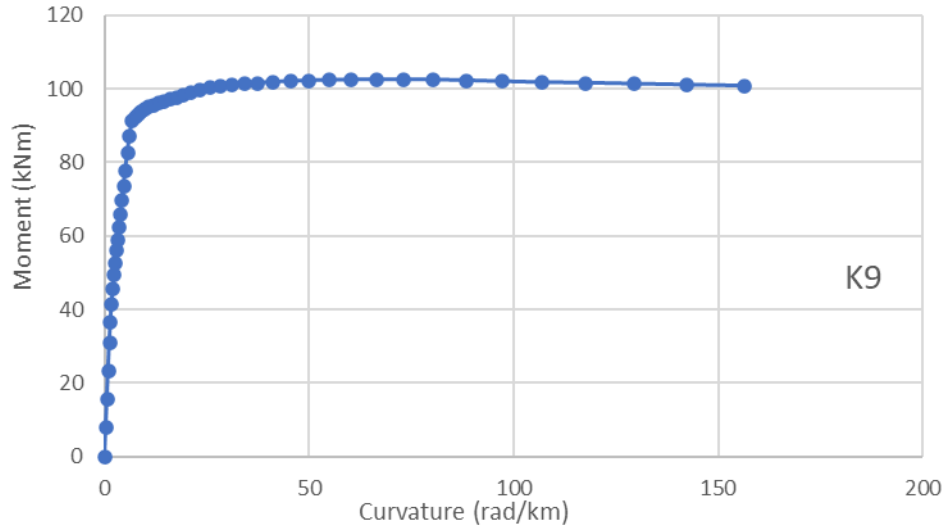
Οι έλεγχοι ψαθυρής αστοχίας των φερόντων μελών της κατασκευής είναι ιδιαίτερα σημαντικοί σε έρευνες αποτίμησης και ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, έτσι ώστε να προσδιοριστεί αν υπάρχει κίνδυνος ψαθυρής αστοχίας της κατασκευής [30–33]. Με την επιβολή σεισμικών δυνάμεων στην κατασκευή, αναπτύσσονται εσωτερικά εντατικά μεγέθη στα μέλη, τα οποία προκαλούν διαφόρων ειδών αστοχίες. Για τον λόγο αυτό, στο παρόν υποκεφάλαιο παρουσιάζονται οι μηχανισμοί αστοχίας και οι μηχανισμοί βλαβών που εξετάστηκαν στα μέλη του υπο μελέτη κτιρίου, καθώς επίσης και ο αναλυτικός έλεγχος για την εύρεση της προέχουσας μορφής αστοχίας. Οι μηχανισμοί αστοχίας και βλαβών που εξετάστηκαν παρουσιάζονται πιο κάτω (βλ. Εικόνα 3.22):



Εικόνα 3.22: Έλεγχοι τύπων αστοχίας υποστυλώματος [34]

### Διαρροή κύριων οπλισμών – πλάστικη συμπεριφορά

Η διαρροή των κύριων οπλισμών πραγματοποιείται στα ακραία σημεία του υποστυλώματος, όπως φαίνεται στην Εικόνα 3.22.A, στα οποία αναπτύσσονται ροπές μέγιστες σε απόλυτη τιμή. Η διαρροή των κύριων οπλισμών είναι μια διαδικασία η οποία συμβαίνει προτού αστοχήσουν οι διαμήκεις οπλισμοί, με αποτέλεσμα να είναι προειδοποίηση για τη μελλοντική αστοχία που μπορεί να προκληθεί στο μέλος. Οπότε, αν στα μέλη επέρχεται πρώτα η διαρροή των κύριων οπλισμών, τότε θα υπάρχει προειδοποίηση για μια πιθανή μελλοντική κατάρρευση της κατασκευής, που είναι και το επιθυμητό σε περιπτώσεις αντισεισμικού σχεδιασμού. Οι ροπές διαρροής και καμπτικής αστοχίας λήφθηκαν από ανάλυση των διατομών στο πρόγραμμα RESPONSE2000 [35]. Το διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων, για παράδειγμα για το υποστύλωμα K<sub>9</sub>, φαίνεται στην Εικόνα 3.23.



Εικόνα 3.23: Διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων για το υποστύλωμα K9

### Διατμητική αστοχία κορμού

Μια ψαθυρή μορφή αστοχίας μπορεί να συμβεί από διατμητικές τάσεις (βλ. Εικόνα 3.22.B). Αυτό πραγματοποιείται λόγω ανεπάρκειας των συνδετήρων, δηλαδή το σκυρόδεμα σε συνδυασμό με τον εγκάρσιο οπλισμό δεν επαρκούν για να αναλάβουν τις μέγιστες διατμητικές τάσεις που δρουν στο μέλος, με αποτέλεσμα αυτό να αστοχεί απότομα, χωρίς προειδοποιήσεις. Επίσης, ενδέχεται να παρουσιαστεί διατμητική αστοχία του κορμού λόγω αστοχίας της θλιβόμενης ζώνης, δηλαδή όταν το υποστύλωμα έχει μικρό διατμητικό μήκος (φαινόμενο κοντού υποστυλώματος), τότε αναπτύσσονται ιδιαίτερα υψηλές διατμητικές δυνάμεις, οι οποίες προκαλούν αστοχία της θλιβόμενης διαγωνίου του στοιχείου. Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται με βάση την διαδικασία που περιγράφει ο Ευρωκώδικας 8 [36]. Σε περίπτωση που το  $L_v/h < 2$  μπορεί να προκύψει αστοχία της θλιβόμενης διαγωνίου και πρέπει να μειωθεί η αντοχή σε τέμνουσα, υπολογίζοντας την ως εξής:

$$V_{Rmax} = \frac{\left(\frac{4}{7} \cdot (1 - 0.02 \min(5; \mu_d^{pl}))\right)}{\gamma_{el}} \cdot \left(1 + 1.35 \cdot \frac{N}{A_c \cdot f_c}\right) \cdot (1 + 0.45 \cdot (100 \cdot \rho_{tot})) \cdot \sqrt{\min(40; f_c)} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin 2\delta \quad (3.4)$$

Έλεγχος για θλιπτική αστοχία κορμού λόγω διάτμησης:

$$V_{Rmax} = \frac{0.85(1 - 0.06 \min(5; \mu_d^{pl}))}{\gamma_{el}} \cdot \left(1 + 1.8 \min\left(0.15; \frac{N}{A_c \cdot f_c}\right)\right) (1 + 0.25 \max(1.75; 100\rho_{tot})) \left(1 - 0.2 \min\left(2; \frac{L_v}{h}\right)\right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot z \quad (3.5)$$

Διατμητική αντοχή:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left[ \frac{h-x}{2 \cdot L_v} \min(N; 0.55 \cdot A_c \cdot f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_d^{pl})) \cdot \left[ 0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right)\right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_c + V_w \right] \right] \quad (3.6)$$

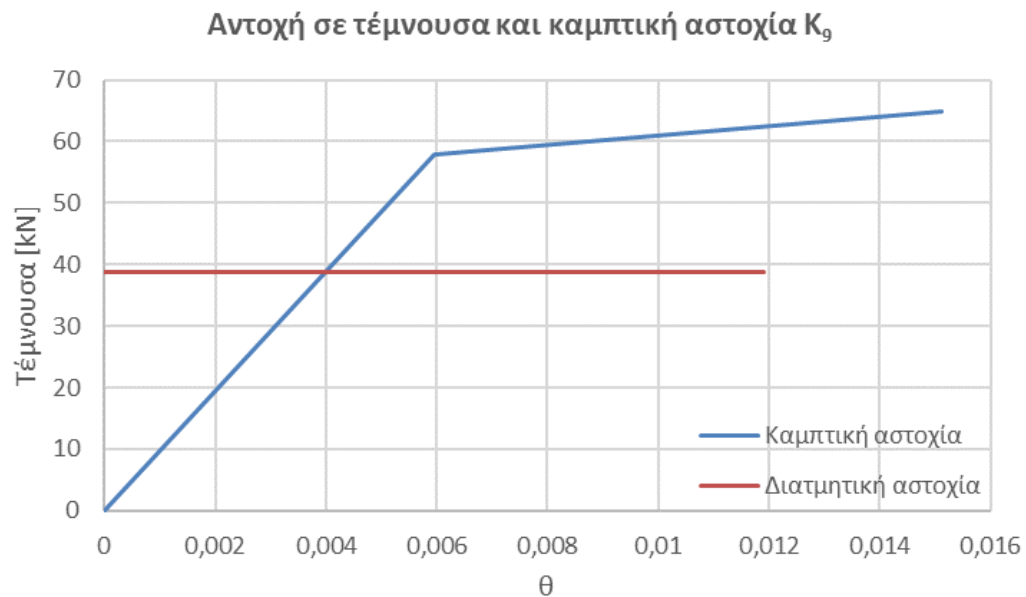
Για τον υπολογισμό των τιμών στροφών διαρροής  $\theta_y$ , και στροφών αστοχίας  $\theta_u$ , χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις του Ευρωκώδικα 8: Μέρος 3, οι οποίες παρουσιάζονται πιο κάτω:

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \left( \frac{L_v + a_v \cdot z}{3} \right) + 0.0013 + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{6 \cdot \sqrt{f_c}} \quad (3.7)$$

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left( \frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right)^{0.225} \cdot \left( \min \left( 9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0.35} \cdot 25^{\alpha \cdot \rho_{sx}} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \cdot (1.25^{100 \cdot \rho_d}) \quad (3.8)$$

### Αστοχία αγκυρώσεων και ματίσεων κύριων οπλισμών

Η αστοχία αγκυρώσεων εμφανίζεται όταν το μήκος αγκύρωσης των ράβδων διαμήκους οπλισμού δεν επαρκεί και οι ράβδοι ολισθαίνουν με την ταυτόχρονη δημιουργία ρωγμής παράλληλα στη διεύθυνση ολίσθησης. Επίσης, σε περιπτώσεις όπου δεν οπλίζεται ο κόμβος δοκού-υποστυλώματος, τότε μπορεί να εμφανιστεί αστοχία αγκυρώσεων. Περαιτέρω, αστοχία ματίσεων μπορεί να δημιουργηθεί όταν η υπερκάλυψη μεταξύ διαμήκων οπλισμών είναι μικρότερη από την απαιτούμενη, με αποτέλεσμα να μην μπορούν να μεταβιβαστούν οι δυνάμεις από την μία ράβδο οπλισμού στην επόμενη μέσω του σκυροδέματος και της τριβής που δημιουργείται. Η αστοχία σε μάτιση χρησιμοποιείται όπως ορίζει ο Ευρωκώδικας για να μειώσει τη στροφή αστοχίας σε κάμψη της διατομής. Το διάγραμμα τέμνουσας-στροφής του υποστυλώματος  $K_9$  για καμπτική αστοχία (μπλέ), συγκρίνεται με την διατμητική αντοχή (πορτοκαλί) στην Εικόνα 3.24. Όπως παρατηρείται, το υποστύλωμα δεν προλαβαίνει να διαρρεύσει σε στροφή 0.6%, καθώς αστοχεί ψαθυρά σε τέμνουσα σε στροφή περίπου 0.4%. Τα υποστυλώματα ισογείου δεν ελέγχθηκαν σε αστοχία μάτισης, λόγω της απευθείας σύνδεσής τους με την θεμελίωση.



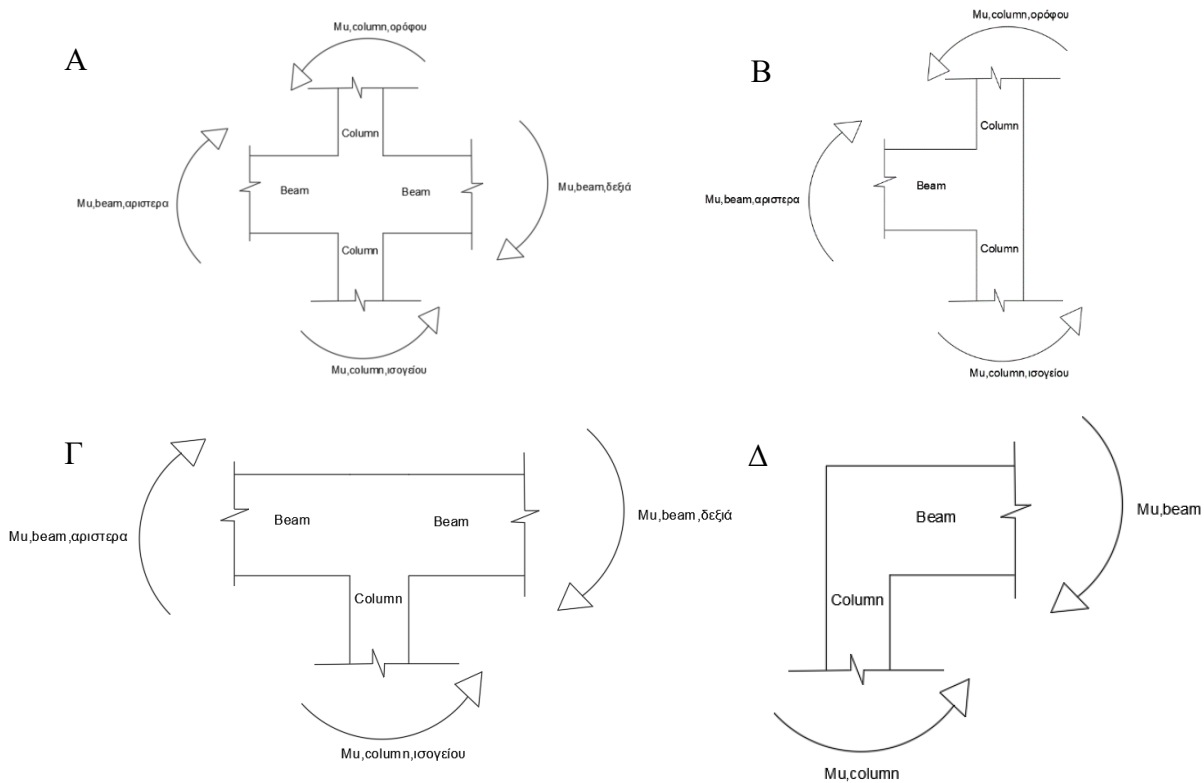
Εικόνα 3.24: Διάγραμμα τέμνουσας-στροφής υποστυλώματος  $K_9$  και αντοχή σε τέμνουσα

### Διατμητική αστοχία κόμβων (σε διαγώνιο εφελκυσμό)-(V<sub>j</sub>)

Οι κατασκευές που δεν σχεδιάστηκαν με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς δεν προβλεπόταν να ελέγχονται για αστοχία κόμβου. Έτσι, οι συνδετήρες των υποστυλωμάτων δεν συνέχιζαν στη ζώνη του κόμβου. Σε εξωτερικούς κόμβους, όπου συντρέχουν δοκοί και υποστυλώματα, μπορεί να εμφανιστεί διαγώνια εφελκυστική αστοχία, η οποία είναι ψαθυρής μορφής και είναι ιδιαίτερα επικίνδυνη, διότι μειώνει την ακαμψία της κατασκευής και μπορεί να οδηγήσει σε κατάρρευση. Η εξίσωση που χρησιμοποιήθηκε για υπολογισμό της αστοχίας κόμβου σαν ισοδύναμη τέμνουσα υποστυλώματος ήταν:

$$V_j = \gamma_j \cdot 0.5 \cdot \sqrt{f_{c,b}} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_j f_{c,b}}{0.5 \cdot \sqrt{f_{c,b}}}} \cdot \frac{b_j \cdot d_{beam}}{H_{col}} \quad (3.9)$$

### Πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς (V<sub>by</sub>)



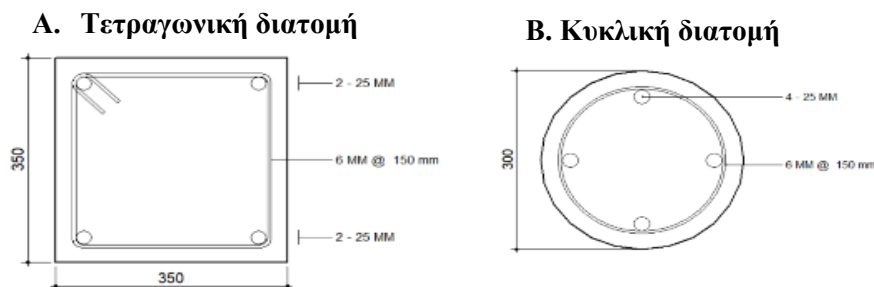
Εικόνα 3.25: Περιπτώσεις ισορροπίας κόμβων: εσωτερικού (αριστερά A & Γ), εξωτερικού (δεξιά B & Δ)

Η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς είναι μια επιθυμητή βλάβη σε περιπτώσεις εκτίμησης ζημιών σε παλιές κατασκευές, διότι, καθώς η κατασκευή φορτίζεται και η αντοχή της δοκού φθάνει στα όρια της αντοχής της, μέσω της ισορροπίας του κόμβου (βλ. Εικόνα 3.25), δημιουργείται η πλαστική άρθρωση της δοκού, η οποία δεν μπορεί να αναλάβει περαιτέρω φορτίσεις, έχοντας όμως

όλκιμη συμπεριφορά και μη επιτρέποντας να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα. Οι πλαστικές αρθρώσεις αναπτύσσονται στα ακραία σημεία των δοκών, δηλαδή στα σημεία όπου αναπτύσσονται τοπικές μέγιστες εντάσεις ροπών (βλ. Εικόνα 3.22.E) και αντιστοιχούν στον ικανοτικό σχεδιασμό, όπως ορίζεται από τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς.

### 3.6.3. Έλεγχος αστοχίας σε μέλη του κτιρίου

Στο υποκεφάλαιο αυτό εξετάστηκαν οι πιο πάνω μηχανισμοί αστοχίας για τα διαφορετικά κατακόρυφα μέλη της υπό μελέτη κατασκευής σε κάθε διεύθυνση, τόσο στο ισόγειο όσο και στον όροφο του κτιρίου. Στην Εικόνα 3.26 φαίνονται οι διατομές των υποστυλωμάτων που ελέγχθηκαν και στο Παράρτημα Β παρουσιάζονται οι λεπτομερείς υπολογισμοί και αναλύσεις. Πραγματοποιήθηκε έλεγχος διαρροής και αστοχίας των δοκών λόγω κάμψης ή τέμνουσας με αναγωγή των ροπών της δοκού σε τέμνουσα υποστυλώματος για τον έλεγχο της ικανοτικής συμπεριφοράς.



Εικόνα 3.26: Διατομές κατακόρυφων στοιχείων του υπό μελέτη κτιρίου

Πραγματοποιώντας τους προαναφερθέντες ελέγχους, παρατηρήθηκε ότι στο ισόγειο αστοχούν τα πλείστα υποστυλώματα σε διατμητική αστοχία κορμού ή προέχουσα θλιπτική αστοχία, που είναι επικίνδυνο, αφού τέτοιου είδους αστοχίες είναι ψαθυρές, με αποτέλεσμα να μην διαρρέουν πρώτα τα δοκάρια και να μην υπάρχει προειδοποίηση για την μη επάρκεια και πιθανή κατάρρευση της κατασκευής. Στον όροφο αστοχούν οι ματίσεις πριν την διαρροή των δοκών. Τόσο το ισόγειο όσο και ο όροφος δεν συνάδουν με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, οι οποίοι απαιτούν τον ικανοτικό σχεδιασμό των κατασκευών, δηλαδή την εξασφάλιση ικανής διαθέσιμης πλαστιμότητας των μελών στις κρίσιμες περιοχές και παράλληλα αποφυγή διατμητικής αστοχίας δοκών-υποστυλωμάτων, με την διαρροή των δοκών να συμβαίνει πριν από την οποιαδήποτε αστοχία στα υποστυλώματα, έτσι ώστε να αυξάνεται η πλαστιμότητα του φορέα. Στους **Error! Reference source not found.** **Error! Reference source not found.** παρουσιάζονται οι μηχανισμοί αστοχίας για κάθε μέλος, σύμφωνα με τα παραδείγματα που αναλύθηκαν στο Παράρτημα Β. Οι μηχανισμοί αστοχίας παρουσιάζονται επίσης γραφικά (βλ. Εικόνα 3.27) για ευκολότερο εντοπισμό των ορίων αστοχίας κάθε μέλους. Σημαντικό είναι να σημειωθεί ότι οι μηχανισμοί αστοχίας μάτισης και αγκυρώσεων δεν ελέγχονται στα υποστυλώματα ισόγειου αφού δεν υπάρχει σημείο μάτισης οπλισμών, αλλά λαμβάνονται υπόψη στους μηχανισμούς αστοχίας του ορόφου, όπου πιθανότατα υπάρχει σημείο μάτισης.



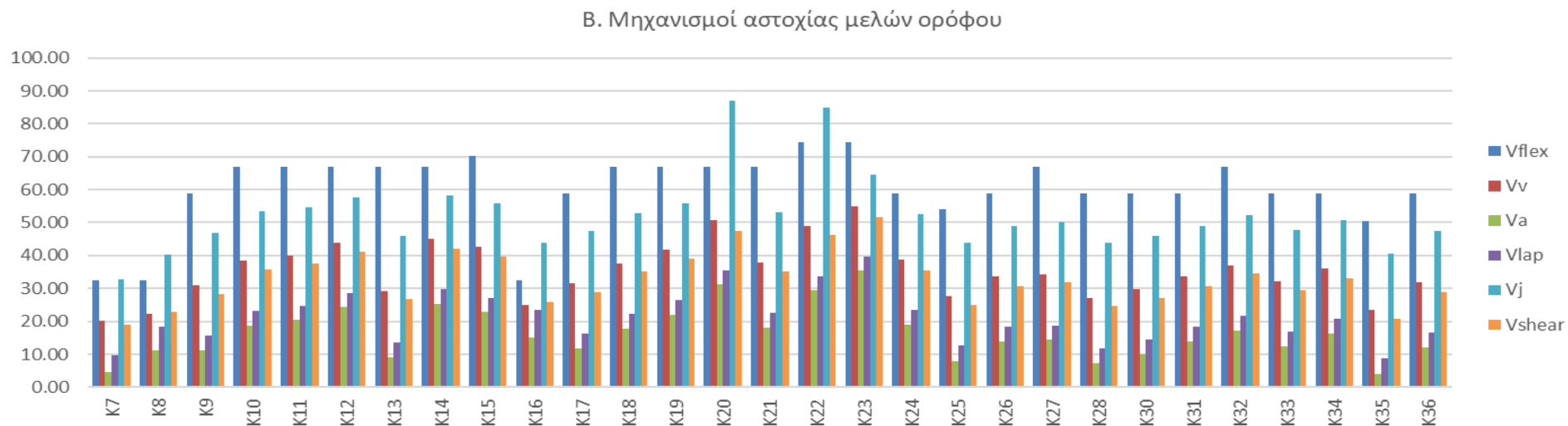
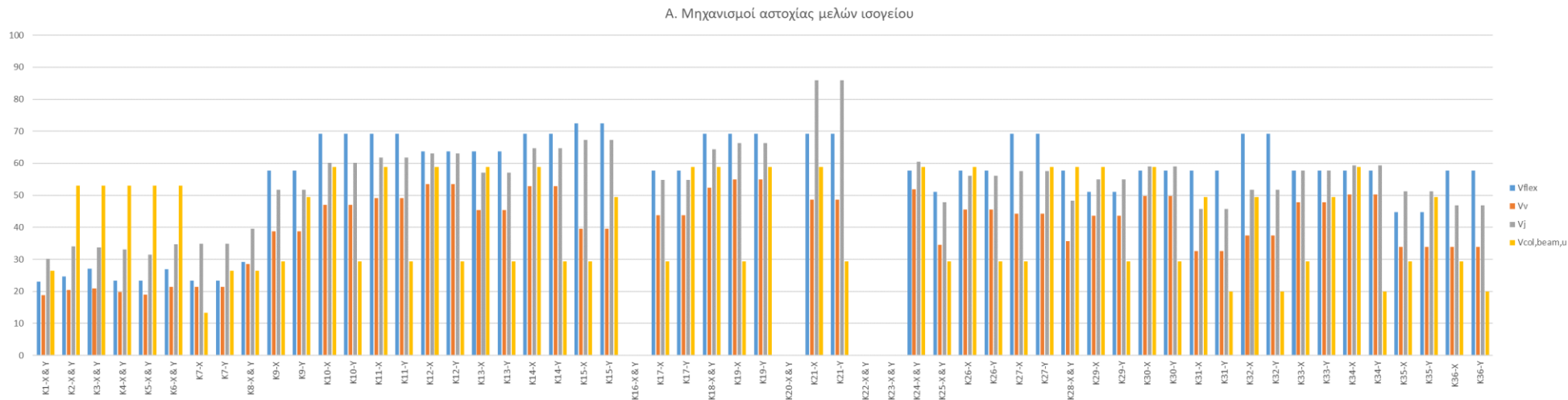
Πίνακας 3.8: Μορφή αστοχίας υποστυλωμάτων ισογείου κατά X και κατά Y

Μέλος	Περίπτωση	$\nu$	$V_{flex}$ [kN]	$V_v$ [kN]	$V_j$ [kN]	$V_{col,beam,(αστοχία/διαρροή\ δοκού)}$ [kN]	$V_{u,lim}$ [kN]	Είδος Αστοχίας
<u>K1-X &amp; Y</u>	Δ	0.061	23.1	18.84	30.19	26.51	18.84	Διατμητική αστοχία κορμού
<u>K2-X &amp; Y</u>	Γ	0.117	24.7	20.38	34.03	53.02	20.38	Διατμητική αστοχία κορμού
<u>K3-X &amp; Y</u>	Γ	0.111	27.08	20.98	33.69	53.02	20.98	Διατμητική αστοχία κορμού
<u>K4-X &amp; Y</u>	Γ	0.102	23.32	19.74	33.08	53.02	19.74	Διατμητική αστοχία κορμού
<u>K5-X &amp; Y</u>	Γ	0.079	23.32	19.02	31.51	53.02	19.02	Διατμητική αστοχία κορμού
<u>K6-X &amp; Y</u>	Γ	0.127	26.93	21.42	34.7	53.02	21.42	Διατμητική αστοχία κορμού
<u>K7-X</u>	B	0.129	23.32	21.36	34.84	13.26	13.26	Διαρροή δοκού
<u>K7-Y</u>	A	0.129	23.32	21.36	34.84	26.51	21.36	Διατμητική αστοχία κορμού
<u>K8-X &amp; Y</u>	A	0.207	29.25	28.53	39.49	26.51	26.51	Διαρροή δοκού
<u>K9-X</u>	B	0.167	57.79	38.72	51.78	29.43	29.43	Διαρροή δοκού
<u>K9-Y</u>	A	0.167	57.79	38.72	51.78	49.42	38.72	Διατμητική αστοχία κορμού
<u>K10-X</u>	A	0.275	69.18	47.09	60.15	58.86	47.09	Διατμητική αστοχία κορμού
<u>K10-Y</u>	B	0.275	69.18	47.09	60.15	29.43	29.43	Διαρροή δοκού
<u>K11-X</u>	A	0.299	69.18	49.18	61.84	58.86	49.18	Προέχουσα θλίψη
<u>K11-Y</u>	B	0.299	69.18	49.18	61.84	29.43	29.43	Προέχουσα θλίψη
<u>K12-X</u>	A	0.316	63.73	53.46	63.03	58.86	53.46	Προέχουσα θλίψη
<u>K12-Y</u>	B	0.316	63.73	53.46	63.03	29.43	29.43	Προέχουσα θλίψη
<u>K13-X</u>	A	0.234	63.73	45.45	57.14	58.86	45.45	Διατμητική αστοχία κορμού
<u>K13-Y</u>	B	0.234	63.73	45.45	57.14	29.43	29.43	Διαρροή δοκού
<u>K14-X</u>	A	0.342	69.18	52.89	64.73	58.86	52.89	Προέχουσα θλίψη
<u>K14-Y</u>	B	0.342	69.18	52.89	64.73	29.43	29.43	Προέχουσα θλίψη
<u>K15-X</u>	B	0.380	72.54	39.52	67.26	29.43	29.43	Προέχουσα θλίψη
<u>K15-Y</u>	A	0.380	72.54	39.52	67.26	49.42	39.52	Προέχουσα θλίψη
<u>K16-X &amp; Y</u>		0.475						Προέχουσα θλίψη
<u>K17-X</u>	B	0.204	57.71	43.75	54.77	29.43	29.43	Διαρροή δοκού
<u>K17-Y</u>	A	0.204	57.71	43.75	54.77	58.86	43.75	Διατμητική αστοχία κορμού
<u>K18-X &amp; Y</u>	A	0.336	69.18	52.39	64.34	58.86	52.39	Προέχουσα θλίψη
<u>K19-X</u>	B	0.365	69.18	54.93	66.27	29.43	29.43	Προέχουσα θλίψη
<u>K19-Y</u>	A	0.365	69.18	54.93	66.27	58.86	54.93	Προέχουσα θλίψη
<u>K20-X &amp; Y</u>		0.508						Προέχουσα θλίψη
<u>K21-X</u>	A	0.293	69.18	48.61	85.94	58.86	48.61	Προέχουσα θλίψη
<u>K21-Y</u>	B	0.293	69.18	48.61	85.94	29.43	29.43	Προέχουσα θλίψη
<u>K22-X &amp; Y</u>		0.504						Προέχουσα θλίψη
<u>K23-X &amp; Y</u>		0.533						Προέχουσα θλίψη
<u>K24-X &amp; Y</u>	A	0.280	57.71	51.84	60.49	58.86	51.84	Διατμητική αστοχία κορμού

K25-X & Y	B	0.120	51.08	34.58	47.78	29.43	29.43	Διαρροή δοκού
K26-X	A	0.221	57.71	45.56	56.1	58.86	45.56	Διατμητική αστοχία κορμού
K26-Y	B	0.221	57.71	45.56	56.1	29.43	29.43	Διαρροή δοκού
K27-X	B	0.243	69.18	44.28	57.52	29.43	29.43	Διαρροή δοκού
K27-Y	A	0.243	69.18	44.28	57.52	58.86	44.28	Διατμητική αστοχία κορμού
K28-X & Y	A	0.127	57.71	35.63	48.38	58.86	35.63	Διατμητική αστοχία κορμού
K29-X	A	0.205	51.08	43.59	54.89	58.86	43.59	Διατμητική αστοχία κορμού
K29-Y	B	0.205	51.08	43.59	54.89	29.43	29.43	Διαρροή δοκού
K30-X	A	0.26	57.71	49.75	59.06	58.86	49.75	Διατμητική αστοχία κορμού
K30-Y	B	0.26	57.71	49.75	59.06	29.43	29.43	Διαρροή δοκού
K31-X	A	0.098	57.71	32.55	45.74	49.42	32.55	Διατμητική αστοχία κορμού
K31-Y	B	0.098	57.71	32.55	45.74	20.00	20.00	Διατμητική αστοχία δοκού
K32-X	A	0.165	69.18	37.39	51.66	49.42	37.39	Διατμητική αστοχία κορμού
K32-Y	B	0.165	69.18	37.39	51.66	20.00	20.00	Διατμητική αστοχία δοκού
K33-X	B	0.241	57.71	47.75	57.66	29.43	29.43	Διαρροή δοκού
K33-Y	A	0.241	57.71	47.75	57.66	49.42	47.75	Διατμητική αστοχία κορμού
K34-X	A	0.265	57.71	50.21	59.38	58.86	50.21	Διατμητική αστοχία κορμού
K34-Y	B	0.265	57.71	50.21	59.38	20.00	20.00	Διατμητική αστοχία δοκού
K35-X	B	0.161	44.8	33.90	51.3	29.43	29.43	Διαρροή δοκού
K35-Y	A	0.161	44.8	33.90	51.3	49.42	33.90	Διατμητική αστοχία κορμού
K36-X	B	0.110	57.71	33.85	46.87	29.43	29.43	Διαρροή δοκού
K36-Y	B	0.110	57.71	33.85	46.87	20.00	20.00	Διατμητική αστοχία δοκού

Πίνακας 3.9: Μορφή αστοχίας υποστυλωμάτων ορόφου

Μέλος Ορόφου	$V_{flex}$ [kN]	$V_v$ [kN]	$V_a$ [kN]	$V_{lap}$ [kN]	$V_j$ [kN]	$V_{shear}$ [kN]	$V_{u,lim}$ [kN]	Είδος Αστοχίας
K <sub>7</sub>	32.55	20.11	4.59	9.73	32.63	18.92	4.59	Μάτιση
K <sub>8</sub>	32.42	22.27	11.13	18.29	40.14	22.86	11.13	Μάτιση
K <sub>9</sub>	58.82	31.10	11.29	15.81	46.94	28.35	11.29	Μάτιση
K <sub>10</sub>	66.87	38.39	18.72	23.06	53.49	35.84	18.72	Μάτιση
K <sub>11</sub>	66.87	40.03	20.38	24.73	54.71	37.41	20.38	Μάτιση
K <sub>12</sub>	66.87	43.87	24.32	28.66	57.51	41.10	24.32	Μάτιση
K <sub>13</sub>	66.87	29.09	9.23	13.57	45.90	26.87	9.23	Μάτιση
K <sub>14</sub>	66.87	44.90	25.38	29.72	58.23	42.09	25.38	Μάτιση
K <sub>15</sub>	70.26	42.57	22.78	27.20	55.89	39.60	22.78	Μάτιση
K <sub>16</sub>	32.42	25.01	15.10	23.36	43.98	25.92	15.10	Μάτιση
K <sub>17</sub>	58.82	31.61	11.80	16.32	47.34	28.83	11.80	Μάτιση
K <sub>18</sub>	66.87	37.55	17.85	22.19	52.84	35.03	17.85	Μάτιση
K <sub>19</sub>	66.87	41.69	22.09	26.43	55.94	39.01	22.09	Μάτιση
K <sub>20</sub>	66.87	50.97	31.23	35.57	86.94	47.54	31.23	Μάτιση
K <sub>21</sub>	66.87	37.80	18.11	22.45	53.03	35.27	18.11	Μάτιση
K <sub>22</sub>	74.42	49.08	29.38	33.75	84.92	46.12	29.38	Μάτιση
K <sub>23</sub>	74.42	54.91	35.37	39.74	64.42	51.65	35.37	Μάτιση
K <sub>24</sub>	58.82	38.68	18.84	23.36	52.53	35.47	18.84	Μάτιση
K <sub>25</sub>	54.13	27.81	7.92	12.58	43.87	25.11	7.92	Μάτιση
K <sub>26</sub>	58.82	33.59	13.77	18.29	48.84	30.69	13.77	Μάτιση
K <sub>27</sub>	66.87	34.23	14.47	18.81	50.23	31.83	14.47	Μάτιση
K <sub>28</sub>	58.82	27.18	7.39	11.91	43.78	24.65	7.39	Μάτιση
K <sub>30</sub>	58.82	29.86	10.05	14.58	45.96	27.17	10.05	Μάτιση
K <sub>31</sub>	58.82	33.69	13.87	18.39	48.92	30.78	13.87	Μάτιση
K <sub>32</sub>	66.87	36.96	17.25	21.60	52.39	34.47	17.25	Μάτιση
K <sub>33</sub>	58.82	32.20	12.38	16.91	47.78	29.38	12.38	Μάτιση
K <sub>34</sub>	58.82	36.00	16.17	20.69	50.62	32.96	16.17	Μάτιση
K <sub>35</sub>	50.35	23.52	3.93	8.68	40.46	20.88	3.93	Μάτιση
K <sub>36</sub>	58.82	31.75	11.94	16.46	47.45	28.96	11.94	Μάτιση



Εικόνα 3.27: Γραφική απεικόνιση μηχανισμών αστοχίας μελών ισογείου και ορόφου

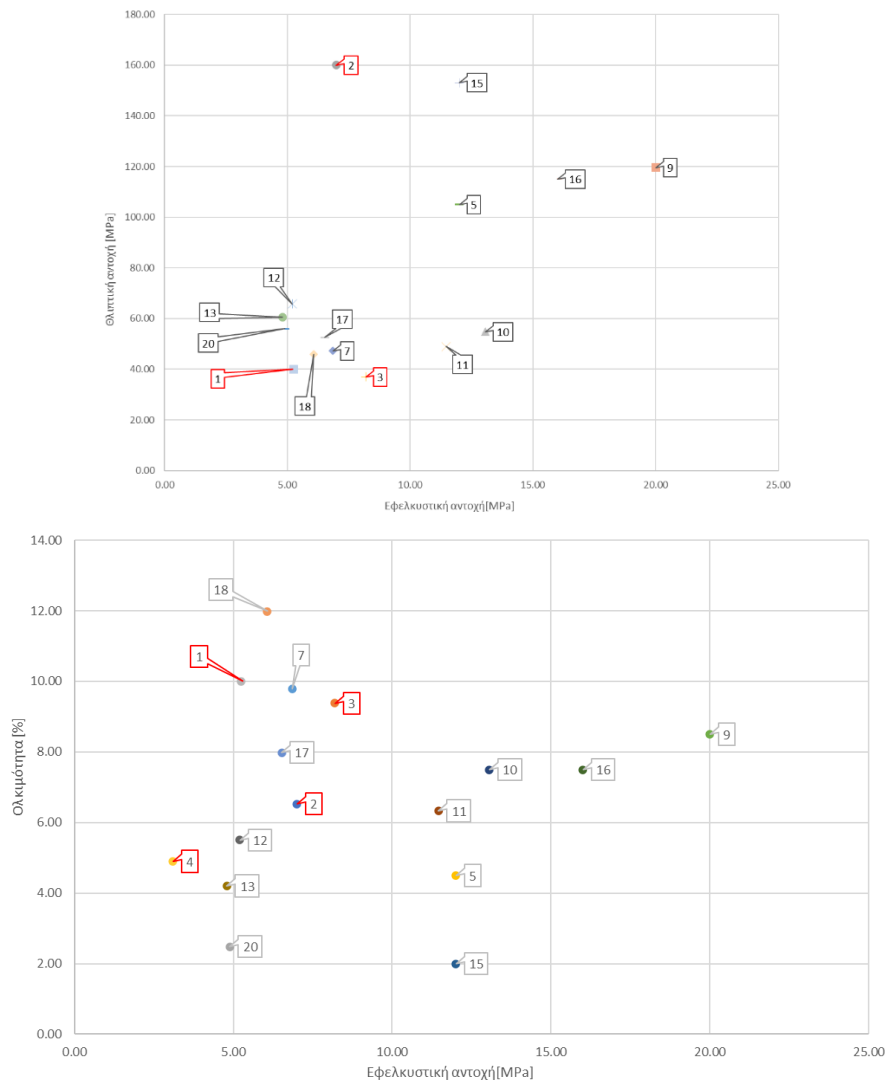
## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4. Πειραματική Διερεύνηση Ενίσχυσης Ιστορικών Μελών Οπλισμένου Σκυροδέματος με Λεπτούς Μανδύες Ινοπλισμένου Τσιμεντοειδούς**

Η αποτίμηση των μορφών αστοχίας των μελών του φορέα έδειξε ότι αυτός παρουσιάζει ψηλό ανηγμένο αξονικό σε διάφορα υποστυλώματα του ιστορικού, που υπερβαίνει το ανηγμένο αξονικό για την ισόρροπη αστοχία, ακόμα και μόνο για τον συνδυασμό κατακορύφων G+0.3Q. Η περαιτέρω αύξηση του ανηγμένου αξονικού λόγω των φορτίων του σεισμού, οδηγεί στο συμπέρασμα ότι πολλά από τα υποστυλώματα του ιστορικού θα αστοχίσουν ψαθυρά με σύνθλιψη του σκυροδέματος στην θλιβόμενη ζώνη, πριν την διαρροή του χάλυβα. Σε αντίθεση με τις αστοχίες διάτμησης ή μάτισης, οι οποίες μπορούν να ελεγχθούν με την χρήση ινοπλισμένων πολυμερών, τα οποία μπορούν να εφαρμοστούν ως μανδύες εξωτερικά των υποστυλωμάτων, χωρίς να αλλοιώσουν την γεωμετρία των μελών, στην περίπτωση των υποστυλωμάτων με ψηλά ανηγμένα αξονικά, η μόνη λύση είναι η δημιουργία μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι συνηθισμένοι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, λόγω της ανάγκης επαρκών επικαλύψεων μεταξύ των στρώσεων του νέου οπλισμού και του υφιστάμενου στοιχείου, οδηγούν σε ελάχιστη πάχη μανδύα πέραν των 7 cm, με αποτέλεσμα τα υποστυλώματα στη συγκεκριμένη περίπτωση από 350x350 mm, να καταλήξουν σε 500x500 mm. Αυτή η διαφορά μπορεί να είναι αποδεκτή για συνήθεις κατασκευές, αλλά για την περίπτωση διατηρητέων κατασκευών οδηγεί σε σημαντική αλλοίωση των ιστορικών, αρχιτεκτονικών και δομικών χαρακτηριστικών του φορέα. Επιπλέον, οι επεμβάσεις που γίνονται μέσω της διαδικασίας του φορέα, είναι σε αυτή την περίπτωση μόνιμες, αντιβαίνοντας την αρχή της αναστρεψιμότητας που διέπει την διατήρηση της πολιτιστικής κληρονομιάς, ενώ οι επεμβάσεις μπορεί τελικά να οδηγούν και σε αστοχία και περαιτέρω βλάβες. Για παράδειγμα, η χρήση βλήτρων που ενώνουν διαφορετικής ποιότητας χάλυβες οδηγούν σε επιτάχυνση της διάβρωσης του οπλισμού. Ως εκ τούτου, στην ερευνητική εργασία αυτή εξετάζεται η χρήση λεπτών μανδύων από ινοπλισμένο σκυρόδεμα, χωρίς την χρήση χαλύβδινου οπλισμού, για τη μείωση του ανηγμένου αξονικού και τη μετατροπή της ψαθυρής αστοχίας της θλιβόμενης ζώνης, σε πλάστιμη καμπτική συμπεριφορά των υποστυλωμάτων, με διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού τους. Αρχικά, επιλέγεται ένα ινοπλισμένο μίγμα που χρησιμοποιείται αργότερα για τον μανδύα ορθογωνικών και κυκλικών δοκιμίων με χαμηλής αντοχής σκυρόδεμα. Η επίδραση διαφορετικού πάχους μανδύα, ανάλογα με την γεωμετρία της διατομής, εξετάζεται ούτως ώστε να περιγραφούν σχέσεις που να αφορούν την αποτελεσματικότητα του. Περαιτέρω, παρουσιάζονται μοντέλα συμπεριφοράς που να μπορούν να χρησιμοποιηθούν στο μέλλον για τον σχεδιασμό ενισχύσεων.

### **4.1.Επιλογή μιγμάτων για πειραματική διερεύνηση**

Το κεφάλαιο αυτό αφορά στην πειραματική διερεύνηση της ενίσχυσης ιστορικών δομικών μελών οπλισμένου σκυροδέματος, με την χρήση ινοπλισμένων τσιμεντοκονιαμάτων με ικανότητα κράτυνσης στον εφελκισμό. Αρχικά, μέσω εκτενούς βιβλιογραφικής ανασκόπησης η οποία

περιγράφεται στο Κεφάλαιο 2, αναλύθηκε σειρά δημοσιευμένων άρθρων, τα οποία αφορούν στην παρασκευή υψηλής πλαστιμότητας ινοπλισμένων τσιμεντοειδών μιγμάτων. Από τη βιβλιογραφική ανασκόπηση συλλέχθηκαν σχεδιασμοί μίγματος τσιμεντοκονιαμάτων με ίνες πολυαιθυλενίου (PE). Για σκοπούς σύγκρισης των μιγμάτων, οι αντοχές τους σε θλίψη, κάμψη και εφελκυσμό συγκρίνονται στα διαγράμματα της Εικόνας 4.1, ενώ με κόκκινο περίγραμμα σημειώνονται τα 4 μείγματα που επιλέγησαν για να διερευνηθούν πειραματικά για τους σκοπούς αυτής της διατριβής. Επιπλέον, στον Πίνακα 2.2 που παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 2 παρουσιάζονται τα μείγματα που επιλέγηκαν να χρησιμοποιηθούν στις προκαταρκτικές δοκιμές (E1-E4), ενώ όπως έχει αναφερθεί τα υπόλοιπα αποκλείστηκαν, είτε λόγω των χαμηλών μηχανικών ιδιοτήτων τους, είτε λόγω μη διαθεσιμότητας των πρώτων υλών στο εργαστήριο.



Εικόνα 4.1: Διάγραμμα σύγκρισης μηχανικών ιδιοτήτων των μιγμάτων της βιβλιογραφίας (για το μίγμα 1 δεν υπήρχαν πληροφορίες για την θλιπτική αντοχή), \*Τα μείγματα που ελεγήσαν για δοκιμή και υπήρχαν διαθέσιμα δεδομένα των μηχανικών τους ιδιοτήτων είναι σημειωμένα και κυκλωμένα πιο πάνω

#### 4.1.1. Παρασκευή μιγμάτων

Η προκαταρκτική μελέτη αφορούσε την επιλογή τεσσάρων μιγμάτων από τον **Error! Reference source not found.** Τα κριτήρια επιλογής ήταν: μίγματα με ίνες πολυαιθυλενίου 12 και 18 mm, ιπτάμενη τέφρα ή πυριτική παιπάλη ως αντικατάστατο του τσιμέντου, αυτοσυμπυκνούμενες ιδιότητες, υψηλή θλιπτική αντοχή, υψηλή πλαστιμότητα. Οι ίνες που χρησιμοποιήθηκαν προμηθεύτηκαν από την εταιρεία Minifibers Co. και έφεραν επικάλυψη, ούτως ώστε να αυξηθεί η συνάφεια τους με το τσιμεντούχο μίγμα. Τα τέσσερα μίγματα που επιλέχθηκαν παρασκευάστηκαν στο εργαστήριο με ίδιες πρώτες ύλες, προκειμένου να συγκριθούν οι μηχανικές τους ιδιότητες. Η τελική τροποποιημένη σύσταση των μιγμάτων, η οποία βασίστηκε σε προηγούμενες έρευνες (E1 [8], E2 [9], E3 [9], E4 [13]), παρουσιάζεται στον Πίνακα 4.1.

Πίνακας 4.1: Τελική σύσταση μιγμάτων (για την παρασκευή 1 m<sup>3</sup>)

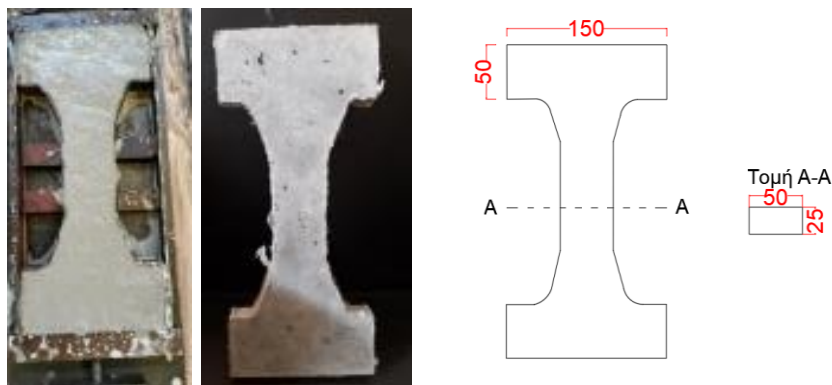
Μίγμα	V <sub>f</sub> (%)	L <sub>f</sub> [mm]	Τσιμέντο (kg)	Νερό (kg)	Fly ash (kg)	Άμμος (Silica sand) (kg)	Πυριτική παιπάλη (Silica fume (kg))	HRWR[kg]
E <sub>1</sub>	2.00%	12	700.00	401.49	0.00	500.00	150.00	28.75
E <sub>2</sub>	2.00%	12	740.74	234.57	0.00	444.44	493.83	61.73
E <sub>3</sub>	1.50%	18	936.70	335.10	401.40	401.40	0.00	20.23
E <sub>4</sub>	1.50%	12	937.50	401.93	0.00	520.83	104.17	20.83

Για τον έλεγχο των μηχανικών ιδιοτήτων των μιγμάτων, πραγματοποιήθηκε αρχική πειραματική διερεύνηση με δοκιμές θλίψης, κάμψης και άμεσου εφελκυσμού. Λόγω του μικρού μεγέθους κόκκων των αδρανών για τα δοκίμια κάμψης και θλίψης χρησιμοποιήθηκαν τα πρότυπα για τα κονιάματα, με τις αντίστοιχες μήτρες. Για το πείραμα του άμεσου εφελκυσμού χρησιμοποιήθηκαν οι υφιστάμενες μήτρες και πειραματική διάταξη που υπάρχει στο εργαστήριο που ετοιμάστηκε στα πλαίσια προηγούμενης μελέτης [37, 38]. Η διάσταση του δοκιμίου άμεσου εφελκυσμού είναι τέτοια ώστε να προωθεί την 3διάταξη ανάπτυξη των ινών, αντί του Ιαπωνικού προτύπου όπου το πάχος του δοκιμίου είναι μικρότερο του μήκους των ινών [39]. Τα δοκίμια που χρησιμοποιήθηκαν ήταν τα ακόλουθα:

- A. Δοκαράκια διαστάσεων 40 x 40 x 160 mm τα οποία υποβλήθηκαν σε κάμψη τριών σημείων.
- B. Πρίσματα 40 x 40 x 80 mm τα οποία υποβλήθηκαν σε θλίψη.
- Γ. Δοκίμια dog-bone τα οποία υποβλήθηκαν σε πειράματα άμεσου εφελκυσμού.

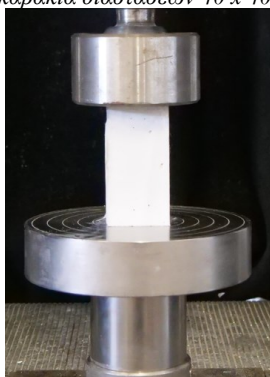
Χρησιμοποιήθηκαν τρία δοκίμια για κάθε δοκιμή. Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά τα δοκίμια στα μεταλλικά καλούπια, καθώς και οι διαστάσεις των δοκιμίων εφελκυσμού (βλ. Εικόνα 4.2). Έπειτα από την σκυροδέτηση τους, τα δοκίμια αφέθηκαν για 24 ώρες για να επέλθει σκλήρυνση του σκυροδέματος, ενώ στην συνέχεια αφαιρέθηκαν από τα καλούπια και τοποθετήθηκαν σε δεξαμενή νερού για 28 ημέρες.

*A. Dogbone & Διαστάσεις δοκιμίου*



*B. Δοκαράκια διαστάσεων 40 x 40 x 80 mm*

*Γ. Δοκαράκια διαστάσεων 40 x 40 x 160 mm*



*Εικόνα 4.2: Πειραματικά δοκίμια και οι διαστάσεις τους*

Με το πέρας των 28 ημερών, τα δοκίμια καθαρίστηκαν και ετοιμάστηκαν για τις δοκιμές. Οι φορτίσεις που χρησιμοποιήθηκαν ήταν άμεσου εφελκυσμού, μονοαξονικής θλίψης και κάμψης 3<sup>ων</sup> σημείων (βλ. Εικόνα 4.3). Για τον άμεσο εφελκυσμό, χρησιμοποιήθηκαν τα δοκίμια dog-bone,, ενώ για τις υπόλοιπες δοκιμές τα πρισματικά δοκίμια. Για την δοκιμή της θλιπτικής αντοχής, χρησιμοποιήθηκαν δοκίμια με λόγο ύψους προς βάση 2:1, ούτως ώστε οι τροχιές των κύριων τάσεων στο μέσο του δοκιμίου να είναι ευθύγραμμες και οι επιφάνειες θραύσης να είναι παράλληλες με τη διεύθυνση φόρτισης, αποδίδοντας την πραγματική αντοχή του υλικού. Στη δοκιμή θλίψης, η ταχύτητα φόρτισης ήταν 0.024 mm/s. Στη δοκιμή άμεσου εφελκυσμού, δημιουργήθηκε ένα σύστημα με την χρήση LVDTs και μεταλλικών στηριγμάτων, το οποίο φαίνεται στην **Error! Reference source not found.A**, με το οποίο ήταν εφικτή η καταγραφή της παραμόρφωσης στο «λαιμό» του δοκιμίου. Η ταχύτητα φόρτισης των δοκιμίων σε άμεσο εφελκυσμό ήταν ίση με 0.010 mm/s, δηλαδή πολύ μικρότερη από την ταχύτητα φόρτισης σε θλίψη. Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι για όλα τα πειράματα ορίστηκε ταχύτητα φόρτισης με έλεγχο της μετατόπισης/παραμόρφωσης των δοκιμίων, για την καταγραφή τόσο της περιοχής κράτυνσης όσο και του φθιτού κλάδου της απόκρισης.





A. Άμεσος Εφελκυσμός

B. Κάμψη 3<sup>ων</sup> σημείων

Γ. Μονοαξονική θλίψη

Εικόνα 4.3: Πειραματικές διατάξεις για τις δοκιμές A. άμεσου εφελκυσμού, B. κάμψης και Γ. θλίψης

#### 4.1.2. Πυκνότητα μιγμάτων

Το κάθε δοκίμιο μετρήθηκε και ζυγίστηκε πριν την φόρτιση για το υπολογισμό της πυκνότητας στις 28 μέρες. Οι μέσες πυκνότητες των μιγμάτων παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.2. Όπως παρατηρείται, οι πυκνότητες των μιγμάτων έχουν χαμηλότερη τιμή από αυτή του σκυροδέματος, λόγω της έλλειψης χονδρόκοκκων αδρανών στο μίγμα. Η τιμή υπολογίζεται περίπου στα 1950 kg/m<sup>3</sup>. Η τιμή αυτή ήταν αναμενόμενη, λόγω των μεγάλων αναλογιών λεπτόκοκκων που χρησιμοποιήθηκαν, όπως η ιπτάμενη τέφρα, η πυριτική παιπάλη και η άμμος.

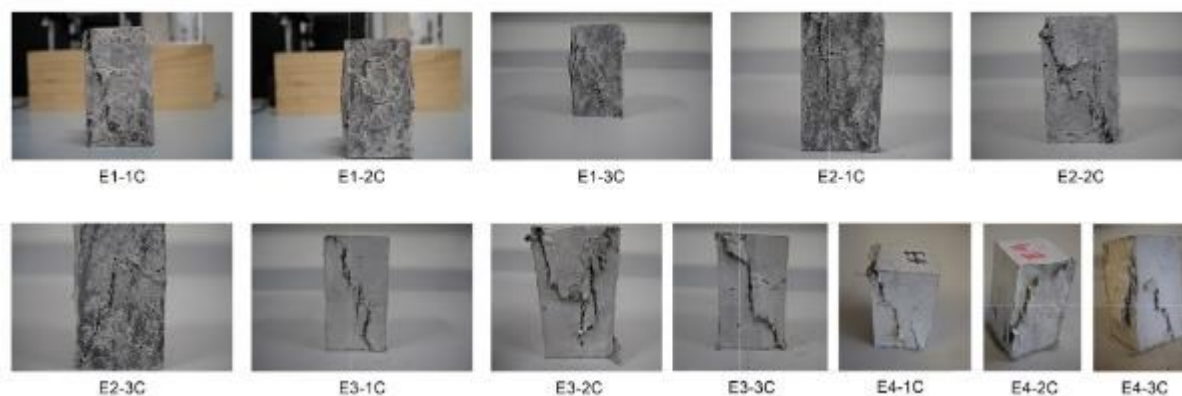
Πίνακας 4.2: Διαστάσεις, μάζα και πυκνότητα δοκιμίων/μιγμάτων

	<b>B</b> [mm]	<b>D</b> [mm]	<b>L</b> [mm]	<b>Μάζα</b> [g]	<b>ρ</b> [kg/m <sup>3</sup> ]	<b>Μέσος όρος πυκνότητας</b> [kg/m <sup>3</sup> ]
<b>E<sub>1</sub>-1B</b>	40.35	40.12	160.40	489.52	1885.22	1890.85
<b>E<sub>1</sub>-2B</b>	40.78	40.30	160.27	501.81	1905.17	
<b>E<sub>1</sub>-3B</b>	40.69	40.09	160.58	493.03	1882.17	
<b>E<sub>2</sub>-1B</b>	39.31	40.05	161.91	463.51	1818.36	1782.14
<b>E<sub>2</sub>-2B</b>	41.19	40.50	160.60	479.60	1790.14	
<b>E<sub>2</sub>-3B</b>	41.51	40.18	160.30	464.65	1737.92	
<b>E<sub>3</sub>-1B</b>	40.10	40.06	160.18	542.49	2108.28	2121.71
<b>E<sub>3</sub>-2B</b>	41.18	40.26	160.00	576.26	2172.39	
<b>E<sub>3</sub>-3B</b>	40.60	40.09	160.01	542.88	2084.47	
<b>E<sub>4</sub>-1B</b>	39.49	40.26	160.35	522.51	2049.58	2033.76
<b>E<sub>4</sub>-2B</b>	38.99	40.09	160.43	511.19	2038.48	
<b>E<sub>4</sub>-3B</b>	41.09	40.28	160.37	534.37	2013.23	

#### 4.1.3. Μονοαξονική θλίψη

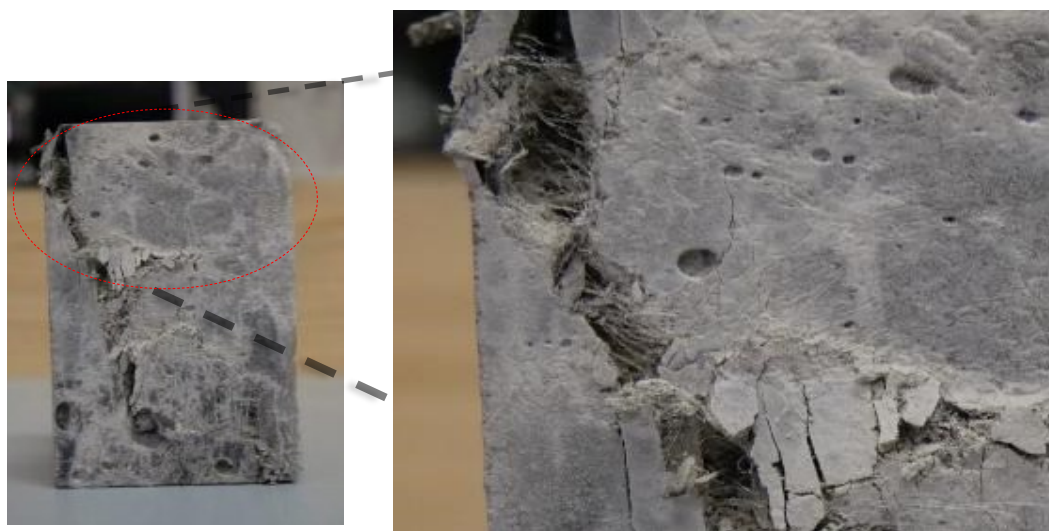
Μετά τη μέγιστη θλιπτική αντοχή, ακολουθεί ένας φθιτός κλάδος μέχρι μια παραμένουσα τάση, λόγω της ύπαρξης ινών οι οποίες διαπερνούν τις ρωγμές και γεφυρώνουν τις τάσεις. Σημεία αναφοράς μπορεί να θεωρηθούν η διαγώνια ρηγμάτωση καθ' ύψος του κάθε δοκιμίου (βλ. Εικόνα 4.4), όταν πλέον

οι παραμορφώσεις συγκεντρώνονται σε μία συγκεκριμένη ρωγμή, καθώς και η σημαντική συνεισφορά των ινών με την γεφύρωση και τη συγκράτηση των ρωγμών. Οι ίνες συγκρατούν τις εγκάρσιες στην φόρτιση παραμορφώσεις, αυξάνοντας την πλαστιμότητα των δοκιμίων, μη επιτρέποντας την ψαθυρή αστοχία τους, ακόμα και σε αξονικές τροπές πέραν του 3% (βλ. Εικόνα 4.5). Η ενεργοποίηση των ινών και η μείωση του εύρους των ρωγμών από τις ίνες είναι ιδιαίτερα εμφανής στις εικόνες που ακολουθούν, καθώς επίσης και στα διαγράμματα τάσης-αξονικής παραμόρφωσης.

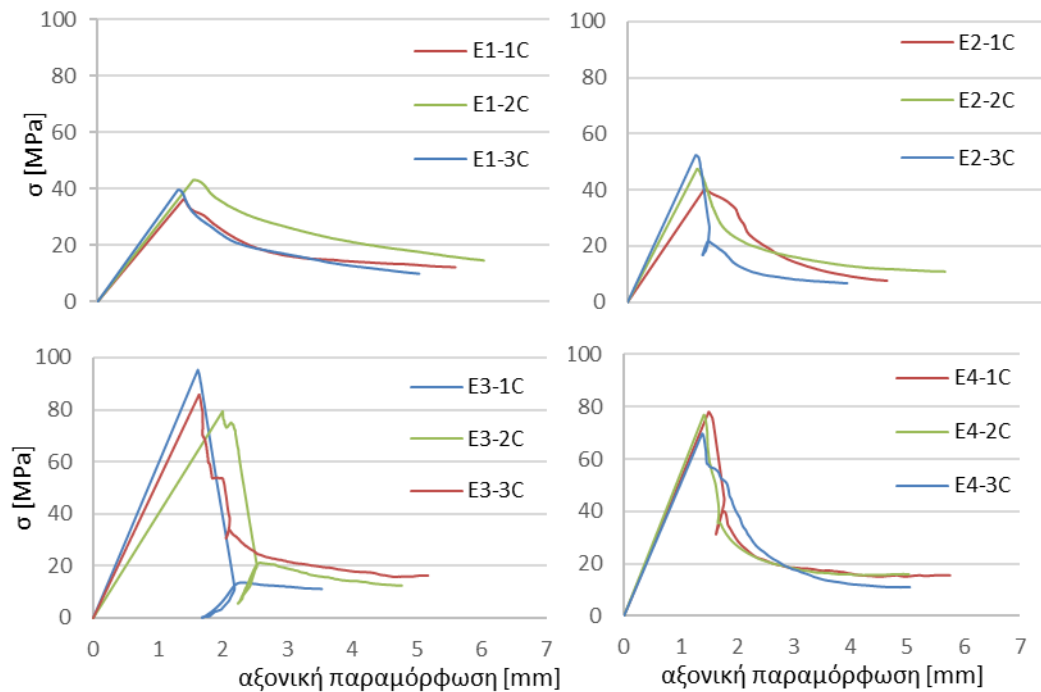


Εικόνα 4.4: Ρηγμάτωση δοκιμίων σε μονοαξονική θλίψη

Στην Εικόνα 4.4 παρουσιάζονται τα δοκίμια μετά την φόρτισή τους υπό μονοαξονική θλίψη. Με την επιβολή θλιπτικών φορτίων, το δοκίμιο διογκώνεται πλευρικά, με αποτέλεσμα την εμφάνιση ρωγμών παράλληλα με τις θλιπτικές τάσεις. Λόγω όμως των ινών που διατρέχουν αυτές τις ρωγμές, αναπτύσσονται τάσεις περίσφιξης στο δοκίμιο, οι οποίες παρατείνουν την αστοχία σε μεγαλύτερες αξονικές παραμορφώσεις. Η αστοχία επέρχεται με τη συγκέντρωση των τροπών σε μια συγκεκριμένη ρωγμή, η οποία εκτείνεται διαγώνια καθ' ύψος του δοκιμίου. Στην Εικόνα 4.5 φαίνεται η γεφύρωση των ρωγμών από τις ίνες πολυαιθυλενίου. Στην Εικόνα 4.6 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των μέγιστων αντοχών των δοκιμίων για τα τέσσερα μίγματα που χρησιμοποιήθηκαν.

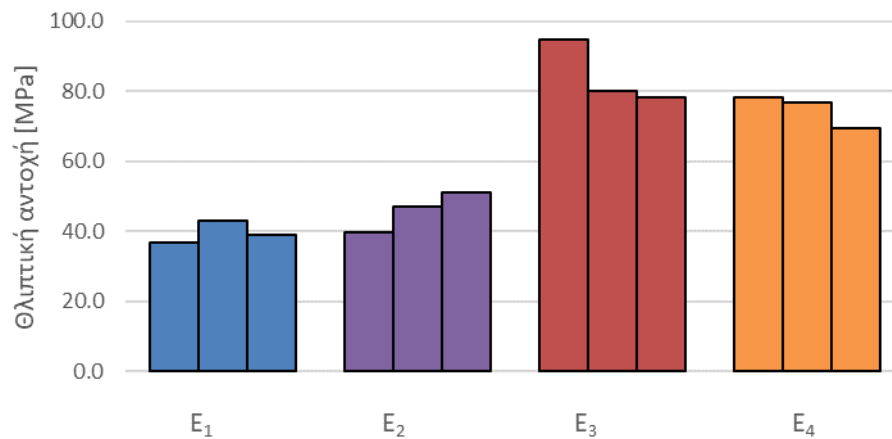


Εικόνα 4.5: Γεφύρωση ρωγμών με ίνες πολυαιθυλενίου



Εικόνα 4.6: Συγκριτικά διαγράμματα τάσεων-αξονικών παραμορφώσεων δοκιμών μονοαξονικής θλίψης

Με βάση τα διαγράμματα της Εικόνα 4.7 και τα αποτελέσματα του Πίνακα 4.3, φαίνεται ότι τα δοκίμια των μιγμάτων  $E_3$  και  $E_4$  έχουν την υψηλότερη μέση θλιπτική αντοχή. Επιπλέον, από τα διαγράμματα τάσεων-αξονικών παραμορφώσεων στην Εικόνα 4.6, παρατηρείται ότι τα δοκίμια του μίγματος  $E_3$  δίνουν τις υψηλότερες θλιπτικές αντοχές (>80 MPa), ενώ παράλληλα παρουσιάζουν μετά το μέγιστο φορτίο απότομη πτώση της αντοχής, με μεγαλύτερη κλίση του φθιτού κλάδου, σε σύγκριση με τα δοκίμια από τα υπόλοιπα μίγματα. Αυτό ήταν εμφανές και κατά τη διάρκεια του πειράματος. Οι αντοχές των μιγμάτων αναφοράς από την βιβλιογραφία ήταν  $E_{1,R}=40$  MPa,  $E_{2,R}=160$  MPa,  $E_{3,R}=37$  MPa, ενώ η βιβλιογραφία του μίγματος  $E_4$  δεν αναφέρει την θλιπτική αντοχή του. Συγκριτικά με τις προηγούμενες έρευνες που έχουν γίνει, παρατηρείται ότι οι αντοχές που αναπτύσσουν τα μίγματα είναι λογικές και αποδεκτές, αν και υπάρχει αισθητή απόκλιση των αποτελεσμάτων, που οφείλεται στην τροποποίηση της σύστασης των μιγμάτων και τη διαφοροποίηση στο είδος των αδρανών, του τσιμέντου και των ινών που χρησιμοποιήθηκαν.



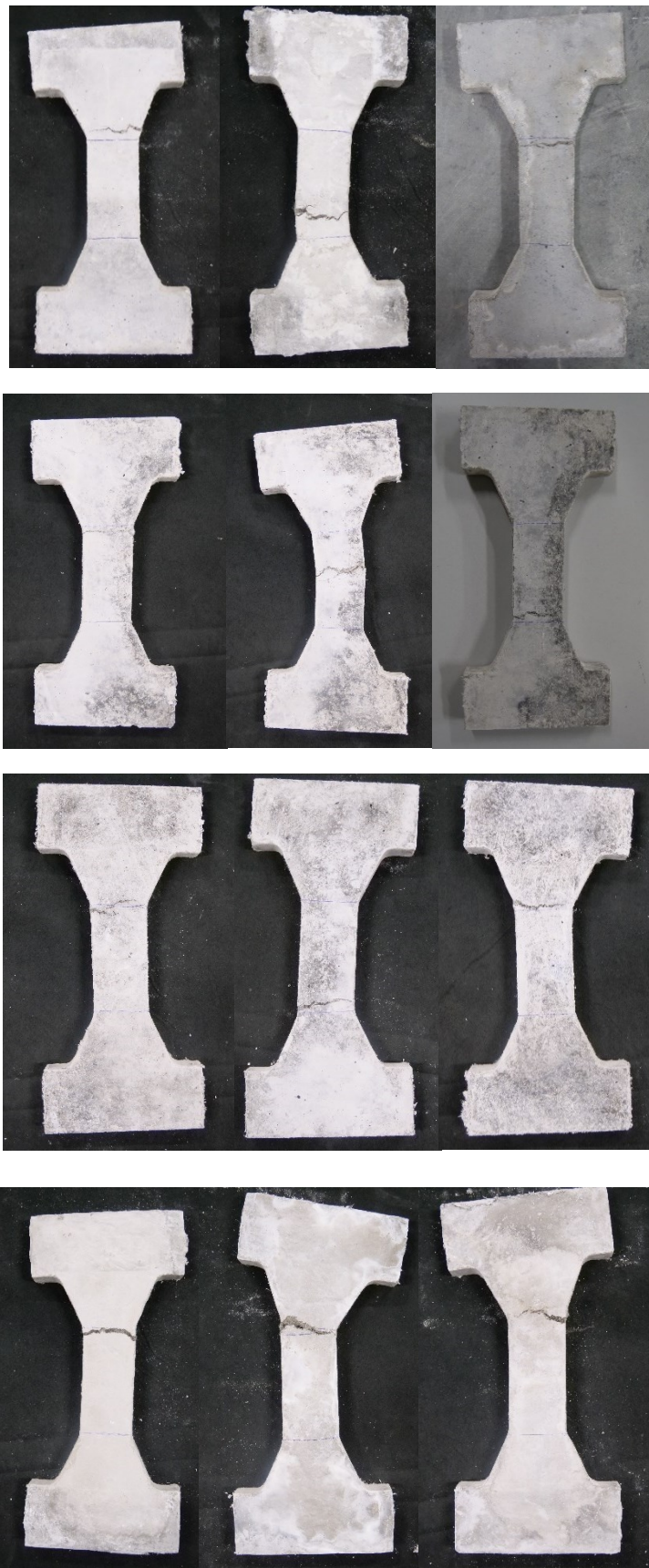
Εικόνα 4.7: Αποτελέσματα μονοαξονικής θλίψης για κάθε μίγμα

Πίνακας 4.3: Μέσες θλιπτικές αντοχές και τυπική απόκλιση μιγμάτων

Μίγματα	Μέση θλιπτική αντοχή [MPa]	Τυπική απόκλιση [MPa]
E <sub>1</sub>	39.66	± 2.30
E <sub>2</sub>	46.58	± 1.46
E <sub>3</sub>	86.87	± 1.88
E <sub>4</sub>	74.96	± 1.16

#### 4.1.4. Άμεσος εφελκυσμός

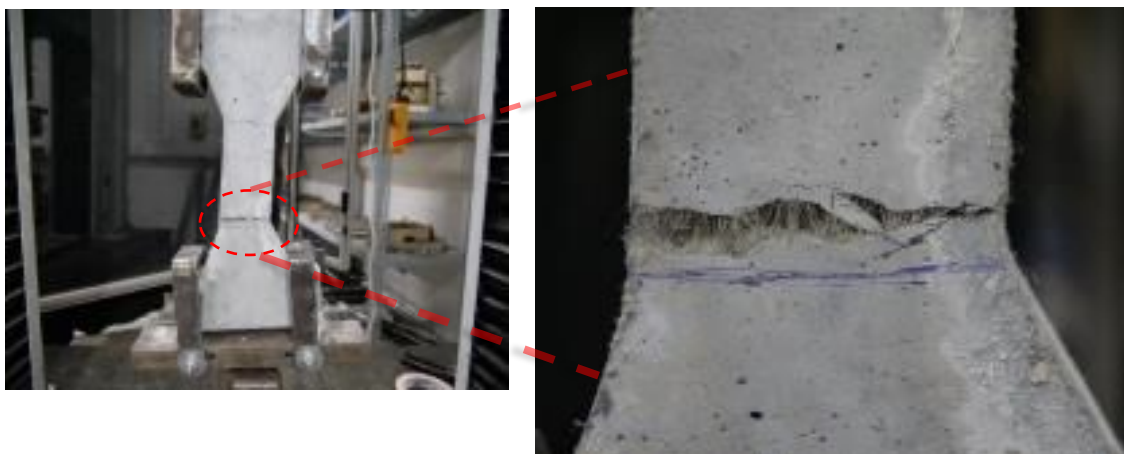
Η φόρτιση άμεσου εφελκυσμού πραγματοποιήθηκε σε δοκίμια τύπου dog-bone. Στα δοκίμια αυτά τοποθετήθηκαν επιμηκυσσιόμετρα (LVDTs) στο κέντρο του κάθε δοκιμίου, στις εκατέρωθεν πλευρές του, συνδεδεμένα με τον Η/Υ, δίνοντας αξιόπιστα αποτελέσματα για τις παραμορφώσεις, χωρίς να μετρούν την επιμήκυνση της μηχανής φόρτισης. Στην περίπτωση αυτή, όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.8, στην οποία παρουσιάζονται τα δοκίμια μετά την ρηγμάτωσή τους, οι ρωγμές που αναπτύχθηκαν έχουν οριζόντια διεύθυνση, κάθετη στη διεύθυνση των εφελκυστικών τάσεων.



Εικόνα 4.8: Ρηγμάτωση δοκιμίων σε άμεσο εφελκυσμό (α)  $E_1$ , (β)  $E_2$ , (γ)  $E_3$ , (δ)  $E_4$

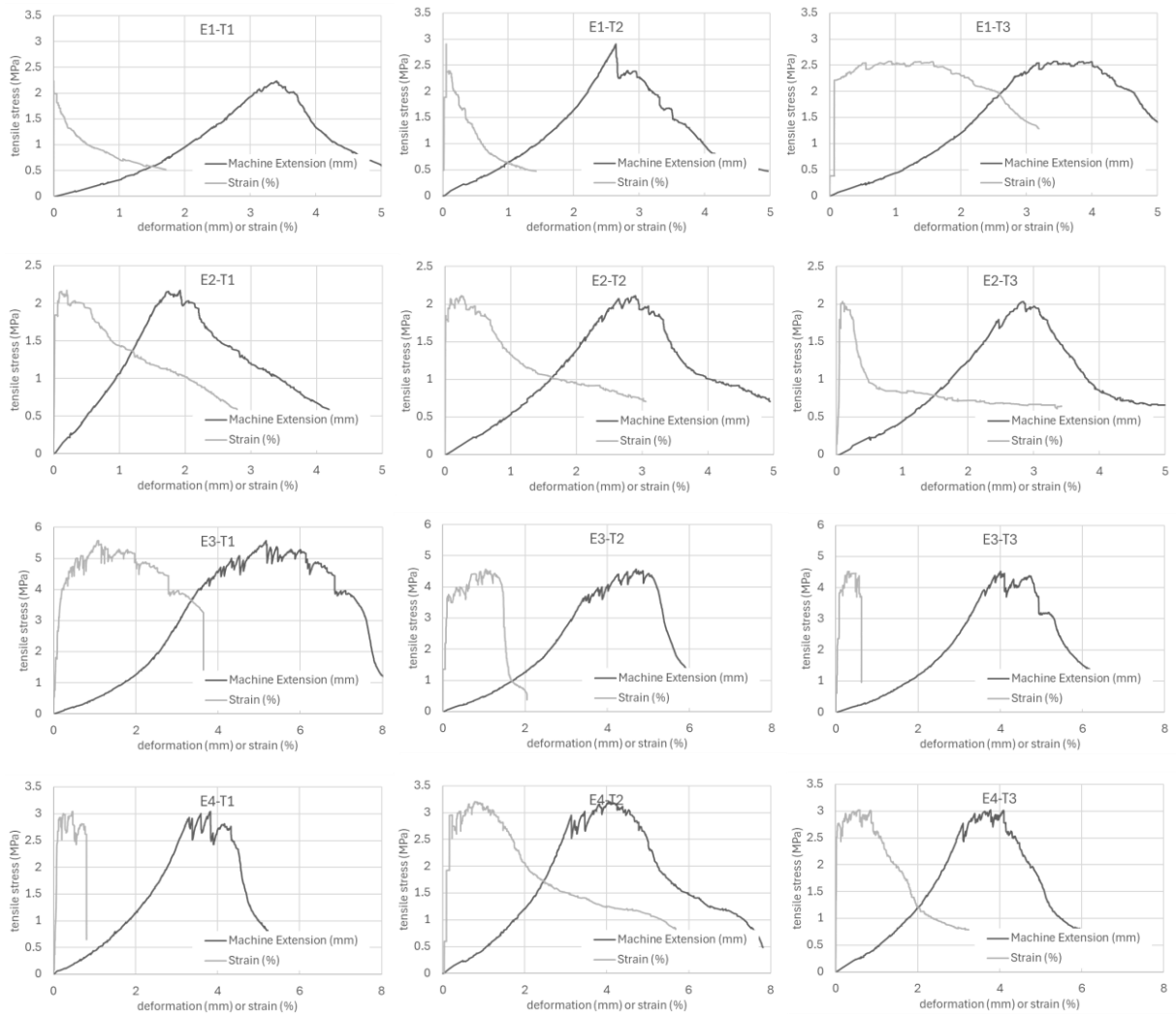


Όπως και κατά την ρηγμάτωση των δοκιμίων σε θλίψη, έτσι και στον άμεσο εφελκυσμό, οι ίνες διαδραματίζουν καθοριστικό ρόλο ως προς την αποφυγή της ψαθυρής αστοχίας και τη διατήρηση σταθερής τιμής εφελκυστικής αντοχής με αυξανόμενη παραμόρφωση. Μετά την πρώτη ρωγμή που εμφανίζεται λόγω ρηγμάτωσης της τσιμεντοκονίας σε εφελκυσμό, οι ίνες που διατρέχουν τη ρωγμή ενεργοποιούνται και μεταφέρουν τις εφελκυστικές τάσεις εκατέρωθεν της ρωγμής, ενώ η εφελκυστική τάση παραμένει σταθερή ή και αυξάνεται. Η ίδια διαδικασία συνεχίζεται με την εμφάνιση πολλαπλών ρωγμών στο κεντρικό μήκος των 100 mm που έχει τη μικρότερη διατομή στο δοκίμιο. Αυτό δίνει ένα πλαστικό-κρατυνό κλάδο στο διάγραμμα εφελκυστικών τάσεων-τροπών. Μετά από κάποια παραμόρφωση, ο αριθμός των ρωγμών παύει να αυξάνεται και εμφανίζεται μείωση της εφελκυστικής αντοχής, με συγκέντρωση όλης της παραμόρφωσης σε μία συγκεκριμένη ρωγμή. Στο σημείο αυτό σηματοδοτείται η έναρξη του φθιτού κλάδου, ο οποίος οφείλεται στη συγκέντρωση των περαιτέρω παραμορφώσεων του δοκιμίου σε μία επικρατούσα ρωγμή. Στις φορτίσεις που έγιναν, οι πειραματικές δοκιμές σταματούσαν προτού επέλθει αστοχία. Στην Εικόνα 4.9 φαίνονται σε μεγέθυνση μια εκ των ρωγμών συγκέντρωσης της παραμόρφωσης (μίγμα E<sub>4</sub>-3T) και οι εσωτερικές ίνες οι οποίες γεφυρώνουν το κενό. Το εν λόγω πείραμα παρουσιάζει μεγάλη δυσκολία καθώς τα φορτία πρέπει να ασκούνται συμμετρικά και το αξονικό να περνά μέσα από τον διαμήκη άξονα τις δοκού. Οποιοσδήποτε ανομοιομορφίες στο δοκίμιο, στην εφαρμογή του αξονικού ή ακόμα και με την δημιουργία μιας ρωγμής έκκεντρα στο δοκίμιο, εμφανίζονται ροπές στην διατομή οι οποίες αλλοιώνουν το πείραμα, και δεν μπορεί να γίνει η πλήρης ανάπτυξη ρωγμών στο κεντρικό τμήμα του δοκιμίου.



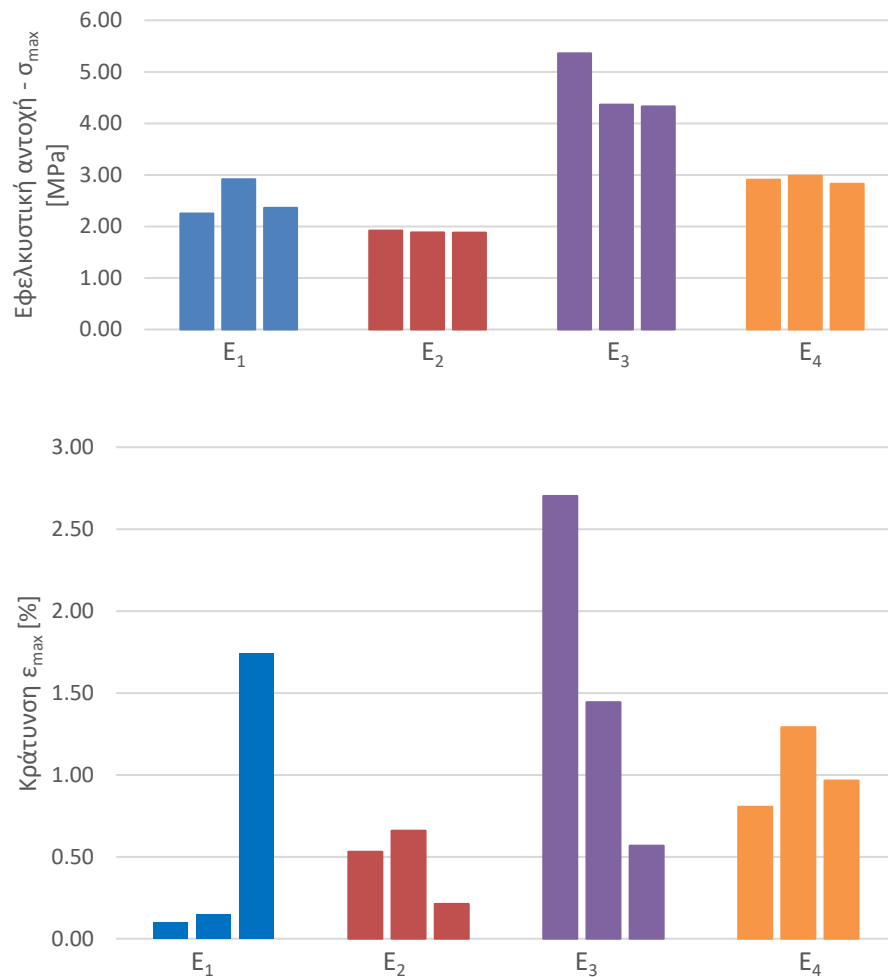
Εικόνα 4.9: Συνεισφορά ινών σε ρηγμάτωση από πείραμα άμεσου εφελκυσμού

Στα γραφήματα που ακολουθούν, παρουσιάζονται η συμπεριφορά των δοκιμίων κατά το πείραμα άμεσου εφελκυσμού μέσω διαγραμμάτων τάσεων-τροπών στο κεντρικό τμήμα 100 mm, και οι αντίστοιχες τιμές αξονικής παραμόρφωσης της μηχανής που συμπεριλαμβάνουν το συνολικό μήκος του δοκιμίου (βλ. Εικόνα 4.10).



Εικόνα 4.10: Διαγράμματα τάσεων-τροπών σε άμεσο εφελκυσμό

Στις Εικόνα 4.11 απεικονίζονται η μέγιστη εφελκυστική αντοχή ( $f_t$ ) και η μέγιστη τροπή ( $\epsilon_{t,u}$ ) σε εφελκυσμό. Το μίγμα E<sub>3</sub> παρουσιάζει τη μέγιστη μέση εφελκυστική αντοχή 4.68 MPa και μέση μέγιστη κράτυνση 1.57%, ενώ το μίγμα E<sub>4</sub> παρουσιάζει αρκετά χαμηλότερη εφελκυστική αντοχή, 2.91 MPa και μέση μέγιστη κράτυνση 1.02% (βλ. Πίνακας 4.4). Τα δύο αυτά μίγματα παρουσιάζουν ιδιαίτερα ψηλές μηχανικές ιδιότητες στον εφελκυσμό, οι οποίες ξεπερνούν αυτές των μιγμάτων E<sub>1</sub> και E<sub>2</sub>, ενισχύοντας την επιλογή τους ως επισκευαστικά υλικά για λεπτούς μανδύες σε υποστυλώματα.



Εικόνα 4.11: Αποτελέσματα μέγιστης εφελκυστικής αντοχής και τροπής κράντησης δοκιμής άμεσου εφελκυσμού

Πίνακας 4.4: Μέσοι όροι μέγιστης εφελκυστικής αντοχής, μέγιστης τροπής

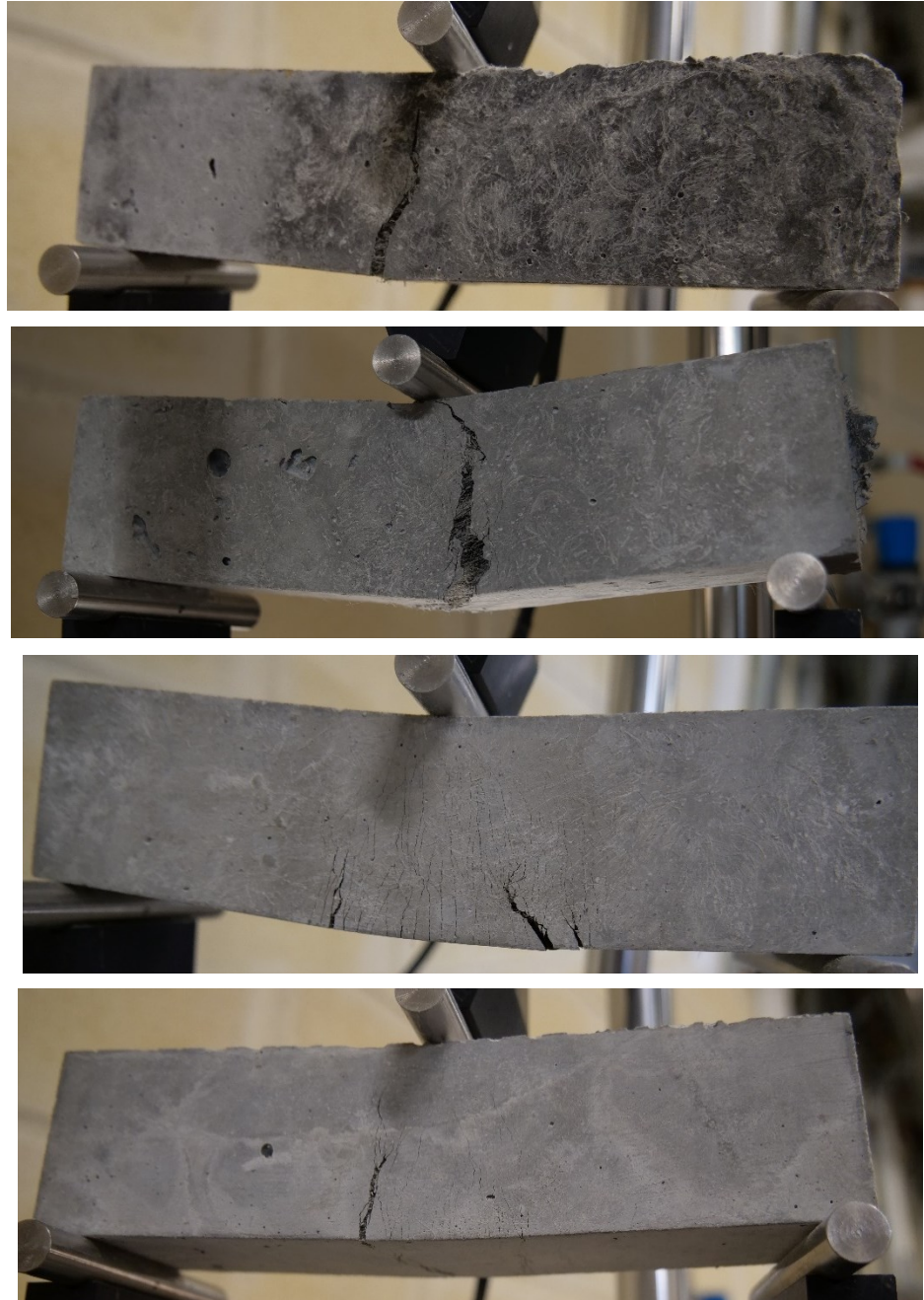
Μίγματα	$f_t$ [MPa]	$\epsilon_{max}$ %
E <sub>1</sub>	2.35±0.343	0.664±0.933
E <sub>2</sub>	1.89±0.022	0.468±0.230
E <sub>3</sub>	4.68±0.585	1.571±1.073
E <sub>4</sub>	2.91±0.077	1.021±0.247

#### 4.1.5. Κάμψη

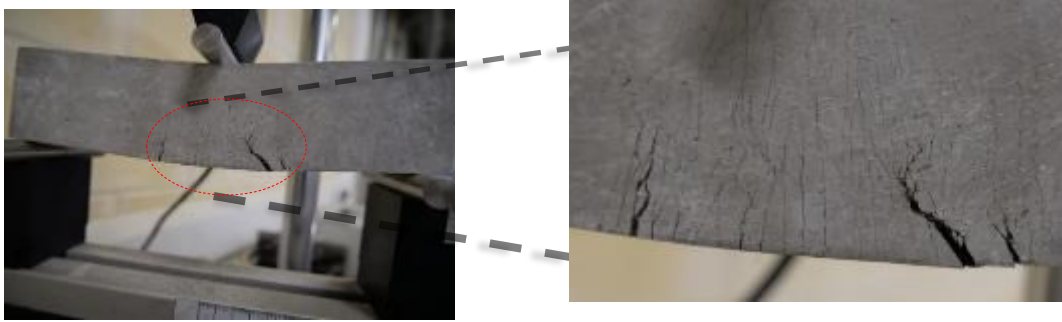
Στο πείραμα κάμψης, τα πρισματικά δοκίμια υποβλήθηκαν σε κάμψη 3<sup>ων</sup> σημείων χειροκίνητα. Η δύναμη στο μέσο του δοκιμίου αυξανόταν σταδιακά, ενώ γινόταν καταγραφή του φορτίου και της βύθισης, έως ότου παρατηρηθεί η πρώτη ρωγμή. Σε αυτή τη φάση, ο ρυθμός φόρτισης εξαρτάτο από τη



γραμμική αύξηση του φορτίου, καθώς το υλικό βρισκόταν στον αρχικό ελαστικό κλάδο. Στη συνέχεια, η φόρτιση, λόγω της δημιουργίας πλαστικών παραμορφώσεων (πολλαπλής ρηγματώσεως), συνέχισε με ρυθμό ο οποίος ελεγχόταν από σταθερή αύξηση της βύθισης με αντίστοιχη καταγραφή του φορτίου, το οποίο συνήθως παρέμενε σταθερό (κλάδος κράτησης), ενώ ακολούθως η παραμόρφωση συγκεντρωνόταν σε μία ρωγμή και το δοκίμιο παρουσίαζε απομείωση αντοχής (φθιτός κλάδος). Στο σημείο εφαρμογής του φορτίου (μέσο ανοίγματος μεταξύ των στηρίξεων), καταγράφεται η μέγιστη βύθιση, ενώ αναπτύσσεται και η μέγιστη ροπή. Στην Εικόνα 4.12 παρουσιάζονται τα δοκάρια ενώ φορτίζονται σε κάμψη, με πολλαπλές ρωγμές να είναι εμφανείς στο κάτω μέρος.



Εικόνα 4.12: Δοκάρια μγμάτων  $E_1-E_4$  σε καμπτική καταπόνηση 3<sup>ου</sup> σημείου



Εικόνα 4.13: Εμφάνιση μικρορωγμών κατά τη φόρτιση του  $E_3$

Τα δοκίμια των μιγμάτων  $E_3$  και  $E_4$  εμφάνισαν περισσότερες ρωγμές από τα άλλα δύο μίγματα, προτού μία εξ αυτών αναπτυχθεί περαιτέρω (Εικόνα 4.13). Η συμπεριφορά αυτή είναι χαρακτηριστική σε τσιμεντοειδή ινοπλισμένα μίγματα υψηλής πλαστιμότητας. Παρακάτω παρουσιάζονται συγκριτικά γραφήματα του συνολικού φορτίου ως προς τη βύθιση στο κεντρικό σημείο φόρτισης κάθε πρισματικού δοκιμίου (βλ. Εικόνα 4.14). Επιπρόσθετα, παρουσιάζονται τα διαγράμματα της τάσης ως προς την βύθιση των δοκιμίων στο σημείο φόρτισης (βλ. Εικόνα 4.14), σημειώνοντας ότι η τάση  $\sigma$  υπολογίζεται βάσει της Εικόνα 4.14 και της Εξίσωσης (4.1). Η εφελκυστική τάση (αντοχή) που υπολογίζεται σε αυτή την περίπτωση προκύπτει από παραδοχές ότι η διατομή λειτουργεί ελαστικά μέχρι το σημείο της αστοχίας, τόσο στην εφελκύμενη όσο και στην θλιβόμενη ζώνη. Τα αποτελέσματα αυτής της παραδοχής χρησιμοποιούνται συνήθως για τον έμμεσο υπολογισμό της εφελκυστικής αντοχής στην περίπτωση κανονικού σκυροδέματος, καθώς η ψαθυρή του συμπεριφορά σε άμεσο εφελκυσμό οδηγεί σε πρόωρη αστοχία της ακραίας εφελκύμενης ίνας, προτού η θλιβόμενη ζώνη περάσει στην μη γραμμική συμπεριφορά. Επιπλέον, η μετατροπή στηρίζεται στην παραδοχή ότι ο ουδέτερος άξονας της διατομής δεν μετακινείται από το μέσο ύψος της. Στην περίπτωση των πλάστιμων ινοπλισμένων τσιμεντοκονιαμάτων, οι τιμές μετατροπής του φορτίου αστοχίας σε αντοχή σε άμεσο εφελκυσμό δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως πραγματικά αποτελέσματα, καθώς οι πιο πάνω παραδοχές δεν ισχύουν. Ως εκ τούτου, οι τιμές που προκύπτουν από τη μετατροπή του φορτίου σε αντοχή του υλικού σε άμεσο εφελκυσμό λαμβάνονται ως «μηχανιστική εκτίμηση» (engineering values), για σκοπούς σύγκρισης. Για τον υπολογισμό της τάσης σε άμεσο εφελκυσμό χρησιμοποιήθηκε η σχέση η οποία λαμβάνεται από το Πρότυπο ASTM C293 [40]:

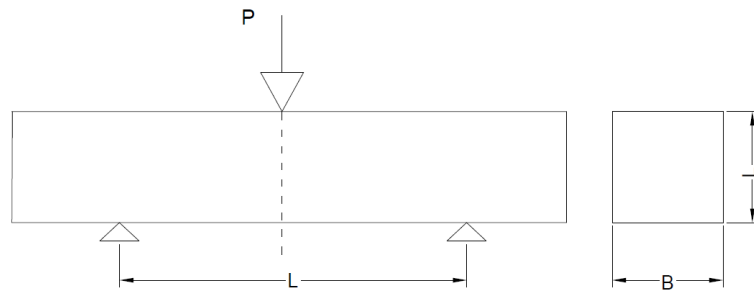
$$\sigma = \frac{3 \cdot P \cdot L}{2 \cdot B \cdot D^2} \quad (4.1)$$

Όπου: P: Κατακόρυφο φορτίο στο μέσο της δοκού

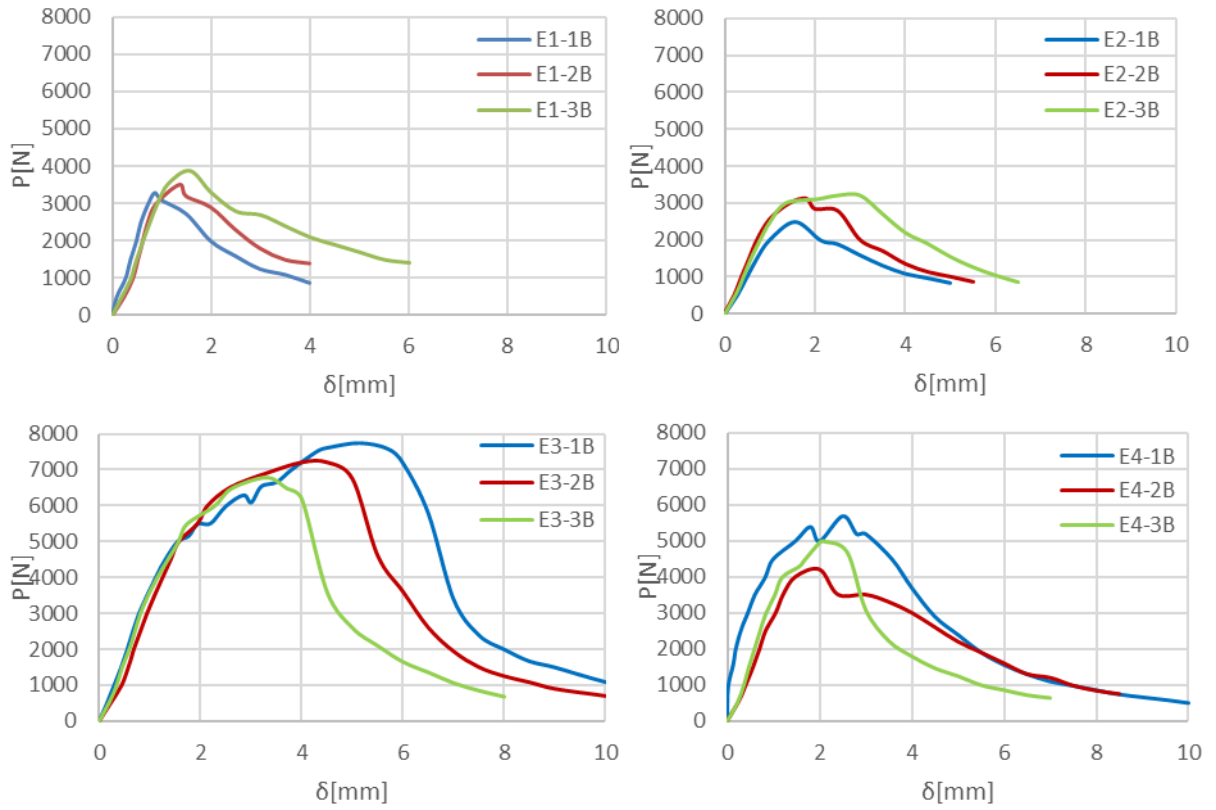
L: Μήκος ανοίγματος μεταξύ των στηρίξεων πειράματος κάμψης 3-ών σημείων

B: Πλάτος δοκαριού

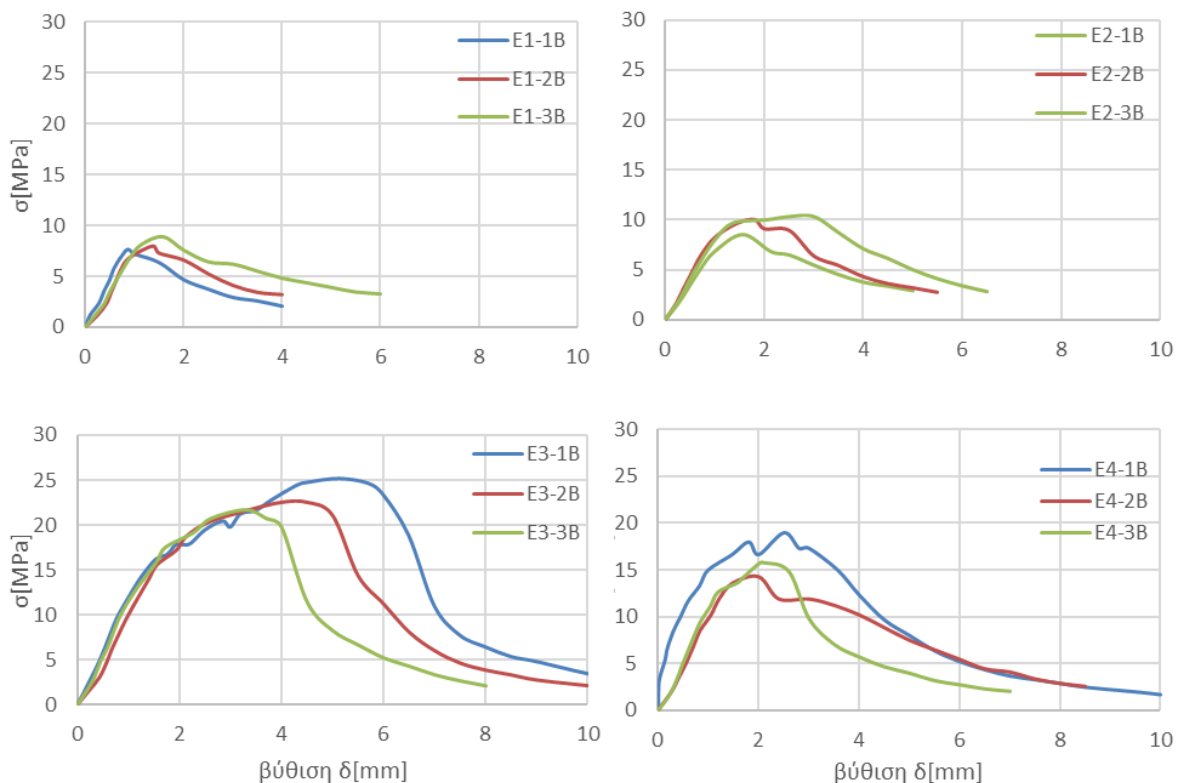
D: Ύψος δοκαριού (Διάσταση που είναι παράλληλη στην διεύθυνση φόρτισης)



Εικόνα 4.14: Κάμψη 3<sup>ων</sup> σημείων



Εικόνα 4.15: Αποτελέσματα φορτίου-βύθισης  $\delta$  σε κάμψη-3 σημείων

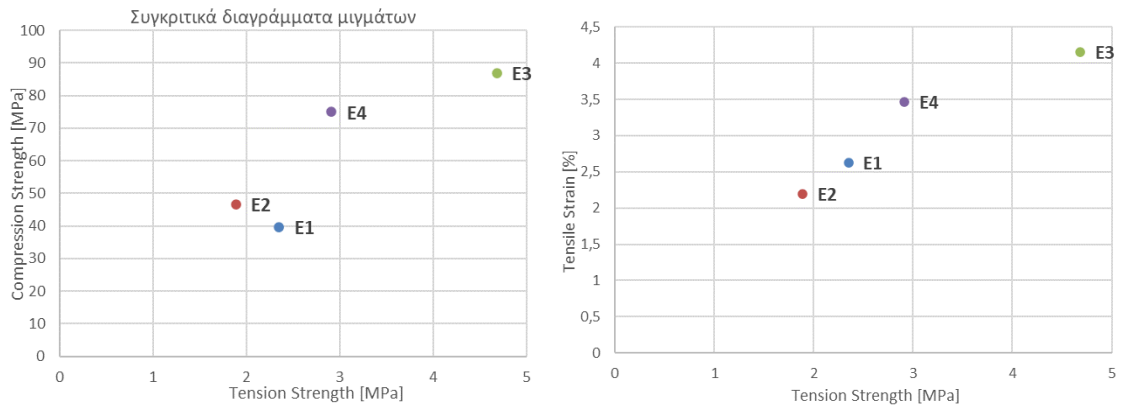


Εικόνα 4.16: Συγκριτικά διαγράμματα τάσης-βύθισης δοκιμίων σε κάμψη τριών σημείων

Από την Εικόνα 4.16, είναι εμφανές ότι το μίγμα E<sub>3</sub> ξεχωρίζει από τα υπόλοιπα, αναπτύσσοντας μέγιστη καμπτική τάση πέραν των 20 MPa, και πολύ μεγαλύτερο ανιόντα κλάδο, πλαστικές παραμορφώσεις και βυθίσεις της τάξης των 6 mm. Το εμβαδόν κάτω από την καμπύλη τάσεων-βυθίσεων είναι ενδεικτικό της ικανότητας των διαφορετικών μιγμάτων να αποσβέσουν την ενέργεια παραμόρφωσης που τους επιβάλλεται. Μετά το άνοιγμα πολλαπλών ρωγμών στην κάτω ίνα (εφελκόμενη ζώνη του δοκιμίου), η επιπλέον παραμόρφωση συγκεντρώνεται στο άνοιγμα μίας μόνο ρωγμής, όπως και στην περίπτωση του άμεσου εφελκυσμού. Τα διαγράμματα φορτίου-βύθισης ή τάσης-βύθισης, παρουσιάζουν στον φθιτό κλάδο σταδιακή μείωση της αντοχής με αύξηση της παραμόρφωσης. Στην περίπτωση του μίγματος που παρουσιάζει τις μέγιστες καμπτικές τάσεις, η κλίση του φθιτού κλάδου παρουσιάζει πιο απότομη πτώση του φορτίου. Σε όλες τις περιπτώσεις παρατηρείται μια παραμένουσα καμπτική αντοχή της τάξης των 5 MPa.

#### 4.1.6. Επιλογή μίγματος για τη διερεύνηση μανδύων από ινοπλισμένα τσιμεντοκονιάματα

Τα προκαταρκτικά πειράματα χρησιμοποιήθηκαν για την επιλογή του τελικού μίγματος, με το οποίο θα γινόταν η επισκευή δοκιμίων χαμηλής αντοχής με λεπτούς μανδύες. Τα μίγματα E<sub>3</sub> και E<sub>4</sub> συνολικά παρουσίασαν τις βέλτιστες μηχανικές ιδιότητες, όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.17, οι οποίες τα καθιστούν περισσότερο υποσχόμενα ως επισκευαστικά υλικά. Επιλέχθηκε τελικά το μίγμα E<sub>3</sub>, το οποίο ήταν υπέρυστο και είχε την υψηλότερη αντοχή, τόσο σε εφελκυσμό όσο και σε θλίψη.



Εικόνα 4.17: Συγκριτικά διαγράμματα των μέσων τιμών των πειραματικών μγμάτων

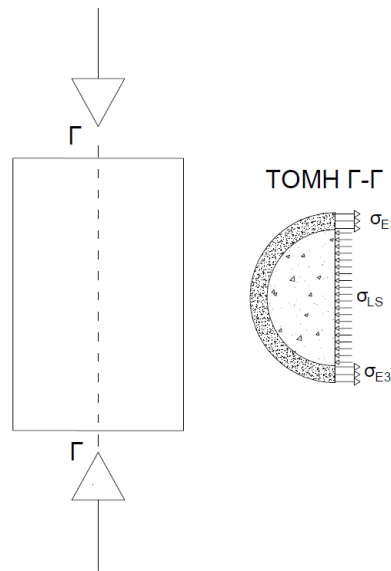
## 4.2. Πειραματική Διερεύνηση

Η χαμηλή θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος των φερόντων δομικών στοιχείων των ιστορικών κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, και κατά συνέπεια οι ψηλοί λόγοι ανηγμένου αξονικού που εμφανίζονται, τόσο από τα κατακόρυφα στοιχεία, αλλά και από την προσαύξηση του αξονικού των υποστυλωμάτων στο σεισμό λόγω της ροπής ανατροπής, οδηγούν τα υποστυλώματα αυτά σε ψαθυρή αστοχία της θλιβόμενης ζώνης πριν την διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού. Οι τρόποι ενίσχυσης των μελών αυτών για αλλαγή της μορφής αστοχίας από ψαθυρή σε πλάστιμη απαιτούν την μείωση του ανηγμένου αξονικού. Η μείωση αυτή, με βάση τις συνήθειες τεχνικές επισκευών, μπορεί να πραγματοποιηθεί μέσω της χρήσης μανδύων, καθώς η επιλογή της περίσφιξης με την χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών (FRP) δεν μπορεί να οδηγήσει σε επαρκή αύξηση της θλιπτικής αντοχής του υφιστάμενου σκυροδέματος. Η χρήση μανδύων στις ιστορικές κατασκευές, όμως, οδηγεί σε αλλοίωση των αρχιτεκτονικών αξιών των φορέων, καθώς σε αυτή την περίπτωση οι διαστάσεις του μανδύα περιλαμβάνουν τους επιπλέον οπλισμούς και επαρκή επικάλυψη αυτών, γεγονός που αυξάνει την κάθε επιφάνεια κατά 7 cm, τουλάχιστο. Για παράδειγμα, ένα υποστύλωμα 20 cm x 20 cm, καταλήγει να έχει διαστάσεις 34 cm x 34 cm.

Η χρήση ινοπλισμένων τσιμεντοκονιαμάτων με πλαστιμότητα σε εφελκυσμό (SHFRCC) θα μπορούσε να αποτελέσει μια λύση στο πρόβλημα, υλοποιώντας μανδύες μικρού πάχους της τάξης των 2-3 cm, χωρίς χαλύβδινο οπλισμό ενίσχυσης. Κάποιες πρώτες ενδείξεις την ευεργετικής δράσης των SHFRCC ως μανδύες λεπτού πάχους σε υποστυλώματα σκυροδέματος δείχνουν μεγάλες προοπτικές αυτής της τεχνικής. Η βιβλιογραφία όμως περιορίζεται κυρίως για ενίσχυση μελών με σύγχρονα σκυροδέματα κανονικής αντοχής, και δεν υπάρχουν ενδείξεις για την ενίσχυση που μπορεί να επιφέρουν σε σκυροδέματα χαμηλής αντοχής, τα οποία είναι χαρακτηριστικά ιστορικών κατασκευών. Επιπλέον, δεν υπάρχουν έρευνες που να ασχολούνται με τη μεταβολή της επίδρασης των SHFRCC σε υποστυλώματα με κυκλική και ορθογωνική διατομή, ή/και στη σχέση του πάχους του μανδύα/αρχική διατομή ως προς την αύξηση της αντοχής του τελικού δομικού μέλους.

Στο μέρος αυτό της διατριβής, θα περιγραφεί η πειραματική διαδικασία που ακολουθήθηκε για την αποτίμηση της ενίσχυσης στοιχείων με σκυρόδεμα χαμηλής θλιπτικής αντοχής, όμοιο με αυτό που υπάρχει στις πλείστες ιστορικές κατασκευές από σκυρόδεμα, με την αντικατάσταση της επικάλυψης, ή αύξησης αυτής, με λεπτή στρώση μανδύα από ινοπλισμένο σκυρόδεμα. Το μίγμα ινοπλισμένου που επιλέχθηκε για τις ενισχύσεις ήταν το Μίγμα E<sub>3</sub>, που περιγράφεται στο Κεφ. 4.1, και το οποίο επέδειξε τη βέλτιστη συμπεριφορά. Η επικάλυψη των δοκιμών με SHFRCC δύναται να ενισχύει την περίσφιξη του εσωτερικού πυρήνα από σκυρόδεμα, αποφεύγοντας την πρόιμη ψαθυρή θλιπτική αστοχία του, μέσω αύξησης της αντοχής του. Στην Εικόνα 4.18 φαίνεται πως η ενίσχυση με το επισκευαστικό υλικό μπορεί να βοηθήσει στην αύξηση της αντοχής του περισφιγμένου υλικού μέσω των τάσεων περίσφιξης  $\sigma_{1LS}$

που αναπτύσσονται στο εσωτερικό της διατομής, λόγω των εφελκυστικών τάσεων  $\sigma_{E3}$  που αναπτύσσονται στον μανδύα από SHFRCC λόγω των ινών.



Εικόνα 4.18: Ενίσχυση με επισκευαστικό υλικό

Το δοκίμιο με το επισκευαστικό υλικό στην περίμετρο αναπτύσσει μεγαλύτερη αντοχή και πλαστιμότητα από το αρχικό υλικό του πυρήνα. Πιο κάτω, παρουσιάζεται λεπτομερώς η πειραματική διαδικασία που ακολουθήθηκε για να ελεγχθεί το μέγεθος αυτής της αύξησης αντοχής, σε σχέση με τον λόγο του πάχους επικάλυψης προς την αρχική διατομή του δοκιμίου και τη γεωμετρία, δηλαδή κατά πόσο είναι κυκλικό ή ορθογωνικό.

#### 4.2.1. Πειραματική Διαδικασία

Τα δοκίμια που κατασκευάστηκαν αποτελούνταν από έναν εσωτερικό πυρήνα από σκυρόδεμα χαμηλής αντοχής,  $< 12$  MPa, στα οποία τοποθετήθηκε μανδύας από το επισκευαστικό μίγμα  $E_3$ . Μεταβλητές που χρησιμοποιήθηκαν στη μελέτη ήταν η γεωμετρία της διατομής του αρχικού μέλους, τετράγωνη ή κυκλική, οι αρχικές διαστάσεις της διατομής (200 mm, 300 mm, 400 mm, 500 mm) και το πάχος επικάλυψης (25 mm, 50 mm), ούτως ώστε να μεταβάλλεται ο λόγος του πάχους επικάλυψης ως προς τις αρχικές διαστάσεις. Τα δοκίμια που κατασκευάστηκαν και επισκευάστηκαν για να καταπονηθούν σε πειράματα θλίψης περιγράφονται πιο κάτω στον Πίνακα 4.5. Για κάθε κατηγορία εξετάστηκαν 3 δοκίμια.

Επιπλέον, κατασκευάστηκαν δοκίμια σχήματος dogbone με το μίγμα  $E_3$  για πειράματα άμεσου εφελκυσμού, καθώς επίσης και κυλινδρικά δοκίμια εξ'ολοκλήρου με το επισκευαστικό υλικό, αλλά και κυλινδρικά δοκίμια με μόνο σκυρόδεμα χαμηλής αντοχής, έτσι ώστε να διερευνηθούν οι μηχανικές ιδιότητες των επιμέρους υλικών. Τα δοκίμια αυτά υποβλήθηκαν σε πειράματα έμμεσου εφελκυσμού και

θλίψης. Επιπλέον, σκυροδετήθηκαν δοκαράκια τα οποία εξετάστηκαν σε κάμψη. Τα στοιχεία των δοκιμών αναγράφονται πιο κάτω στον Πίνακα 4.6.

Πίνακας 4.5: Στοιχεία πειραματικών δοκιμών

Ονομασία	Ποσότητα [TEM]	Σχήμα διατομής	Πλάτος/Διάμετρος [mm]	Ύψος [mm]	Πάχος Επικάλυψης [mm]
RI15	3	Τετράγωνη	100	200	25
RI20	3	Τετράγωνη	150	300	25
RF15	3	Τετράγωνη	100	500	25
RF20	3	Τετράγωνη	150	500	25
I15	3	Κυκλική	100	200	25
I20	3	Κυκλική	100	200	50
I23	3	Κυκλική	100	300	25
F20	3	Κυκλική	150	400	25

Πίνακας 4.6: Δοκίμια για έλεγχο μηχανικών ιδιοτήτων υλικών

Ονομασία	Ποσότητα [TEM]	Σχήμα διατομής	Υλικό	Πλάτος/Διάμετρος [mm]	Μήκος [mm]	Ύψος [mm]	Περιγραφή
LS-B	3	Δοκαράκια	C10	100	100	500	Πείραμα κάμψης 4 <sup>ov</sup> σημείων
LS-C	3	Κυκλική	C10	100	-	200	Πείραμα θλίψης
LS-S	3	Κυκλική	C10	100	-	200	Πείραμα έμμεσου εφελκυσμού
SH-B	2	Δοκαράκια	E <sub>3</sub>	100	100	500	Πείραμα κάμψης 4 <sup>ov</sup> σημείων
SH-C	3	Κυκλική	E <sub>3</sub>	100	-	200	Πείραμα θλίψης
SH-S	3	Κυκλική	E <sub>3</sub>	100	-	200	Πείραμα έμμεσου εφελκυσμού
SH-T	3	Dogbone	E <sub>3</sub>	50	-	-	Πείραμα άμεσου εφελκυσμού

#### 4.2.2. Παρασκευή μιγμάτων και σκυροδέτηση δοκιμών

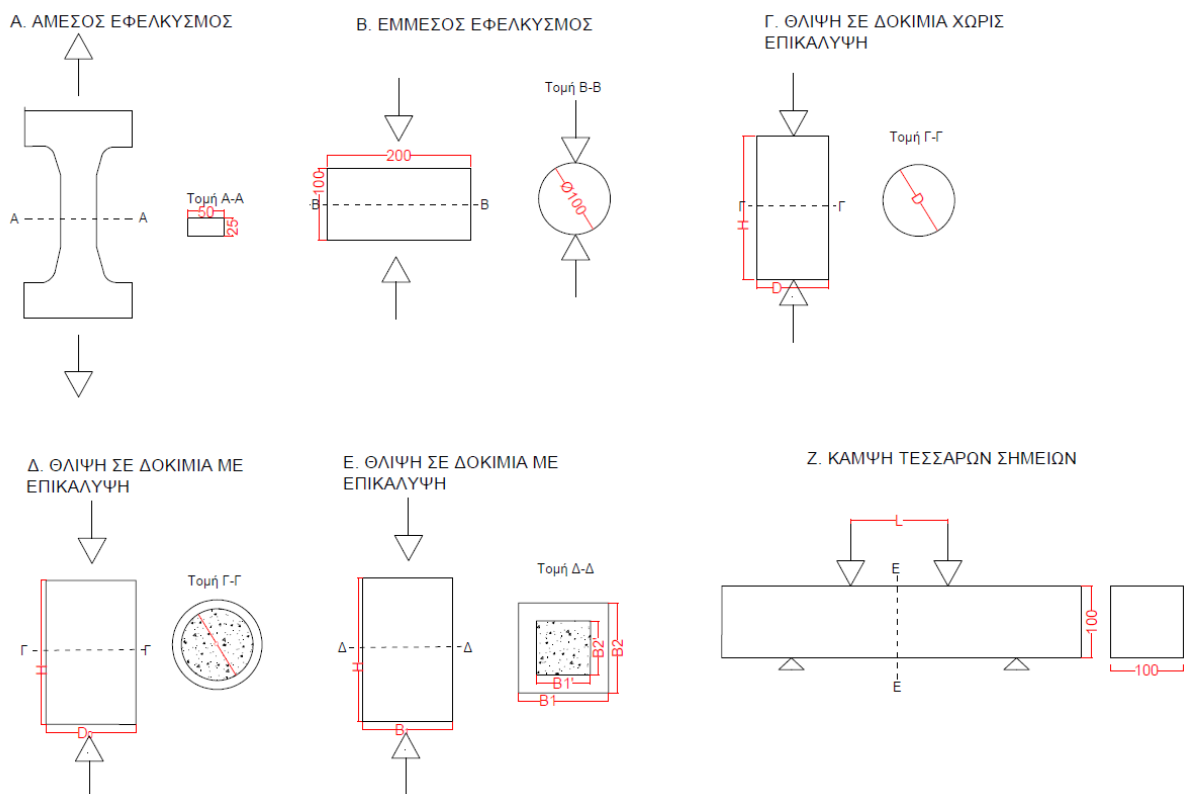
Αρχικά, επιλέγεται το μίγμα με το οποίο θα κατασκευαζόταν το σκυρόδεμα χαμηλής αντοχής, το οποίο προσομοιάζει τα ιστορικά σκυροδέματα [25], και με τη χρήση της μηχανής ανάμιξης παράχθηκε το υλικό και σκυροδετήθηκε σε καλούπια. Τα δοκίμια ξεκαλουπώθηκαν μετά από μία εβδομάδα, διατηρήθηκαν κορεσμένα και καλυμμένα με βρεγμένες λινάτσες, και με το πέρας 28 ημερών από την σκυροδέτηση, τοποθετήθηκαν εξωτερικά καλούπια στα δοκίμια που θα καθόριζαν το πάχος της επικάλυψης γύρω από τον πυρήνα. Στη συνέχεια, παράχθηκε το ινοπλισμένο τσιμεντοκονίαμα E<sub>3</sub> (βλ. Εικόνα 4.19) και τοποθετήθηκε ως εξωτερικός μανδύας στα δοκίμια.





Εικόνα 4.19: Παραγωγή του μίγματος E3 στη μηχανή ανάμιξης

Εφόσον σκυροδετήθηκαν όλα τα δοκίμια και επιτεδώθηκε η άνω επιφάνεια τους, καλύφθηκαν με βρεγμένες λινάτσες. Τα καλούπια αφαιρέθηκαν μετά από 24 ώρες και τα δοκίμια διατηρήθηκαν σε χώρο με θερμοκρασία δωματίου, με καθημερινή διαβροχή, για περίπου 90 ημέρες. Με το πέρας των 3ων μηνών, τα δοκίμια καθαρίστηκαν, μετρήθηκαν οι διαστάσεις τους και ετοιμάστηκαν για τα πειράματα. Πιο κάτω παρουσιάζονται σχεδιαγράμματα με τις πειραματικές διατάξεις για κάθε δοκιμή (βλ. Εικόνα 4.20).

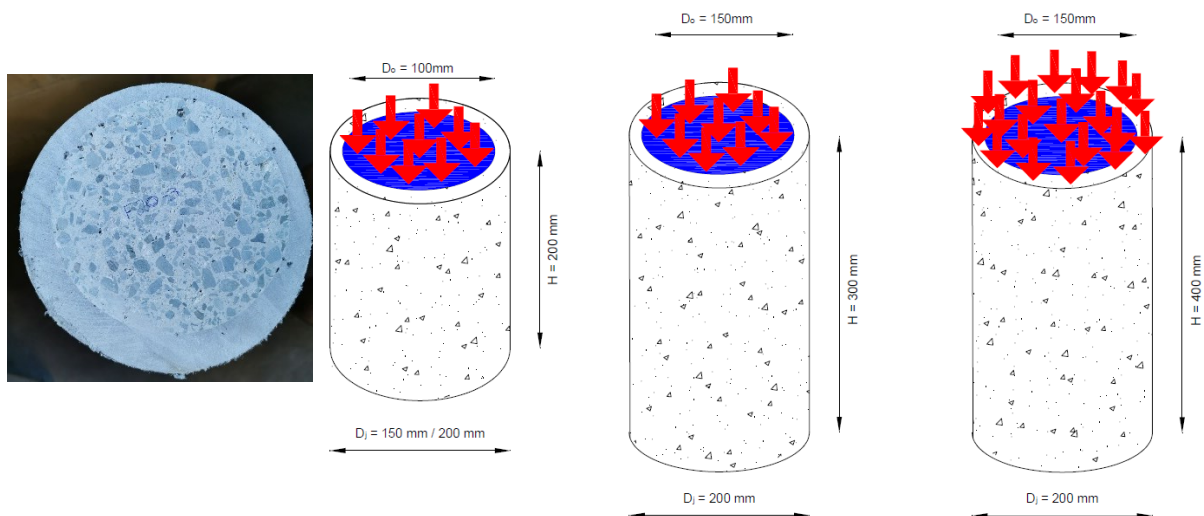


Εικόνα 4.20: Σχηματική απεικόνιση πειραμάτων

### 4.2.3. Πειραματικές δοκιμές

#### 4.2.3.1 Δοκιμές προσδιορισμού περίσφιξης και αντοχής περισφιγμένων υποστυλωμάτων

Τα πειράματα μονοαξονικής θλίψης διαχωρίστηκαν σε δύο κατηγορίες. Η 1<sup>η</sup> κατηγορία αφορούσε τη μονοαξονική θλίψη του εσωτερικού πυρήνα κυλινδρικών και τετραγωνικών δοκιμίων, ενώ η 2<sup>η</sup> κατηγορία αφορούσε φόρτιση ολόκληρης της διατομής του δοκιμίου (βλ. Εικόνα 4.21). Ο λόγος για τη διεκπεραίωση πειραμάτων μονοαξονικής θλίψης στον εσωτερικό πυρήνα των δοκιμίων ήταν ο υπολογισμός της νέας αντοχής του αρχικού υλικού λόγω περίσφιξης, και περαιτέρω η ανάδειξη της συσχέτισης μεταξύ πάχους επικάλυψης και αύξησης της αναμενόμενης αντοχής του περισφιγμένου υλικού. Αυτό σημαίνει ότι μπορεί να υπολογιστεί η επιρροή της επικάλυψης στον εσωτερικό πυρήνα χαμηλής αντοχής σκυροδέματος, ως συνάρτηση του μεταβλητού πάχους της επικάλυψης. Στη 2<sup>η</sup> κατηγορία, τα δοκίμια καταπονήθηκαν θλιπτικά σε όλη την διατομή τους για να παρατηρηθεί η συμπεριφορά τους υπό συνολική φόρτιση. Το ύψος των δοκιμίων άλλαξε αναλόγως των τελικών διαστάσεων διατομής των υποστυλωμάτων με μανδύα, έτσι ώστε να διατηρηθεί σε όλα τα πειράματα ο ίδιος λόγος ύψους προς πλάτους των δοκιμίων, ίσος με 2:1, για να μην υπάρχει επιπλέον περίσφιξη από τις πλάκες της μηχανής, η οποία θα αλλοίωνε τα πραγματικά αποτελέσματα. Στους Πίνακας 4.7 και Πίνακας 4.8 φαίνονται οι τελικές διαστάσεις των δοκιμίων φόρτισης.



Εικόνα 4.21: Κατηγορίες φόρτισης και διαστάσεις δοκιμίων

Πίνακας 4.7: Στοιχεία κυλινδρικών περισφιγμένων δοκιμίων για πειράματα μονοαξονικής θλίψης

Όνομα	Τύπος δοκιμίου	Ύψος [mm]	Διάμετρος D <sub>0</sub> [mm]	Διάμετρος D <sub>i</sub> [mm]	Επικάλυψη [mm]				Πείραμα
					C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	C <sub>4</sub>	
I <sub>15-1</sub>	Κυλινδρικό	189.54	99.94	149.19	29.17	23.10	20.50	27.68	Μον. θλίψη στο εσωτερικό δοκίμιο
I <sub>15-2</sub>	Κυλινδρικό	192.11	96.27	148.25	28.10	23.49	28.19	27.91	Μον. θλίψη στο εσωτερικό δοκίμιο
I <sub>15-3</sub>	Κυλινδρικό	194.90	99.97	152.80	23.75	30.67	27.32	22.88	Μον. θλίψη στο εσωτερικό δοκίμιο
I <sub>20-1</sub>	Κυλινδρικό	197.65	97.71	186.40	45.18	44.74	46.40	41.58	Μον. θλίψη στο εσωτερικό δοκίμιο
I <sub>20-2</sub>	Κυλινδρικό	188.84	99.69	187.26	42.72	46.48	38.24	47.08	Μον. θλίψη στο εσωτερικό δοκίμιο
I <sub>20-3</sub>	Κυλινδρικό	196.31	99.67	183.80	41.95	46.05	41.67	44.54	Μον. θλίψη στο εσωτερικό δοκίμιο
I <sub>23-1</sub>	Κυλινδρικό	290.08	149.41	184.73	18.43	19.63	19.52	18.14	Μον. θλίψη στο εσωτερικό δοκίμιο
I <sub>23-2</sub>	Κυλινδρικό	296.83	149.88	186.21	23.19	13.06	17.91	22.10	Μον. θλίψη στο εσωτερικό δοκίμιο
I <sub>23-3</sub>	Κυλινδρικό	288.25	149.24	188.75	18.58	22.28	20.60	16.58	Μον. θλίψη στο εσωτερικό δοκίμιο
F <sub>20-1</sub>	Κυλινδρικό	388.00	151.96	187.58	14.42	23.09	16.06	18.11	Μον. θλίψη σε όλη τη διατομή
F <sub>20-2</sub>	Κυλινδρικό	397.00	150.79	185.58	18.10	22.48	20.06	14.92	Μον. θλίψη σε όλη τη διατομή
F <sub>20-3</sub>	Κυλινδρικό	387.00	151.4	183.79	24.19	11.03	24.54	11.08	Μον. θλίψη σε όλη τη διατομή

Πίνακας 4.8: Στοιχεία πρισματικών περισφιγμένων δοκιμίων για πειράματα μονοαξονικής θλίψης

Όνομα	Τύπος δοκιμίου	Ύψος [mm]	B <sub>1</sub> [mm]	B <sub>2</sub> [mm]	B <sub>1</sub> '		C <sub>1</sub> [mm]	C <sub>2</sub> [mm]	C <sub>3</sub> [mm]	C <sub>4</sub> [mm]
					[mm]	B <sub>2</sub> ' [mm]				
RF <sub>20-1</sub>	Τετραγωνικό	493.00	214.16	201.11	166.31	152.18	17.01	34.36	29.30	21.10
RF <sub>20-2</sub>	Τετραγωνικό	496.00	200.26	214.02	150.55	163.83	23.57	26.13	23.17	26.90
RF <sub>20-3</sub>	Τετραγωνικό	493.00	201.67	214.64	150.62	162.59	30.10	19.95	31.41	20.47
RF <sub>15-1</sub>	Τετραγωνικό	493.00	166.10	149.55	101.12	100.00	15.78	34.02	28.97	35.17
RF <sub>15-2</sub>	Τετραγωνικό	475.00	150.28	165.31	101.63	107.53	37.68	20.71	15.02	32.68
RF <sub>15-3</sub>	Τετραγωνικό	495.00	150.71	164.83	100.84	108.25	30.96	26.94	20.29	28.80
RI <sub>20-1</sub>	Τετραγωνικό	296.00	212.42	201.04	166.18	149.16	28.58	23.36	20.99	26.49
RI <sub>20-2</sub>	Τετραγωνικό	295.00	213.75	201.55	167.10	158.65	21.94	19.23	30.08	18.63
RI <sub>20-3</sub>	Τετραγωνικό	297.00	200.03	214.45	154.08	167.33	18.58	30.80	16.30	27.88
RI <sub>15-1</sub>	Τετραγωνικό	193.00	164.41	151.71	107.65	102.12	16.43	31.51	31.94	26.42
RI <sub>15-2</sub>	Τετραγωνικό	203.00	151.35	164.10	102.46	104.55	42.39	19.11	24.26	26.17
RI <sub>15-3</sub>	Τετραγωνικό	191.00	150.52	164.31	102.52	106.38	35.20	24.67	23.53	26.29

#### 4.2.3.2 Θλιπτική αντοχή μίγμάτων

Για τον υπολογισμό της επιρροής της επικάλυψης στον εσωτερικό πυρήνα χαμηλής αντοχής, θεωρήθηκε απαραίτητο τα δοκίμια με χαμηλής αντοχής σκυρόδεμα να υποβληθούν σε πειράματα μονοαξονικής θλίψης, με σκοπό τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής του αρχικού μίγματος. Παρακάτω παρουσιάζονται οι διαστάσεις και η μάζα των δοκιμίων (Πίνακας 4.9).

Πίνακας 4.9: Στοιχεία δοκιμίων για πειράματα μονοαξονικής θλίψης

Όνομα	Τύπος Δοκιμίου	Μάζα [kg]	Πλάτος διατομής [mm]	Ύψος [mm]	Εμβαδόν διατομής [mm <sup>2</sup> ]
LS-C <sub>1</sub>	Κυλινδρικό	3.1229	99.81	194.47	7824.16
LS-C <sub>2</sub>	Κυλινδρικό	3.0975	99.63	193.76	7795.97
LS-C <sub>3</sub>	Κυλινδρικό	3.1403	99.48	196.00	7772.51

#### 4.2.3.3 Καμπτική αντοχή μιγμάτων

Στα δοκίμια κάμψης σημειώθηκαν τέσσερα σημεία με ίσες μεταξύ τους αποστάσεις (100 mm). Στα δύο ακριανά σημεία τοποθετήθηκαν οι στηρίξεις του δοκιμίου, ενώ τα δύο εσωτερικά σημεία αντιπροσώπευαν τα σημεία φόρτισής του, με αποτέλεσμα να υπάρχει μια απόσταση 100 mm περίπου η οποία ανέπτυξε τη μέγιστη καμπτική ροπή του δοκιμίου. Οι διαστάσεις των δοκιμίων παρουσιάζονται στον Πίνακας 4.10.

Πίνακας 4.10: Στοιχεία δοκιμίων για πειράματα κάμψης 4<sup>ων</sup> σημείων

Όνομα	Τύπος δοκιμίου	B [mm]	D [mm]	L [mm]
LS-B <sub>1</sub>	Δοκαράκι	99.86	100.06	100.00
LS-B <sub>2</sub>	Δοκαράκι	108.35	102.87	100.00
LS-B <sub>3</sub>	Δοκαράκι	100.21	101.28	100.00
SH-B <sub>1</sub>	Δοκαράκι	101.48	101.51	100.00
SH-B <sub>2</sub>	Δοκαράκι	102.51	99.54	100.00

#### 4.2.3.4 Αντοχή μιγμάτων σε εφελκυσμό

Περαιτέρω, έγιναν πειράματα άμεσου και έμμεσου εφελκυσμού του μίγματος E<sub>3</sub> για υπολογισμό της αντοχής του σε εφελκυσμό, ενώ για το χαμηλής αντοχής σκυρόδεμα έγιναν πειράματα μόνο έμμεσου εφελκυσμού, διάρρηξης πυρήνα σκυροδέματος, όπου λόγω της ομοιόμορφης φόρτισης αντιδιαμετρικά, είναι δυνατό, με βάση τη θεωρία της ελαστικότητας, να υπολογιστούν οι τάσεις εφελκυσμού. Στα συγκεκριμένα πειράματα χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή, διότι για να είναι ορθός ο υπολογισμός της αντοχής σε εφελκυσμό είναι απαραίτητο η αστοχία του δοκιμίου να είναι κατά μήκος της διαμέτρου εφαρμογής της φόρτισης. Παρακάτω παρουσιάζονται τα στοιχεία και οι διαστάσεις των δοκιμίων φόρτισης, τόσο σε άμεσο εφελκυσμό στο Πίνακας 4.11, όσο και σε έμμεσο εφελκυσμό στο Πίνακας 4.12.

Πίνακας 4.11: Στοιχεία ινοπλισμένων δοκιμίων για πειράματα άμεσου εφελκυσμού

Όνομα	Τύπος Δοκιμίου	Μάζα [kg]	Πλάτος διατομής [mm]	Πάχος διατομής [mm]	Εμβαδόν διατομής [mm <sup>2</sup> ]
SH-T <sub>1</sub>	Dogbone	1.628	51.93	26.25	1363.16
SH-T <sub>2</sub>	Dogbone	1.623	51.28	26.76	1372.25
SH-T <sub>3</sub>	Dogbone	1.591	50.42	25.48	1284.70

Πίνακας 4.12: Στοιχεία όλων των δοκιμών για πειράματα έμμεσου εφελκυσμού

Όνομα	Τύπος Δοκιμίου	Μάζα [kg]	Πλάτος διατομής [mm]	Ύψος [mm]	Εμβαδόν διατομής [mm <sup>2</sup> ]
LS-S <sub>1</sub>	Κυλινδρικό	3.0832	99.12	201.45	7716.36
LS-S <sub>2</sub>	Κυλινδρικό	3.0829	98.95	200.93	7689.91
LS-S <sub>3</sub>	Κυλινδρικό	3.0149	99.48	200.10	7772.51
SH-S <sub>1</sub>	Κυλινδρικό	3.1262	99.39	199.00	7758.46
SH-S <sub>2</sub>	Κυλινδρικό	3.1335	99.34	199.51	7750.65
SH-S <sub>3</sub>	Κυλινδρικό	3.1192	98.71	199.03	7652.66

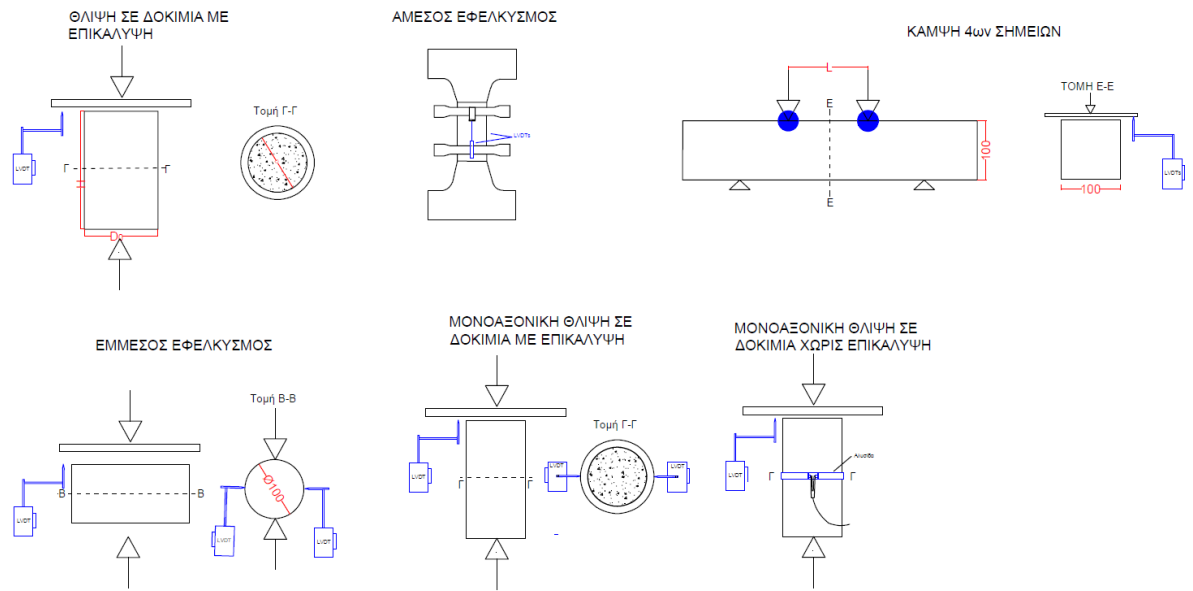
#### 4.2.3.5 Ταχύτητα φόρτισης και έλεγχος επιβολής παραμορφώσεων σε θλίψη

Σημαντικό είναι να σημειωθεί ότι για όλα τα πειράματα ορίστηκε ταχύτητα φόρτισης με έλεγχο της μετατόπισης/παραμόρφωσης των δοκιμίων, για την καταγραφή τόσο της περιοχής κράτυνσης, όσο και του φθιτού κλάδου μετά το μέγιστο σημείο φόρτισης. Παρακάτω σημειώνονται οι ταχύτητες φόρτισης όλων των πειραμάτων (βλ. **Error! Reference source not found.**).

Πίνακας 4.13: Ταχύτητα φόρτισης πειραμάτων

Όνομα Δοκιμίων	Ταχύτητα φόρτισης	Τύπος πειράματος
I <sub>15</sub> , I <sub>20</sub>	60 μm/s	Μονοαξονική Θλίψη στην εσωτερική διατομή
I <sub>23</sub>	90 μm/s	Μονοαξονική Θλίψη στην εσωτερική διατομή
F <sub>20</sub>	120 μm/s	Μονοαξονική Θλίψη στην εσωτερική διατομή
RI <sub>15</sub>	60 μm/s	Μονοαξονική Θλίψη στην εσωτερική διατομή
RI <sub>20</sub>	90 μm/s	Μονοαξονική Θλίψη στην εσωτερική διατομή
RF <sub>15</sub> , RF <sub>20</sub>	150 μm/s	Μονοαξονική Θλίψη σε όλη την διατομή

Για την καταγραφή των μετρήσεων χρησιμοποιήθηκαν γραμμικοί μεταβλητοί διαφορικοί μετασχηματιστές (LVDTs) σε κάθε πλευρά των δοκιμίων και καθ' ύψος τους, έτσι ώστε να καταγράφεται τόσο η κατακόρυφη, όσο και η πλευρική παραμόρφωση των δοκιμίων. Επιπλέον, για κυλινδρικά δοκίμια διαμέτρου μικρότερης ή ίσης με 200 mm, χρησιμοποιήθηκε αλυσίδα μέτρησης της αύξησης της περιμέτρου για τον υπολογισμό της εγκάρσιας στο φορτίο παραμόρφωσης και του λόγου του Poisson. Η θέση των LVDTs/μετρητών παρουσιάζεται στα διαγράμματα **Error! Reference source not found.** της Εικόνας 4.22 για όλες τις πειραματικές διατάξεις που πραγματοποιήθηκαν.



Εικόνα 4.22: Σημεία μέτρησης μετρητών (LVDTs/αλυσίδων) ανάλογα με πειραματική διάταξη

Οι μετρητές συνδέθηκαν με ηλεκτρονικό υπολογιστή και αποθηκεύονταν όλα τα δεδομένα. Με τη μέτρηση της κατακόρυφης μετατόπισης, μπορούσε να υπολογιστεί η αξονική (παράλληλη με το φορτίο) ανηγμένη παραμόρφωση των δοκιμίων. Επιπλέον, με τη μέτρηση της πλευρικής παραμόρφωσης, μπορούσε να υπολογιστεί ο λόγος του Poisson ( $\nu$ ), δηλαδή ο λόγος της εγκάρσιας προς τη διαμήκη παραμόρφωση του υλικού όταν αυτό φορτίζεται μονοαξονικά κατά τη διαμήκη διεύθυνση. Πιο κάτω, στην Εικόνα 4.23, παρουσιάζεται φωτογραφικό υλικό από την πειραματική διαδικασία που ακολουθήθηκε σε κάθε διαφορετική περίπτωση πειραμάτων.



A) Άμεσος Εφελκυσμός



B) Έμμεσος Εφελκυσμός



Γ) Μονοαξονική θλίψη



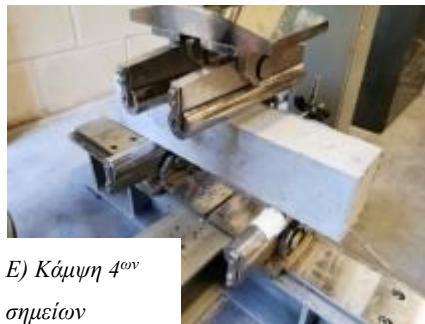
Γ) Μονοαξονική θλίψη



Δ) Μονοαξονική θλίψη στην εσωτερική διατομή



Ε) Κάμψη 4<sup>ων</sup> σημείων



Ε) Κάμψη 4<sup>ων</sup> σημείων

Εικόνα 4.23: Φωτογραφικό υλικό από τα διάφορα περιπάματα που εκπονήθηκαν

### 4.3. Αποτελέσματα Πειραματικών Δοκιμών Αντοχής Μιγμάτων

Για τα πειράματα μονοαξονικής θλίψης, υπολογίστηκε η τάση και η τροπή σε όλα τα χρονικά διαστήματα, χρησιμοποιώντας τις Εξισώσεις 4.2 και 4.3. Επίσης, υπολογίστηκε η μέγιστη τάση και η αντίστοιχη τροπή κάθε δοκιμίου. Πρέπει να σημειωθεί ότι για τις περιπτώσεις που εφαρμόστηκαν πλάκες για φόρτιση μόνο του εσωτερικού πυρήνα χαμηλής αντοχής (χαλύβδινες και αλουμιένιες), ήταν απαραίτητος ο υπολογισμός των παραμορφώσεων που προκαλείτο σε αυτές, έτσι ώστε να γίνει σωστή επεξεργασία δεδομένων και να εξαχθούν ακριβή αποτελέσματα. Στα πιο κάτω υποκεφάλαια, παρουσιάζονται τα διαγράμματα τάσης-τροπής των δοκιμίων στην αξονική και εγκάρσια διεύθυνση ανά είδος δοκιμίου.



Εικόνα 4.24: Μεταλλικά στηρίγματα για τοποθέτηση κατακόρυφων LVDTs

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (4.2)$$

$$\epsilon_{xx} = \frac{\Delta H}{H} \quad (4.3)$$

Όπου: N: Αξονικό φορτίο πειράματος μονοαξονικής θλίψης  
A: Εμβαδόν διατομής  
 $\epsilon_{xx}$ : ανηγμένη τροπή στη διεύθυνση X-X (καθ' ύψος)  
 $\Delta H$ : Μεταβολή ύψους δοκιμίου  
H: Αρχικό ύψος δοκιμίου

Επιπρόσθετα, χρησιμοποιήθηκαν οι εξισώσεις (4.4 και 4.5) για τον υπολογισμό του λόγου του Poisson και της πλευρικής τροπής. Στα κυλινδρικά δοκίμια διαμέτρου 100 mm χρησιμοποιήθηκε αλυσίδα μέτρησης της μεταβολής περιμέτρου, καθώς επίσης και 2 μεταλλικά βοηθήματα, τα οποία



φαίνονται στην Εικόνα 4.24, στα οποία στηρίχθηκαν 2 LVDTs για την μέτρηση της κατακόρυφης παραμόρφωσης εντός 100 mm καθ' ύψος για τον υπολογισμό της κατακόρυφης τροπής τους. Αντιθέτως, στα κυλινδρικά δοκίμια με μεγαλύτερη διάμετρο δεν έγιναν μετρήσεις πλευρικής παραμόρφωσης, διότι η αλυσίδα δεν μπορούσε να εφαρμοστεί, ενώ στα τετραγωνικά δοκίμια εφαρμόστηκαν LVDTs πλευρικά για τη μέτρηση της εγκάρσιας παραμόρφωσης. Στα παρακάτω υποκεφάλαια παρουσιάζονται οι γραφικές παραστάσεις της πλευρικής ως προς την κατακόρυφη παραμόρφωση και του λόγου του Poisson συναρτήσεως της κατακόρυφης παραμόρφωσης, έτσι ώστε να μελετηθεί η συμπεριφορά των δοκιμών κατά την επιβολή μονοαξονικού θλιπτικού φορτίου.

$$\nu = -\frac{\varepsilon_{lat}}{\varepsilon_{axial}} \quad (4.4)$$

$$\varepsilon_{lat} = -\frac{(LVDT_5+LVDT_6) \text{ ή } \Delta(\text{περίμετρου})}{B \text{ ή } \pi \cdot D} \quad (4.5)$$

Όπου:  $\nu$ : λόγος Poisson

$\varepsilon_{lat}$ : εγκάρσια τροπή

$\varepsilon_{axial}$ : αξονική τροπή

Για τον υπολογισμό της εφελκυστικής αντοχής των δοκιμών με το τσιμεντοειδές ινοπλισμένο μίγμα E<sub>3</sub> πραγματοποιήθηκαν πειράματα άμεσου εφελκυσμού σε δοκίμια σχήματος dogbone. Τοποθετήθηκαν ροοστάτες στις πλευρές του κάθε δοκιμίου, έτσι ώστε να υπολογίζεται ο μέσος όρος της επιμήκυνσης. Πιο κάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα τάσης-τροπής των δοκιμών και οι μέγιστες τάσεις τους.

Για την ολοκληρωμένη εικόνα της συμπεριφοράς του κάθε υλικού, πραγματοποιήθηκαν πειράματα έμμεσου εφελκυσμού, γνωστά και ως “Brazilian Tests”, για τον έμμεσο προσδιορισμό της αντοχής σε εφελκυσμό. Ο λόγος που διενεργήθηκε το πείραμα αυτό είναι διότι ο προσδιορισμός της εφελκυστικής αντοχής μέσω πειραμάτων άμεσου εφελκυσμού περιέχει πολλές δυσκολίες και αβεβαιότητες, ειδικά στην περίπτωση ψαθυρού τύπου σκυροδέματος, όπως αυτό της χαμηλής αντοχής που χρησιμοποιήθηκε στον πυρήνα των δοκιμών. Για τον υπολογισμό της εφελκυστικής τάσης χρησιμοποιήθηκε η Εξίσωση (4.6).

$$\sigma = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot L \cdot D} \quad (4.6)$$

Όπου:  $\sigma$ : Εφελκυστική τάση διάρρηξης

L: Μήκος δοκιμίου

D: Διάμετρος δοκιμίου

Τέλος, διενεργήθηκαν πειράματα κάμψης 4<sup>ov</sup> σημείων σε δοκαράκια. Για την καταγραφή της βύθισης του μέσου του δοκιμίου χρησιμοποιήθηκαν LVDTs στα δύο σημεία φόρτισης, τα οποία άρχιζαν

τις μετρήσεις όταν η μηχανή ακουμπούσε το δοκίμιο. Η Εξίσωση 4.7 χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό της καμπτικής εφελκυστικής αντοχής. Σημειώθηκαν οι μέγιστες τάσεις και οι βυθίσεις για κάθε δοκίμιο και σχεδιάστηκαν οι γραφικές παραστάσεις των αποτελεσμάτων κάμψης για κάθε υλικό.

$$\sigma = \frac{6 \cdot P \cdot L}{B \cdot D^2} \quad (4.7)$$

Όπου:  $\sigma$ : Ορθή καμπτική τάση

P: Φορτίο καταπόνησης δοκαριού

B: Πλάτος δοκαριού

D: Ύψος δοκαριού (διάσταση παράλληλη στη διεύθυνση φόρτισης)

Πιο κάτω θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα των πειραμάτων με γραφικές παραστάσεις και συγκεντρωτικούς πίνακες με μέγιστες τιμές.

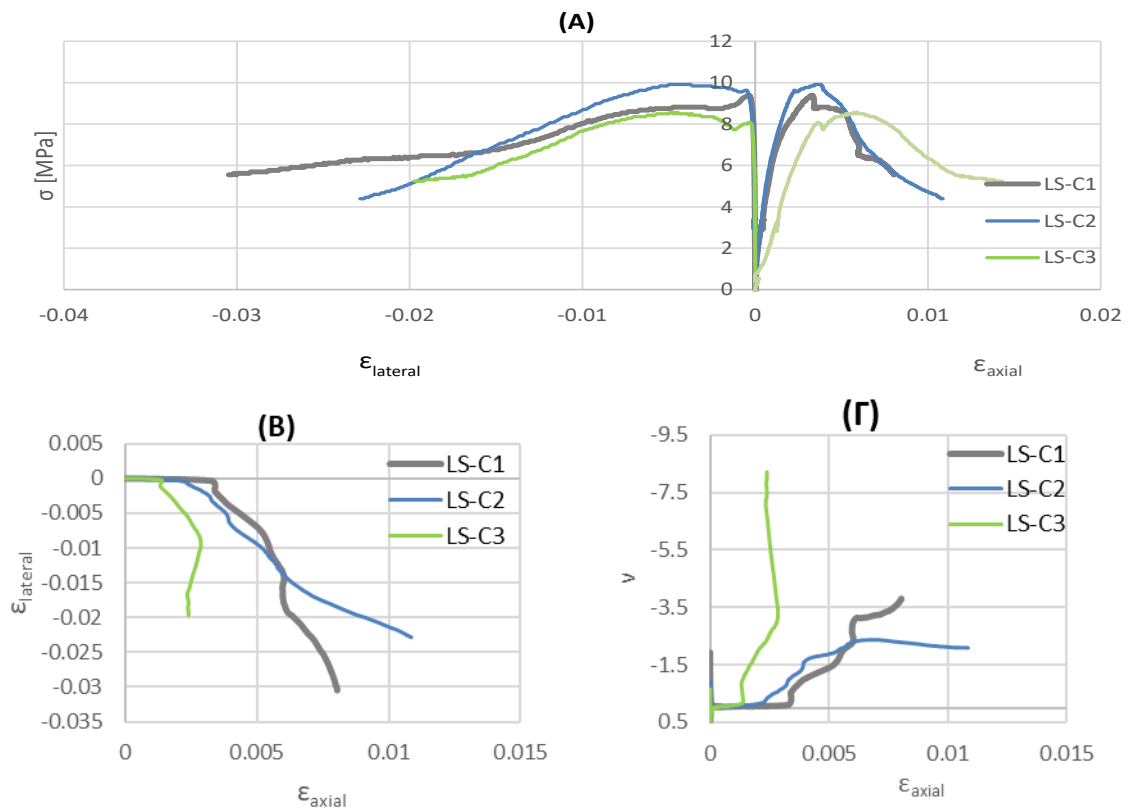
#### 4.3.1. Ιδιότητες σκυροδέματος χαμηλής αντοχής (LS)

Δοκίμια από σκυροδέμα χαμηλής αντοχής, αντιπροσωπευτικό του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε στις ιστορικές κατασκευές, υποβλήθηκαν σε πειράματα θλίψης, έμμεσου εφελκυσμού και κάμψης για να προσδιοριστούν οι μηχανικές ιδιότητές τους. Τα πειράματα έγιναν ταυτόχρονα με τις δοκιμές στα επισκευασμένα δοκίμια, για να είναι αντιπροσωπευτική η σύγκριση των αντοχών των μελών χαμηλής αντοχής χωρίς και με επισκευή. Τα δοκίμια αυτά φυλάγονταν σε δεξαμενή νερού σε θερμοκρασία δωματίου (+25 °C) έως ότου διεξαχθούν τα πειράματα. Η ηλικία ωρίμανσης όλων των δοκιμίων ήταν 90 ημέρες, έτσι ώστε να μπορέσει το υλικό να αναπτύξει την πλήρη αντοχή του.

##### 4.3.1.1 Μονοαξονική θλίψη (LS)

Στην Εικόνα 4.25 φαίνεται τόσο η πλευρική, όσο και η κατακόρυφη παραμόρφωση των δοκιμίων του αρχικού μίγματος, συναρτήσει της θλιπτικής τάσης (Α). Παράλληλα, στα ίδια διαγράμματα παρουσιάζεται η πλευρική σε συνάρτηση με την κατακόρυφη παραμόρφωση (Β). Επιπλέον, παρουσιάζεται η κατακόρυφη παραμόρφωση συναρτήσει του λόγου του *poisson* (Γ). Στον Πίνακα 4.14 φαίνονται οι μέγιστες τάσεις και η ανηγμένη παραμόρφωση στη μέγιστη τάση για κάθε δοκίμιο, ενώ στις Εικόνα 4.26 απεικονίζεται η ρηγματωμένη διατομή των δοκιμίων. Η τάση των δοκιμίων αυξάνεται μέχρι μια μέση τροπή της τάξης του 4%, με μέση θλιπτική αντοχή 9 MPa. Μετά την αξονική αυτή τροπή, παρουσιάζεται εκτεταμένη πλευρική παραμόρφωση του δοκιμίου με διεύρυνση των ρωγμών και συγκέντρωση της παραμόρφωσης στις υφιστάμενες ρωγμές. Είναι εμφανές, τόσο από την κατάσταση του δοκιμίου μετά το πείραμα, όσο και στα αποτελέσματα, ότι το δοκίμιο αστοχεί ψαθυρά δημιουργώντας μια ρωγμή, η οποία μεγαλώνει με την επιβολή φορτίου. Η ρωγμή αυτή αρχίζει

πιθανότατα από το πιο αδύνατο σημείο του δοκιμίου, και αναπτύσσεται δημιουργώντας μια διαγώνια καθ' ύψος ρηγμάτωση.



Εικόνα 4.25: Χαμηλής αντοχής μίγμα σε μονοαξονική θλίψη: (Α) Θλιπτική αντοχή ως προς την εγκάρσια και αξονική τροπή, (Β) Εγκάρσια συναρτήσει αξονικής τροπής, (Γ) Λόγος του Poisson συναρτήσει αξονικής τροπής



Εικόνα 4.26: Φωτογραφική απεικόνιση δοκιμίων μετά την αστοχία

Πίνακας 4.14: Μέγιστες τάσεις και παραμόρφωση στη μέγιστη τάση

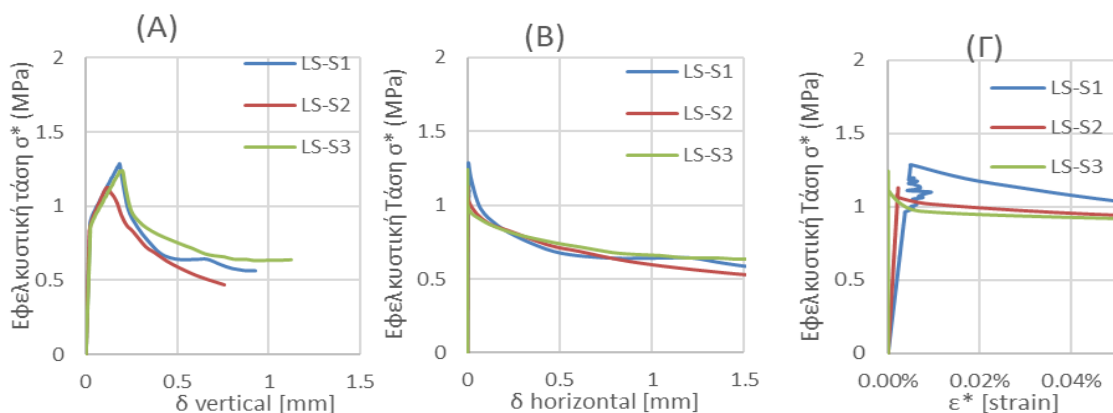
Δοκίμιο	$\sigma_{\max}$ [MPa]	$\epsilon_{axial}(\sigma_{\max})$
LS-C <sub>1</sub>	9.39	0.0032
LS-C <sub>2</sub>	9.92	0.0034
LS-C <sub>3</sub>	8.57	0.0021

#### 4.3.1.2 Έμμεσος εφελκυσμός (LS)

Πιο κάτω παρουσιάζονται γραφικά τα αποτελέσματα των δοκιμών σε έμμεσο εφελκυσμό. Επίσης, εξάγεται ο *Error! Reference source not found.* στον οποίο αναγράφεται η μέγιστη εφελκυστική τάση κάθε δοκιμίου. Στην Εικόνα 4.27 που ακολουθεί φαίνονται τα δοκίμια μετά την αστοχία τους. Η μέση εφελκυστική αντοχή σε έμμεσο εφελκυσμό προκύπτει 1.22 MPa. Η αντοχή αυτή σχετίζεται με την αντοχή σε άμεσο εφελκυσμό με την χρήση μειωτικού συντελεστή 0.9, το οποίο προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 2 [41]. Η αστοχία είναι ψαθυρή και εμφανίζεται με μια ρωγμή παράλληλη στην διεύθυνση της φόρτισης, η οποία υπόκειται σε εφελκυστικές τάσεις εγκάρσια στο επίπεδό της. Η ανηγμένη τροπή  $\epsilon^*$  η οποία παρουσιάζεται στο Διάγραμμα (Γ) της Εικόνα 4.28, έχει υπολογιστεί διαιρώντας την οριζόντια παραμόρφωση με τη διάμετρο του δοκιμίου.



Εικόνα 4.27: Φωτογραφική απεικόνιση δοκιμίων μετά τα πειράματα έμμεσου εφελκυσμού



Εικόνα 4.28: Δοκίμια με αρχικό μίγμα σε έμμεσο εφελκυσμό: (Α) Κάθετη παραμόρφωση συναρτήσει εφελκυστικής τάσης, (Β) Οριζόντια παραμόρφωση συναρτήσει εφελκυστικής τάσης, (Γ) Οριζόντια τροπή  $\epsilon^*$  ως προς την εφελκυστική τάση

Πίνακας 4.15: Μέγιστες εφελκυστικές τάσεις δοκιμίων

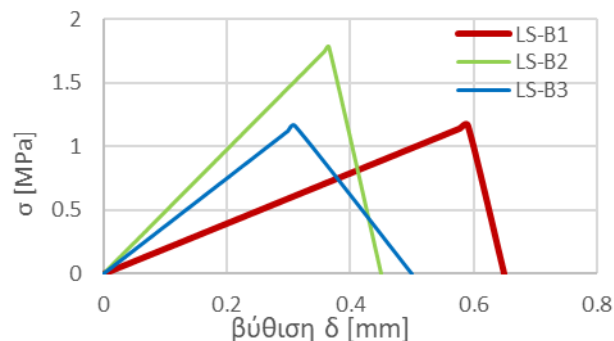
Δοκίμιο	$\sigma_{\max}$ [MPa]
LS-S <sub>1</sub>	1.29
LS-S <sub>2</sub>	1.13
LS-S <sub>3</sub>	1.24

#### 4.3.1.3 Κάμψη

Στα διαγράμματα της Εικόνα 4.29 παρουσιάζεται η τάση λόγω καμπτικής παραμόρφωσης, ενώ στον Πίνακα 4.16 παρουσιάζονται συνοπτικά οι μέγιστες τιμές τάσης και βύθισης για κάθε δοκίμιο. Με βάση τα πειράματα, η μέση καμπτική αντοχή σε κάμψη 4<sup>ov</sup> σημείων προκύπτει 1.36 MPa. Η αστοχία είναι ψαθυρή και εμφανίζεται με μια ρωγή παράλληλη στη διεύθυνση φόρτισης, από την ακραία ίνα στην κάτω μεριά του δοκιμίου, στην οποία αναπτύσσονται οι μέγιστες εφελκυστικές τάσεις.

Πίνακας 4.16: Μέγιστες τάσεις & βυθίσεις

Δοκίμιο	$\sigma_{\max}$ [MPa]	$\delta$ [mm]
LS-B <sub>1</sub>	1.16	0.65
LS-B <sub>2</sub>	1.78	0.45
LS-B <sub>3</sub>	1.16	0.27



Εικόνα 4.29: Δοκίμια σε πειράματα κάμψης 4<sup>ov</sup> σημείων

#### 4.3.1.4 Συνοπτικά αποτελέσματα σκυροδέματος χαμηλής αντοχής

Συνοψίζοντας τα πιο πάνω αποτελέσματα, παρουσιάζεται ο **Error! Reference source not found.** στον οποίο αναγράφονται οι μέσοι όροι των αντοχών ανά πείραμα, οι τυπικές αποκλίσεις τους και η πυκνότητα η οποία προσδιορίστηκε μετρώντας τη μάζα κάθε δοκιμίου με ζυγαριά ακριβείας προτού διεξαχθεί το πείραμα.

Πίνακας 4.17: Συνοπτικός πίνακας αποτελεσμάτων

Πείραμα	Μέσοι όροι αντοχών [MPa]	Τυπική απόκλιση [MPa]	Πυκνότητα [kg/m <sup>3</sup> ]
LS-C	9.29	± 0.56	1980.50
LS-S	1.22	± 0.07	
LS-B	1.37	± 0.29	

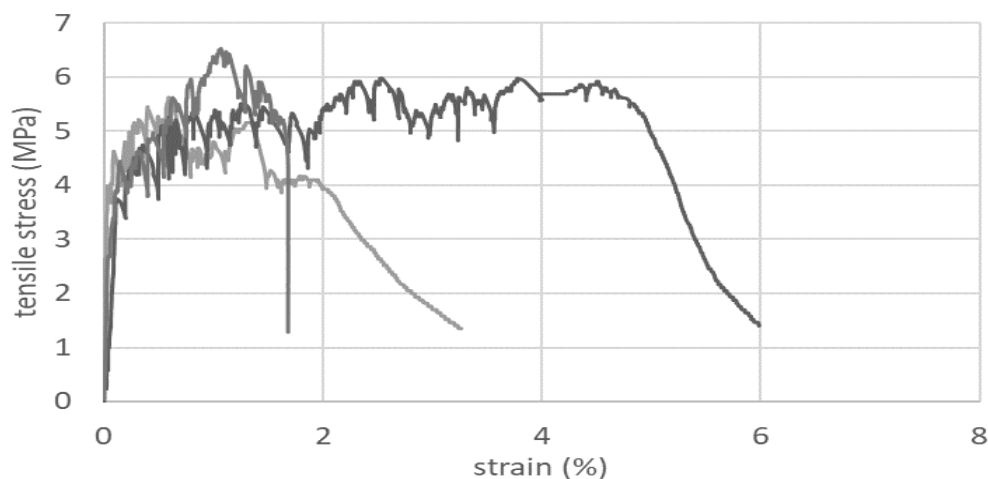
Το χαμηλής αντοχής σκυρόδεμα είχε μέση θλιπτική αντοχή 9.29 MPa, εφελκυστική αντοχή μέσω των πειραμάτων έμμεσου εφελκυσμού 1.22 MPa, και καμπτική αντοχή 1.37 MPa. Οι μηχανικές ιδιότητες του ήταν ιδιαίτερα χαμηλές, συγκριτικά με τα σκυροδέματα που προδιαγράφονται σύμφωνα

με τους Ευρωκώδικες για την κατασκευή σύγχρονων κτιρίων. Επιπρόσθετα, η θλιπτική αντοχή του ήταν η αναμενόμενη και θα μπορούσε να παρομοιαστεί με την θλιπτική αντοχή σκυροδεμάτων που χρησιμοποιήθηκαν για την κατασκευή παλιών ιστορικών κτιρίων.

#### 4.3.2. Ιδιότητες ινοπλισμένου τσιμεντο ειδούς μίγματος (SHFRCC)

##### 4.3.2.1 Άμεσος εφελκυσμός

Το ινοπλισμένο τσιμεντοειδές μίγμα έχει την ιδιότητα να παρουσιάζει κράτυνση σε εφελκυστικές τάσεις, με την ανάπτυξη πολλαπλών ρωγμών μικρού εύρους. Οι ρωγμές συγκρατούνται από το να διευρυνθούν, λόγω της μεταφοράς τάσης από την τσιμεντοειδή μήτρα στις ίνες που διαπερνούν την εκάστοτε ρωγμή. Οι ίνες αναπτύσσουν εφελκυστικές τάσεις και μεταφέρουν τα φορτία κατά μήκος του δοκιμίου, χωρίς να επιτρέπουν τη συγκέντρωση των παραμορφώσεων σε μία ρωγμή. Για τον υπολογισμό των εφελκυστικών ιδιοτήτων (τάση, τροπή, πλαστιμότητα) του ινοπλισμένου μίγματος, χρησιμοποιήθηκε το πείραμα άμεσου εφελκυσμού. Τρία δοκίμια παρασκευάστηκαν ταυτόχρονα με το επισκευαστικό υλικό που χρησιμοποιήθηκε για τα μικρά υποστυλώματα, τα οποία εξετάστηκαν ταυτόχρονα με αυτά σε άμεσο εφελκυσμό. Κατά τη διενέργεια των πειραμάτων γινόταν καταγραφή του φορτίου εφελκυσμού, το οποίο μετατράπηκε σε τάση μέσα από το σταθερό εμβαδόν της διατομής στο μεσαίο τμήμα μήκους 100 mm, σταθερής ελάχιστης διατομής του δοκιμίου εφελκυσμού, ενώ δύο LVDTs κατέγραφαν ταυτόχρονα τις παραμορφώσεις στις δύο απέναντι πλευρές του δοκιμίου, εντός του εύρους των 100 mm. Η τροπή σε εφελκυσμό υπολογίστηκε διαιρώντας τον μέσο όρο παραμόρφωσης με το εύρος των 100 mm, το οποίο ήταν το μήκος καταγραφής.



Εικόνα 4.30: Διαγράμματα τάσεων-τροπών ινοπλισμένου μίγματος σε άμεσο εφελκυσμό



Εικόνα 4.31: Οι ρηγματώσεις στα δοκίμια dogbone μετά την ολοκλήρωση των πειραμάτων

Από τα πειράματα άμεσου εφελκυσμού που διενεργήθηκαν στα δοκίμια με το ινοπλισμένο τσιμεντοειδές μίγμα, σχεδιάστηκαν οι γραφικές παραστάσεις με τα αποτελέσματα τάσεων-τροπών για τα τρία δοκίμια (βλ. Εικόνα 4.30). Στην Εικόνα 4.31 παρουσιάζονται τα δοκίμια dogbone μετά την ολοκλήρωση των πειραμάτων με τις ρηγματωμένες διατομές τους. Στον Πίνακα 4.18 σημειώνονται χαρακτηριστικές τιμές τάσεων και τροπών για τα τρία δοκίμια, όπως επίσης και οι μέσοι όροι τους. Η πλαστιμότητα τροπών στον εφελκυσμό υπολογίστηκε για κάθε δοκίμιο ως το πηλίκο της τροπής στο τέλος του κρατυνόμενου κλάδου, δια την τροπή διαρροής ( $1^{\text{η}}$  εφελκυστικής ρωγμής).

Πίνακας 4.18: Χαρακτηριστικές τιμές από πείραμα εφελκυσμού

Δοκίμιο	Εφελκυστική Αντοχή $f_c$ [MPa]	Τάση διαρροής $f_y$ [MPa]	Τροπή διαρροής $\epsilon_y$ [%]	Τάση Θραύσης $f_u$ [MPa]	Τροπή θραύσης $\epsilon_u$ [%]
SH-T <sub>1</sub>	5.62	4.26	0.09	5.15	1.34
SH-T <sub>2</sub>	5.98	4.65	0.50	5.78	4.67
SH-T <sub>3</sub>	6.37	4.44	0.15	5.68	1.47
SH-T <sub>ave</sub>	5.99	4.45	0.25	5.54	2.49

#### 4.3.2.2 Έμμεσος εφελκυσμός

Πειράματα έμμεσου εφελκυσμού μέσω διάρρηξης πραγματοποιήθηκαν σε κυλίνδρους από SHFRCC. Σε αυτή τη δοκιμή, ακόμα και εάν η μέγιστη τάση που εμφανίζεται αφορά μια κεντρική διατομή του δοκιμίου που διατρέχει τις ακμές επαφής με τη μηχανή επιβολής του φορτίου, επίσης εμφανίζεται το φαινόμενο της πολλαπλής ρηγματώσης. Πολλαπλές ρωγμές αναπτύσσονται παράλληλα στην κεντρική ρωγμή (Εικόνα 4.32), με αποτέλεσμα το φορτίο να συνεχίζει να αυξάνεται, πέραν της τάσης στην πρώτη ρηγματώση. Λόγω διαπλάτυνσης του δοκιμίου στα σημεία επαφής με τη μηχανή



(Εικόνα 4.33), λόγω της πολλαπλής ρηγματώσεως, το πείραμα μετατρέπεται από έμμεσο εφελκυσμό σε πείραμα θλίψης. Επομένως, μόνο η αντοχή στην πρώτη ρωγμή μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως έμμεση εφελκυστική αντοχή. Η μέγιστη μηχανική αντοχή που καταγράφεται δεν αντιστοιχεί σε εφελκυσμό, αλλά μπορεί να χρησιμοποιηθεί για συγκριτικούς σκοπούς. Από τα πειράματα έμμεσου εφελκυσμού εξάχθηκαν οι μέγιστες τιμές αντοχής (Πίνακας 4.19) με βάση την εξίσωση 4.6, καθώς επίσης και τα γραφήματα (βλ. Εικόνα 4.34) πλευρικής και κατακόρυφης παραμόρφωσης και τροπής, συναρτήσει της μηχανικής εφελκυστικής τάσης του τσιμεντοειδούς ινοπλισμένου μίγματος.



Εικόνα 4.32: Δοκίμιο μετά από πείραμα έμμεσου εφελκυσμού (πολλαπλές ρηγματώσεις)

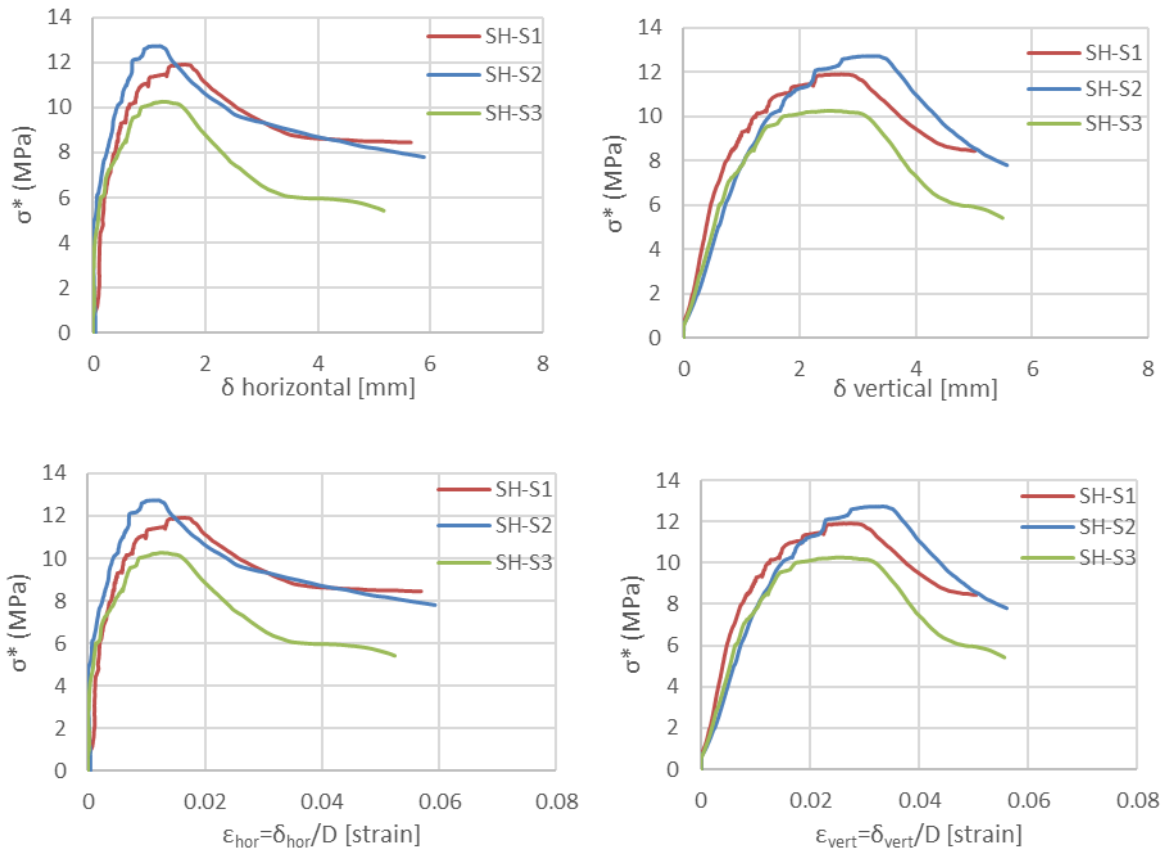


Εικόνα 4.33: Φαινόμενο διαπλάτωσης δοκιμίου



Πίνακας 4.19: Μέγιστη τάση δοκιμίων

Δοκίμιο	1 <sup>η</sup> ρωγή [MPa]	Αντοχή $f_{u,split}$ [MPa]
SH-S <sub>1</sub>	8.31	11.91
SH-S <sub>2</sub>	10.28	12.74
SH-S <sub>3</sub>	7.41	10.27
<b>Μέσος Όρος</b>	<b>8.67</b>	<b>11.64</b>



Εικόνα 4.34: Δοκίμια με ινοπλισμένο τσιμεντοειδές μίγμα σε έμμεσο εφελκυσμό

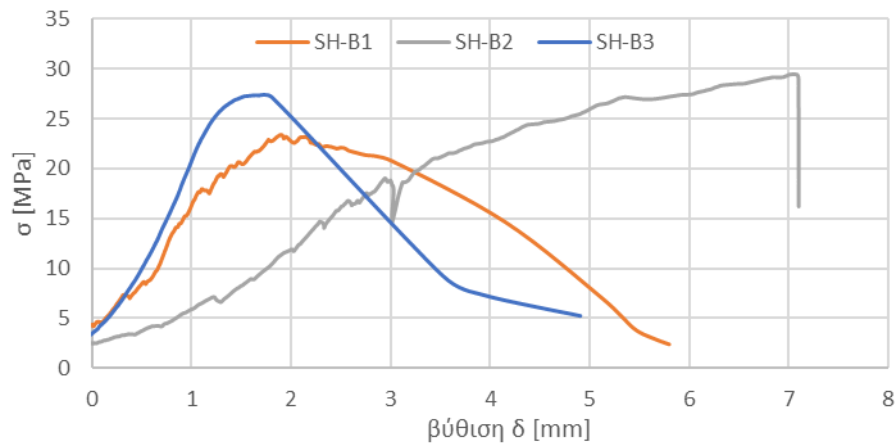
#### 4.3.2.3 Κάμψη

Στα πειράματα κάμψης που διενεργήθηκαν στα δοκίμια ινοπλισμένου σκυροδέματος, παρατηρήθηκε σε μεγάλο βαθμό η ιδιότητα των συγκεκριμένων μιγμάτων να αναπτύσσουν μικρές και πολλαπλές ρηγματώσεις στην εφελκυσόμενη ζώνη (Εικόνα 4.35). Αυτό το φαινόμενο βοήθησε στην ανάπτυξη καμπτικής αντοχής στην ακραία εφελκυσόμενη ίνα κατά μέσο όρο ίση με 26.72 MPa και βύθισης 14.08 mm. Η καμπτική τάση υπολογίστηκε με βάση την εξίσωση 4.7, τονίζοντας ότι το L είναι η απόσταση μεταξύ των επιβαλλόμενων σημειακών φορτίων, και ίση με την απόσταση μεταξύ των θέσεων φόρτισης και των στηρίξεων.



Εικόνα 4.35: Ανάπτυξη πολλαπλών ρηγματώσεων από την ακραία εφελκόμενη ίνα (Πείραμα κάμψης 4<sup>ων</sup> σημείων)

Στην Εικόνα 4.36 παρουσιάζεται η γραφική παράσταση της τάσης συναρτήσει της βύθισης, με τα αποτελέσματα του δοκιμίου B<sub>2</sub> να σταματούν πριν το τέλος του πειράματος, λόγω βυθίσεων μεγαλύτερων του εύρους των δυνατοτήτων του καταγραφικού εξοπλισμού, ενώ στον Πίνακα 4.20 παρουσιάζονται συνοπτικά οι μέγιστες τιμές τάσης, βύθισης κάθε δοκιμίου, και οι μέσοι όροι των αποτελεσμάτων.



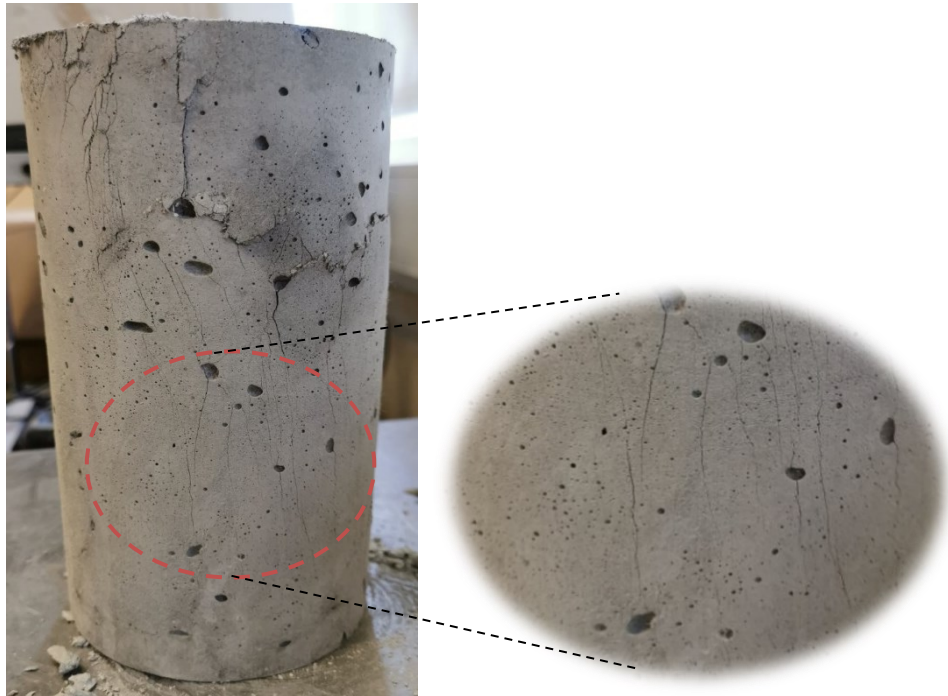
Εικόνα 4.36: Δοκίμια με ινοπλισμένο μίγμα σε κάμψη

Πίνακας 4.20: Μέγιστη καμπτική τάση και βύθιση

Δοκίμιο	$\sigma_{\max}$ [MPa]	$\delta$ [mm]
SH-B <sub>1</sub>	23.38	2.39
SH-B <sub>2</sub>	29.44	9.58
SH-B <sub>3</sub>	27.33	2.11
Μέσος Όρος	26.72	14.08

#### 4.3.2.4 Μονοαξονική θλίψη

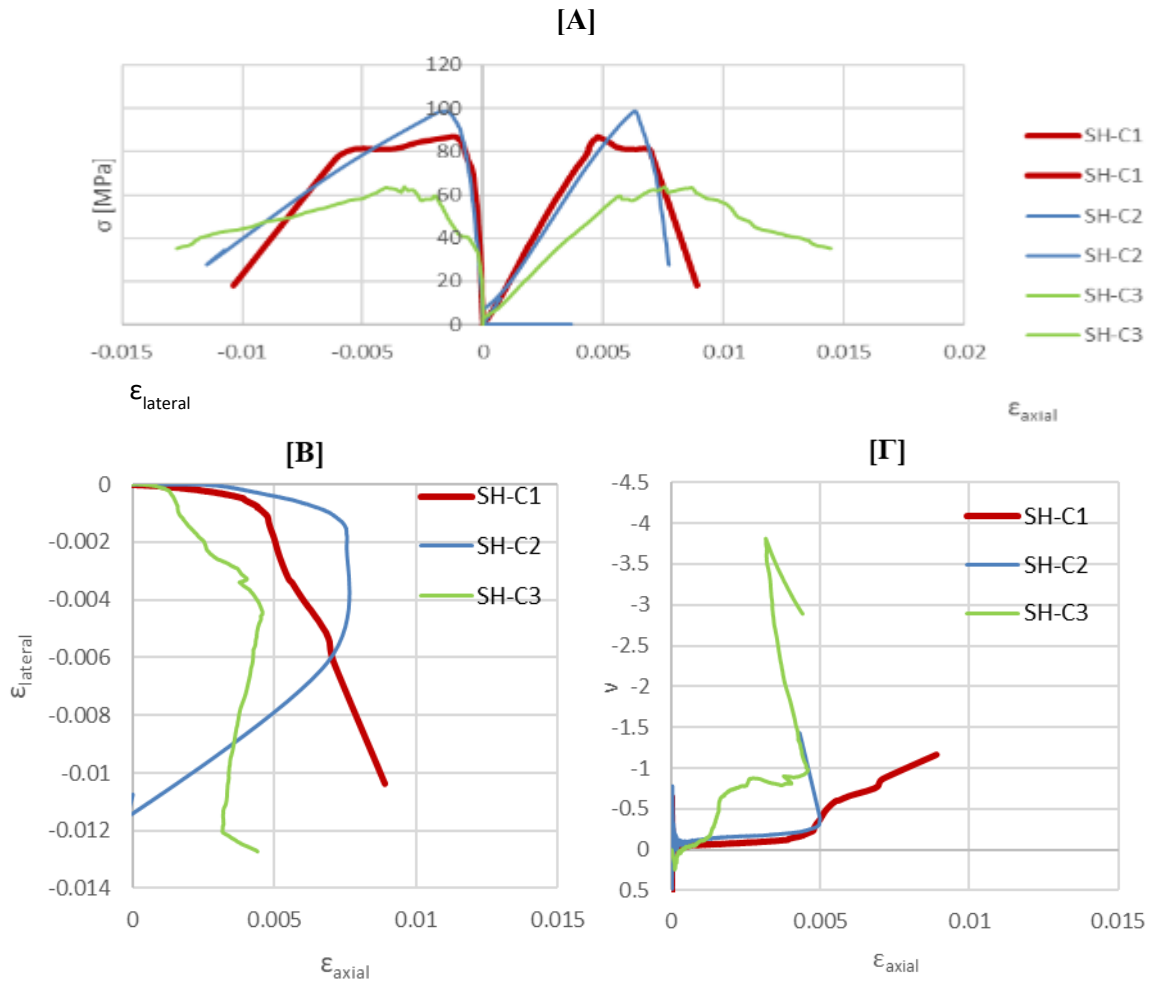
Στην περίπτωση των δοκιμών θλίψης του SHFRCC προσδιορίστηκε μέση θλιπτική αντοχή ίση με 83.13 MPa η οποία εμφανίζεται σε μια μέση αξονική τροπή 0.0062. Τα δοκίμια που υποβλήθηκαν σε θλίψη παρουσίασαν πολλαπλές ρωγμές περιμετρικά, οι οποίες ήταν παράλληλες στη διεύθυνση φόρτισης (Εικόνα 4.37). Πέραν του σημείου της μέγιστης θλιπτικής τάσης, η περαιτέρω εγκάρσια διόγκωση του δοκιμίου παρουσιάστηκε με συγκέντρωση των παραμορφώσεων σε μία από τις υφιστάμενες ρωγμές. Η κλίση του φθιτού κλάδου (τόσο για τις αξονικές όσο και για τις εγκάρσιες παραμορφώσεις), είχε ένα πιο σταθερό ρυθμό ανάπτυξης της παραμόρφωσης, η οποία συγκρατείτο από τις ίνες που διαπερνούσαν τις ρωγμές, αποσβένοντας ενέργεια.



Εικόνα 4.37: Δοκίμιο ινοπλισμένου σκυροδέματος μετά από πείραμα μονοαξονικής θλίψης

Πιο κάτω παρουσιάζονται σε γραφήματα οι θλιπτικές τάσεις συναρτήσει των εγκάρσιων και αξονικών τροπών (Εικόνα 4.38). Στον Πίνακα 4.21 παρουσιάζονται συνοπτικά οι μέγιστες τάσεις, τροπές για κάθε δοκίμιο, καθώς επίσης και τα μέτρα ελαστικότητας τους. Στον ίδιο πίνακα παρουσιάζονται και οι μέσοι όροι των πιο πάνω αποτελεσμάτων. Σημαντικό είναι να επισημανθεί ότι

στην περίπτωση υπολογισμού του μέτρου ελαστικότητας των δοκιμίων, χρησιμοποιήθηκαν τιμές οι οποίες συμπεριλαμβάνονταν στον αρχικά αύξων κλάδο των αποτελεσμάτων, δηλαδή  $0.20\sigma_{\max}$  και  $0.40\sigma_{\max}$ .



Εικόνα 4.38: Δοκίμια με ινοπλισμένο μίγμα σε μονοαξονική θλίψη: (Α) Διάγραμμα τάσης συναρτήσει αξονικής και εγκάρσιας τροπής, (Β) Διάγραμμα εγκάρσιας ως προς την αξονική τροπή, (Γ) Διάγραμμα λόγου του Poisson ως προς την αξονική τροπή

Πίνακας 4.21: Μέγιστες τιμές τάσης και αξονικής τροπής και Μέτρο Ελαστικότητας

Μίγματα	$\sigma_{\max}$ [MPa]	$\epsilon_{\text{axial}} (\sigma_{\max})$	Μέτρο Ελαστικότητας [GPa]
SH-C <sub>1</sub>	86.99	0.0048	20.96
SH-C <sub>2</sub>	98.71	0.0063	16.35
SH-C <sub>3</sub>	63.68	0.0076	11.56
<b>Μέσος Όρος</b>	<b>83.13</b>	<b>0.0062</b>	<b>16.29</b>

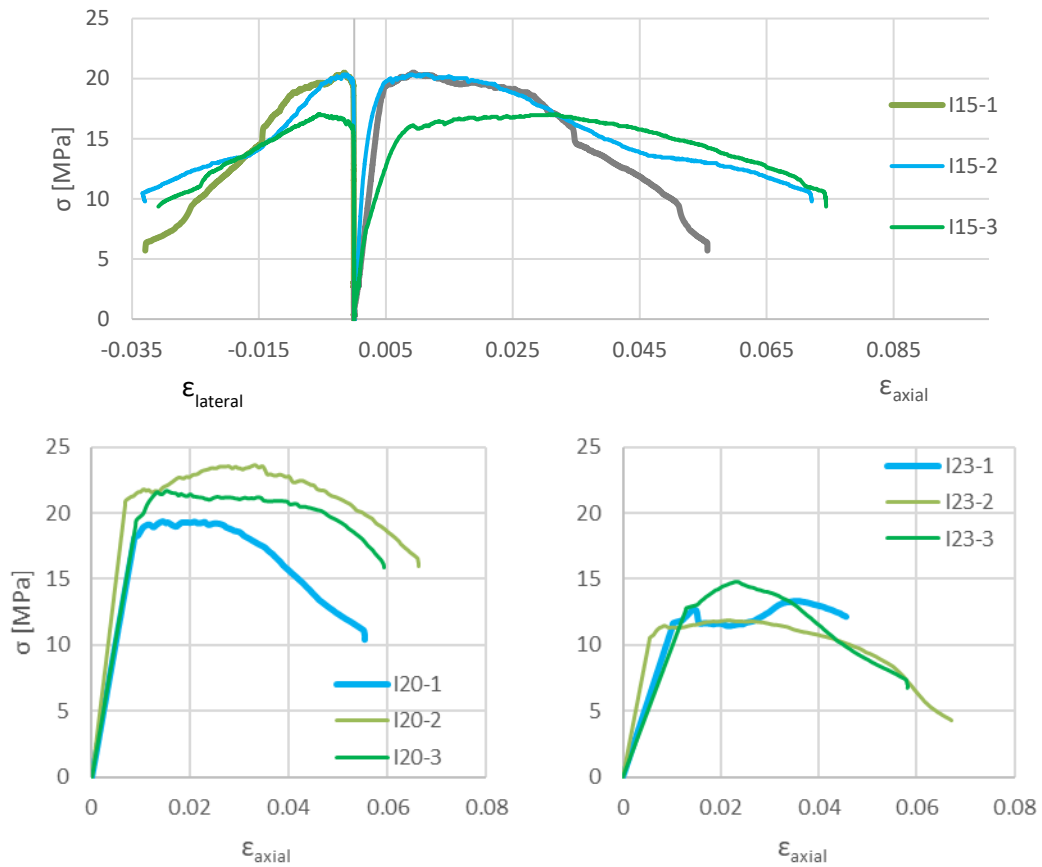
#### 4.4. Περίσφιξη σε σκυρόδεμα χαμηλής αντοχής με SHFRCC

##### 4.4.1. Δοκίμια κυκλικής διατομής σε θλίψη του εσωτερικού πυρήνα

Στο υποκεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ενισχυμένων δοκιμίων σκυροδέματος χαμηλής αντοχής, με επικάλυψη 25 και 50 mm από το μίγμα SHCC. Πραγματοποιήθηκαν πειράματα μονοαξονικής θλίψης, τόσο του εσωτερικού πυρήνα, όσο και της συνολικής διατομής του δοκιμίου, για τον υπολογισμό της αύξησης της θλιπτικής αντοχής του χαμηλής αντοχής μίγματος και για να προκύψει μια συσχέτιση μεταξύ πάχους επικάλυψης και αύξησης της θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος. Για τη διεξαγωγή των πειραμάτων αυτών, στα κυλινδρικά δοκίμια τοποθετήθηκαν χαλύβδινες ή αλουμιένιες πλάκες κυκλικής διατομής διαμέτρου ίσης με τον εσωτερικό πυρήνα των δοκιμίων, όπως φαίνεται στις Εικόνα 4.39. Στα διαγράμματα της Εικόνα 4.40, φαίνονται τα αποτελέσματα των δοκιμίων κυκλικής διατομής ως προς την αξονική και εγκάρσια τροπή ( $I_{15}$ ), αφαιρώντας την αξονική παραμόρφωση των πλακών, αναλόγως είδους υλικού, ενώ στον **Error! Reference source not found.** παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές θλιπτικής τάσης και αξονικής τροπής των δοκιμίων.



Εικόνα 4.39: Πείραμα μονοαξονικής θλίψης στον εσωτερικό πυρήνα.



Εικόνα 4.40: Γραφήματα θλιπτικής τάσης ως προς την παραμόρφωση των δοκιμών I15, I20, I23

Πίνακας 4.22: Μέγιστες τιμές θλιπτικής τάσης και αξονικής παραμόρφωσης

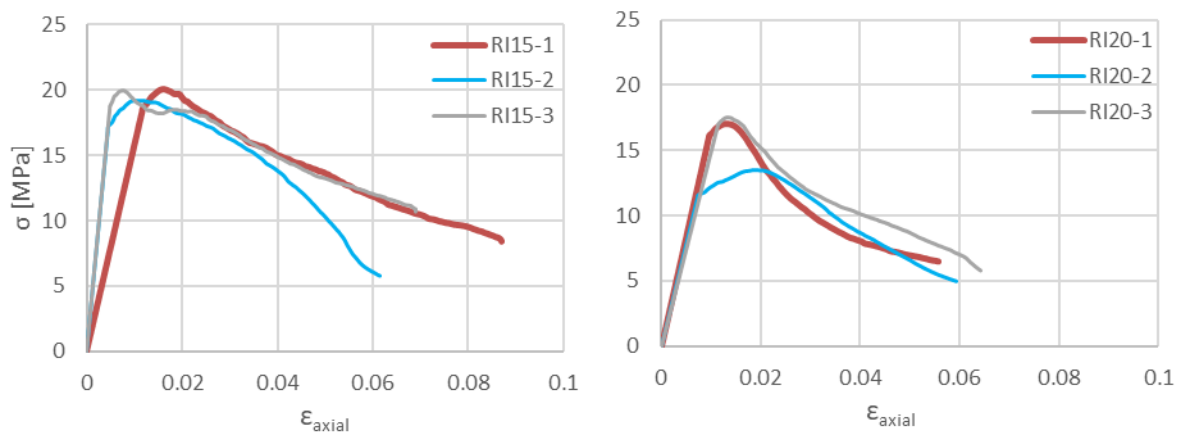
Δοκίμιο	D <sub>0</sub> [mm]	Πάχος Επικαλ. [mm]	σ <sub>max</sub> [MPa]	ε <sub>axial</sub> (max)
I15-1	99.94	25	20.49	0.029
I15-2	96.27	25	20.34	0.033
I15-3	99.97	25	17.03	0.051
I20-1	97.71	50	19.39	0.015
I20-2	99.69	50	23.66	0.033
I20-3	99.67	50	21.67	0.015
I23-1	149.41	25	13.32	0.035
I23-2	149.88	25	11.90	0.021
I23-3	149.24	25	14.74	0.023

#### 4.4.2. Δοκίμια τετραγωνικής διατομής σε θλίψη του εσωτερικού πυρήνα

Στα πιο κάτω γραφήματα (Εικόνα 4.41) παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των πειραμάτων μονοαξονικής θλίψης του εσωτερικού πυρήνα των δοκιμών τετραγωνικής διατομής, και στον Πίνακας 4.23 οι μέγιστες τιμές τάσης και ανηγμένης παραμόρφωσής τους. Για τη διεξαγωγή των πειραμάτων



τοποθετήθηκαν χαλύβδινες πλάκες τετραγωνικής διατομής πάχους 2 cm (βλ. Εικόνα 4.42) και για τον υπολογισμό της κατακόρυφης παραμόρφωσης των δοκιμίων αφαιρέθηκε η κατακόρυφη παραμόρφωση των πλακών, ώστε να είναι πιο ακριβή τα αποτελέσματα.



Εικόνα 4.41: Γραφήματα τετραγωνικής διατομής δοκιμίων σε πειράματα μονοαξονικής θλίψης εσωτερικού πυρήνα

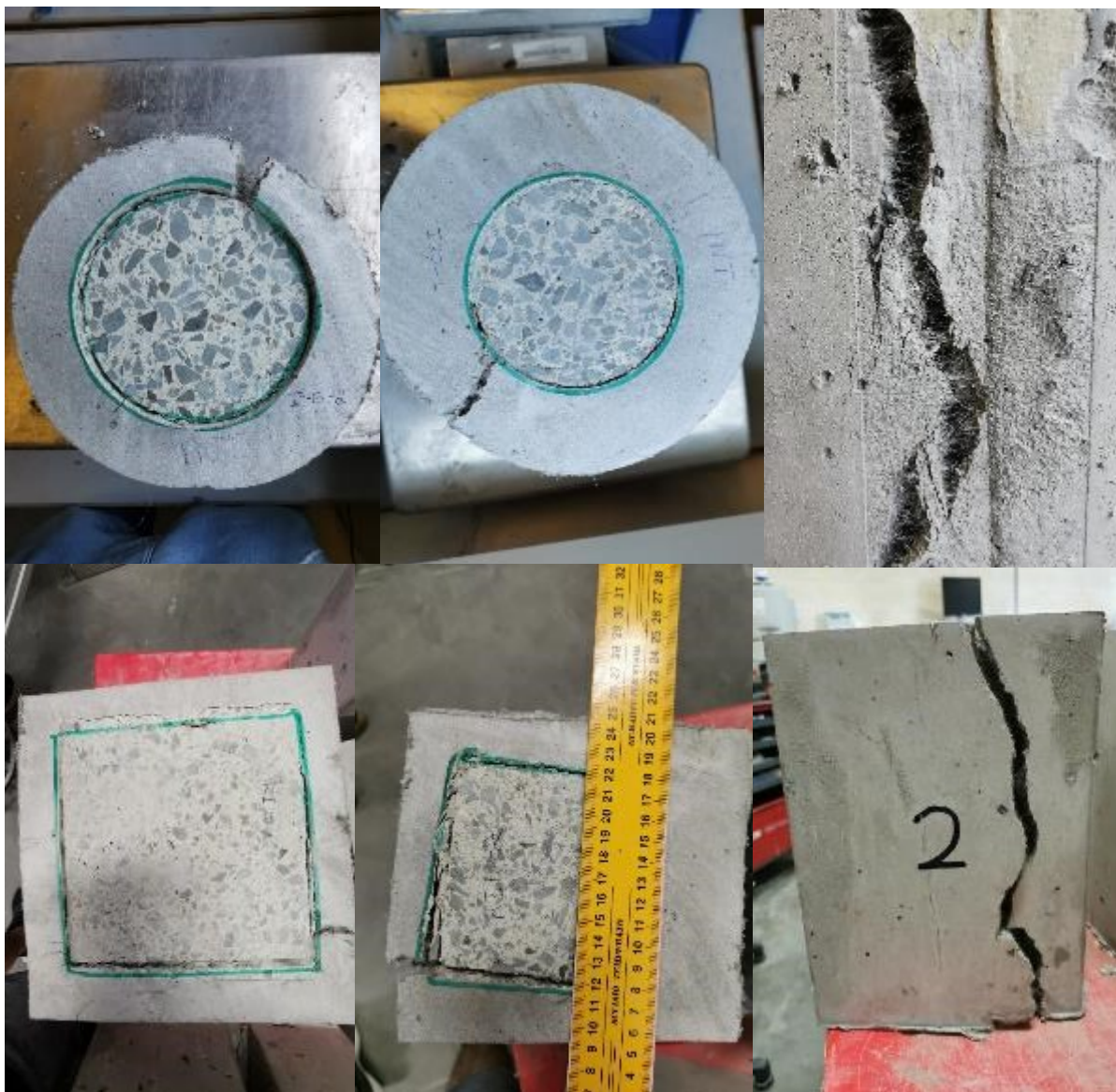
Πίνακας 4.23: Μέγιστες τιμές τάσης & κατακόρυφης παραμόρφωσης

Δοκίμιο	B <sub>1</sub> x B <sub>2</sub> [mm]	Πάχος Επικάλυψης [mm]	σ <sub>max</sub> [MPa]	ε <sub>axial</sub> (max)
RI <sub>15-1</sub>	107.65 x 102.12	16.43	20.05	0.01599
RI <sub>15-2</sub>	104.55 x 102,46	19.11	19.20	0.01093
RI <sub>15-3</sub>	102.52 x 106.38	23.53	19.93	0.00757
RI <sub>20-1</sub>	166.18 x 149.16	20.99	17.04	0.01287
RI <sub>20-2</sub>	167.10 x 158.65	19.23	13.48	0.0183
RI <sub>20-3</sub>	154.08 x 167.33	16.30	17.51	0.0131



Εικόνα 4.42: Τετραγωνικά δοκίμια σε θλίψη του εσωτερικού πυρήνα

Στην Εικόνα 4.43 παρουσιάζεται φωτογραφικό υλικό των δοκιμίων μετά την αστοχία τους, καθώς επίσης και η συμβολή των ινών στην αντοχή τους, γεφυρώνοντας τη ρωγμή μέχρι την αστοχία. Επίσης, με πράσινο χρώμα φαίνεται η επιφάνεια φόρτισης του κάθε δοκιμίου.



Εικόνα 4.43: Φωτογραφικό υλικό μετά την αστοχία των δοκιμίων

#### 4.5. Θλιπτική αντοχή επισκευασμένων μελών LSC με μανδύα SHFRCC

##### 4.5.1. Δοκίμια κυκλικής διατομής σε μονοαξονική θλίψη όλου του δοκιμίου

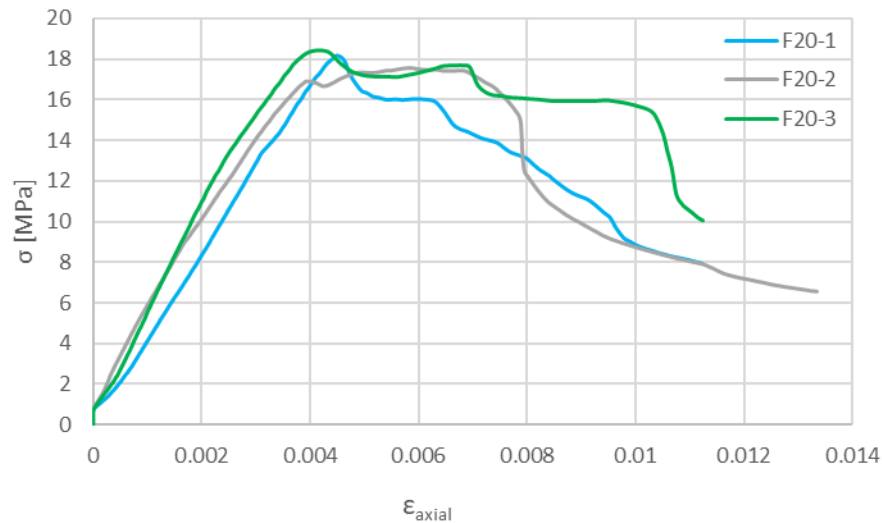
Εκτός από τα πιο πάνω, πραγματοποιήθηκαν και πειράματα μονοαξονικής θλίψης με επιφάνεια φόρτισης ίση με ολόκληρη τη διατομή του ενισχυμένου δοκιμίου. Σκοπός των πειράματων αυτών ήταν να υπολογιστεί η συμβολή της διατομής της ενίσχυσης στην αντοχή των δοκιμίων, εφόσον σε περίπτωση εφαρμογής της στο πεδίο, θα συμβάλει και η επιφάνεια του υλικού αυτού στην τελική αντοχή. Οπότε, είναι απαραίτητο να μπορεί να εκτιμηθεί η συνολική αντοχή του μέλους. Το ύψος των δοκιμίων ήταν 400 mm και η εξωτερική τους διάμετρος 200 mm. Τα δοκίμια κυκλικής διατομής είχαν εξωτερική επικάλυψη πάχους 25 mm. Τα διαγράμματα της Εικόνα 4.44 παρουσιάζουν τη συμπεριφορά και τα



αποτελέσματα των δοκιμών, ενώ ο Πίνακας 4.24 δείχνει τις μέγιστες τιμές της αντοχής και της ανηγμένης παραμόρφωσης.

Πίνακας 4.24: Μέγιστη τάση και ανηγμένη παραμόρφωση κυλινδρικών δοκιμών

Δοκίμιο	$\sigma_{\max}$ [MPa]	$\epsilon_{\text{axial}} (\max)$
F20-1	18.17	0.0045
F20-2	17.58	0.0059
F20-3	18.46	0.0042



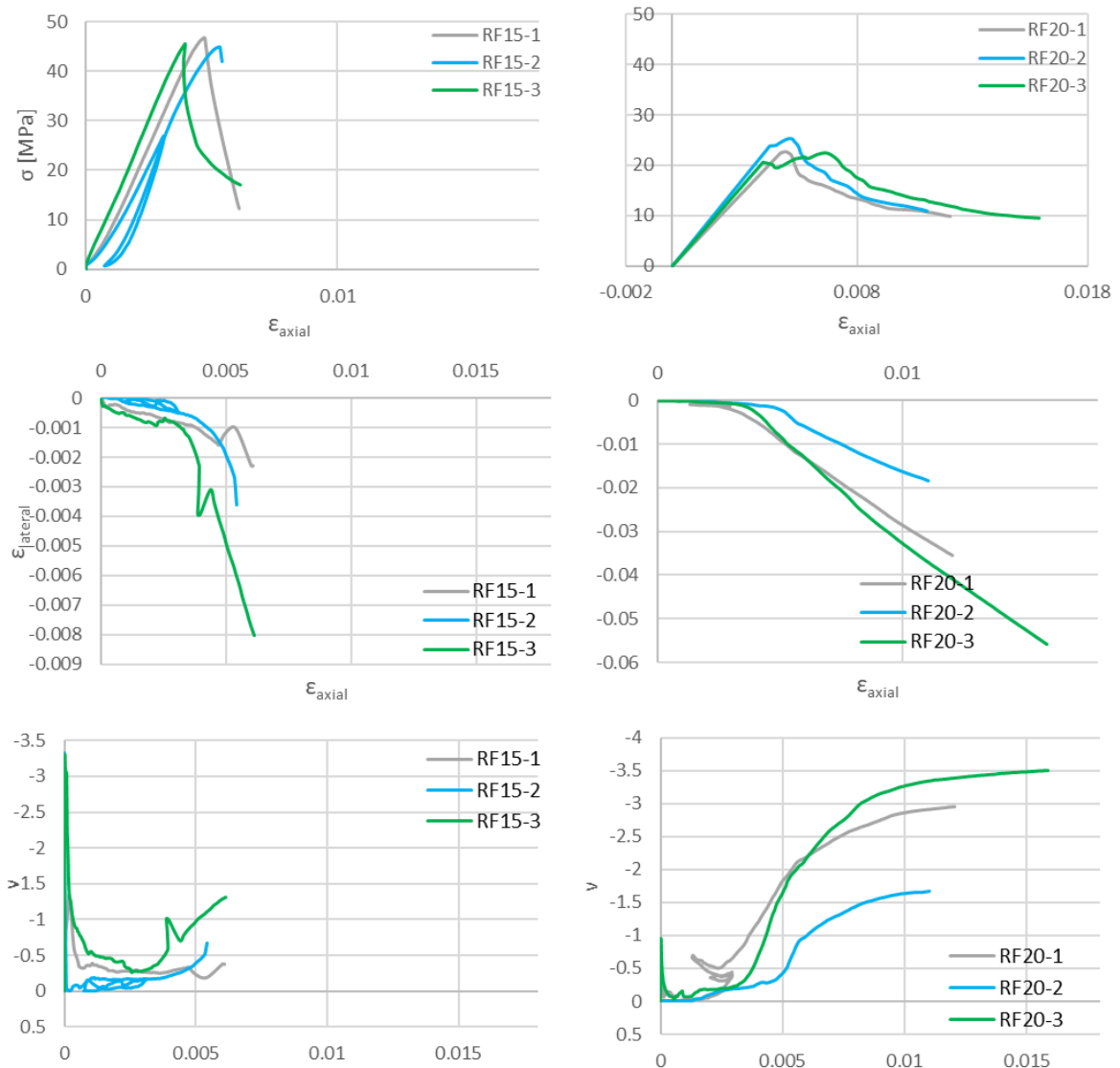
Εικόνα 4.44: Γραφήματα πειραμάτων μονοαξονικής θλίψης σε συνολική επιφάνεια κυλινδρικού δοκιμίου

#### 4.5.2. Δοκίμια τετραγωνικής διατομής σε μονοαξονική θλίψη όλου του δοκιμίου

Αντίστοιχα πειράματα μονοαξονικής θλίψης του συνολικού δοκιμίου έγιναν και για την περίπτωση δοκιμών τετραγωνικής διατομής. Οι διαστάσεις της διατομής του εσωτερικού πυρήνα και του πάχους επικάλυψης και οι μέγιστες τιμές αντοχής και ανηγμένης παραμόρφωσης παρουσιάζονται στον Πίνακας 4.25. Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα τάσης-παραμόρφωσης (βλ. Εικόνα 4.45).

Πίνακας 4.25: Μέγιστη τάση και ανηγμένη παραμόρφωση τετραγωνικών δοκιμών

Δοκίμιο	$B_1 \times B_2$ [mm]	Πάχος Επικάλυψης		
		[mm]	$\sigma_{\max}$ [MPa]	$\epsilon_{\text{axial}} (\max)$
RF15-1	101.12 x 100.00	15.78	46.75	0.0047
RF15-2	101.63 x 107.53	15.02	44.89	0.0053
RF15-3	100.84 x 108.25	20.29	45.55	0.0039
RF20-1	166.31 x 152.18	17.01	22.59	0.0049
RF20-2	150.55 x 163.83	23.17	25.24	0.0050
RF20-3	150.62 x 162.59	19.95	22.42	0.0066



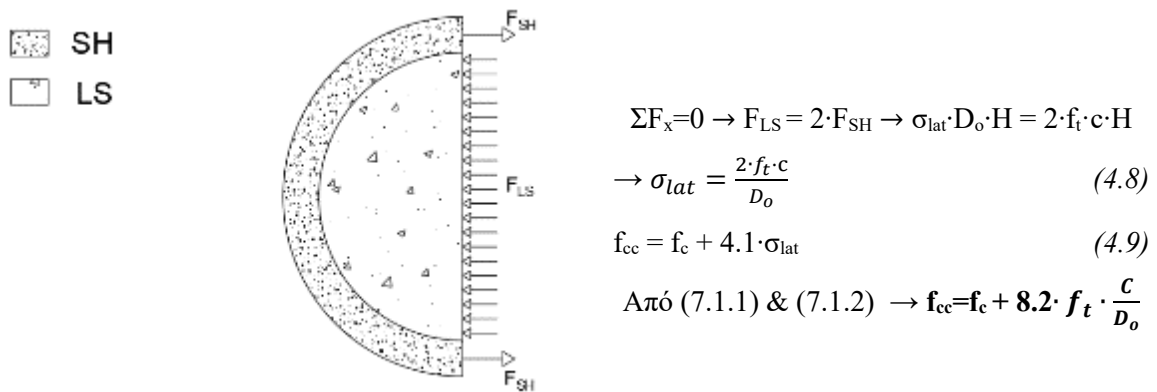
Εικόνα 4.45: Γραφήματα πειραμάτων μονοαξονικής θλίψης σε συνολική επιφάνεια δοκιμίου

#### 4.6. Ανάλυση Αποτελεσμάτων

Στο σημείο αυτό αναλύονται τα αποτελέσματα των δοκιμών για την εκτίμηση της επίδραση της επικάλυψης στη συμπεριφορά και στην αντοχή του χαμηλής αντοχής σκυροδέματος, με σκοπό τη βαθμονόμηση εξισώσεων συσχέτισης της επικάλυψης με την αντοχή της ενίσχυσης.

Στον συνοπτικό Πίνακα 4.26 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα δοκιμών μονοαξονικής θλίψης και οι μέσοι όροι αντοχής τους, μέσω δοκιμών σε 3 δοκίμια για κάθε είδος δοκιμίου. Τα αποτελέσματα χρησιμοποιούνται για σύγκριση με τις αντοχές που αναμενόταν να αναπτυχθούν βάση μοντέλου υπολογισμού της αντοχής περισιγμένου σκυροδέματος, κατά Richard. Το μοντέλο Richard είναι βασισμένο στην τάση που αναπτύσσεται στο εσωτερικό καθ' ύψος του δοκιμίου [ $\sigma_{lat}$ ], όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.46, και η οποία υπολογίζεται με βάση τις εξισώσεις 4.8 & 4.9. Η τάση  $\sigma_{lat}$  συσχετίζεται

άμεσα με την αντοχή σε άμεσο εφελκυσμό  $f_t$ , και το πάχος επικάλυψης σε σχέση με την αρχική διάσταση του δοκιμίου.



Εικόνα 4.46: Διάγραμμα ελευθέρου σώματος δοκιμίου

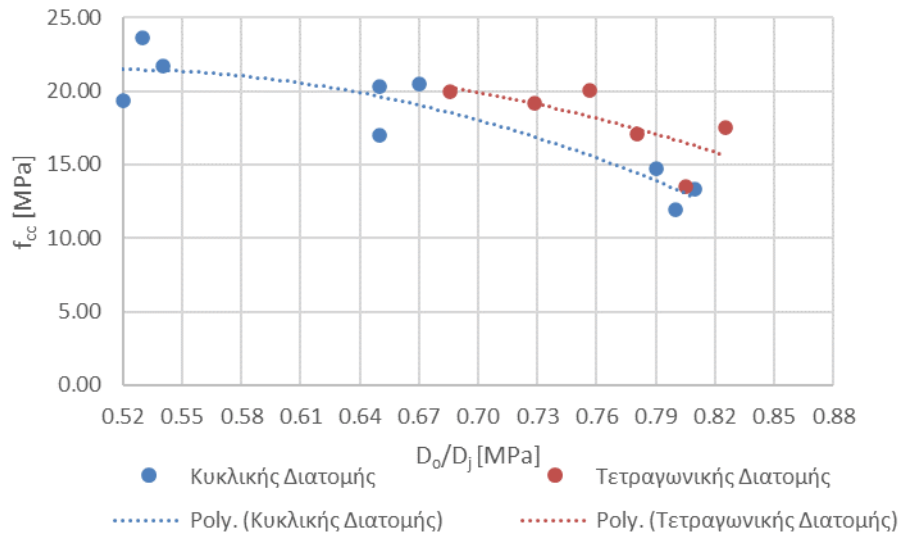
Πίνακας 4.26: Συνοπτικός πίνακας αποτελεσμάτων

Μίγμα	$f_{c,exp}$ [MPa]	Διαστάσεις [mm]	Πάχος επικάλυψης C [mm]	[Richard] $f_{cc} = f_c + 8.2 \cdot f_t \cdot \frac{c}{D_o}$ [MPa]*	Τυπική απόκλιση μοντέλου Richard- πειραματικά αποτελ.
LS-C	9.29	D = 99.46	-	-	-
SH-C	83.13	D = 99.64	-	-	-
I <sub>15</sub>	19.29	D <sub>o</sub> = 98.73	25.68	21.32 (1.10)	1.10
I <sub>20</sub>	21.57	D <sub>o</sub> = 99.02	43.40	29.56 (1.37)	1.37
I <sub>23</sub>	13.32	D <sub>o</sub> = 149.51	18.53	15.02 (1.12)	1.12
RI <sub>15</sub>	19.73	Αρχικό: 104.21 x 104.35	26.73	21.15 (1.07)	1.07
RI <sub>20</sub>	16.01	Αρχικό: 162.45 x 158.38	23.40	16.12 (1.01)	1.01

\* $f_t$ : Αντοχή σε εφελκυσμό = 5.64MPa, D<sub>o</sub>: Εσωτερική διάμετρος δοκιμίου

Αφού εξετάστηκαν τα παραπάνω αποτελέσματα και συγκρίθηκαν με τις αντοχές που αναμενόταν να αναπτυχθούν βάσει του μοντέλου Richard, παρατηρήθηκε ότι οι αντοχές που αναπτύσσονται κατά τα πειράματα φόρτισης του εσωτερικού πυρήνα μπορούν να προβλεφθούν με το μοντέλο αυτό. Πιο κάτω (Εικόνα 4.47) παρουσιάζονται τα γραφήματα θλιπτικής αντοχής του

περισφιγμένου σκυροδέματος ως προς τον λόγο  $D_o/D_j$  για τα πειράματα με φόρτιση μόνο του εσωτερικού πυρήνα του δοκιμίου.

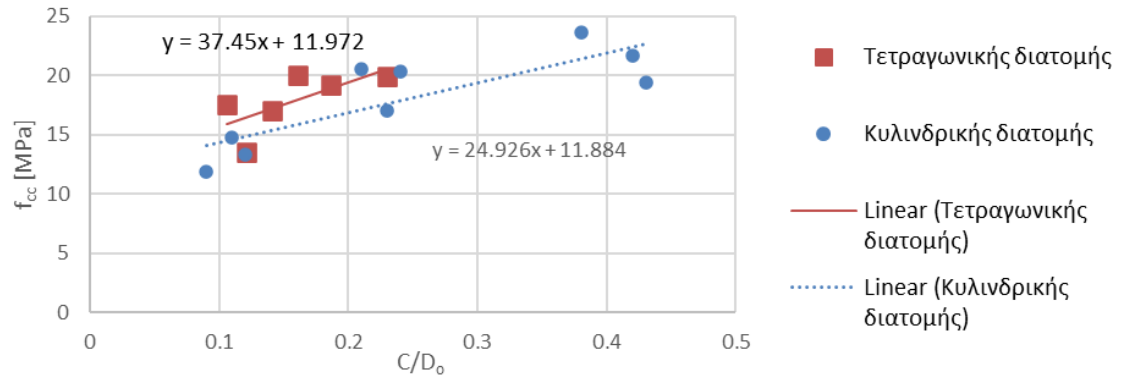


Εικόνα 4.47: Αποτελέσματα δοκιμών κυκλικής και τετραγωνικής διατομής σε πειράματα μονοαξονικής θλίψης του εσωτερικού πυρήνα

Βάσει του πιο πάνω διαγράμματος, εξάγεται το συμπέρασμα ότι όσο αυξάνεται ο λόγος πάχους επικάλυψης ως προς την αρχική διάσταση της διατομής (ή μειώνεται ο λόγος  $D_o/D_j$ ), αυξάνεται και η θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος, μέχρι κάποια οριακή τιμή, όπου η περαιτέρω αύξηση του πάχους δεν επηρεάζει την περισφιγμένη αντοχή. Συνεπώς, είναι σημαντικό ότι δεν μπορεί να προστίθεται απεριόριστο πάχος επικάλυψης στο δοκίμιο και να θεωρείται ότι μπορεί να ενισχυθεί η αντοχή του σε ανάλογο βαθμό. Από ένα συγκεκριμένο σημείο, περίπου όταν η εξωτερική διάμετρος είναι διπλάσια της εσωτερικής, με την προσθήκη επιπρόσθετου πάχους επικάλυψης, η αντοχή του εσωτερικού πυρήνα δεν μεταβάλλεται αισθητά, με αποτέλεσμα μια επισκευαστική λύση με πάχος επικάλυψης μεγαλύτερο της ακτίνας του εσωτερικού πυρήνα να μην είναι βέλτιστη ως προς την οικονομία και την αναπτυσσόμενη αντοχή της.

Επιπλέον, για ίδιους λόγους περίσφιξης  $D_o/D_j$ , φαίνεται ότι οι τετραγωνικές διατομές έχουν μεγαλύτερη αποτελεσματικότητα, με μεγαλύτερη αύξηση της αντοχής, ενώ οι διαφορετικές διατομές φαίνεται να συγκλίνουν σε λόγους μικρότερους από 0.6. Η διαφορά μεταξύ τετράγωνων και κυκλικών διατομών φαίνεται να επιβεβαιώνεται και από πειράματα άλλων ερευνητών [26], οι οποίοι όμως δεν αναφέρονται σε αυτό το θέμα, αλλά αντίθετα το αγνοούν. Αυτή η διαφορά πιθανόν να σχετίζεται με την γεωμετρία και τον τρόπο αστοχίας των δοκιμίων. Στην περίπτωση των κυκλικών διατομών, η αστοχία συμβαίνει με τη δημιουργία ρωγμής συγκέντρωσης της παραμόρφωσης στον μανδύα περίσφιξης, στο σημείο με την χαμηλότερη εφελκυστική αντοχή. Αντίθετα, στην περίπτωση των τετράγωνων δοκιμίων, η αστοχία συμβαίνει στο μέσο των πλευρών, καθώς εκεί αναπτύσσονται οι μέγιστες τάσεις λόγω

παραμόρφωσης του εσωτερικού πυρήνα. Αυτά τα σημεία δεν είναι εξ' ορισμού οι πιο ασθενείς ζώνες, επομένως, αναπτύσσουν μεγαλύτερη περίσφιξη, και άρα μεγαλύτερη τελική αντοχή.



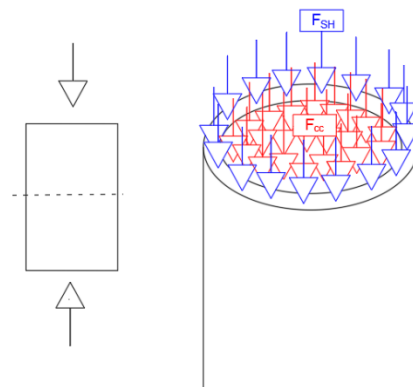
Εικόνα 4.48: Πειραματικά αποτελέσματα δοκιμών μονοαξονικής θλίψης εσωτερικού πυρήνα, και εξαγωγή σχέσης παρόμοιας με την εξίσωση 4.9

Με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα θλιπτικής αντοχής του ενισχυμένου δοκιμίου, εξάγονται συντελεστές περίσφιξης για κάθε σχήμα διατομής, για την εξίσωση 4.9 του μοντέλου του Richard (βλ.Εικόνα 4.48). Οι συντελεστές περίσφιξης ορίζονται ως 4.42 για τα κυκλικής διατομής δοκίμια και 6.64 για τα τετραγωνικά δοκίμια:

$$f_{cc} = f_c + 4.42 \cdot f_t \cdot \frac{C}{D_0} \text{ για κυλινδρικής διατομής δοκίμια} \quad (4.10)$$

$$f_{cc} = f_c + 6.64 \cdot f_t \cdot \frac{C}{B_0} \text{ για τετραγωνικής διατομής δοκίμια} \quad (4.11)$$

Για τα δοκίμια υπό μονοαξονική θλίψη όλης της διατομής, χρησιμοποιήθηκαν οι αντοχές του πυρήνα που λήφθηκαν από τα ανάλογα δοκίμια με φόρτιση μόνο εσωτερικά. Για παράδειγμα, για τα δοκίμια F<sub>20</sub> μέσης διαμέτρου 151.38 mm, για την αντοχή εσωτερικού πυρήνα χρησιμοποιήθηκε η μέση αντοχή από τα δοκίμια I<sub>23</sub>. Για τον υπολογισμό της συνολικής αντοχής του δοκιμίου σε πείραμα φόρτισης όλης της διατομής (Εικόνα 4.49), χρησιμοποιήθηκε η πιο κάτω σχέση (4.12) και τα αποτελέσματα της παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.27.



Εικόνα 4.49: Διάγραμμα φόρτισης δοκιμίων

$$f_{c,full} = \frac{A_{\text{πυρήνα}} \cdot f_{cc,I23} + A_{\text{περίσφιξης}} \cdot f_{SH}}{A_{\text{total}}} \quad (4.11)$$

Πίνακας 4.27: Συνολική αντοχή δοκιμίου φορτιζόμενου σε ολόκληρη τη διατομή του

Μίγμα	$f_{c,full}$ [MPa]	$f_c$ , πειραματικά [MPa]	Διάσταση/Εμβαδόν πυρήνα [mm]	Διάσταση εξωτερική [mm]
F <sub>20-1</sub>	37.32	18.17	151.96	187.58
F <sub>20-2</sub>	37.04	17.58	150.79	185.58
F <sub>20-3</sub>	35.76	18.46	151.40	183.79
RF <sub>15-1</sub>	57.32	46.75	$E_o=10112 \text{ mm}^2$	$E_{out}=24840.26 \text{ mm}^2$
RF <sub>15-2</sub>	55.24	44.89	$E_o=10928.27 \text{ mm}^2$	$E_{out}=24842.79 \text{ mm}^2$
RF <sub>15-3</sub>	55.27	45.55	$E_o=10915.93 \text{ mm}^2$	$E_{out}=24841.53 \text{ mm}^2$
RF <sub>20-1</sub>	43.69	22.59	$E_o=25309.06 \text{ mm}^2$	$E_{out}=43069.72 \text{ mm}^2$
RF <sub>20-2</sub>	44.50	25.24	$E_o=24664.61 \text{ mm}^2$	$E_{out}=42859.65 \text{ mm}^2$
RF <sub>20-3</sub>	45.16	22.42	$E_o=24489.31 \text{ mm}^2$	$E_{out}=43286.45 \text{ mm}^2$

Εξετάζοντας τα αποτελέσματα της αντοχής από πειράματα σε όλη τη διατομή του δοκιμίου, παρατηρείται μια μεγάλη απόκλιση μεταξύ των προβλεπόμενων και των πειραματικών τιμών αντοχής, με αποτέλεσμα να πρέπει να εξαχθεί μια νέα σχέση η οποία να συσχετίζει το πάχος επικάλυψης [c] και την τάση περίσφιξης [ $\sigma_{lat}$ ] με την αντοχή του δοκιμίου [ $f_{cc}$ ]. Με τη βοήθεια των πειραματικών αποτελεσμάτων, της ισορροπίας των δυνάμεων και των εξισώσεων 4.9 & 4.10, προέκυψε η εξίσωση που υπολογίζει την θλιπτική αντοχή ενισχυμένου μέλους με ινοπλισμένο μανδύα (SH).

$$N = A_{\text{πυρήνα}} \cdot f_{cc,I23} + A_{\text{περίσφιξης}} \cdot f_{SH} = A_o \cdot f_{cc,I23} + (A_{\text{περίσφιξης}} - A_o) \cdot f_{SH}$$

$$\rightarrow N = \frac{\pi}{4} \cdot D_o^2 \cdot f_{cc,I23} + \frac{\pi}{4} \cdot (D_{col}^2 - D_o^2) \cdot f_{SH} \quad (4.12.1)$$

$$\rightarrow N = E_o \cdot f_{cc,I23} + (E_{out} - E_o) \cdot f_{SH} \quad (4.12.2)$$

Αντικαθιστώντας τις πιο κάτω εξισώσεις 4.13 & 4.14 στην εξίσωση 4.12, συσχετίζεται η αντοχή του περισιγμένου μέλους με την εφελκυστική αντοχή  $f_t$  και την αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του ινοπλισμένου μίγματος  $f_{SH}$ , καθώς επίσης και με τον λόγο μεταξύ της εσωτερικής και της συνολικής διαμέτρου του.

$$N = f_{col,jac} \cdot A_{\text{περίσφιξης}} \quad (4.13)$$

$$f_{cc,I23,κυκλ} = f_c + 4.42 \cdot \left( \frac{D_{col} - D_o}{2 \cdot D_o} \right) \cdot f_t \quad (4.14.1)$$

$$f_{cc,I23,τετρ} = f_c + 6.64 \cdot \left( \frac{B_{col} - B_o}{2 \cdot B_o} \right) \cdot f_t \quad (4.14.2)$$

$$\rightarrow f_{col,jac,κυκλ} = \left( f_c + 4.42 \cdot \left( \frac{D_{col} - D_o}{2 \cdot D_o} \right) \cdot f_t \right) \cdot \left( \frac{D_o}{D_{col}} \right)^2 + f_{SH} \cdot \left( 1 - \left( \frac{D_o}{D_{col}} \right)^2 \right) \quad (4.15.1)$$

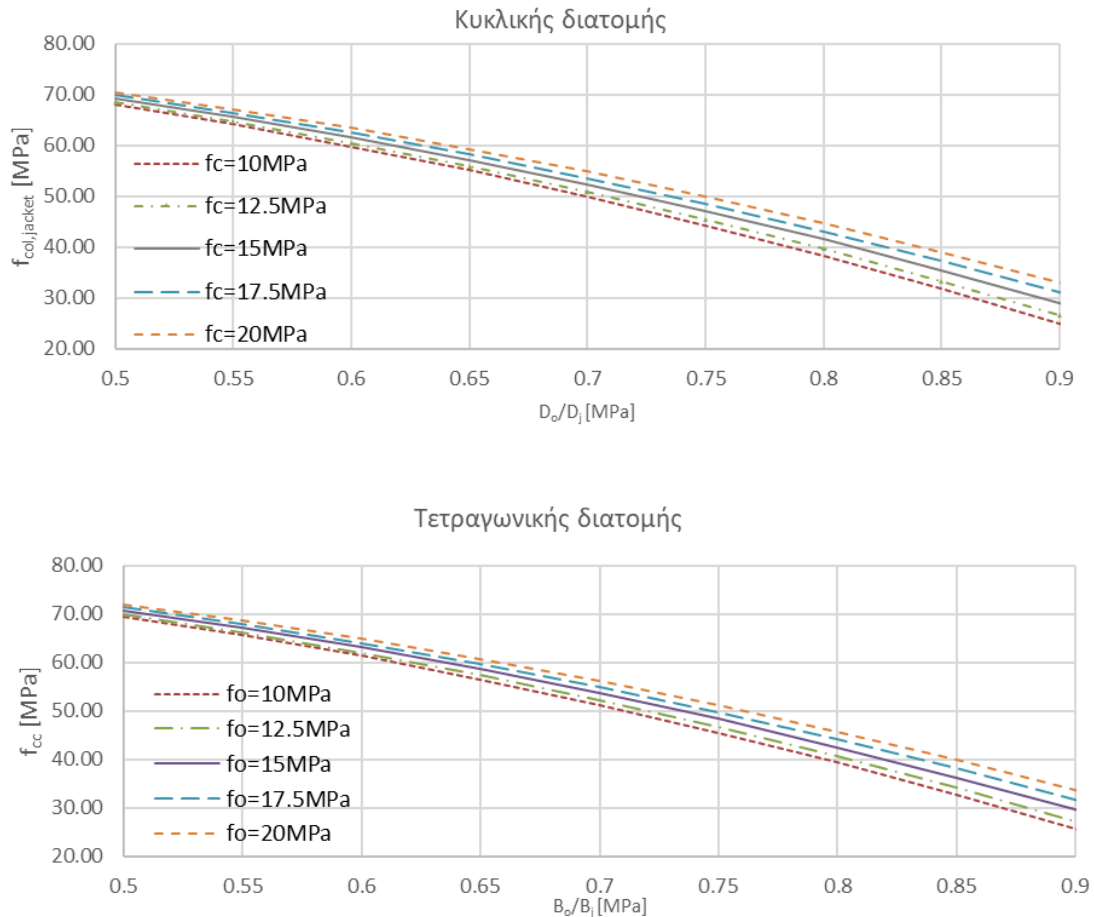
$$\rightarrow f_{col,jac,τετρ} = \left( f_c + 6.64 \cdot \left( \frac{B_{col} - B_o}{2 \cdot B_o} \right) \cdot f_t \right) \cdot \left( \frac{B_o}{B_{col}} \right)^2 + f_{SH} \cdot \left( 1 - \left( \frac{B_o}{B_{col}} \right)^2 \right) \quad (4.15.2)$$

Συνεχίζοντας τις εξισώσεις 4.15.1 & 4.15.2 και χωρίζοντας τους όρους ως προς τον λόγο εσωτερικής διάστασης του πυρήνα και συνολικής τελικής διάστασης του δοκιμίου, οι ίδιες εξισώσεις μπορούν να παρουσιαστούν όπως πιο κάτω:

$$f_{col,jac,κυκλ.} = (f_c - f_{SH} - 2.21 \cdot f_t) \cdot \left(\frac{D_o}{D_{col}}\right)^2 + 2.21 \cdot f_t \cdot \left(\frac{D_o}{D_{col}}\right) + f_{SH} \quad (4.16.1)$$

$$f_{col,jac,τετρ.} = (f_c - f_{SH} - 3.32 \cdot f_t) \cdot \left(\frac{B_o}{B_{col}}\right)^2 + 3.32 \cdot f_t \cdot \left(\frac{B_o}{B_{col}}\right) + f_{SH} \quad (4.16.2)$$

Χρησιμοποιώντας τις εξισώσεις 4.16.1 & 4.16.2, δημιουργούνται διαγράμματα που σχετίζουν την αρχική αντοχή του μέλους και το πάχος επικάλυψης δίνοντας ως αποτέλεσμα την θλιπτική αντοχή του μέλους με μανδύα ινοπλισμένου τσιμεντοειδούς. Αυτές οι τρεις παράμετροι απεικονίζονται στο διάγραμμα της Εικόνα 4.50 για διαφορετικές αρχικές αντοχές σκυροδέματος, διευκολύνοντας τον τρόπο υπολογισμού του πάχους επικάλυψης που χρειάζεται ένα μέλος για να αναπτύξει την ζητούμενη αντοχή.



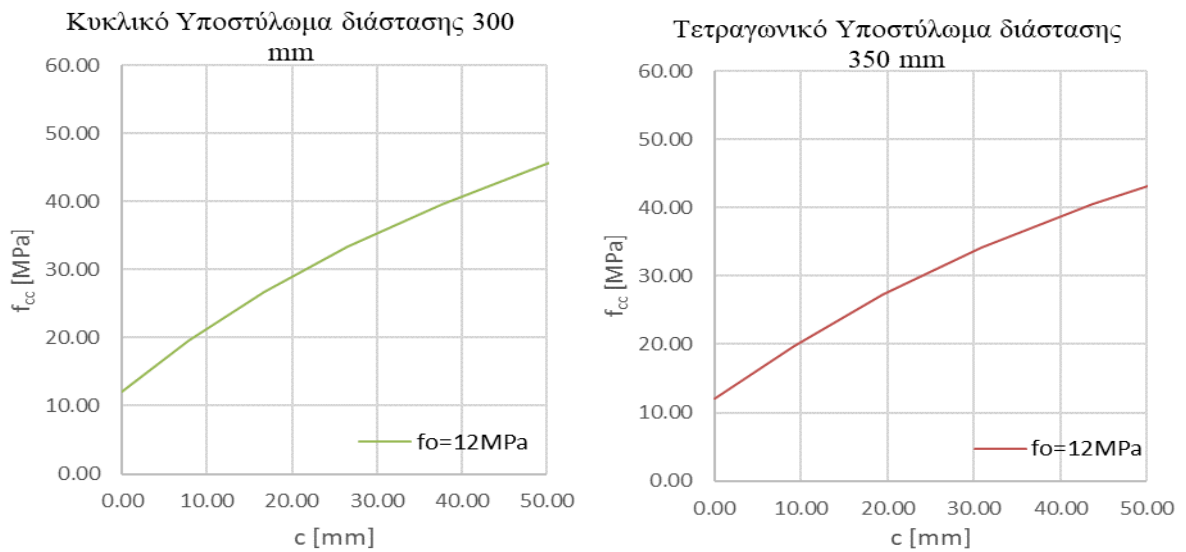
Εικόνα 4.50: Απλά διαγράμματα για τον υπολογισμό του πάχους επικάλυψης σε σχέση με την ζητούμενη θλιπτική αντοχή του ενισχυμένου μέλους και την αρχική αντοχή του σκυροδέματος

Απλοποιώντας περαιτέρω τα πιο πάνω γραφήματα, μπορεί άμεσα να υπολογίζεται η επικάλυψη που απαιτείται για την ζητούμενη αντοχή (12 MPa) των μελών του υπό μελέτη κτιρίου που θα ενισχυθεί στο επόμενο κεφάλαιο, με την χρήση των πιο κάτω διαγραμμάτων της Εικόνα 4.51, για αρχική διάμετρο

κυκλικού υποστυλώματος ίση με 300 mm και διάσταση τετραγωνικού υποστυλώματος ίση με 350 mm αντίστοιχα, τα οποία βασίζονται στις σχέσεις 4.17.1 & 4.17.2.

$$c_{\text{κυκλ}} = \frac{\left(1 - \left(\frac{D_o}{D_j}\right)\right) \cdot D_o}{2 \cdot \left(\frac{D_o}{D_j}\right)} \quad (4.17.1)$$

$$c_{\text{τετρ}} = \frac{\left(1 - \left(\frac{B_o}{B_j}\right)\right) \cdot B_o}{2 \cdot \left(\frac{B_o}{B_j}\right)} \quad (4.17.2)$$



Εικόνα 4.51: Απλοποιημένα παραδείγματα διαγραμμάτων για τον υπολογισμό της επικάλυψης που απαιτείται για την ζητούμενη τελική αντοχή του μέλους



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5. Αποτίμηση και ενίσχυση κτιρίου μελέτης

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης του φορέα πριν και μετά την επέμβαση με την ενίσχυση των υποστυλωμάτων που αστοχούσαν ψαθυρά λόγω ψηλού ανηγμένου αξονικού. Μέσω των αναλύσεων αυτών, θα παρουσιαστεί η επίδραση της ενίσχυσης στα δομικά μέλη του κτιρίου, και θα διερευνηθεί η νέα ικανότητά του. Η πρώτη και τρίτη ιδιομορφή παρουσιάζουν φαινόμενα στρέψης, ενώ η δεύτερη ιδιομορφή ενεργοποιεί την μάζα κατά την X-διεύθυνση, έτσι για να κρατηθεί μόνο μια παράμετρος εξέτασης της συμπεριφοράς του φορέα, επιλέχθηκε οι ανελαστικές αναλύσεις να πραγματοποιηθούν μόνο κατά την X-διεύθυνση.

Η αρχική ανάλυση για την αποτίμηση του φορέα όπως είχε αρχικά κατασκευαστεί χρησιμοποίησε πλαστικές αρθρώσεις P-M2-M3, στον φορέα με τις ρηγματωμένες δυσκαμψίες. Ο φορέας με τις αυτόματες ανελαστικές ιδιότητες στις πλαστικές αρθρώσεις των υποστυλωμάτων υποβλήθηκε σε οριζόντια σεισμικά φορτία με βάση την υπερωθητική μέθοδο (ανελαστική στατική). Σκοπός της ανάλυσης αυτής ήταν να εντοπιστούν οι ψαθυρές αστοχίες που θα προκύψουν στον αρχικό φορέα, λόγω αύξησης του αξονικού από την ροπή ανατροπής του σεισμού. Τα υψηλότερα αξονικά φορτία έδωσαν ψαθυρές αστοχίες και τερματισμό της ανάλυσης χωρίς ανελαστική παραμόρφωση του φορέα. Τα αξονικά από την πρώτη υπερωθητική ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν για να σχεδιαστούν οι απαιτούμενοι μανδύες που να απαλείφουν την ψαθυρή αστοχία της θλιβόμενης ζώνης των υποστυλωμάτων λόγω ψηλού ανηγμένου αξονικού. Με την χρήση των συντελεστών περίσφιξης όπως υπολογίστηκαν με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα, έγινε σχεδιασμός του ελάχιστου απαιτούμενου πάχους μανδύα και αυτό εφαρμόστηκε στο προσομοίωμα. Οι αλλαγές που έγιναν αφορούσαν μόνο αύξηση των διαστάσεων των υποστυλωμάτων με βάση τους μανδύες, και αύξηση της θλιπτικής αντοχής μόνο στα υποστυλώματα που χρειάζονται ενίσχυση. Η υπερωθητική ανάλυση έδειξε μεγάλη αύξηση της πλαστιμότητας του φορέα.

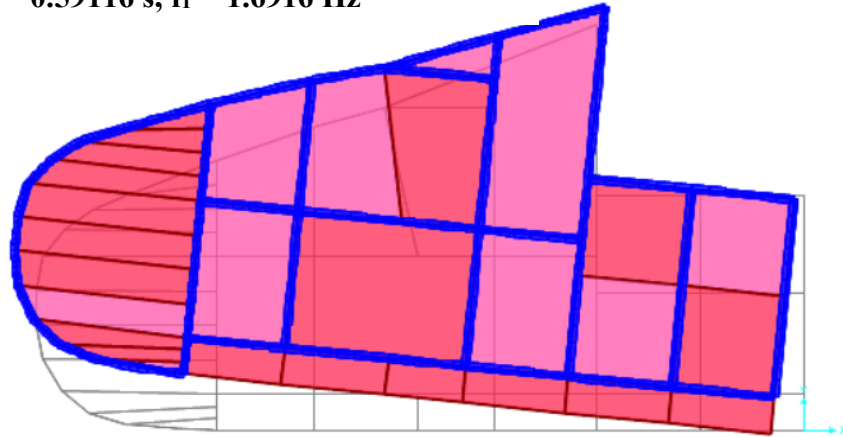
### 5.1. Ιδιομορφική ανάλυση κτιρίου

Πραγματοποιήθηκε καταρχάς ιδιομορφική ανάλυση με βάση το μοντέλο που βαθμονομήθηκε προηγουμένως. Η ανάλυση χρησιμοποίησε ως μάζα τα κατακόρυφα του σεισμικού συνδυασμού G+0.3Q. Ο Πίνακας 5.1 παρουσιάζει τις τρεις πρώτες ιδιομορφές του φορέα, με τις οποίες ενεργοποιείται πέραν του 90% της μάζας του σε κάθε διεύθυνση. Στην Εικόνα 5.1 φαίνονται τα αντίστοιχα σχήματα ταλάντωσης για τις ιδιομορφές του Πίνακα.

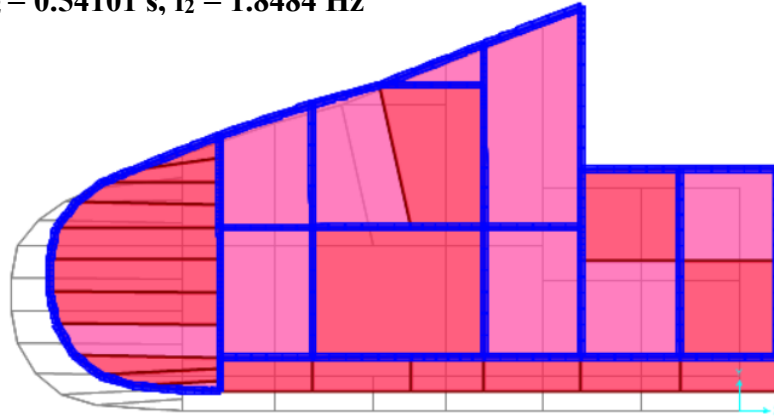
Πίνακας 5.1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	$u_x$	$u_y$	Sum( $u_x$ )	Sum( $u_y$ )
1	0.591157	0.1392	0.5506	0.1392	0.5506
2	0.541008	0.7725	0.1975	0.9116	0.7482
3	0.488679	0.0569	0.2190	0.9686	0.9671

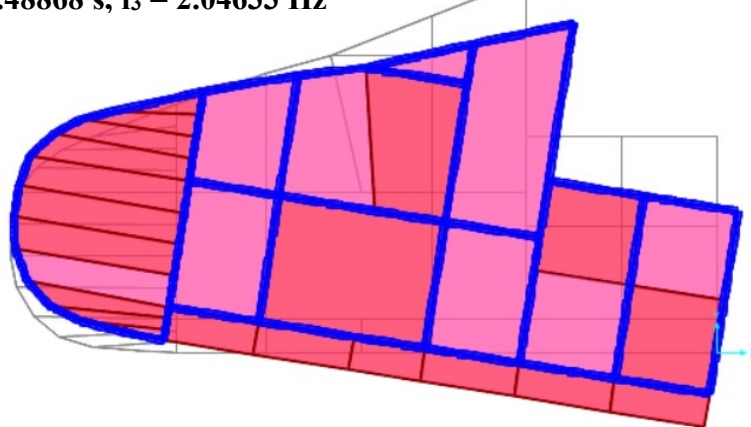
$T_1 = 0.59116 \text{ s}, f_1 = 1.6916 \text{ Hz}$



$T_2 = 0.54101 \text{ s}, f_2 = 1.8484 \text{ Hz}$



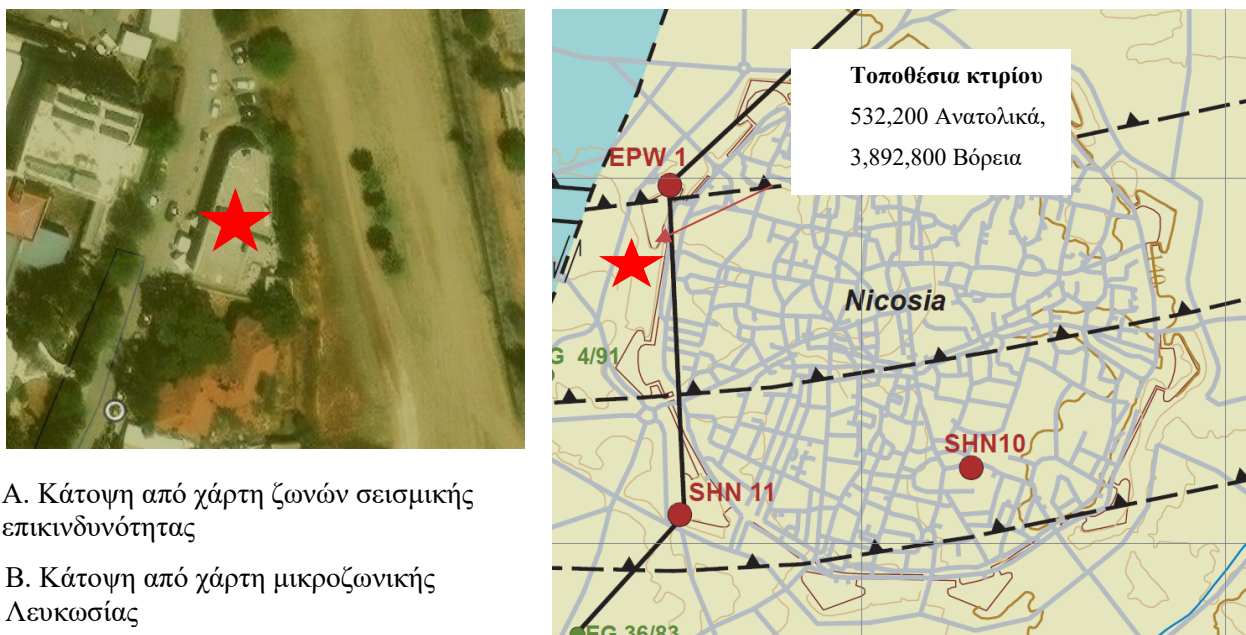
$T_3 = 0.48868 \text{ s}, f_3 = 2.04633 \text{ Hz}$



*Εικόνα 5.1: Σχήματα ταλάντωσης των κύριων ιδιομορφών*

## 5.2. Σεισμική απαίτηση

Η σεισμική απαίτηση καθορίζεται από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 για τη συγκεκριμένη περιοχή της Λευκωσίας. Ο τύπος εδάφους, σύμφωνα με την μικροζωνική Λευκωσίας, όπως φαίνεται στις πιο κάτω εικόνες (Εικόνα 5.2 A & B), είναι κατηγορίας C, και η λιθολογία μέχρι 30 m βάθος πυκνή και χονδρόκοκκη (Εικόνα 5.3).



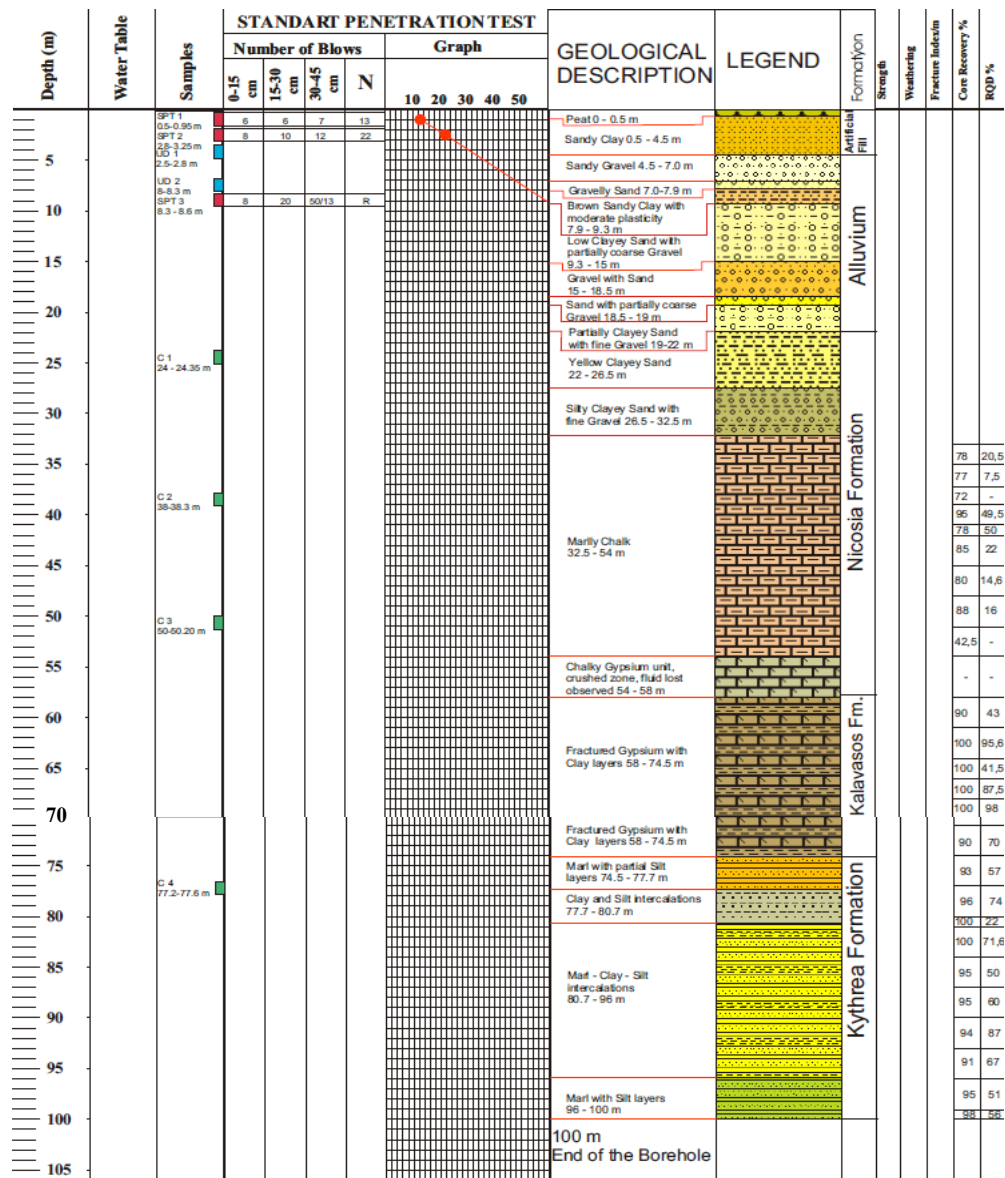
A. Κάτοψη από χάρτη ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας

B. Κάτοψη από χάρτη μικροζωνικής Λευκωσίας

Εικόνα 5.2: Κάτοψη εδάφους στην πόλη της Λευκωσίας με βάση τη μικροζωνική και τις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Το αστέρι στις κατόψεις των Εικόνα 5.2 A & B συμβολίζει τη θέση του υπό μελέτη κτιρίου στον χάρτη. Με βάση την Εικόνα 5.2 A, το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας 01, δηλαδή η περιοχή απειλείται από γεω-κινδύνους που πολύ πιθανόν να έχουν αρνητικές επιπτώσεις στο δομημένο περιβάλλον, με απαραίτητη τη γεωτεχνική μελέτη με την οποία θα εξακριβωθούν και αξιολογηθούν οι γεω-κινδύνοι της περιοχής και οι γεωτεχνικές συνθήκες θεμελίωσης του κτιρίου.

Οι έλεγχοι που έγιναν κατά τη μικροζωνική Λευκωσίας έχουν εξετάσει κοντινό σημείο στο κτίριο με ίδια χαρακτηριστικά εδάφους (EPW1), δίνοντας αποτελέσματα της περιοχής μέχρι βάθος 100 μέτρων και η ανάλυσή τους φαίνεται στην Εικόνα 5.2 B και στην Εικόνα 5.3. Στη γεώτρηση που έγινε, ο αριθμός των κρούσεων επιφανειακά ήταν 13 και 22 σε βάθος 0.75 m και 3 m αντίστοιχα, και όσο πιο βαθιά γίνονταν ο έλεγχος τόσο πιο μεγάλος ήταν ο αριθμός των κρούσεων. Επίσης, είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι το μεγαλύτερο μέρος του υπεδάφους αποτελείται από άμμο και χαλίκι, εξαιρουμένων των επιφανειακών στρώσεων. Η άμμος και το χαλίκι έχουν μεγαλύτερο μέγεθος κόκκων, συγκριτικά με άλλα υλικά, όπως για παράδειγμα την άργιλο. Συνεπώς, όπως έχει ήδη αναφερθεί προηγουμένως, το έδαφος της υπό μελέτη περιοχής μπορεί να θεωρηθεί σταθερό, πυκνό και χονδρόκοκκο.

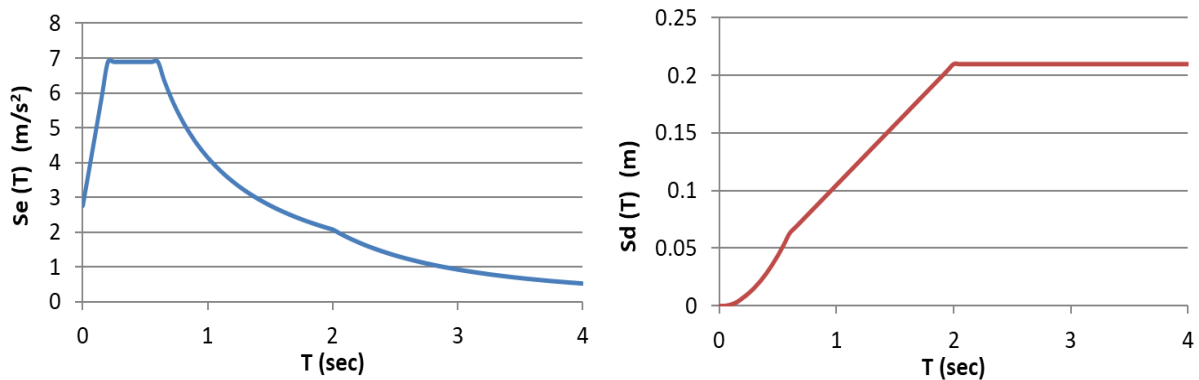


Εικόνα 5.3: Αποτελέσματα γεώτρησης στο σημείο EPW1

Άλλες παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για το φάσμα ήταν οι εξής:

- Ζώνη II, με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.2 g για 10% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια
- Έδαφος C, S=1.15, T<sub>B</sub>=0.2 sec, T<sub>C</sub>=0.6 sec, T<sub>D</sub>=2 sec
- Κατηγορία σπουδαιότητας III (συνάθροιση κοινού) α<sub>g</sub>=0.2·1.2=0.24·g

Τα ελαστικά φάσματα επιταχύνσεων και μετακινήσεων φαίνονται στην Εικόνα 5.4. Το κτίριο, με βάση την αρχική ιδιοπερίοδο του πριν την ρηγμάτωση, βρίσκεται στο πλατό σταθερών επιταχύνσεων του φάσματος.



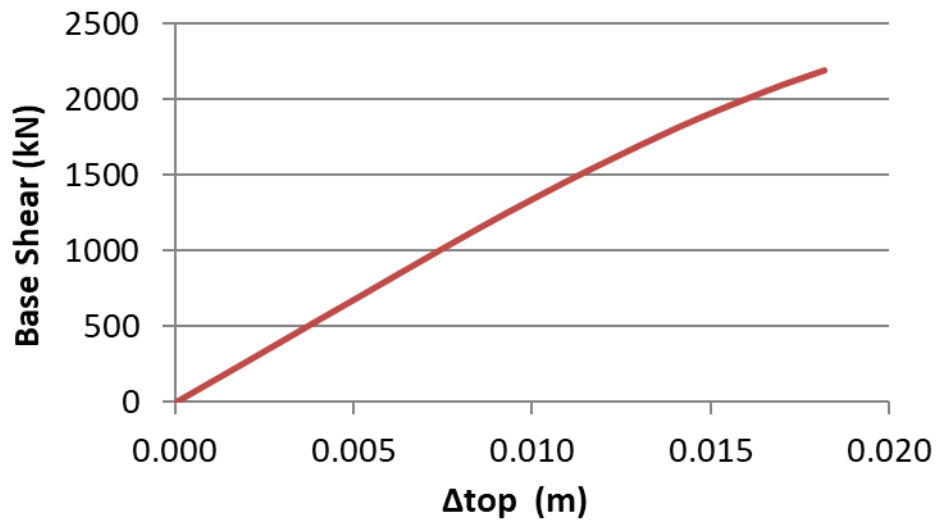
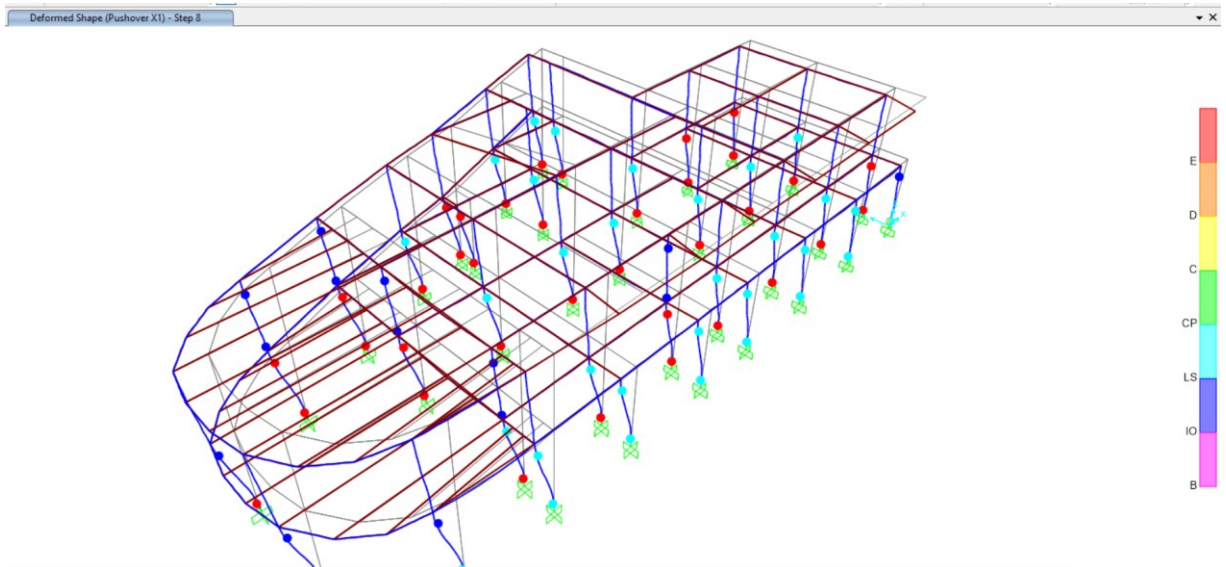
Εικόνα 5.4: Φάσματα σχεδιασμού με βάση τον Ευρωκώδικα 8

Ως στόχος επιτελεσματικότητας επιλέχθηκε η ελάχιστη όπως την ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για κτίρια σπουδαιότητας ΙΙΙ, ο οποίος είναι Β1, δηλαδή Σημαντικές Βλάβες, για τον σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.

#### 5.2.1. Ανελαστική στατική ανάλυση

Αρχικά, πραγματοποιήθηκε ανελαστική στατική ανάλυση με το προσομοίωμα του φορέα να περιλαμβάνει τις ψαθυρές αστοχίες των υποστυλωμάτων με μεγάλο αξονικό φορτίο. Οι δυνάμεις τοποθετήθηκαν μόνο κατά την διεύθυνση X του φορέα που είχε λιγότερο έντονα φαινόμενα στρέψης. Οι δυνάμεις κατανεμήθηκαν στους ορόφους με βάση τις μετακινήσεις των κέντρων μάζας των ορόφων στην 2<sup>η</sup> ιδιομορφή ταλάντωσης και είχαν αναλογίες 1 και 0.683 στην πλάκα οροφής και στην πλάκα του ισογείου αντίστοιχα. Αγνοήθηκαν τυχόν αστοχίες στις δοκούς, για να είναι επικεντρωμένη η σύγκριση των αποτελεσμάτων πριν και μετά την ενίσχυση των υποστυλωμάτων. Οι πλαστικές αρθρώσεις ορίστηκαν με βάση την αυτόματη λειτουργία του προγράμματος που υπολογίζει την περιβάλλουσα αστοχίας P-M2-M3, με βάση τα δεδομένα των υλικών, των διατομών και της όπλισης. Αγνοήθηκαν επίσης τυχόν διατμητικές αστοχίες στα υποστυλώματα.

Τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης παρουσιάζονται στην Εικόνα 5.5, όπου φαίνονται οι αστοχίες στα υποστυλώματα του φορέα ως είχαν στον χρόνο κατασκευής τους, όπως επίσης και η καμπύλη αντίστασης. Η καμπύλη αντίστασης παρουσιάζει ψαθυρή συμπεριφορά του φορέα, λόγω της ανάπτυξης αστοχιών κυρίως στα υποστυλώματα του ισογείου με το ψηλό αξονικό φορτίο. Η τέμνουσα βάσης στο σημείο της αστοχίας φτάνει τα 2191 kN, σε μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με 18 mm. Στο τελευταίο βήμα τερματισμού της ανάλυσης, η πλειοψηφία των υποστυλωμάτων του ισογείου έχει φτάσει στο στάδιο Σημαντικών Βλαβών ή και Οιονεί Κατάρρευσης, ενώ η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στην κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων του ισογείου οδηγεί σε δημιουργία μηχανισμού ορόφου, και αστοχία του φορέα.

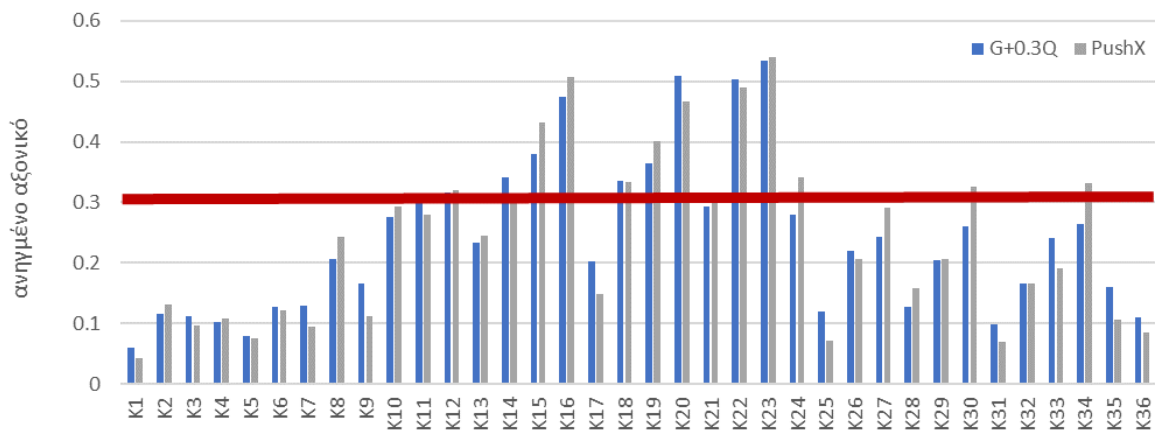


Εικόνα 5.5: Υπερωθητική ανάλυση κατά X και δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων φορέα (πάνω) και Καμπύλη αντίστασης (κάτω)

### 5.2.2. Ανηγμένο αξονικό κατακόρυφων μελών

Η καμπτική αντοχή ενός κατακόρυφου μέλους επιπονούμενου με καμπτική ροπή και αξονική δύναμη μπορεί να πάρει διαφορετικές τιμές αναλόγως της αξονικής. Όσο το ανηγμένο αξονικό βρίσκεται σε μεγέθη μικρότερα του  $0.4N_{max}$ , η αύξηση του αξονικού φορτίου αυξάνει και την καμπτική αντοχή, με τη μέγιστη να εμφανίζεται για αξονικό της τάξης του  $0.4N_{max}$ . Όταν η τιμή αυτή ξεπεραστεί, τότε, όσο η αξονική δύναμη αυξάνεται, τόσο η καμπτική αντοχή και η ικανότητα παραμόρφωσης μειώνονται, με αποτέλεσμα την ψαθυρή αστοχία του μέλους. Στην Εικόνα 5.6 παρουσιάζονται τα ανηγμένα αξονικά των υποστυλωμάτων για τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού και για την ανελαστική στατική ανάλυση κατά X.

$$v = \frac{N}{A_c \cdot f_{cd}} \leq 0.30 \quad (5.1)$$



Εικόνα 5.6: Ανηγμένα αξονικά υποστυλωμάτων με  $G+0.3Q$  και  $PushoverX$

Ένας σημαντικός αριθμός των υποστυλωμάτων του ισογείου ξεπερνούν το όριο του 0.4 ανηγμένου αξονικού για την ισόρροπη αστοχία, στην περίπτωση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Το όριο του 0.3 ανηγμένου αξονικού λαμβάνεται ως το κριτήριο ενίσχυσης για την επιλογή του μανδύα (βλ. Πίνακας 5.2)

Πίνακας 5.2: Έλεγχος ανηγμένου αξονικού  $[v]$  σε ισόγειο και όροφο

Φόρτιση:	$G+0.3Q \pm PushoverX$	Έλεγχος Ισογείου	
Κολώνα	N [kN]	Ανηγμένο αξονικό $v = \frac{N}{A_c \cdot f_{cd}}$	Έλεγχος ως προς αξονικό φορτίο
K <sub>1</sub>	36.86	0.043	<0.3
K <sub>2</sub>	112.19	0.132	<0.3
K <sub>3</sub>	81.41	0.096	<0.3
K <sub>4</sub>	91.72	0.108	<0.3
K <sub>5</sub>	63.96	0.075	<0.3
K <sub>6</sub>	103.86	0.122	<0.3
K <sub>7</sub>	80.48	0.095	<0.3
K <sub>8</sub>	206.43	0.243	<0.3
K <sub>9</sub>	164.8	0.112	<0.3
K <sub>10</sub>	431.99	0.294	<0.3
K <sub>11</sub>	411.01	0.280	<0.3
K <sub>12</sub>	470.64	0.320	>0.30
K <sub>13</sub>	359.8	0.245	<0.3
K <sub>14</sub>	462.82	0.315	>0.30
K <sub>15</sub>	635.99	0.433	>0.30
K <sub>16</sub>	429.25	0.506	>0.30
K <sub>17</sub>	219.88	0.150	<0.3
K <sub>18</sub>	489.94	0.333	>0.30
K <sub>19</sub>	589.04	0.401	>0.30
K <sub>20</sub>	685.5	0.466	>0.30
K <sub>21</sub>	458.12	0.312	>0.30



K <sub>22</sub>	719.63	0.490	>0.30
K <sub>23</sub>	794.17	0.540	>0.30
K <sub>24</sub>	502.5	0.342	>0.30
K <sub>25</sub>	105.3	0.072	<0.3
K <sub>26</sub>	304.21	0.207	<0.3
K <sub>27</sub>	428.79	0.292	<0.3
K <sub>28</sub>	233.66	0.159	<0.3
K <sub>29</sub>	304.8	0.207	<0.3
K <sub>30</sub>	478.27	0.325	>0.30
K <sub>31</sub>	102.18	0.070	<0.3
K <sub>32</sub>	243.94	0.166	<0.3
K <sub>33</sub>	281.64	0.192	<0.3
K <sub>34</sub>	488.84	0.333	>0.30
K <sub>35</sub>	155.99	0.106	<0.3
K <sub>36</sub>	124.75	0.085	<0.3

### 5.3.Ενίσχυση μελών

Το υψηλής αντοχής τσιμεντοειδές ινοπλισμένο μίγμα με ικανότητα κράτυνσης σε εφελκυσμό, το οποίο αναπτύχθηκε και εξετάστηκε, χρησιμοποιήθηκε για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων με τη μορφή λεπτού μανδύα. Στόχος της συγκεκριμένης ενίσχυσης ήταν η μείωση του ανηγμένου αξονικού σε επίπεδα μικρότερα του 0.30, το οποίο αν επιτευχθεί αποκλείει τον κίνδυνο η αστοχία του σκυροδέματος της θλιβόμενης ζώνης να προηγηθεί της διαρροής του εφελκυσμένου οπλισμού. Η ενίσχυση που προτείνεται αναμένεται να επηρεάσει και την αντοχή σε κάμψη και τέμνουσα των υποστυλωμάτων. Δυστυχώς, δεν υπάρχουν πειραματικά αποτελέσματα για τον υπολογισμό αυτών των μεγεθών.

Για τη μείωση του ανηγμένου αξονικού, αυξάνονται οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων με μανδύες ενισχυτικού υλικού, οι οποίοι θα αυξήσουν τόσο το εμβαδόν εφαρμογής των αξονικών δυνάμεων, όσο και την θλιπτική αντοχή του συνολικού υποστυλώματος. Με την χρήση των Εξισώσεων 4.16.1 & 4.16.2, και υπολογίζοντας τη νέα αντοχή του μέλους και το νέο ανηγμένο αξονικό, οι τελικές διαστάσεις του παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.3.

$$f_{col,jac,κυκλ} \cdot A_j = \left[ (f_c - f_{SH} - 2.21 \cdot f_t) \cdot \left( \frac{D_o}{D_{col}} \right)^2 + 2.21 \cdot f_t \cdot \left( \frac{D_o}{D_{col}} \right) + f_{SH} \right] \cdot A_j < \frac{N}{0.3} \quad (4.16.1)$$

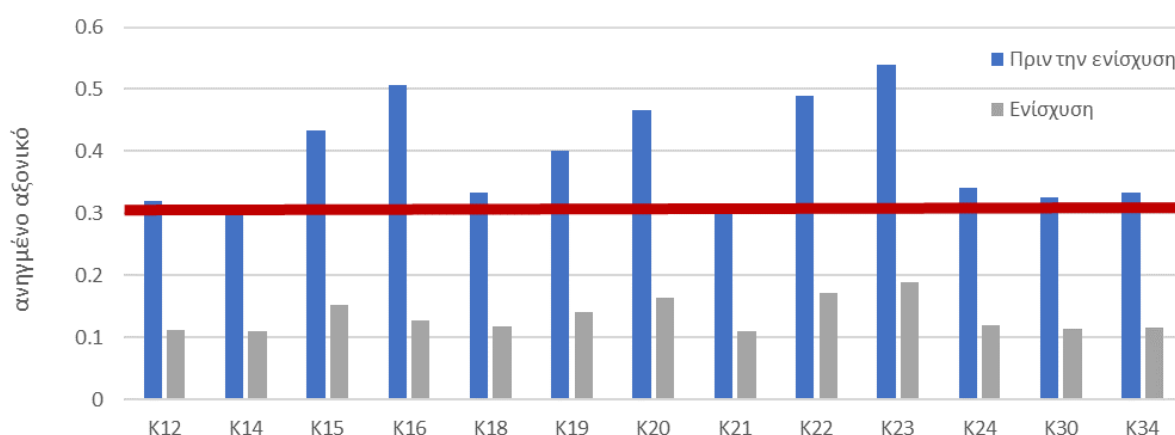
$$f_{col,jac,τετρ} \cdot A_j = \left[ (f_c - f_{SH} - 3.32 \cdot f_t) \cdot \left( \frac{B_o}{B_{col}} \right)^2 + 3.32 \cdot f_t \cdot \left( \frac{B_o}{B_{col}} \right) + f_{SH} \right] \cdot A_j < \frac{N}{0.3} \quad (4.16.2)$$

Η συγκεκριμένη ενίσχυση στα υποστυλώματα αναμένεται να οδηγήσει σε αύξηση της θλιπτικής αντοχής, επιπλέον της αύξησης του εμβαδού της διατομής, με αποτέλεσμα να μειωθεί το ανηγμένο αξονικό σε επίπεδα μικρότερα του 0.3. Αυτό αποτελεί το επιθυμητό αποτέλεσμα, έτσι ώστε να αποφευχθεί τυχόν ψαθυρή αστοχία της διατομής στη θλιβόμενη ζώνη. Τα νέα ανηγμένα αξονικά συγκρίνονται με τις αρχικές τιμές στην Εικόνα 5.7.



Πίνακας 5.3: Σχεδιασμός ενισχύσεων για μείωση του ανηγμένου αξονικού

Υποστυλώματα	H/B	$N_{g+0.3q+pushoverX}$ [kN]	$V_{G+0.3Q+PushX}$	$B_o-D_o$	$B_c-D_c$	$f_{col,jack}$	Repair
K <sub>12</sub>	0.35	470.64	0.320	350	390	27.57	0.112
K <sub>14</sub>	0.35	462.82	0.315	350	390	27.57	0.110
K <sub>15</sub>	0.35	635.99	0.433	350	390	27.57	0.152
K <sub>16</sub>	0.30	429.25	0.506	300	340	29.05	0.128
K <sub>18</sub>	0.35	489.94	0.333	350	390	27.57	0.117
K <sub>19</sub>	0.35	589.04	0.401	350	390	27.57	0.140
K <sub>20</sub>	0.35	685.5	0.466	350	390	33.63	0.163
K <sub>21</sub>	0.35	458.12	0.312	350	390	27.57	0.109
K <sub>22</sub>	0.35	719.63	0.490	350	390	33.63	0.172
K <sub>23</sub>	0.35	794.17	0.540	350	390	33.63	0.189
K <sub>24</sub>	0.35	502.5	0.342	350	390	27.57	0.120
K <sub>30</sub>	0.35	478.27	0.325	350	390	27.57	0.114
K <sub>34</sub>	0.35	488.84	0.333	350	390	27.57	0.117



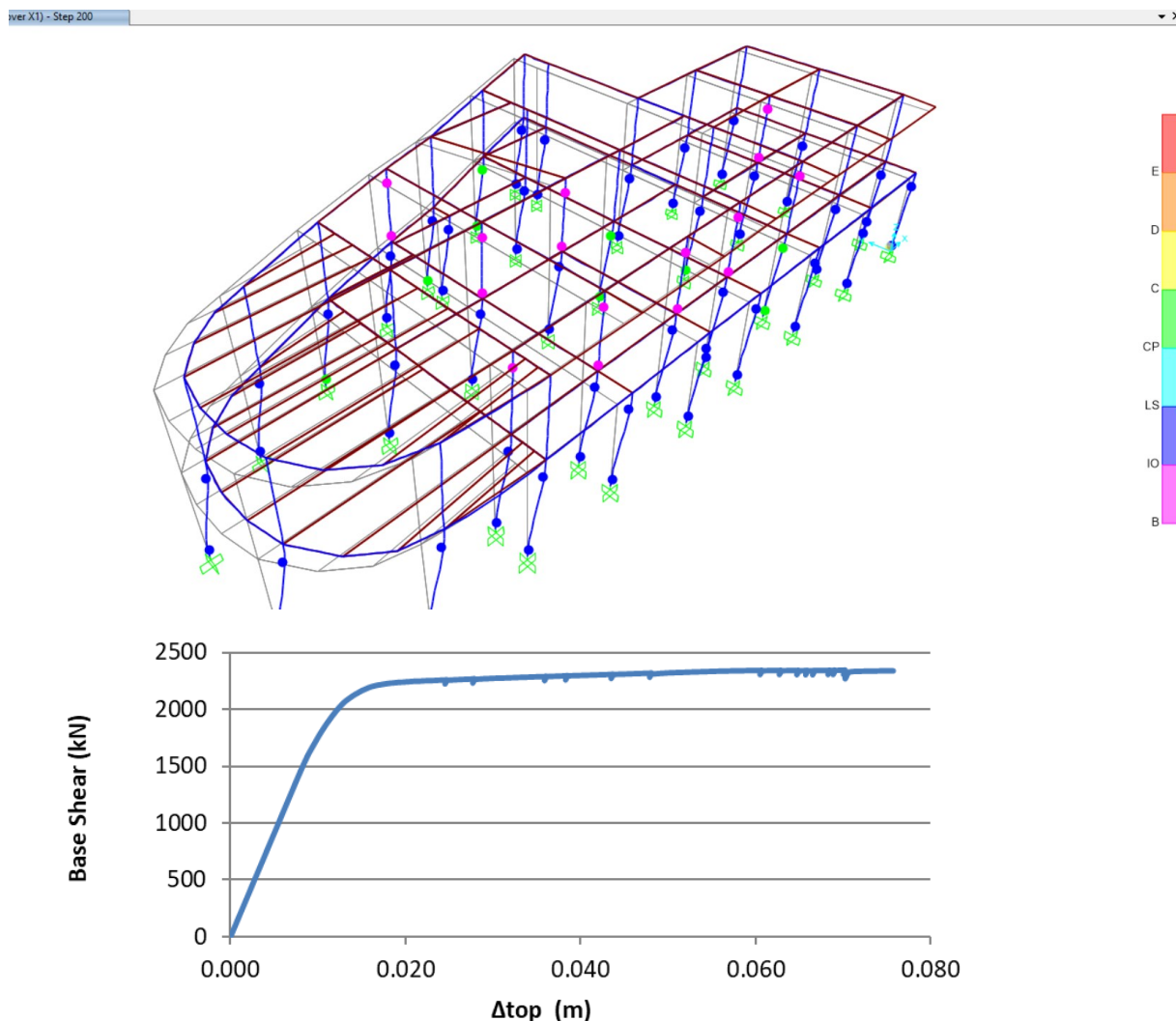
Εικόνα 5.7: Μείωση ανηγμένου αξονικού για αποφυγή ψαθυρής αστοχίας υποστυλωμάτων

#### 5.4. Ανελαστική στατική ανάλυση επισκευασμένου φορέα

Η ανελαστική στατική ανάλυση χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση του φορέα και μετά την επέμβαση, με σκοπό τη σύγκριση των αποτελεσμάτων της ενίσχυσης. Στη διαδικασία αυτή, εφαρμόστηκε αυξανόμενη σεισμική δύναμη στο προσομοίωμα με τις ίδιες αναλογίες στους ορόφους όπως και πριν. Οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν στο μοντέλο για να ενσωματώσουν τις αλλαγές λόγω της ενίσχυσης, ήταν η νέα διατομή των υποστυλωμάτων με τους μανδύες, όπως επίσης και η απόδοση σε αυτών αντοχής σκυροδέματος ίσης με 25 MPa. Οι πλαστικές αρθρώσεις, έγιναν αυτόματα όπως και πριν με την χρήση διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης P-M2-M3, με την χρήση των νέων διατομών και της αντοχής σκυροδέματος. Οποιοσδήποτε αστοχίες διατμητικού τύπου αγνοήθηκαν όπως και πριν, ενώ οι δοκοί θεωρήθηκαν ελαστικές. Με αυτό τον τρόπο έγινε κατανοητή καλύτερα η επίδραση της ενίσχυσης στα υποστυλώματα, στην καμπύλη αντίστασης του φορέα.

#### 5.4.1. Καμπύλη αντίστασης

Μετά την ενίσχυση του φορέα, εξήχθη η νέα καμπύλη αντίστασής του (Εικόνα 5.8). Είναι προφανές ότι η νέα καμπύλη αντίστασης δείχνει την πλαστική συμπεριφορά του κτιρίου κατά την επιβολή αυξανόμενου φορτίου. Επίσης, φαίνεται η αυξημένη ικανότητα του φορέα σε οριζόντια φορτία, αφού αρχικά αστοχούσε σε τέμνουσα βάσης 1797 kN, ενώ μετά τις επεμβάσεις στα υποστυλώματά του διαρρέει σε τέμνουσα βάσης ίση με 2338 kN, που υποδεικνύει αύξηση της τάξης του 30%.



Εικόνα 5.8: Βλάβες ενισχυμένου φορέα (πάνω) και Καμπύλη αντίστασης ενισχυμένου φορέα (κάτω)

#### 5.4.2. Σεισμική απαίτηση ενισχυμένου κτιρίου

Στο υποκεφάλαιο αυτό, παρουσιάζεται η μέθοδος του Ευρωκώδικα 8 με την οποία υπολογίζεται η σεισμική απαίτηση, σε σχέση με τα χαρακτηριστικά του φορέα. Η ανάλυση χρησιμοποιείται για να αναδείξει ότι η ενίσχυση που σχεδιάστηκε στο μοντέλο μπορεί να αυξήσει την αντοχή και πλαστικότητα του φορέα για να καλύπτει την απαίτηση του σεισμού σε μετακίνηση. Με την εφαρμογή των εξισώσεων

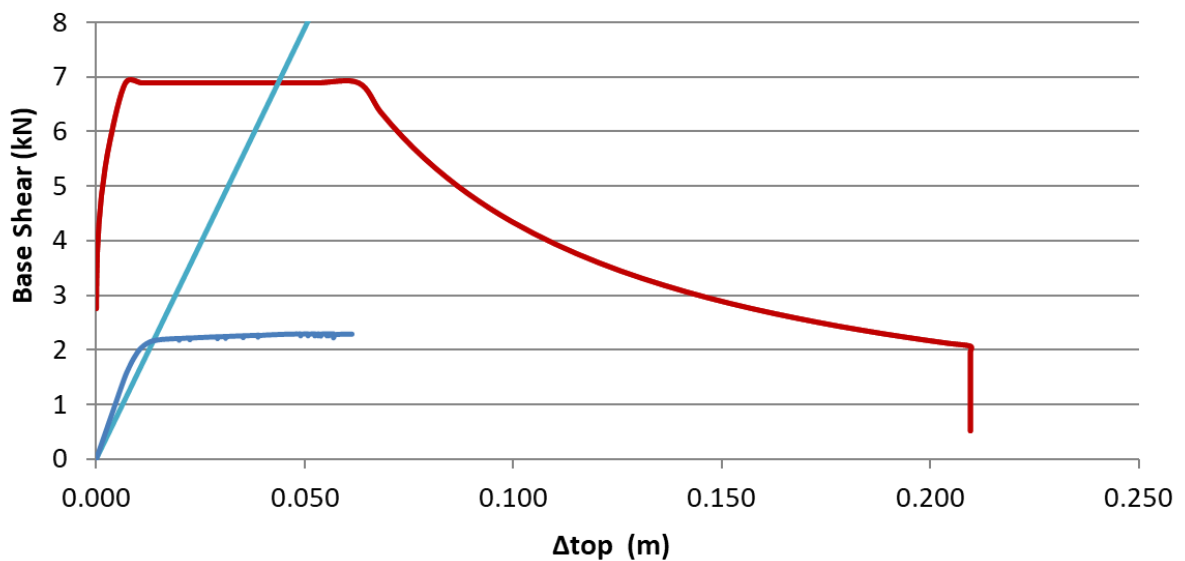
5.2 έως 5.5 του Ευρωκώδικα 8, κατασκευάστηκε το φάσμα Επιταχύνσεων-Μετακινήσεων (Εικόνα 5.9- κόκκινο χρώμα), το οποίο αντιπαραβάλλεται με την καμπύλη αντίστασης του κτιρίου (μπλε χρώμα) και τα ελαστικά χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή (πράσινο χρώμα).

$$S_{e-i}^* = \frac{V_{shear-i}}{m^* \cdot \Gamma} \text{ για κάθε } V_{shear-i} \quad (5.2)$$

$$\Delta_i^* = \frac{\Delta_i}{\Gamma} \quad (5.3)$$

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i \quad (5.4)$$

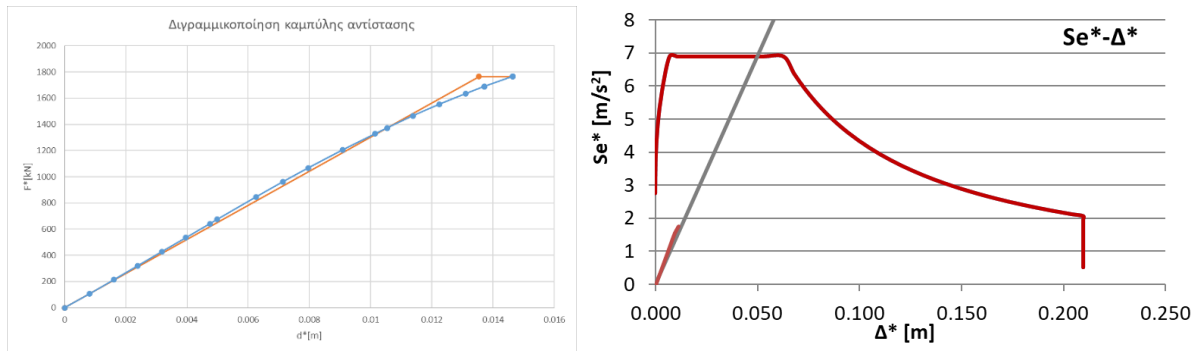
$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} \quad (5.5)$$



Εικόνα 5.9: Μέθοδος υπολογισμού απαίτησης μετακίνησης με χρήση της καμπύλης αντίστασης του ενισχυμένου κτιρίου

Το σημείο τομής της ευθείας που αντιπροσωπεύει τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή χρησιμοποιείται για να υπολογιστεί η απαίτηση σε μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου, για τον σεισμό ελέγχου. Η απαίτηση αυτή ανάγεται σε όρους μετακίνησης (πολλαπλασιάζοντάς την με τον συντελεστή  $\Gamma$ ), ενώ ακόμα μια προσαύξηση γίνεται καθώς η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου είναι μικρότερη από την  $T_c$ . Η μετακίνηση στόχος είναι ίση με 0.0499 m. Σημαντικό είναι να αναφερθεί ότι για την απαιτούμενη μετακίνηση του σεισμού ελέγχου παρατηρείται ότι το κτίριο βρίσκεται στον πλαστικό κλάδο της συμπεριφοράς του. Για σκοπούς σύγκρισης εφαρμόστηκε η ίδια μέθοδος και στον αρχικό φορέα, δηλαδή προτού εφαρμοστούν οι ενισχύσεις, με την απαίτηση σε μετακίνηση του σεισμού να είναι ίση με 0.062 m. Βάσει της καμπύλης αντίστασης του αρχικού κτιρίου (Εικ. 5.10), στην περίπτωση επιβολής της απαίτησης σε μετακίνηση

του σεισμού (0.062 m), το κτίριο δεν μπορεί να φτάσει σε αυτή την μετακίνηση, καθώς καταρρέει σε πολύ μικρότερη μετακίνηση.



Εικόνα 5.10: Μέθοδος υπολογισμού απαιτήσης μετακίνησης με χρήση της καμπύλης αντίστασης του αρχικού κτιρίου

Συμπερασματικά, είναι εμφανές ότι η ενίσχυση που σχεδιάστηκε να εφαρμοστεί στο κτίριο είναι αποτελεσματική, δίνοντας αρκετή δυσκαμψία και πλαστιμότητα στην κατασκευή, έτσι ώστε στην περίπτωση μιας σεισμικής διέγερσης με 10% πιθανότητα εμφάνισης στα 50 χρόνια, το ενισχυμένο κτίριο να έχει μια μετακίνηση κορυφής ίση με 0.049 m, στην απαιτούμενη μετακίνηση για το Στάδιο Σημαντικών Βλαβών, με βάση τον Στόχο Επιτελεσματικότητας που τέθηκε. Η ενίσχυση είναι αποτελεσματική για να επιτύχει τον στόχο της επισκευής.

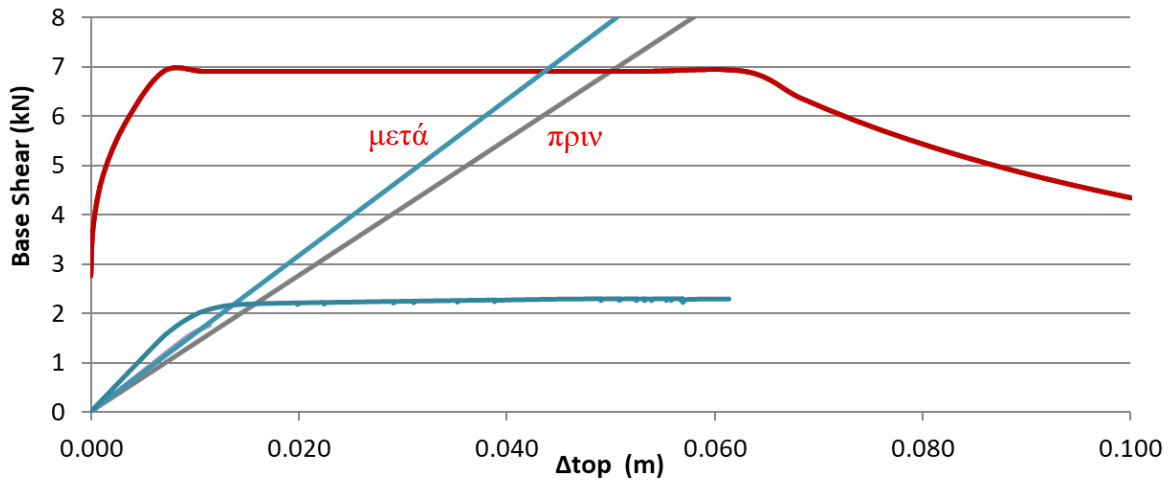
## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6. Συμπεράσματα

### 6.1.Συμπεράσματα

Η παρούσα έρευνα εστίασε στην αξιολόγηση της χρήσης ινοπλισμένων τσιμεντοειδών με ικανότητα κράτυνσης σε εφελκυσμό για την επισκευή μελών ιστορικών κατασκευών σκυροδέματος. Αρχικά, επιλέχθηκαν τέσσερα μίγματα με ινες πολυαιθυλένης από τη βιβλιογραφία και αναπαράχθηκαν στο εργαστήριο του Πανεπιστημίου Κύπρου για σύγκριση των μηχανικών τους ιδιοτήτων. Το μείγμα με την βέλτιστη συμπεριφορά ( $E_3$ ), εκτός από την υψηλή του εργασιμότητα, παρουσίασε πολύ υψηλές μηχανικές ιδιότητες σε πειράματα κάμψης, θλίψης και εφελκυσμού (εφελκυστική αντοχή  $f_t=4.68$  MPa, θλιπτική αντοχή  $f_c=86.87$  MPa, καμπτική αντοχή  $f_b=25$  MPa και τροπή  $\epsilon_{t,u}=1.57\%$ ). Το υλικό αυτό εφαρμόστηκε ως λεπτός μανδύας γύρω από κυκλικής και τετραγωνικής διατομής δοκίμια σκυροδέματος χαμηλής αντοχής. Στα πειράματα που διεξήχθησαν παρατηρήθηκε ότι με μικρές στρώσεις επικάλυψης παρουσιάζεται αύξηση των μηχανικών ιδιοτήτων ενός μέλους σκυροδέματος χαμηλής αντοχής, ενώ ταυτόχρονα η εφαρμογή της πιο πάνω μορφή ενίσχυσης δεν επηρεάζει τις αρχιτεκτονικές αξίες του κτιρίου. Για παράδειγμα, με την χρήση του μίγματος  $E_3$  συμπεραίνεται ότι με ελάχιστη επικάλυψη 25 mm, η θλιπτική αντοχή ενός στοιχείου μπορεί να γίνει διπλάσια από την αρχική. Αυτά τα πειραματικά αποτελέσματα επιβεβαιώνουν τη δυνατότητα χρήσης του συγκεκριμένου υλικού στην περίπτωση επισκευών ιστορικών μελών σκυροδέματος, όπου η διατήρηση της αρχιτεκτονικής μορφής του κτιρίου είναι υποχρεωτική.

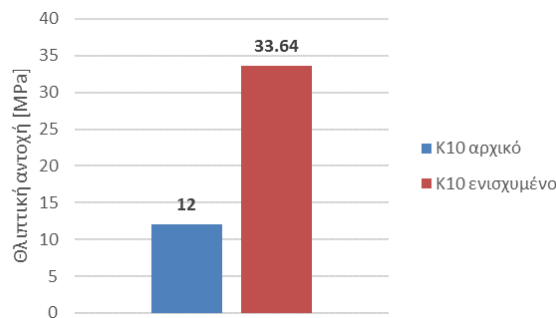
Για την ποσοτικοποίηση της θετικής επίδρασης της περίσφιξης μελών χαμηλής αντοχής, εξάχθηκαν μαθηματικές εξισώσεις, οι οποίες βασισμένες σε προηγούμενα μοντέλα υπολογισμού της περισφινγμένης αντοχής  $f_{cc}$  των μελών μπορούν με πρακτικό τρόπο να υπολογίσουν την αύξηση της θλιπτικής αντοχής του περισφινγμένου σκυροδέματος με λεπτούς ινοπλισμένους μανδύες. Οι σχέσεις αυτές βασίζονται κυρίως στο πάχος επικάλυψης που θα εφαρμοστεί στο μέλος σε σχέση με τις αρχικές διαστάσεις της διατομής, και στην εφελκυστική και θλιπτική αντοχή του επισκευαστικού υλικού.

Η μελέτη της επίδρασης της προτεινόμενης ενίσχυσης σε μια μελέτης περίπτωσης, ενός υφιστάμενου ιστορικού κτιρίου, έγινε με την χρήση ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Αρχικά, προσομοιώθηκε η αρχική κατάσταση του κτιρίου, ώστε να εξακριβωθεί η ανάγκη επισκευής του, με την εύρεση των ψαθυρών αστοχιών, και κυρίως το κριτήριο του ψηλού ανηγμένου αξονικού. Με τη χρήση των μοντέλων υπολογισμού της θλιπτικής αντοχής που παρήχθησαν, υπολογίστηκε η επικάλυψη που χρειάζεται έτσι ώστε να αποφευχθεί η ψαθυρή αστοχία των μελών, και με την προσομοίωση των ενισχύσεων στο λογισμικό ανάλυσης, προσδιορίστηκε η συμπεριφορά του κτιρίου σε καταπόνηση συνδυασμών φόρτισης λόγω ιδίου βάρους και σεισμικών φορτίων, μέσω ανελαστικής υπερωθητικής ανάλυσης. Στις καμπύλες αντίστασης της Εικόνας 6.1 παρουσιάζεται η επίδραση των ενισχύσεων στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.



Εικόνα 6.1: Καμπύλες αντίστασης αρχικού και ενισχυμένου κτιρίου

Συνοψίζοντας, από το πιο πάνω διάγραμμα παρατηρείται ότι η ενίσχυση μελών χαμηλής αντοχής σκυροδέματος με το ινοπλισμένο τσιμεντοειδές μίγμα E<sub>3</sub>, έχει ευεργετικές επιδράσεις στην συμπεριφορά του κτιρίου, αφού προσδίδει δυσκαμψία και πλαστιμότητα στην κατασκευή. Αυτό συνεισφέρει στην ικανότητα του κτιρίου να παρουσιάσει σημαντικές βλάβες σε μια σεισμική διέγερση με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, χωρίς να καταρρεύσει. Η αύξηση της πλαστιμότητας του φορέα εμφανίζεται με ελάχιστη επικάλυψη επισκευαστικού υλικού όχι μεγαλύτερη από 30 mm. Στην Εικόνα 6.2 παρουσιάζεται η αύξηση της θλιπτικής αντοχής ενός μέλους λόγω της ενίσχυσης με λεπτό μανδύα επισκευαστικού υλικού. Η τοποθέτηση επισκευαστικού υλικού E<sub>3</sub> πάχους 30 mm σε ένα τετραγωνικό μέλος διαστάσεων 350 x 350 mm μπορεί να αυξήσει τρεις φορές την θλιπτική αντοχή του. Εκτός από αυτή την επίδραση, η ενίσχυση μπορεί να βοηθήσει τόσο σε διατμητική, όσο και σε καμπτική αντοχή. Ωστόσο, λόγω των περιορισμένων βιβλιογραφικών αναφορών πάνω σε αυτό το θέμα, δεν ήταν εφικτός ο υπολογισμός της επίδρασης αυτής στην παρούσα έρευνα.



Εικόνα 6.2: Επίδραση ενίσχυσης με τσιμεντοειδές ινοπλισμένο μίγμα σε προβληματικό μέλος

Κλείνοντας, η χρήση καινοτόμων υλικών, όπως το E<sub>3</sub>, μπορεί να προσφέρει πολλαπλά οφέλη στα επισκευασμένα μέλη, και μπορεί να είναι μια σημαντική εξέλιξη στον τομέα των επισκευών διατηρητέων κτιρίων. Η εφαρμογή αυτών των υλικών σε ενισχύσεις μπορεί να διατηρήσει την

αρχιτεκτονική αξία των ιστορικών κτιρίων, ενώ παράλληλα να προσδώσει μηχανικές ιδιότητες οι οποίες να είναι σωτήριες για την κατασκευή. Είναι σημαντικό, όμως, να διεξαχθούν περαιτέρω έρευνες και δοκιμές για να επιβεβαιωθεί η αποτελεσματικότητα τέτοιων καινοτόμων υλικών.

## 6.2. Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Όπως περιγράφηκε προηγουμένως, η παρούσα έρευνα παρέχει σημαντικά συμπεράσματα σχετικά με τη χρησιμότητα των ινοπλισμένων τσιμεντοειδών μιγμάτων με ίνες πολυαιθυλενίου, με ικανότητα κράτυνσης στον εφλεκυσμό, για την επισκευή ιστορικών κατασκευών σκυροδέματος. Αναμένεται ότι μελλοντική έρευνα εμβάθυνσης στην κατανόηση των θετικών επιδράσεων των μιγμάτων αυτών, θα παρέχει επιπρόσθετες πληροφορίες και αποτελέσματα για τη συγκεκριμένη πρακτική επισκευής. Σημαντικοί παράμετροι που πρέπει να διερευνηθούν περαιτέρω είναι η σχέση διαφορετικών μιγμάτων επισκευής με την περισφιγμένη αντοχή. Επιπλέον, μια σημαντική διάσταση μελλοντικής έρευνας μπορεί να είναι η μελέτη της αντοχής και σταθερότητας των επισκευασμένων μελών σε ανακυκλιζόμενη αξονική φόρτιση, η οποία προκύπτει στην περίπτωση σεισμικής διέγερσης. Επίσης, περαιτέρω έρευνα στο συγκεκριμένο θέμα πρέπει να γίνει για να ποσοτικοποιηθεί η συνεισφορά του λεπτού μανδύα στη διατμητική και καμπτική αντοχή των επισκευασμένων μελών.

Σε μια περίοδο όπου οι διατηρητέες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα κινδυνεύουν, η διαρκής αναζήτηση για νέες λύσεις και τεχνολογίες μπορεί να οδηγήσει σε περαιτέρω εξελίξεις στον τομέα της αποκατάστασης και ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών και να επιτρέψει την ανάπτυξη πιο αποτελεσματικών και βιώσιμων μεθόδων επισκευής. Επιπλέον, η έρευνα στον τομέα αυτό θα πρέπει να επικεντρωθεί στην εκτίμηση των οικονομικών και περιβαλλοντικών επιπτώσεων της χρήσης των συγκεκριμένων υλικών. Τέλος, η επικοινωνία αποτελεσμάτων και συμπερασμάτων από αυτήν την έρευνα θα πρέπει να είναι διαφανής και προσιτή, προκειμένου να μοιραστούν οι γνώσεις με την επιστημονική κοινότητα και τη βιομηχανία παραγωγής των υλικών. Η συνεργασία μεταξύ ερευνητών, μηχανικών και κατασκευαστών μπορεί να συμβάλει στην εφαρμογή των αποτελεσμάτων στην πράξη και στη συνεχή βελτίωση των τεχνικών επισκευής.

Με αυτούς τους τρόπους, μελλοντική έρευνα σε τέτοιου είδους υλικά για την επισκευή ιστορικών στοιχείων σκυροδέματος θα συνεχίσει να προωθεί την καινοτομία και τη βιωσιμότητα στον τομέα της οικοδομής και συντήρησης υφιστάμενων ιστορικών κατασκευών, συμβάλλοντας στη διατήρηση του πολιτιστικού και αρχιτεκτονικού παρελθόντος.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7. Βιβλιογραφία

1. U.S. (2013) Selected Restoration and Recovery Guidelines. In: U.S. Dep. Inter.
2. Afroughsabet V, Biolzi L, Ozbakkaloglu T (2016) High-performance fiber-reinforced concrete: a review. *J Mater Sci* 51:6517–6551. <https://doi.org/10.1007/s10853-016-9917-4>
3. Georgiou A, Hadjimichael M, Ioannou I (2021) Conservation of 20 Th Century Concrete Heritage Structures in Cyprus : Research and Practice. In: P. Roca LP and CM (ed) 12th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC 2020). Barcelona, pp 82–93
4. Georgiou A, Ioannou I, Pantazopoulou S (2019) Rehabilitation of 20 Th Century Concrete Heritage Buildings : the Case Study of the Municipal Market in Nicosia , Cyprus. 1–10
5. EN1998-3 (2005) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance — Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. European Committee for Standardization, Brussels
6. Thermou GE, Elnashai AS (2006) Seismic retrofit schemes for RC structures and local-global consequences. *Prog Struct Eng Mater* 8:1–15. <https://doi.org/10.1002/pse.208>
7. CSI (2009) SAP2000: Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures 14.0
8. Yu K, Wang Y, Yu J, Xu S (2017) A strain-hardening cementitious composites with the tensile capacity up to 8%. *Constr Build Mater* 137:410–419. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.01.060>
9. Wang Y, Liu F, Yu J, et al (2020) Effect of polyethylene fiber content on physical and mechanical properties of engineered cementitious composites. *Constr Build Mater* 251:118917. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118917>
10. Effect of Plasma Treatment of Polyethylene Fibers on Interface and Cementitious Composite Properties-V.C.Li-UHMWPE-0.65到0.85MPa, 28天龄期-作对比.pdf
11. He S, Qiu J, Li J, Yang EH (2017) Strain hardening ultra-high performance concrete (SHUHPC) incorporating CNF-coated polyethylene fibers. *Cem Concr Res* 98:50–60. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.04.003>
12. Lei DY, Guo LP, Li Y, et al (2021) The investigating on mechanical properties of ultra-high strength and ultra-high ductility cementitious composites (UHS-UHDCC). *J Build Eng* 43:102486. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102486>
13. Ahmed SFU, Maalej M (2009) Tensile strain hardening behaviour of hybrid steel-polyethylene fibre reinforced cementitious composites. *Constr Build Mater* 23:96–106. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.01.009>
14. Yu K, Ding Y, Liu J, Bai Y (2020) Energy dissipation characteristics of all-grade polyethylene fiber-reinforced engineered cementitious composites (PE-ECC). *Cem Concr Compos* 106:103459. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.103459>



15. Ahmed SFU, Maalej M, Paramasivam P (2007) Flexural responses of hybrid steel–polyethylene fiber reinforced cement composites containing high volume fly ash. *Constr Build Mater* 21:1088–1097. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.01.002>
16. Ye J, Cui C, Yu J, et al (2021) Effect of polyethylene fiber content on workability and mechanical-anisotropic properties of 3D printed ultra-high ductile concrete. *Constr Build Mater* 281:122586. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122586>
17. Yoo DY, Kim MJ (2019) High energy absorbent ultra-high-performance concrete with hybrid steel and polyethylene fibers. *Constr Build Mater* 209:354–363. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.096>
18. Yu KQ, Yu JT, Dai JG, et al (2018) Development of ultra-high performance engineered cementitious composites using polyethylene (PE) fibers. *Constr Build Mater* 158:217–227. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.10.040>
19. Choi J Il, Lee BY, Ranade R, et al (2016) Ultra-high-ductile behavior of a polyethylene fiber-reinforced alkali-activated slag-based composite. *Cem Concr Compos* 70:153–158. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.04.002>
20. Said SH, Razak HA (2015) The effect of synthetic polyethylene fiber on the strain hardening behavior of engineered cementitious composite (ECC). *Mater Des* 86:447–457. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2015.07.125>
21. Shao Y, Kuo CW, Hung CC (2021) Seismic performance of full-scale UHPC-jacket-strengthened RC columns under high axial loads. *Eng Struct* 243:112657. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112657>
22. Deng M, Zhang Y, Li Q (2018) Shear strengthening of RC short columns with ECC jacket: Cyclic behavior tests. *Eng Struct* 160:535–545. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.01.061>
23. Kunieda M, Ueda N, Nakamura H (2013) Cyclic Response of Damaged Members Repaired By Different Types of Shccs. In: VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures
24. Gholampour A, Hassanli R, Mills JE, et al (2019) Experimental investigation of the performance of concrete columns strengthened with fiber reinforced concrete jacket. *Constr Build Mater* 194:51–61. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.236>
25. Georgiou A, Theodoulides M, Ioannou I (2021) Engineered Cementitious Composites for the conservation of 20 th century concrete architectural heritage. *Key Eng Mater* 919:108–120
26. Anwar Hossain KM, Parajuli S, Manzur T (2022) Axial Behavior of Columns Confined with Engineered Cementitious Composite. *ACI Struct J* 119:67–76. <https://doi.org/10.14359/51734217>
27. EN 1992-1-1 (2004) En 1992-1-1
28. Ispir M, Dalgic KD, Sengul C, et al (2010) Modulus of Elasticity of Low Strength Concrete.

Test 27–30

29. Ispir M, Ates AO, Ilki A (2022) Low strength concrete: Stress-strain curve, modulus of elasticity and tensile strength. Structures 38:1615–1632.  
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.01.018>
30. Tastani S, Thermou G (2022) An Example-Guide for Rapid Seismic Assessment and FRP Strengthening of Substandard RC Buildings. Appl Sci 12:.  
<https://doi.org/10.3390/app122412950>
31. Pardalopoulos SJ, Thermou GE, Pantazopoulou SJ (2013) Screening criteria to identify brittle R.C. structural failures in earthquakes. Bull Earthq Eng 11:607–636.  
<https://doi.org/10.1007/s10518-012-9390-7>
32. Pardalopoulos SJ, Thermou GE, Pantazopoulou SJ (2011) Rapid preliminary seismic assessment methodology for non-conforming reinforced concrete buildings. In: ECCOMAS Thematic Conference - COMPDYN 2011: 3rd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering: An IACM Special Interest Conference, Programme
33. Pardalopoulos SI, Pantazopoulou SJ, Lekidis VA (2018) Simplified method for rapid seismic assessment of older R.C. buildings. Eng Struct 154:10–22.  
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.10.052>
34. Pardalopoulos SI, Pantazopoulou SJ, Lekidis VA (2018) Simplified method for rapid seismic assessment of older R . C . buildings. Eng Struct 154:10–22.  
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.10.052>
35. Evan C Bentz MPC (2000) RESPONSE2000 Reinforced Concrete Sectional Analysis using the Modified Compression Field Theory
36. EN:1998-3:2005-(E) (2005) EN 1998-3. Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. Eur Comm Stand 2005:91
37. Georgiou AV, Pantazopoulou SJ (2016) Effect of fiber length and surface characteristics on the mechanical properties of cementitious composites. Constr Build Mater 125:.  
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.09.009>
38. Georgiou A (2017) Characterization of the structural performance of strain hardening fiber reinforced cementitious composites. University of Cyprus
39. Concrete Committee JSCE (2008) Recommendations for Design and Construction of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites with Multiple Fine Cracks ( HPFRCC )
40. Test CC, Drilled T, Concrete C (2010) Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete ( Using Simple Beam with Third-Point Loading ) 1. Hand C78-02:1–4.  
<https://doi.org/10.1520/C0293>
41. En CYS (2014) Σχεδιασμός κατασκευών από. 2004:

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α. Υπολογισμός Μόνιμων και Κινητών Φορτίων

Τα φορτία καθορίζονται έτσι ώστε να διασφαλιστεί η στατική επάρκεια και λειτουργικότητα της κατασκευής. Οι φορτίσεις διακρίνονται σε μόνιμες και μεταβλητές. Τα κατακόρυφα νεκρά φορτία της κατασκευής και τα κινητά φορτία μεταβάλλονται ως προς το μέγεθος και τη θέση τους, αντίστοιχα. Στο Παράρτημα Α παρουσιάζονται οι υπολογισμοί των μόνιμων και κινητών φορτίων της οροφής, των τοιχωμάτων και των πλακών.

### Υπολογισμός Μόνιμων Φορτίων

#### Φορτία Πλακών

A/A	Υλικό	Πάχος (m)	Πυκνότητα $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Ειδικό βάρος $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Βάρος B (kg/m <sup>2</sup> )	Φορτίο (kN/m <sup>2</sup> )
1	Άοπλο σκυρόδεμα-Screed	0.10	2500	25	250	2.500
2	Κατρόχαρτο SP	0.004			4.5	0.052
3	Ασφαλτοεπάλειψη					0.005
4	Ντεπόζιτα				25.3	0.253
<b>Νεκρά Φορτία (kN/m<sup>2</sup>)</b>						<b>2.610</b>

#### Φορτία Τοιχοποιίας

##### Φορτία εξωτερικής τοιχοποιίας

A/A	Υλικό	Πάχος (m)	Πυκνότητα $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Ειδικό βάρος $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Βάρος B (kg/m <sup>2</sup> )	Φορτίο (kN/m <sup>2</sup> )
1	Πηλός (κατακόρυφα και οριζόντια)	0.01	1800	18	-	Αμελητέο
2	Πουρόπετρα	0.10				1.80
3	Τούβλο	0.20			166	1.66
<b>Νεκρά Φορτία (kN/m<sup>2</sup>)</b>						<b>3.46</b>

##### Φορτία εσωτερικής τοιχοποιίας

A/A	Υλικό	Πάχος (m)	Πυκνότητα $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Ειδικό βάρος $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Βάρος B (kg/m <sup>2</sup> )	Φορτίο (kN/m <sup>2</sup> )
1	Πηλός (κατακόρυφα και οριζόντια)	0.01	1800	18	-	Αμελητέο
2	3 στρώσεις επίχρισμα 1 <sup>ο</sup> , 2 <sup>ο</sup> χέρι σοβάς 3 <sup>ο</sup> χέρι σοβάς τελειώματος	2*0.03				1.11
3	Τούβλο	0.10			83	0.83
<b>Νεκρά Φορτία (kN/m<sup>2</sup>)</b>						<b>1.94</b>

### Φορτία Εσωτερικής Πλάκας

A/A	Υλικό	Πάχος (m)	Πυκνότητα $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Ειδικό βάρος $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Βάρος B (kg/m <sup>2</sup> )	Φορτίο (kN/m <sup>2</sup> )
1	Ελαφρομπετόν	0.135	400	4	54.0	0.540
2	Γόμα	0.005	1700	17	8.5	0.085
3	Κεραμικό	0.010	2500	25	25.0	0.250
<b>Νεκρά Φορτία (kN/m<sup>2</sup>)</b>						<b>0.875</b>

### Φορτία σκάλας

Μήκος σκάλας:  $L_{\text{eff1}} = 3.10$  m

Πλάτος σκάλας: 1,20 m

Ύψος σκαλιού: 0,17 m

Πλάτος σκαλιού: 0,30 m

Βάρος Screed:  $w_1 = \gamma_{\text{σκυροδέματος}} \cdot \left[\frac{h \cdot b}{2}\right] \cdot (\text{πλάτος σκάλας})$   
 $= 25 \text{ (kN/m}^3) \cdot [(0.30 \cdot 0.70)/2] \cdot 1.20 = 0.77 \text{ kN/σκαλί}$

### Οριζόντια και κάθετη επικάλυψη:

Κεραμικά πάχους 0.5 cm:  $\gamma = 19.45 \text{ kN/m}^3$

Γόμα πάχους 0.5 cm:  $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$

$$w_2 = (19.45 \cdot 0.01 \cdot 0.30 \cdot 1.20) + (15 \cdot 0.005 \cdot 0.30 \cdot 1.20) + (19.45 \cdot 0.01 \cdot 0.17 \cdot 1.20) + (15 \cdot 0.005 \cdot 0.17 \cdot 1.20) = 0.15 \text{ kN/σκαλί πλάτους 1.20 m}$$

Άρα  $w_{\text{ολ}} = w_1 + w_2 = 0.92 \text{ kN/σκαλί}$

Όπου: σκάλα με 8 σκαλιά  $w_{\text{ολ}} = 0.92 \cdot 8 = 7.36 \text{ kN}$

Κατανεμημένο μόνιμο φορτίο:  $g_i = w_{\text{ολ}} / (b \cdot L_i) + \gamma_{\text{σκυρ}} \cdot (\text{πάχος κάτω κομματιού σκάλας})$   
 $g_{\text{σκάλας}} = 5.90 \text{ kN/m}^2$

### Κινητά Φορτία

Το κτήριο κατατάσσεται σε κατηγορία C1 σύμφωνα με τον EN 1991-1-1:2002.[2] Τα κινητά φορτία που θεωρήσαμε παρουσιάζονται στον Πίνακα.

Κινητά φορτία	
Πατώματα	3 kN/m <sup>2</sup>
Σκάλες	4 kN/m <sup>2</sup>
Μπαλκόνια	4 kN/m <sup>2</sup>

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: Παράδειγμα επικρατούσας μορφής αστοχίας κολώνας τετραγωνικής/κυκλικής διατομής

Με βάση την μελέτη αποτίμησης που έγινε στον φορέα μέσω πυρηνοληψίας στα δομικά μέλη, χρησιμοποιήθηκε κυλινδρική αντοχή 20 MPa. Για να λάβουμε υπόψη μας την αβεβαιότητα στο κατά πόσο λήφθηκαν πυρήνες κατά τη μελέτη ενίσχυσης, χρησιμοποιήσαμε συντελεστή αβεβαιότητας  $20/1.35=14.8$  MPa. Επιπλέον συντελεστής για το υλικό οδήγησε σε τελική τιμή θλιπτικής αντοχής ίση με 12 MPa. Στην περίπτωση του χάλυβα, δεν υπάρχουν αβεβαιότητες, και η αντοχή του λήφθηκε ήταν ίση με 220 MPa.

### Παράδειγμα επικρατούσας μορφής αστοχίας κολώνας τετραγωνικής διατομής

*Αρχικά δεδομένα (Υποστυλώμα Κ<sub>9</sub>)*

$$f_c = \frac{20 \text{ MPa}}{1.35} = 14.81 \text{ MPa} \text{ (C.F.=1.35 περιορισμένες οι επί τόπου δοκιμές)}$$

Υποθέσαμε μια συγκεκριμένη αντοχή 12 MPa.

$f_y = 220 \text{ MPa}$  (η αντοχή διαρροής του οπλισμού θεωρείται ακριβής και δεν χρησιμοποιείται κανένας μειωτικός παράγοντας)

Διάμ.	πλ	Υψ	ΣΥΜΒΟΛΑ	ΑΝΘ	ΓΡΑΦΗ	ΑΝΘ. ΚΑΤΑΝΕΙΓ
			ΕΛΑΣΤ.	ΑΝΘ	ΕΠΙΣΥΜΒΟΛΗ	ΕΠΙΣΥΜΒΟΛΗ
Δ1	100	112	4φ12	6φ13	1/4"11γ	
Δ2	30	60	2φ14			+2φ14
Δ3			2φ13			
Δ4			4φ12			+1φ12
Δ5-6			4φ13			
Δ7			4φ11	2φ14		
Δ8	30	60	4φ13	2φ16		
Κ1	35	35	4φ11	1/4"11γ	φ110	φ110
Κ2	φ	30	4φ11		φ90	φ110

### Χρήσιμοι συντελεστές:

Οπλισμός υποστυλώματος: 4Φ25, Φ6/150

$$A_{s1} = 2 \cdot 490.625 \text{ mm}^2 = 981.25 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2 \cdot 490.625 \text{ mm}^2 = 981.25 \text{ mm}^2$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$L = 3760 - 600 = 3160 \text{ mm}$$

$$D_b = 25 \text{ mm}$$

$$c = 25 \text{ mm}$$

$$h=350 \text{ mm}$$

$$b=350 \text{ mm}$$

$$L_s = \frac{3160}{2} = 1580 \text{ mm}$$

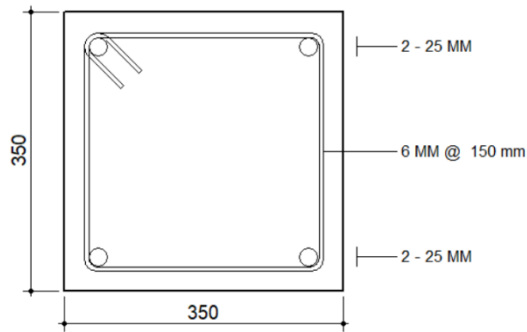
- ✓ Προσομοιώνοντας το κτίριο στο SAP2000 εξάχθηκαν τα αξονικά φορτία του υποστυλώματος.

$$N_{\text{(αξονική δύναμη)}} = 244.85 \text{ kN}$$

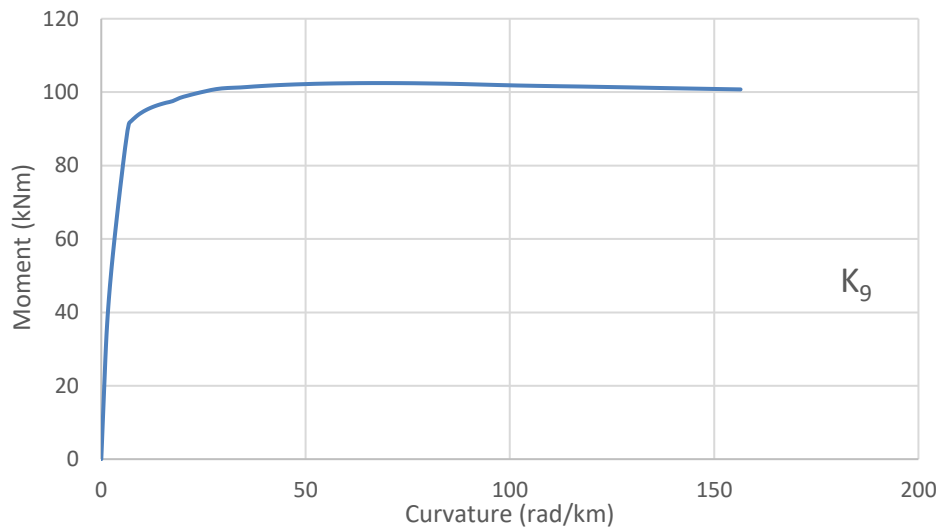
- ✓ Υπολογίστηκε το ανηγμένο αξονικό

$$V_{\text{(ανηγμένο αξονικό)}} = \frac{N}{h \cdot b \cdot f_c} = 0.167$$

- ✓ Η διατομή εισάχθηκε στο Response, από το οποίο εξάχθηκαν τα διαγράμματα ροπών - καμπυλοτήτων και δύναμης – μετατόπισης.



$$\begin{aligned} M_y[\text{kNm}] &= 91.307 \\ M_u[\text{kNm}] &= 102.472 \\ \phi_y[\text{rad/m}] &= 0.006737 \\ \phi_u[\text{rad/m}] &= 0.066358 \end{aligned}$$



#### A) Διαρροή των κύριων οπλισμών

$$V_{\text{flex,y}} = \frac{M_y}{L_s} = 57.79 \text{ kN}, \quad V_{\text{flex,u}} = \frac{M_u}{L_s} = 64.86 \text{ kN}$$

#### B) Διατμητική αστοχία κορμού

B.1 Σε περίπτωση που το  $L_v/h < 2$  μπορεί να προκύψει αστοχία της θλιβόμενης διαγωνίου και πρέπει να γίνει μείωση της αντοχής σε τέμνουσα υπολογίζοντας την ως εξής:

$$V_{Rmax} = \frac{\left(\frac{4}{7} \cdot (1 - 0.02 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))\right)}{\gamma_{el}} \cdot \left(1 + 1.35 \cdot \frac{N}{A_c \cdot f_c}\right) \cdot (1 + 0.45 \cdot (100 \cdot \rho_{tot})) \cdot \sqrt{\min(40; f_c)} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin 2\delta$$

$L_v / h = 4.514 > 2 \rightarrow$  Με τον έλεγχο αυτό εξακριβώνεται αν το ελεγχόμενο υποστώμα είναι κοντό. Στην περίπτωση αυτή δεν είναι κοντό και δεν χρειάζεται ο υπολογισμός της  $V_{Rmax}$  με την πιο πάνω εξίσωση.

B.2 Έλεγχος για θλιπτική αστοχία του κορμού λόγω διάτμησης

$$V_{Rmax} = \frac{0.85(1-0.06 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \cdot \left(1 + 1.8 \min\left(0.15; \frac{N}{A_c \cdot f_c}\right)\right) (1 + 0.25 \max(1.75; 100\rho_{tot})) \left(1 - 0.2 \min\left(2; \frac{L_v}{h}\right)\right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot z = 64.39 \text{ kN}$$

B.3 Υπολογισμός Διατμητικής αντοχής

Από τη διατομή στο Response2000, η θλιβόμενη ζώνη  $X=h-213.00=137 \text{ mm}$

$$\xi = \frac{x}{d} = 0.4470$$

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha = 19.63 \text{ kN} \quad (V_v \text{ για } \mu_{\Delta}^{pl} < 1) = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[ \frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \left[ 0.16 \max(0.5; \rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] = 56.39 \text{ kN}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_y = f_y / E_s$$

$$\gamma_{el} = 1.5 \quad (\gamma_{el} = 1.5 \text{ για κύρια σεισμικά στοιχεία και } 1.0 \text{ για δευτερεύοντα σεισμικά στοιχεία})$$

$$\rho_d = \rho_d' = \frac{A_{si}}{h \cdot b} = 0 \quad (\Delta \text{εν υπάρχει διαγώνιος οπλισμός})$$

$$d = h - (c + \frac{Db}{2} + D_w) = 306.5 \text{ mm}$$

$$d' = c + \frac{Db}{2} + D_w = 43.5 \text{ mm}$$

$$z = 0.9(d - d') = 236.7 \text{ mm}$$

Για τον υπολογισμό του  $a_v$  πρέπει να υπολογιστεί η αντοχή της κολώνας σε διάτμηση χωρίς την επιρροή των οπλισμών  $V_{R,c}$ . Αν  $M_y < L_v \cdot V_{R,c}$ ,  $a_v = 0$  αλλιώς  $a_v = 1$ .

$$V_{R,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq [v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{Όπου: } v_{min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.2947$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.81$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = 0.008 \leq 2\%$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd} \rightarrow \sigma_{cp} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$V_{R,c} = 81.64 \text{ kN}$$

Συνεπώς,  $M_y < L_v \cdot V_{R,c}$  και  $a_v = 0$

$$M_y = 91.3 \text{ kNm} < L_v \cdot V_{R,c} = 139.2 \text{ kNm}$$

$$\rho_{sx} = \frac{2\pi \cdot d w^2}{4 \cdot b \cdot s} = 0.001077$$

$$a_n = 1 - \frac{4 \cdot (b - 2c - D_w - D_b)^2}{6 \cdot h_o \cdot b_o} = 0.463993$$

$$a_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_o}\right) = 0.5625$$

$$a = a_n \cdot a_s = 0.260996$$

$$L_v = \frac{3160}{2} = 1580 \text{ mm}$$

$$\omega = \omega' = \rho_d \cdot \frac{f_y}{f_c} = 0$$

Για την εξαγωγή των τιμών στροφών διαρροής  $\Theta_y$ , και στροφών αστοχίας  $\Theta_u$  χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις του Ευρωκώδικα 8: Μέρος 3, οι οποίες παρουσιάζονται πιο κάτω:

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \left(\frac{L_v + a_v \cdot z}{3}\right) + 0.0013 + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_b L f_y}{6 \cdot \sqrt{f_c}} \quad (B.1)$$

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.016 \cdot (0.3^{\nu}) \cdot \left(\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c\right)^{0.225} \cdot \left(\min\left(9; \frac{L_v}{h}\right)\right)^{0.35} \cdot$$

$$25^{\alpha \cdot \rho_{sx}} \frac{f_{yw}}{f_c} \cdot (1.25^{100 \cdot \rho_d}) \quad (B.2)$$

$$\Theta_y = 0.8 \cdot \theta_y = 0.4764 \%$$

$$\Theta_u = \theta_u \cdot 0.575 = 1.51\%$$

$$\Theta_{um} = \theta_u \cdot 0.75 = 1.97\%$$

**Από τα διαγράμματα**

$$\varphi_y = 0.006737 \text{ rad/m}$$

$$\varphi_u = 0.066358 \text{ rad/m}$$



$$\mu_{\Delta}^{pl} = \frac{\theta_{um}}{\theta_y} = 3.313$$

### Έλεγχος επικρατούσας μορφής αστοχίας

#### A) Διαρροή των κύριων οπλισμών

$$V_{flex,y} = \frac{M_y}{L_s} = 57.79 \text{ kN}, V_{flex,u} = \frac{M_u}{L_s} = 64.86 \text{ kN}$$

#### B) Διατμητική αντοχή κορμού

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha = 19.63 \text{ kN}$$

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left[ \frac{h-x}{2 \cdot L_v} \min(N; 0.55 \cdot A_c \cdot f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \left[ 0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left( 1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_c + V_w \right] \right] = 38.72 \text{ kN}$$

#### Γ) Διατμητική αντοχή κόμβου

$\gamma_j = 1$  (1.40 για εσωτερικούς κόμβους με δοκούς σε κάθε μια από τις πλευρές τους, 1.00 για κάθε άλλη περίπτωση)

$$v_j \text{ (αξονικό υποστυλώματος)} = 0.167$$

$$b_j = 350 \text{ mm}$$

$$d_{beam} = 600 \text{ mm}$$

$$\rho_{j,horiz} = 0$$

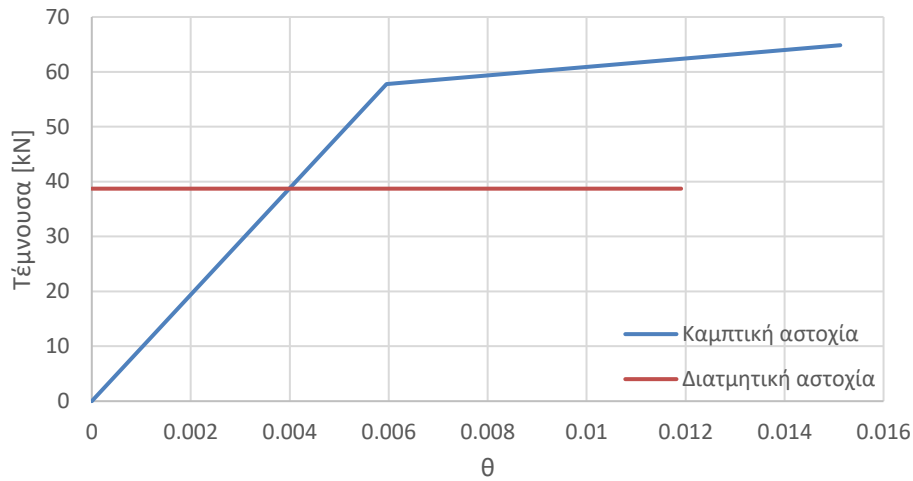
$$V_j = \gamma_j \cdot 0.5 \cdot \sqrt{f_{c,b}} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_j \cdot f_{c,b}}{0.5 \cdot \sqrt{f_{c,b}}}} \cdot \frac{b_j \cdot d \cdot d_{beam}}{H_{col}} = 51.78 \text{ kN}$$

### **Επικρατούσα μορφή αστοχίας :**

$$V_{u,lim} = \min(V_{flex}, V_v, V_j) = 38.72 \text{ kN} \rightarrow \text{Διατμητική αστοχία κορμού}$$

Το διάγραμμα τέμνουσας-στροφής του υποστυλώματος K<sub>9</sub> για καμπτική αστοχία (μπλέ), συγκρίνεται με την διατμητική αντοχή του (πορτοκαλί). Όπως παρατηρείται, το υποστυλώμα δεν προλαβαίνει να διαρρεύσει σε στροφή 0.6%, καθώς αστοχεί ψαθυρά σε τέμνουσα σε στροφή περίπου 0.4%.

### Αντοχή σε τέμνουσα και καμπτική αστοχία $K_9$



#### ✓ Έλεγχος διαρροής οπλισμών δοκού πριν από τους οπλισμών του υποστυλώματος ( $\Delta_8$ )

Στους πιο πάνω ελέγχους πρέπει να προστεθεί και η τέμνουσα που προκαλείται στο υποστύλωμα, είτε όταν διαρρέουν οι κύριοι οπλισμοί, είτε όταν το υποστύλωμα αστοχεί διατμητικά. Αρχικά, πρέπει να υπολογιστεί αν οι δοκοί που στηρίζονται στο συγκεκριμένο υποστύλωμα διαρρέουν ή αστοχούν ψαθυρά. Εφόσον υλοποιηθεί ο συγκεκριμένος έλεγχος και προσδιοριστεί η συμπεριφορά των δοκών, τότε με ισοροπία κόμβων σε κάθε διεύθυνση X και Y πρέπει να υπολογιστεί η ροπή και συνεπώς η τέμνουσα που αναπτύσσεται στο υποστύλωμα λόγω τέμνουσας δοκού.

#### Έλεγχος στην Y-Διεύθυνση

Πρέπει να γίνει έλεγχος αν ο κύριος οπλισμός της δοκού διαρρέει προτού επέλθει διατμητική αστοχία της

Υπολογισμός αντοχής σε τέμνουσα της δοκού

$$V_{Rd,u} = V_{rd,s} + V_{rd,c}$$

Υπολογισμός της καμπτικής ροπής διαρροής:  $M_y = 93.00 \text{ kNm}$

$$V_{R,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq [v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 78.47 \text{ kN}$$

Όπου:  $v_{min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}}$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 2\%$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yw} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha = 41.88 \text{ kN}$$

$$\text{Όπου:} \quad \frac{A_{sw}}{s} = 0.377 \frac{\text{mm}}{\text{mm}^2}$$

$$z = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot \left( b - c - d_w - \frac{d_L}{2} \right) = 0.9 \cdot 561 = 504.9 \text{ mm}$$

$\cot \alpha = 0$  ( $\alpha = \text{γωνία κλίσης οπλισμού διάτμησης ως προς τον διαμήκη άξονα } \alpha = 90^\circ$ )

$\cot \theta = 1$  ( $\theta = \text{κλίση θλιπτήρα } - \theta = 45^\circ$ )

$$V_{Rd,u} = 120.35 \text{ kN}$$

$$M_{u,\text{λόγω τέμνουσας,αριστερά}} = V_{Rd,u} \cdot \frac{L}{2} = 63.18 \text{ kNm} \text{ όπου } L = (1.40 - 0.35) = 1.05 \text{ m} \text{ (καθαρό μήκος δοκού K}_1\text{-K}_9\text{)}$$

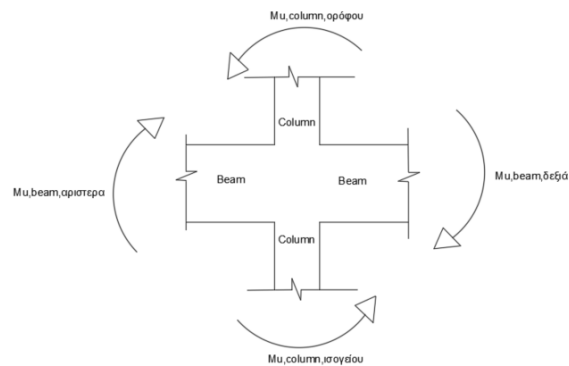
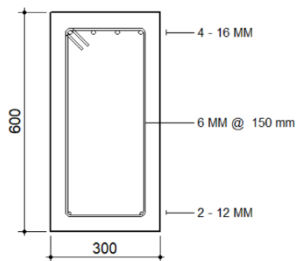
$$M_{u,\text{λόγω τέμνουσας,δεξιά}} = V_{Rd,u} \cdot \frac{L}{2} = 195.57 \text{ kNm} \text{ όπου } L = (3.60 - 0.35) = 3.25 \text{ m} \text{ (καθαρό μήκος δοκού K}_{17}\text{-K}_9\text{)}$$

$M_{y,\text{beam,δεξιά}} = 93.00 \text{ kNm} > M_{u,\text{λόγω τέμνουσας}}$ , Η δοκός δεξιά αστοχεί διατμητικά (καθαρό μήκος δοκού K<sub>17</sub>-K<sub>9</sub>)

$M_{y,\text{beam,αριστερά}} = 93.00 \text{ kNm} < M_{u,\text{λόγω τέμνουσας,αριστερά}}$ , Στη δοκό αριστερά διαρρέουν πρώτα οι κύριοι οπλισμοί (καθαρό μήκος δοκού K<sub>1</sub>-K<sub>9</sub>)

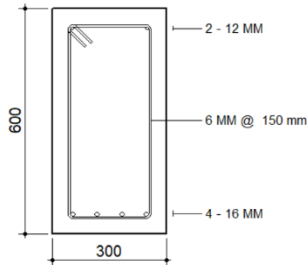
#### Διατομή δοκού δεξιά

$$M_{y,\text{beam,δεξιά}} = 63.18 \text{ kNm}$$



#### Διατομή δοκού αριστερά

$$M_{y,\text{beam,αριστερά}} = 93.00 \text{ kNm}$$



$$\Sigma M_{\text{κόμβου}} = 0$$

$$\rightarrow M_{u,\text{beam,αριστερά}} + M_{u,\text{beam,δεξιά}} = 2 \cdot M_{\text{column}}$$

$$\rightarrow M_{\text{column}} = \frac{93.00 + 63.18}{2} = 78.09 \text{ kNm}$$

Για να γίνει γενικότερο το αποτέλεσμα, υπολογίστηκε το καθαρό μήκος ( $L_{\text{clear}}=1.55 \text{ m}$ ) που πρέπει να έχουν οι δοκοί, ώστε να προέχει η καμπτική διαρροή της διατμητικής αστοχίας. Το καθαρό μήκος των περισσότερων δοκών ξεπερνά το όριο που απαιτείται. Στις περιπτώσεις όπου το καθαρό μήκος είναι μικρότερο από το αναγραφόμενο, τότε η διατμητική αστοχία θα επέλθει πρώτα. Παρακάτω θα υπολογιστεί η τέμνουσα του υποστύλωματος η οποία αναπτύσσεται λόγω της ροπής που προκαλείται από τη δοκό στο υποστύλωμα.

$$V_{\text{column}} = \frac{M_{\text{column}}}{L_s} = 49.42 \text{ kN} > V_{u,\text{lim}} = 38.72 \text{ kN}$$

**→ Αστοχεί πρώτα το υποστύλωμα σε διατμητική αστοχία κορμού (Περίπτωση Α)**

#### Έλεγχος στη Χ-Διεύθυνση

Ο ίδιος έλεγχος που έγινε στην Υ-Διεύθυνση θα υλοποιηθεί και στη Χ-διεύθυνση

*Υπολογισμός αντοχής σε τέμνουσα της δοκού*

$$V_{Rd,u} = V_{rd,s} + V_{rd,c}$$

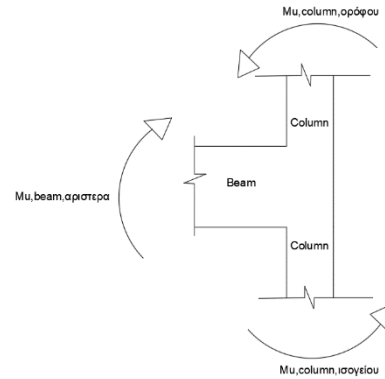
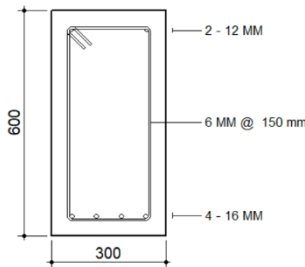
$$V_{Rd,u} = 120.35 \text{ N}$$

$$M_{u,\text{λόγω τέμνουσας}} = V_{Rd,u} \cdot \frac{L}{2} = 201.59 \text{ kNm} > M_y = 93.00 \text{ kNm} \text{ όπου } L = (3.70 - 0.35) = 3.35 \text{ m} \text{ (καθαρό μήκος δοκού } K_9\text{-}K_{10}\text{).}$$

Στη δοκό από  $K_9\text{-}K_{10}$  διαρρέουν πρώτα οι κύριοι οπλισμοί.

### Διατομή δοκού αριστερά

$$M_{u,beam,αριστερά} = 93.00 \text{ kNm}$$



$$\Sigma M_{\text{κόμβου}} = 0$$

$$\rightarrow M_{u,beam,αριστερά} + M_{u,beam,δεξιά} = 2 \cdot M_{column}$$

$$\rightarrow M_{column} = \frac{93.00}{2} = 46.50 \text{ kNm}$$

Παρακάτω θα υπολογιστεί η τέμνουσα του υποστυλώματος η οποία αναπτύσσεται λόγω της ροπής που προκαλείται από τη δοκό στο υποστύλωμα.

$$V_{column} = \frac{M_{column}}{L_s} = 29.43 \text{ kN} < V_{u,lim} = 38.72 \text{ kN}$$

**→ Διαρρέουν πρώτα οι κύριοι οπλισμοί της δοκού (Περίπτωση Β)**

Στην περίπτωση που το καθαρό μήκος των δοκών είναι μεγαλύτερο από 1.55 m, τότε ισχύουν τα πιο κάτω:

$$\rightarrow M_{column} = \frac{93.00 + 93.00}{1} = 186.00 \text{ kNm} \rightarrow V_{column} = \frac{M}{L_s} = 117.72 \text{ kN} > V_{u,lim} = 38.72 \text{ kN}$$

(Περίπτωση Γ), συνεπώς έχουμε διατμητική αστοχία κορμού υποστυλώματος

$$\rightarrow M_{column} = \frac{93.00}{1} = 93.00 \text{ kNm} \rightarrow V_{column} = \frac{M}{L_s} = 58.86 \text{ kN} > V_{u,lim} = 38.72 \text{ kN}$$

(Περίπτωση Δ), συνεπώς έχουμε διατμητική αστοχία κορμού υποστυλώματος

### Παράδειγμα επικρατούσας μορφής αστοχίας κολώνας κυκλικής διατομής

#### *Αρχικά δεδομένα*

$$f_c = 12 \text{ MPa}$$

$$f_y = 220 \text{ MPa}$$

$$A_{s1} = 2 \cdot 490.625 \text{ mm}^2 = 981.25 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2 \cdot 490.625 \text{ mm}^2 = 981.25 \text{ mm}^2$$

$$f_{y,w} = \frac{220 \text{ MPa}}{1.35} = 162.96 \text{ MPa} \text{ (C.F.}=1.35 \text{ διότι είναι περιορισμένες οι επί τόπου δοκιμές)}$$

$$s=150 \text{ mm}$$

$$L=3760-600=3160 \text{ mm}$$

$$D_b=25 \text{ mm}$$

$$c=25 \text{ mm}$$

$$L_s = \frac{3160}{2} = 1580 \text{ mm}$$

$$E_s=200000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_y=f_y/E_s$$

$$\gamma_{ei}=1.5 \text{ ( } \gamma_{ei}=1.5 \text{ για κύρια σεισμικά στοιχεία και 1.0 για δευτερεύοντα σεισμικά στοιχεία )}$$

$$\rho_d = \rho_d' = \frac{A_{si}}{h \cdot b} = 0 \text{ ( δεν υπάρχει διαγώνιος οπλισμός )}$$

$$D_o = D - 2 \cdot c = 250 \text{ mm}$$

$$D = 300 \text{ mm}$$

$$d = D - (c + \frac{D_b}{2} + D_w) = 256.5 \text{ mm}$$

$$d' = c + \frac{D_b}{2} + D_w = 43.5 \text{ mm}$$

$$z=0.9d=230.85 \text{ mm}$$

$$a_v=0$$

$$\rho_{sx} = \frac{4 \cdot \pi \cdot \frac{d_w^2}{4}}{D^2 \cdot \frac{\pi}{4}} = 0.001599$$

$$a_n=1$$

$$a_s = \left( 1 - \frac{s}{2 \cdot D_o} \right)^2 = 0.49$$

$$a = a_n \cdot a_s = 0.49$$

$$L_v = \frac{3160}{2} = 1580 \text{ mm}$$

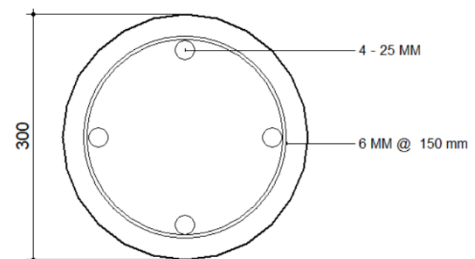
$$\omega = \omega' = \rho_d \cdot \frac{f_y}{f_c} = 0$$

- ✓ Προσομοιώνοντας το κτίριο στο SAP2000 εξάχθηκαν τα αξονικά φορτία του υποστυλώματος.

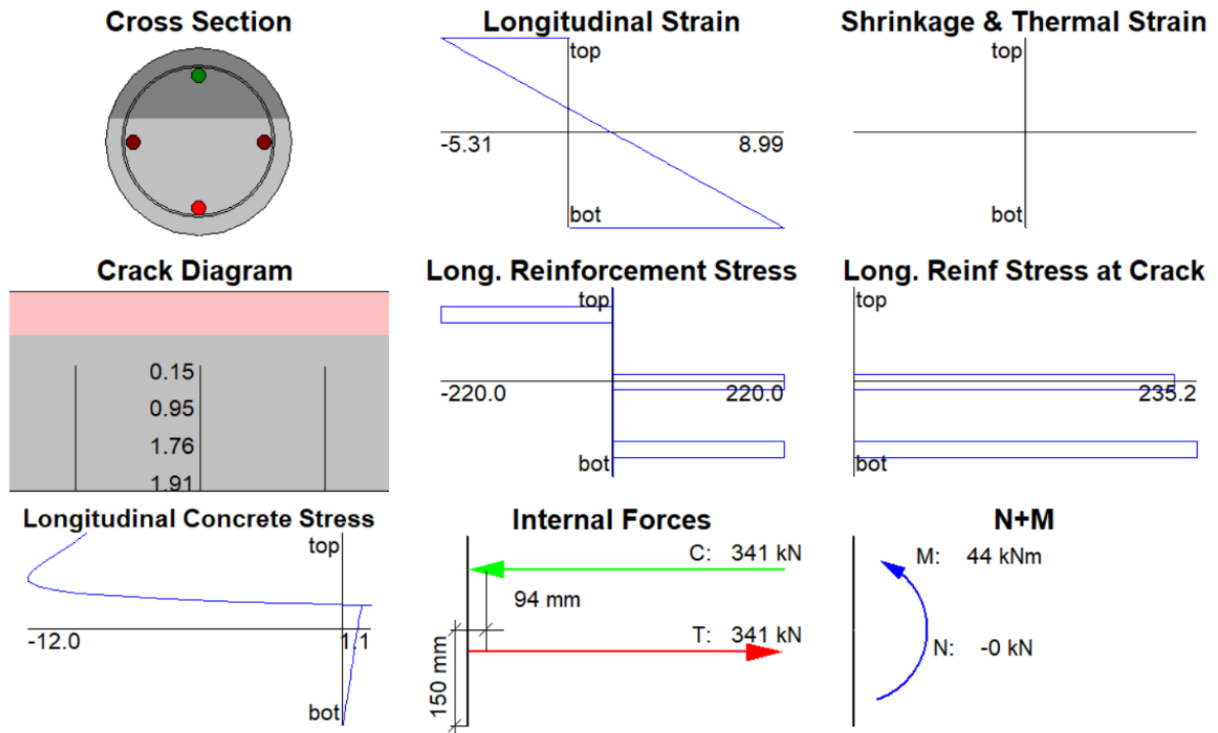
$$N_{(\text{αξονική δύναμη})} = 51.82 \text{ kN}$$

- ✓ Υπολογίστηκε το ανηγμένο αξονικό

$$V_{(\text{ανηγμένο αξονικό})} = \frac{N}{A \cdot f_c} = 0.061$$



- ✓ Η διατομή εισάχθηκε στο Response από το οποίο εξάχθηκαν τα διαγράμματα ροπών - καμπυλοτήτων και δύναμης – μετατόπισης.

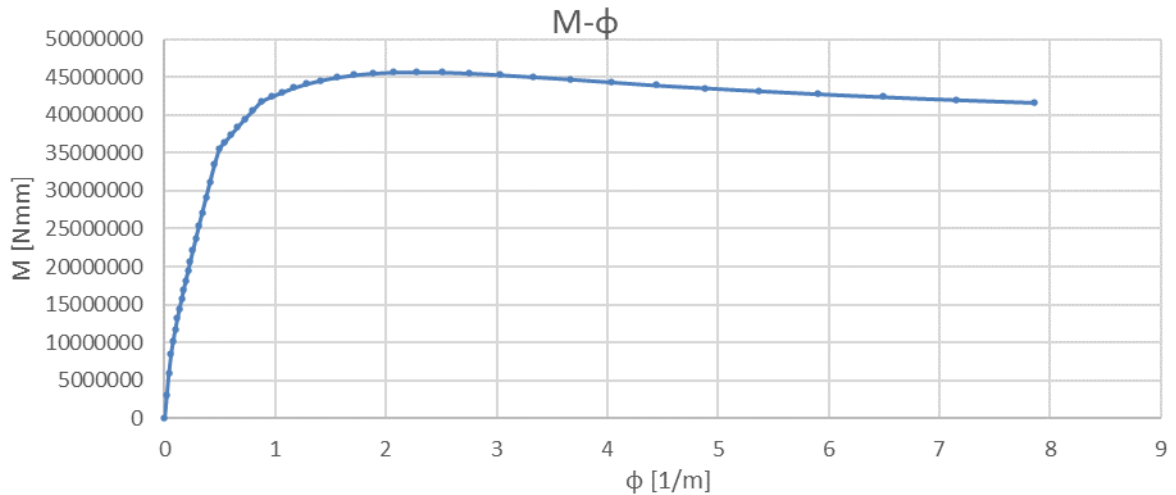


Για την εξαγωγή των τιμών στρωφών διαρροής  $\Theta_y$ , και στρωφών αστοχίας  $\Theta_u$  χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις του Ευρωκώδικα 8: Μέρος 3, οι οποίες παρουσιάζονται πιο κάτω:

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \left( \frac{L_v + a_v \cdot z}{3} \right) + 0.0013 + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{6 \cdot \sqrt{f_c}}$$

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left( \frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right)^{0.225} \cdot \left( \min \left( 9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0.35} \cdot 25^{\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c}} \cdot (1.25^{100 \cdot \rho_d})$$

Οπότε:  $\Theta_y = 0.7652\%$  ,  $\Theta_u = 3.21523\%$



**Από τα διαγράμματα :**

$$M_y = 36.50 \text{ kNm}$$

$$M_u = 45.71 \text{ kNm}$$

$$\phi_y = 0.00951 \text{ rad/m}$$

$$\phi_u = 0.0321523 \text{ rad/m}$$

$$\mu_{\Delta}^{pl} = \frac{\theta_{um}}{\theta_y} = 3.3512981$$

**Έλεγχος επικρατούσας μορφής αστοχίας**

**A) Διαρροή των κύριων οπλισμών**

$$V_{flex,y} = \frac{M_y}{L_s} = 23100.633 \text{ N}, V_{flex,u} = \frac{M_u}{L_s} = 28931.01 \text{ N}$$

**B) Διατμητική αστοχία κορμού**

Από τη διατομή στο Response η θλιβόμενη ζώνη  $X=150-38.520=111.48 \text{ mm}$

$$\xi = \frac{x}{d} = 0.4346199$$

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha = 19.14 \text{ kN}$$

$$V_v = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[ \frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0.55A_c f_c) + \left( 1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}) \right) \cdot \left[ 0.16 \max(0.5; \rho_{tot}) \left( 1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] = 18.84 \text{ kN}$$

**Γ) Αστοχία ματίσεων κύριων οπλισμών**

$$\mu_{fr} = 0.25$$

$n_1=0.9$  (1.80 για νευροχάλυβες και 0.90 για λείους χάλυβες)-στην περίπτωση αυτή θεωρήθηκαν λείοι χάλυβες

$n_4=1.2$  (1.2 για  $f_y = 400 \text{ MPa}$  και 1.0 για  $f_y = 500 \text{ MPa}$ )-στην περίπτωση αυτή θεωρήθηκε  $f_y=400 \text{ MPa}$



$$f_b = 2 \cdot n_1 \cdot n_4 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{20}} = 1.673129$$

$$L_{lap} = 50 \cdot D_b = 1250 \text{ mm (Υπόθεση } 50\Phi)$$

$a_b = 0$  (1 σε περίπτωση που οι οπλισμοί έχουν νευρώσεις και 0 σε περίπτωση που οι οπλισμοί είναι λείοι)- στην περίπτωση αυτή θεωρήθηκαν λείοι οπλισμοί

$$N_b = 2$$

$$A_b = \frac{\pi \cdot D_b^2}{4} = 490.625 \text{ mm}^2, A_{tr} = \frac{2 \cdot \pi \cdot d_w^2}{4} = 56.52 \text{ mm}^2$$

$$f_t = 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_c} = 1.572445 \text{ MPa}$$

$a_{hook} = 0$  (είναι πολ/στης ο οποίος λαμβάνει την τιμή 1 στην περίπτωση που το άκρο της αγκύρωσης διαμορφώνεται ως άγκιστρο και 0 στην περίπτωση που δεν υπάρχει άγκιστρο) – στην περίπτωση αυτή θεωρήθηκε ότι δεν υπάρχει άγκιστρο

$$V_{lap} = \frac{\left[ \min \left\{ \left( \mu_{fr} \cdot L_{lap} \cdot \left[ \frac{A_{tr}}{S} \cdot f_{st} + \alpha_b \cdot (b - N_b \cdot D_b) \cdot f_t \right] + \right) ; N_b \cdot A_b \cdot f_y \right\} \cdot d \cdot (1 - 0.4 \cdot \xi) + \right. \\ \left. + v \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c \cdot (0.5 \cdot h/d - 0.4 \cdot \xi) \right]}{h_{col}/2}$$

**Σημείωση:** Στις περιπτώσεις όπου δεν υπάρχουν ματίσεις στο ισόγειο, δεν γίνεται ο έλεγχος αστοχίας ματίσεων-στην περίπτωση αυτή θεωρήθηκε ότι δεν χρειάζεται ο έλεγχος αστοχίας ματίσεων

#### Δ) Διατμητική αντοχή κόμβου

$\gamma_j = 1$  (1.40 για εσωτερικούς κόμβους με δοκούς σε κάθε μια από τις πλευρές τους, 1.00 για κάθε άλλη περίπτωση)

$$v_j \text{ (αξονικό υποστυλώματος)} = 0.061$$

$$b_j = 300 \text{ mm}$$

$$d_{beam} = 600 \text{ mm}$$

$$\rho_{j,horiz} = 0$$

$$V_j = \gamma_j \cdot 0.5 \cdot \sqrt{f_{c,b}} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_j \cdot f_{c,b}}{0.5 \cdot \sqrt{f_{c,b}}}} \cdot \frac{b_j \cdot d \cdot d_{beam}}{H_{col}} = 30.19 \text{ kN}$$

**Επικρατούσα μορφή αστοχίας :**

$$V_{u,lim} = \min(V_{flex}, V_v, V_j) = 18.84 \text{ kN} \rightarrow \text{Διατμητική αστοχία κορμού}$$

✓ Έλεγχος διαρροής οπλισμών δοκού πριν από τους οπλισμών του υποστυλώματος (Δ1)

#### Διατομή δοκού στη Χ-διεύθυνση

Πρέπει να γίνει έλεγχος κατά πόσο ο κύριος οπλισμός της δοκού διαρρέει προτού επέλθει η διατμητική αστοχία της.

Υπολογισμός αντοχής σε τέμνουσα της δοκού

$$V_{Rd,u} = V_{rd,s} + V_{rd,c}$$

$$V_{R,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq [v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 49.53 \text{ kN}$$

Όπου:  $v_{min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}}$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 2\%$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yw} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha = 31.02 \text{ kN}$$

Όπου:  $\frac{A_{sw}}{s} = 0.377 \frac{\text{mm}}{\text{mm}^2}$

$$z = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot \left( b - c - d_w - \frac{d_L}{2} \right) = 0.9 \cdot 561 = 504.9 \text{ mm}$$

$\cot \alpha = 0$  ( $\alpha = \text{γωνία κλίσης οπλισμού διάτμησης ως προς τον διαμήκη άξονα } \alpha = 90^\circ$ )

$\cot \theta = 1$  ( $\theta = \text{κλίση θλιπτήρα } - \theta = 45^\circ$ )

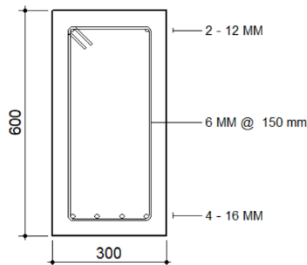
$$V_{Rd,u} = 80.55 \text{ kN}$$

$$M_y = 93.00 \text{ kNm}$$

$$M_{u, \text{λόγω τέμνουσας}} = V_{Rd,u} \cdot \frac{L}{2} = 147.00 \text{ kNm} \text{ όπου } L = (4.00 - 0.35) = 3.65 \text{ m (καθαρό μήκος δοκού σύνδεσης$$

Κ<sub>1</sub>-Κ<sub>2</sub>)

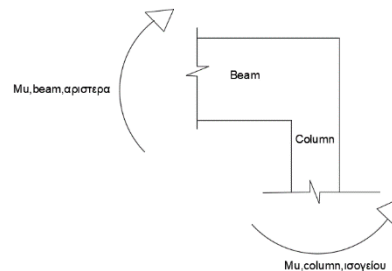
$M_y = 93.00 \text{ kNm} < M_{u, \text{λόγω τέμνουσας}}$ , Η δοκός αριστερά διαρρέει σε κάμψη.



$$\Sigma M_{\text{κόμβου}} = 0$$

$$\rightarrow M_{u, \text{beam, αριστερά}} = M_{\text{column}}$$

$$\rightarrow M_{\text{column}} = 147.00 \text{ kNm}$$



Έγινε αναγωγή της ροπής που προκαλείται στο υποστύλωμα, λόγω διαρροής σε κάμψη της δοκού, και ελέγχθηκε αν αστοχούν/διαρρέουν πρώτα τα υποστυλώματα ή οι δοκοί αντίστοιχα.

$$V_{\text{column}} = \frac{M_{\text{column}}}{L_s} = 78.19 \text{ kN} > V_{u,\text{lim}}$$

➔ Αστοχούν τα υποστυλώματα σε διατμητική αστοχία κορμού πριν την διαρροή των δοκών.  
(Περίπτωση Δ)

Στην περίπτωση αυτή, αν το καθαρό μήκος δοκού είναι μικρότερο από 2.30 m, τότε η δοκός αστοχεί σε διάτμηση πριν την διαρροή των κύριων οπλισμών

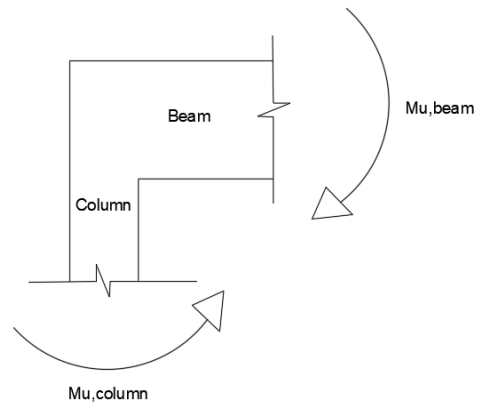
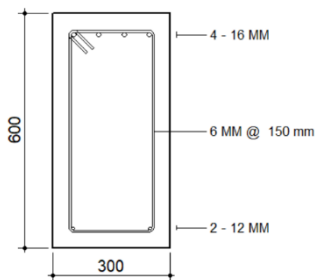
### Διατομή δοκού στη Y-διεύθυνση

$$V_{Rd,u} = 80.55 \text{ kN}$$

$$M_{u,\text{λόγω τέμνουσας}} = V_{Rd,u} \cdot \frac{L}{2} = 42.29 \text{ kNm} \text{ όπου } L=(1.40-0.35) = 1.05\text{m} \text{ (καθαρό μήκος δοκού K}_1\text{-K}_9\text{)}$$

$M_y = 93 \text{ kNm} > M_{u,\text{λόγω τέμνουσας}}$ , Η δοκός αστοχεί ψαθυρά.

$$M_{u,\text{beam,δεξιά}} = 93 \text{ kNm}$$



$$\Sigma M_{\text{κόμβου}} = 0$$

$$\rightarrow M_{u,\text{beam,δεξιά}} = M_{\text{column}}$$

$$\rightarrow M_{\text{column}} = 42.29 \text{ kNm}$$

Τέλος, γίνεται αναγωγή της ροπής που αναπτύσσεται στο υποστύλωμα λόγω αστοχίας της δοκού.

$$V_{\text{column}} = \frac{M_{\text{column}}}{L_s} = 26.51 \text{ kN} > V_{u,\text{lim}}$$

➔ Αστοχεί ψαθυρά το υποστύλωμα (Περίπτωση Δ)