



ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ  
ΣΧΟΛΗ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΣΠΟΥΔΩΝ  
“ΧΩΡΟΣ, ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΔΟΜΗΜΕΝΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ”  
“ΟΛΟΚΛΗΡΩΜΕΝΗ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΙΣΤΟΡΙΚΟΥ ΔΟΜΗΜΕΝΟΥ  
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ ΜΕ ΠΡΟΗΓΜΕΝΕΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΕΣ ΚΑΙ ΥΛΙΚΑ”

**“ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ  
ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ & ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ  
ΓΙΑ ΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥ”**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

ΕΠΙΜΕΛΕΙΑ: ΑΝΔΡΕΑΣ ΑΝΤ. ΔΑΓΑΡΑΚΗΣ [Διπλ. Πολιτικός Μηχανικός]  
ΕΠΙΒΛΕΠΟΥΣΑ:  
ΑΝΑΠΛΗΡΩΤΡΙΑ ΚΑΘΗΓΗΤΡΙΑ ΜΑΡΙΑ Ε. ΣΤΑΥΡΟΥΛΑΚΗ



## **| ευχαριστίες. |**

Η παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία με τίτλο *«Αποτίμηση και Ανασχεδιασμός Υφιστάμενου Κτιρίου από Φέρουσα Τοιχοποιία & Διερεύνηση Μεθόδων Επέμβασης για τη Σεισμική Συμπεριφορά του»*, εκπονήθηκε στο Πολυτεχνείο Κρήτης, υπό την επίβλεψη της καθηγήτριας κα. Μαρίας Σταυρουλάκη στο πλαίσιο της ολοκλήρωσης του μεταπτυχιακού προγράμματος σπουδών *«Χώρος, Σχεδιασμός και Δομημένο Περιβάλλον: Ολοκληρωμένη Προστασία Ιστορικού Δομημένου Περιβάλλοντος με Προηγμένες Τεχνολογίες και Υλικά»* της Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών του Πολυτεχνείου Κρήτης.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά την επιβλέπουσα της μεταπτυχιακής διπλωματικής μου εργασίας κα. Μαρία Σταυρουλάκη για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε σε όλη τη διάρκεια εκπόνησης της διατριβής μου, αλλά και όλα τα χρόνια της άψογης συνεργασίας μας στο μεταπτυχιακό πρόγραμμα, για την αμέριστη στήριξη, την ενθάρρυνση, τις συμβουλές, καθώς και για τις πολύτιμες γνώσεις που μου προσέφερε και συνεχίζει να μου προσφέρει.

Ακόμα, ένα μεγάλο ευχαριστώ οφείλω σε όλους τους καθηγητές της σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών για τις πολύτιμες συμβουλές τους και ιδιαίτερα στην τριμελή εξεταστική επιτροπή μου, στον Καθηγητή κ. Προβιδάκη Κωνσταντίνο από την Σχολή Αρχιτεκτόνων Μηχανικών και στον Αναπληρωτή Καθηγητή κ. Τσομπανάκη Ιωάννη από την Σχολή Μηχανικών Περιβάλλοντος.

Τέλος, θα ήθελα να αφιερώσω την παρούσα διατριβή στους γονείς μου και να τους εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου με ένα μεγάλο ευχαριστώ, για την συνεχή στήριξη και εμπιστοσύνη που μου έδειξαν σε όλα τα χρόνια των σπουδών μου στο κλάδο της μηχανικής, αλλά και για την καθημερινή στήριξη και την συνδρομή τους στην επαγγελματική μου σταδιοδρομία.

**|Σας ευχαριστώ όλους θερμά|**

**Ανδρέας Αντ. Δαγαράκης**

**Διπλ. Πολιτικός Μηχανικός**

**Χανιά, Μάρτιος 2021**





Οι κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία αποτελούν την πιο διαδεδομένη κατηγορία κατασκευών παγκοσμίως. Μέχρι και τις αρχές του 20<sup>ου</sup> αιώνα και την επικράτηση του χάλυβα και του σκυροδέματος, αποτελούσε το κύριο υλικό δόμησης. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η συντριπτική πλειοψηφία των διατηρητέων κτιρίων και μνημείων να είναι κατασκευασμένα από φέρουσα τοιχοποιία. Τα τελευταία χρόνια στα πλαίσια προστασίας της πολιτισμικής κληρονομιάς, έχει γίνει μια σημαντική προσπάθεια επιστημονικής προσέγγισης της στατικής και σεισμικής απόκρισης κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία.

Η παρούσα μελέτη παρουσιάζει μια εκτεταμένη βιβλιογραφική επισκόπηση των διαφορετικών τύπων κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία καθώς και τις μεθόδους προσομοίωσης, αποτίμησης και ελέγχου αυτών. Στη συνέχεια, οι αρχές αυτές εφαρμόζονται σε ένα υφιστάμενο διατηρητέο παραδοσιακό κτίριο σε οικισμό του δήμου Ρεθύμνου, όμως χαρακτηρισμένο ως μη παραδοσιακό οικισμό, για την αποτίμηση της υπάρχουσας κατάστασής του και την διερεύνηση τριών διαφορετικών μεθόδων ενίσχυσης. Διερευνώνται τρεις διαφορετικές μέθοδοι ενίσχυσης, για την βελτίωση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου, ώστε αυτός να είναι σε θέση να φέρει έναν επιπρόσθετο όροφο.

Οι υπό εξέταση μέθοδοι ενίσχυσης είναι η ενίσχυση με τοπικά ενέματα, ενίσχυση με Ινοπλισμένο Πλέγμα Ανόργανης Μήτρας (IAM), καθώς και ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας του φορέα. Τέλος στην οικονομοτεχνική μελέτη γίνεται αναλυτική περιγραφή των εργασιών ενίσχυσης και του κόστους κάθε επέμβασης.

Unreinforced masonry structures are the most widespread type of structures around the world. Until the beginning of the 20<sup>th</sup> century, when steel and concrete dominate the market share, masonry was the main structural material. This resulted to most of the cultural heritage buildings, being constructed with unreinforced masonry. Recent years, within the cultural heritage preservation campaign, there has been an effort to approach the static and seismic behavior of structures of unreinforced masonry.

The current study presents an extensive bibliographic review of the different type of structures from unreinforced masonry, as well as methods of modelling and assessment of them. Afterwards those principles are applied to an existing traditional building, located in a village of the Municipality of Rethymnon, in order to assess its current state. Three different type of structural reinforcement are examined, so that the structure can withstood the construction of an additional floor on top of it.

The examined methods are grouting, reinforcement with Textile Reinforced Mortar (TRM), as well as reinforcement of the rigid diaphragm. Finally, the reinforcement operation and its estimated cost, is described and calculated in the economic and technical study.



## Πίνακας Περιεχομένων

<b>Κεφάλαιο 1 – Εισαγωγή στην Τοιχοποιία. Υλικά και Τρόποι Δόμησης .....</b>	<b>8</b>
1.1 Γενικά Στοιχεία Τοιχοποιίας .....	8
1.1.1 Εισαγωγή στην Τοιχοποιία .....	8
1.2 Εισαγωγή στο Ρόλο των Ενισχύσεων.....	10
1.3 Γενικά Στοιχεία Λίθων.....	11
1.3.1 Φυσικοί Λίθοι και Μηχανικές Ιδιότητες.....	11
1.3.2 Τεχνητοί Λίθοι και Μηχανικές Ιδιότητες .....	12
1.4 Κατηγορίες Κονιών .....	13
1.5 Κατηγορίες Κονιαμάτων .....	14
 <b>Κεφάλαιο 2 – Μορφές και Αιτίες Ανάπτυξης Βλαβών. Στόχος &amp; Σκοπός των Ενισχύσεων .....</b>	<b>17</b>
2.1 Γενικές Αιτίες Βλαβών.....	17
2.2 Βλάβες από Καθίζηση της Θεμελίωσης.....	18
2.3 Βλάβες από Μεγάλα Θλιπτικά Κατακόρυφα Φορτία .....	19
2.4 Βλάβες από δυναμικά φορτία .....	20
2.5 Βλάβες από σεισμικά φορτία .....	21
2.5.1 Σεισμικά φορτία. Αστοχίες λόγω κακής ποιότητας της τοιχοποιίας.....	23
2.5.2 Σεισμικά Φορτία. Τοπικές Εκτός Επιπέδου Αστοχίες.....	23
 <b>Κεφάλαιο 3 – Μέθοδοι Ανάλυσης και Προσομοίωσης .....</b>	<b>26</b>
3.1 Ορισμοί.....	26
3.1.1 Επέμβαση.....	26

3.1.2	Επισκευή .....	26
3.1.3	Ενίσχυση .....	26
3.2	Τύποι Επεμβάσεων και Συνέπειες .....	27
3.2.1	Στρατηγικές Τεχνικού Χαρακτήρα .....	27
3.2.2	Στρατηγικές Διαχειριστικού Χαρακτήρα .....	28
3.3	Χρησιμότητα και Μέθοδοι Ανάλυσης .....	28
3.3.1	Ελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης .....	30
3.3.2	Ανελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης .....	31
3.4	Μέθοδοι Προσομοίωσης .....	31
3.4.1	Γενικά Μέτρα Προσομοίωσης .....	31
3.4.2	Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων .....	32
3.4.2.1	Τύποι Πεπερασμένων Στοιχείων .....	34
3.4.2.2	Εφαρμογή της Μεθόδου Πεπερασμένων Στοιχείων.....	35
3.4.2.3	Κριτήριο Επιλογής της Μεθόδου Πεπερασμένων Στοιχείων .....	35
<b>Κεφάλαιο 4 - Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας.....</b>		<b>37</b>
4.1.	Έλεγχοι Οριακών Καταστάσεων & Στάθμες Επιτελεστικότητας .....	37
4.1.1.	Εισαγωγή.....	37
4.2	Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας .....	38
4.3	Στάθμες Επιτελεστικότητας .....	40
4.3.1.	Συνδυασμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας .....	41
4.4.	Καθορισμός Σταθμών Επιτελεστικότητας .....	42
4.4.1	Καμπύλη Ικανότητας (Capacity Curve) .....	42
4.4.2	Καμπύλη F – δ Δομικού Στοιχείου/Μέλους ή Διατομής .....	43
4.4.3	Πλάστιμα και Ψαθυρά Στοιχεία .....	48

4.4.4. Στάθμες Επιτελεστικότητας Κατασκευής .....	48
<b>Κεφάλαιο 5 – Βασικές Διατάξεις Ευρωκώδικα 8-3.....</b>	<b>52</b>
5.1 Δυνάμεις και Τάσεις Παραμόρφωσης.....	52
5.2 Διαφραγματική Λειτουργία .....	53
5.3 Φάσμα Σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 για Ανελαστική Συμπεριφορά.....	53
5.4 Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης .....	54
5.4.1 Γενικά Ιδιομορφικής Ανάλυσης.....	54
5.4.2 Ιδιομορφική Ανάλυση (Modal Analysis).....	55
5.4.3. Συνδυασμός Ιδιομορφικών Αποκρίσεων .....	55
5.5 Συνοριακές Συνθήκες.....	55
5.6 Έλεγχοι κατά Ευρωκώδικα 8.....	56
5.6.1 Γενικά .....	56
5.6.2 Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC).....	56
5.6.3 Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD) .....	56
5.6.4 Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (DL).....	56
5.6.5 Στοιχεία υπό αξονική δύναμη και κάμψη .....	57
5.6.5.1 Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD) .....	57
5.6.5.2 Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC).....	58
5.6.5.3 Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (DL).....	58
5.6.6 Στοιχεία υπό τέμνουσα.....	58
5.6.6.1 Οριακή κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD).....	58
5.6.6.2 Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC).....	59
5.6.6.3 Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (DL).....	59



<b>Κεφάλαιο 6 – Βασικές Διατάξεις Κανονισμού για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (Κ.Α.Δ.Ε.Τ.) .....</b>	<b>60</b>
6.1 Στόχοι Αποτίμησης και Ανασχεδιασμού.....	60
6.2 Στάθμες Επιτελεστικότητας .....	61
6.3 Ενιαίος Δείκτης Συμπεριφοράς .....	62
6.4 Έλεγχοι κατά ΚΑΔΕΤ .....	64
 <b>Κεφάλαιο 7 – Κτίριο Εφαρμογής.....</b>	<b>68</b>
7.1 Περιγραφή Υφισταμένου Κτιρίου.....	68
7.2 Αρχιτεκτονικά Σχέδια Αποτύπωσης Υφισταμένου Κτιρίου .....	71
7.3. Τεκμηρίωση, Παθολογία και Μηχανικά Χαρακτηριστικά .....	74
7.3.1. Παθολογία Κτιρίου .....	74
7.3.2. Μηχανικά Χαρακτηριστικά Τοιχοποιίας.....	77
7.4 Αποτίμηση Υφιστάμενου Φορέα.....	82
7.4.1 Προσομοίωση .....	82
7.4.2 Αποτελέσματα Ανάλυσης .....	85
 <b>Κεφάλαιο 8 – Κτίριο Ανασχεδιασμού .....</b>	<b>99</b>
8.1 Περιγραφή φορέα.....	99
8.2 Αρχιτεκτονικά Σχέδια Ανασχεδιασμένου Κτιρίου .....	99
8.3 Προσομοίωση φορέα .....	104
8.4 Φορτία ανάλυσης .....	105
8.5 Ιδιομορφική ανάλυση.....	105
8.6 Δυναμική ελαστική ανάλυση.....	108
8.7 Αποτελέσματα ελέγχων .....	111

8.8 Επιρροή προσομοιώσεως ξύλινων δοκών .....	114
8.9 Συμπεράσματα.....	119
<b>Κεφάλαιο 9 – Ενίσχυση τοιχοποιίας με ενέματα .....</b>	<b>121</b>
9.1. Εισαγωγή.....	121
9.2. Επιρροή ενίσχυσης .....	121
9.3 Αποτελέσματα ελέγχων .....	122
9.4 Συμπεράσματα.....	122
<b>Κεφάλαιο 10 – Ενίσχυση Τοιχοποιίας με Ινοπλέγματα Ανόργανης Μήτρας (IAM/TRM) .....</b>	<b>125</b>
10.1 Εισαγωγή.....	125
10.2 Εφαρμογή Ινοπλεγμάτων Ανόργανης Μήτρας (IAM) .....	127
10.3 Αποτελέσματα ενίσχυσης.....	128
10.4 Συμπεράσματα.....	129
<b>Κεφάλαιο 11 – Διαφραγματική Λειτουργία Ανασχεδιασμένου Φορέα.....</b>	<b>133</b>
11.1 Εισαγωγή.....	133
11.2 Επεμβάσεις .....	133
11.3 Προσομοίωση ανασχεδιασμένου φορέα.....	137
11.4 Ιδιομορφική ανάλυση.....	138
11.5 Δυναμική ελαστική ανάλυση.....	140
11.6 Αποτελέσματα ελέγχων .....	144
11.7 Προσομοίωση στοιχείων ενίσχυσης.....	146
11.8 Συμπεράσματα.....	149

<b>Κεφάλαιο 12 – Επιλογή Τελικών Ενισχύσεων Ανασχεδιασμένου Φορέα .....</b>	<b>152</b>
12.1 Εισαγωγή.....	152
12.2 Έλεγχοι ενισχύσεων .....	154
 <b>Κεφάλαιο 13 – Οικονομοτεχνική Μελέτη .....</b>	<b>157</b>
13.1 Παράθεση Άρθρων Τιμολόγησης .....	157
13.2 Εκτίμηση Κόστους.....	158
13.3. Συμπεράσματα Οικονομοτεχνικής Μελέτης .....	159
 <b>Κεφάλαιο 14 – Συμπεράσματα Διατριβής .....</b>	<b>161</b>
 <b>Κεφάλαιο 15 – Μελλοντική Έρευνα .....</b>	<b>164</b>
 <b>Βιβλιογραφία .....</b>	<b>165</b>
Ελληνική.....	165
Διεθνής.....	167



## Κεφάλαιο 1 – Εισαγωγή στην Τοιχοποιία. Υλικά και Τρόποι Δόμησης

### 1.1 Γενικά Στοιχεία Τοιχοποιίας

*«Η τοιχοποιία αποτελεί ένα σύνθετο δομικό σύστημα με κύρια συστατικά τα λιθοσώματα. Τα λιθοσώματα μπορεί να είναι φυσικά ή τεχνητά αλλά και κονίαμα το οποίο τα συνδέει» (Σπυράκος, 2019).*

Ο Σπυράκος (2019) ορίζει την τοιχοποιία σαν ένα δομικό σύστημα πολύπλοκο τα κύρια συστατικά του οποίου είναι τα λιθοσώματα, φυσικά ή τεχνητά. Κύριο συστατικό αποτελεί επίσης το κονίαμα το οποίο συνδέει τα λιθοσώματα. Τα τελευταία χρόνια στις πολύ απλές κατασκευές γίνεται χρήση της κατασκευής εν ξηρώ, δηλαδή χρησιμοποιώντας μόνο λίθους. Αυτό βέβαια στην αρχαιότητα ήταν το βασικότερο δομικό σύστημα ιδίως για το χτίσιμο ναών και τειχών αλλά και για απλούστερες κατασκευές. Ωστόσο για μια τέτοιου είδους κατασκευή χρειάζεται εκτενέστερη μελέτη (Σπυράκος, 2019).

#### 1.1.1 Εισαγωγή στην Τοιχοποιία

Στη χώρα μας, τα κτίρια από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία απαρτίζουν ένα σημαντικό ποσοστό του δομημένου περιβάλλοντος ενώ χαρακτηρίζονται από αυξημένη σεισμική τρωτότητα. Ως εκ τούτου, αποτελούν μία από τις μεγαλύτερες απειλές τόσο για την απώλεια ζωής όσο και για την καταστροφή περιουσίας και πολιτισμικής κληρονομιάς. Επομένως, είναι επιτακτική η ανάγκη άμεσης αποκατάστασης ή/και ενίσχυσης των κτιρίων αυτών αλλά και των ιστορικών μνημείων. Την ίδια στιγμή τα οφέλη της ανάπτυξης των οικονομικά αποτελεσματικών προσφορών και φιλικών στο περιβάλλον τεχνικών ενίσχυσης καθίστανται προφανή (Σπυράκος, όπως αναφέρεται στο Κάρλος & Παπαθανασίου, Τριανταφύλλου & Παπανικολάου, 2006).

Έχει αποδειχτεί από τα ιστορικά γεγονότα πως η τοιχοποιία είναι το δομικό υλικό με την πιο ευρεία χρήση. Αυτό αποδεικνύεται καθώς εδώ και πολλές δεκαετίες η τοιχοποιία χρησιμοποιείται σαν βασικό δομικό υλικό σε πολλούς και διάφορους τύπους κτιρίων. Μετά την τοιχοποιία ξεκίνησε η χρήση του χάλυβα και έπειτα του σκυροδέματος σε όλα τα έργα που κατασκευάζονταν. Ωστόσο σε κάποια μέρη του κόσμου η χρήση του ξύλου σαν υλικό ήταν εξίσου ευρεία. Επομένως τα περισσότερα

από τα κτίρια αυτά μετά την αναγνώριση της αξίας τους εντάχθηκαν στα πιο σημαντικά κτίρια της πολιτισμικής κληρονομιάς (Σπυράκος, 2019).

Παρά το γεγονός ότι η τοιχοποιία είναι ένα από τα αρχαιότερα δομικά στοιχεία οι γνώσεις μας σε σχέση με τη μηχανική της συμπεριφορά περιορίζονται αρκετά. Για πολλά χρόνια μάλιστα οι κατασκευές από τοιχοποιία δε συγκέντρωναν επιστημονικό ενδιαφέρον λόγω της τοποθέτησης τους σαν αντικείμενο τέχνης και εμπειρίας, όχι επιστήμης (Σπυράκος, 2019).

Οι έρευνες για το συγκεκριμένο δομικό υλικό δεν υπήρχαν μέχρι τη δεκαετία του 1970 καθώς όλο το ερευνητικό ενδιαφέρον είχε επικεντρωθεί στο χάλυβα και το σκυρόδεμα αφήνοντας την τοιχοποιία να γίνει παρελθόν για τις κατασκευές. Ωστόσο τα τελευταία χρόνια γίνεται όλο και πιο αναγκαίο να συντηρούνται τα εθνικά μνημεία και οι ιστορικές κατασκευές με συνέπεια το έντονο ερευνητικό ενδιαφέρον προς την τοιχοποιία και ιδίως την φέρουσα που διαρκεί έως τις μέρες μας. Η έρευνα έχει επεκταθεί στη μελέτη της συμπεριφοράς και στη βελτίωση της τοιχοποιίας στις σύγχρονες κατασκευές αλλά και στην ανάπτυξη που βοηθά τα υπολογιστικά συστήματα να μελετούν και τις πιο σύγχρονες κατασκευές. Με αυτές τις περαιτέρω γνώσεις και έρευνες οδηγήθηκε η Ευρωπαϊκή Ένωση στο να συντάξει κανονισμούς για τη μελέτη και τη κατασκευή οικοδομικών έργων από τοιχοποιία. Οι κανονισμοί αυτοί εντάσσονται στον Ευρωκώδικα 6 (Σπυράκος, 2019).

Οι κατασκευές φέρουσας τοιχοποιίας παρουσιάζουν πολλά πλεονεκτήματα τα πιο σημαντικά των οποίων είναι η απλότητα η άμεση εκτέλεση και το χαμηλό κόστος κατασκευής. Επιπρόσθετα, με την κατάλληλη επιλογή λιθοσωμάτων επιτυγχάνεται σε ικανοποιητικό βαθμό το ζήτημα της αισθητικής, της αρχιτεκτονικής, της αντοχής, της πυροπροστασίας, της θερμομόνωσης και της ηχομόνωσης (Σπυράκος, 2019).

Η συμπεριφορά που έχουν βέβαια οι κατασκευές κατά τη διάρκεια των σεισμικών δράσεων αποτελεί ένα από τα πιο αξιοσημείωτα μειονεκτήματα. Η τοιχοποιία είναι σε θέση να αναλάβει εξίσου σημαντικά φορτία τα οποία προκαλούν θλίψη αλλά και μικρά οριζόντια φορτία τα οποία προκαλούν εφελκυσμό. Παρόλ'αυτά όταν υποβληθεί η κατασκευή σε ανακυκλιζόμενες μετατοπίσεις με μεγάλο εύρος κατά τη διάρκεια σεισμού τότε μειώνεται δραστικά η αντίσταση της. Όταν λοιπόν οι εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται ξεπεράσουν την αντοχή της, το αποτέλεσμα είναι η τοιχοποιία να αστοχήσει τοπικά με ψαθυρό τρόπο. Το γεγονός δε ότι η



ανακατανομή των τάσεων δεν είναι δυνατή, κάνει την αστοχία καθολική κάτι που μπορεί να οδηγήσει σε ολοκληρωτική κατάρρευση τον φορέα (Κολιός, 2020).

## 1.2 Εισαγωγή στο Ρόλο των Ενισχύσεων

Το σύνολο των μέτρων αναβάθμισης των μηχανικών χαρακτηριστικών (αντοχή και δυσκαμψία) αποτελείται από την ενίσχυση μίας υφιστάμενης κατασκευής.

Η ενίσχυση λοιπόν, ξεπερνά την επισκευή τυχόν βλαβών και αυξάνει την ικανότητα της υφιστάμενης κατασκευής όσον αφορά στην παραλαβή στατικών και σεισμικών φορτίσεων, για δύο κυρίως λόγους. Πρώτον, λόγω της απαίτησης να ανταποκρίνεται η κατασκευή στο επίπεδο ασφαλείας νέων φορτίων και δεύτερον, λόγω της αλλαγής των φορτίων χρήσης της, που οφείλεται συνήθως στην αλλαγή της λειτουργίας της.

Όταν σε μια κατασκευή δεν έχουν εκδηλωθεί βλάβες, για την ενίσχυση της είναι απαραίτητες οι ανελαστικές μέθοδοι με σκοπό τον εντοπισμό των πιο τρωτών σημείων. Οι ανελαστικές μέθοδοι βοηθούν επίσης στην πρόβλεψη της συμπεριφοράς της κάτω από συγκεκριμένες δράσεις. Τα αποτελέσματα αυτών των αναλύσεων καθορίζουν τη λήψη αποφάσεων για καλύτερα μέτρα επεμβάσεων με σκοπό να γίνει η επιλογή της καταλληλότερης τεχνικής ενίσχυσης (Σπυράκος, 2019).

Παρακάτω παρατίθενται οι παράμετροι που θα πρέπει να συνεκτιμώνται για να αποφεύγονται τα λάθη και να διατηρείται η αξία μιας υφιστάμενης κατασκευής που χρήζει τεχνικής επέμβασης και μεθόδων ενίσχυσης (Σπυράκος, 2019).

- (i) Η δομική συμπεριφορά επέμβασης (Σπυράκος, 2019).
- (ii) Η αποτελεσματικότητα (Σπυράκος, 2019).
- (iii) Η απαίτηση ή όχι για αναστρεψιμότητα (Σπυράκος, 2019).
- (iv) Ο σεβασμός στο πρωτότυπο (Σπυράκος, 2019).
- (v) Η επεμβατικότητα (Σπυράκος, 2019).
- (vi) Η συμβατότητα των υφιστάμενων υλικών της κατασκευής με νέα υλικά (Σπυράκος, 2019).
- (vii) Η επέμβαση (Σπυράκος, 2019).
- (viii) Το οικονομικό κόστος της μελλοντικής συντήρησης όσον αφορά στην αξία εγκατάστασης (Σπυράκος, 2019).

- (ix) Η γνώση και η εμπειρία του διατιθέμενου τεχνικού δυναμικού (Σπυράκος, 2019).
- (x) Η δυνατότητα απόκτησης του κατάλληλου εξοπλισμού (Σπυράκος, 2019).

Έτσι, ανάλογα με το είδος της κατασκευής οι παραπάνω παράμετροι είναι σημαντικοί σε μεγάλο βαθμό. Εξαίρεση αποτελεί η δομική συμπεριφορά της επέμβασης, η οποία είναι εξίσου σημαντική για όλα τα είδη κατασκευών (Σπυράκος, 2019).

### 1.3 Γενικά Στοιχεία Λίθων

Η τοιχοποιία χρησιμοποιείται εδώ και χιλιάδες χρόνια και αποτελεί το πλέον διαδεδομένο δομικό σύστημα για την κατασκευή έργων σε όλο τον κόσμο. Στην παρούσα διπλωματική διατριβή που αποσκοπεί στην αποτίμηση της κατάστασης ενός κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία, διαπιστώνεται η εκτεταμένη ποικιλία δομικών μορφών η οποία μπορεί γενικά να ταξινομηθεί με βάση:

- (i) Τη σύσταση και την προέλευση των υλικών σχετικά με τους λίθους και τα κονιάματα.
- (ii) Την επεξεργασία των λίθων, όπως είναι οι αργοί λίθοι, οι λίθοι που έχουν υποστεί επεξεργασία (λάξευση) ή μηχανική κατεργασία.
- (iii) Τον τρόπο δόμησης (πλήθος στρώσεων, τοποθέτηση και σύνδεση των λίθων).

Επομένως, στα παρακάτω υποκεφάλαια θα αναλύσουμε τις κατηγορίες των λίθων και των υλικών αρμολόγησής τους.

#### 1.3.1 Φυσικοί Λίθοι και Μηχανικές Ιδιότητες

*«Οι φυσικοί λίθοι χρησιμοποιούνται ως φέροντα στοιχεία για τη δόμηση συμβατικών και μνημειακών κατασκευών κατά κύριο λόγο. Αποτελούν θραύσματα των πετρωμάτων στα επιφανειακά στρώματα του στερεού φλοιού της γης και γι' αυτόν το λόγο κατατάσσονται σε διαφορετικές κατηγορίες με βάση τα πετρώματα από τα οποία και προέρχονται» (Σπυράκος, 2019).*

Σύμφωνα με τον Σπυράκο (2019), τα πετρώματα είναι συμπαγή υλικά, τα οποία αποτελούνται από ένα ή και περισσότερα ορυκτά συνδεδεμένα μεταξύ τους. Με τη σειρά τους ταξινομούνται και κατηγοριοποιούνται με τη γεωλογική τους προέλευση σε (Σπυράκος, 2019) :

- (i) *«Πυριγενή (ή εκρηξιγενή), τα οποία και προέρχονται από τη στερεοποίηση ηφαιστειακής ύλης» (Σπυράκος, 2019).*
- (ii) *«Ιζηματογενή (ή στρωσιγενή), τα οποία δημιουργούνται από αποθέσεις υδάτινων διαλυμάτων ή από τη μεταφορά, μέσω του ανέμου, υλικών που προήλθαν από την διάβρωση των πυριγενών πετρωμάτων» (Σπυράκος, 2019).*
- (iii) *«Μεταμορφωσιγενή (ή κρυσταλλοσχιστώδη), τα οποία έχουν σχηματιστεί από ανακρυστάλλωση των ιζηματογενών ή των πυριγενών πετρωμάτων, κάτω από κατάλληλες συνθήκες υψηλής πίεσης και θερμοκρασίας. Επίσης, ο σχηματισμός τους μπορεί να είναι συνέπεια και κάποιων φυσικοχημικών δράσεων» (Σπυράκος, 2019).*

Από την βιβλιογραφία συμπεραίνεται για τα μηχανικά χαρακτηριστικά των φυσικών λίθων, δηλαδή των πετρωμάτων πως η εφελκυστική τους αντοχή ( $f_t$ ) είναι σημαντικά χαμηλότερη από την θλιπτική τους αντοχή ( $f_c$ ).

### 1.3.2 Τεχνητοί Λίθοι και Μηχανικές Ιδιότητες

Από την αναφορά στις παλαιές τοιχοποιίες διαπιστώνεται ότι πέρα από τους φυσικούς λίθους, είναι δυνατόν να αποτελούνται και από λιθοσώματα τα οποία είναι προϊόντα κεραμευτικής. Τέτοια προϊόντα είναι και οι οπτόπλινθοι (τούβλα) όπως και άλλα που προκύπτουν από συμπύκνωση και φυσική ξήρανση πηλοκονιαμάτων (ωμόπλινθοι). Λόγω των πλεονεκτημάτων τους που οφείλονται στις προκαθορισμένες διαστάσεις και ιδιότητες τους, έχουν χρησιμοποιηθεί σε ευρεία κλίμακα συγκριτικά με τους φυσικούς λίθους (Σπυράκος, 2019).

Βασικό συστατικό των οπτόπλινθων είναι η άργιλος. Η χημική της σύσταση και κυρίως η περιεκτικότητα της σε οξείδια του σιδήρου προσδίδει το χρώμα τους (πορτοκαλί, κίτρινο και υποκίτρινο). Η διάκριση των τεχνητών δομικών λίθων γίνεται σε συμπαγείς και διάτρητους, με κατακόρυφες ή οριζόντιες οπές και ανάλογα

με τον όγκο των οπών, κατατάσσονται σε ομάδες σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6 (Σπυράκος, 2019).

Στην ίδια κατηγορία με τους τεχνητούς λίθους ανήκουν και οι τσιμεντόλιθοι (λίθοι από τσιμέντο), τα προϊόντα από ελαφροσκυρόδεμα και τα υαλότουβλα. Όσον αφορά στα λιθοσώματα, η σημαντικότερη τους ιδιότητα είναι η θλιπτική τους αντοχή. Επίσης χαρακτηρίζει την ποιότητα τους και χρησιμεύει στην εκτίμηση βασικών ιδιοτήτων για τις τοιχοποιίες. Από τη βιβλιογραφία γίνεται κατανοητό ότι σε σχέση με τα μηχανικά χαρακτηριστικά των λιθοσωμάτων η εφελκυστική αντοχή ( $f_t$ ) τους είναι γενικά αρκετά χαμηλή, της τάξης του 10 % – 30 % , πιο χαμηλή από την θλιπτική τους αντοχή ( $f_c$ ) (Σπυράκος, 2019).

#### 1.4 Κατηγορίες Κονιών

Όπως αναφέρει ο Σπυράκος (2019), οι κονίες είναι στερεά υλικά σε μορφή σκόνης, τα οποία όταν αναμειχθούν υπό ορισμένες συνθήκες και αναλογίες με ένα ρευστό, συνήθως νερό, μεταβάλλονται σε εύπλαστο πολτό και αποκτούν συγκολλητικές ικανότητες κατάλληλες για την εφαρμογή τους στις τοιχοποιίες. Ο πολτός αυτός αποκτά την οριστική του αντοχή με την πάροδο του χρόνου, αφού περάσει διαδοχικά το στάδιο του χρόνου της πήξης και το στάδιο της σκλήρυνσης (Σπυράκος, 2019).

Ανάλογα με τη συμπεριφορά τους ως προς το νερό οι κονίες μετά την σκλήρυνση τους, κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες, (Σπυράκος, 2019) :

- (i) **«Αερικές Κονίες (άργιλος, άσβεστος και γύψος):** Ο άργιλος είναι μίγμα διαφόρων ορυκτών, κυρίως ενώσεων αργίλου, αναμειγμένων με οξείδια του σιδήρου καθώς αυτό το καθιστά και τη πρώτη κονία που χρησιμοποιήθηκε ιστορικά ως συνδετικό υλικό. Η άσβεστος αποτελεί κύριο συστατικό των παλαιών κονιαμάτων λόγω των πλεονεκτημάτων της, όπως η υψηλή πρόσφυση και η σταθερότητα όγκου. Η γύψος ανήκει στις παλαιότερες και αυτή κονίες που έχουν χρησιμοποιηθεί, λόγω μετά την ανάμιξή της με νερό σε ποσότητα 60 % - 70 % του βάρους της σχηματίζει πλαστικό και εργάσιμο πολτό που σκληραίνει σε λίγα λεπτά» (Σπυράκος, 2019).

- (ii) **«Υδραυλικές κονίες (φυσικές ποζολάνες, υδραυλική άσβεστος και φυσικό τσιμέντο):** Οι φυσικές ποζολάνες βρίσκονται αυτούσιες στο περιβάλλον (π.χ. θηραϊκή γη) και είναι κονίες πυριτικής ή αργιλοπυριτικής σύστασης με μικρή υδραυλική ικανότητα. Η υδραυλική άσβεστος παρασκευάζεται με όπτηση από ασβεστολιθικά πετρώματα που αναμιγνύονται με ποζολάνες για την παρασκευή υδραυλικών κονιαμάτων. Τέλος, το φυσικό τσιμέντο αποτελεί τον πρόδρομο του τεχνητού τσιμέντου Portland και προέρχεται από όπτηση και κονιορτοποίηση αργιλούχων ασβεστόλιθων, όμως δεν χρησιμοποιείται σήμερα καθώς οι ιδιότητές του υπολείπονται αυτών του τεχνητού» (Σπυράκος, 2019)

### 1.5 Κατηγορίες Κονιαμάτων

Τα κονιάματα που χρησιμοποιούνται σαν υλικό σύνδεσης στα λιθοσώματα, παρασκευάζονται από συνδυασμό κονιών. Στις παλαιές κατασκευές το μίγμα αποτελούνταν από μια ή παραπάνω κονίες, αδρανή, νερό και πρόσθετα. Στα αδρανή παλαιών κονιαμάτων συμπεριλαμβάνονται η άμμος και το γαρμπίλι όπως και θραύσματα από κεραμικό υλικό. Για την αύξηση ωστόσο της εφελκυστικής τους αντοχής έχει γίνει και χρήση οργανικών ουσιών ως πρόσθετα παλαιών κονιαμάτων (Σπυράκος, 2019).

Οι ιδιότητες των κονιαμάτων ανάλογα με το είδος της κάθε κονιάς, των αδρανών αλλά και των πρόσθετων είναι ποικίλες. Επίσης σημαντικό ρόλο παίζει και η κατ' όγκο αναλογία και ο τρόπος που αναμιγνύονται τα συστατικά. Τέλος παίζει ρόλο και ο τρόπος της κατεργασίας και της συμπύκνωσης. Τα κονιάματα χαρακτηρίζονται αερικά ή υδραυλικά ανάλογα με το είδος των κονιών (Σπυράκος, 2019).

Στους πλέον συνήθης τύπους των κονιαμάτων σε παλαιές κατασκευές που συναντάμε, περιλαμβάνονται τα εξής κονιάματα (Σπυράκος, 2019) :

- (i) **«Ασβεστοκονιάματα:** Πρόκειται για κονιάματα στα οποία ως κονία χρησιμοποιείται η άσβεστος. Χαρακτηρίζονται από μικρές αντοχές τη τάξης των  $0.7 \text{ MPa} - 1.5 \text{ MPa}$ .» (Σπυράκος, 2019).
- (ii) **«Ασβεστοθηραϊκοκονιάματα:** Αποτελούνται από μίγμα άσβεστου και θηραϊκής γης με αδρανή, όπως άμμος και χαρακτηρίζονται από σχετικά χαμηλή αλλά έως και υψηλή θλιπτική αντοχή της τάξης των  $2 \text{ MPa} - 10 \text{ MPa}$ .» (Σπυράκος, 2019).
- (iii) **«Πηλοκονιάματα:** Πρόκειται για κονιάματα στα οποία χρησιμοποιείται κονία ή πηλός και χαρακτηρίζονται από χαμηλές θλιπτικές αντοχές της τάξης των  $0.2 \text{ MPa} - 1.0 \text{ MPa}$ , αλλά με καλή πρόσφυση, υψηλές θερμομονωτικές ικανότητες και πυροπροστασία» (Σπυράκος, 2019).
- (iv) **«Τσιμεντοκονιάματα:** Αποτελούνται από μίγμα άσβεστου, τσιμέντου και άμμου. Η θλιπτική αντοχή του τσιμεντοκονιάματος εξαρτάται από την αναλογία ανάμειξης των συστατικών του. Συγκεκριμένα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6, τα τσιμεντοκονιάματα ταξινομούνται με βάση τη χαρακτηριστική αντοχή τους (θλιπτική) και τη σύστασή τους σε τσιμέντο, στην άμμο και στην άσβεστο» (Σπυράκος, 2019).

Τέλος, τα κονιάματα διακρίνονται σε:

- (i) **Γενικής Εφαρμογής/Χρήσης.**
- (ii) **Λεπτής Στρώσεις.** Με πάχος  $0.5 \text{ mm}$  έως και  $3.0 \text{ mm}$ .
- (iii) **Ελαφροκονιάματα.** Στα ελαφροκονιάματα, αντί κανονικής άμμου, χρησιμοποιείται κάποιο ελαφρότερο αδρανές, όπως είναι ο λεπτόκοκκος περλίτης.





## Κεφάλαιο 2 – Μορφές και Αιτίες Ανάπτυξης Βλαβών. Στόχος & Σκοπός των Ενισχύσεων

### 2.1 Γενικές Αιτίες Βλαβών

Η τοιχοποιία, όπως περιγράφεται και στο Κεφάλαιο 1 της παρούσας έρευνας, αποτελείται από υλικά τα οποία παρουσιάζουν πολύ μεγαλύτερη αντοχή σε θλίψη παρότι σε εφελκυσμό. Συνεπώς, το ιδανικό είναι οι κατασκευές από τοιχοποιία να κατασκευάζονται με τρόπο ώστε τα δομικά τους στοιχεία και μέλη να βρίσκονται πάντα σε θλίψη. Στην πραγματικότητα όμως μια σειρά από αιτίες, όπως η καθίζηση του εδάφους, τα δυναμικά φορτία και ο σεισμός, μπορούν να προκαλέσουν στην τοιχοποιία εφελκυστικές τάσεις (Σπυράκος, 2019).

Στην περίπτωση κατά την οποία οι αναπτυσσόμενες τάσεις ξεπερνούν την εφελκυστική ή/και τη θλιπτική αντοχή, στην κατασκευή αναπτύσσονται ρωγμές. Η ανάπτυξη των ρωγμών αποτελεί τον πιο άμεσο τρόπο ερμηνείας του είδους και της αιτίας των βλαβών σε μια κατασκευή. Η παρατήρηση των ρωγμών βοηθάει τον έλεγχο και τη βελτίωση της αναλυτικής προσομοίωσης της κατασκευής, με το ανάλογο πρόγραμμα προσομοίωσης πεπερασμένων στοιχείων, καθώς και στη λήψη αποφάσεων σχετικά με την επισκευή και ενίσχυση του φορέα (Σπυράκος, 2019).

Για τους παραπάνω λόγους, σημαντικό μέρος της τεκμηρίωσης της υφιστάμενης κατάστασης του φορέα αποτελεί η λεπτομερής αποτύπωση της θέσης, του είδους και των διαστάσεων των ρωγμών.

Η κατανομή των ρωγμών επιτρέπει να διαπιστώσουμε ποια είναι η αιτία που τις προκάλεσε, αν και σε πολλές περιπτώσεις είναι δύσκολο να ερμηνευθούν λόγω της αλληλεπίδρασης πολλών φαινομένων μαζί πάνω στην κατασκευή.

Η εξέλιξη λοιπόν του εύρους μίας ρωγμής, παρακολουθείται με ρωγμόμετρα (όργανο μέτρησης πάχους και μήκους ρωγμών), τα οποία είναι όργανα μέτρησης της ανάπτυξης μιας ρωγμής και ανήκουν στην κατηγορία των μη καταστροφικών ελέγχων. Επίσης, σε περιοδικά αλλά τακτά χρονικά διαστήματα σημειώνεται το εύρος της εκάστοτε ρωγμής και σχεδιάζεται ένα διάγραμμα στο οποίο αποτυπώνεται η εξέλιξή της στο χρόνο. Τέλος, για να μετρηθεί η χρονική εξέλιξη του μήκους της ρωγμής σημειώνονται ευδιάκριτα τα άκρα της σε τακτά χρονικά διαστήματα (Σπυράκος, 2019).

Όπως επισημαίνει ο Σπυράκος (2019), οι κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία έχουν πολλές αιτίες αστοχιών. Οι πιο συνηθισμένες που θα αναλυθούν και θα μελετηθούν στο κεφάλαιο αυτό παρατίθενται παρακάτω (Σπυράκος, 2019) :

- (i) «Καθίζηση της θεμελίωσης, σε πολλές περιπτώσεις ανάλογα με τη θέση, τη μορφή και την κατεύθυνση» (Σπυράκος, 2019).
- (ii) «Μεγάλα θλιπτικά κατακόρυφα φορτία» (Σπυράκος, 2019).
- (iii) «Δυναμικά φορτία» (Σπυράκος, 2019).
- (iv) «Σεισμικά φορτία» (Σπυράκος, 2019).

Εκτός από την αστοχία που δημιουργείται από στατικά αλλά και από σεισμικά φορτία, όπως αναφέρει ο Σπυράκος (2019), στα παραδοσιακά και ιστορικής σημασίας κτίρια παρατηρούνται επίσης βλάβες οι οποίες προέρχονται από περιβαλλοντικούς παράγοντες, όπως είναι:

- (i) «Η ατμοσφαιρική ρύπανση» (Σπυράκος, 2019).
- (ii) «Η αιολική διάβρωση» (Σπυράκος, 2019).
- (iii) «Η διάβρωση από τη βροχή» (Σπυράκος, 2019).
- (iv) «Η δράση της υγρασίας μέσα στο εσωτερικό της τοιχοποιίας» (Σπυράκος, 2019).

## 2.2 Βλάβες από Καθίζηση της Θεμελίωσης

Η πιο συνηθισμένη αιτία αστοχίας που εμφανίζουν οι κατασκευές με από φέρουσα τοιχοποιία είναι η καθίζηση της θεμελίωσης. Ωστόσο το γεγονός ότι απουσιάζουν οι ρηγματώσεις από μια κατασκευή δεν αποτελεί απόδειξη απουσίας καθιζήσεων στην θεμελίωση της. Σε περίπτωση ομοιομορφίας της καθίζησης σε ολόκληρη την έκταση της θεμελίωσης δεν προκύπτει εμφάνιση ρηγματώσεων, αντιθέτως οι βλάβες εμφανίζονται εκεί που υπάρχουν διαφορικές καθιζήσεις. Επίσης δεν είναι αδύνατο ακόμα και να υπάρχουν διαφορικές καθιζήσεις, να μην αναπτυχθούν ρωγμές στην τοιχοποιία. Ο συνδυασμός βέβαια και με άλλα φορτία

όπως αυτό του σεισμού μπορεί να οδηγήσει από απλή αστοχία ακόμα και σε κατάρρευση. Συμπεραίνεται λοιπόν ότι τα γεωμετρικά και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους αλλά και της κατασκευής σε συνδυασμό, προκαλούν το φαινόμενο της καθίζησης (Σπυράκος, 2019).

Ο συνδυασμός της διαφορικής καθίζησης με μία σεισμική δράση μπορεί να αναπτύξει στην κατασκευή μια επιπρόσθετη ροπή, με αποτέλεσμα να υπερβεί την αντοχή της κατασκευής από τοιχοποιία. Συνεπώς, ανάλογα με τη θέση, τη μορφή και την κατεύθυνση της εκάστοτε καθίζησης κατηγοριοποιούνται οι ακόλουθες περιπτώσεις (Σπυράκος, 2019) :

- (i) Κατακόρυφη καθίζηση κοντά σε άκρο δηλαδή για ολόκληρο τοίχο χωρίς ανοίγματα.
- (ii) Κατακόρυφη καθίζηση στο κέντρο της κατασκευής η οποία καθορίζεται από την διάταξη των ανοιγμάτων.
- (iii) Ανομοιόμορφη καθίζηση σε όλο το εύρος της θεμελίωσης (παρουσιάζοντας ρηγματώσεις στα άκρα ή κατακόρυφα των πεσών, ανάλογα με τον τύπο του εδάφους).
- (iv) Υποχώρηση του εδάφους λόγω έκκεντρων φορτίων ή εκσκαφής (οριζόντιες ωθήσεις από στέγη ή από φέροντα στοιχεία όπως τόξα).

### 2.3 Βλάβες από Μεγάλα Θλιπτικά Κατακόρυφα Φορτία

Στη διάρκεια επίδρασης των κατακόρυφων φορτίων αναπτύσσεται μια σμίκρυνση κατά τη διεύθυνση άσκησης τους από τα φέροντα στοιχεία εξαιτίας της θλιπτικής τάσης. Παράλληλα κατά την κάθετη διεύθυνση στο φορτίο αναπτύσσεται μια διόγκωση η οποία οφείλεται στην εφελκυστική τάση. Όταν η εγκάρσια φόρτιση υπερβεί την αντοχή που έχει το στοιχείο ή το μέλος τότε κατά μήκος του δημιουργείται ανάπτυξη ρωγμών. Τέτοιου είδους ρηγματώσεις γίνονται ανάλογα με τη φόρτιση και τα μηχανικά χαρακτηριστικά που έχουν οι λίθοι, το κονίαμα και ο τρόπος δόμησης της τοιχοποιίας (Σπυράκος, 2019).

Υπό μεγάλα θλιπτικά φορτία, οι μονόστρωτες και οι δίστρωτες τοιχοποιίες αναπτύσσουν ρωγμές στις όψεις της τοιχοποιίας. Στην τρίστρωτη αλλά και στην

δίστρωτη τοιχοποιία αναπτύσσονται και κατακόρυφες ρωγμές «κατά μήκος» της ασθενούς εσωτερικής στρώσης που αποτελείται από μικρούς λίθους και κονίαμα. Ακόμα στις δίστρωτες και τρίστρωτες τοιχοποιίες με ασύνδετες στρώσεις, εμφανίζονται ρηγματώσεις που συνδέονται με την έναρξη της αστοχίας της λυγρότητας. Επομένως, θεωρώντας τις δίστρωτες ή τις τρίστρωτες τοιχοποιίες ως ένα σώμα ομογενές υπάρχει κίνδυνος υπερεκτίμησης της αντοχής της (Σπυράκος, 2019).

Συμπερασματικά, η ανάπτυξη των προαναφερόμενων ρηγματώσεων των μελών πραγματοποιείται σε τρεις φάσεις. Στο πρώτο στάδιο, γίνεται η εμφάνιση της αποκόλλησης του επιχρίσματος στα διάφορα τμήματα του εσωτερικού. Στο δεύτερο στάδιο δημιουργούνται ασυνέχειες στο υλικό. Αυτό συνεπάγεται και ασυνεχείς κατακόρυφες ρηγματώσεις στις όψεις της τοιχοποιίας. Στο τρίτο και τελευταίο στάδιο γίνεται ένας συνδυασμός του πρώτου και του δεύτερου σταδίου με αποτέλεσμα τη δημιουργία ρωγμών μεγάλου εύρους που διχοτομούν την τοιχοποιία σε δύο ή τρία μέρη (Σπυράκος, 2019).

Εν κατακλείδι, στην περίπτωση που τα πατώματα στις κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία εδράζονται σε τμήματα τοίχου και ασκούν κατακόρυφα φορτία σε ένα μέρος αυτού, τότε η κατασκευή χρήζει ιδιαίτερης προσοχής. Τα κατακόρυφα συγκεντρωμένα φορτία που ασκούνται από τις δοκούς του πατώματος σε υπέρθυρα, χωρίς την παρεμβολή διαζωμάτων, μπορούν να προκαλέσουν αστοχίες και ρηγματώσεις στην τοιχοποιία, εφόσον τα κατακόρυφα ομοιόμορφα συγκεντρωμένα φορτία είναι μεγαλύτερα από την αντοχή του στοιχείου που εδράζονται (Σπυράκος, 2019).

## 2.4 Βλάβες από δυναμικά φορτία

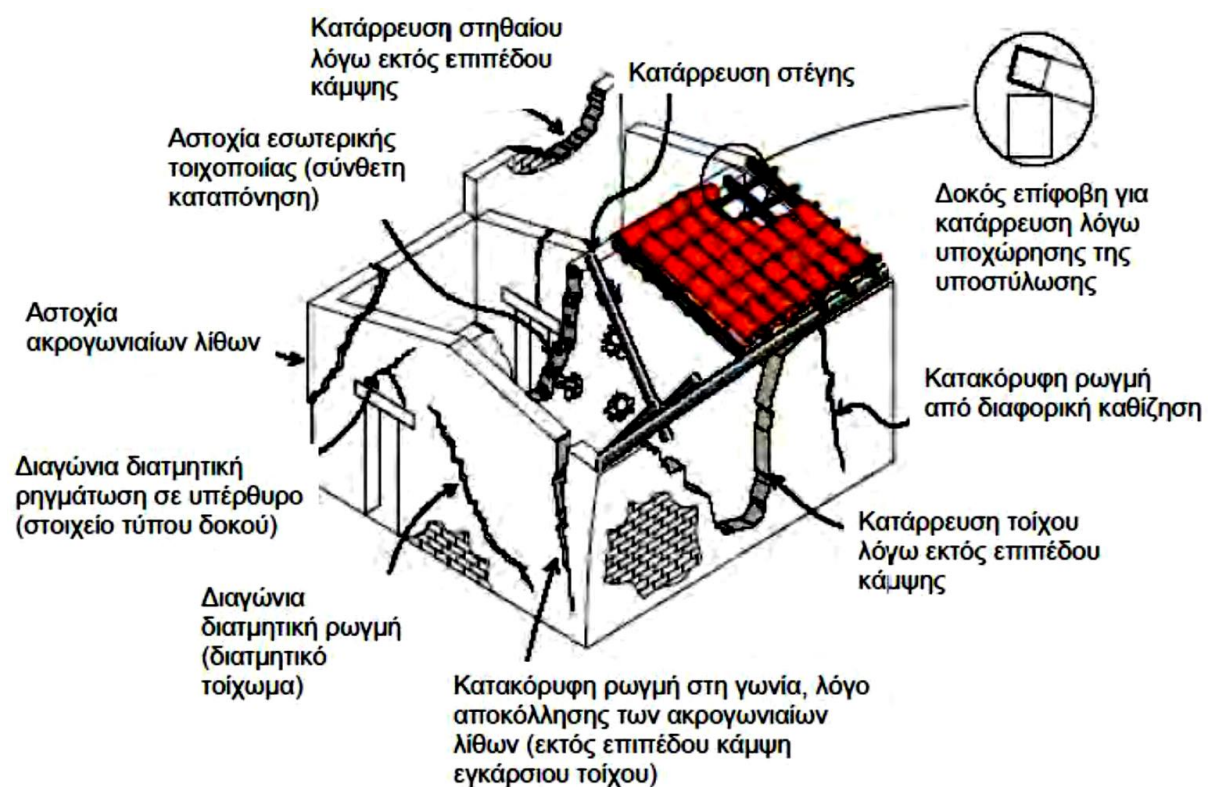
Η δυναμική ταλάντωση του εδάφους, όπως η κίνηση από οχήματα, μπορεί να είναι ακόμα μια αιτία καθιζήσεων του εδάφους. Και σε αυτήν την περίπτωση, η έκταση της καθίζησης εξαρτάται από τα μηχανικά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά του εκάστοτε εδάφους (Σπυράκος, 2019).

Η δυναμική φόρτιση ασκεί μεγαλύτερη επιρροή στα αμμώδη εδάφη απ' ότι στα εδάφη από άργιλο. Σύμφωνα με τις υπάρχουσες μελέτες για τα αργιλικά εδάφη,

δεν προκαλούνται καθιζήσεις του εδάφους σε σχέση με την θεμελίωση των κατασκευών σε ανακυκλιζόμενη δυναμική φόρτιση. Σε ότι αφορά τα αμμόδη εδάφη, η δυναμική φόρτιση συσπειρώνει το έδαφος με αποτέλεσμα την καθίζηση του εδάφους και ως εκ τούτου επηρεάζεται η θεμελίωση της εκάστοτε κατασκευής (Σπυράκος, 2019).

## 2.5 Βλάβες από σεισμικά φορτία

Αναφορικά με τη γεωμετρία της τοιχοποιίας και τον τρόπο έδρασης των λίθων πάνω σε αυτή, όπως και από τις αντοχές των κονιαμάτων, προσδιορίζονται οι μορφές αστοχίας που έχουν προκληθεί από τα σεισμικά φορτία. Παρακάτω απεικονίζονται σχηματικά πάνω σε μια κατασκευή όλα τα είδη αστοχιών.



Εικόνα 2.5.1 Συνήθειες αστοχίες της τοιχοποιίας (Κάρλος, 2005)

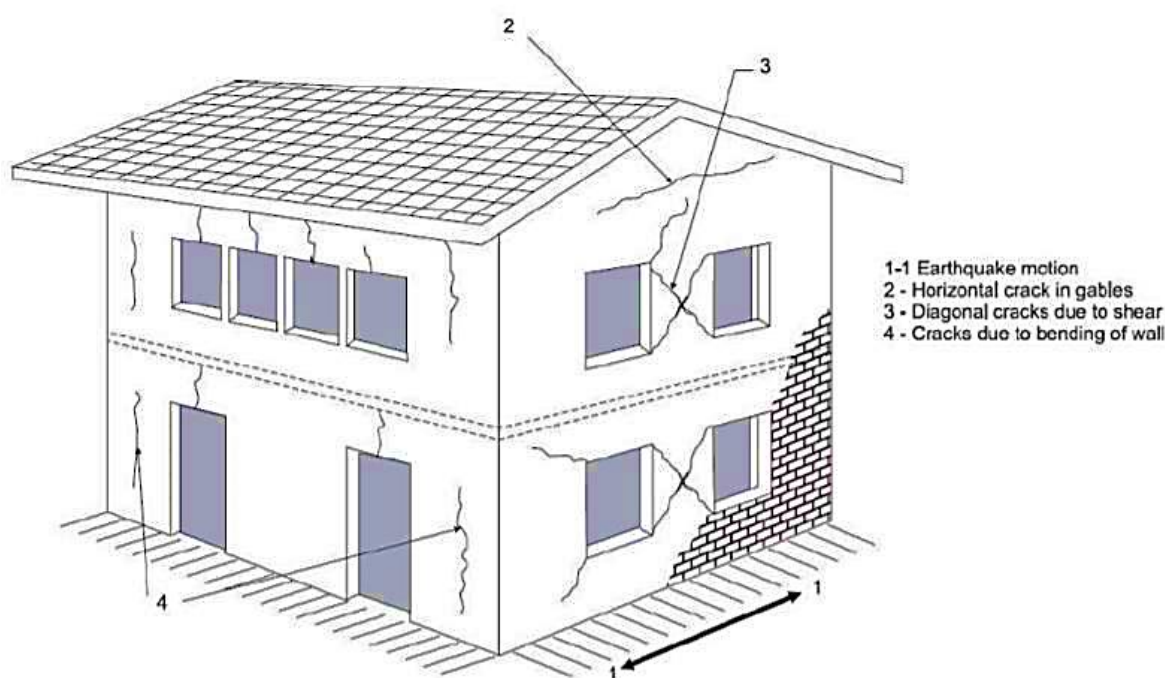


Εντός επιπέδου οι βασικότερες μορφές αστοχίας σύμφωνα με την Τσώλου (2012) είναι:

- (i) «Οι εφελκυστικές ρηγματώσεις τις οποίες τις συναντάμε σε περιοχές ανάπτυξης εφελκυστικών τάσεων συνήθως λόγω κάμψης στο κάτω μέρος πεσσών και στις γωνίες των ανοιγμάτων» (Τσώλου, 2012).
- (ii) «Η διατμητική αστοχία, όπου στην περίπτωση αυτή, οι κύριες εφελκυστικές τάσεις που δημιουργούνται από τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία υπερβαίνουν την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας και σχηματίζουν διαγώνιες ρωγμές ακολουθώντας τους αρμούς αυξάνοντας τον κίνδυνο ψαθυρής θραύσης καθώς οι ρωγμές πηγαίνουν στα λιθοσώματα» (Τσώλου, 2012).
- (iii) «Ο λικνισμός που εμφανίζεται σε περιπτώσεις με μεγάλο λόγο καμπτικής ροπής προς την διατμητική δύναμη» (Τσώλου, 2012).
- (iv) «Η ολίσθηση λόγω διαφορικών καθιζήσεων θεμελίων ή/και στρέψης ολόκληρου του κτιρίου» (Τσώλου, 2012).

Διακρίνουμε επιπλέον δύο τύπους αστοχιών, οι οποίοι είναι:

- (i) Αστοχίες λόγω κακής ποιότητας της τοιχοποιίας.
- (ii) Τοπικές εκτός επιπέδου αστοχίες.

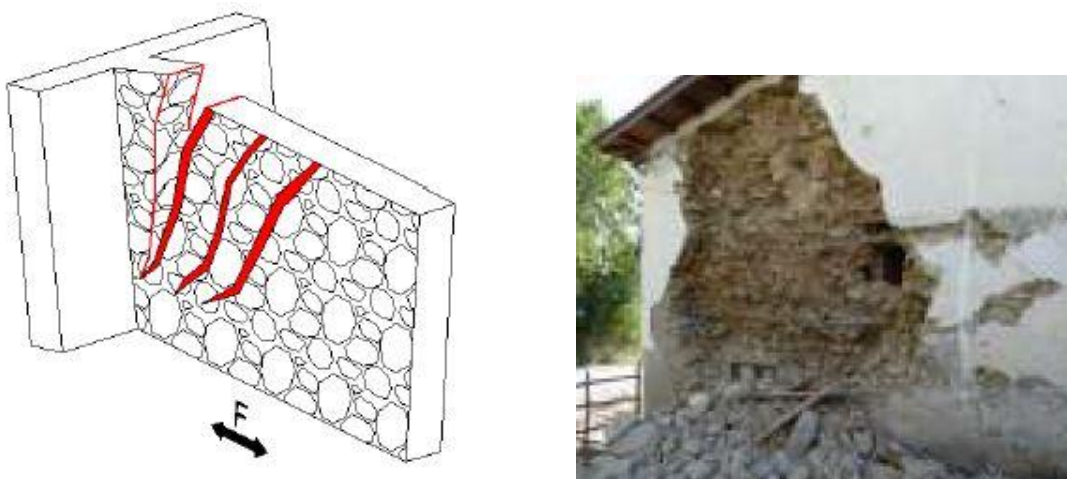


**Εικόνα 2.5.2. Βλάβες εντός & εκτός επιπέδου (Πανοπούλου, 2019)**

### 2.5.1 Σεισμικά φορτία. Αστοχίες λόγω κακής ποιότητας της τοιχοποιίας

Οι αστοχίες λόγω φτωχής ποιότητας της τοιχοποιίας, δηλαδή η τοπική αποδιοργάνωσή της, οφείλεται στη χαμηλή ποιότητα δόμησής της. Συνήθεις περιπτώσεις αποτελούν δίστρωτες και τρίστρωτες τοιχοποιίες χωρίς διάτονες λίθους με κονιάματα χαμηλών μηχανικών αντοχών (Σπυράκος, 2019).

Στις εικόνες παρακάτω αποτυπώνεται η συμπεριφορά ενός τοίχου με όχι υψηλή ποιότητα υλικών δομήσεως σε ανακυκλιζόμενη σεισμική φόρτιση για την εντός και εκτός επιπέδου αστοχία, αντίστοιχα (Σπυράκος, 2019).



**Σχήμα 2.5.1.1: Δημιουργία ρωγμών. Αριστερά: Εντός επιπέδου αστοχία παράλληλα στο άξονα, Δεξιά: εκτός επιπέδου αστοχία κάθετα στον άξονα (Σπυράκος, 2019)**

Ακόμα στην περίπτωση περιορισμένου βάθους έδρασης των οριζόντιων στοιχείων (δοκών) εντός της τοιχοποιίας, υπάρχει πιθανότητα ρηγματώσης ή κα αποκόλλησης των εξωτερικών στρώσεων της τοιχοποιίας (Σπυράκος, 2019).

### 2.5.2 Σεισμικά Φορτία. Τοπικές Εκτός Επιπέδου Αστοχίες

Στις καλά δομημένες τοιχοποιίες με σύνδεση εγκάρσιων τοίχων και ανεπάρκεια πατωμάτων και στεγών παρουσιάζεται ο δεύτερος τύπος της επιπέδου αστοχίας την οποία ονομάζουμε εκτός επιπέδου κάμψη. Την ίδια στιγμή δεν θα υφίσταται σύστημα ένωσης στους ελκυστήρες αλλά και στα διαζώματα του φορέα

(σενάζ). Σε τέτοια περίπτωση γίνεται οι ανάπτυξη τοπικών μηχανισμών εκτός επιπέδου λειτουργίας (Σπυράκος, 2019). Το φαινόμενο αυτό που είναι και συχνότερο θα εξεταστεί εκτενέστερα στα επόμενα κεφάλαια.



## Κεφάλαιο 3 – Μέθοδοι Ανάλυσης και Προσομοίωσης

### 3.1 Ορισμοί

*«Οι αποφάσεις για την κατάλληλη στρατηγική ενίσχυσης ανάλογα με την κάθε περίπτωση, καθώς και για τους τύπους επεμβάσεων, θα πρέπει να διαμορφώνονται με αξιοποίηση του συνόλου των πληροφοριών που προέκυψαν στο στάδιο της αποτίμησης του εκάστοτε υφιστάμενου δομήματος. Η λήψη των αποφάσεων πρέπει να βασίζεται στην εκτίμηση της συνολικής συμπεριφοράς του δομήματος και στον εντοπισμό των αδυναμιών του, όπως είναι η μείωση της φέρουσας ικανότητας ή δυσκαμψίας ή πλαστιμότητας. Για τον λόγο αυτό παρακάτω παρατίθενται οι ορισμοί για τις επεμβάσεις, καθώς κάθε επισκευή ή και ενίσχυση σε κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία, ανεξαρτήτου σπουδαιότητας και αξίας, αποτελεί μια επέμβαση» (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2012).*

#### 3.1.1 Επέμβαση

*«Με τον όρο επέμβαση σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία νοείται οποιαδήποτε εργασία που έχει ως αποτέλεσμα την στοχευόμενη μεταβολή των υφισταμένων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός δομικού στοιχείου ή του δομήματος και έχει ως συνέπεια, την τροποποίηση της απόκρισής του» (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2012).*

#### 3.1.2 Επισκευή

*«Με τον όρο επισκευή σε κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων και των μεταξύ τους συνδέσεων και επαναφέρει το δόμημα στην προ των βλαβών φέρουσα ικανότητά του» (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2012).*

#### 3.1.3 Ενίσχυση

*«Με τον όρο ενίσχυση των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα μελών ή του δομήματος ως συνόλου σε στάθμη υψηλότερη από την υφιστάμενη» (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2012).*

### 3.2 Τύποι Επεμβάσεων και Συνέπειες

Η επιλογή των καταλληλότερων κατά περίπτωση τύπων επέμβασης στα επιμέρους δομικά στοιχεία, στο κτίριο συνολικά ή και στον μη-φέροντα οργανισμό θα πρέπει να γίνεται με βάση τα κριτήρια κανονισμών και τα αποτελέσματα αποτίμησης κατασκευών. Σε αυτή τη διαδικασία θα πρέπει πάντα να λαμβάνονται υπόψη και οι επιπτώσεις των επεμβάσεων στις θεμελιώσεις. Στόχος της στρατηγικής – όπως αυτή χαρακτηρίζεται επέμβασης είναι η βελτίωση της της σεισμικής συμπεριφοράς που έχει το κτίριο. Αξίζει να σημειωθεί ότι αυτή συνίσταται στην τροποποίηση ή τον έλεγχο των βασικών παραμέτρων που ασκούν επιρροή στη σεισμική του συμπεριφορά. Για την μείωση της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών γίνεται δυνατή η υιοθέτηση στρατηγικών τόσο τεχνικού και διαχειριστικού χαρακτήρα όσο και συνδυασμός αυτών (Σπυράκος, 2019).

#### 3.2.1 Στρατηγικές Τεχνικού Χαρακτήρα

Όπως αναφέρει και αναγράφει ο Γαβριήλ (2019), οι στρατηγικές είναι οι εξής:

- (i) *«Πλήρης απομείωση των μαζών ή ακόμα και των φορτίων» (Γαβριήλ, 2019).*
- (ii) *«Αύξηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου. Η αύξηση της φέρουσας ικανότητας και της δυσκαμψίας επιτυγχάνεται εναλλακτικά με την επιλεκτική ή συνολική ενίσχυση των δομικών στοιχείων ή με προσθήκη νέων στοιχείων που αναλαμβάνουν μέρος των σεισμικών δράσεων, π.χ. νέες φέρουσες τοιχοποιίες, τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα ή δικτυώματα από χάλυβα, τοιχοποιίες πλήρωσης» (Γαβριήλ, 2019).*
- (iii) *«Η ενίσχυση τους διαφραγματικής λειτουργίας πατωμάτων και στεγών και η εξασφάλιση τους σύνδεσής τους με τα κατακόρυφα στοιχεία.» (Γαβριήλ, 2019).*
- (iv) *«Αύξηση της ικανότητας μετελαστικής παραμόρφωσης των μελών. Η αύξηση αυτή επιτυγχάνεται με διάφορες μεθόδους όπως η περίδεση, η όπλιση και η προσθήκη οριζόντιων και κατακόρυφων διαζωμάτων.» (Γαβριήλ, 2019).*
- (v) *«Διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών και μη κανονικοτήτων» (Γαβριήλ, 2019).*

- (vi) «Μείωση των σεισμικών απαιτήσεων. Η μείωση των σεισμικών απαιτήσεων επιτυγχάνεται με τη μείωση της μάζας του δομήματος, την τροποποίηση του δομητικού συστήματος με στόχο την ευεργετική αλλαγή της ιδιοπεριόδου του δομήματος (π.χ. μέσω συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας, τα οποία καλύπτονται από τον ΕΚ 8-1)» (Γαβριήλ, 2019).

### 3.2.2 Στρατηγικές Διαχειριστικού Χαρακτήρα

Στις στρατηγικές διαχειριστικού χαρακτήρα εντάσσεται αρχικά ο περιορισμός ή η αλλαγή της χρήσης του κτιρίου. Επιπλέον η τροποποίηση του συστήματος δόμησης αλλά και η καθαίρεση σαθρών τμημάτων της. Επίσης η ενίσχυση κρίσιμων δομικών μελών για την επιβολή της πλαστικής παραμόρφωσης. Τέλος στρατηγική αποτελεί και η αλλαγή της τοποθέτησης του φορέα (Γαβριήλ, 2019).

### 3.3 Χρησιμότητα και Μέθοδοι Ανάλυσης

Η ανάλυση ενός κτηρίου προσφέρει βαθύτερη γνώση της συμπεριφοράς του σε στατικά, δυναμικά και σεισμικά φορτία. Αποτελεί βασικό στοιχείο της διαδικασίας για την αποτίμηση και τη λήψη αποφάσεων επέμβασης. Ο ρόλος της ανάλυσης είναι ιδιαίτερα σημαντικός όταν εξετάζεται ένα διατηρητέο κτήριο ή μνημείο, καθώς επιδιώκεται να αποτιμηθεί με ακρίβεια η εναπομένουσα αντοχή του, ώστε να προκύψουν οι όσο το δυνατόν περιορισμένες σε έκταση και παρεμβατικότητα επεμβάσεις (Σπυράκος, 2019).

Σε ένα φορέα από φέρουσα τοιχοποιία δεν είναι εύκολο να αποτιμηθεί η απομένουσα αντοχή του, λόγω αβεβαιοτήτων που σχετίζονται μεταξύ άλλων με:

- I. Το ιστορικό της φόρτισης
- II. Τις τροποποιήσεις στο φέροντα οργανισμό
- III. Τη μεγάλη διασπορά στις μηχανικές ιδιότητες των συστατικών της τοιχοποιίας
- IV. Την αξιοπιστία των συνδέσεων των δομικών μελών

## V. Τη θεμελίωση

Οι παρακάτω μέθοδοι παρουσιάζουν την πραγματοποίηση του υπολογισμού των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων, προκειμένου να γίνει εφικτή η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία. Επιπλέον επιτυγχάνεται και ο πιθανός σχεδιασμός για επισκευές και ενισχύσεις (Σπυράκος, 2019).

- (i) «Ελαστική (ισοδύναμη) Στατική Ανάλυση (Μέθοδος Ανάλυσης Οριζόντιας Φόρτισης), με καθολικούς ( $q$ ) ή τοπικούς ( $m$ ) δείκτες συμπεριφοράς ή πλαστιμότητας, ανεξαρτήτως στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.» (Σπυράκος, 2019).
- (ii) «Ελαστική Δυναμική Ανάλυση – Δυναμική Φασματική Ανάλυση» (Σπυράκος, 2019).
- (iii) «Ανελαστική Στατική Ανάλυση γνωστή και ως μέθοδος των μετακινήσεων), που στην περίπτωση αυτή συνιστάται η διασφάλιση τουλάχιστον «ικανοποιητικής» στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων» (Σπυράκος, 2019).
- (iv) «Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση δηλαδή Ανάλυση Χρονοϊστορίας» (Σπυράκος, 2019).
- (v) «Γραμμική Κινηματική Ανάλυση» (Σπυράκος, 2019).
- (vi) «Μη Γραμμική Κινηματική Ανάλυση» (Σπυράκος, 2019).

Στην παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία η μέθοδος ανάλυσης που θα πραγματοποιηθεί είναι η ελαστική δυναμική φασματική ανάλυση. Απλούστερες μέθοδοι αναλύσεων όπως η γραμμική στατική ανάλυση απορρίφθηκαν, λόγω αδυναμίας προσομοίωσης της σύνθετης δυναμικής συμπεριφοράς των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία. Η ανελαστική δυναμική ανάλυση απαιτεί την παρουσία δεσπόζουσας ιδιομορφής που ενεργοποιεί ικανό ποσοστό μάζας, κάτι που δεν συμβαίνει σε κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία. Επίσης η εφαρμογή μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης θα απαιτούσε την γνώση ρεαλιστικών επιταχυνσιογραφημάτων της περιοχής, τα οποία δεν ήταν διαθέσιμα, καθώς και σημαντικά μεγάλο υπολογιστικό χρόνο.



Η γραμμική ελαστική ανάλυση επιλέχθηκε συνεπώς ως μια μέση λύση που συνδυάζει την απαιτούμενη ακρίβεια και πολυπλοκότητα με την παραδοχή πιο συντηρητικών παραδοχών, οι οποίες είναι προς την μεριά της ασφάλειας.

Ανεξάρτητα από την επιλογή της μεθόδου ανάλυσης, όλοι οι έλεγχοι θα πραγματοποιηθούν, είτε με τον έλεγχο των δυνάμεων, είτε με τον έλεγχο των μετακινήσεων. Για την επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης, είναι σημαντική ο συντελεστής σπουδαιότητας της εκάστοτε κατασκευής, καθώς και η απαίτηση των κανονισμών όλων των προϋποθέσεων για την εφαρμογή της κάθε μεθόδου. Οι προϋποθέσεις αυτές μπορεί να είναι η διάθεση στοιχείων για την εκάστοτε κατασκευή, τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών καθώς και την γεωτεχνική μελέτη του εδάφους (Σπυράκος, 2019).

### 3.3.1 Ελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης

Η ελαστική στατική και η ελαστική δυναμική φασματική ανάλυση εφαρμόζουν την γραμμική σχέση έντασης – παραμόρφωσης για δομικά μέλη των κατασκευών. Είναι ικανές να δώσουν μια ολοκληρωμένη εικόνα για την ελαστική συμπεριφορά έως την πρώτη διαρροή. Παρόλ' αυτά δεν είναι αδύνατον να προβλέψουν την ανακατανομή των εντάσεων, κάτι που θα συμβεί όσο διαρκεί η προοδευτική διαρροή στα δομικά στοιχεία του φορέα (Σπυράκος, 2019).

Τέλος, η ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης έχουν ως βασική παράμετρο το συντελεστή συμπεριφοράς 'q' κατά Ευρωκώδικα 8 (EC8), που θεωρεί πως η πλαστιμότητα όλων των φερόντων στοιχείων του φορέα παραμένει σταθερή. Σε υφιστάμενα κτίρια από τοιχοποιία δεν συμβαίνει αυτό για το σεισμό σχεδιασμού (Σπυράκος, 2019).

Ουσιαστικά, σε απλές κατασκευές θα πρέπει να επιλεγθεί η ελαστική στατική ανάλυση, η οποία συνδυάζει τόσο την απλή εφαρμογή όσο και ικανοποιητικά και αξιόπιστα αποτελέσματα. Όταν πρόκειται όμως για μη κανονικά κτίρια καθ' ύψος ή σε κάτοψη, εκκλησίες και πύργους, εφαρμόζονται οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης (δυναμική-χρονοϊστορίας ή στατική) ή με ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας και εφαρμογή τεχνητών επιταχυνσιογραφισμάτων τα οποία έχουν προκύψει από το φάσμα σχεδιασμού από την ελαστική ανάλυση, διαλέγοντας το κατάλληλο συντελεστή

συμπεριφοράς, ‘q’ γνωστό από την διεθνή βιβλιογραφία ως behavior factor (Σπυράκος, 2019).

### 3.3.2 Ανελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης συμβάλλουν στην επεξήγηση των συμπεριφορών απόκρισης της ουσιαστικής κατάστασης των κτιρίων από τοιχοποιία, ούτως ώστε να δείχνουν τις αστοχίες αλλά και την περίπτωση προοδευτικής κατάρρευσης (Σπυράκος, 2019).

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης χρησιμοποιούνται κυρίως για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των υφιστάμενων κτιρίων καθώς επιτρέπεται η βέλτιστη εποπτεία σε περίπτωση σεισμικής δράσης έχοντας ως δεδομένη την ανελαστική συμπεριφορά του φορέα. Η πιο ολοκληρωμένη μέθοδος ανάλυσης είναι η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Εντούτοις, δεν θεωρείται πρακτική για γενική χρήση όμως και συνίσταται μόνο για σημαντικές κατασκευές (Σπυράκος, 2019).

Η ανελαστική στατική ανάλυση, η οποία συχνά στην ελληνική βιβλιογραφία αποκαλείται και μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων, βασίζεται σε απλές παραδοχές για τον υπολογισμό των ανελαστικών παραμορφώσεων των δομικών στοιχείων του φορέα σε στατικά και σεισμικά φορτία, με αποτέλεσμα να καθίσταται μια μέθοδος με ευρεία εφαρμογή (Σπυράκος, 2019).

## 3.4 Μέθοδοι Προσομοίωσης

### 3.4.1 Γενικά Μέτρα Προσομοίωσης

Αναπόσπαστο τμήμα και απαραίτητη προϋπόθεση για την ανάλυση ενός φορέα αποτελεί η ολοκληρωμένη και ακριβής προσομοίωσή του. Η δημιουργία του εκάστοτε προσομοιώματος με το εκάστοτε σχεδιαστικό λογισμικό ανάλυσης εξαρτάται από διάφορες παραμέτρους, όπως η επιθυμητή υπολογιστική ακρίβεια των αποτελεσμάτων, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του φορέα, τα μηχανικά χαρακτηριστικά, η επιβαλλόμενη φόρτιση και τέλος το είδος της ανάλυσης που θα επιλέξουμε. Οι περισσότεροι συνηθισμένοι μέθοδοι ανάλυσης και προσομοίωσης για

τις κατασκευές από τοιχοποιία είναι τα πεπερασμένα στοιχεία, τα οποία και θα αναλυθούν στο παρακάτω τμήμα του κεφαλαίου αυτού και η μέθοδος προσομοίωσης ισοδύναμων πλαισίων για μη γραμμικές αναλύσεις (Πανοπούλου, 2019).

#### 3.4.2 Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων

Η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων η ανάπτυξη της οποίας έγινε το 1950, ενώ η πρώτη επίσημη παρουσία της έγινε το 1960, έχει πολύ μεγάλη χρησιμότητα. Αυτό συμβαίνει διότι με την χρήση της έφερε πολλές αριθμητικές λύσεις σε διάφορα και μεγάλα στατικά προβλήματα αλλά και γεωτεχνικά, τα οποία δεν μπορούσαν να επιλυθούν διαφορετικά. Η μέθοδος αυτή αναπτύχθηκε ταχύτατα τις επόμενες δύο δεκαετίες ταυτόχρονα με την εξέλιξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών και την δημιουργία ηλεκτρονικών προγραμμάτων αναλύσεων (Σπυράκος, 2019) (Πανοπούλου, 2019).

Είναι γεγονός ότι τις τελευταίες δεκαετίες έχει γίνει γενίκευση και χρήση της μεθόδου στα γενικότερα προβλήματα μηχανικής και λόγω αυτού έχει γίνει απλοποίηση της χρήσης της μέσω εξελιγμένων προγραμμάτων υπολογιστών που επιτυγχάνουν απλοποίηση των διαδικασιών στην εισαγωγή του φυσικού προβλήματος αλλά το βασικότερο είναι ότι η οπτική τους έξοδος κάνει τα αποτελέσματα πιο κατανοητά. Η πολυπλοκότητα στη γεωμετρία του πεδίου, η συνύπαρξη υλικών σε ένα πρόβλημα και η επικράτηση της μη γραμμικότητας στις ιδιότητες που έχουν τα υλικά κάνει τη μέθοδο και την εφαρμογή της ευρεία (Σπυράκος, 2019).

Για την καλύτερη προσέγγιση στα προβλήματα γίνεται συνεχόμενη προσπάθεια για την καλύτερη προσομοίωση των μέσων υπολογισμού που εξελίσσονται ραγδαία. Ένα τέτοιο παράδειγμα είναι η τρισδιάστατη προσομοίωση και η χρήση των πραγματικών υλικών με τις διάφορες παραμέτρους τους όπως είναι τα μηχανικά χαρακτηριστικά (Πανοπούλου, 2019).

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων είναι η δημοφιλέστερη υπολογιστική διαδικασία για την ανάλυση των κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία καθώς διαθέτει εφαρμογές με κάλυψη σχεδόν όλου του σχεδιαστικού φάσματος της τεχνικής μηχανικής (Σπυράκος, 2019).

Ουσιαστικά με αυτήν την μέθοδο, ο υπολογισμός των παραμορφώσεων και των τάσεων με τις κλασσικές μεθόδους ανάλυσης επιτυγχάνεται μέσω της επίλυσης διαφορικών εξισώσεων και των οριακών συνθηκών που περιγράφουν το πρόβλημα. Η χρήση των κλασσικών μεθόδων ανάλυσης είναι απαγορευτική σε περιπτώσεις όταν το φυσικό σύστημα είναι περίπλοκο. Σε τέτοιες μεθόδους, καλύτερη εναλλακτική και ακριβέστερη μέθοδος είναι εφαρμογή των πεπερασμένων στοιχείων ως την συνηθέστερη και ευρέως διαδεδομένη μέθοδο ανάλυσης σε κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία (Σπυράκος, 2019)

Ανάμεσα στις κλασσικές μεθόδους και στη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων αυτό που διαφέρει σημαντικά είναι ο τρόπος εξέτασης του φορέα αλλά και της φόρτισης του. Για να συγκεκριμενοποιηθεί αυτό θα πρέπει να τονιστεί ότι στις κλασσικές μεθόδους ο φορέας θεωρείται σαν ένα μέσο που η συμπεριφορά του χαρακτηρίζεται από διαφορικές εξισώσεις. Αντιθέτως για την μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων η κατασκευή δεν είναι παρά μια σύνθεση μικρών τμημάτων πεπερασμένου μεγέθους, των πεπερασμένων στοιχείων (Σπυράκος, 2019, Πανοπούλου, 2019).

Στη συμπεριφορά των πεπερασμένων στοιχείων, την προσομοίωσή τους και την συναρμογή τους προκειμένου να σχηματιστεί η συνολική τους δομή, διαδραματίζει σημαντικό ρόλο η διαμόρφωση ενός συστήματος που περιλαμβάνει αλγεβρικές εξισώσεις οι οποίες λύνονται με την χρήση ηλεκτρονικού υπολογιστή και συγκεκριμένων λογισμικών προγραμμάτων. Τα σημεία σύνδεσης των πεπερασμένων στοιχείων μεταξύ τους είναι οι κόμβοι και η διαδικασία για την επιλογή θέσης και πλήθους των κόμβων ορίζεται ως διακριτοποίηση (Σπυράκος, 2019).

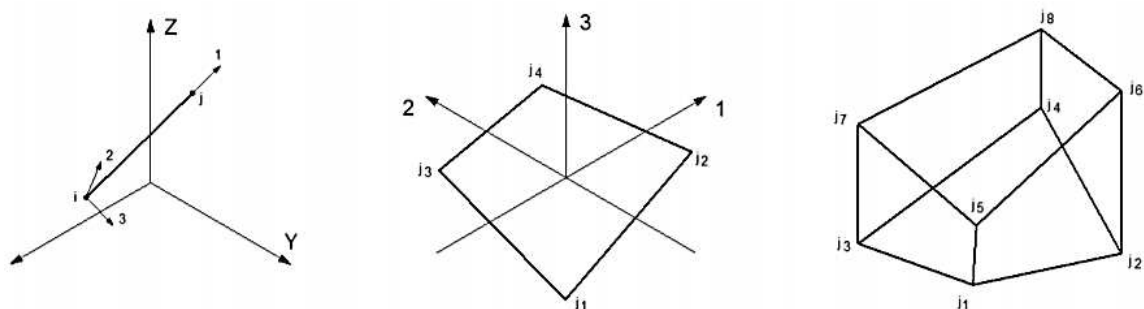
Η διακριτοποίηση αποτελεί την συνάρτηση της επιθυμητής ακρίβειας των αποτελεσμάτων της ανάλυσης, καθώς και του ανεκτού υπολογιστικού κόστους. Η πυκνή διακριτοποίηση αποδίδει με μεγαλύτερη ακρίβεια και αξιοπιστία την απόκριση του φορέα, αλλά έχει τα μειονεκτήματα της υπολογιστικής επιβάρυνσης του ελέγχου και επεξεργασίας των αποτελεσμάτων. Αντιθέτως, μία «αραιή» διακριτοποίηση υπολογισμού υπολείπεται σε υπολογιστική ακρίβεια. Υπάρχουν σχετικές βιβλιογραφίες για την κατάλληλη διακριτοποίηση, η τελική επιλογή όμως επαφίεται στην κρίση του εκάστοτε μελετητή μηχανικού (Cook, 1995, Γκότσης, 2008, Τσαμασφύρος & Θεοτόκογλου, 2005, Spyarakos, 1995).

### 3.4.2.1 Τύποι Πεπερασμένων Στοιχείων

Η βασική διάκριση μεταξύ των διαφορετικών τύπων πεπερασμένων στοιχείων αφορά τις διαστάσεις στις οποίες αυτά αναπτύσσονται. Ο απλούστερος τύπος που συνήθως χρησιμοποιείται είναι τα γραμμικά στοιχεία, ακολουθούν τα επιφανειακά στοιχεία, ενώ περισσότερο σύνθετα είναι τα χωρικά στοιχεία (Cook, 1995, Γκότσης, 2008, Τσαμασφύρος & Θεοτόκογλου, 2005).

Η ακριβής γεωμετρία, ο αριθμός των κόμβων του στοιχείου, οι ελευθερίες κίνησης σε κάθε κόμβο, αλλά και η γενικότερη συμπεριφορά των πεπερασμένων στοιχείων ποικίλουν ανάλογα με τις επιλογές που προσφέρει το κάθε λογισμικό. Η θεωρητική προσέγγιση της λειτουργίας διαφόρων τύπων στοιχείων μπορεί να βρεθεί σε μεγάλο αριθμό συγγραμμάτων (Cook, 1995, Γκότσης, 2008, Τσαμασφύρος & Θεοτόκογλου, 2005).

Μια ενδεικτική απεικόνιση των τύπων πεπερασμένων στοιχείων που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στο πρόγραμμα ανάλυσης, το οποίο θα χρησιμοποιηθεί και στην παρούσα εργασία, δίνεται στην Εικόνα 1.2.1 παρακάτω. Ασφαλώς είναι δυνατή η συνδυαστική χρήση διαφορετικών τύπων στοιχείων, για την αποτελεσματικότερη προσομοίωση δομημάτων και φορέων ή υποφορέων, όταν αυτό θεωρηθεί σκόπιμο από τον κάθε μελετητή μηχανικό.



**Εικόνα 3.4.2.1.1 Γραμμικό, Επιφανειακό και Χωρικό Στοιχείο (Computers and Structures Inc., 2010)**

#### 3.4.2.2 Εφαρμογή της Μεθόδου Πεπερασμένων Στοιχείων

Στη διάρκεια της διαδικασίας εφαρμογής της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων γίνεται μετατροπή της διαφορικής εξίσωσης σε ένα σύνολο από αριθμητικές εξισώσεις. Οι τιμές των μετατοπίσεων συγκεκριμένων σημείων υπολογίζονται από τις αριθμητικές εξισώσεις (Σάμιος, 2020).

*«Τα σημεία αυτά είναι τα διακριτά σημεία και η μετατροπή της διαφορικής εξίσωσης σε ένα σύνολο αριθμητικών εξισώσεων ονομάζεται διακριτοποίηση. Η διακριτοποίηση της διαφορικής εξίσωσης πραγματοποιείται με τη χρήση του mesh (στα υπολογιστικά προγράμματα), οι κόμβοι του οποίου είναι τα διακριτά σημεία» (Σάμιος, 2020).*

*Η αξιοπιστία και η ορθότητα για την επίλυση της εξίσωσης έγκειται στην πυκνότητα και τον αριθμό των κόμβων που έχουν δημιουργηθεί στο πλέγμα που έχουμε δημιουργήσει. Όσο πιο μεγάλη είναι η πυκνότητα και η ομοιομορφία στο πλέγμα, τόσο πιο ακριβής είναι η λύση και τα αποτελέσματα που θα επιφέρει. Είναι αναγκαία λοιπόν, η αύξηση του πλήθους των κόμβων του πλέγματος (Σάμιος, 2020).*

#### 3.4.2.3 Κριτήριο Επιλογής της Μεθόδου Πεπερασμένων Στοιχείων

Η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων γίνεται διότι είναι αναγκαία μια μέθοδος αριθμητική η οποία να μπορεί με ευκολία να μπει σε πρόγραμμα ηλεκτρονικού υπολογιστή και γίνεται εφικτή μέσω αυτής η επίλυση σύνθετων μηχανικών προβλημάτων. Άλλες αριθμητικές μέθοδοι που θα λέγαμε ότι μοιάζουν αρκετά είναι αυτές των συνοριακών στοιχείων και των πεπερασμένων διαφορών. Ωστόσο ο στόχος τους είναι κοινός και δεν είναι άλλος από το να επιλυθούν οι διαφορικές εξισώσεις με μερικές παράγωγες οι οποίες μπορούν να βρεθούν στα φυσικά προβλήματα. Η συγκεκριμένη μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων έχει το πλεονέκτημα ως προς τις υπόλοιπες καθώς διαχειρίζεται πολυσύνθετα προβλήματα και είναι πιο ευέλικτη. Πάρα ταύτα θα πρέπει να σημειωθεί το βασικό της μειονέκτημα το οποίο είναι ότι απαιτείται η κάλυψη στοιχείων όλου του πεδίου άρα χρειάζεται μεγάλη υπολογιστική ισχύς αλλά και αποθηκευτικός χώρος (Σάμιος, 2020).



## Κεφάλαιο 4 - Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας

### 4.1. Έλεγχοι Οριακών Καταστάσεων & Στάθμες Επιτελεστικότητας

Για να πραγματοποιηθούν οι στατικοί και σεισμικοί συνδυασμοί φορτίσεων οι οποίοι είναι προκαθορισμένοι από κανονισμούς είναι απαραίτητο να γίνονται έλεγχοι. Πιο συγκεκριμένα, στους σεισμικούς συνδυασμούς γίνονται διακριτές οι [ακόλουθες] οριακές καταστάσεις οι οποίες στην ελληνική βιβλιογραφία ονομάζονται στάθμες επιτελεστικότητας οι οποίες είναι υπεύθυνες για τον έλεγχο της συμπεριφοράς του φορέα σαν σύνολο.

#### 4.1.1. Εισαγωγή

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός στις κατασκευές με στάθμες επιτελεστικότητας γνωστό στην διεθνή βιβλιογραφία ως Performance Based Design, έχει ως βάση του την αρχή καθορισμού του αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμη επιτελεστικότητας). Αυτό εξαρτάται από την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, πιο συγκεκριμένα από τον καθορισμό του εκάστοτε επιδιωκόμενου στόχου της σεισμικής ικανότητας. Επί τοις ουσίαις η μέθοδος αυτή εστιάζει στον έλεγχο του πραγματικού τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής στα διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης του σχεδιασμού και στο αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο των ζημιών. Έτσι επιτυγχάνεται ο πιο δυνατός συνδυασμός οικονομίας και ασφάλειας (Ψυχάρης, 2015).

Απεναντίας, στην κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών (μέθοδος δυνάμεων) αναλύεται μόνο η συμπεριφορά της κατασκευής ωστόσο παρουσιάζουν ζημιές, δηλαδή η ελαστική απόκριση. Συνεπώς για την μεθοδολογία αυτή συμπεραίνεται ότι δεν εστιάζει στο τι συμβαίνει μετέπειτα. Ωστόσο εάν χρησιμοποιηθεί η κατάλληλη τιμή του συντελεστή της συμπεριφοράς μπορεί να επιτευχθεί τόσο ο περιορισμός βλαβών όσο και το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφάλειας. Οι τιμές συντελεστών συμπεριφοράς που προτείνονται στους κανονισμούς προέρχονται από κεκτημένη γνώση προηγούμενων περιπτώσεων σεισμών αλλά και από πειραματικές και αναλυτικές έρευνες. Αυτό αποσκοπεί κυρίως στην προστασία της ανθρώπινης ζωής και στην αποφυγή κατάρρευσης. Οι περιπτώσεις που θα μπορούσε να χαρακτηριστεί επισφαλής ωστόσο



είναι αυτές στις οποίες ο σχεδιασμός εφαρμόζεται σε έντονα - μη κανονικά κτίρια (Ψυχάρης, 2015).

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κατά κύριο λόγο προκειμένου να ελεγχθούν και να ενισχυθούν οι υφιστάμενες κατασκευές και αποτελεί τον βασικό κορμό στους κανονισμούς. Σε νέες κατασκευές, η μεθοδολογία μπορεί να εφαρμοστεί για να ελεγχθεί μια κατασκευή ήδη διαστασιολογημένη (Ψυχάρης, 2015).

Για να εφαρμοστεί η μέθοδος αυτή είναι αναγκαίο να γνωρίζουμε όσο το δυνατόν καλύτερα τον τρόπο συμπεριφοράς της κατασκευής ακόμα και πέρα από την ελαστική περιοχή, πιο συγκεκριμένα από τη στιγμή που εμφανίζονται οι ζημιές έως την ενδεχόμενη κατάρρευση (Ψυχάρης, 2015).

#### 4.2 Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας

Οι κύριοι στόχοι της σεισμικής ικανότητας αποτελούνται από τον συνδυασμό της στάθμης επιτελεστικότητας (αποδεκτό επίπεδο βλαβών) και της σεισμικής δράσης το οποίο τις περισσότερες φορές καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης όσο διαρκεί η ζωή της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο της επανάληψης. Ο εκάστοτε στόχος της σεισμικής ικανότητας καθορίζει μια ανεκτή οριακή κατάσταση των βλαβών για μια συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης την οποία καθορίζει η αντίστοιχη πιθανότητα υπέρβασης. Όταν καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος της σεισμικής ικανότητας τότε έρχεται το στάδιο της αποτίμησης της υφιστάμενης κατασκευής, ο ανασχεδιασμός της (ενίσχυση) ή ακόμα και ένας εξ' ολοκλήρου νέος σχεδιασμός κατασκευής (Ψυχάρης, 2015).

Το σύνολο των στόχων της σεισμικής ικανότητας αφορούν τον φέροντα οργανισμό και τον μη-φέροντα οργανισμό και αποτελούν το σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Ο συνδυασμός των δύο αυτών οργανισμών δημιουργεί τον συνολικό στόχο (Ψυχάρης, 2015).

Στον Πίνακα 4.2.1. παρουσιάζονται οι στόχοι του σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και τις περιόδους επανάληψης του Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3 (EK8-1). Ενδεικτικά αναφέρεται ότι ο συνήθης σχεδιασμός νέων

κατασκευών με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, όπως ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 1 (EK8-1), αντιστοιχεί σε στόχο σχεδιασμού B2.

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια	20% (Περίοδος επανάλιψης 225 χρόνια)	A <sub>1</sub>	B <sub>1</sub>	Γ <sub>1</sub>
	10% (Περίοδος επανάλιψης 475 χρόνια)	A <sub>2</sub>	B <sub>2</sub>	Γ <sub>2</sub>
	2% (Περίοδος επανάλιψης 2475 χρόνια)	A <sub>3</sub>	B <sub>3</sub>	Γ <sub>3</sub>

**Πίνακας 4.2.1. Στόχοι Σεισμικής Ικανότητας κατά EK8-3. (Ψυχάρης, 2015)**

Ο καθορισμός του στόχου του σχεδιασμού έγκειται στον επιθυμητό συνδυασμό κόστους και ασφάλειας ιδιαίτερα αν ληφθεί υπόψη και η σπουδαιότητα της κατασκευής.

Σχηματικά, η φιλοσοφία του σχεδιασμού φαίνεται στον Πίνακα 4.2.2., όπου κάθε τετράγωνο αντιπροσωπεύει ένα στόχο σχεδιασμού, ενώ οι διαγώνιες γραμμές αντιστοιχούν σε συγκεκριμένα κριτήρια σχεδιασμού. Έτσι, η γραμμή 1-3 καθορίζει το βασικό σχεδιασμό συνήθων κατασκευών και η γραμμή 2-3 αντιστοιχεί σε ένα σχεδιασμό με μικρότερο σεισμό.

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

**Πίνακας 4.2.2. Καθορισμός Στόχων Σχεδιασμού (Ψυχάρης, 2015)**

#### 4.3 Στάθμες Επιτελεστικότητας

##### **Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (DL):**

Ο φορέας έχει υποστεί ελαφριές βλάβες ενώ τα δομικά στοιχεία διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους σε μεγάλο βαθμό. Ωστόσο οι μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις και μετακινήσεις είναι αμελητέες. Οι λειτουργίες του κτιρίου δεν θεωρείται ότι διακόπτονται κατά τη διάρκεια ή και μετά το σεισμό, εκτός αν υπάρχουν λειτουργίες δευτερεύουσας σημασίας. Είναι δυνατό τα μη-φέροντα στοιχεία - για παράδειγμα διαχωριστικά και τοιχοπληρώσεις - να παρουσιάσουν κατανεμημένη ρηγμάτωση, η βλάβη τους όμως επιδέχεται οικονομικής επισκευής. Οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων είναι αμελητέες και ο φορέας δεν απαιτεί μέτρα επισκευής (Ψυχάρης, 2015).

##### **Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD):**

Στον φορέα υπάρχουν σημαντικές βλάβες χωρίς ωστόσο να υπάρχει κατάρρευση. Στον φορέα υπάρχει επίσης εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία ενώ τα κατακόρυφα στοιχεία μπορούν να αναλάβουν τα κατακόρυφα φορτία. Υπάρχουν επίσης μέτριες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις και ο φορέας μπορεί να αντέξει

μετασεισμούς αλλά μέτριας έντασης. Στον φορέα υπάρχει ορισμένη εναπομένουσα πλευρική αντοχή όπως επίσης και δυσκαμψία ενώ τα κατακόρυφα στοιχεία είναι σε θέση να αντέξουν τα κατακόρυφα φορτία. Επιπρόσθετα, αν και στα διαχωριστικά και στις τοιχοπληρώσεις δεν παρουσιάζονται αστοχίες εκτός επιπέδου, υπάρχουν βλάβες στα μη-φέροντα στοιχεία. Επιπλέον υπάρχουν κάποιες μέτριες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων. Συμπεραίνουμε λοιπόν ότι η επισκευή του φορέα θα είναι πιθανών αντιοικονομική (Ψυχάρης, 2015).

### **Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC):**

Οι βλάβες που έχει υποστεί ο φορέας είναι σοβαρές κάτι που αποδεικνύεται από τα χαμηλά επίπεδα δυσκαμψίας και εναπομείνουσας αντοχής. Παρόλο που τα κατακόρυφα στοιχεία είναι σε θέση να φέρουν ακόμα τα κατακόρυφα φορτία παρατηρείται ανάπτυξη μεγάλων μόνιμων σχετικών παραμορφώσεων στον φορέα. Σε αυτό το στάδιο ο φορέας δεν απέχει πολύ από την κατάρρευση άρα το πιο πιθανό είναι να μην αντέξει σε έναν επόμενο σεισμό έστω και αν αυτός έχει μικρή ένταση. Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία όπως είναι τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις, αν και παρουσιάζουν κατανεμημένη ρηγμάτωση, η επισκευή τους θα μπορούσε να γίνει με οικονομικούς τρόπους. Αντιθέτως οι μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων είναι αμελητέες και δεν είναι δυνατόν να επισκευαστεί ο φορέας (Ψυχάρης, 2015).

#### **4.3.1. Συνδυασμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας**

Ο συνδυασμός της στάθμης επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού και της στάθμης επιτελεστικότητας των μη-φερόντων στοιχείων ορίζουν την στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής (Ψυχάρης, 2015).

Παράδειγμα αποδεκτών σταθμών επιτελεστικότητας για μια κατασκευή όπως ορίζεται από τον **Ευρωκώδικα 8 (ΕΚ8-3)** φαίνεται στον παρακάτω **Πίνακα 4.3.1.1** Ο δείκτης « i » αντιστοιχεί στη συχνότητα εμφάνισης του σεισμού σχεδιασμού.

Για παράδειγμα, εάν οι στόχοι σχεδιασμού είναι όπως περιγράφονται στον παραπάνω **Πίνακα 4.2.2.**, τότε ο δείκτης i παίρνει τιμές 1 ή 2 ή 3.

Όπου:  $i = 1$  δηλώνει σεισμό με περίοδο επανάληψης 225 χρόνια,  $i = 2$  δηλώνει σεισμό με περίοδο επανάληψης 475 χρόνια και  $i = 3$  δηλώνει σεισμό του οποίου η περίοδος επανάληψης είναι 2475 χρόνια. Καθ' αυτόν τον τρόπο προκύπτει ο συνδυασμένος στόχος επιτελεστικότητας του κτιρίου. Για τις κατασκευές με μεγάλη σπουδαιότητα ο έλεγχος θα πρέπει να γίνεται για δύο στόχους δηλαδή στάθμες επιτελεστικότητας.

		Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
		Περιορισμός βλαβών (Α)	Σημαντικές βλάβες (Β)	Οιονεί κατάρρευση (Γ)
Στάθμη επιτελεστικότητας μη-φερόντων στοιχείων	Περιορισμός βλαβών (α)	$A_i - \alpha_i$ Συνιστάται για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας σε συνδυασμό με $B_i - \beta_i$	$B_i - \alpha_i$	Δεν συνιστάται
	Σημαντικές βλάβες (β)	$A_i - \beta_i$	$B_i - \beta_i$ Συνιστάται για κατασκευές συνηθούς σπουδαιότητας	$\Gamma_i - \beta_i$
	Οιονεί κατάρρευση (γ)	Δεν συνιστάται	$B_i - \gamma_i$	$\Gamma_i - \gamma_i$

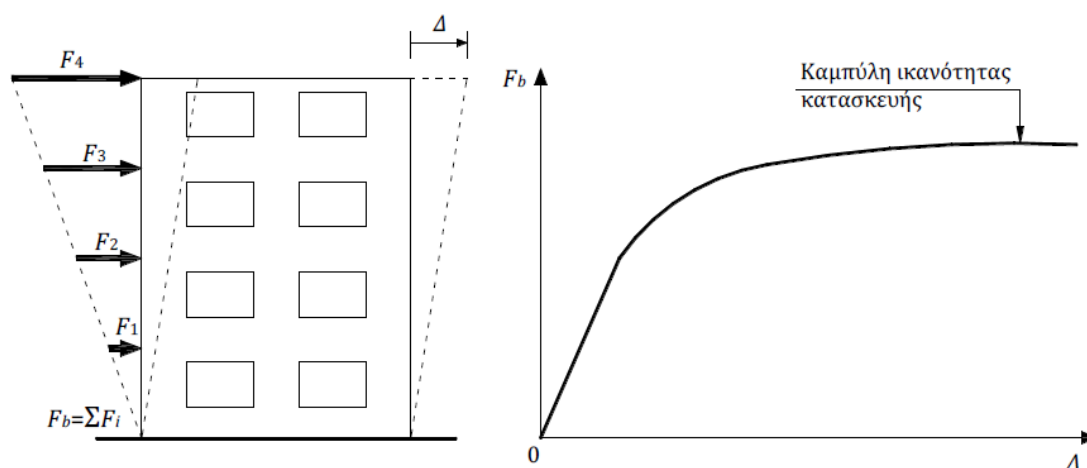
**Πίνακας 4.3.1.1. Συνδυασμός Σταθμών Επιτελεστικότητας (Ψυχάρης, 2015)**

#### 4.4. Καθορισμός Σταθμών Επιτελεστικότητας

##### 4.4.1 Καμπύλη Ικανότητας (Capacity Curve)

Οι διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας καθορίζονται πάνω στην καμπύλη ικανότητας που έχει η κατασκευή η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση ανάμεσα στο επιβαλλόμενο οριζόντιο φορτίο και την μετατόπιση της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας υπολογίζεται μέσω της ανελαστικής μετακίνησης  $dr$  κάποιου σημείου αναφοράς (σε κτίρια είναι πιο συχνή η χρήση της μετακίνησης  $\Delta$  του ΚΜ του ανώτερου ορόφου) για διάφορες τιμές του συνολικού οριζόντιου φορτίου  $Fb$  (της βάσης που τέμνει) και για την κατανομή των φορτίων στους ορόφους η οποία είναι δεδομένη (**Σχήμα 4.4.1.1**). Η τριγωνική κατανομή χρησιμοποιείται και ως

κατανομή στα φορτία καθ' ύψος. Ως ομοιόμορφη κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή, ή ακόμη και πιο πολύπλοκες κατανομές οι οποίες βασίζονται στη μετακίνηση των ορόφων λαμβάνοντας υπόψη βέβαια και το γεγονός ότι συμμετέχουν οι ανώτερες ιδιομορφές. Για να κατασκευαστεί αυτή η καμπύλη οι στατικές επιλύσεις που γίνονται είναι πολλές με την τέμνουσα βάση να αυξάνεται σταδιακά και τη μετακίνηση της κορυφής να υπολογίζεται σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover). Σε κάθε βήμα ωστόσο διαρρέονται στοιχεία με μειωμένη δυσκαμψία τα οποία θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη (Ψυχάρης, 2015).



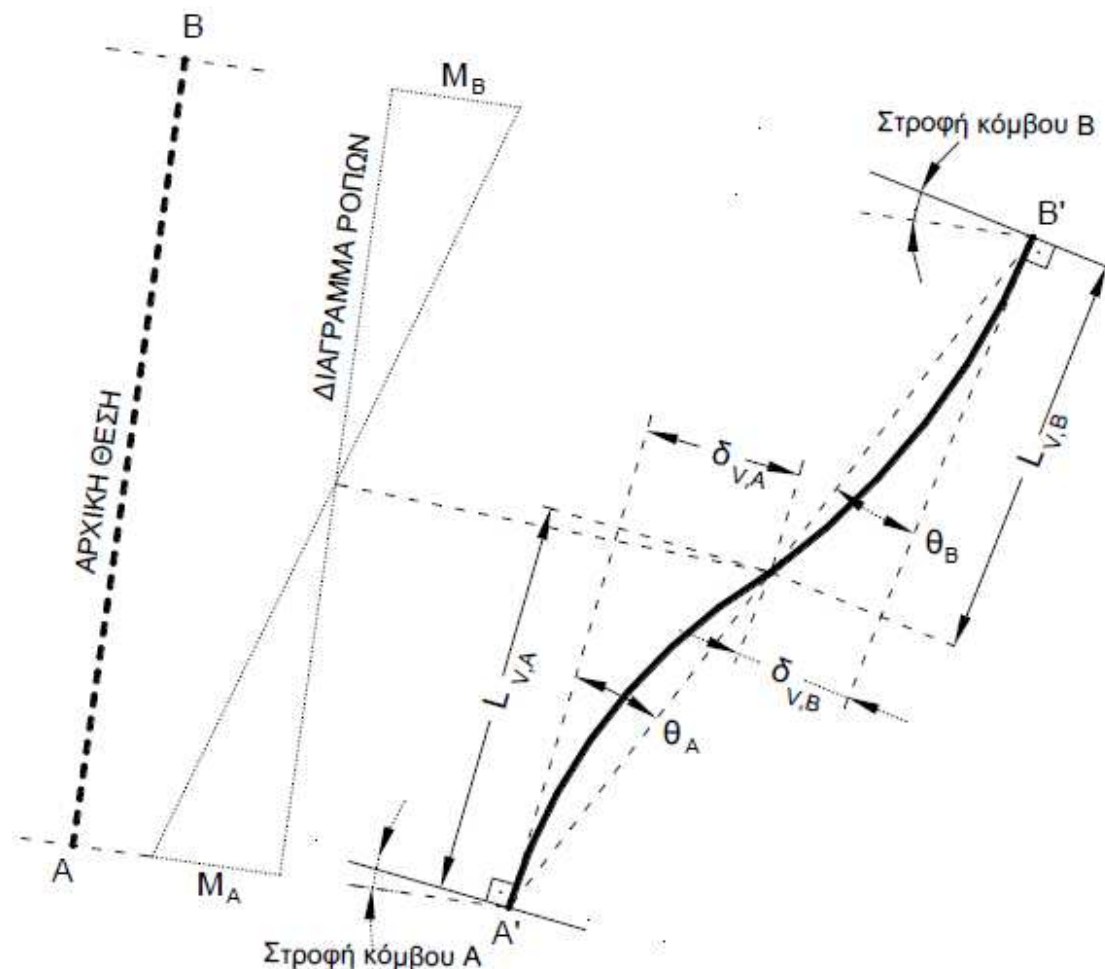
**Σχήμα 4.4.1.1. Κατασκευή της Καμπύλης Ικανότητας Πολυώροφου Κτιρίου (Ψυχάρης, 2015)**

#### 4.4.2 Καμπύλη F – δ Δομικού Στοιχείου/Μέλους ή Διατομής

Σε πρώτη φάση στην διαδικασία που προαναφέρθηκε γίνεται ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά. Καθορισμός γίνεται επίσης στα μέλη κατασκευής που περιγράφονται σε διαγράμματα στα οποία εντατικά μεγέθη συμβολισμένα με «F», σχετίζονται με παραμορφώσεις ή και σχετικές μετακινήσεις συμβολισμένες με «δ». Τα «F» μεγέθη δυνητικά είναι ροπές ή δυνάμεις ενώ οι σχετικές μετακινήσεις «δ» δυνητικά είναι μετατοπίσεις, στροφές, καμπυλοτητες ή παραμορφώσεις.

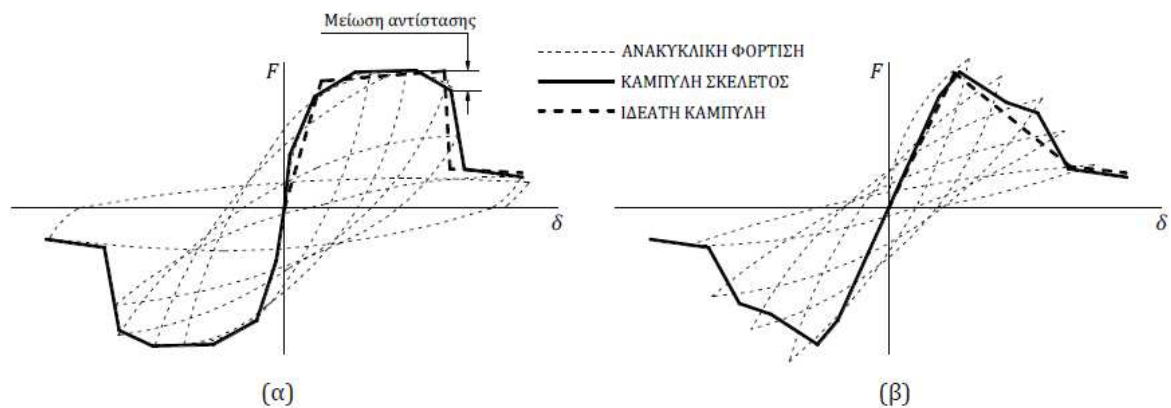
«Στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, τόσο οι καμπτικές όσο και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν. Οι στροφές των ακραίων διατομών των

στοιχείων επηρεάζονται από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις. Με βάση τα παραπάνω η καταλληλότερη επιλογή  $F$  και  $\delta$  είναι η ροπή κάμψης  $M$  και η γωνία στροφής χορδής  $\theta$  στα άκρα του στοιχείου. Επιπλέον η γωνία  $\theta$  χαρακτηρίζεται ως η γωνία ανάμεσα στην εφαπτομένη στον άξονα του στοιχείου στο άκρον υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρον του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών (Σχήμα 4.4.2.1). Με άλλα λόγια, η γωνία  $\theta$  ορίζεται ως η γωνία στροφής της χορδής η οποία ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου που έχει μήκος ίσο με το διατμητικό μήκος  $LV$ , δηλαδή,  $\theta = \delta V / LV$ , όπου  $LV = M/V$  ( $M$  = ροπή στο άκρον υπό διαρροή,  $V$  = τέμνουσα) και  $\delta V$  είναι η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου» (Ψυχάρης, 2015).



Σχήμα 4.4.2.1. Ορισμός Γωνίας Στροφής Χορδής (Ψυχάρης, 2015)

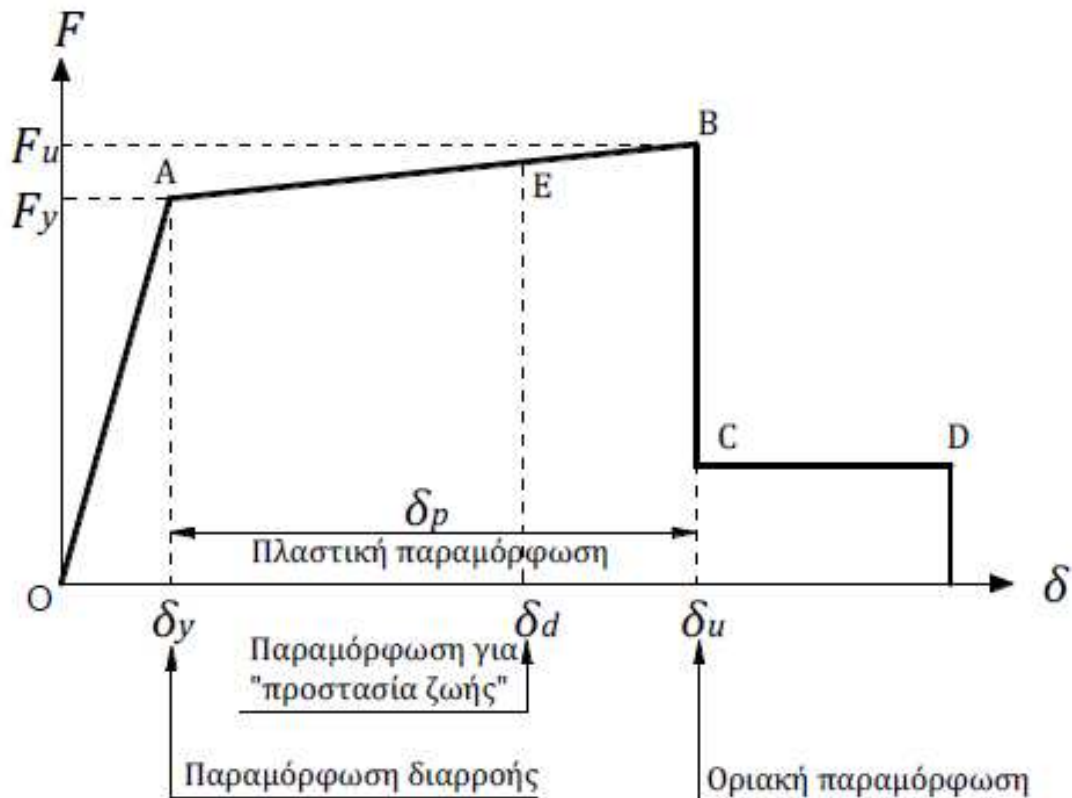
«Η μορφή της κατασκευής των διαγραμμάτων  $F-\delta$  των στοιχείων είναι συνήθως ιδεατή πολύγωνική μορφή και βασίζεται στη σπονδυλωτή καμπύλη (backbone curve) της συμπεριφοράς σε ανακυκλική φόρτιση (Σχήμα 4.4.2.2). Στο Σχήμα 4.4.2.2.(α) παρουσιάζεται η ανελαστική συμπεριφορά και η αντίστοιχη σπονδυλωτή καμπύλη ενός στοιχείου σε καμπτική καταπόνηση και στο Σχήμα 4.4.2.2.(β) παρουσιάζεται η συμπεριφορά σε διατμητική καταπόνηση και η αντίστοιχη σπονδυλωτή καμπύλη. Θα πρέπει να δοθεί προσοχή στο ότι στη δεύτερη περίπτωση υπάρχει ψαθυρή συμπεριφορά, εφόσον μετά τη διαρροή η πτώση αντοχής συμβαίνει απότομα και δεν υπάρχει καθόλου πλαστιμότητα» (Ψυχάρης, 2015).



**Σχήμα 4.4.2.2. Ενδεικτικές καμπύλες  $F - \delta$  δομικών στοιχείων: (α) καμπτική συμπεριφορά, (β) διατμητική συμπεριφορά (Ψυχάρης, 2015)**

Η γενική μορφή του διαγράμματος  $F - \delta$  συχνά λαμβάνεται με την ιδεατή της μορφή η οποία φαίνεται στο Σχήμα 4.4.2.3. Οι κανονισμοί παρέχουν οδηγίες για τον υπολογισμό των χαρακτηριστικών σημείων του συγκεκριμένου διαγράμματος. Οι κλάδοι του ορίζονται γενικότερα ως εξής:





Σχήμα 4.4.2.3. Ιδεατή καμπύλη  $F$ - $\delta$  δομικών στοιχείων (Ψυχάρης, 2015)

#### ■ Τμήμα ΟΑ

Η ευθεία ΟΑ αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά του στοιχείου έως το σημείο το θεωρητικό της διαρροής. Η κλίση της ωστόσο είναι αυτή που ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία η οποία πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στην ελαστική ανάλυση.

Πρέπει να αναφερθεί όμως ότι στην περίπτωση που η παραμόρφωση θα δοθεί σε όρους στροφής χορδής (δηλαδή  $\delta = \theta$ ) τότε η τιμή της  $\theta y$  θα πρέπει να υπολογιστεί συνυπολογίζοντας την καμπυλότητα διαρροής  $Cy$  ή  $(1/r)y$  αλλά και τη συμμετοχή τόσο των διατμητικών παραμορφώσεων όσο και της πιθανής ολίσθησης του οπλισμού στις αγκυρώσεις. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον ΕΚ8-3 οι σχέσεις για τον υπολογισμό της  $\theta y$  για συνήθεις διατομές από Ω.Σ., δίνονται λαμβάνοντας υπόψη αυτά τα φαινόμενα που προαναφέρθηκαν (Ψυχάρης, 2015).

## ■ Τμήμα AB

Το τμήμα AB εκπροσωπεί τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία που είναι το σημείο B. Το σημείο B καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$  που ορίζεται ως η παραμόρφωση για την οποία έχει μειωθεί σημαντικά η ικανότητα παραλαβής φορτίων. Συχνά, στη σπονδυλωτή καμπύλη το σημείο αυτό αντιστοιχεί στη μείωση της αντοχής του μεγέθους  $F$  κατά 20% συγκριτικά με τη μέγιστη τιμή της. Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον ΕΚ8-3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της οριακής γωνίας στροφής χορδής  $\theta_u$  για συνήθεις διατομές από Ω.Σ. Πολλές φορές, η κλίση του κλάδου AB λαμβάνεται οριζόντια. Σε αυτή την περίπτωση, η αντίσταση διαρροής  $F_y$  μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση  $F_u$  για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας (Ψυχάρης, 2015).

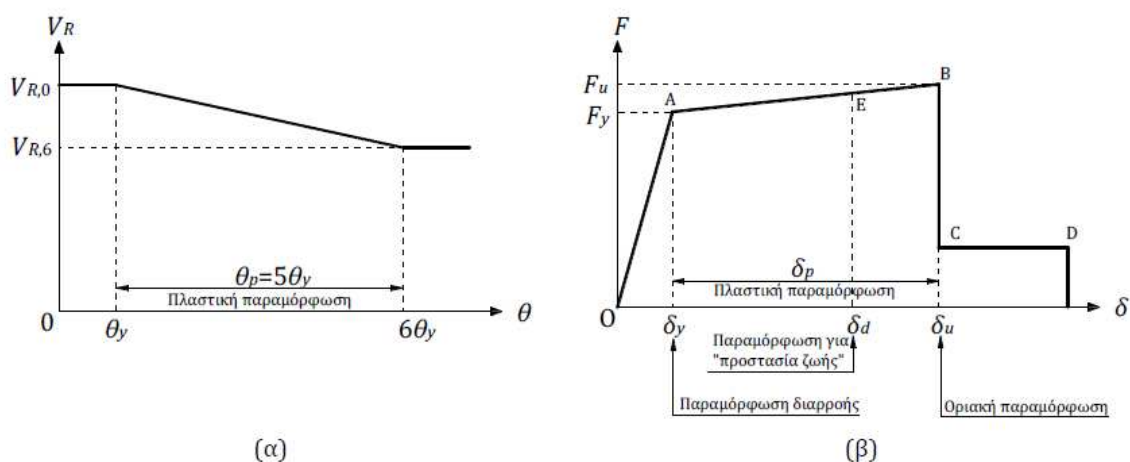
## ■ Τμήμα CD

Είναι η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία η οποία μειώνεται σημαντικά αλλά δεν φτάνει στο μηδέν με αποτέλεσμα τα δομικά μέλη της κατασκευής να μπορούν να παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία (Ψυχάρης, 2015).

Η παραπάνω μεθοδολογία εφαρμόζεται όπως αναφέρεται σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η προσέγγιση αυτή επιχειρείται να προσαρμοστεί στις κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία στην προσομοίωση αυτών με τη μέθοδο των ισοδύναμων πλαισίων (Equivalent Frame Method - EFM). Ερευνητικά προγράμματα έχουν αποδείξει την ικανοποιητική συμπεριφορά μιας τέτοιας μεθόδου στην αποτίμηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας, (Lagomarsino, Sergio, et al., 2013). Η βασική διαφορά με την παραπάνω μεθοδολογία είναι η διαφορετική συμπεριφορά της τοιχοποιίας σε εντός και εκτός επιπέδου κάμψη. Η εφαρμογή μη γραμμικών αναλύσεων με τη μέθοδο των ισοδύναμων πλαισίων δεν έχει εφαρμοστεί ακόμα σε εν ισχύει κανονισμό, συνεπώς βρίσκεται ακόμα σε διερευνητικό στάδιο.

#### 4.4.3 Πλάστιμα και Ψαθυρά Στοιχεία

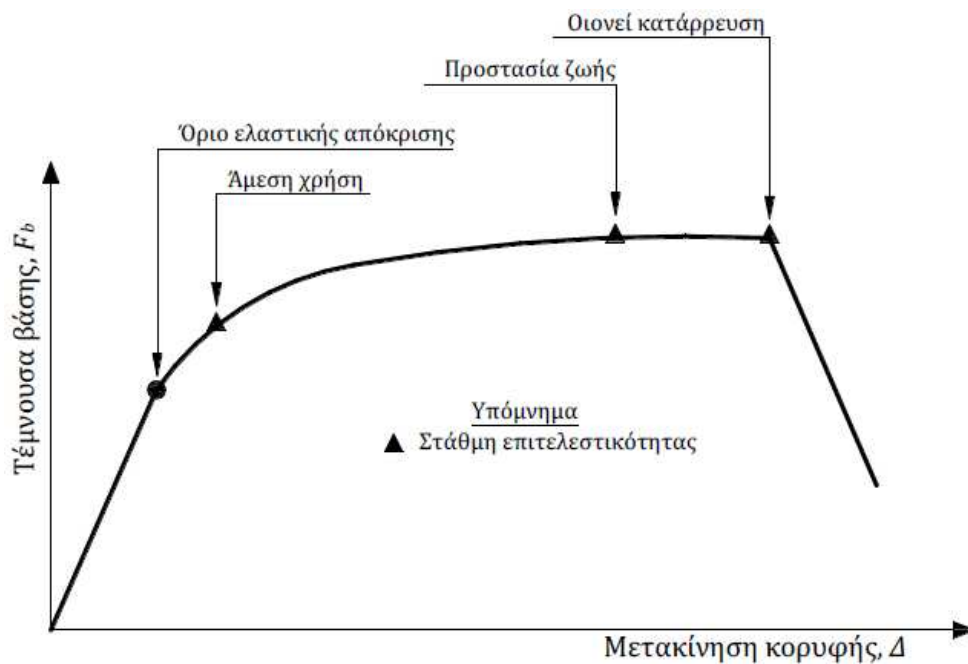
«Η μείωση της διατμητικής αντοχής μετά τη διαρροή σε κάμψη είναι ανάλογη της πλαστιμότητας στρεφών  $\mu\theta$ . Επομένως, ο έλεγχος πρέπει να γίνεται για την τέμνουσα αντοχής που αντιστοιχεί στην εκάστοτε  $\mu\theta$ , δηλαδή στην εκάστοτε στροφή χορδής  $\theta$ . Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., η μείωση της αντοχής σε τέμνουσα εφαρμόζεται για γωνίες στροφής  $\theta_y < \theta < 6\cdot\theta_y$ , όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.4.3.1**. Για στροφές μεγαλύτερες από  $6\cdot\theta_y$  η αντοχή σε τέμνουσα θεωρούμε ότι παραμένει σταθερή, ίση με  $V_{R,6}$ » (Ψυχάρης, 2015).



**Σχήμα 4.4.3.1. (α) Μεταβολή της αντοχής σε τέμνουσα,  $V_R$ , με τη γωνία στροφής χορδής,  $\theta$ , (β) Μετατροπή του διαγράμματος σε διάγραμμα ροπής – στροφής χορδής,  $M_R - \theta$ .**

#### 4.4.4. Στάθμες Επιτελεστικότητας Κατασκευής

«Αφού καθοριστούν οι καμπύλες  $F - \delta$  που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, στη συνέχεια μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για την κατασκευή, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.4.4.1** παρακάτω» (Ψυχάρης, 2015).



**Σχήμα 4.4.4.1. Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας (Ψυχάρης, 2015)**

Ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας (μετακινήσεις κορυφής  $\Delta$  εν αντιστοιχία με τα επίπεδα βλαβών) της καμπύλης ικανότητας χρειάζεται οπωσδήποτε καλή κρίση μηχανικού. Αυτό γίνεται διότι συνολικά μια στάθμη επιτελεστικότητας δεν είναι αναγκαίο να προκύπτει μέσω της μετακίνησης της κορυφής η οποία αντιστοιχεί στη στιγμή εκείνη όπου το στοιχείο φτάνει στη στάθμη επιτελεστικότητας που του αντιστοιχεί. Είναι πιθανό κάποιο μικρό ποσοστό από τα στοιχεία να ξεπεράσει ενδεχομένως κάποια στάθμη επιτελεστικότητας όμως η κατασκευή συνολικά να εξακολουθεί να βρίσκεται κάτω από την αντίστοιχη στάθμη. Αυτό ενδέχεται να συμβεί επειδή τα στοιχεία από τα οποία αποτελείται η κατασκευή είναι πολλά (Ψυχάρης, 2015).

Σε αυτό το σημείο λοιπόν ο μηχανικός είναι αυτός που θα κάνει την αξιολόγηση της σημασίας των βλαβών μεμονωμένα στα μέλη προκειμένου να εντοπίσει αν επηρεάζεται η κατασκευή στο σύνολο της. Τα στοιχεία διαχωρίζονται σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, κάτι πολύ βοηθητικό για τον μηχανικό. Τα πρωτεύοντα είναι εκείνα που συμβάλλουν στον να αντέχουν και να ευσταθούν οι κατασκευές σε περίπτωση σεισμικού φορτίου. Δευτερεύοντα είναι όλα τα υπόλοιπα. (Ψυχάρης, 2015).

*«Σημειώνεται ότι ο διαχωρισμός των στοιχείων της κατασκευής σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα προβλέπεται και στον ΕΚ8-1 και εφαρμόζεται και στον αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κατασκευών με τη μέθοδο των δυνάμεων. Για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας, οι επιτρεπόμενες παραμορφώσεις και οι αναμενόμενες βλάβες που αντιστοιχούν στα δευτερεύοντα στοιχεία είναι μεγαλύτερες από αυτές των πρωτευόντων. Έτσι, ο μηχανικός έχει τη δυνατότητα να ορίσει κάποια μέλη της κατασκευής στα οποία έχει υπερβληθεί η επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας ως δευτερεύοντα, μετατοπίζοντας έτσι το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής προς τα δεξιά, στη μετακίνησης  $\Delta$  που αντιστοιχεί στο σημείο που το πρώτο πρωτεύον στοιχείο φθάνει στην αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας» (Ψυχάρης, 2015).*

Στην περίπτωση της φέρουσας τοιχοποιίας πρωτεύοντα στοιχεία χαρακτηρίζονται αυτά που συνεισφέρουν στην παραλαβή των σεισμικών φορτίων, ενώ δευτερεύοντα αυτά που παραλαμβάνουν μόνο στατικά φορτία. Η κατάταξη αυτή έχει ως αποτέλεσμα τα στοιχεία να έχουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας (διαφορετικές ανεκτές μετακινήσεις και βλάβες). Σε περίπτωση όμως Στάθμης Επιτελεστικότητας για περιορισμένες βλάβες ο παραπάνω διαχωρισμός απαγορεύεται (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2012).



## Κεφάλαιο 5 – Βασικές Διατάξεις Ευρωκώδικα 8-3

### 5.1 Δυνάμεις και Τάσεις Παραμόρφωσης

«Το αίτιο που προκαλεί την επιταχυνόμενη κίνηση ή την παραμόρφωση ενός σώματος συγκεκριμένης μάζας εκφράζει τη δύναμη. Σύμφωνα με την εξίσωση του Νεύτωνα» (Κοζάνης, 1996).

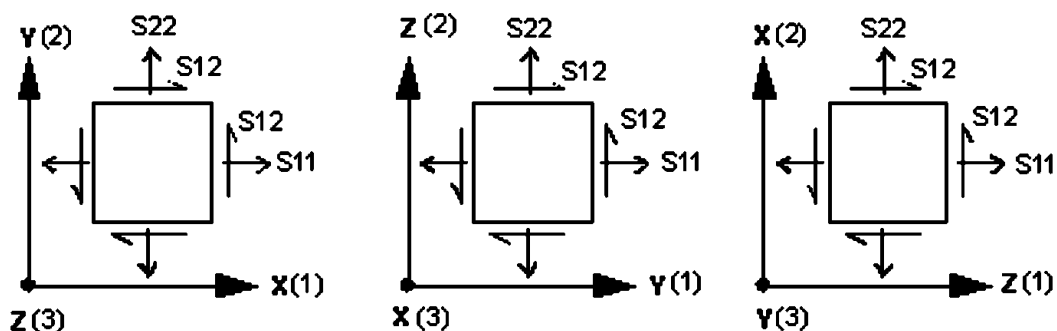
$$F = m * a$$

Όπου:

**F** και **a**: διανύσματα που εκφράζουν τη δύναμη αντίστοιχα

**m**: η μάζα του σώματος

«Σε ένα στοιχειώδη κύβο, με σύστημα συντεταγμένων  $x, y, z$ , τέτοιο ώστε οι άξονες να είναι κάθετοι στις έδρες του κύβου, θα λέγαμε ότι ασκείται και μια τάση  $T_x, T_y, T_z$ , αντίστοιχα. Τα μεγέθη  $\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$  ονομάζονται ορθές τάσεις λόγω της δράσης τους κάθετα στις έδρες  $x, y$ , και  $z$ . Τα μεγέθη  $\sigma_{xy}, \sigma_{yz}, \sigma_{zx}, \sigma_{xz}, \sigma_{yx}, \sigma_{zy}$  ονομάζονται διατμητικές τάσεις και δρουν στα επίπεδα των εδρών  $x, y, z$ . Ωστόσο οι εξισώσεις ισορροπίας ενός στερεού σώματος πρέπει να ικανοποιούνται» (Κοζάνης, 1996).



Εικόνα 5.1.1.  $S_{11}, S_{22}$  Ορθές Τάσεις και  $S_{12}$  Διατμητικές Τάσεις (Manual SCADA PRO)

## 5.2 Διαφραγματική Λειτουργία

Ως διαφραγματική λειτουργία ορίζεται η ικανότητα της κατασκευής να ανταποκρίνεται και να μετακινείται με τον ίδιο τρόπο σε όλους τους ορόφους. Πιο συγκεκριμένα η κατασκευή θα μπορεί να μετακινείται ως ένας απαραμόρφωτος δοκός. Η διαφραγματική λειτουργία και διαδραματίζει σημαντικό ρόλο σε σχέση με την σεισμική απόκριση του κτιρίου καθώς επιβάλλει συγκεκριμένους περιορισμούς της κίνησης της κατασκευής. Οι αδρανειακές δυνάμεις συλλέγονται και μεταφέρονται στα κατακόρυφα συστήματα του εκάστοτε φορέα, με σκοπό την εξασφάλιση της αποτελεσματικότερης ανάληψης οριζόντιων φορτίων σε κάθε επίπεδο (Ψυχάρης, 2015).

Σύμφωνα με τις υποθέσεις της εκάστοτε ανάλυσης του κτιρίου, είναι απαραίτητο να υπάρχει επαρκής ακαμψία στο επίπεδο της λειτουργίας των διαφραγμάτων προκειμένου να επιτυγχάνεται η κατανομή των οριζοντίων δυνάμεων. Επομένως, για να λειτουργούν οι πλάκες όλων των ορόφων του κτιρίου ως διαφράγματα, θα πρέπει να υπάρχει ίδια μετακίνηση σε όλους τους κόμβους που έχουν δημιουργηθεί από την διακριτοποίηση του φορέα. Έτσι θα λειτουργεί ολόκληρη η κατασκευή ως ένα ενιαίο σώμα χωρίς να παραμορφώνεται (Ψυχάρης, 2015).

## 5.3 Φάσμα Σχεδιασμού Ευρωκώδικας 8 για Ανελαστική Συμπεριφορά

Σύμφωνα με τον **Ευρωκώδικα 8** οι σχέσεις που δίνουν την επιτάχυνση του σχεδιασμού  $S_d(T)$  σε κάθε περιοχή του φάσματος ορίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις και είναι σε συνάρτηση της περιόδου  $T$ , (**Eurocode 8, Chapter 3: § 3.2.2.5-EN1998**):

$$S_d(T) = a_g * S * \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_b} * \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \text{ για } 0 \leq T \leq T_B \quad (3.13)$$

$$S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} \text{ για } T_B \leq T \leq T_C \quad (3.14)$$



$$S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} * \frac{T_c}{T} \geq \beta * a_g \text{ για } T_c \leq T \leq T_D \quad (3.15)$$

$$S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} * \frac{T_c * T_D}{T^2} \geq \beta * a_g \text{ για } T_c \leq T \leq 4 \text{ sec} \quad (3.16)$$

## 5.4 Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης

### 5.4.1 Γενικά Ιδιομορφικής Ανάλυσης

Η ιδιομορφική ανάλυση (Modal Analysis) είναι μια μέθοδος ανάλυσης η οποία αν και ανήκει στην κατηγορία των δυναμικών αναλύσεων αποτελείται ουσιαστικά από μία σειρά στατικών αναλύσεων. Προκειμένου να υπολογισθεί η ιδιομορφική απόκριση του φορέα (μέγιστη ιδιομορφή) θα πρέπει να πολλαπλασιάσει η στατική ιδιομορφική απόκριση με την επιτάχυνση του φάσματος επιτάχυνσης (Κοζάνης, 1996).

Συνεπώς η ιδιομορφική ανάλυση του φάσματος απόκρισης συνεχίζει να είναι μια δυναμική ανάλυση παρόλο που δεν γίνεται στην πραγματικότητα η δυναμική ανάλυση στα μονοβάθμια συστήματα (Single Degreed of Freedom System). Μέσω του φάσματος απόκρισης θα ενεργοποιηθούν οι ταλαντώσεις της κατασκευής και όλα τα δυναμικά χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης (Κοζάνης, 1996).

Το κύριο εργαλείο της ιδιομορφικής ανάλυσης είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  (behavior factor). Αυτό συμβαίνει διότι, μέσω αυτού του συντελεστή, δίνεται η δυνατότητα στην ιδιομορφική ανάλυση από τον Ευρωκώδικα 8-3 να υπολογιστούν άμεσα οι μέγιστες ιδιομορφικές αποκρίσεις (Κοζάνης, 1996).

Παρόλα αυτά αξιοσημείωτο είναι και το βασικότερο μειονέκτημα της μεθόδου αυτής, το οποίο εντοπίζεται στις προσεγγίσεις που πρέπει να εισαχθούν συνδυαστικά με τις μέγιστες τιμές των ιδιομορφικών αποκρίσεων, ιδίως εάν αναλογιστούμε πως οι τιμές αυτές δεν πραγματοποιούνται την ίδια χρονική στιγμή (Κοζάνης, 1996).

#### 5.4.2 Ιδιομορφική Ανάλυση (Modal Analysis)

Προκειμένου να ορισθούν και να υπολογισθούν οι ιδιοσυχνότητες και οι ιδιοπερίοδοι μίας απόκρισης ενός κτιρίου χρησιμοποιείται η ιδιομορφική ανάλυση (Modal Analysis) και τα αποτελέσματα αυτής ισούνται με τους βαθμούς ελευθερίας της κατασκευής.

Ως ιδιομορφή, ορίζεται η μορφή ταλάντωσης με βάση την οποία θα αποκριθεί μία κατασκευή, στην περίπτωση διέγερσης με αρμονική φόρτιση που έχει ίση συχνότητα με κάποια από τις ιδιοσυχνότητές της. Σε αυτό το σημείο θα πρέπει να διευκρινισθεί ο όρος ταλάντωση της ιδιομορφικής κατασκευής. Αυτό σημαίνει ότι το σχήμα της κατασκευής που έχει παραμορφωθεί θα παραμένει σταθερό στο χρόνο και θα αλλάζει μόνο το εύρος των μετακινήσεων. Το άθροισμα των ιδιομορφικών αποκρίσεων μιας κατασκευής ορίζεται ως η μετακίνησή της σε οποιαδήποτε χρονική στιγμή.

Το ποσοστό της ιδιομορφικής μάζας ενεργοποιείται από το ποσοστό της ιδιομορφικής ανάλυσης, δηλαδή μες την ανάλυση των ιδιομορφών που λαμβάνουν μέρος σε κάθε ανάλυση και εξαρτάται από την διεύθυνση της σεισμικής φόρτισης.

#### 5.4.3. Συνδυασμός Ιδιομορφικών Αποκρίσεων

Με τη διαδικασία της ιδιομορφικής ανάλυσης υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη των μελών στο μέγιστο, τόσο για μία διεύθυνση σεισμικής δράσης όσο και για κάθε μεμονωμένη ιδιομορφή. Από την άλλη μεριά, οι μέγιστες ιδιομορφικές αποκρίσεις συμβαίνουν ετεροχρονισμένα στις κατασκευές και γι' αυτό, προκειμένου να προσδιοριστούν τα εντατικά μεγέθη εφαρμόζονται μέθοδοι επαλληλίας των ιδιομορφικών μεγεθών (Ψυχάρης, 2015).

### 5.5 Συνοριακές Συνθήκες

Οι συνοριακές συνθήκες αντιπροσωπεύονται από τις δυνάμεις και τις στηρίξεις που μπορούν να εφαρμοστούν σε κάθε κτίριο αλλά και από τις αρχικές συνθήκες όταν αυτό κρίνεται απαραίτητο. Είναι επιτακτική η ανάγκη για περαιτέρω προσδιορισμό των δυνάμεων καθώς και του τρόπου εφαρμογής τους. Το μέγεθος και

η κατανομή των σεισμικών φορτίων καθορίζεται από τον αντισεισμικό κανονισμό (Σάμιος, 2020).

## 5.6 Έλεγχοι κατά Ευρωκώδικα 8

### 5.6.1 Γενικά

Κατά το στήσιμο του προσομοιώματος για να αναλυθεί, θα πρέπει να αξιολογηθεί η δυσκαμψία των τοίχων, λαμβάνοντας υπόψη τόσο την καμπτική όσο και την διατμητική αντοχή, χρησιμοποιώντας δυσκαμψίες ρηγματωμένων διατομών. Σε περίπτωση απουσίας αξιολογήσεων μεγαλύτερης ακρίβειας, και οι δύο παράγοντες συμβολής στην δυσκαμψία μπορούν να λαμβάνονται ως το ήμισυ των αντίστοιχων τιμών των μη ρηγματωμένων διατομών.

### 5.6.2 Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC)

Τα κριτήρια αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας τα οποία δίδονται σε όρους συνολικών μέτρων απόκρισης, μπορούν να εφαρμόζονται μόνο όταν η ανάλυση είναι μη-γραμμική. Η ικανότητα συνόλου στην Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC) μπορεί να λαμβάνεται ως ίση με την οριακή ικανότητα μετακίνησης.

### 5.6.3 Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD)

Τα κριτήρια αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας τα οποία δίδονται σε όρους συνολικών μέτρων απόκρισης, μπορούν να εφαρμόζονται μόνο όταν η ανάλυση είναι μη-γραμμική. Η ικανότητα συνόλου στην Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD) μπορεί να ληφθεί ως ίση των τριών τετάρτων ( $3/4$ ) της οριακής ικανότητας μετακίνησης.

### 5.6.4 Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (DL)

Εάν πραγματοποιείται γραμμική ανάλυση, το κριτήριο για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας σε συνολικό επίπεδο ορίζεται σε όρους τέμνουσας βάσης στην οριζόντια κατεύθυνση της σεισμικής δράσης. Η ικανότητα μπορεί να λαμβάνεται ως

ίση με το άθροισμα των ικανοτικών τεμνουσών που υπάρχουν στα μεμονωμένα τοιχώματα, όπως αυτή ελέγχεται από την κάμψη ή από την τέμνουσα στη οριζόντια διεύθυνση της σεισμικής δράσης (ΚΑΔΕΤ, 2016).

#### 5.6.5 Στοιχεία υπό αξονική δύναμη και κάμψη

##### 5.6.5.1 Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD)

*Η ικανότητα ενός τοίχου από άοπλη τοιχοποιία ελέγχεται από την κάμψη, εάν η τιμή της τέμνουσάς του είναι μικρότερη από την τιμή που δίδεται. Η ικανότητα ενός τοίχου από άοπλη τοιχοποιία η οποία ελέγχεται από την κάμψη μπορεί να εκφράζεται σε όρους σχετικής μετατόπισης και λαμβάνεται ίση με  $0,008 \cdot H_0/D$  για πρωτεύοντες σεισμικούς τοίχους και με  $0,012 \cdot H_0/D$  για τους δευτερεύοντες, όπου:*

*D είναι η οριζόντια εντός επιπέδου διάσταση του τοιχώματος (βάθος),*

*H<sub>0</sub> είναι η απόσταση μεταξύ της διατομής στην οποία επιτυγχάνεται η καμπτική ικανότητα και του σημείου μηδενισμού των ροπών.*

*Η διατμητική ικανότητα ενός τοίχου από άοπλη τοιχοποιία, που ελέγχεται από την κάμψη υπό αξονικό φορτίο N, μπορεί να λαμβάνεται ως ίση με:*

$$V_f = \frac{DN}{2H_0}(1 - 1,15\nu_d)$$

*Όπου:*

*D είναι η οριζόντια εντός επιπέδου διάσταση του τοιχώματος (βάθος),*

*H<sub>0</sub> είναι η απόσταση μεταξύ της διατομής στην οποία επιτυγχάνεται η καμπτική ικανότητα και του σημείου μηδενισμού των ροπών,*

*και*

*$\nu_d = N / (Dtf_d)$  είναι το ανοιγμένο αξονικό φορτίο:*

*$f_d = f_m / CF_m$ , όπου  $f_m$  είναι η μέση θλιπτική αντοχή όπως λαμβάνεται από επί τόπου δοκιμές και από πρόσθετες πηγές πληροφόρησης, και το  $CF_m$  είναι ο συντελεστής εμπιστοσύνης για την τοιχοποιία ο οποίος δίδεται στον Πίνακα 3.1*

(παράρτημα) για το κατάλληλο επίπεδο γνώσης, το  $t$  είναι το πάχος του τοίχου (ΚΑΔΕΤ, 2019).

#### 5.6.5.2 Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC)

Η ικανότητα του τοίχου από τοιχοποιία, ο οποίος ελέγχεται από την κάμψη, έχει την δυνατότητα να εκφράζεται σε όρους σχετικής μετατόπισης και να λαμβάνεται ίση με τα 4/3 των τιμών του **5.6.5.1**.

#### 5.6.5.3 Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (DL)

Ισχύουν τα παραπάνω. Η ικανότητα ενός τοίχου από άοπλη τοιχοποιία, που ελέγχεται από την κάμψη, μπορεί να λαμβάνεται ως η διατμητική ικανότητα που δίδεται παραπάνω.

#### 5.6.6 Στοιχεία υπό τέμνουσα

##### 5.6.6.1 Οριακή κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD)

Η ικανότητα ενός τοίχου που έχει ένας τοίχος από άοπλη τοιχοποιία ελέγχεται από την τέμνουσα, εάν η τιμή της διατμητικής ικανότητας, η οποία δίδεται παρακάτω, είναι μικρότερη ή ίση με την τιμή που δίδεται στο **5.6.5.1**. Η ικανότητα ενός τοίχου από άοπλη τοιχοποιία που ελέγχεται από την τέμνουσα, μπορεί να εκφράζεται σε όρους σχετικής μετατόπισης και να λαμβάνεται ίση με **0,004 για πρωτεύοντες σεισμικούς τοίχους και 0,006 για δευτερεύοντες**. Η διατμητική ικανότητα ενός τοίχου από άοπλη τοιχοποιία που ελέγχεται από την τέμνουσα κάτω από ένα αξονικό φορτίο  $N$ , μπορεί να λαμβάνεται ως ίση με:

$$V_f = f_{vd} D' t$$

Όπου:

$D'$  είναι το βάθος της θλιβόμενης περιοχής του τοίχου,

$t$  είναι το πάχος του τοίχου,

και

$f_{vd}$  είναι η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας η οποία συνυπολογίζει και την παρουσία κατακόρυφου φορτίου:

$f_{vm0} + 0,4 N/D't \leq 0,065 f_m$ , όπου  $f_{vm0}$  είναι η μέση διατμητική αντοχή στην περίπτωση απουσίας κατακόρυφου φορτίου και  $f_m$  είναι μέση θλιπτική αντοχή, και οι δύο όπως λαμβάνονται από επί τόπου δοκιμές και από πρόσθετες πηγές πληροφόρησης, και διαιρεμένες με τους συντελεστές εμπιστοσύνης, συνυπολογίζοντας το επίπεδο της γνώσης που έχει αποκτηθεί. Στην περίπτωση πρωτευόντων σεισμικών τοιχωμάτων, αμφότερες οι αντοχές των υλικών διαιρούνται στη συνέχεια με τον επιμέρους συντελεστή για τοιχοποιία σύμφωνα με το **EN1998-1: 2005, 9.6** (ΚΑΔΕΤ, 2019).

#### 5.6.6.2 Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC)

Ισχύουν τα παραπάνω. Η ικανότητα ενός τοίχου από άοπλη τοιχοποιία που ελέγχεται από την τέμνουσα, μπορεί να εκφράζεται σε όρους σχετικής μετατόπισης και λαμβάνεται ως τα 4/3 των τιμών στο **5.6.6.1**.

#### 5.6.6.3 Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (DL)

Ισχύουν τα παραπάνω. Η ικανότητα ενός τοίχου από άοπλη τοιχοποιία που ελέγχεται από την τέμνουσα μπορεί να λαμβάνεται ως η διατμητική ικανότητα που δίδεται στο **5.6.6.1**.

## Κεφάλαιο 6 – Βασικές Διατάξεις Κανονισμού για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (Κ.Α.Δ.Ε.Τ.)

### 6.1 Στόχοι Αποτίμησης και Ανασχεδιασμού

Για να εξυπηρετηθούν οι ευρύτερες κοινωνικό-οικονομικές ανάγκες γίνεται η θέσπιση τριών σταθμών επιτελεστικότητας και δύο επιπέδων σεισμού σχεδιασμού. Οι στόχοι αυτοί της αποτίμησης ή του ανασχεδιασμού δεν είναι αναγκαία οι ίδιοι. Υπάρχει το ενδεχόμενο οι στόχοι ανασχεδιασμού να είναι υπερβαίνουν των στόχων αποτίμησης (ΚΑΔΕΤ, 2019).

Κάθε στόχος αποτίμησης ή κάθε στόχος ανασχεδιασμού (**Πίνακας 6.1.1**) είναι ο συνδυασμός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου (ΚΑΔΕΤ, 2019).

*«Στον παρόντα Κανονισμό ΚΑΔΕΤ, (2019), προβλέπονται στόχοι επανελέγχου αναφερόμενοι αποκλειστικά και μόνον στον φέροντα οργανισμό. Αντίθετα, δεν προβλέπονται στόχοι για τον μή-φέροντα οργανισμό ή τις ενσωματωμένες εγκαταστάσεις. Η σχετική πρόβλεψη του ΕΚ 8-3 (§ 2.1(2)) υπηρετείται με τον ακόλουθο πίνακα» (Στεργιούλας, 2018)*

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Περιορισμένες βλάβες	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

**Πίνακας 6.1.1. Στόχοι αποτίμησης ή/και ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού (ΚΑΔΕΤ, 2019)**

## 6.2 Στάθμες Επιτελεστικότητας

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται συναρτήσει του ανεκτού βαθμού βλάβης ως εξής βάση ΚΑΔΕΤ (2019):

### ■ «Περιορισμένες βλάβες» (Α)

*«Το δόμημα έχει υποστεί μόνο ελαφρές βλάβες. Τα δομικά στοιχεία διατηρούν σε υψηλό βαθμό τη φέρουσα ικανότητα και τη δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες» (ΚΑΔΕΤ, 2019).*

### ■ «Σημαντικές βλάβες» (Β)

*«Το δόμημα έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, ορισμένες από τις οποίες ενδέχεται να είναι βαριές, χωρίς να υπάρχουν τοπικές καταρρεύσεις, ωστόσο διαθέτει απομένουσα φέρουσα ικανότητα και δυσκαμψία. Τα κατακόρυφα στοιχεία είναι σε θέση να αναλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία. Υπάρχουν μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων, οι οποίες τοπικά μπορεί να είναι έντονες, σύμφωνα με την γνώμη του μελετητή μηχανικού. Ο φέρων οργανισμός είναι σε θέση να ανταπεξέλθει σε μελλοντικούς σεισμούς μέτριας έντασης» (ΚΑΔΕΤ, 2019).*

### ■ «Οιονεί κατάρρευση» (Γ)

*«Το δόμημα έχει υποστεί βαριές βλάβες, στην πλειονότητά τους μή επισκευάσιμες. Η απομένουσα φέρουσα ικανότητα και δυσκαμψία είναι χαμηλή, όμως τα κατακόρυφα στοιχεία είναι ακόμα σε θέση να αναλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία. Υπάρχουν μεγάλες μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων. Ο φέρων οργανισμός ουσιαστικά δεν διαθέτει περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής κατάρρευσης και πιθανόν δεν θα ανταπεξέλθει σε επόμενο σεισμό, ακόμα και μέτριας έντασης» (ΚΑΔΕΤ, 2019).*



### 6.3 Ενιαίος Δείκτης Συμπεριφοράς

«Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, όταν γίνεται χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς για το σύνολο του δομήματος, η τιμή του θα εκτιμάται λαμβάνοντας υπόψη τους παράγοντες οι οποίοι συνεργούν στην κατανάλωση σεισμικής ενέργειας και αυτές είναι» (ΚΑΔΕΤ, 2019).

- «Η τυχόν ύπαρξη ουσιωδών βλαβών (και φθορών), κυρίως σε πρωτεύοντα δομικά στοιχεία» (ΚΑΔΕΤ, 2019).
- «Η κανονικότητα κατανομής των εντός ορόφου αλλά και των κατ' ορόφων υπεραντοχών (καθ' ύψος του δομήματος) και ο βαθμός αποκλεισμού δημιουργίας «μαλακού» ορόφου» (ΚΑΔΕΤ, 2019).
- «Το πλήθος των δομικών στοιχείων στα οποία αναμένεται να εμφανισθούν αστοχίες, το οποίο εξαρτάται από την υπερστατικότητα του δομήματος» (ΚΑΔΕΤ, 2019)
- «Η κανονικότητα του δομήματος» (ΚΑΔΕΤ, 2019).
- «Οι τρόποι αστοχίας (πλάστιμοι ή ψαθυροί)» (ΚΑΔΕΤ, 2019).
- «Η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές του κάθε δομικού στοιχείου – μέλους» (ΚΑΔΕΤ, 2019).
- «Οι διαθέσιμοι επικουρικοί και βοηθητικοί μηχανισμοί αντισεισμικής συμπεριφοράς, όπως π.χ. τα διαζώματα, τα διαφράγματα, η περίοδος της κατασκευής του κτιρίου» (ΚΑΔΕΤ, 2019).

«Για τους σκοπούς του παρόντος Κανονισμού, μπορούν να υιοθετηθούν συντηρητικές προσεγγίσεις για την εκτίμηση των παραγόντων εκείνων που υπεισέρχονται στην διαμόρφωση των τιμών του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς ενός δομήματος. Ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού του κτιρίου, λαμβάνονται υπόψη οι διαφοροποιημένες τιμές του συντελεστή «  $q^*$  » που δίνονται στον παρακάτω πίνακα, με τιμή αναφοράς «  $q'$  » την τιμή που ισχύει για στάθμη επιτελεστικότητας B (προστασία ζωής), η οποία αντιστοιχεί στις προβλέψεις και διατάξεις του ΕΚ 8-1, όπως αυτές ισχύουν για τον σχεδιασμό νέων κτιρίων» (ΚΑΔΕΤ, 2019).

Στάθμη επιτελεστικότητας		
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή κατάρρευσης
(Α)	(Β)	(Γ)
0,6 πάντως δε $1,0 < q^* < 1,5$	1,0	1,4

**Πίνακας 6.3.1.1. Τιμές του λόγου  $q^*/q'$  αναλόγως του στόχου επανελέγχου, (ΚΑΔΕΤ, 2019)**

«Για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α, ο τελικός δείκτης συμπεριφοράς έχει τιμές μεγαλύτερες του 1,0 και οπωσδήποτε μικρότερες του 1,5. Οι τιμές του παραπάνω πίνακα ισχύουν ανεξαρτήτως της πιθανότητας υπερβάσεως για τον σεισμό σχεδιασμού (γενικώς, 10%, ή 50% - κατά την κρίση και έγκριση της Δημόσιας Αρχής) (Βλ. Πίνακα 6.3.3.2). Βεβαίως, η πιθανότητα υπερβάσεως, εντός της συμβατικής 50 – ετίας, επηρεάζει αμέσως και ευθέως το μέγεθος της σεισμικής δράσεως» (ΚΑΔΕΤ, 2019).

ΠΙΘΑΝΟΤΗΤΑ ΥΠΕΡΒΑΣΕΩΣ ΕΝΤΟΣ ΤΗΣ 50 – ΕΤΙΑΣ	ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή κατάρρευσης
	(Α)	(Β)	(Γ)
10 %	≈ 1,65	1,00	≈ 0,70
50 %	≈ 1,00	0,60	≈ 0,45

**Πίνακας 6.3.1.2. Τιμές του ορού  $Sd(T) = agr:q^*$  για την τέμνουσα βάσεως, με τιμή αναφοράς που αντιστοιχεί σε στάθμη επιτελεστικότητας (β) και πιθανότητα υπερβάσεως 10 % εντός της 50 – ετίας (Ευρωκώδικας 8-1), (ΚΑΔΕΤ, 2019).**

## 6.4 Έλεγχοι κατά ΚΑΔΕΤ

Για τον έλεγχο δομικών στοιχείων (πесών και υπέρθυρων) σε εντός επιπέδου καταπόνηση, για κάθε Στάθμη Επιτελεστικότητας, χρησιμοποιούνται οι έλεγχοι κατά Ευρωκώδικα 8-3.

Επιπρόσθετα ο ΚΑΔΕΤ ορίζει τον έλεγχο σε εκτός επιπέδου καταπόνηση ανάλογα της Στάθμης Επιτελεστικότητας.

### Στάθμη Επιτελεστικότητας Α

Η καμπτική αντοχή ελέγχεται σε όρους δυνάμεων από τις παρακάτω σχέσεις:

*Εκτός επιπέδου ροπή κάμψεως περί οριζόντιο άξονα:*

$$M_{Rd1,o} = \frac{1}{2} l t_w^2 \sigma_0 \left( 1 - \frac{\sigma_0}{f_d} \right)$$

$\sigma_0$  ( $= N_{sd} / \ell t_w$ ) η μέση θλιπτική τάση λόγω αξονικής δράσεως στην διατομή ελέγχου,  $\ell$  και  $t_w$  το μήκος και το πάχος της διατομής

και

$f_d$  η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

*Εκτός επιπέδου ροπή κάμψεως περί κατακόρυφο άξονα:*

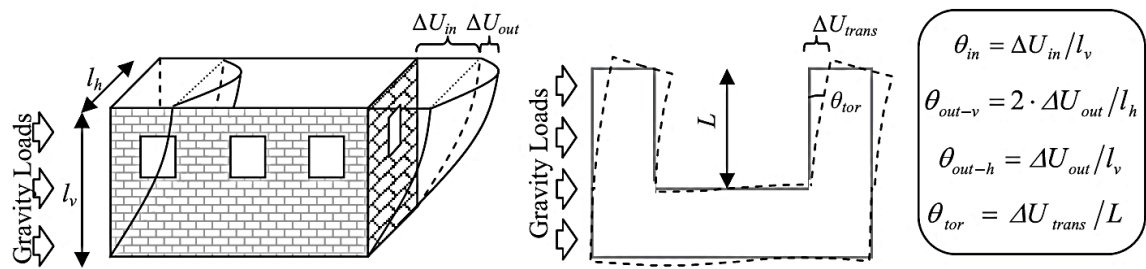
$$M_{Rd2,o} = \frac{1}{6} f_{wt,d} t^2 l$$

$\ell$  και  $t_w$  το μήκος και το πάχος της καμπτόμενης διατομής του στοιχείου αντιστοίχως

$f_{wt,d}$  η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας ( $= f_{wt}/\gamma_w$ )

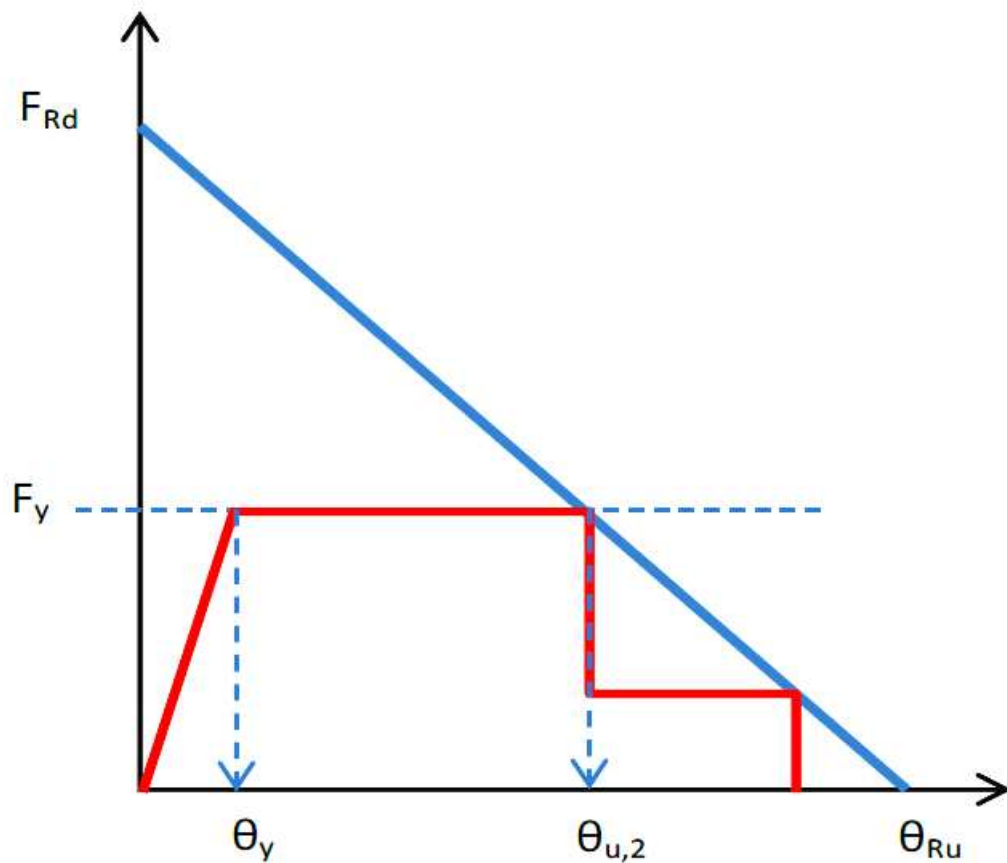
### Στάθμη Επιτελεστικότητας Β & Γ

Για τις συγκεκριμένες Στάθμες οι Έλεγχοι γίνονται σε επίπεδο μετατοπίσεων, και συγκεκριμένα στροφών. Οι στροφές των δομικών μελών βρίσκονται σύμφωνα με την Εικόνα 6.4.1.



Εικόνα 6.4.1 Ορισμός  $\theta_{in}$ ,  $\theta_{out}$ ,  $\theta_{tor}$ , (Pardalopoulos & Pantazopoulou, 2017)

Ο υπολογισμός των οριακών παραμορφώσεων γίνεται με βάση το παρακάτω διάγραμμα.



Εικόνα 6.4.2 Ορισμός των σημείων περιβάλλουσας αντοχής τοίχου σε εκτός επιπέδου αστοχία.

*Σαν οριακή παραμόρφωση επιλέγεται η ελάχιστη από:*

$$\theta_{u,1}=0.003 H_0/t$$

$$\theta_{u,2}=\theta_{R,u} (1-\frac{F_{Ed}}{F_{RD}})$$

$$\theta_{R,u} = t/H_0$$

$$F_{RD} = \lambda(w_{Ed}A_{L,w} + F_{Ed})$$

Όπου:

$A_{L,w}$  η επιφάνεια του τοίχου καθέτως προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης

$\lambda=2$  για τοίχο με συνθήκες πάκτωσης πάνω και κάτω, ή αριστερά και δεξιά,

$\lambda=1$  για όλες τις άλλες περιπτώσεις.

$$w_{Ed} (=Se(T) \cdot t \cdot \gamma \cdot C_m \cdot S \cdot \eta / g)$$

όπου  $\gamma$  το ειδικό βάρος της τοιχοποιίας ( $kN/m^3$ ),  $t$  το πάχος του τοίχου και  $Se(T)$  η φασματική επιτάχυνση.



## Κεφάλαιο 7 – Κτίριο Εφαρμογής

### 7.1 Περιγραφή Υφισταμένου Κτιρίου

Στο πλαίσιο της μεταπτυχιακής αυτής διατριβής, το κτίριο που λαμβάνεται για μελέτη (αποτίμηση) και κατ' επέκτασιν ενίσχυση είναι ένα μονώροφο κτίριο στο χωριό Άνω Βαλσαμόνερο, του Δήμου Ρεθύμνου και στην Περιφερειακή Ενότητα Ρεθύμνου.

Πρόκειται για μία παραδοσιακή κατασκευή από άοπλη φέρουσα τοιχοποιία που η χρονολογία της κατατάσσεται στην περίοδο του 1860 επί της οθωμανικής κατάκτησης της Κρήτης.

Το υποκείμενο κτίριο βρίσκεται εντός του οικισμού και η κατάσταση στην οποία βρίσκεται ανά τα χρόνια θεωρείται καλή. Προφανώς στο κτίριο μετά την περίοδο της Τουρκοκρατίας και στην κατοχή του τότε ιδιοκτήτη είχε συντηρηθεί για την εξυπηρέτηση αποθήκης και στάβλου.



*Εικόνα 7.1.1. Βορειοανατολική Όψη Υφισταμένου Κτιρίου Εφαρμογής*





***Εικόνα 7.1.2. Νοτιοανατολική Όψη Υφισταμένου Κτιρίου Εφαρμογής***

Σήμερα, το κτίριο, ύστερα από την ενδελεχή αποτύπωση την οποία διενήργησα, τα σχέδια και το τοπογραφικό διάγραμμα τα οποία έγιναν έχει εμβαδόν 78,72 τετραγωνικά μέτρα και συνολικό όγκο 236,16 κυβικά μέτρα. Η στέγη του κτιρίου είναι μία πλάκα σκυροδέματος με απευθείας έδραση στην τοιχοποιία χωρίς περιμετρικά δοκάρια (σενάζ). Το πάχος της πλάκας σκυροδέματος είναι 17 εκατοστά και το ελεύθερο ύψος του κτιρίου ανέρχεται στα 3 μέτρα και 40 εκατοστά. Συνεπώς το τελικό ύψος το κτιρίου με την πλάκα σκυροδέματος είναι 3 μέτρα και 57 εκατοστά. Ακόμα, όπως αυτό αποτυπώνεται στην παρακάτω φωτογραφία, στην νοτιοδυτική όψη του κτιρίου, υπάρχει ένα ημικυκλικός θόλος, που σύμφωνα με μαρτυρίες στην εποχή εκείνη είχε τη χρήση χαμιάμ, ενώ σε μεταγενέστερα χρόνια είχε τη χρήση φούρνου, όπως αυτό το επιβεβαιώνει η τωρινή του εικόνα από την αποτύπωσή του στο εσωτερικό.





***Εικόνα 7.1.3. Νοτιοδυτική Όψη Υφισταμένου Κτιρίου Εφαρμογής***

Πρόκειται για παραδοσιακή κατοικία με εμφανή λιθοδομή αποτελούμενη από ημιλαξευτούς λίθους. Λαξευτοί λίθοι παρατηρούνται μόνο στις γωνίες καθώς και πέριξ των ανοιγμάτων. Οι λίθοι της κατασκευής είναι φυσικοί λίθοι ιζηματογενούς προελεύσεως και ασβεστολιθικής σύστασης.

Το κονίαμα αρμού είναι πηλοκονίαμα γενικής χρήσεως και χαμηλής συνοχής. Το επίχρισμα της τοιχοποιίας, όπου αυτό διατηρείται αποτελείται από ασβεστοκονίαμα.

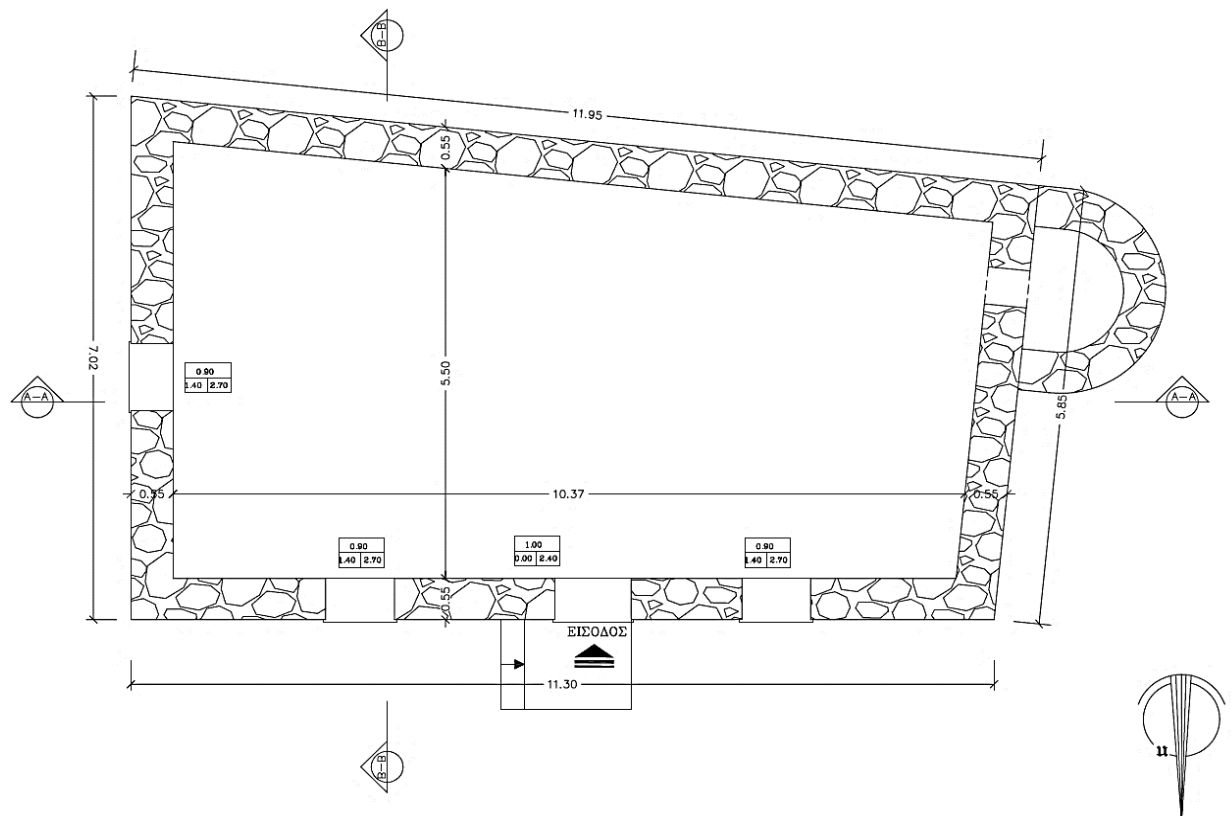
Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει η αποτίμηση της δυναμικής συμπεριφοράς και η τεκμηρίωση του υφισταμένου κτιρίου, ορίζοντας τις αστοχίες την παθολογία και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του συνόλου της τοιχοποιίας, καθώς θα παρουσιαστούν η προσομοίωση του κτιρίου, η ανάλυση και τα αποτελέσματά της με βάσει τους ισχύοντες κανονισμούς για την τοιχοποιία (Ευρωκώδικας 8-3 και ΚΑΔΕΤ).

Στο επόμενο κεφάλαιο, ύστερα από την ανάλυση της κατάστασης (αποτίμησης) του υφισταμένου κτιρίου, θα λάβει χώρα η μελέτη ενίσχυσής του έπειτα την προσθήκη καθ' ύψος ενός επιπλέον ορόφου με σκοπό την διερεύνηση της

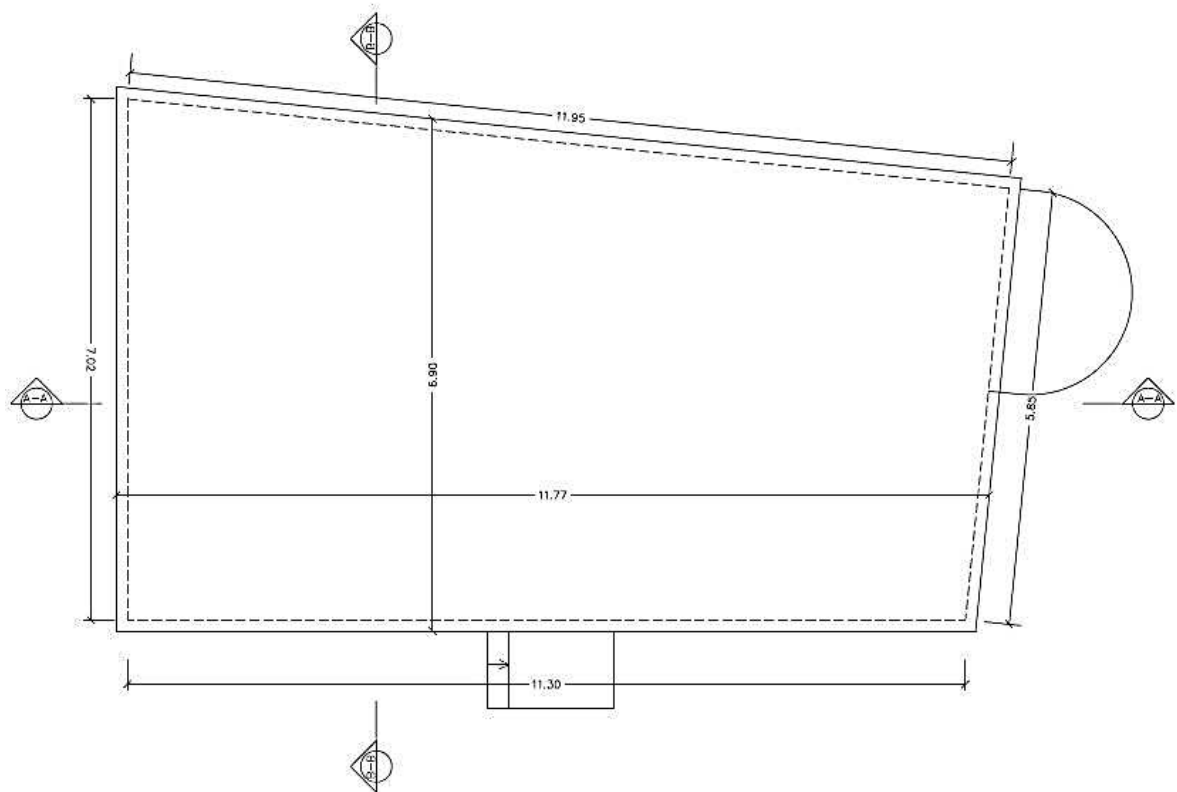
συμπεριφοράς του στους διάφορους τρόπους ενίσχυσής του καθώς και στον συνδυασμό αυτών.

## 7.2 Αρχιτεκτονικά Σχέδια Αποτύπωσης Υφισταμένου Κτιρίου

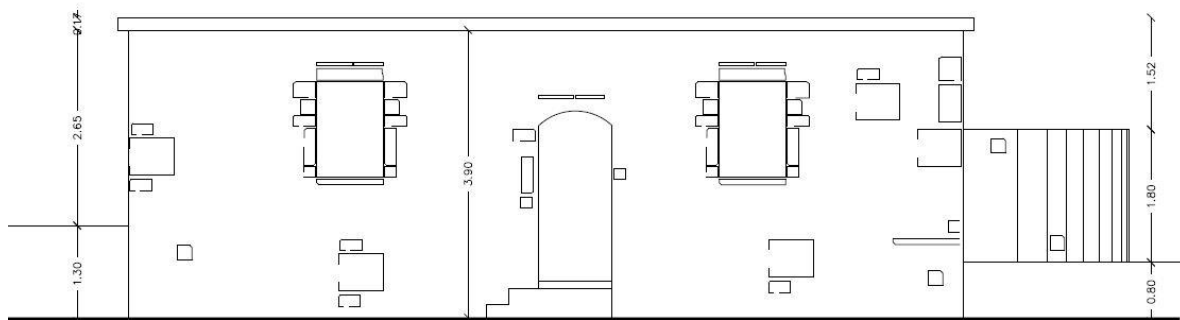
Σύμφωνα με την αποτύπωση και τις μετρήσεις του υφισταμένου κτιρίου, στις εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αρχιτεκτονικά σχέδια, όπως οι κατόψεις, οι όψεις και δύο τομές A-A και B-B.



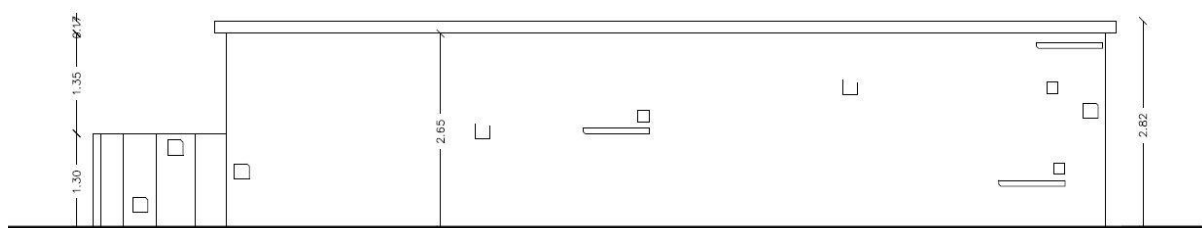
**Εικόνα 7.2.1. Κάτοψη Ισογείου Υφισταμένου Κτιρίου**



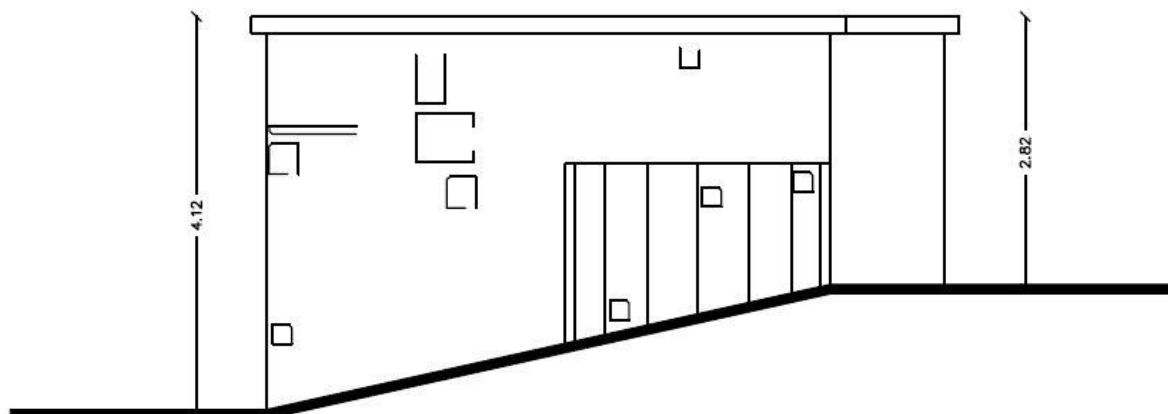
**Εικόνα 7.2.2. Κάτοψη Δώματος Υφισταμένου Κτιρίου**



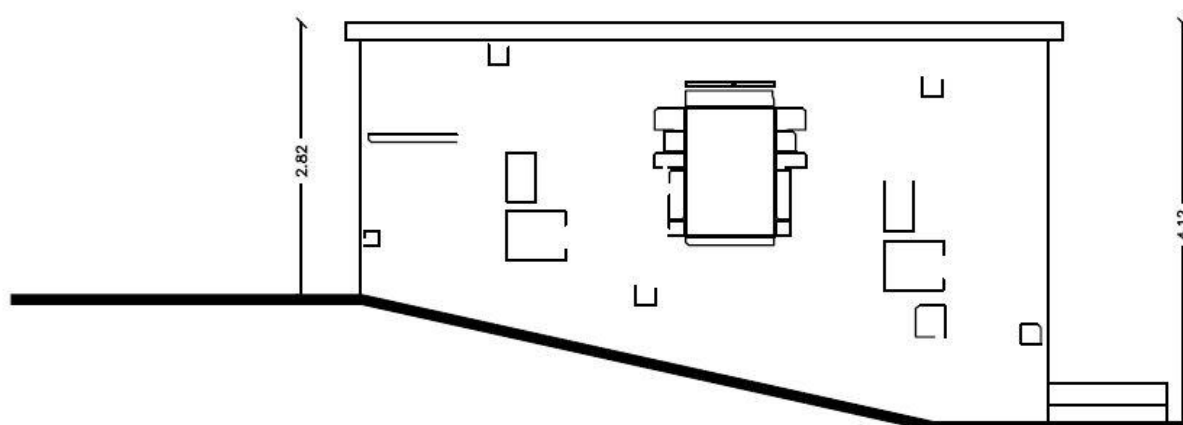
**Εικόνα 7.2.3. Βόρεια Όψη Υφισταμένου Κτιρίου**



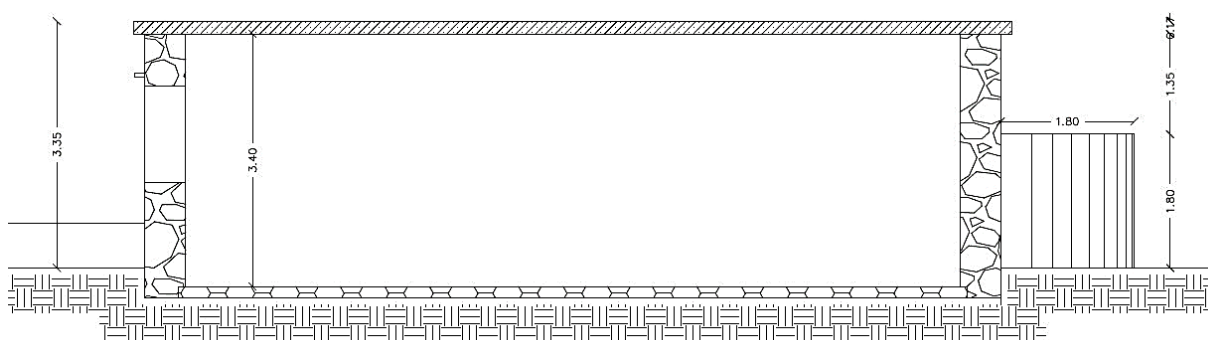
**Εικόνα 7.2.4. Νότια Όψη Υφισταμένου Κτιρίου**



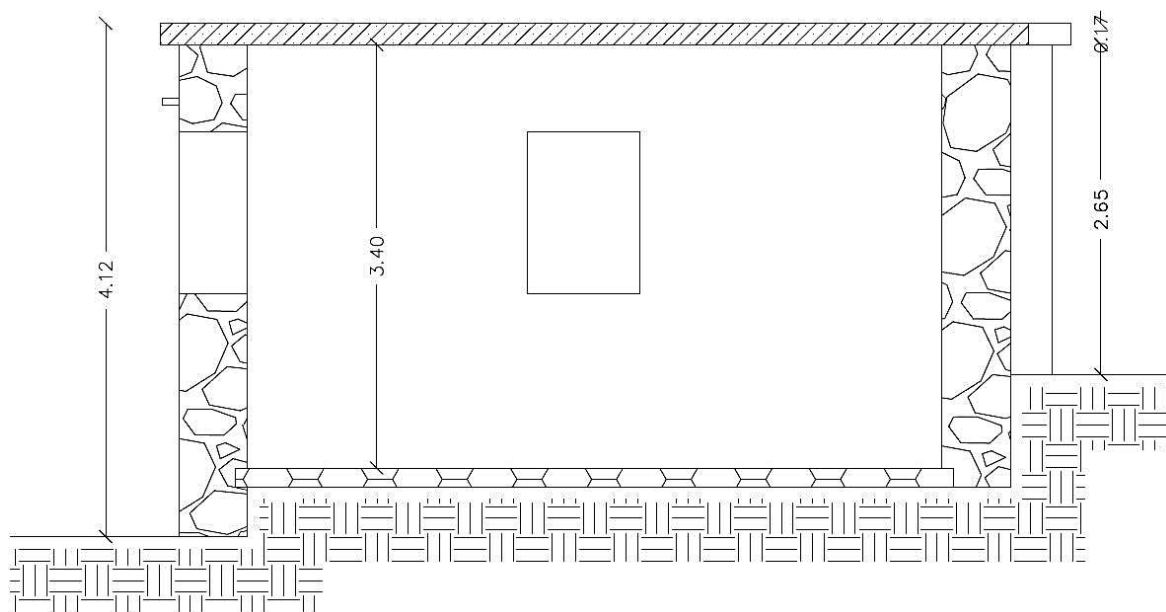
*Εικόνα 7.2.5. Δυτική Όψη Υφισταμένου Κτιρίου*



*Εικόνα 7.2.6. Ανατολική Όψη Υφισταμένου Κτιρίου*



*Εικόνα 7.2.7. Τομή Α-Α Υφισταμένου Κτιρίου*



**Εικόνα 7.2.8. Τομή B-B Υφισταμένου Κτιρίου**

### 7.3. Τεκμηρίωση, Παθολογία και Μηχανικά Χαρακτηριστικά

#### 7.3.1. Παθολογία Κτιρίου

Στο υπό μελέτη κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία, παρατηρούμε την πλήρη απουσία της διαφραγματικής λειτουργίας, πράγμα το οποίο φανερώνεται από την απευθείας έδραση της πλάκας από οπλισμένο σκυρόδεμα περιμετρικά της τοιχοποιίας με την απουσία περιμετρικών δοκαριών (σενάζ).

Αναφορικά με την παθολογία του κτιρίου, εμφανής εκ πρώτης όψεως είναι η φθορά των υλικών δόμησης. Παρατηρείτε τοπική αποσάθρωση του κονιάματος αρμού καθώς και η πλήρης απουσία εξωτερικού επιχρίσματος.

Ακόμα, παρατηρήθηκε ρηγμάτωση σε πεσσό της βόρειας όψης, η οποία πιθανόν οφείλεται σε εκτός επιπέδου κάμψη παράλληλα στον κατακόρυφο αρμό (Εικόνα 7.3.2). Το θέμα αυτό θα διερευνηθεί παρακάτω στην ανάλυση του φορέα.

Μια άλλη παρατήρηση είναι η αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας περιμετρικά των ανοιγμάτων της βόρειας όψης. Αυτό οφείλεται κατά κύριο λόγο στο ότι η παρουσία πολλών ανοιγμάτων μειώνει τη συνολική αντοχή του τοίχου (Εικόνα 7.3.2). Επιπρόσθετα οι συμπαγείς λαξευτοί λίθοι που χρησιμοποιήθηκαν για την κατασκευή των ανοιγμάτων, διαθέτουν μεγαλύτερη δυσκαμψία από την υπόλοιπη τοιχοποιία.



Αυτή η διαφορά δυσκαμψίας πιθανόν επέφερε την αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας στις συγκεκριμένες θέσεις.

Στην δυτική όψη παρατηρήθηκε ρωγμή κοντά στην γωνία του κτιρίου. Η ρωγμή αυτή το πιθανότερο οφείλεται επίσης σε εκτός επιπέδου φόρτιση. Το γεγονός ότι οι γωνίες είναι κατασκευασμένες με λαξευτούς γωνιόλιθος, είχε σαν αποτέλεσμα η ρηγμάτωση να εκδηλωθεί πλησίον αυτής στην πιο φτωχής κατασκευής αργολιθοδομή.

Τέλος, σχετικά με την θεμελίωση του κτιρίου παρατηρήθηκε η απευθείας έδρασή του σε βραχώδες έδαφος. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 7.3.1, σε σημείο της νότιας όψης παρατηρήθηκε υποσκαφή της βραχώδους θεμελίωσης πιθανόν λόγω υπάρχουσας σπηλαίωσης του εδάφους. Η υποχώρηση αυτή φαίνεται να είναι παροδική καθώς δεν έχει επιφέρει εκτεταμένη ρηγμάτωση της κατασκευής.



*Εικόνα 7.3.1. Θεμελίωση σε βραχώδες έδαφος*





*Εικόνα 7.3.2. Λίθοι περιμετρικά της εξώθυρας και του παραθύρου*



*Εικόνα 7.3.3. Βόρεια όψη υφιστάμενου κτιρίου (θύρα εισόδου, παράθυρο & ημικυκλικό τόξο-χαμάμ)*



Στην παραπάνω Εικόνα 7.3.3. απεικονίζεται το ημικυκλικό τόξο του χαμάμ, το οποίο στις αναλύσεις δεν λαμβάνεται υπόψιν καθώς οι δυνάμεις που ασκεί στην τοιχοποιία είναι αμελητέες σύμφωνα με το ύψος του. Παρόλα αυτά, θα μπορούσε σε μελλοντική έρευνα, να διενεργηθούν τομές προκειμένου να προσδιοριστεί επακριβώς η συμπεριφορά του, καθώς και να προσδιορισθεί τι υπάρχει κάτω από αυτό.



***Εικόνα 7.3.4. Εκτός επιπέδου λειτουργία στις γωνίες του κτιρίου***

#### 7.3.2. Μηχανικά Χαρακτηριστικά Τοιχοποιίας

Για τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία γίνεται μία βιβλιογραφική επισκόπηση ανάμεσα στον Ευρωκώδικα 6, τον ΚΑΔΕΤ και την εξίσωση του κυρίου Τάσιου και Χρονόπουλου. Ο σκοπός είναι η καλύτερη και πιο σύγχρονη επιστημονική προσέγγιση του προσδιορισμού της αντοχής του λίθου και του κονιάματος.

Για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας απαιτείται η γνώση των θλιπτικών αντοχών λίθου και κονιάματος αρμού. Επειδή δεν ήταν δυνατή η λήψη δοκιμών επιχειρείται η διερεύνηση των τιμών αυτών από τη βιβλιογραφία.



Όσον αφορά το κονίαμα δόμησης ο προσδιορισμός της αντοχής του είναι μια ιδιαίτερα δύσκολη διαδικασία. Η αντοχή των κονιαμάτων δόμησης εξαρτώνται από πολλούς παράγοντες, όπως η επιλογή των υλικών, η αναλογία τους καθώς και οι συνθήκες παραγωγής τους (θερμοκρασία, υγρασία, εργασιμότητα). Έτσι, σε ερευνητικές μελέτες βρέθηκε ότι η εφελκυστική αντοχή παραδοσιακού ασβεστοκονιάματος κυμαίνεται από 0.24-0.57 MPa. Στον πίνακα που ακολουθεί παρατίθενται τα δεδομένα από πειραματικές διερευνήσεις παραδοσιακών ασβεστοκονιαμάτων από διαφορετικά μνημεία της Κρήτης.

Μελέτη	Περίοδος	Προέλευση δοκιμίου	Εφελκυστική αντοχή (MPa)
Physico-chemical study of Cretan ancient mortars. P. Maravelaki-Kalaitzakia et al	Ενετική	Ενετικό λιμάνι Χανίων	0.24
	Ενετική	Νεώρια Χανίων	0.31
Traditional technologies in Crete providing mortars with effective mechanical properties, Moropoulou et al	Οθωμανική	Μονή Πρέβελη, Ρέθυμνο	0.315
	Οθωμανική	Μονή Πρέβελη, Ρέθυμνο	0.386
	Οθωμανική	Μονή Πρέβελη, Ρέθυμνο	0.548
	Ενετική	Φορτέτζα, Ρέθυμνο	0.374
	Ενετική	Φορτέτζα, Ρέθυμνο	0.438
	Ενετική	Φορτέτζα, Ρέθυμνο	0.415
	Ενετική	Φορτέτζα, Ρέθυμνο	0.575

**Πίνακας 7.3.2.1. Δεδομένα παραδοσιακών ασβεστοκονιαμάτων από διαφορετικά μνημεία της Κρήτης.**

Με βάση τα παραπάνω επιλέχτηκε μια μέση τιμή εφελκυστικής αντοχής ίση με 0.3 MPa.

Συνήθως η σχέση θλιπτικής/ εφελκυστικής αντοχής παραδοσιακών κονιαμάτων προσεγγίζει το 5/1. Συνεπώς η θλιπτική αντοχή κονιάματος εκτιμάται στο 1.5 MPa.

Όσον αφορά το λίθο δόμησης, αυτός αποτελεί τον συνήθη λευκό ασβεστόλιθο που απαντάται σε όλη τη Κρήτη. Από βιβλιογραφική επισκόπηση<sup>1</sup> βρέθηκε να έχει συνήθη θλιπτική αντοχή που κυμαίνεται από 9 - 14 MPa.

Στην συνέχεια, παρατίθενται τιμές από εργαστηριακές δοκιμές σε δοκίμια κρητικού λευκού ασβεστόλιθου.

Μελέτη	Τύπος πετρώματος	Μέση θλιπτική αντοχή δοκιμών (MPa)
Μιναρές Νερατζέ Ρέθυμνο	Λευκός ασβεστόλιθος	10.79
Βάθρα γέφυρας Περάματος, Ρέθυμνο	Λευκός μικριτικός Ασβεστόλιθος	13.55
Ελληνική Καμάρα, Βρύσες Χανίων	Λευκός ασβεστόλιθος	8.99
Κτίριο Παλαιάς Πόλης Ρεθύμνου	Δολομητικός ασβεστόλιθος	12.54

**Πίνακας 7.3.2.1. Εργαστηριακές δοκιμές σε δοκίμια λευκού ασβεστόλιθου**

Για τον υπό εξέταση φορέα επιλέχτηκε η μέση τιμή των 12 MPa.

Ο Ευρωκώδικας 6 προτείνει τιμές για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής πέτρινης τοιχοποιίας μόνο στην περίπτωση λαξευτών λίθων συγκεκριμένης διαμέτρου. Για αυτόν τον λόγο για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής της αργολιθοδομής χρησιμοποιήθηκε η εξίσωση που προτείνεται από **Tassios and Chronopoulos, 1986**:

$$f_k = \xi \left( \left( \frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - a \right) + b f_{mc} \right)$$

όπου:

<sup>1</sup> Αποκατάσταση Μιναρέ Τεμένους Νερατζέ Ρεθύμνου Α. Χατζηδάκης, Χ. Γαγάνη, 5ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αναστηλώσεων 10-12 Ιανουαρίου 2019, Αθήνα

$f_{bc}$  η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος

$f_{mc}$  η θλιπτική αντοχή του κονιάματος

$\alpha$ : συντελεστής που εκφράζει την επιρροή της μορφής του λιθοσώματος (και του τρόπου δόμηση)

$\alpha = 0$  , για τεχνητούς ή λαξεμένους φυσικούς λίθους,

$\alpha = 1.5$  για ημιλαξευτούς φυσικούς λίθους (μέτρια ακανονικότητα)

$\alpha = 2.5$  για αργούς φυσικούς λίθους, κροκάλες (μεγάλη ακανονικότητα)

$\beta$ : συντελεστής που εκφράζει την επιρροή του πάχους των αρμών και του όγκου του κονιάματος

$\beta = 0.5$  για λιθοδομή,

$\beta = 0.1$  για οπτοπλινθοδομή

$\xi$ : συντελεστής που εκφράζει την επιρροή του πάχους των αρμών και του όγκου του κονιάματος

$$\xi = \left[ 1 - 0,8(\kappa - \kappa_0)^{\frac{1}{3}} \right] \quad \text{ή} \quad \xi = \frac{1}{[1 - 2,5(\kappa - \kappa_0)]}$$

Όπου,  $\kappa$  = όγκος κονιάματος / όγκος τοιχοποιίας

Και  $\kappa_0 = 0,10$  για ημιλαξευτούς λίθους

0.20 για λαξευτούς λίθους

0.30 για αργούς λίθους

0.25 για πλινθοδομές

0.30 για πλινθοδομές με συμπαγείς οπτόπλινθους

0.20 για πλινθοδομές με διάτρητους οπτόπλινθους

Με την εφαρμογή του τύπου για  $f_{bc}=12$  MPa (ασβεστόλιθος) και  $f_{mc}=1.5$ MPa (κονίαμα σύνδεσης),  $\kappa=0.2$ ,  $\kappa_0=0.3$ ,  $\alpha=2$ ,  $\beta=0.5$ , προκύπτει η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας ίση με:

$$f_k = 1.45 \text{ MPa}$$

Αναφορικά με τον ΚΑΔΕΤ, οι ιδιότητες της λιθοδομής υπολογίστηκαν λαμβάνοντας υπόψιν την αντοχή των δοκιμών λαξευτών λίθων καθώς και την αντοχή του κονιάματος σύνδεσης. Για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής χρησιμοποιείται η προσεγγιστική εξίσωση που προτείνεται στο προσχέδιο του ΚΑΔΕΤ:

$$f_{wc} = \xi \left[ \left\{ \frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} \right\} + \lambda f_{mc} \right]$$

όπου:

$f_{wc}$  η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

$V_m$ ,  $V_w$  ο όγκος του κονιάματος και ο όγκος της τοιχοποιίας

$f_{bc}$  η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος

$f_{mc}$  η θλιπτική αντοχή του κονιάματος

$\lambda$  συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος-κονιάματος, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 0,50 για τραχείς λίθους και ίσος με 0,1 για πολύ λείους λίθους.

$f_0$  συντελεστής (σε MPa), ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη τον βαθμό λάξευσης των λίθων και παίρνει τις ακόλουθες τιμές:

0,001 για λαξευτή λιθοδομή

0,50 - 1,00 για λιθοδομή από ημικανονικούς λίθους

1,50 - 2,50 για αργολιθοδομή, ανάλογα με την ποιότητα δομήσεως

$\xi$ , συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη την δυσμενή επιρροή του πάχους των αρμών κονιάματος

$$\xi = 1 : [1 + 3,5 * (k - k_0)] < 1,0$$

$$k = (\text{όγκος κονιάματος}) : (\text{όγκος τοιχοποιίας}) = V_m / V_w \geq 0,30$$

$$k_0 = 0,30$$

εάν  $V_m / V_w \leq 0,30$ , τότε λαμβάνεται  $\xi = 1,00$

Θεωρώντας:

$$\blacksquare f_{bc} = 12 \text{ MPa}$$

$$\blacksquare f_{mc} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$V_m / V_w < 0.3, \lambda = 0.5 \text{ (τραχείς λίθοι)}$$

προκύπτει:

$$f_{wc} = 1.23 \text{ MPa}$$

Επομένως, επιλέγεται η δυσμενέστερη αντοχή για την τοιχοποιία του κτιρίου 1.23 N/mm<sup>2</sup> με θλιπτική αντοχή λιθοσώματος 12.00 N/mm<sup>2</sup> και θλιπτική αντοχή κονιάματος 1.50 N/mm<sup>2</sup>.

Το Μέτρο Ελαστικότητας υπολογίζεται από τον τύπο του Ευρωκώδικα 6:

$$E_{wc} = 1000 f_{wc}$$

$$E_{wc} = 1.23 \text{ GPa}$$

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας λαμβάνεται το 1/10 της θλιπτικής:

$$f_{wt} = 1/10 f_{wc} = 0.12 \text{ MPa}$$

## 7.4 Αποτίμηση Υφιστάμενου Φορέα

### 7.4.1 Προσομοίωση

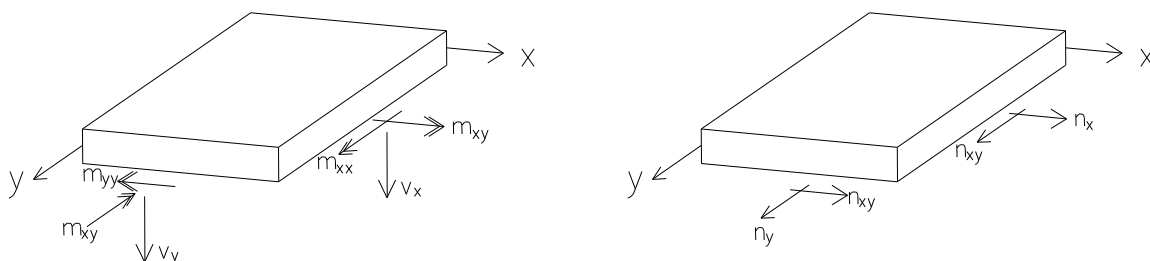
Η προσομοίωση καθώς και η διαστασιολόγηση της υφιστάμενης κατασκευής από φέρουσα τοιχοποιία θα πραγματοποιηθεί με το λογισμικό *SCADA PRO* της εταιρείας *ACE - HELLAS A. E.*

Το πρόγραμμα υπολογίζει αυτόματα το μαθηματικό μοντέλο μίας κατασκευής προσδιορίζοντας το κέντρο βάρους κάθε διατομής και τοποθετώντας εκεί τους κόμβους αρχής και τέλους κάθε μέλους. Προσδιορίζονται επίσης και οι εκκεντρότητες σύνδεσης των μελών μεταξύ τους ως προς το κύριο σύστημα συντεταγμένων οι οποίες και λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση με την επέμβαση μέσω μητρώου μεταφοράς τα μητρώα ακαμψίας των μελών που συνδέονται έκκεντρα. Τα έργα από διατμητικές δυνάμεις λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση μετά από υπολογισμό των επιφανειών διάτμησης σε κάθε διατομή/μέλος.

Η φέρουσα τοιχοποιία προσομοιώθηκε με τρισδιάστατα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία.

Για τα επιφανειακά δομικά στοιχεία χρησιμοποιείται το επίπεδο στοιχείο κελύφους (Shell Element) με καμπτική και μεμβρανική συμπεριφορά, το οποίο ορίζεται από τέσσερις κόμβους, με έξι βαθμούς ελευθερίας σε κάθε κόμβο. Το κάθε

στοιχείο έχει μόνο μία γεωμετρική διάσταση, το πάχος του, το οποίο μπορεί να είναι και μεταβλητό σε κάθε θέση του στοιχείου. Επιπρόσθετα, κάθε στοιχείο μπορεί να ορισθεί έκκεντρα (προς τα πάνω ή κάτω) ως προς το επίπεδο των κόμβων του. Τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη του στοιχείου είναι οι ανοιγμένες (ανά μέτρο πλάτους) καμπτικές ροπές, μεμβρανικές και τέμνουσες δυνάμεις όπως απεικονίζονται στο παρακάτω σχήμα. Οι τάσεις στις ακραίες ίνες προκύπτουν από αυτά τα εντατικά μεγέθη με εφαρμογή των γνωστών τύπων της Μηχανικής.



**Εικόνα 7.4.1.1. Καμπτικές ροπές και τέμνουσες δυνάμεις για στοιχείο κελύφους**

Οι τάσεις στις ακραίες ίνες προκύπτουν, σε κάθε πλευρά του στοιχείου (κάθετα στους άξονες  $x$  και  $y$ ), από αυτά τα ανηγμένα εντατικά μεγέθη με εφαρμογή του γνωστού τύπου της Μηχανικής:

$$\sigma_i = \frac{n_i}{A} \pm \frac{m_i}{W}$$

για τις  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\sigma_{xy}$  αντίστοιχα, όπου τα  $A, W$  θεωρείται ότι αναφέρονται σε μοναδιαίο πλάτος ( $b=1.00$ ) ενώ σαν ύψος λαμβάνεται το πάχος του στοιχείου.

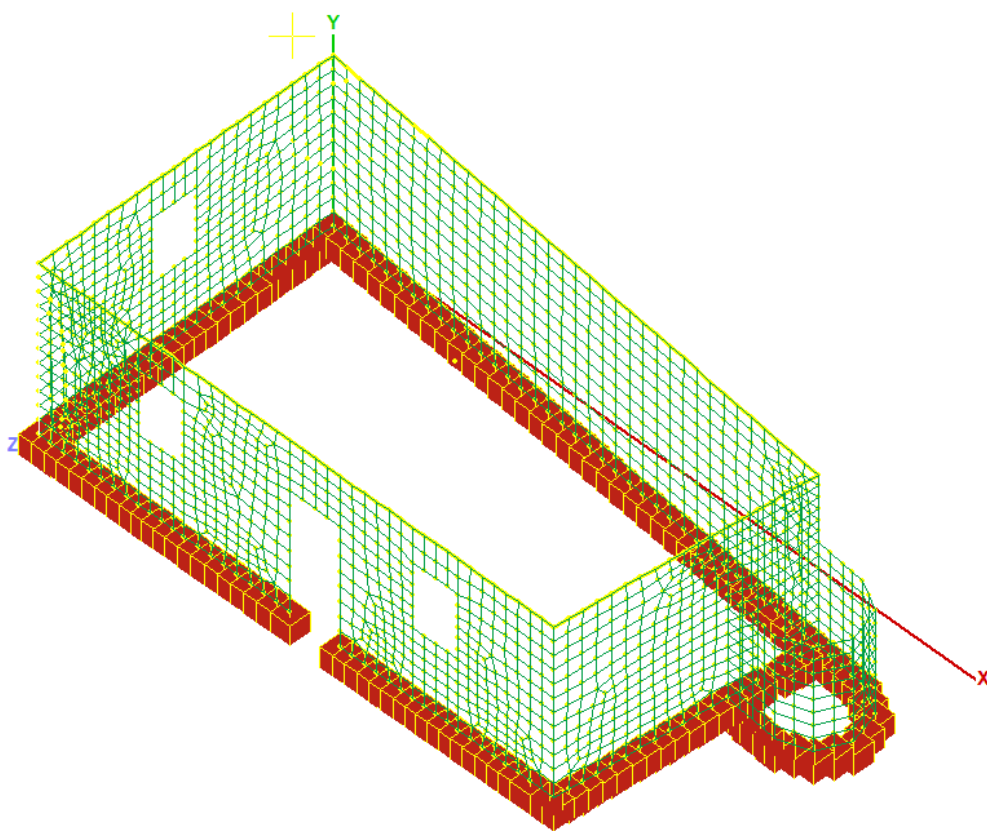
Η μέγιστη διατμητική τάση σε κάθε σημείο του στοιχείου υπολογίζεται στο μέσον του πάχους σύμφωνα με τη σχέση  $\tau = 1.5 \cdot v/A$ , όπου το  $A$  επίσης αναφέρεται σε μοναδιαίο πλάτος (οπότε  $A=t$ ) και  $v$  είναι η γεωμετρική συνισταμένη των διατμητικών δυνάμεων  $v_x$ ,  $v_y$ :

$$v = \sqrt{v_x^2 + v_y^2}$$

Όσον αφορά την οροφή, προσομοιώθηκε η πλάκα σκυροδέματος, χωρίς όμως να εφαρμοστεί διαφραγματική λειτουργία. Αυτό διότι η σύνδεση πλάκας τοιχοποιίας έγινε με απλή έδραση, χωρίς ιδιαίτερη μέριμνα.

Όσον αφορά τη θεμελίωση του φορέα δεν υπάρχουν επαρκή στοιχεία για το υπέδαφος της κατασκευής. Η συνηθέστερη τεχνική θεμελίωσης κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία είναι η επέκταση της τοιχοποιίας μέσα στο έδαφος. Στη συγκεκριμένη μελέτη η θεμελίωση του φορέα προσομοιώθηκε με εφαρμογή πάκτωσης στους κόμβους της κατώτερης στάθμης.

Η στάθμη θεμελίωσης ορίστηκε στο ύψος του πατήματος της θύρας στη βόρεια όψη του κτιρίου. Στην περιοχή του χαμάμ, η στάθμη του εδάφους είναι υψηλότερη, λόγω επιχώσεων που προστέθηκαν σε μεταγενέστερη φάση. Οι επιχώσεις αυτές αγνοήθηκαν και πάρθηκε κοινή γραμμή εδάφους. Ο ακριβής προσδιορισμό των συνθηκών θεμελίωσης του φορέα μπορεί να αποτελέσει αντικείμενο μελλοντικής έρευνας.



**Εικόνα 7.4.1.1. Μαθηματικό Μοντέλο/Διακριτοποίηση Υφιστάμενου Κτιρίου**

#### 7.4.2 Αποτελέσματα Ανάλυσης

Με βάση τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων και της ιδιομορφικής ανάλυσης παρακάτω παρατίθεται λίστα από τι είκοσι πρώτες ιδιομαρφικές μάζες του υφιστάμενου κτιρίου καθώς και τις ιδιοπεριόδους και ιδιοσυχνότητες της κατασκευής.

Ιδιοπερίοδοι Κτιρίου απο Δυναμική Ανάλυση

α/α Ιδιομορφής	Κυκλική Συχνότητα w (Rad/sec)	Συχνότητα v (Cycles/sec)	Περίοδος T (sec)
1	3.1776E+001	5.0573E+000	1.9773E-001
2	3.4534E+001	5.4963E+000	1.8194E-001
3	6.0784E+001	9.6741E+000	1.0337E-001
4	6.6286E+001	1.0550E+001	9.4788E-002
5	7.7743E+001	1.2373E+001	8.0820E-002
6	9.3889E+001	1.4943E+001	6.6922E-002
7	1.0918E+002	1.7377E+001	5.7549E-002
8	1.2261E+002	1.9514E+001	5.1246E-002
9	1.3482E+002	2.1458E+001	4.6603E-002
10	1.3962E+002	2.2221E+001	4.5002E-002
11	1.6064E+002	2.5567E+001	3.9113E-002
12	1.6483E+002	2.6233E+001	3.8119E-002
13	1.9881E+002	3.1641E+001	3.1605E-002
14	2.0907E+002	3.3275E+001	3.0052E-002
15	2.2318E+002	3.5520E+001	2.8153E-002
16	2.3016E+002	3.6631E+001	2.7300E-002
17	2.3570E+002	3.7513E+001	2.6658E-002
18	2.5598E+002	4.0740E+001	2.4546E-002
19	2.5715E+002	4.0926E+001	2.4434E-002
20	2.6681E+002	4.2464E+001	2.3550E-002

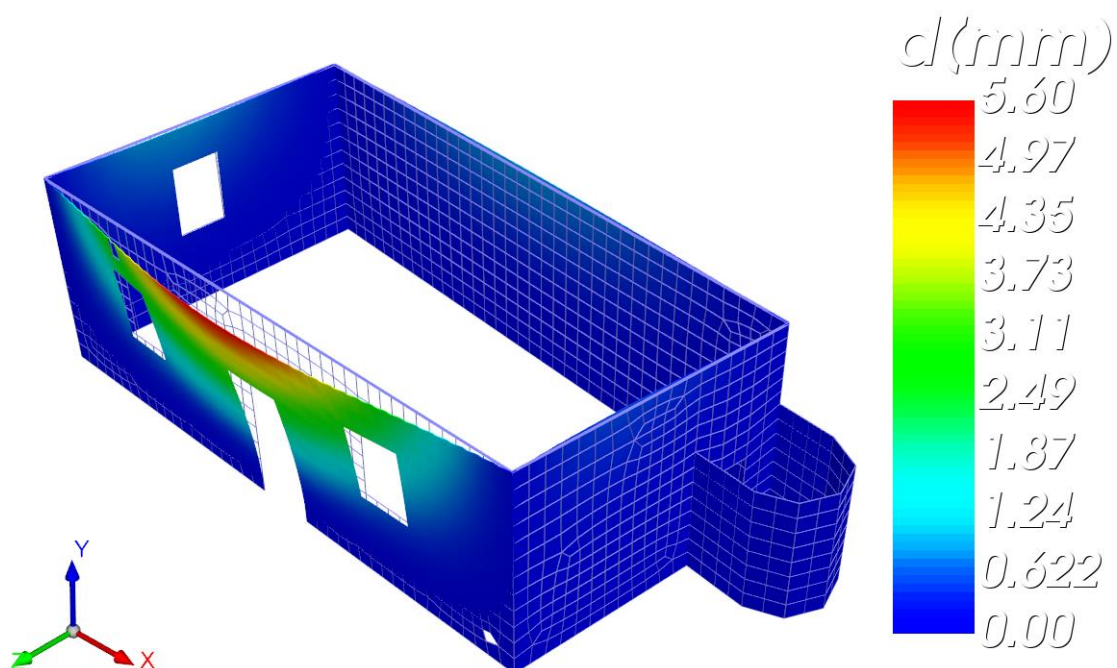
**Εικόνα 7.4.2.1. Λίστα πρώτων 20 Ιδιοπεριόδων (T) υφιστάμενου κτιρίου**

Δρώσεις Ιδιομορφικές Μάζες (Συνολική Μάζα = 99.931 kN/g)

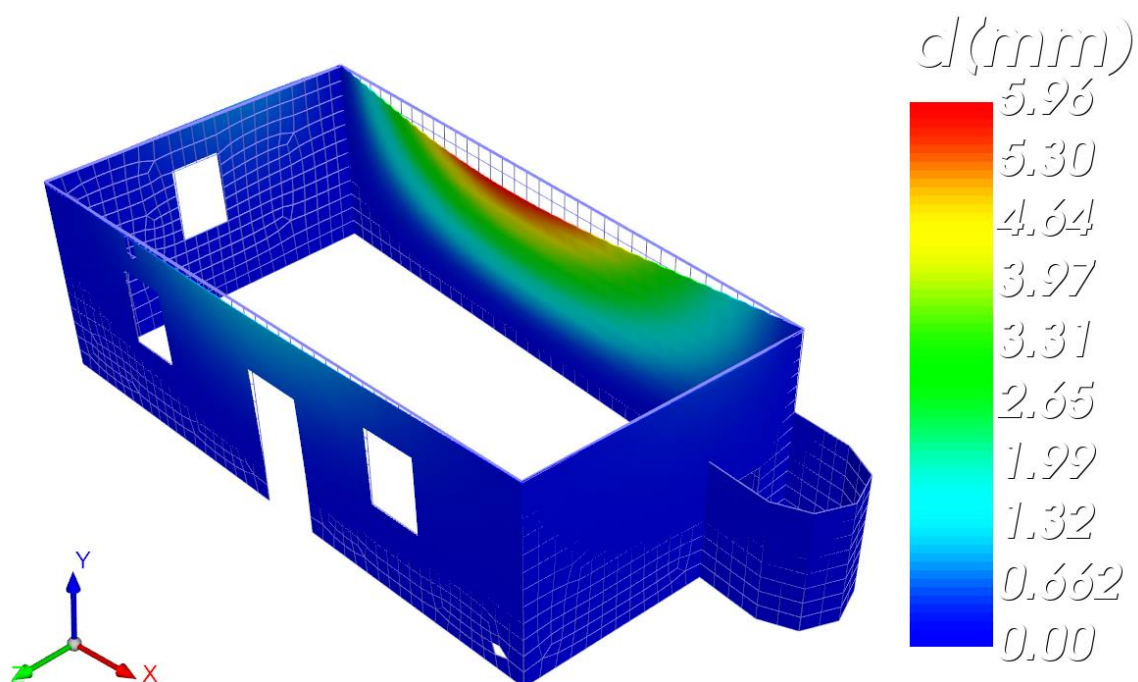
α/α Ιδιομορφής	Μ Ε Τ Α Φ Ο Ρ Ι Κ Ε Σ						Μ Α Ζ Ε Σ	
	κατά X	/	%	κατά Y	/	%	κατά Z	%
1	0.06	/	0.06	0.00	/	0.00	16.27	16.28
2	0.40	/	0.40	0.00	/	0.00	36.41	36.44
3	9.20	/	9.21	0.00	/	0.00	0.05	0.05
4	0.39	/	0.39	0.00	/	0.00	0.03	0.03
5	6.43	/	6.43	0.00	/	0.00	0.12	0.12
6	28.29	/	28.31	0.00	/	0.00	2.23	2.23
7	2.42	/	2.42	0.00	/	0.00	22.84	22.86
8	1.74	/	1.74	0.01	/	0.01	0.02	0.02
9	1.38	/	1.38	0.00	/	0.00	1.74	1.74
10	9.27	/	9.28	0.00	/	0.00	0.37	0.37
11	3.48	/	3.48	0.00	/	0.00	12.45	12.46
12	29.67	/	29.69	0.01	/	0.01	0.44	0.44
13	0.11	/	0.11	0.00	/	0.00	0.06	0.06
14	0.77	/	0.77	0.00	/	0.00	0.27	0.27
15	0.16	/	0.16	0.00	/	0.00	0.14	0.14
16	0.00	/	0.00	25.53	/	25.55	0.01	0.01
17	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00	1.15	1.15
18	0.06	/	0.06	0.20	/	0.20	0.13	0.13
19	0.00	/	0.00	0.19	/	0.19	1.65	1.65
20	0.02	/	0.02	1.35	/	1.35	0.00	0.00
ΣΥΝΟΛΑ	93.84	/	93.91	27.30	/	27.32	96.38	96.44



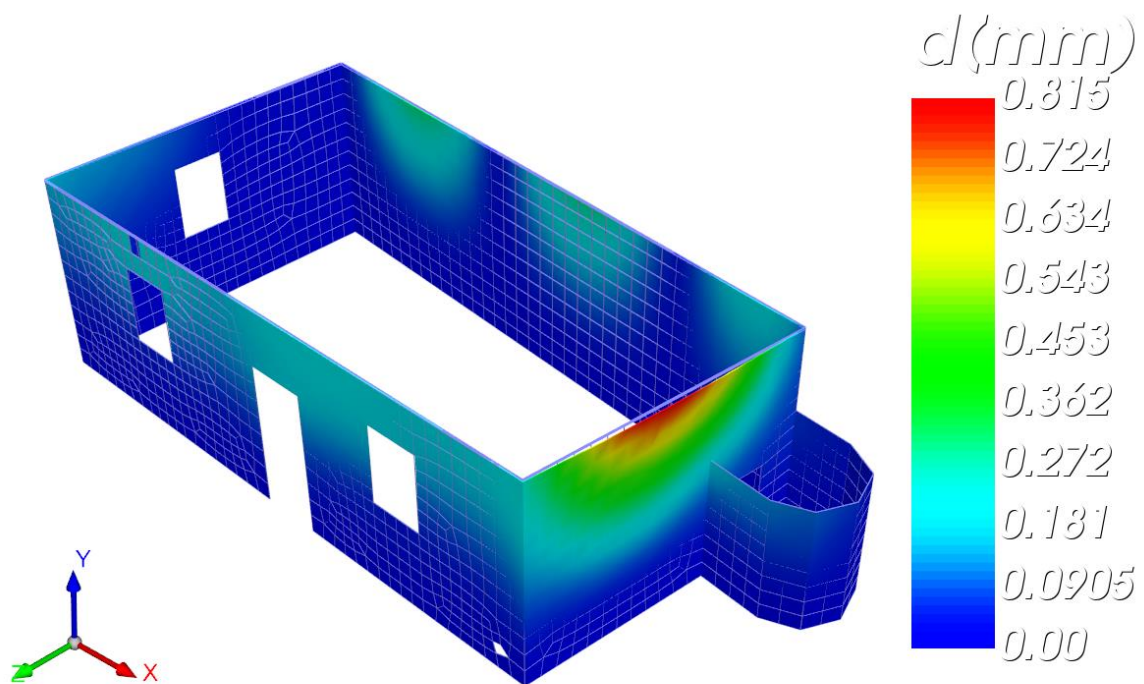
**Εικόνα 7.4.2.2. Ενεργοποιούμενη μάζα από τις 20 ιδιομορφές**



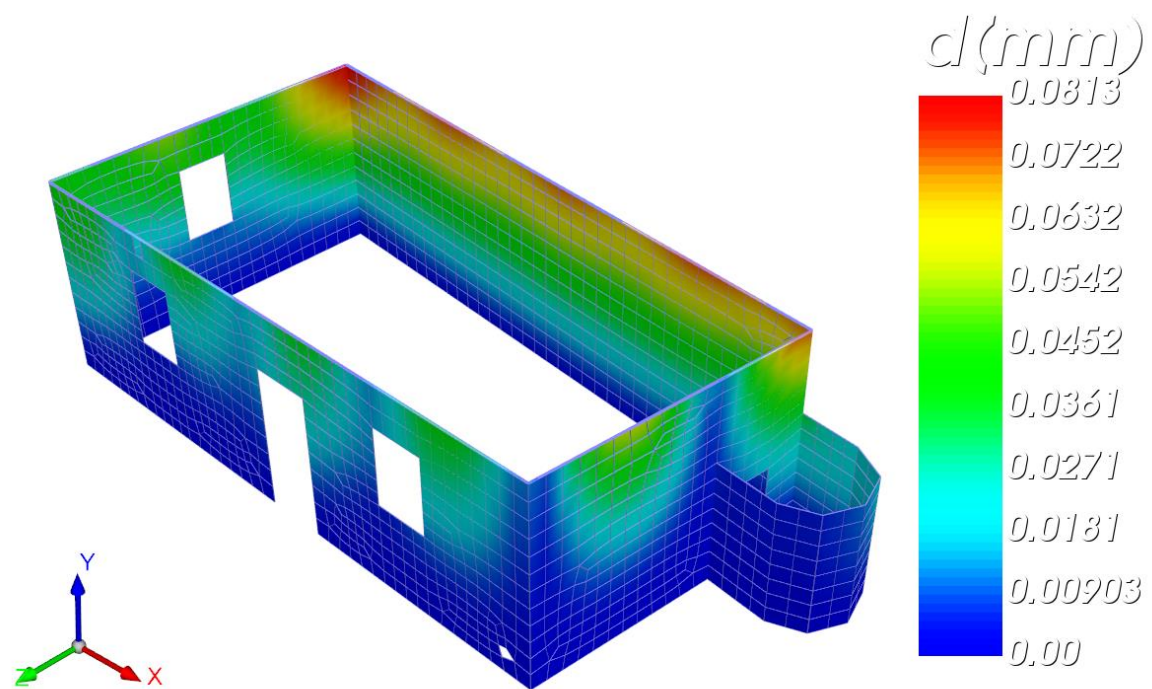
**Εικόνα 7.4.2.3. Πρώτη ιδιομορφή στον άξονα Z**



**Εικόνα 7.4.2.4. Δεύτερη ιδιομορφή στον άξονα Z**



**Εικόνα 7.4.2.5. Έκτη ιδιομορφή στον άξονα X**



**Εικόνα 7.4.2.6. Δωδέκατη ιδιομορφή στον άξονα X**

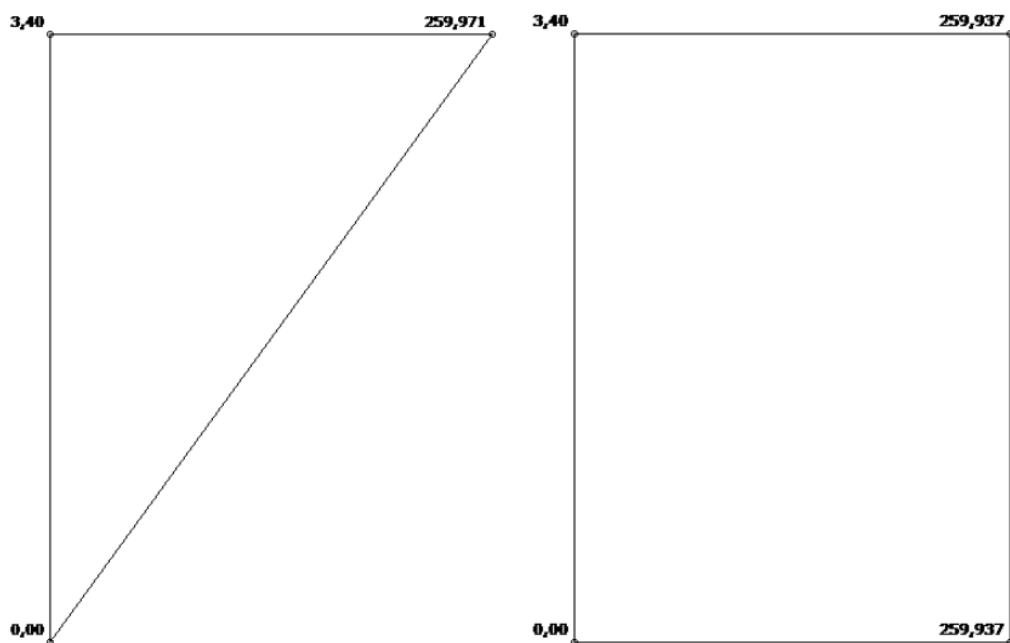
Όπως παρατηρείται η κατασκευή δεν διαθέτει μια δεσπόζουσα ιδιομορφή σε καμία από τις δύο κύριες διευθύνσεις. Αυτό συμπεραίνεται από το γεγονός ότι καμία ιδιομορφή δεν ενεργοποιεί σημαντικό ποσοστό μάζας (Εικόνα 7.4.2.1). Αυτό συμβαίνει λόγω της απουσίας διαφραγματικής λειτουργίας. Όπως παρατηρείται από το σχήμα των ιδιομορφών υπάρχει μεγάλη συγκέντρωση μετακινήσεων σε μεμονωμένους τοίχους, κάθετα στο επίπεδο αυτών. Η συμπεριφορά αυτή υποδεικνύει τον κίνδυνο εκδήλωσης αστοχιών λόγω εκτός επιπέδου καταπόνηση.

Στη συνέχεια εκτελείται η δυναμική στατική ανάλυση.

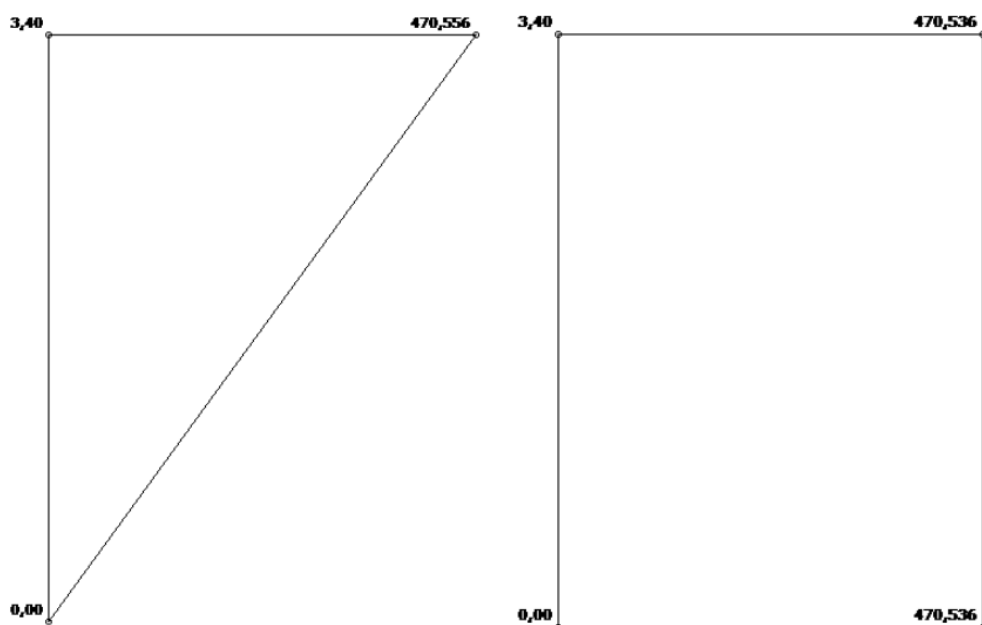
Η επίλυση του κτιρίου βασίζεται στο ότι το μέγιστο των κατακόρυφων φορτίων, καθώς και οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις εξ ολοκλήρου, φέρονται από τους τοίχους. Οι οριζόντιες δυνάμεις σεισμού υπολογίζονται με την ελαστική φασματική ανάλυση κατά Ευρωκώδικα 8. Η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους γίνεται αφού υπολογισθούν οι ακριβείς ακαμψίες των τοίχων μέσω ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία. Η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των τοίχων έγινε βάσει των ελέγχων του Ευρωκώδικα 8 και του προσχεδίου του ΚΑΔΕΤ.

Για την ελαστική φασματική ανάλυση χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα. Πιο συγκεκριμένα, για τα τοπικά χαρακτηριστικά της κατασκευής χρησιμοποιείτε φάσμα τύπου 1, μέγιστη επιτάχυνση εδάφους 0,24g, τύπος εδάφους Α (βραχώδες υπέδαφος), συντελεστής απόσβεσης 5%, ενώ για τον δείκτη συμπεριφοράς  $q$  υιοθετείτε η τιμή 1,5 για άοπλη τοιχοποιία (ΚΑΔΕΤ 4.6.2).

Τα διαγράμματα της σεισμικής δύναμης που εφαρμόστηκε ανά διεύθυνση παρουσιάζονται στις Εικόνες 7.4.2.7-8.



**Εικόνα 7.4.2.7 Κατανομή σεισμικής δύναμης καθ' ύψος και τέμνουσα δύναμη στη διεύθυνση X (SCADA PRO, Τεύχος υπολογισμών)**



**Εικόνα 7.4.2.8 Κατανομή σεισμικής δύναμης καθ' ύψος και τέμνουσα δύναμη στη διεύθυνση Z (SCADA PRO, Τεύχος υπολογισμών)**

Η επιτάχυνση κάθε ιδιομορφής που υπολογίζει το πρόγραμμα, εφαρμόζεται σε κάθε διακριτοποιημένη μάζα της κατασκευής, και πραγματοποιείτε υπέρθεση των ιδιομορφικών αποκρίσεων με την μέθοδο CQC (Complete Quadratic Combination), ώστε να εκτιμηθεί η τελική απόκριση.

Τα φορτία που εφαρμόστηκαν είναι:

### **Φορτία πλάκας**

Μόνιμα φορτία  $g = 2.0 \text{ kN/m}^2$

Κινητά φορτία  $q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται παρακάτω:

Οι συνδυασμοί δράσεων που επιλέχτηκαν είναι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 0. Συγκεκριμένα είναι οι:

$$\psi_i E_x + \psi_j E_z$$

$E_x$  η σεισμική φόρτιση στην X διεύθυνση

$E_z$  η σεισμική φόρτιση στην Z διεύθυνση

$$\psi_i = 1, 0.3$$

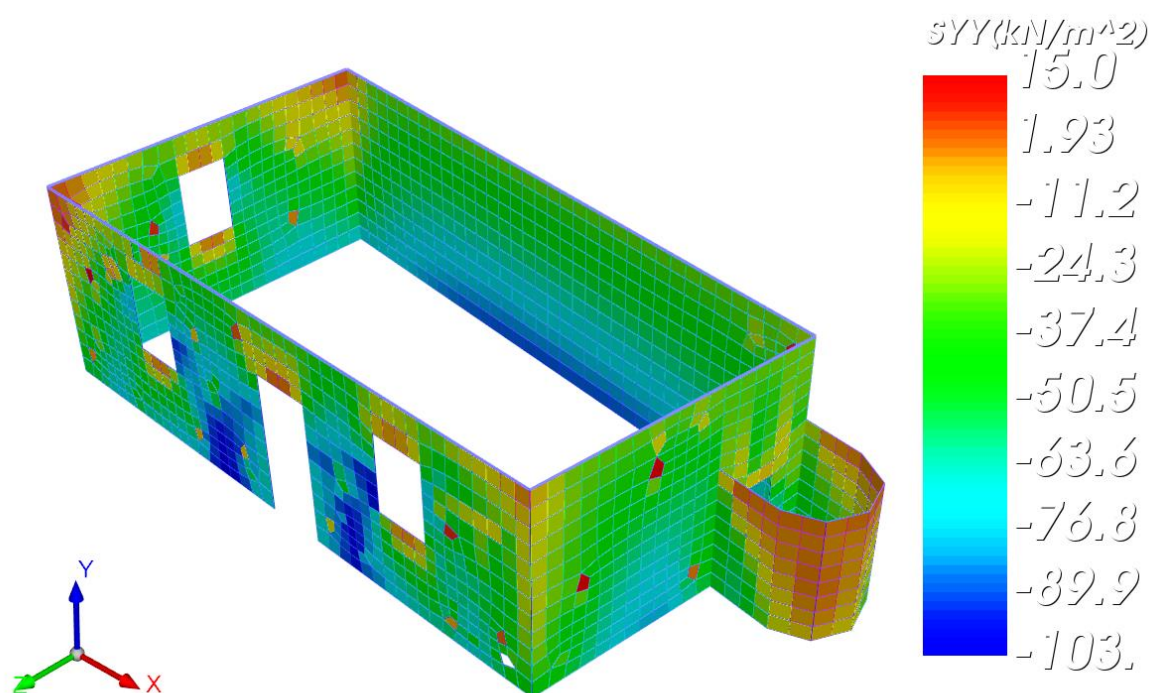
$$\psi_j = 1, 0.3$$

κατά συνέπεια προκύπτουν 8 σεισμικοί συνδυασμοί

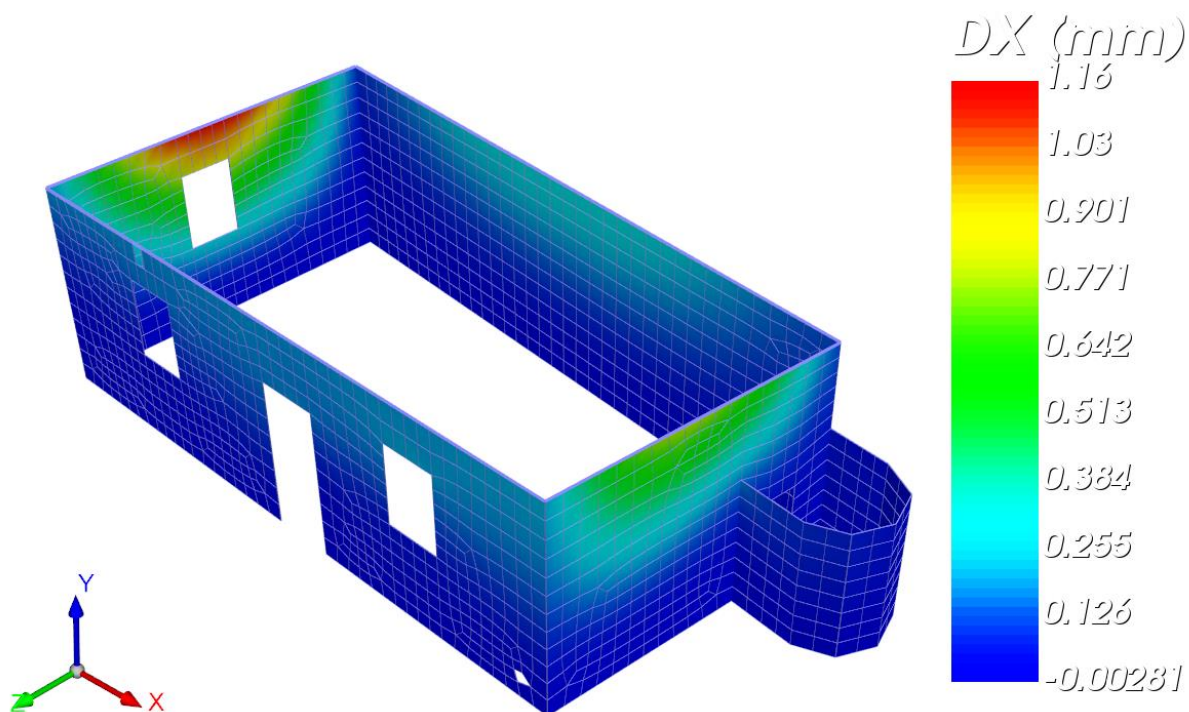
Για καλύτερη εποπτεία των αποτελεσμάτων παρουσιάζεται ο δυσμενέστερος συνδυασμός ανά διεύθυνση σεισμού.



### Σεισμός $E_x+0.3E_z$

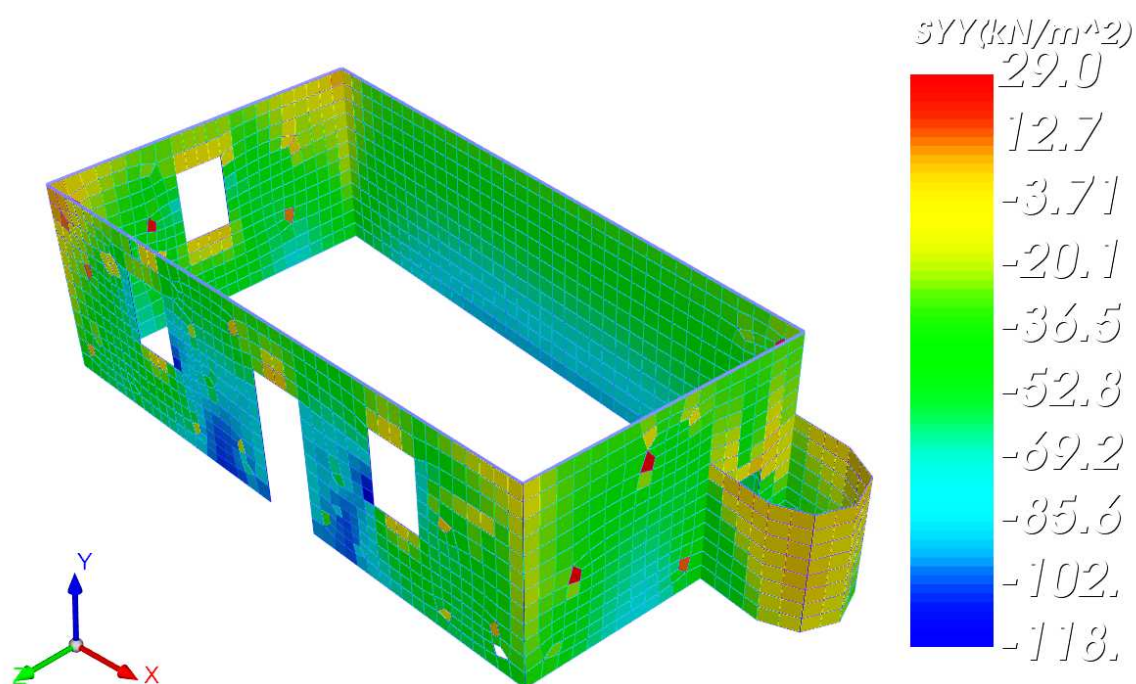


Εικόνα 7.4.2.9. Τάσεις συνδυασμού 3:  $E_x + 0.3 E_z$

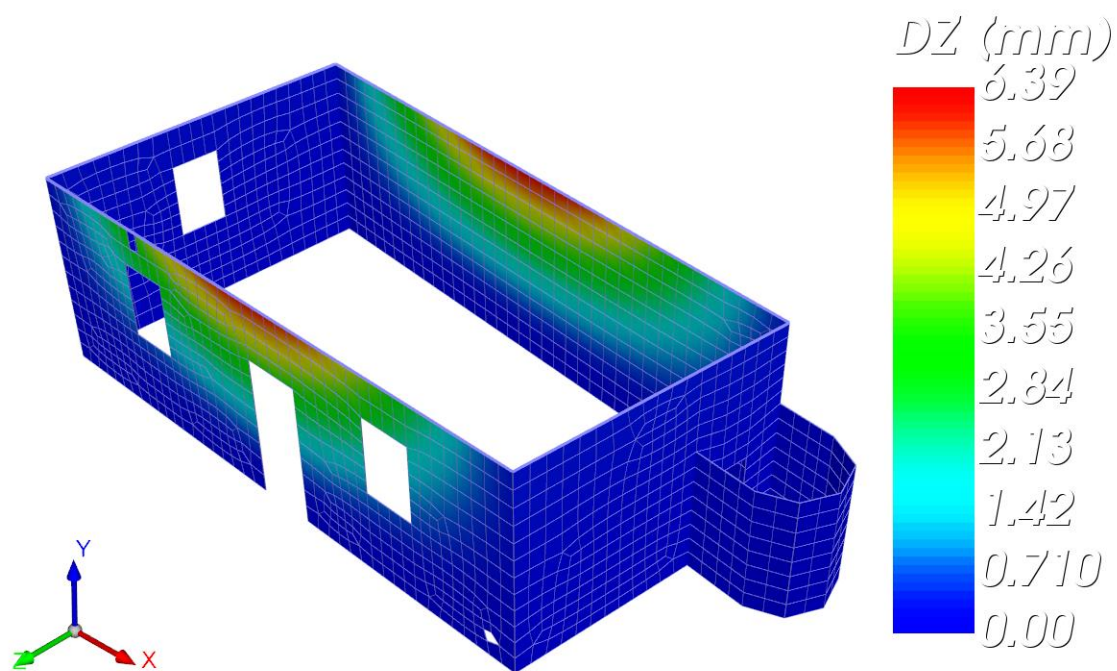


Εικόνα 7.4.2.10. Μετατόπιση στον άξονα X

### Σεισμός $E_z+0.3E_x$



Εικόνα 7.4.2.11. Τάσεις συνδυασμού 35:  $0.3E_x + E_z$



Εικόνα 7.4.2.12. Μετατόπιση στον άξονα Z

Από τις εικόνες τάσεων και μετακινήσεων της κατασκευής για σεισμό κατά τις δύο διευθύνσεις παρατηρούνται τα εξής:

- Ανάπτυξη χαμηλών εφελκυστικών τάσεων, έως 0.029 MPa, κυρίως στις γωνίες της κατασκευής. Λόγω του ότι η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας είναι ίση με 0.12 MPa, δείχνει ότι ο φορέας δεν έχει σοβαρό κίνδυνο από άποψη εφελκυστικών ρηγματώσεων.
- Οι θλιπτικές τάσεις φτάνουν το 0.118 MPa, Η τιμή αυτή είναι πολύ μικρότερη από τη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας (1.23 MPa). Οι θλιπτικές τάσεις αναπτύσσονται κυρίως εκατέρωθεν της πόρτας της βόρειας όψης κάτι που μπορεί να αιτιολογήσει την αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας στην περιοχή αυτή.
- Οι μετακινήσεις αν και έχουν μικρή απόλυτη τιμή, παρουσιάζουν ανομοιομορφία, υποδηλώνοντας τον κίνδυνο εκτός επιπέδου αστοχίας.

## **ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑ EUROCODE 8-3 ΚΑΙ ΠΡΟΣΧΕΔΙΟ ΚΑΔΕΤ**

Ο Ευρωκώδικας 8-3 περιλαμβάνει έλεγχο της εντός επιπέδου φέρουσας ικανότητας στοιχείων φέρουσας τοιχοποιίας. Οι έλεγχοι αυτοί γίνονται για κάθε πεσσό και υπέρυθρο της κατασκευής ξεχωριστά, για τον εκάστοτε δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης.

Οι έλεγχοι που διενεργούνται εξαρτώνται κάθε φορά από την Στάθμη Επιτελεστικότητας που επιλέγεται να ελεγχθεί.

Οι Στάθμες αυτές ορίζονται ως εξής:

❖ **Στάθμη Α – Αποφυγή Βλαβών**

❖ **Στάθμη Β – Σοβαρές Βλάβες**

❖ **Στάθμη Γ – Οιονεί Κατάρρευση**

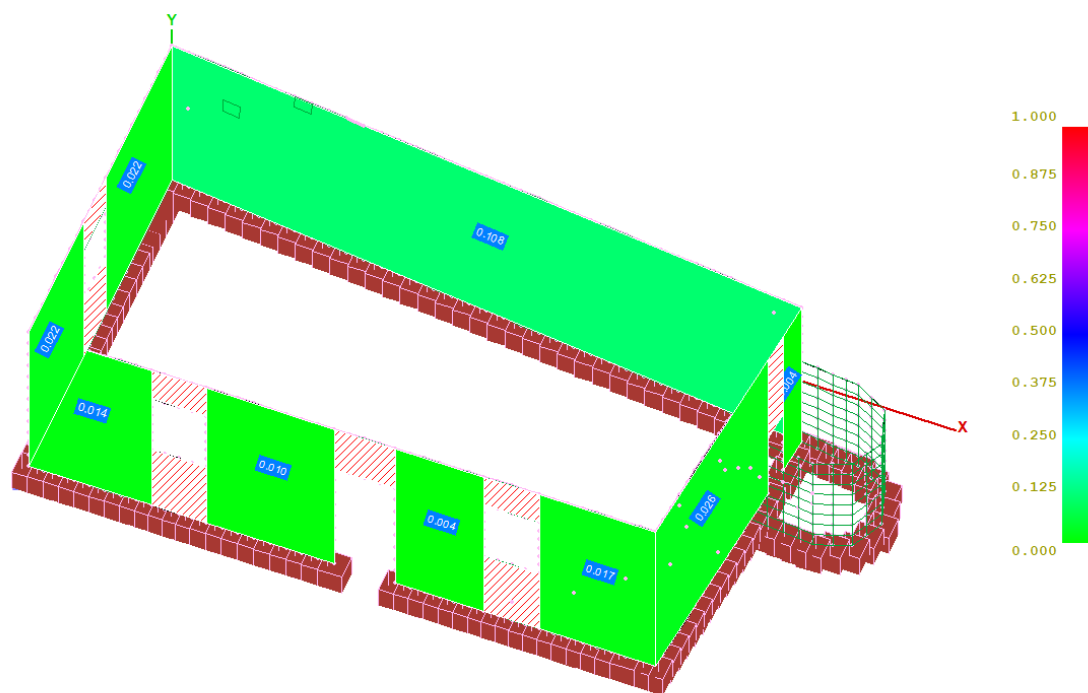


Οι έλεγχοι που διενεργήθηκαν έγιναν επιλέγοντας την Στάθμη Επιτελεστικότητας Γ1. Αυτό διότι το κτίριο είναι Σπουδαιότητας 2, συνεπώς επιλέγεται η ελάχιστη δυνατή Στάθμη Επιτελεστικότητας σύμφωνα με ΚΑΔΕΤ Παράρτημα 2.1. Κατά τους ελέγχους υπολογίζεται η αντοχή κάθε δομικού στοιχείου σε διάτμηση και κάμψη. Η μικρότερη αντοχή από τις δύο θα υποδείξει και τον πιθανότερο μηχανισμό αστοχίας. Στην συνέχεια ανάλογα με τον τρόπο αστοχίας επιλέγεται το αντίστοιχο όριο μετακινήσεων, το οποίο συγκρίνεται με την πραγματική μετακίνηση. Η σύγκριση αυτή θα δείξει τυχόν αστοχίες σε πεσσούς ή υπέρθυρα. Σε περίπτωση που στην κατακόρυφη φόρτιση ενός δομικού στοιχείου το αντίστοιχο φορτίο έχει θετικό πρόσημο, τότε θεωρείται αστοχία του δομικού στοιχείου από εφελκυσμό. Η διακριτοποίηση του φορέα σε πεσσούς και υπέρθυρα καθώς και οι έλεγχοι έγιναν αυτόματα από το λογισμικό πρόγραμμα ανάλυσης SCADA PRO.

Επιπλέον αυτών των ελέγχων διενεργήθηκαν και οι έλεγχοι του προσχεδίου του Κανονισμού Δομητικών Επεμβάσεων σε κτίρια από Τοιχοποιία (ΚΑΔΕΤ), όσον αφορά την εκτός επιπέδου καταπόνηση του φορέα. Και σε αυτήν την περίπτωση, οι έλεγχοι για Στάθμη Επιτελεστικότητας Γ1 γίνονται σε όρους μετακινήσεων. Σε αυτήν την περίπτωση ελέγχονται τόσο οι σχετικές μετακινήσεις και η στροφή του κατακόρυφου τοίχου. Η σύγκριση τους με τα όρια που ορίζει ο ΚΑΔΕΤ αποδίδει εικόνα για την επάρκεια του φορέα σε κάμψη εκτός επιπέδου (παράλληλα και κάθετα στον οριζόντιο αρμό).

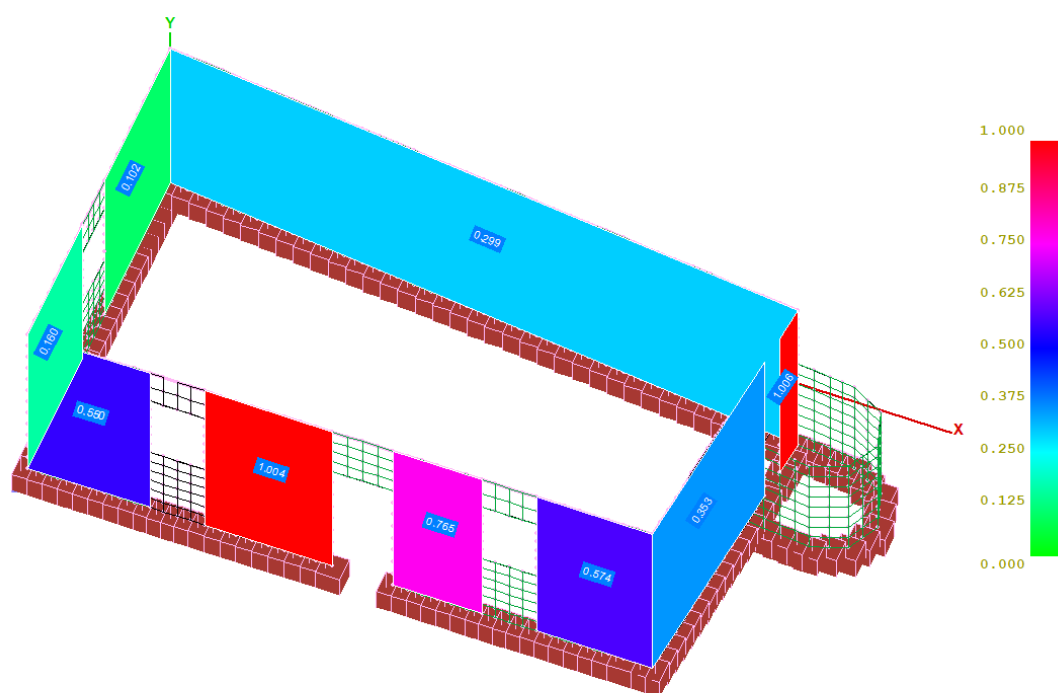
Σε περίπτωση που ένα στοιχείο έχει αστοχήσει στους προηγούμενους ελέγχους σε εντός επιπέδου καταπόνηση κατά EC8-3 (κάμψη, διάτμηση ή εφελκυσμό), το λογισμικό το κατατάσσει αυτομάτως στα στοιχεία αστοχίας και δεν διενεργεί τους ελέγχους για εκτός επιπέδου κάμψη κατά ΚΑΔΕΤ.

Στις εικόνες που ακολουθούν έχουμε σχηματική απεικόνιση των συντελεστών επάρκειας του φορέα για τις διαφορετικές καταπονήσεις.



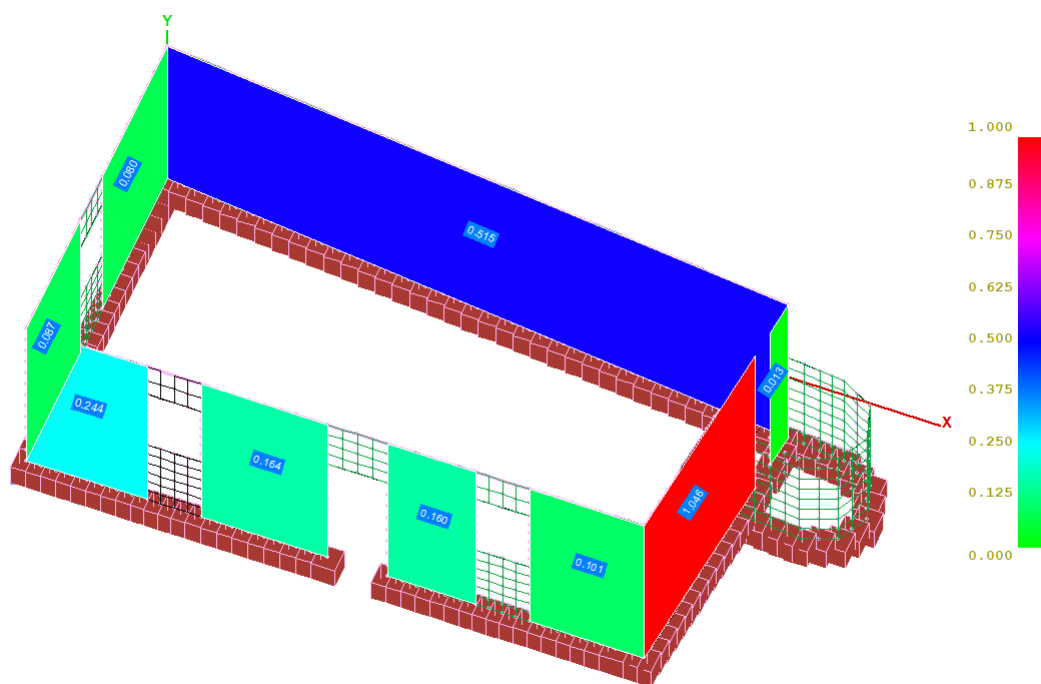
Κάμψη εντός επιπέδου

**Εικόνα 7.4.2.13. Κάμψη εντός επιπέδου κατά EC8-3 (Οι διαγραμμισμένες περιοχές υποδηλώνουν αστοχία από εφελκυσμό)**



Κάμψη εκτός επιπέδου παράλληλα στον κατακόρυφο αρμό (II)

**Εικόνα 7.4.2.14. Κάμψη εκτός επιπέδου: παράλληλα στον κατακόρυφο αρμό κατά ΚΑΔΕΤ. Οι τοίχοι που αστόχησαν σε εφελκυσμό δεν ελέγχονται.**



Κάμψη εκτός επιπέδου παράλληλα στον οριζόντιο αρμό (II)

**Εικόνα 7.4.2.15. Κάμψη εκτός επιπέδου: παράλληλα στον οριζόντιο αρμό κατά ΚΑΔΕΤ. Οι τοίχοι που αστόχησαν σε εφελκυσμό δεν ελέγχονται.**

Όπως φαίνεται από την εικόνα αστοχίας (αναλυτικότερα στο τεύχος υπολογισμού, ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α), ένα σημαντικό μέρος δομικών στοιχείων της κατασκευής αστοχούν.

Όσον αφορά τις εντός επιπέδου καταπονήσεις έχουμε αστοχία λόγω εφελκυσμού, ειδικά στο σύνολο των υπέρθυρων. Η αστοχία αυτή οφείλεται σε μια συντηρητική παραδοχή του Ευρωκώδικα 8-3, σύμφωνα με την οποία οι πεσσοί και τα υπέρθυρα από φέρουσα τοιχοποιία δεν μπορούν να φέρουν εφελκυστικά φορτία και αστοχούν ακόμα και αν τα φορτία αυτά έχουν εξαιρετικά χαμηλή τιμή. Παρόλο αυτά έχει αποδειχθεί από πειραματικά δεδομένα ότι τα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία είναι σε θέση να φέρουν εφελκυστικά φορτία, έστω και περιορισμένα.

Στην εκτός επιπέδου κάμψη η κατασκευή παρουσιάζει επίσης αστοχίες. Η έλλειψη διαφραγματικής λειτουργίας αυξάνει σημαντικά τις εκτός επιπέδου καταπονήσεις με αποτέλεσμα την αστοχία αυτή. Οι αστοχίες αυτές παρόλο αυτά έχουν λόγο ανεπάρκειας που υπερβαίνει οριακά το 1.

Από τα αποτελέσματα των ελέγχων συμπεραίνεται ότι ο υφιστάμενος φορέας δεν είναι σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία που ορίζει ο ισχύων κανονισμός. Η ασφαλής επανάχρηση αυτού, απαιτεί μια σειρά από επεμβάσεις για την βελτίωση της στατικής και σεισμικής συμπεριφοράς.



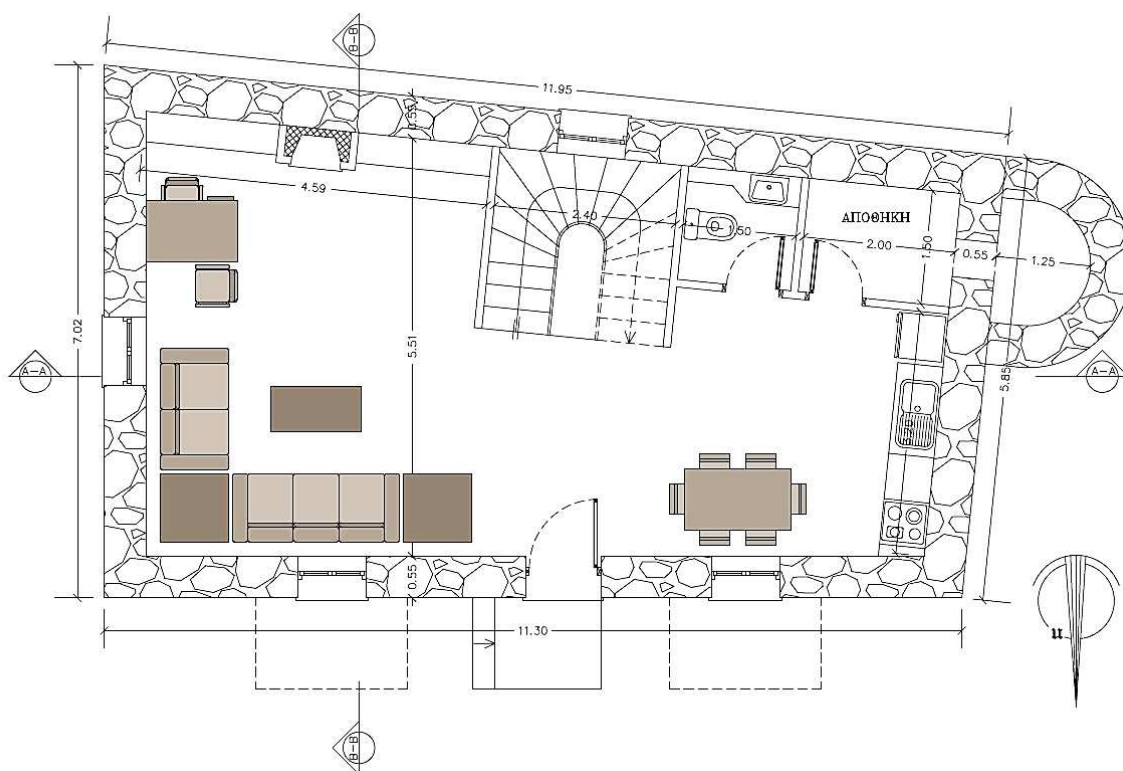
## Κεφάλαιο 8 – Κτίριο Ανασχεδιασμού

### 8.1 Περιγραφή φορέα

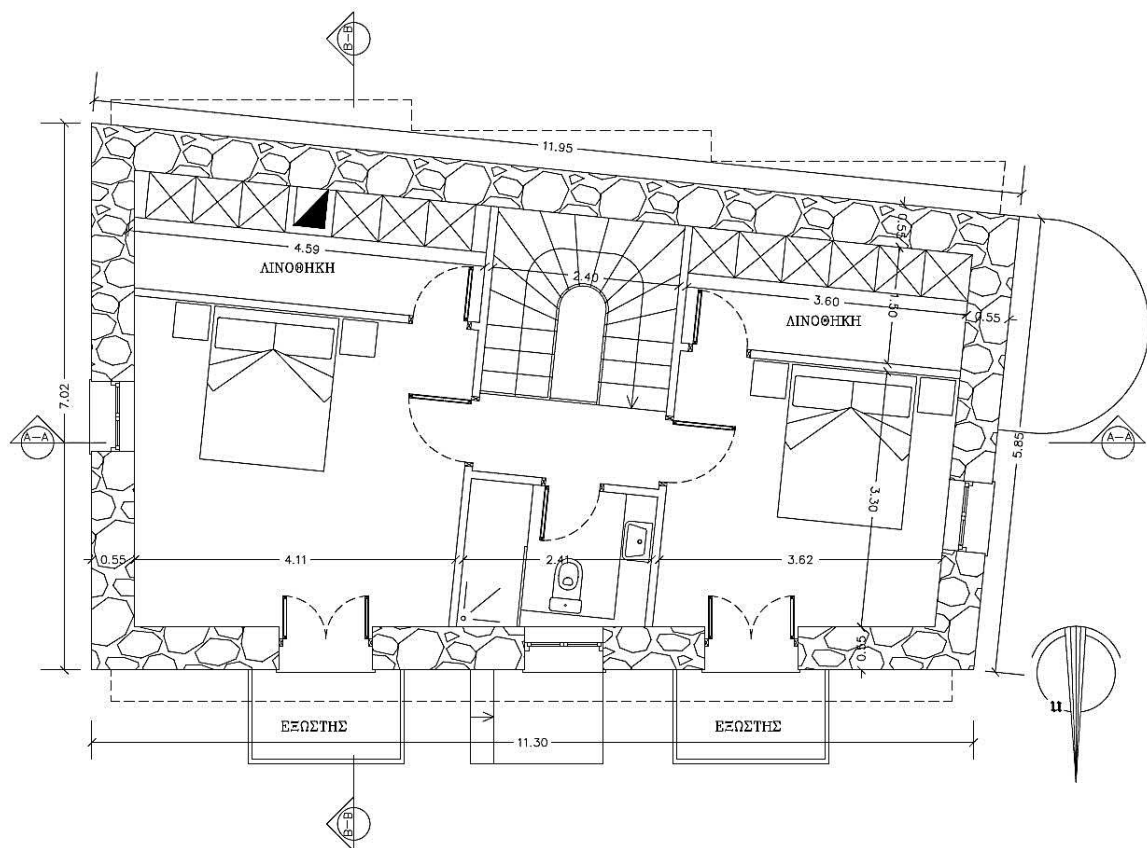
Το κτίριο ανασχεδιασμού θα περιλαμβάνει την προσθήκη ενός επιπλέον ορόφου στο υφιστάμενο κτίριο. Ο όροφος αυτός θα διαθέτει ανοίγματα σε αντίστοιχες θέσεις με αυτές του ισογείου, ώστε να μη διαταράσσεται η κατακόρυφη συνέχεια μεταφοράς των τάσεων. Το υλικό δόμησης θα είναι λιθοδομή, αντίστοιχης ποιότητας με αυτήν του αρχικού φορέα. Η υφιστάμενη πλάκα σκυροδέματος θα αφαιρεθεί και θα τοποθετηθεί δάπεδο από ξυλεία μεταξύ των ορόφων. Η οροφή του κτιρίου θα στεγαστεί με ξύλινη στέγη.

### 8.2 Αρχιτεκτονικά Σχέδια Ανασχεδιασμένου Κτιρίου

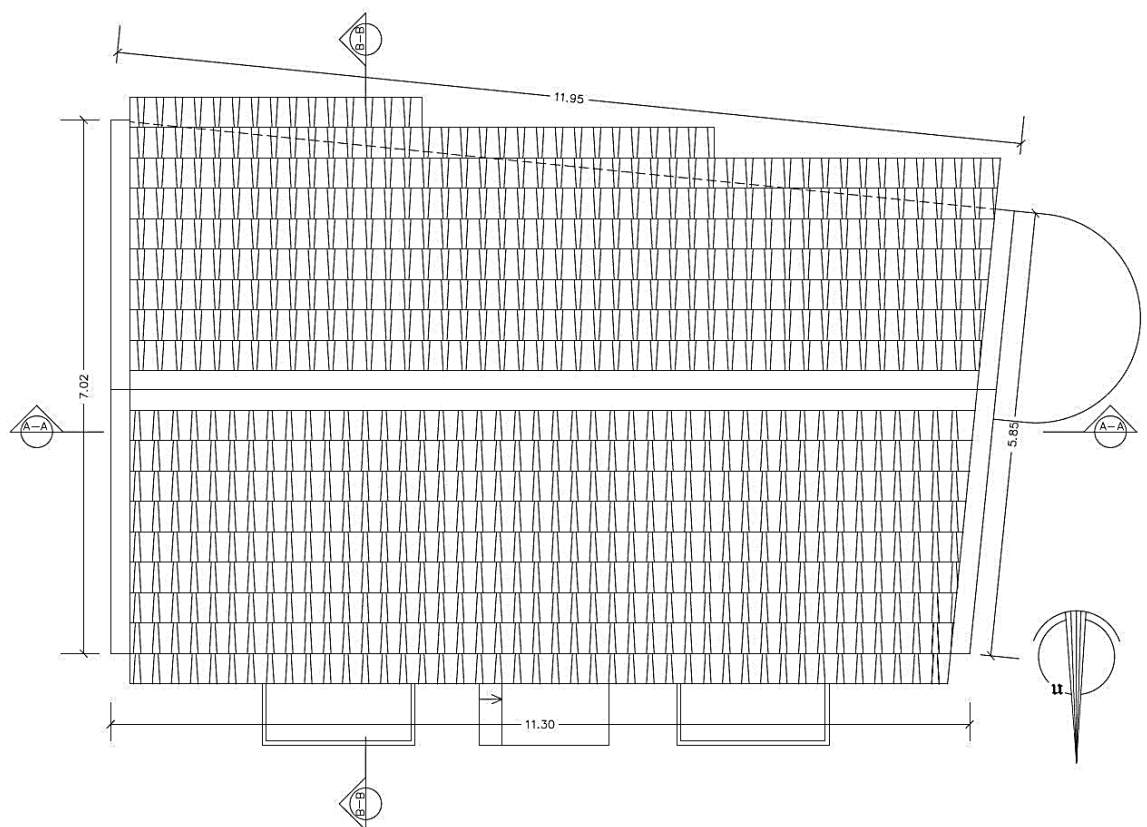
Στις εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αρχιτεκτονικά σχέδια, όπως οι κατόψεις, οι όψεις και δύο τομές, της πρότασης για τον ανασχεδιασμένο του κτιρίου με την προσθήκη ενός επιπλέον ορόφου.



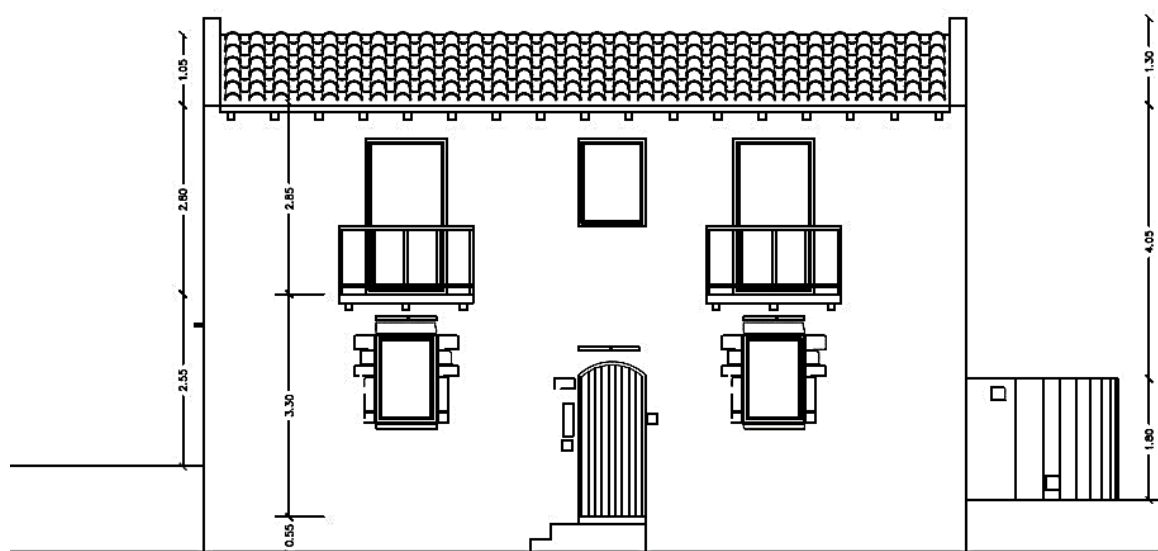
**Εικόνα 8.2.1. Κάτοψη Ισογείου Ανασχεδιασμένου Κτιρίου**



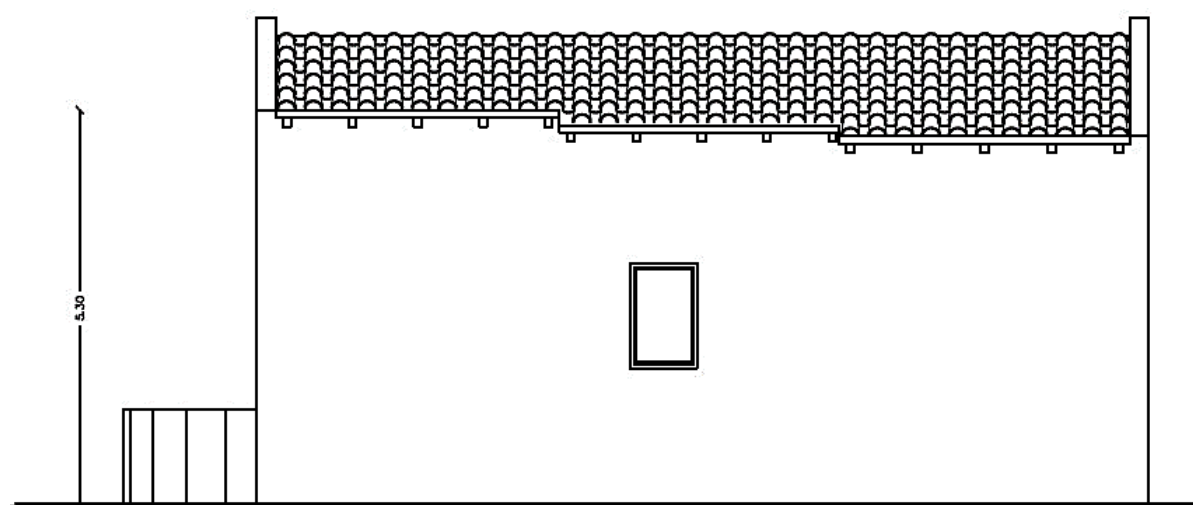
**Εικόνα 8.2.2. Κάτοψη Ορόφου Ανασχεδιασμένου Κτιρίου**



**Εικόνα 8.2.3. Κάτοψη Δώματος Ανασχεδιασμένου Κτιρίου**

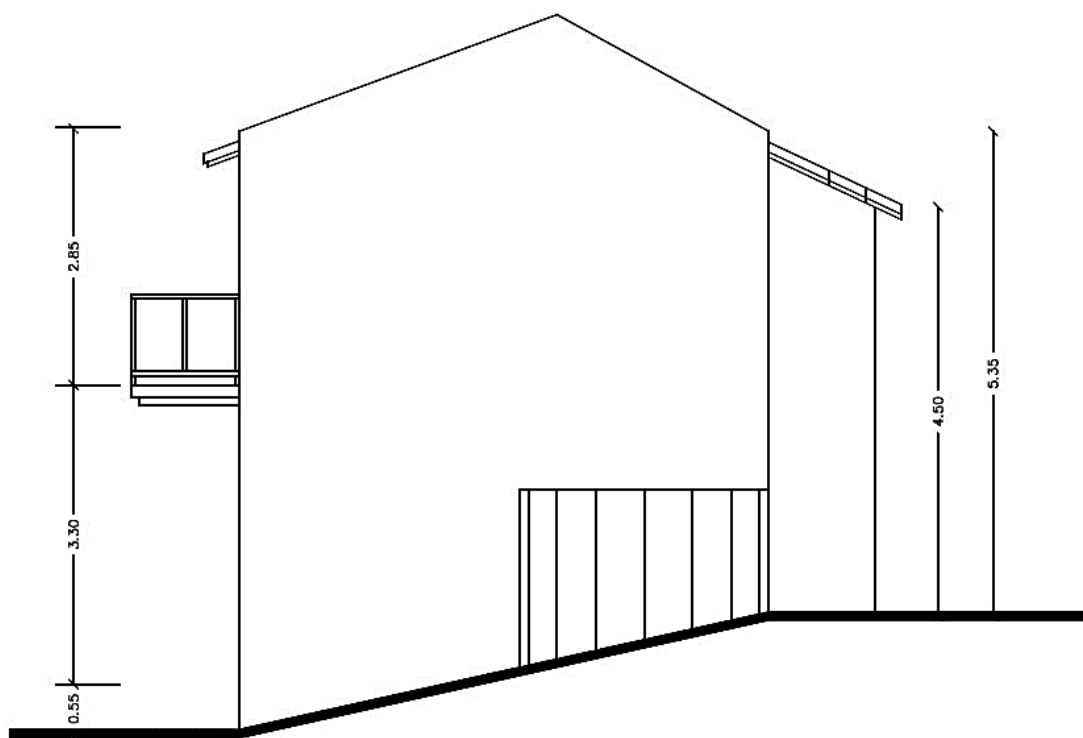


**Εικόνα 8.2.4. Βόρεια Όψη Ανασχεδιασμένου Κτιρίου**

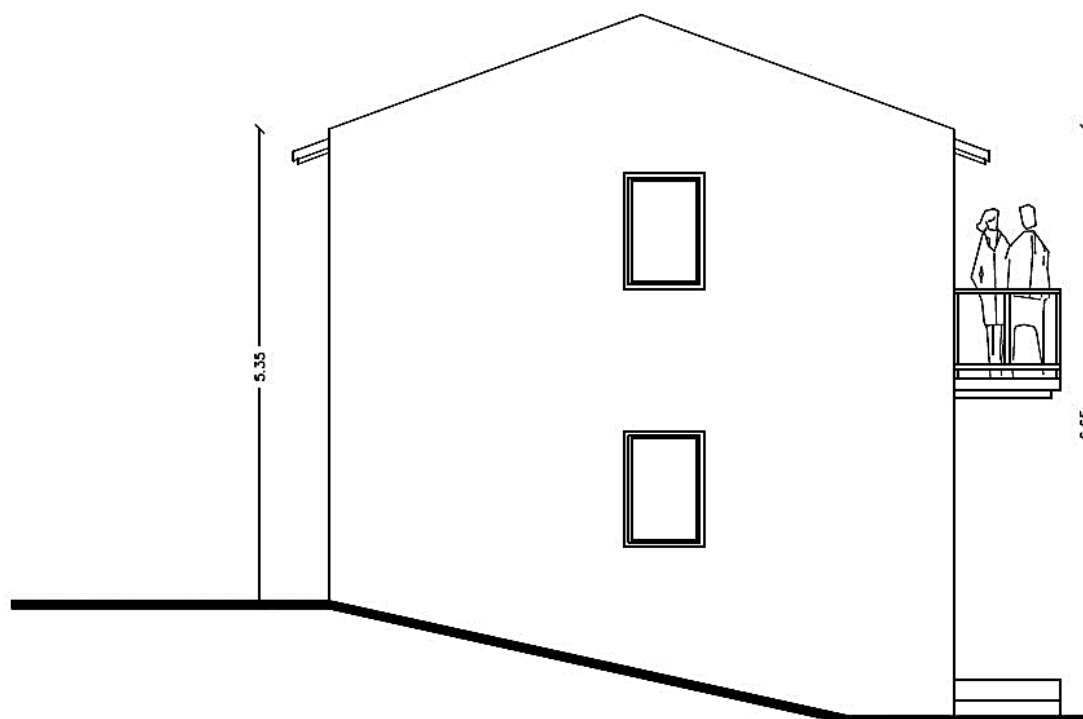


**Εικόνα 8.2.5. Νότια Όψη Ανασχεδιασμένου Κτιρίου**

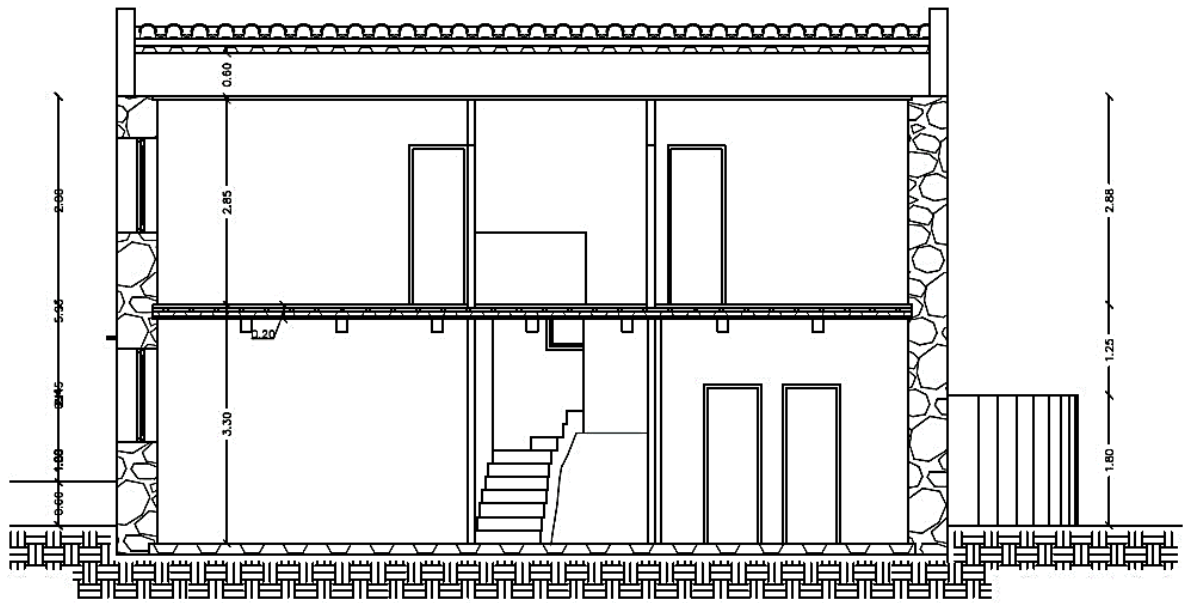




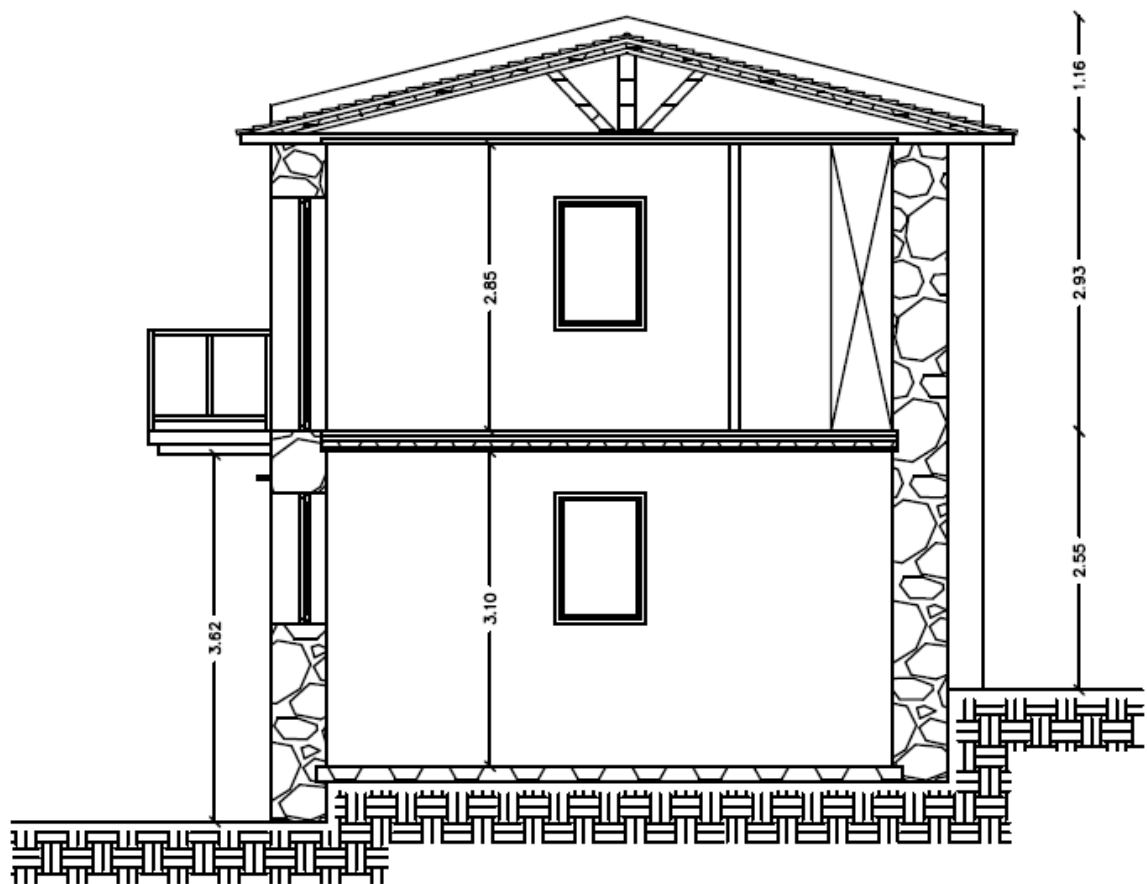
**Εικόνα 8.2.6. Δυτική Όψη Ανασχεδιασμένου Κτιρίου**



**Εικόνα 8.2.7. Ανατολική Όψη Ανασχεδιασμένου Κτιρίου**



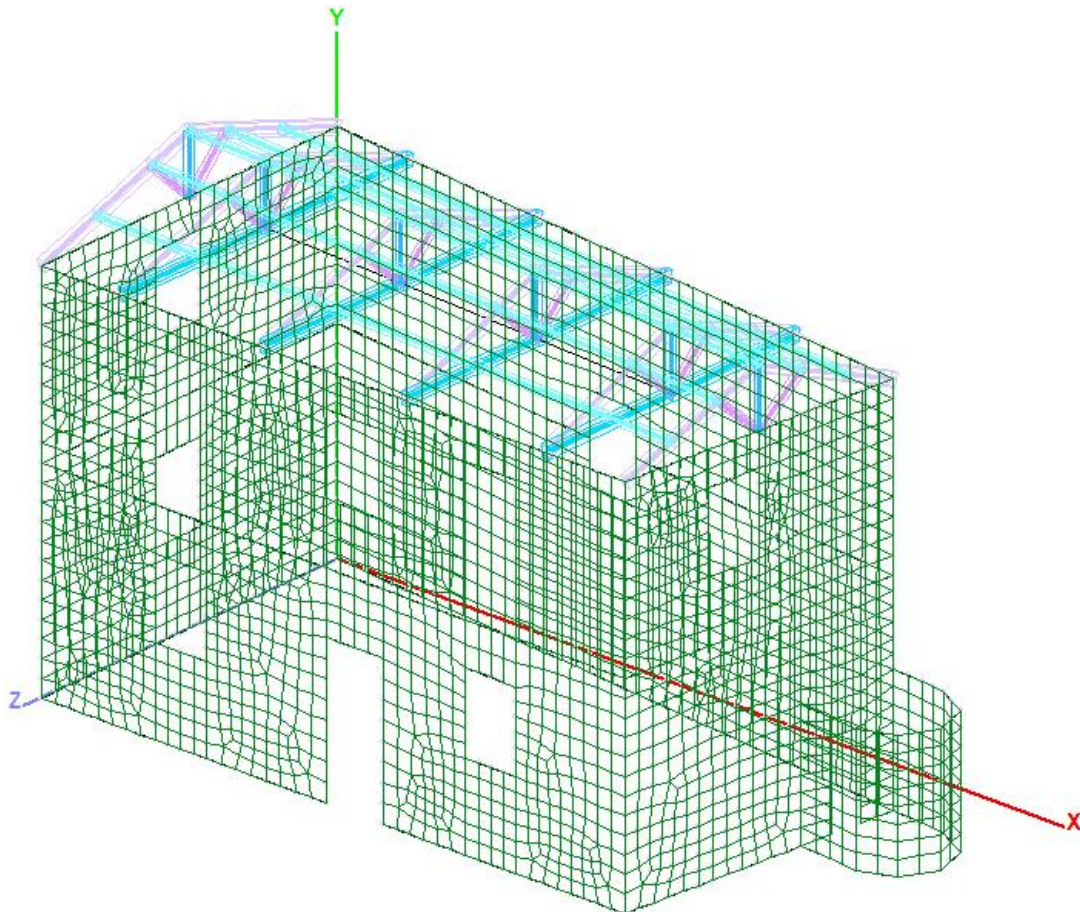
Εικόνα 8.2.8. Τομή Α-Α Ανασχεδιασμένου Κτιρίου



Εικόνα 8.2.9. Τομή Β-Β Ανασχεδιασμένου Κτιρίου

### 8.3 Προσομοίωση φορέα

Η προσομοίωση του ανασχεδιασμένου φορέα έγινε με την ίδια μεθοδολογία και αρχές με αυτήν του υφισταμένου. Η ξύλινη στέγη προσομοιώθηκε με γραμμικά στοιχεία. Στις στάθμες του κτιρίου θεωρήθηκε απουσία διαφραγματικής λειτουργίας.



**Εικόνα 8.3.1 Μαθηματικό Προσομοίωμα Ανασχεδιασμένου Φορέα**

Η αντοχή της τοιχοποιίας θεωρήθηκε ίση με το προηγούμενο φορέα, καθότι θεωρούμε ότι η προσθήκη ορόφου θα γίνει με τα ίδια υλικά και τεχνοτροπία.

Τα φορτία δαπέδων και της στέγης προσδιορίζονται στο παρακάτω υπο-κεφάλαιο 8.3 έχουν ως εξής:

## 8.4 Φορτία ανάλυσης

### Φορτία ξύλινου δαπέδου

Μόνιμα φορτία:

$$g=2.0 \text{ kN/m}^2$$

Κινητά φορτία:

$$q=2.0 \text{ kN/m}^2$$

### Φορτία στέγης

Μόνιμα φορτία:

$$\begin{aligned} g &= 0.5 \text{ (επικάλυψη με κεραμύδια)} + 1.5 \text{ (άνεμος)} + 0.05 \text{ (χιόνι)} = \\ &= 2.5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Κινητά φορτία:

$$q = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

## 8.5 Ιδιομορφική ανάλυση

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης παρουσιάζονται παρακάτω στις Εικόνες 8.4.1-4.

Ιδιοπερίοδοι Κτιρίου από Δυναμική Ανάλυση

α/α Ιδιομορφής	Κυκλική Συχνότητα $\omega$ (Rad/sec)	Συχνότητα $\nu$ (Cycles/sec)	Περίοδος $T$ (sec)
1	2.4080E+001	3.8325E+000	2.6093E-001
2	3.0151E+001	4.7987E+000	2.0839E-001
3	4.7729E+001	7.5962E+000	1.3164E-001
4	5.0630E+001	8.0580E+000	1.2410E-001
5	5.7609E+001	9.1687E+000	1.0907E-001
6	6.2076E+001	9.8797E+000	1.0122E-001
7	6.9807E+001	1.1110E+001	9.0008E-002
8	7.2206E+001	1.1492E+001	8.7018E-002
9	7.3114E+001	1.1636E+001	8.5937E-002
10	7.6393E+001	1.2158E+001	8.2248E-002
11	7.9838E+001	1.2707E+001	7.8699E-002
12	8.3449E+001	1.3281E+001	7.5294E-002
13	8.5314E+001	1.3578E+001	7.3647E-002
14	8.6830E+001	1.3819E+001	7.2362E-002
15	8.9634E+001	1.4266E+001	7.0098E-002
16	9.8523E+001	1.5680E+001	6.3773E-002
17	9.9418E+001	1.5823E+001	6.3200E-002
18	1.0146E+002	1.6148E+001	6.1937E-002
19	1.1455E+002	1.8238E+001	5.4830E-002
20	1.1675E+002	1.8581E+001	5.3819E-002

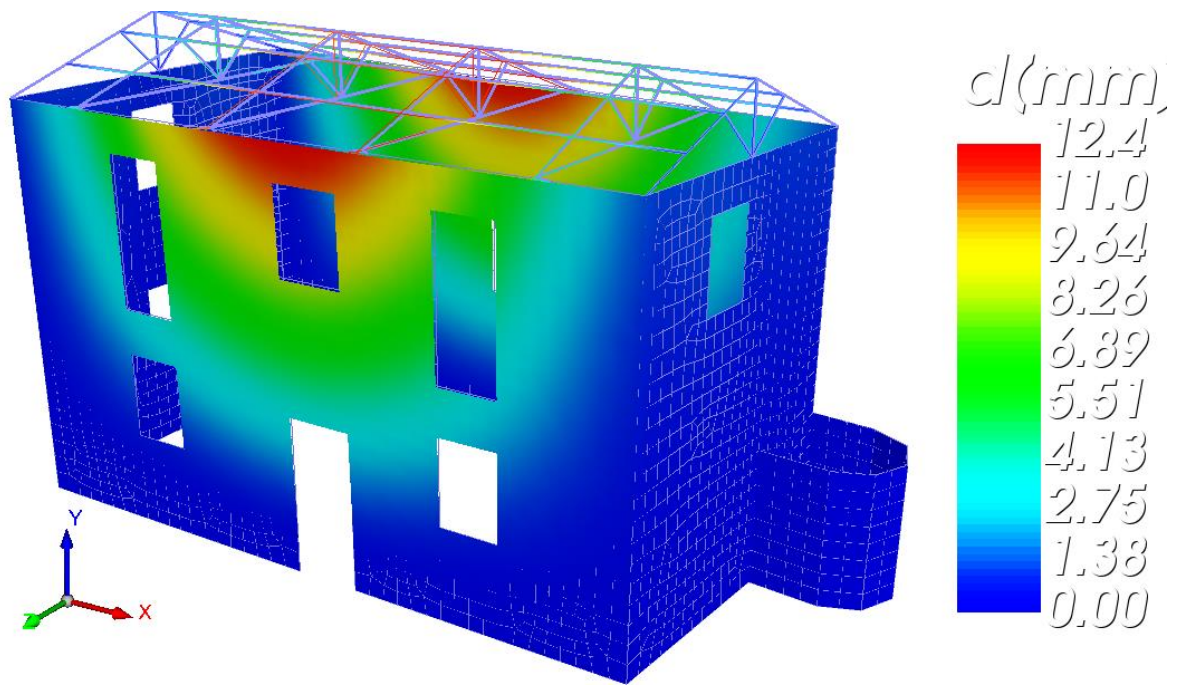
Εικόνα 8.5.1 Λίστα πρώτων 20 Ιδιοπεριόδων ( $T$ ) ανασχεδιασμένου κτιρίου(SCADA PRO, Τεύχος υπολογισμών)

Δρώσεις Ιδιομορφικές Μάζες (Συνολική Μάζα = 226.888 kN/g)

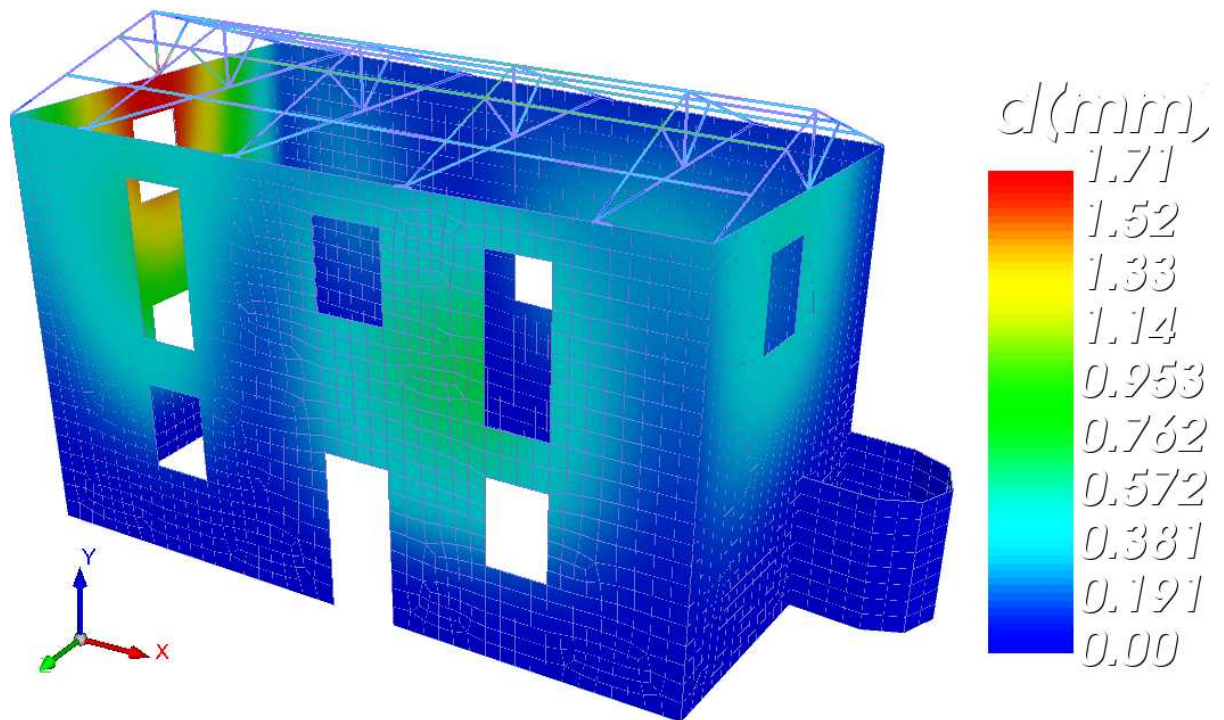
α/α Ιδιομορφής	Μ Ε Τ Α Φ Ο Ρ Ι Κ Ε Σ			Μ Α Ζ Ε Σ		
	κατά X	/	%	κατά Y	/	%
1	0.45	/	0.20	0.00	/	0.00
2	19.63	/	8.65	0.00	/	0.00
3	0.72	/	0.32	0.01	/	0.00
4	3.09	/	1.36	0.59	/	0.26
5	3.60	/	1.59	0.00	/	0.00
6	45.73	/	20.15	0.03	/	0.01
7	0.00	/	0.00	0.06	/	0.03
8	4.26	/	1.88	0.67	/	0.30
9	14.15	/	6.24	0.50	/	0.22
10	10.54	/	4.65	1.71	/	0.75
11	0.08	/	0.03	6.13	/	2.70
12	0.54	/	0.24	0.11	/	0.05

Εικόνα 8.5.2 Ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας από ιδιομορφές (SCADA PRO, Τεύχος υπολογισμών)





Εικόνα 8.5.3 1<sup>η</sup> ιδιομορφή, κατά Z



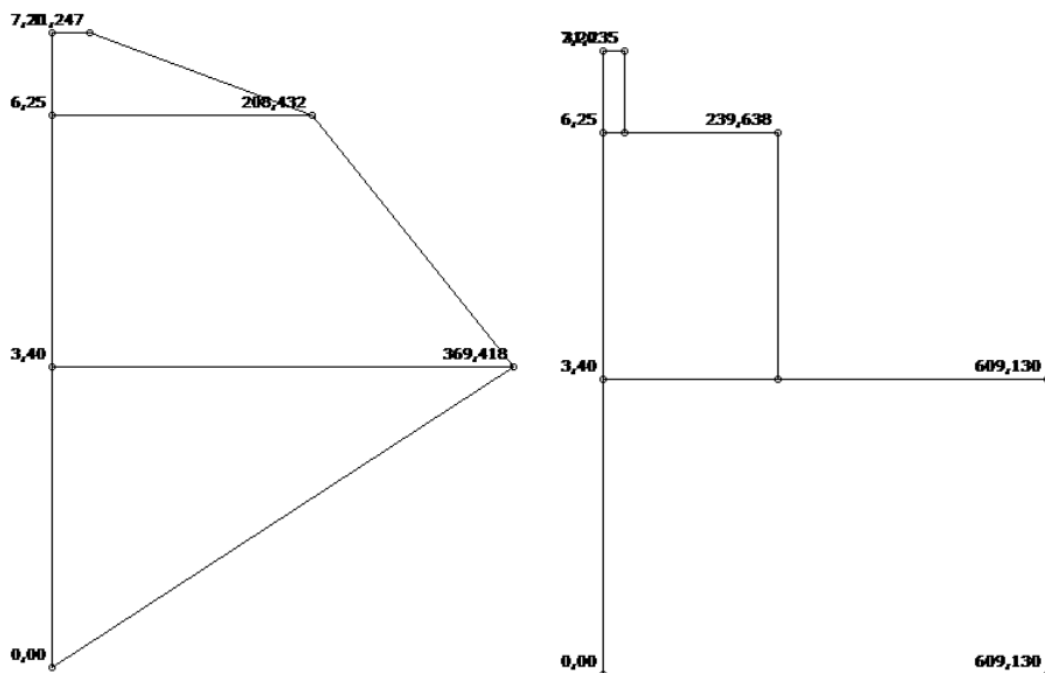
Εικόνα 8.5.4 6<sup>η</sup> ιδιομορφή, κατά X

Όπως και στην περίπτωση του μονώροφου κτιρίου, έτσι και εδώ η απουσία διαφραγματικής λειτουργίας έχει ως αποτέλεσμα την ενεργοποίηση μικρού ποσοστού μάζας για κάθε ιδιομορφή, καθώς και την ανομοιόμορφη παραμόρφωση του φορέα κάθετα στο επίπεδο του σεισμού (εκτός επιπέδου καταπόνηση).

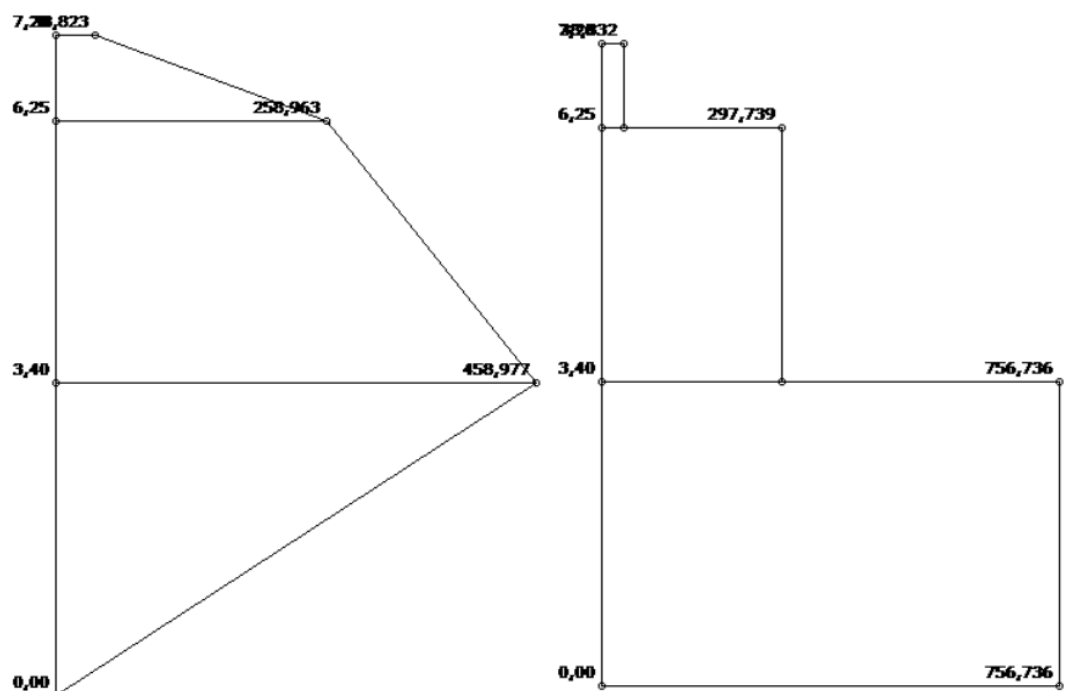
## 8.6 Δυναμική ελαστική ανάλυση

Στην συνέχεια για την δυναμική ελαστική ανάλυση θα χρησιμοποιηθούν τα ίδια δεδομένα σεισμικής φόρτισης με τον προηγούμενο φορέα.

Τα διαγράμματα της σεισμικής δύναμης που εφαρμόστηκε ανά διεύθυνση παρουσιάζονται στις Εικόνες 8.6.1-2.



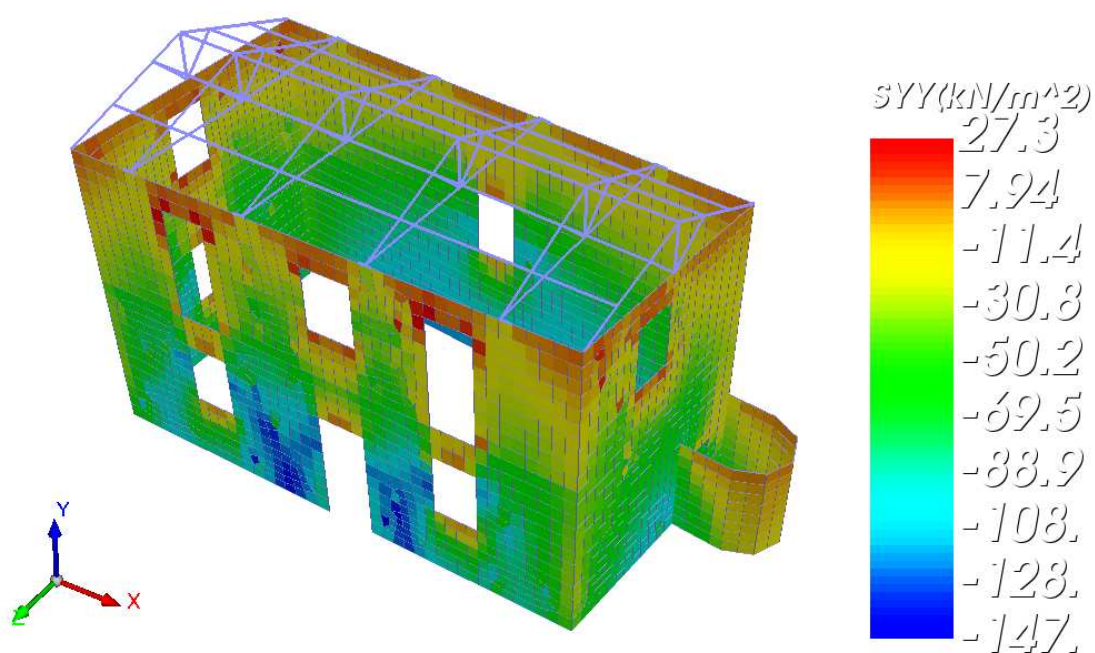
**Εικόνα 8.6.1 Κατανομή σεισμικής δύναμης καθ' ύψος και τέμνουσα δύναμη στη διεύθυνση X (SCADA PRO, Τεύχος υπολογισμών)**



Εικόνα 8.6.2 Κατανομή σεισμικής δύναμης καθ' ύψος και τέμνουσα δύναμη στη διεύθυνση Z (SCADA PRO, Τεύχος υπολογισμών)

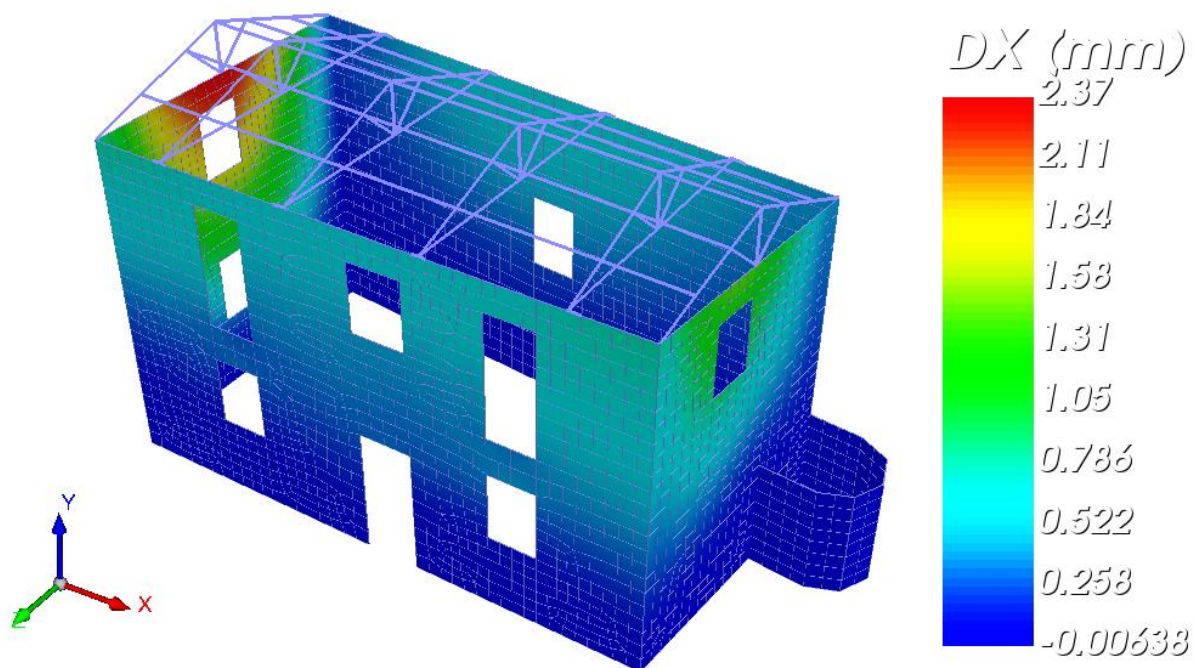
Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στις Εικόνες 8.6.3-6.

### Σεισμός $E_x+0.3E_z$



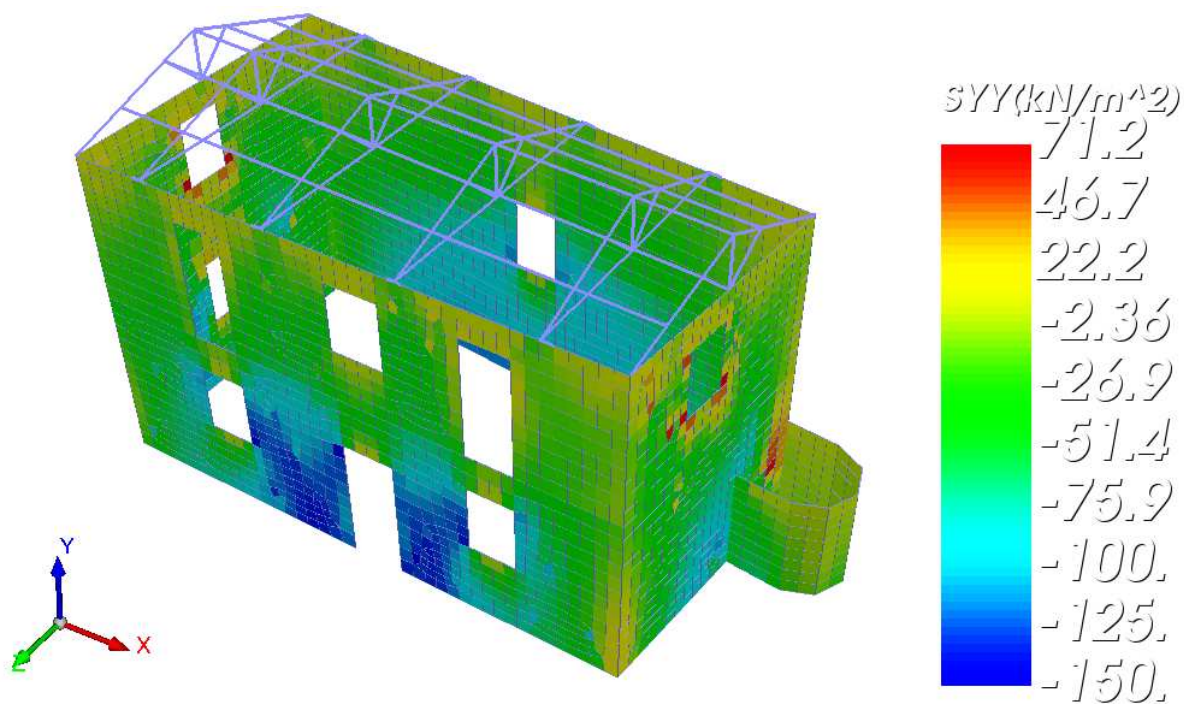
Εικόνα 8.6.3 Τάσεις συνδυασμού 3:  $E_x + 0.3 E_z$



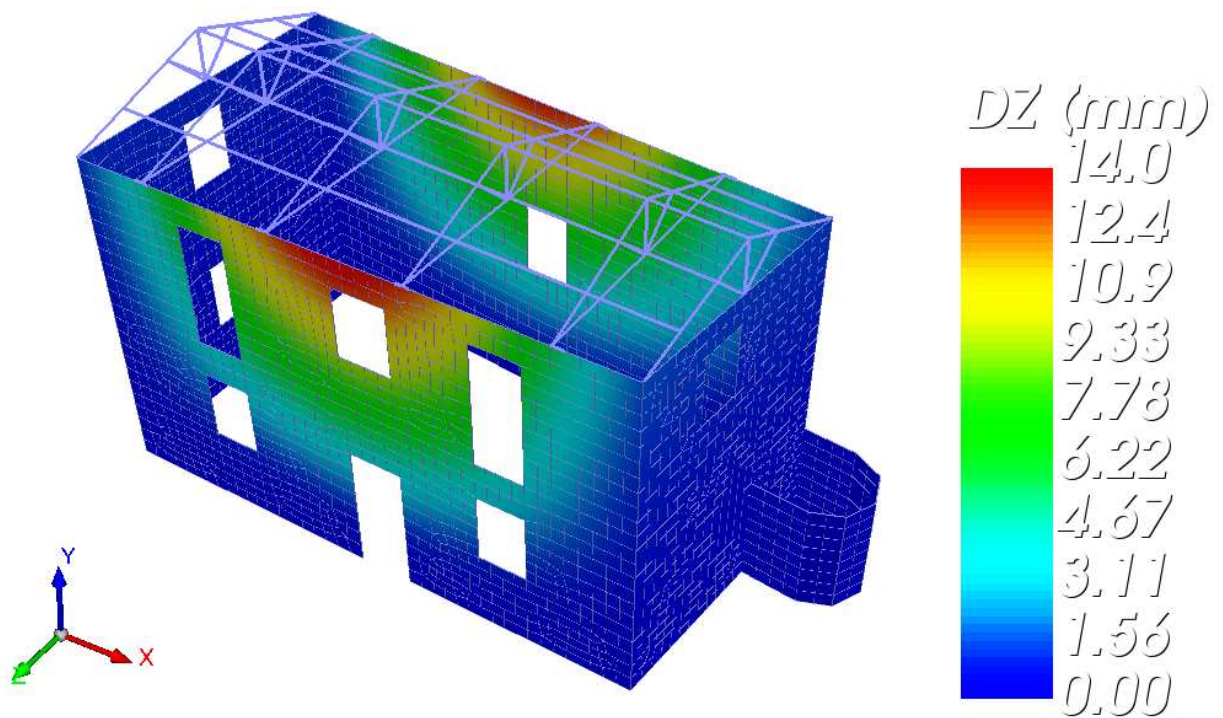


Εικόνα 8.6.4 Μετατόπιση στον άξονα X

Σεισμός  $E_z + 0.3E_x$



Εικόνα 8.6.5 Τάσεις συνδυασμού 35:  $0.3E_x + E_z$



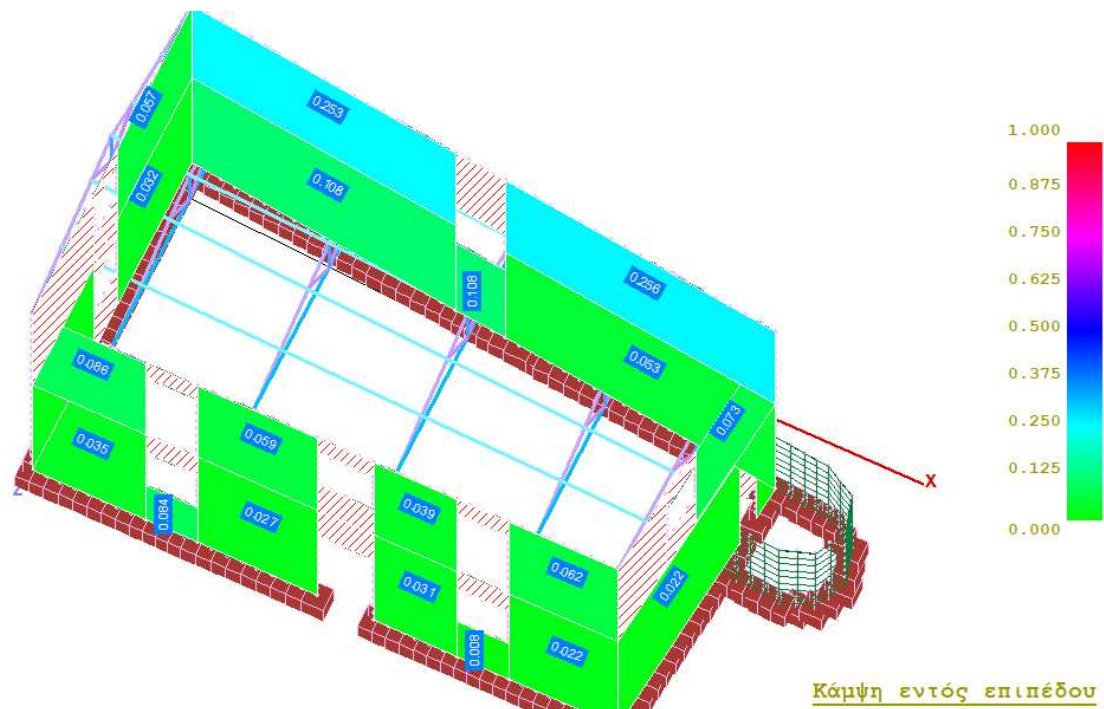
**Εικόνα 8.6.6 Μετατόπιση στον άξονα Z**

Οι εικόνες τάσεων και παραμορφώσεων είναι παρόμοιες με αυτές του υφισταμένου μονώροφου κτιρίου. Παρότι οι εφελκυστικές τάσεις αυξήθηκαν παραμένουν σε χαμηλές τιμές. Οι θλιπτικές τάσεις εκατέρωθεν της πόρτας της βόρειας όψης δεν υπερβαίνουν την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας.

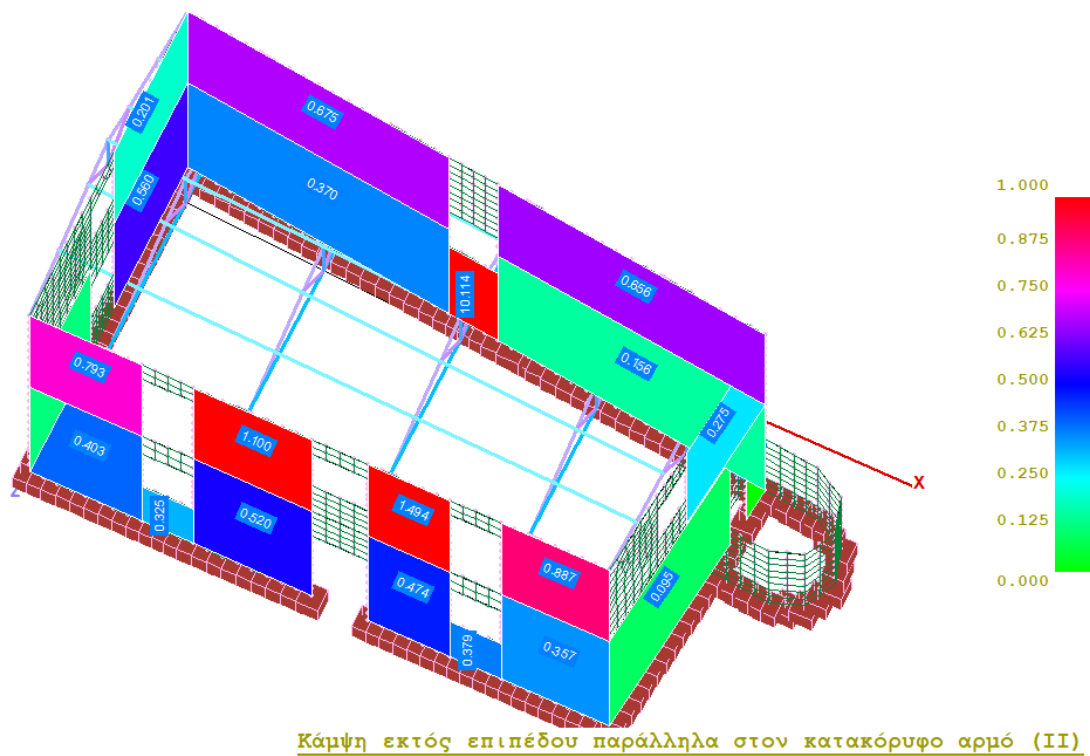
Όσον αφορά τις μετακινήσεις αυτές διπλασιάστηκαν σε σχέση με τον αρχικό φορέα. Αυτή η επιδείνωση της συμπεριφοράς της κατασκευής δικαιολογείται από την σημαντική αύξηση του βάρους, η οποία συνεπάγεται σε αύξηση του σεισμικού φορτίου. Ταυτόχρονα η αύξηση του ύψους αυξάνει σημαντικά και την λυγνρότητα των τοίχων.

## 8.7 Αποτελέσματα ελέγχων

Αξίζει τέλος να παρατηρηθούν οι επιπτώσεις της προσθήκης ορόφους στους ελέγχους σε επίπεδο δομικών μελών (πεσσοί-υπέρθυρα).

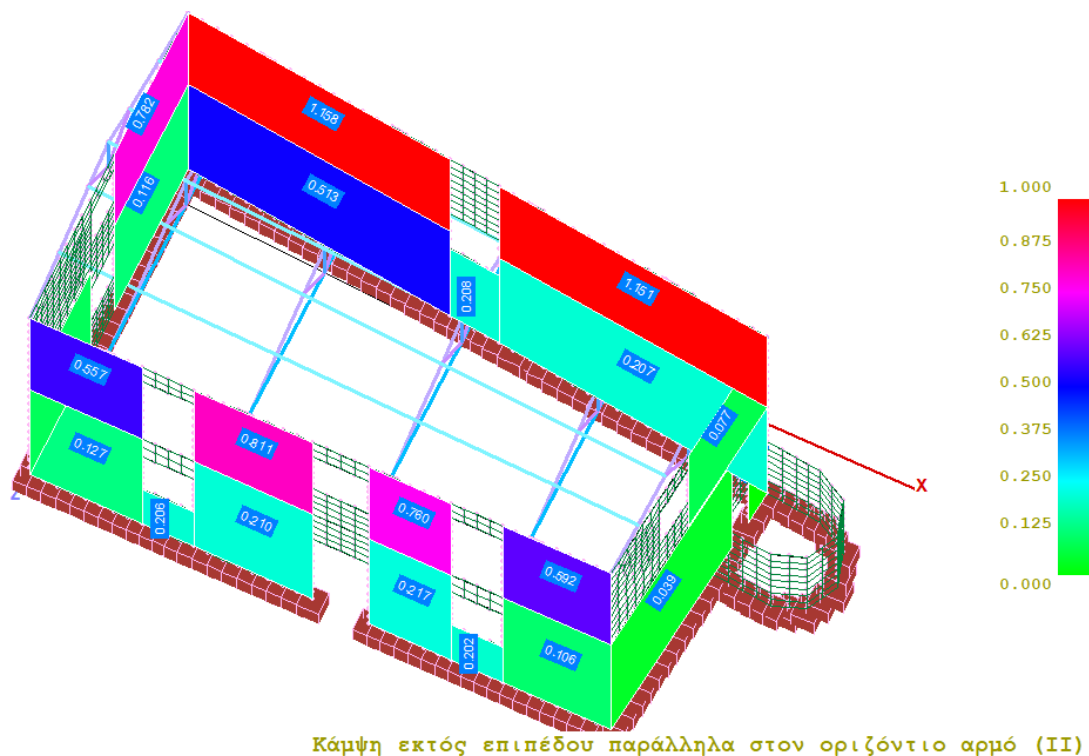


Εικόνα 8.7.1 Κάμψη εντός επιπέδου κατά EC8-3 (Οι διαγραμμισμένες περιοχές υποδηλώνουν αστοχία από εφελκυσμό).



Εικόνα 8.7.2 Κάμψη εκτός επιπέδου: παράλληλα στον κατακόρυφο αρμό κατά ΚΑΔΕΤ. Οι τοίχοι που αστόχησαν σε εφελκυσμό δεν ελέγχονται.





**Εικόνα 8.7.3 Κάμψη εκτός επιπέδου: παράλληλα στον οριζόντιο αρμό κατά ΚΑΔΕΤ. Οι τοίχοι που αστόχησαν σε εφελκυσμό δεν ελέγχονται.**

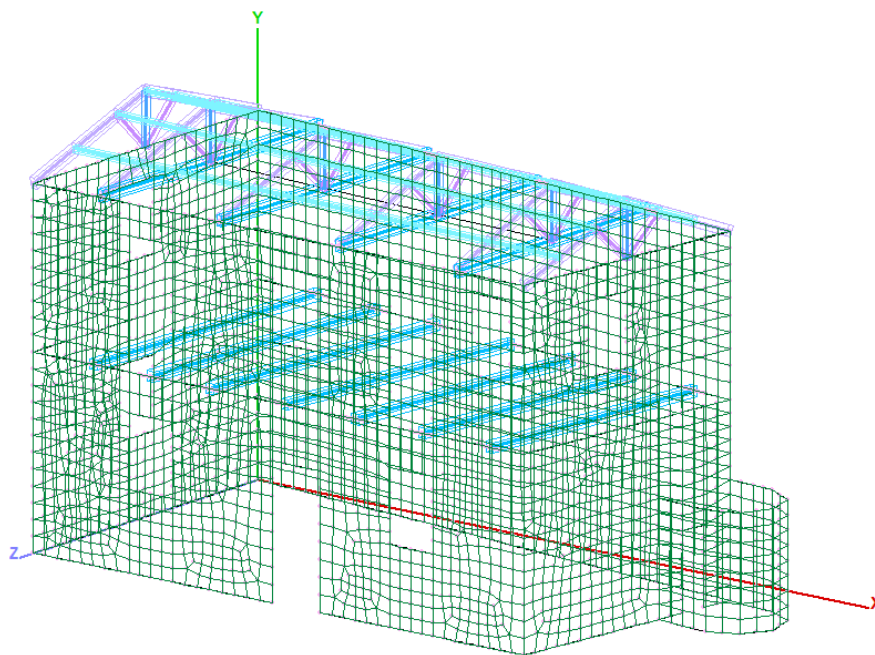
Όπως παρατηρούμε η κατασκευή αστοχεί στους ελέγχους τόσο του EC8-3 όσο και του ΚΑΔΕΤ.

Για τις εντός επιπέδου καταπονήσεις έχουμε αστοχία των υπέρθυρων αλλά και δύο πεσσών στον όροφο. Για εκτός επιπέδου κάμψη, έχουμε αστοχία πεσσών στον όροφο, καθώς και σε ένα υπέρθυρο του ισογείου.

Οι αστοχίες αυτές εκδηλώνονται κυρίως στους τοίχους του ορόφου. Οι τοίχοι του ισογείου δέχονται κατακόρυφα φορτία από τον υπερκείμενο όροφο, το οποίο δρα ευεργετικά καθότι η καμπτική αντοχή της τοιχοποιίας αυξάνεται με την αύξηση της θλιπτικής φόρτισης. Επίσης τα θλιπτικά αυτά φορτία αντισταθμίζουν τα εφελκυστικά φορτία του σεισμού. Στον όροφο όμως απουσιάζουν αντίστοιχα θλιπτικά φορτία, με αποτέλεσμα να είναι πιο επιρρεπής σε εντός και κυρίως εκτός επιπέδου καταπονήσεις.

## 8.8 Επιρροή προσομοιώσεως ξύλινων δοκών

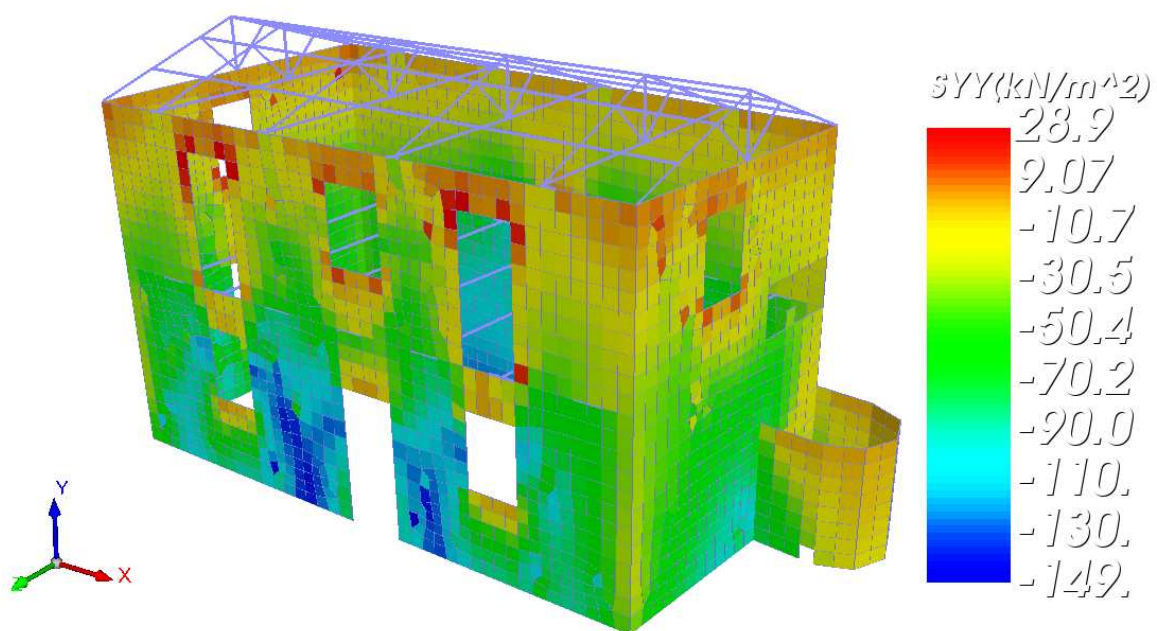
Για περαιτέρω διερεύνηση της συμπεριφοράς του ανασχεδιασμένου φορέα εξετάστηκε η προσομοίωση των ξύλινων δικών της οροφής ισογείου. Με αυτό το τρόπο θα διαπιστωθεί αν η μη προσομοίωσή του στο προηγούμενο κεφάλαιο επειφέρει αλλαγές στη συμπεριφορά του φορέα. Οι ξύλινοι δοκοί προσομοιώνονται με γραμμικά ραβδωτά στοιχεία.



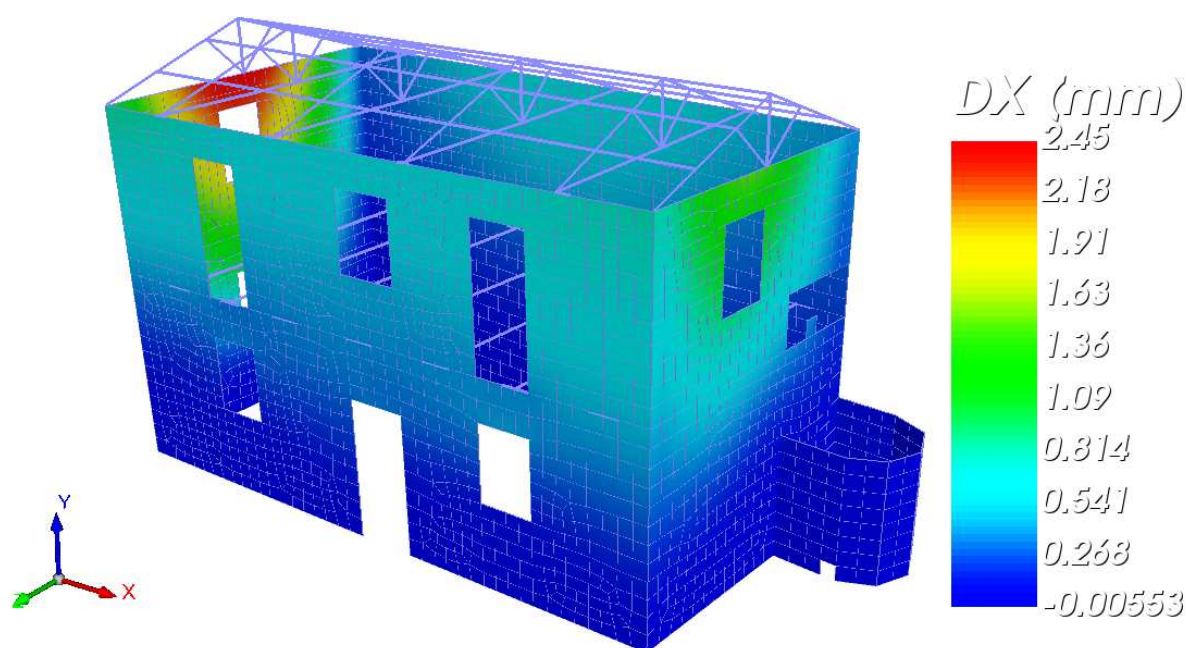
**Εικόνα 8.8.1 Προσομοίωμα ανασχεδιασμένου φορέα με δοκούς οροφής ισογείου**

Η ανάλυση του φορέα έγινε με τα ίδια φορτία και παραδοχές με τον προηγούμενο ανασχεδιασμένο φορέα. Τα βασικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στις Εικόνες 8.8.2-5.

**Σεισμός  $E_x+0.3E_z$**



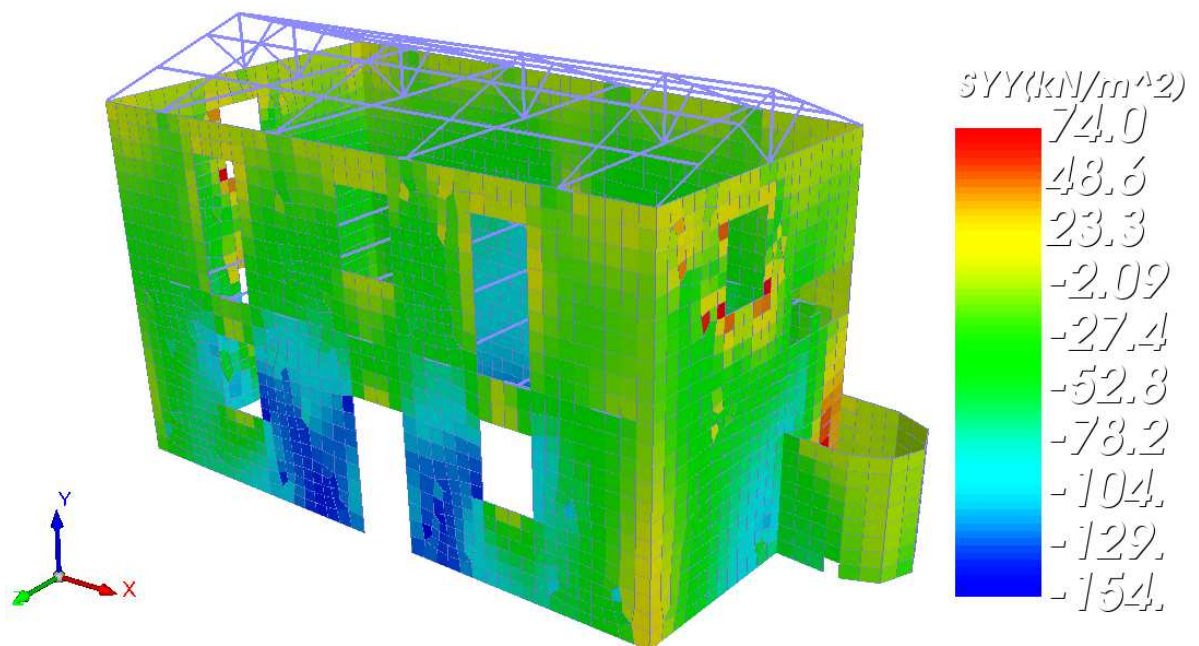
Εικόνα 8.8.2 Τάσεις συνδυασμού 3:  $E_x + 0.3 E_z$



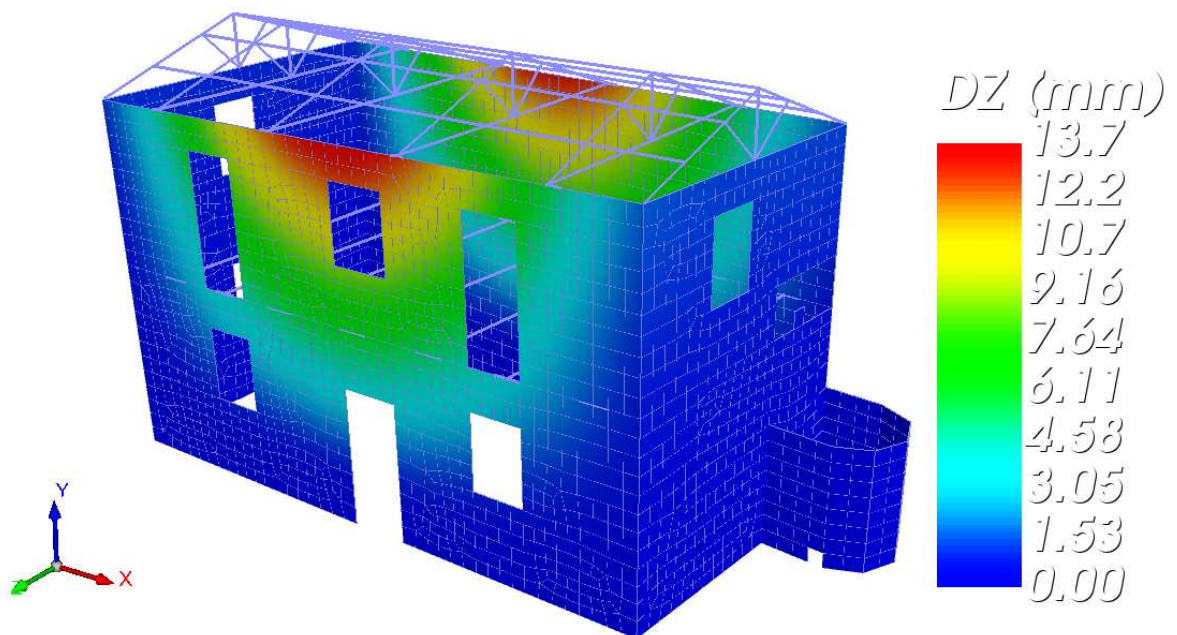
Εικόνα 8.8.3 Μετατόπιση στον άξονα X

Σεισμός  $E_z + 0.3 E_x$





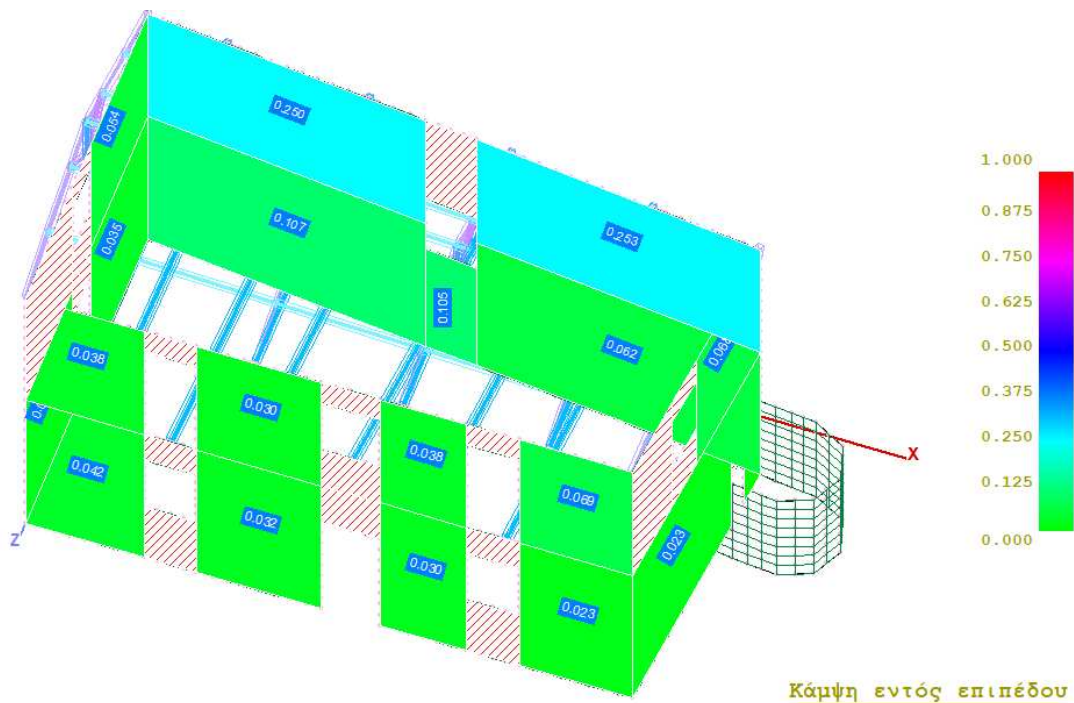
Εικόνα 8.8.4 Τάσεις συνδυασμού 35:  $0.3E_x + E_z$



Εικόνα 8.8.5 Μετατόπιση στον άξονα Z

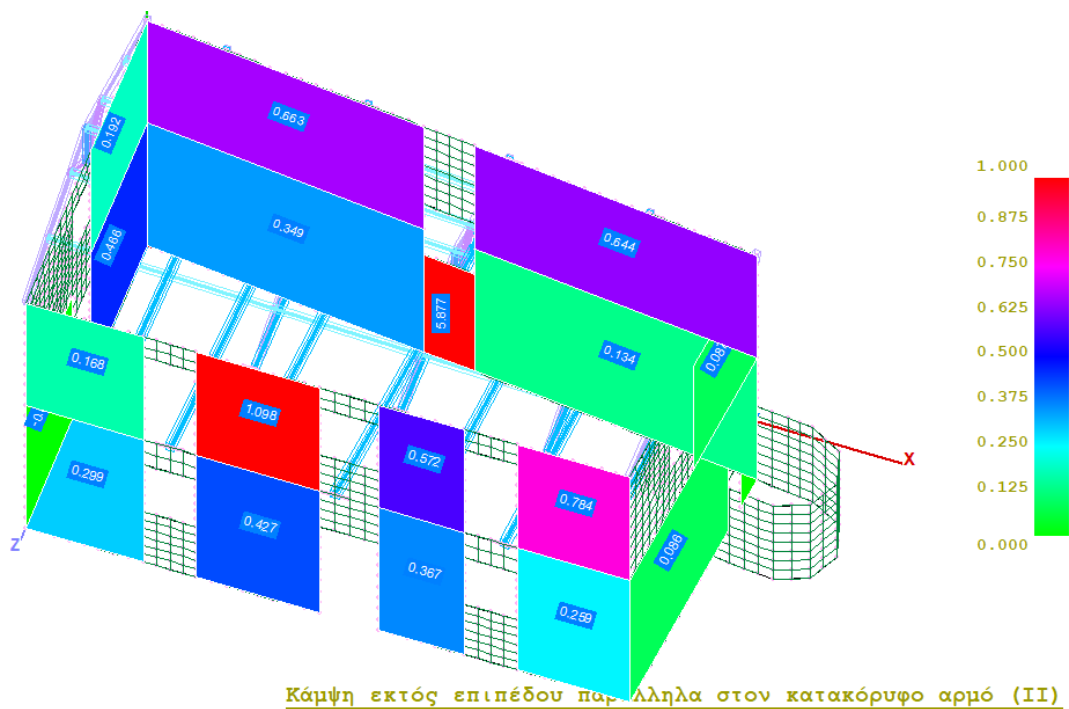
Όπως παρατηρείται η διαφορά τάσεων και παραμορφώσεων του φορέα είναι αμελητέα, χωρίς κάποια διαφορετική διαφοροποίηση, ούτε σε επίπεδο τιμών, ούτε σε επίπεδο κατανομής (περιοχές συγκεντρώσεως).

Σε ότι αναφορά τους ελέγχους δομικών μελών παρατηρούμε στις Εικόνες 8.8.6-8, ότι η επάρκεια του φορέα δεν επηρεάστηκε από την προσομοίωση των ξύλινων δοκών. Μοναδική εξαίρεση ένας πεσσός στη βόρεια όψη, ο οποίος με τη προσθήκη των ξύλινων δοκών επαρκεί για τον έλεγχο της εκτός επιπέδου κάμψης παράλληλα στον κατακόρυφο αρμό, σε αντίθεση με την προηγούμενη προσομοίωση. Όσον αφορά τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία, οι λόγοι επάρκειας για τους διάφορους ελέγχους δεν επηρεάστηκαν σημαντικά. Συνεπώς η προσομοίωση των ξύλινων δοκών δεν επηρέασε σε σημαντικό βαθμό την αποτίμηση του ανασχεδιασμένου φορέα και, συνεπώς μπορεί να αγνοηθεί.

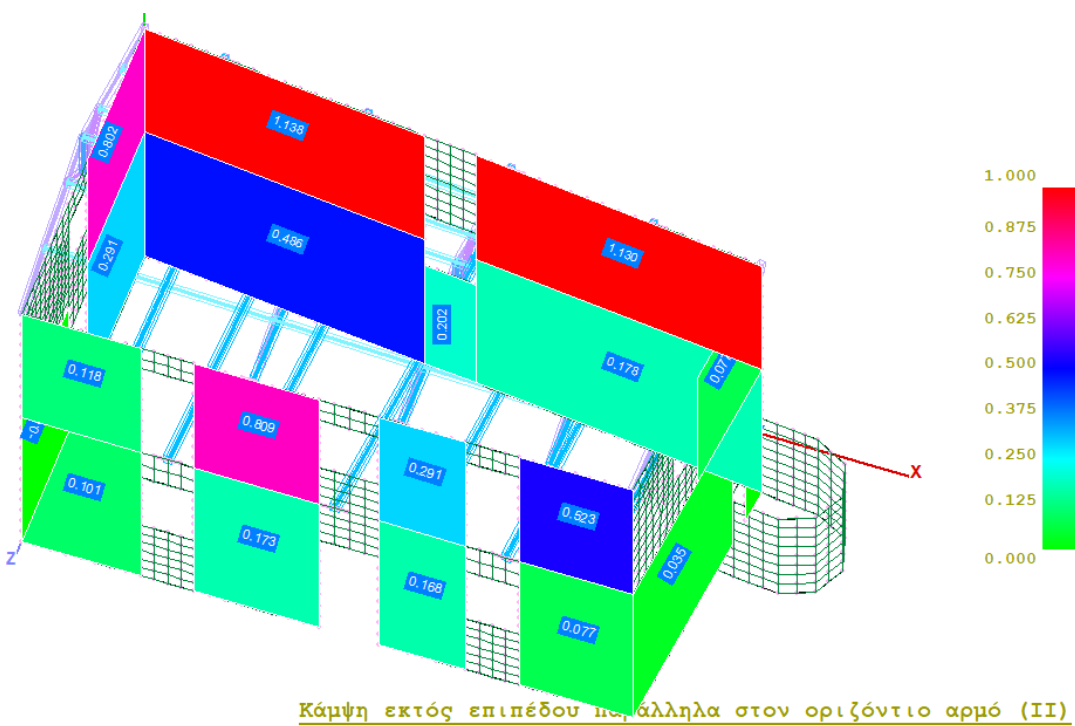


**Εικόνα 8.8.6 Κάμψη εντός επιπέδου κατά EC8-3 (Οι διαγραμμισμένες περιοχές υποδηλώνουν αστοχία από εφελκυσμό).**





**Εικόνα 8.8.7 Κάμψη εκτός επιπέδου: παράλληλα στον κατακόρυφο αρμό κατά ΚΑΔΕΤ. Οι τοίχοι που αστόχησαν σε εφελκυσμό δεν ελέγχονται.**



**Εικόνα 8.8.8 Κάμψη εκτός επιπέδου: παράλληλα στον οριζόντιο αρμό κατά ΚΑΔΕΤ. Οι τοίχοι που αστόχησαν σε εφελκυσμό δεν ελέγχονται.**

## 8.9 Συμπεράσματα

Ο νέος ανασχεδιασμένος φορέας, όπως αναμενόταν, είχε αρνητικές επιπτώσεις στην συνολική ευστάθεια του φορέα, τόσο σε επίπεδο καταπονήσεων (τάσεων-παραμορφώσεων), όσο και σε επίπεδο αντοχών (κανονιστικοί έλεγχοι).

Συμπεραίνουμε ότι η δημιουργία ενός επιπλέον ορόφου δεν είναι σε θέση να ληφθεί από τον υφιστάμενο φορέα με ασφάλεια. Για αυτό το λόγο θα εξεταστούν στη συνέχεια μια σειρά από μεθόδους επεμβάσεων με στόχο την αύξηση της φέρουσας ικανότητας του υπό εξέταση κτιρίου, ώστε να ικανοποιήσει τους Στόχους Ανασχεδιασμού.



## Κεφάλαιο 9 – Ενίσχυση τοιχοποιίας με ενέματα

### 9.1. Εισαγωγή

Η ενίσχυση με ενέματα αποτελεί μια από τις πιο διαδεδομένες επεμβάσεις αποκατάστασης αλλά και ενίσχυσης φέρουσας τοιχοποιίας.

Η πιο διαδεδομένη χρήση των ενεμάτων είναι η επισκευή ρηγματώσεων σε τοίχους από φέρουσα τοιχοποιία. Πέραν της επισκευής όμως, πειραματικά δεδομένα έχουν δείξει ότι σε περίπτωση πολλών λιθοδομών, η εφαρμογή ικανής ποσότητας (όγκου ενεμάτων), προσδίδει ομογενοποίηση των διαφορετικών στρώσεων με συνέπεια την αύξηση της θλιπτικής αντοχής.

### 9.2. Επιρροή ενίσχυσης

Η βελτίωση αυτή των μηχανικών ιδιοτήτων ενσωματώθηκε στο προσχέδιο του ΚΑΔΕΤ, κεφάλαιο 8.1.2.2.

Συγκεκριμένα για λιθοδομές η αύξηση της θλιπτικής αντοχής εκφράζεται από τον παρακάτω τύπο.

$$f_{wcs} = f_{wc0} \left( 1 + 1.25 \frac{V_i}{V_w} \frac{\sqrt{f_{gr,c}}}{f_{wc0}} \right)$$

Όπου:

$f_{wcs}$  η θλιπτική αντοχή της ενισχυμένης τοιχοποιίας

$f_{wc0}$  η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας πριν την ενίσχυση

$V_i$  ο όγκος του αρχικού υλικού πληρώσεως

$V_w$  ο συνολικός όγκος της τοιχοποιίας

$f_{gr,c}$  η θλιπτική αντοχή του ενέματος

Η αρχική θλιπτική αντοχή είναι ίση με  $f_{wc0}=1.23$  MPa

Ο λόγος  $V_i/V_w$  εκτιμήθηκε ίσος με 0.2, λόγω του μικρού ποσοστού κονιάματος στο σύνολο της λιθοδομής

$f_{gr,c}$  λήφθηκε ίση με 10 MPa. Η τιμή αυτή εκτιμήθηκε ως μια μέση τιμή αντοχής ενέματος τριμερούς σύνθεσης (ποζολάνη, άσβεστος, τσιμέντο) με βάσει τιμές από τη βιβλιογραφία.

Συνεπώς, με αντικατάσταση του τύπου στην παραπάνω εξίσωση προκύπτει:

$$f_{wcs}=2.02 \text{ MPa.}$$

Όπως αναφέρεται στον ΚΑΔΕΤ 8.1.2.2, το Μέτρο Ελαστικότητας, η εφελκυστική και διατμητική αντοχή, δεν επηρεάζονται από την εφαρμογή των ενεμάτων.

Εφόσον λοιπόν τα ενέματα δεν μεταβάλουν τη δυσκαμψία του φορέα τα αποτελέσματα τάσεων-παραμορφώσεων, παραμένουν ίδια με αυτά του προηγούμενου φορέα (Κεφάλαιο 8.5).

### 9.3 Αποτελέσματα ελέγχων

Ο λόγος είναι ότι οι Έλεγχοι για Στάθμη Επιτελεστικότητας Γ, γίνονται κατά κύριο λόγο σε επίπεδο μετακινήσεων και όχι δυνάμεων με αποτέλεσμα, η αύξηση της αντοχής να μην συνεισφέρει στην βελτίωση της συμπεριφοράς του φορέα.

Η βελτίωση της συμπεριφοράς θα φαινόταν στην περίπτωση στάθμης Επιτελεστικότητας Α, όπου οι έλεγχοι θα γίνονταν σε επίπεδο δυνάμεων και θα ήταν αξιόλογο να υπήρχε αυτή η σύγκριση σε μελλοντική έρευνα.

### 9.4 Συμπεράσματα

Από τα αποτελέσματα της έρευνας συμπεραίνεται ότι η εφαρμογή ενεμάτων δεν αποτελεί ικανοποιητική μέθοδο ενίσχυσης του υπό μελέτη φορέα, και η συνεισφορά τους θεωρείται αμελητέα, τουλάχιστον για τον στόχο Ανασχεδιασμού της παρούσας μελέτης.

Εν τούτοις η εφαρμογή των ενεμάτων στον υπό εξέταση φορέα που παρουσιάζει σοβαρά δομικά προβλήματα και ανεπάρκειες, συνιστάται μόνο για λόγους επισκευής των υφισταμένων ρωγμών και αποκατάστασης της δομητικής συνέχειας. Η εφαρμογή ενεμάτων συνίσταται να γίνει στις ρωγμές της βόρειας και αναλυτικής όψης καθώς και στις αποδιοργανωμένες περιοχές εκατέρωθεν της εισόδου στη βόρεια όψη.



## Κεφάλαιο 10 – Ενίσχυση Τοιχοποιίας με Ινοπλέγματα Ανόργανης Μήτρας (IAM/TRM)

### 10.1 Εισαγωγή

Μια τεχνική ενίσχυσης που κερδίζει έδαφος τα τελευταία χρόνια είναι η ενίσχυση φέρουσας τοιχοποιίας με Ινοπλέγματα Ανόργανης Μήτρας (IAM), ή όπως λέγεται στη διεθνή βιβλιογραφία, Textile Reinforced Matrix (TRM). Η μέθοδος αυτή περιλαμβάνει την εφαρμογή πλέγματος από συνθετικές ίνες υψηλής εφελκυστικής αντοχής και παραμορφωσιμότητας.

Το πλέγμα αυτό εγκιβωτίζεται στην τοιχοποιία με τη βοήθεια κατάλληλου κονιάματος. Το κονίαμα αυτό πρέπει να επιλεγεί με ιδιαίτερη προσοχή ώστε να έχει την απαραίτητη πρόσφυση με το υπόστρωμα. Επιθυμητά χαρακτηριστικά είναι η επιλογή υλικών παρόμοιας σύστασης με το υπόστρωμα καθώς και χαμηλό Μέτρο Ελαστικότητας, για να μην υπάρξει αστοχία της διεπιφάνειας ενίσχυσης-τοιχοποιίας από τη διαφορά δυσκαμψίας.

Η μέθοδος των IAM είχε ως στόχο να αποτελέσει μια βελτιωμένη παραλλαγή της παλαιότερης μεθόδου ενίσχυσης με μανδύα σκυροδέματος. Συνεπώς, η μέθοδος εφαρμογής είναι:

- Εφαρμογή στρώσης κονιάματος για την δημιουργία επίπεδης επιφάνειας εφαρμογής του πλέγματος.
- Εφαρμογή πλέγματος ενίσχυσης
- Εφαρμογή δεύτερης στρώσης κονιάματος για κάλυψη και εγκιβωτισμό του πλέγματος ενίσχυσης

Επομένως, παρακάτω ακολουθούν μερικά από τα πλεονεκτήματα της μεθόδου των Ινοπλεγμάτων Ανόργανης Μήτρας (IAM):

- Σημαντική αύξηση της φέρουσας ικανότητας φορέων από τοιχοποιία.

Η αύξηση αυτή είναι τόσο για εντός, όσο και για εκτός επιπέδου



καταπόνηση. Η αύξηση αυτή μεταφράζεται τόσο σε επίπεδο δυνάμεων, όσο και σε επίπεδο πλαστιμότητας. Επίσης πειράματα σε πειράματα πλήρους κλίμακας αποδείχθηκε η ευεργετική επίδραση στην συνολική ευστάθεια του φορέα σε περίπτωση ανακυκλιζόμενης φόρτισης.

- Το σύστημα ενίσχυσης διαθέτει μικρή δυσκαμψία. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα να μην δημιουργείται διαφορά δυσκαμψίας ανάμεσα σε αυτό και το υπόστρωμα, όπως γίνεται στην περίπτωση του μανδύα σκυροδέματος.
- Αποτελεί αναστρέψιμη επέμβαση, καθότι ο εγκιβωτισμός γίνεται με κονίαμα και όχι σκυρόδεμα
- Τα υλικά που χρησιμοποιούνται για το πλέγμα δεν επηρεάζονται από διάβρωση όπως οι οπλισμοί του μανδύα.
- Είναι εύκολα στην εφαρμογή τους και δεν απαιτεί ειδικό εξοπλισμό, όπως ο μανδύας σκυροδέματος (μηχανή εκτοξευόμενου σκυροδέματος)

Ακόμα, μερικά από τα μειονεκτήματα στη χρήση της μεθόδου των Ινοπλεγμάτων Ανόργανης Μήτρας (IAM) είναι:

- Μικρή αντοχή περισσότερων πλεγμάτων σε φωτιά
- Υψηλό κόστος υλικών σε σχέση με τον μανδύα σκυροδέματος, αν και το μειωμένο κόστος εργατικών πιθανόν αντισταθμίζει τη διαφορά αυτή.

## 10.2 Εφαρμογή Ινοπλεγμάτων Ανόργανης Μήτρας (IAM)

Όπως προαναφέρθηκε από τα πειραματικά δεδομένα προκύπτει ότι η εφαρμογή των IAM δεν επηρεάζει την δυσκαμψία ενός φορέα σε σημαντικό βαθμό. Αυτό διότι αποτελείται από κονίαμα με Μέτρο Ελαστικότητας παρόμοιο με αυτό της τοιχοποιίας και μικρού πάχους (3-5 cm). Το IAM δρα σαν μέτρο ενίσχυσης της πλαστιμότητας της κατασκευής. Σε επίπεδο ελαστικής ανάλυσης λοιπόν έχει νόημα να μελετάται αν μπορεί να παραλάβει τις ήδη υπολογισμένες δυνάμεις και μετακινήσεις. Συνεπώς τα αποτελέσματα της ανάλυσης (τάσεις - παραμορφώσεις) δεν μεταβάλλονται.

Η μέθοδος IAM εφαρμόζεται απευθείας στο στάδιο της διαστασιολόγησης. Το λογισμικό SCADA PRO έχει ενσωματωμένη την επιλογή ενίσχυσης με IAM. Ο χρήστης επιλέγει τις ιδιότητες του συστήματος ενίσχυσης και το λογισμικό υπολογίζει αυτόματα την νέα διατμητική αντοχή του δομικού στοιχείου. Ο υπολογισμός γίνεται με βάση την εξίσωση που προτείνεται από (Triantafillou & Antonopoulos, 2000).

### Διατμητική συνεισφορά ενίσχυσης

$$V_f = 0.9 f_{tv} (\text{πλευρές τοίχου}) n A_f D'$$

$n$ , αριθμός στρώσεων

$A_f$ , Εμβαδόν υφάσματος ενίσχυσης ανά μονάδα πλάτους

$D'$ : Θλιβόμενο μήκος πεσσού/υπέρθυρου

$f_{tv}$ , αντοχή ενίσχυσης

### Συνολική αντοχή

$$V_{RD,tot} = V_m + V_f \leq V_{t,c}$$

$V_m$ , η διατμητική ικανότητα της μη ενισχυμένης τοιχοποιίας

$$V_{t,c} = \frac{0.3 f_k t D'}{\gamma_M}$$

### 10.3 Αποτελέσματα ενίσχυσης

Ο αρχικός ανασχεδιασμένος φορέας αστόχησε στο σύνολο των υπερθύρων από εφελκυσμό καθώς και σε πεσσούς του ορόφου από εφελκυσμό και εκτός επιπέδου κάμψη. Λόγω της διασποράς των αστοχιών σε πολλά διαφορετικά σημεία της κατασκευής, αποφασίστηκε η εφαρμογή ενίσχυσης σε όλους του φέροντες τοίχους του κτιρίου. Η εφαρμογή αυτή γίνεται έτσι ώστε να επιτευχθεί ομοιομορφία στην δομική συμπεριφορά όλων των στοιχείων. Ένας άλλος λόγος είναι ότι η διακοπή της ενίσχυσης IAM σε κάποιους τοίχους δεν θα επέτρεπε την επαρκή αγκύρωση αυτής, με αποτέλεσμα την πρόωρη αστοχία του πλέγματος λόγω αποκόλλησης του με το υπόστρωμα της τοιχοποιίας.

Ο έλεγχος που θα γίνει εξ αρχής θα είναι ο έλεγχος ενίσχυσης σε διάτμηση. Όπως προαναφέρθηκε το SCADA PRO υπολογίζει αυτόματα την νέα διατμητική αντοχή και την συγκρίνει με την αντίστοιχη επιβαλλόμενη τέμνουσα που δρα σε κάθε δομικό στοιχείο.

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του πλέγματος ενίσχυσης πάρθηκαν απευθείας από την βιβλιοθήκη υλικών του SCADA PRO, η οποία είναι ενημερωμένη με υλικά ευρείας κατανάλωσης στην αγορά.

Το πλέγμα που επιλέχθηκε ήταν ένα ενισχυμένο πλέγμα διπλής διευσθύνσεως από ίνες υάλου.

Εμβαδό πλέγματος:

$$A_f=47.31 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Αριθμός στρώσεων: 1

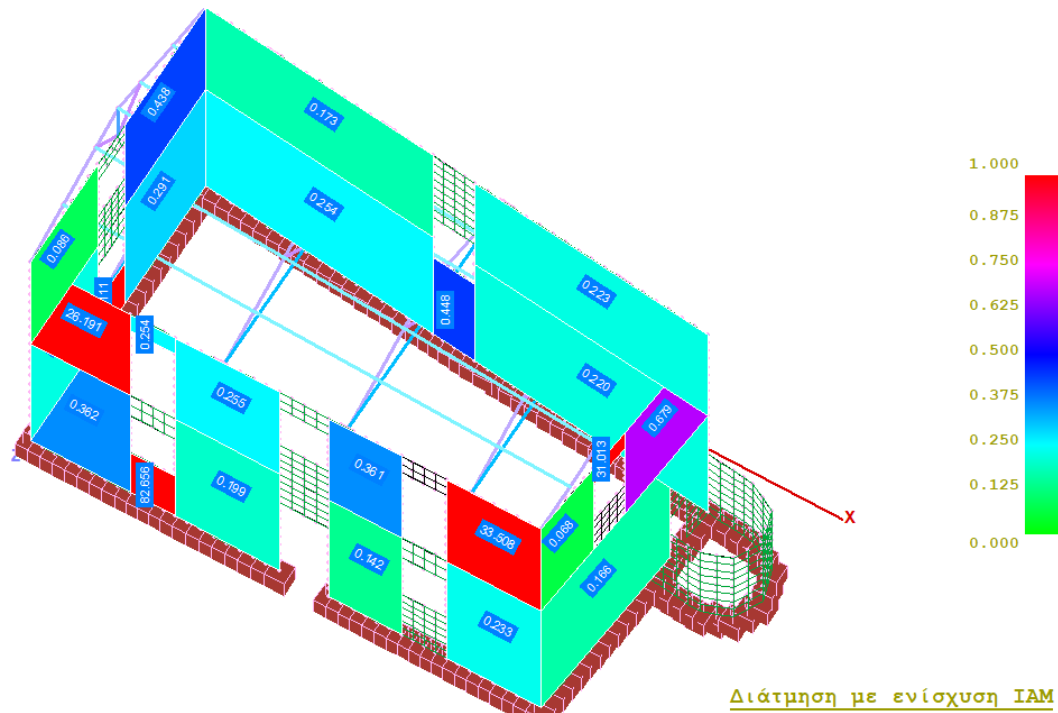
Μέτρο Ελαστικότητας:

$$E_f=80 \text{ GPa}$$

Ενεργή παραμόρφωση:

$$\varepsilon_{fu}=0.04$$

Τα αποτελέσματα των ελέγχων παρουσιάζονται στις εικόνες που ακολουθούν παρακάτω:



**Εικόνα 10.3.1. Αποτελέσματα ελέγχων για ενίσχυση με IAM. Τα δομικά στοιχεία που αστοχούν σε εφελκυσμό δεν ελέγχονται**

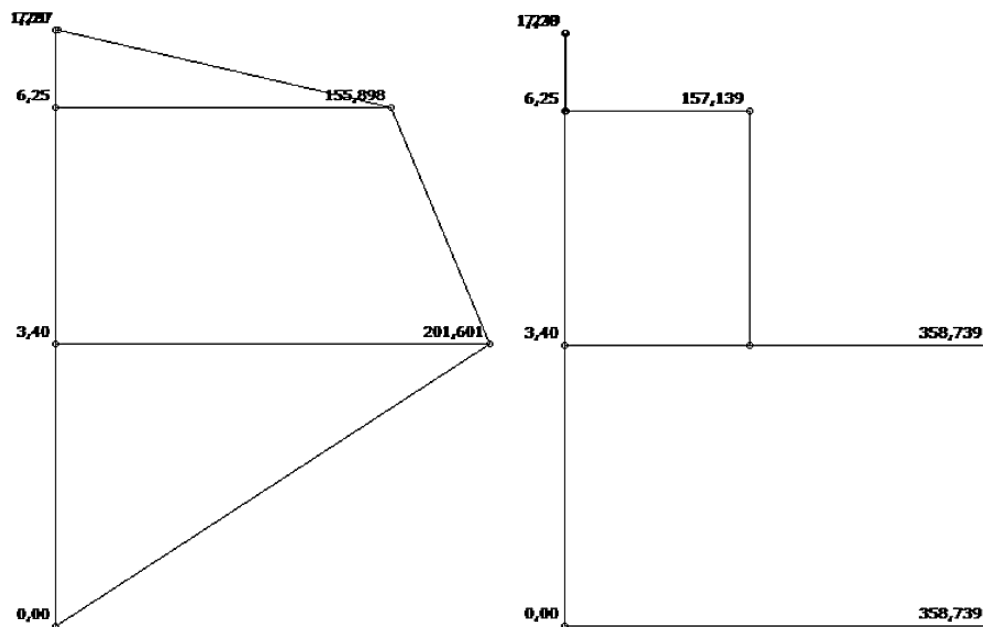
Όπως παρατηρείται έχουμε αστοχία δομικών στοιχείων λόγω διατμητικών φορτίων. Παρόλη την σημαντική ενίσχυση των δομικών μελών με IAM, τα φορτία σχεδιασμού, ειδικά στον όροφο είναι πολύ υψηλά για να μπορούν να παραληφθούν από την ενίσχυση. Περαιτέρω έλεγχοι για εντός και εκτός επιπέδου κάμψη δεν έχουν νόημα από την στιγμή που το σύστημα έχει ήδη αστοχήσει σε διάτμηση.

#### 10.4 Συμπεράσματα

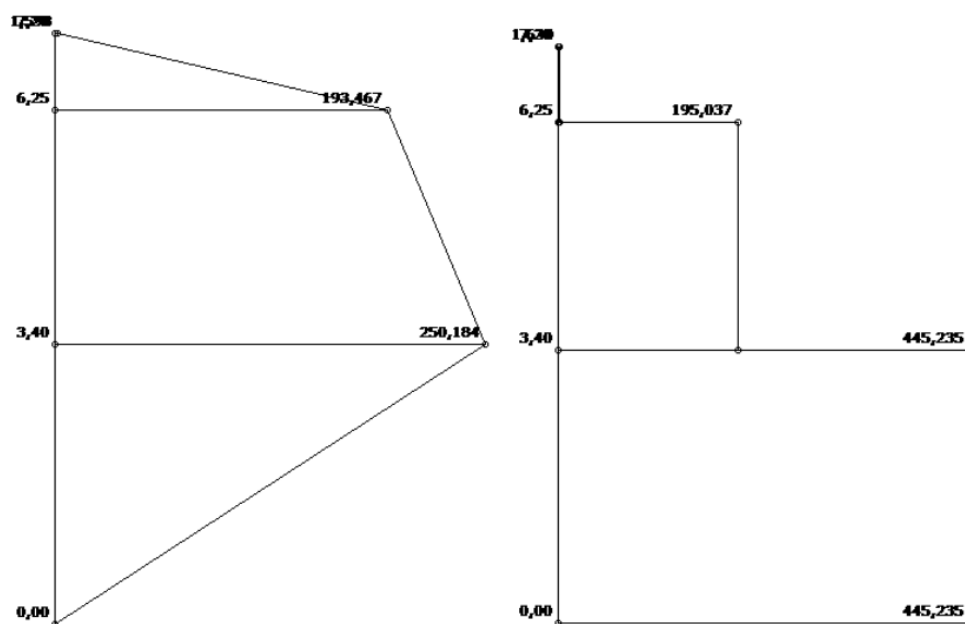
Όπως στη περίπτωση των ενεμάτων, έτσι και στην ενίσχυση με IAM δεν ήταν δυνατό να περιοριστούν οι αστοχίες των δομικών μελών του ανασχεδιασμένου φορέα.

Τα συμπεράσματα από τις παραπάνω διερευνήσεις υπέδειξαν ότι, η αδυναμία του φορέα να αναλάβει τις σεισμικές δράσεις, δεν είναι ζήτημα χαμηλής αντοχής της φέρουσας τοιχοποιίας. Ειδικά στην περίπτωση ενίσχυσης με ΙΑΜ, η αντοχή της τοιχοποιίας αυξήθηκε κατά πολύ, χωρίς όμως να αρκεί. Τα διαγράμματα της σεισμικής δύναμης που εφαρμόστηκε ανά διεύθυνση στο υπολογιστικό πρόγραμμα παρουσιάζονται στις Εικόνες 10.4.1-2.

Για την επίτευξη επάρκειας του κτιρίου, απαιτείται αλλαγή στη καθολική συμπεριφορά του φορέα. Η προτεινόμενη επέμβαση παρουσιάζεται στο παρακάτω κεφάλαιο.



**Εικόνα 10.4.1 Κατανομή σεισμικής δύναμης καθ' ύψος και τέμνουσα δύναμη στη διεύθυνση X (SCADA PRO, Τεύχος στατικών υπολογισμών)**



*Εικόνα 10.4.2 Κατανομή σεισμικής δύναμης καθ' ύψος και τέμνουσα δύναμη στη διεύθυνση Z (SCADA PRO, Τεύχος στατικών υπολογισμών)*





## Κεφάλαιο 11 – Διαφραγματική Λειτουργία Ανασχεδιασμένου Φορέα

### 11.1 Εισαγωγή

Η σημασία της διαφραγματικής λειτουργίας ενός φορέα από φέρουσα τοιχοποιία, έχει τονιστεί και στα προηγούμενα κεφάλαια. Το καλύτερο παράδειγμα αποτελούν οι προηγούμενες αναλύσεις, όπου αναδεικνύεται η επιρροή της απουσίας διαφραγματικής λειτουργίας. Συγκεκριμένα παρατηρήθηκε ανομοιομορφία στην παραμόρφωση του φορέα, με την ανάπτυξη εκτός επιπέδου μετακινήσεων, με αποτέλεσμα την αστοχία δομικών μελών σε εντός και εκτός επιπέδου φορτίσεις.

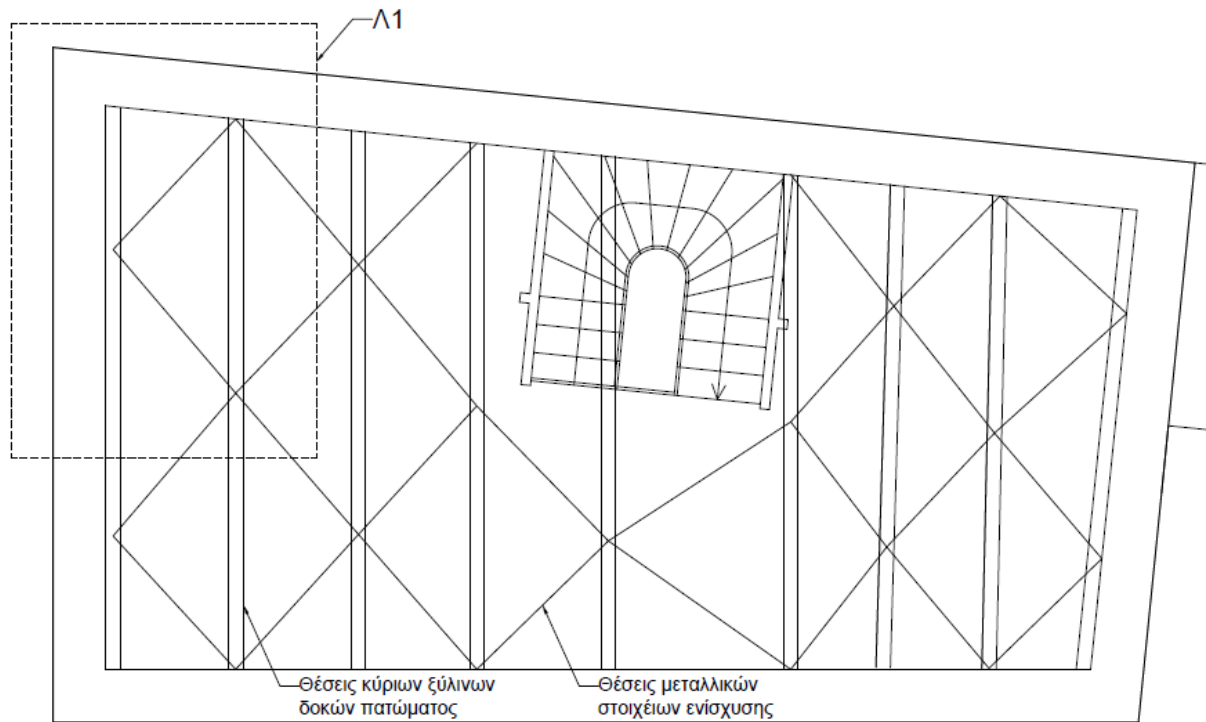
Για την άρση όλων αυτών των δράσεων στο παρόν κεφάλαιο θα επιχειρηθεί ο ανασχεδιασμός του φορέα με την εφαρμογή διαφραγματική λειτουργίας. Τα σχέδια θα παρατεθούν στο **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ II** στο τέλος της εργασίας.

### 11.2 Επεμβάσεις

Η διαφραγματική λειτουργία θα εφαρμοστεί με μια σειρά από επεμβάσεις στον υπό εξέταση φορέα και η διαδικασία έχει ως εξής:

- Το δάπεδο οροφής ισογείου θα γίνει με διπλό πέτσωμα ξυλείας για αύξηση της δυσκαμψίας αυτού. Παράλληλα θα τοποθετηθούν κατάλληλοι μεταλλικοί σύνδεσμοι εντός του ξύλινου πετσώματος, οι οποίοι θα ακυρώνονται στους περιμετρικούς τοίχους. (Εικόνες 11.2.1-2). Οι σύνδεσμοι αυτοί θα έχουν διεύθυνση κάθετη και διαγώνια στους τοίχους. Με αυτόν τον τρόπο θα δεσμευτούν οι μετατοπίσεις του διαφράγματος σε όλες τις διευθύνσεις, προσδίδοντας του την απαραίτητη δυσκαμψία.
- Στην οροφή των τοίχων του ορόφου, θα κατασκευαστεί περιμετρικό διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος ύψος 20 cm, με οπλισμό 2Φ14 άνω και κάτω. (Εικόνα 11.2.3)
- Επί του διαζώματος θα εδραστεί η ξύλινη στέγη με κατάλληλη σύνδεση με μεταλλικές πλάκες και κοχλίες.
- Μεταξύ των πλαισίων της στέγης θα τοποθετηθούν κατάλληλοι διαγώνιοι μεταλλικοί ελκυστήρες για να περιορίσουν τις μετακινήσεις στη διαγώνια διεύθυνση και να αυξήσουν τη δυσκαμψία του πλαισίου (Εικόνα 11.2.4).

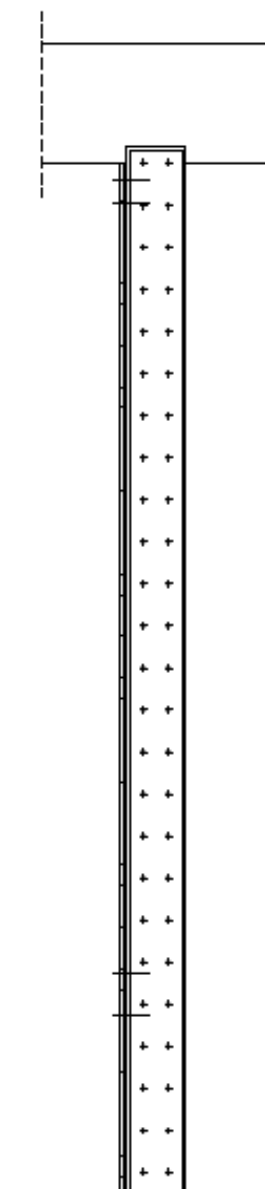
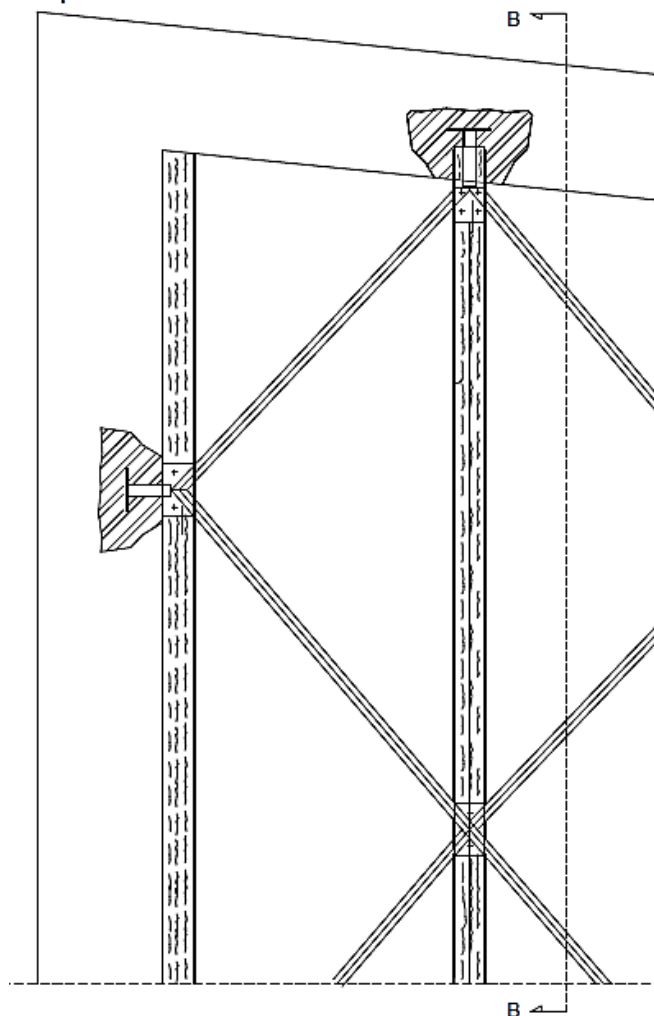
Οι παραπάνω αλλαγές αναμένεται να αυξήσουν σημαντικά τη δυσκαμψία των διαφραγμάτων, προσδίδοντάς τους την επιθυμητή συμπεριφορά.



ΚΑΤΟΨΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

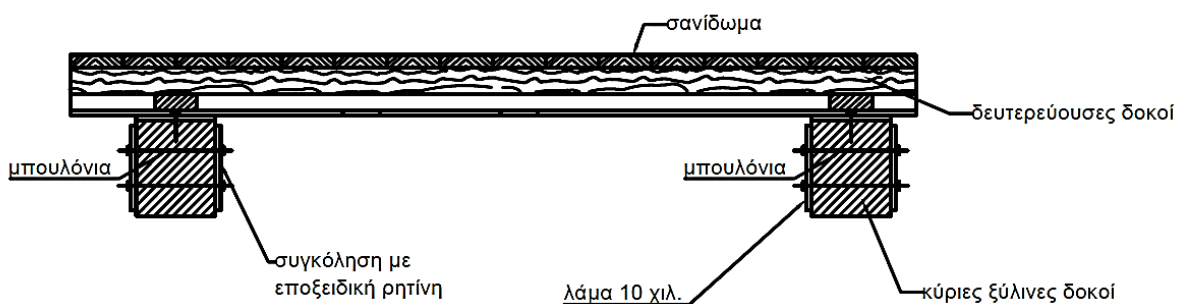
**Εικόνα 11.2.1 Θέσεις μεταλλικών στοιχείων διαφράγματος μεσοπατώματος.**

Λ1  
Ενίσχυση ξύλινων πατωμάτων/Διαφραγματική λειτουργεία  
Κλίμακα 1:25



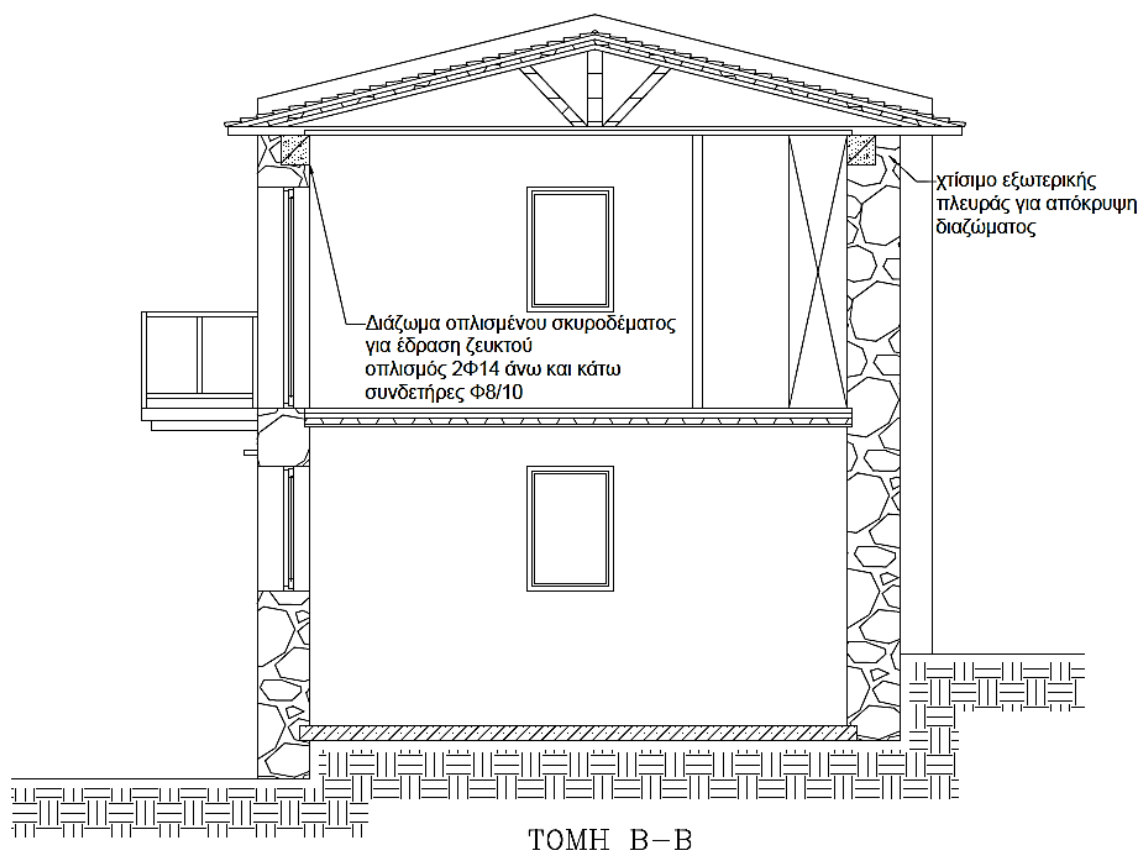
ενώσεις μεταλλικών στοιχείων γενικά με συγκολλήσεις  
Αγκύρωση μεταλλικών εσχάρων στις τοιχοποιίες με  
σκυρόδεμα και στις ξύλινες δοκούς με στριφάνια

Τομή B-B

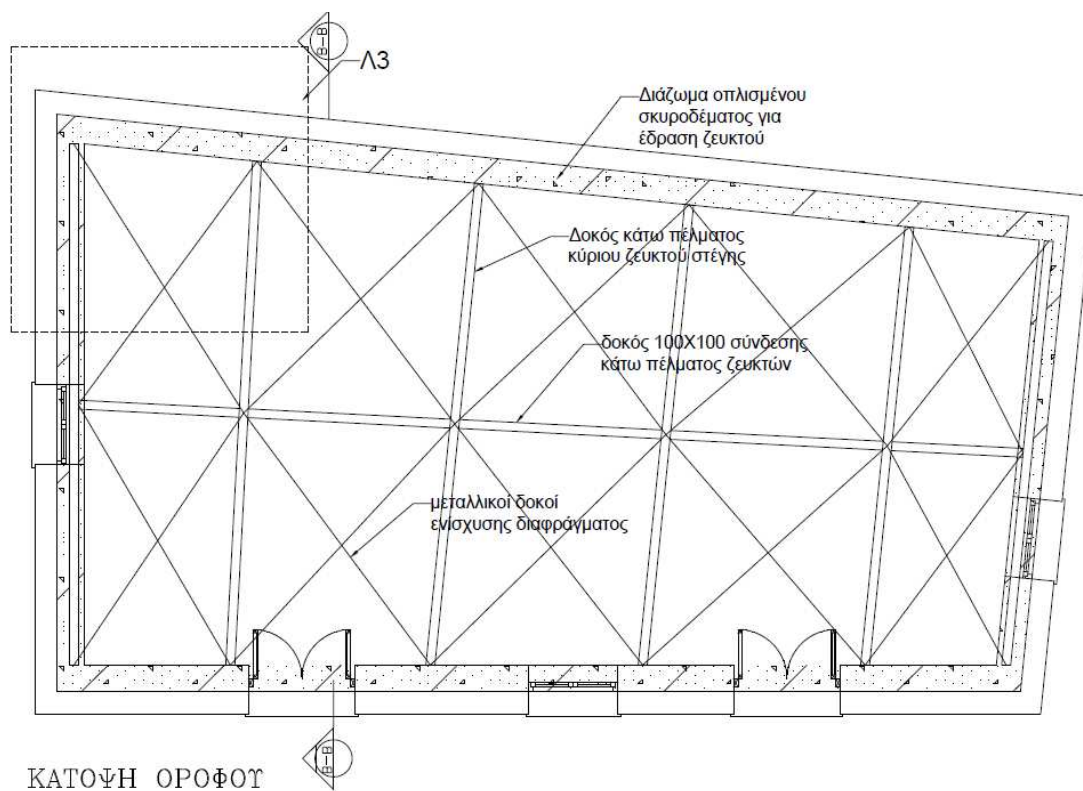


Τομή A-A

Εικόνα 11.2.2 Λεπτομέρειες αγκύρωσης μεταλλικών στοιχείων διαφράγματος μεσοπατώματος.

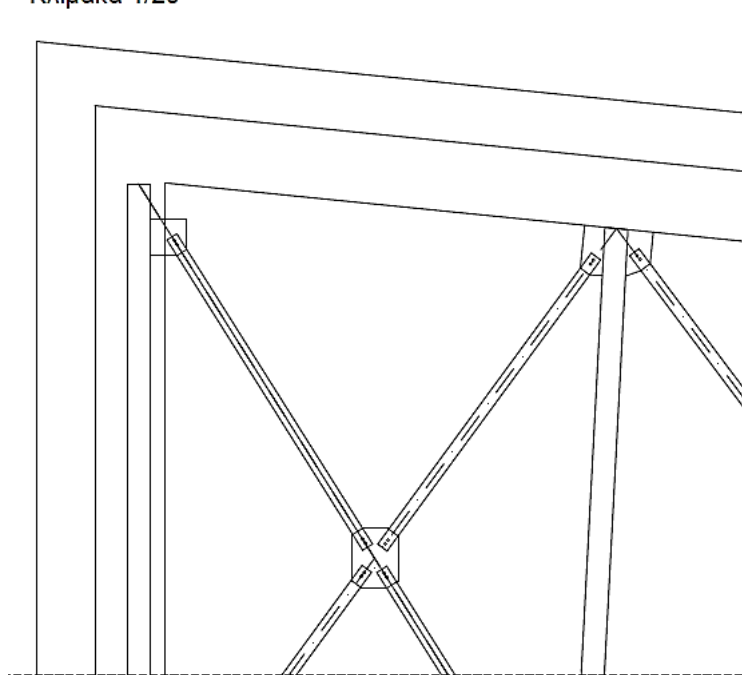


**Εικόνα 11.2.3 Διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος.**



**Εικόνα 11.2.4 Θέση Ω.Σ. διαζώματος και μεταλλικών στοιχείων**

Λ3  
Ενίσχυση ξύλινης δοκού  
Διαφραγματική λειτουργία  
Κλίμακα 1/20



**Εικόνα 11.2.5 Θέσεις μεταλλικού στοιχείων διαφράγματος στέγης ορόφου.**

### 11.3 Προσομοίωση ανασχεδιασμένου φορέα

Ο φορέας θα είναι γεωμετρικά όμοιος με το προηγούμενο μοντέλο. Οι προτεινόμενες επεμβάσεις θα αποδοθούν ως εξής:

Η διαφραγματική λειτουργία θα αποδοθεί απευθείας στους κόμβους των δύο επιπέδων (οροφή ισογείου και ορόφου). Ο λόγος που αποδίδεται αυτόματα και δεν προσομοιώνονται τα στοιχεία ενίσχυσης (μεταλλικοί σύνδεσμοι, ελκυστήρες), είναι λόγω της ευαισθησίας του λογισμικού στην ταυτόχρονη παρουσία επιφανειακών πεπεραμένων και μεγάλου αριθμού γραμμικών στοιχείων. Σε αυτή τη περίπτωση το λογισμικό κατά την ιδιομορφική ανάλυση εντοπίζει τοπικές ιδιομορφές των γραμμικών στοιχείων και τις προσμετρά στην συνολική απόκριση. Οι ιδιομορφές αυτές δεν είναι κατατοπιστικές της καθολικής συμπεριφοράς του φορέα. Για αυτό το λόγο, επιλέγονται να μην προσομοιωθούν, έτσι ώστε να αποδοθούν όσο πιο ρεαλιστικά γίνεται τα φορτία στα στοιχεία κελύφους.

Η παρουσία των περιμετρικών διαζωμάτων θα προσομοιωθεί με τη βοήθεια του συντελεστή συμπεριφοράς.

Σύμφωνα με το ΚΑΔΕΤ Κεφάλαιο 4.6.2, Πίνακας Σ4.3, ο συντελεστής συμπεριφοράς για διαζωματική τοιχοποιία ορίζεται ίσος με  $q=2$ . Συνεπώς αποφασίστηκε η αύξηση του συντελεστή συμπεριφοράς από 1.5 για άοπλη τοιχοποιία σε 2, κάτι που θα επιφέρει μείωση των σεισμικών μεγεθών. Τα υπόλοιπα φορτία της κατασκευής καθώς και τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας παρέμειναν ίδια με τον φορέα του Κεφαλαίου 8. Οι αλλαγές αυτές επέβαλλαν την επανάληψη της ανάλυσης του φορέα για τον υπολογισμό των νέων φορτίων.

#### 11.4 Ιδιομορφική ανάλυση

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης παρουσιάζονται παρακάτω στις Εικόνες 11.4.1-3.

Ιδιοπερίοδοι Κτιρίου στο Δυναμική Ανάλυση			
α/α Ιδιομορφής	Κυκλική Συχνότητα $\omega$ (Rad/sec)	Συχνότητα $\nu$ (Cycles/sec)	Περίοδος $T$ (sec)
1	3.6011E+001	5.7313E+000	1.7448E-001
2	5.5105E+001	8.7702E+000	1.1402E-001
3	6.0136E+001	9.5709E+000	1.0448E-001
4	7.9882E+001	1.2714E+001	7.8656E-002
5	8.9021E+001	1.4168E+001	7.0581E-002
6	8.9329E+001	1.4217E+001	7.0338E-002
7	9.5125E+001	1.5140E+001	6.6052E-002
8	9.6875E+001	1.5418E+001	6.4859E-002
9	1.1284E+002	1.7959E+001	5.5682E-002
10	1.1586E+002	1.8440E+001	5.4230E-002
11	1.1801E+002	1.8782E+001	5.3242E-002
12	1.2337E+002	1.9636E+001	5.0928E-002
13	1.2418E+002	1.9765E+001	5.0596E-002
14	1.3961E+002	2.2219E+001	4.5006E-002
15	1.4492E+002	2.3065E+001	4.3356E-002
16	1.4917E+002	2.3742E+001	4.2120E-002
17	1.4962E+002	2.3813E+001	4.1995E-002
18	1.5032E+002	2.3924E+001	4.1798E-002
19	1.5125E+002	2.4072E+001	4.1542E-002
20	1.7442E+002	2.7759E+001	3.6024E-002
21	1.8297E+002	2.9121E+001	3.4339E-002
22	1.8611E+002	2.9620E+001	3.3761E-002
23	1.8986E+002	3.0217E+001	3.3094E-002
24	1.9337E+002	3.0776E+001	3.2493E-002
25	1.9514E+002	3.1057E+001	3.2199E-002
26	2.0111E+002	3.2008E+001	3.1242E-002
27	2.0646E+002	3.2859E+001	3.0434E-002
28	2.1083E+002	3.3554E+001	2.9802E-002
29	2.1246E+002	3.3814E+001	2.9573E-002
30	2.1330E+002	3.3947E+001	2.9457E-002
31	2.1805E+002	3.4704E+001	2.8815E-002
32	2.2092E+002	3.5160E+001	2.8441E-002
33	2.2181E+002	3.5302E+001	2.8327E-002
34	2.2575E+002	3.5930E+001	2.7822E-002
35	2.2846E+002	3.6360E+001	2.7502E-002
36	2.3496E+002	3.7396E+001	2.6741E-002
37	2.3963E+002	3.8139E+001	2.6220E-002
38	2.4107E+002	3.8368E+001	2.6064E-002
39	2.4654E+002	3.9238E+001	2.5486E-002
40	2.4665E+002	3.9256E+001	2.5474E-002
41	2.5529E+002	4.0631E+001	2.4612E-002
42	2.6474E+002	4.2134E+001	2.3734E-002
43	2.6597E+002	4.2331E+001	2.3623E-002
44	2.6720E+002	4.2526E+001	2.3515E-002
45	2.7389E+002	4.3591E+001	2.2941E-002
46	2.7842E+002	4.4312E+001	2.2567E-002
47	2.8523E+002	4.5396E+001	2.2029E-002
48	2.8773E+002	4.5794E+001	2.1837E-002
49	2.9261E+002	4.6571E+001	2.1473E-002
50	2.9283E+002	4.6605E+001	2.1457E-002

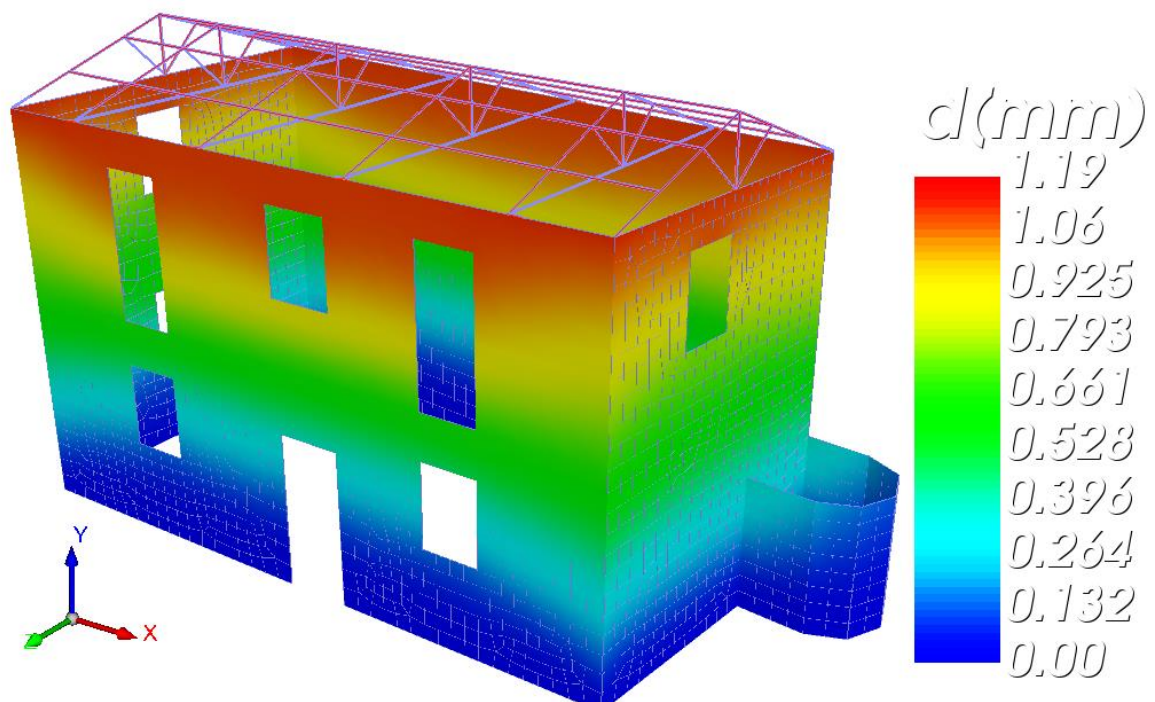


**Εικόνα 11.4.1 Λίστα Ιδιοπεριόδων Φορέα με Διαφραγματική Λειτουργία (SCADA PRO, Τεύχος υπολογισμών)**

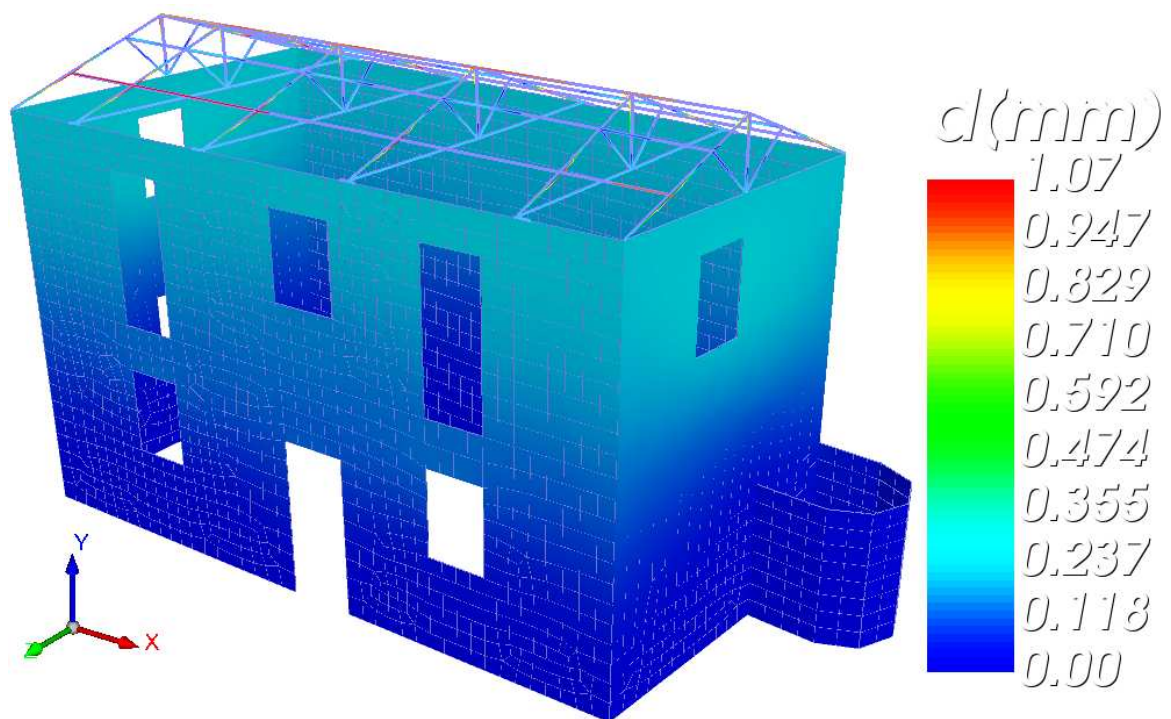
Δρώσεις Ιδιομορφικές Μάζες (Συνολική Μάζα = 226.888 kN/g)

α/α Ιδιομορφής	Μ Ε Τ Α Φ Ο Ρ Ι Κ Ε Σ			Μ Α Ζ Ε Σ		
	κατά Χ	/	%	κατά Υ	/	%
1	16.66	/	7.34	0.00	/	0.00
2	0.30	/	0.13	0.00	/	0.00
3	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00
4	71.58	/	31.55	0.05	/	0.02
5	61.17	/	26.96	1.75	/	0.77
6	16.58	/	7.31	6.42	/	2.83
7	0.15	/	0.07	2.58	/	1.14
8	0.36	/	0.16	3.76	/	1.66
9	0.12	/	0.05	4.76	/	2.10
10	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00
11	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00
12	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00

**Εικόνα 11.4.2 Ενεργοποιούμενη μάζα πρώτων 12 ιδιομορφών Φορέα με Διαφραγματική Λειτουργία (SCADA PRO, Τεύχος υπολογισμών)**



**Εικόνα 11.4.3 2<sup>η</sup> Ιδιομορφή, κατά Z**



**Εικόνα 11.4.4 4<sup>η</sup> Ιδιομορφή, κατά X**

Όπως παρατηρείται η εφαρμογή διαφραγματικής λειτουργίας είχε ως αποτέλεσμα οι δεσπόζουσες ιδιομορφές για κάθε κατεύθυνση να ενεργοποιούν ικανοποιητικό ποσοστό μάζας.

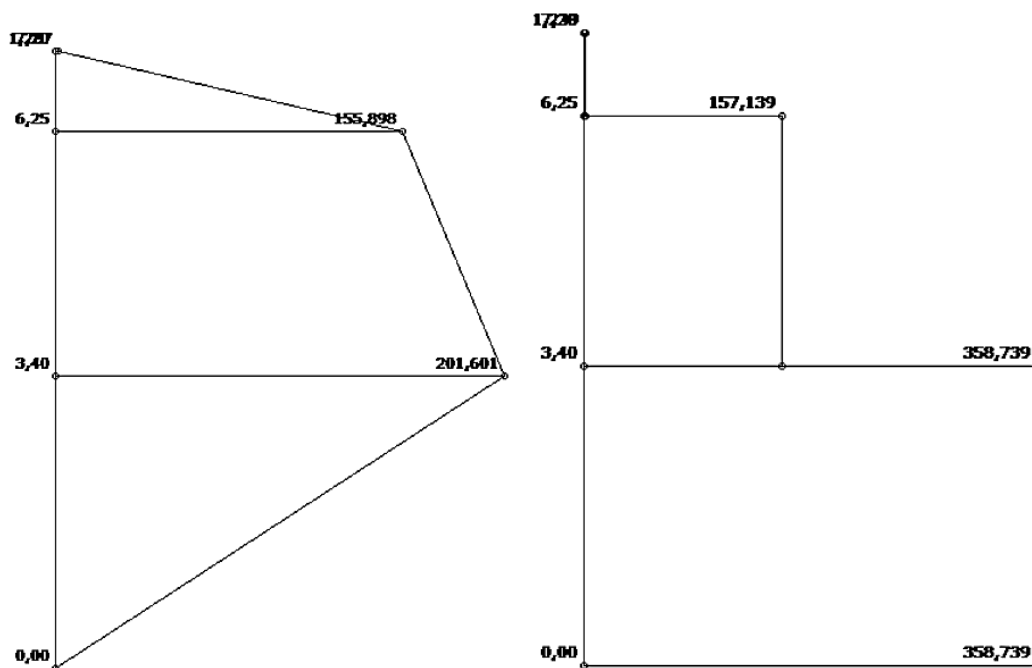
Συν τοις άλλοις, το σχήμα των ιδιομορφών, δείχνει ομοιόμορφη παραμόρφωση των κόμβων σε κάθε επίπεδο και όχι την μεμονωμένη, εκτός επιπέδου παραμόρφωση του προηγούμενου φορέα.

### 11.5 Δυναμική ελαστική ανάλυση

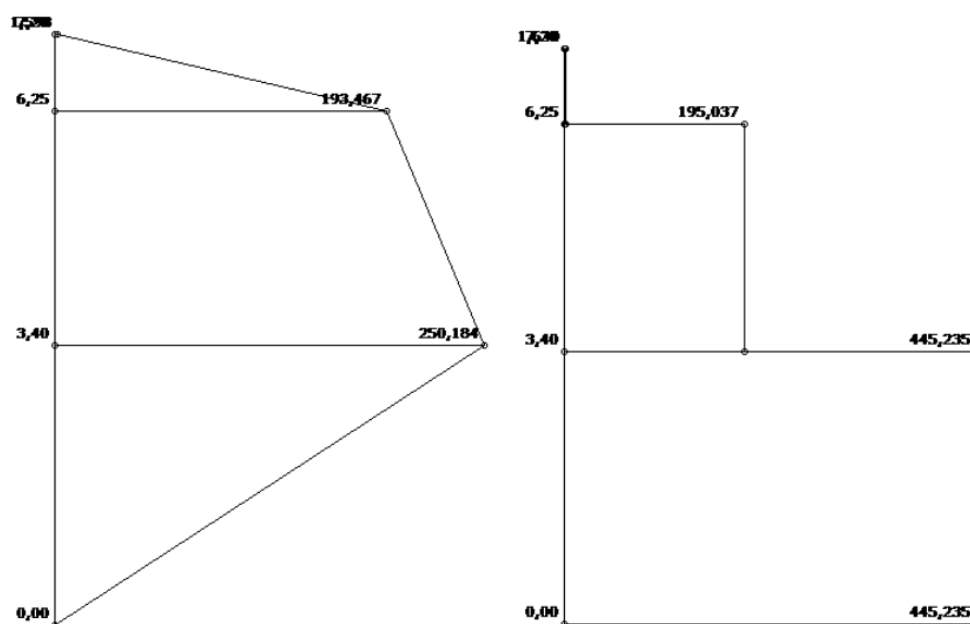
Στην συνέχεια για την δυναμική ελαστική ανάλυση θα χρησιμοποιηθούν τα ίδια δεδομένα σεισμικής φόρτισης με τον προηγούμενο φορέα.

Τα διαγράμματα της σεισμικής δύναμης που εφαρμόστηκε ανά διεύθυνση στο υπολογιστικό πρόγραμμα παρουσιάζονται στις Εικόνες 11.5.1-2.





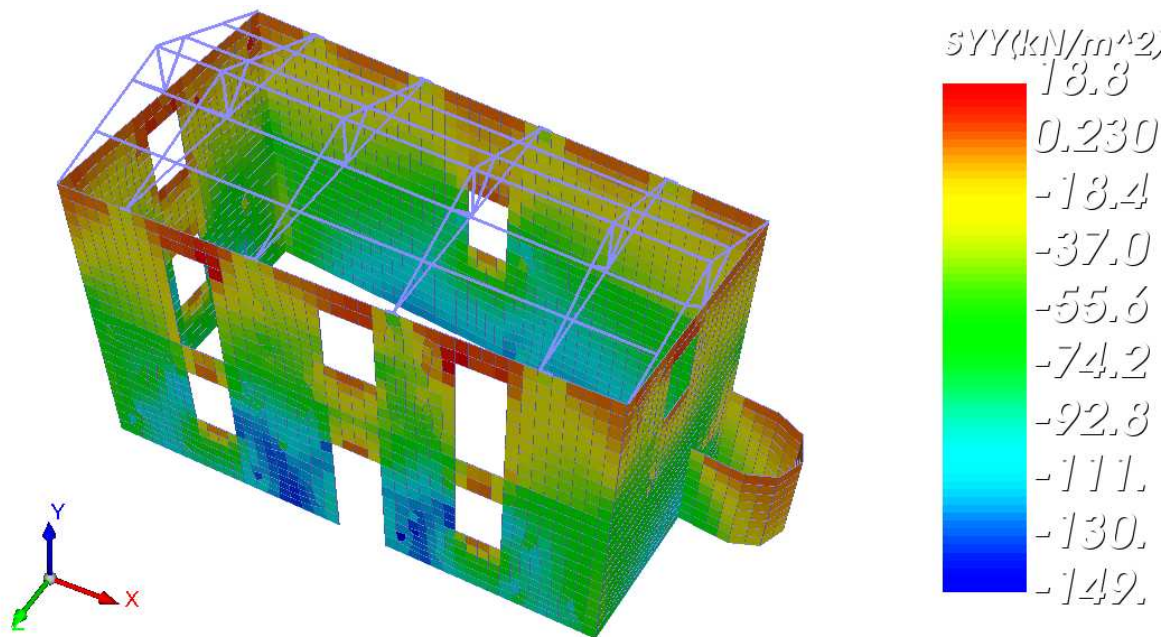
Εικόνα 11.5.1 Κατανομή σεισμικής δύναμης καθ' ύψος και τέμνουσα δύναμη στη διεύθυνση X (SCADA PRO, Τεύχος στατικών υπολογισμών)



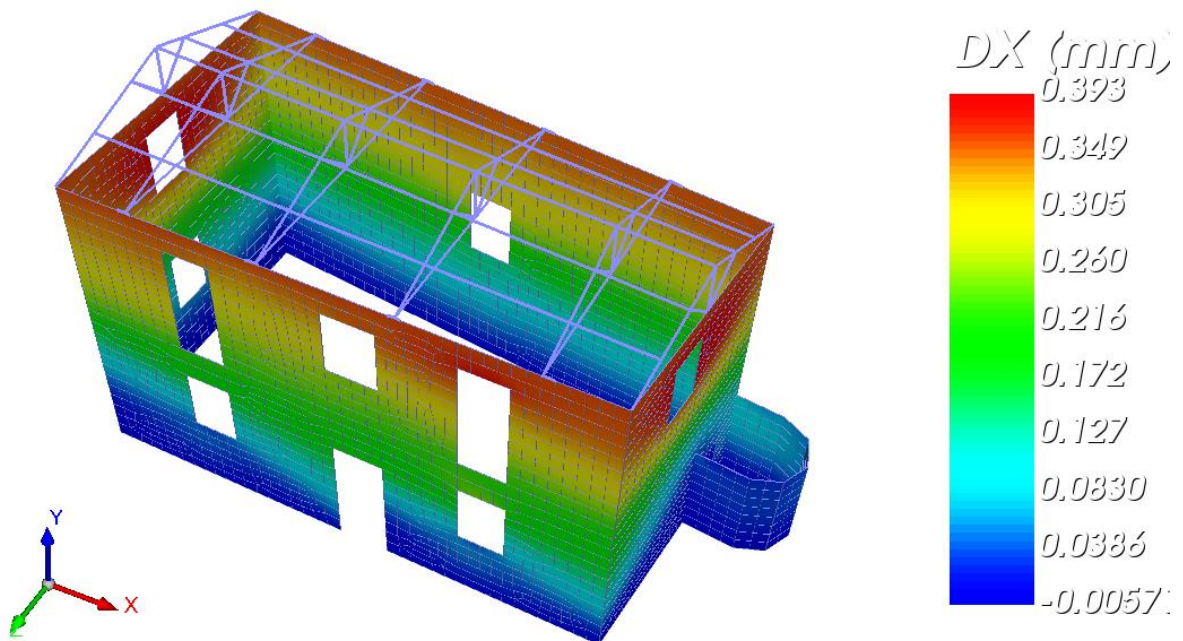
Εικόνα 11.5.2 Κατανομή σεισμικής δύναμης καθ' ύψος και τέμνουσα δύναμη στη διεύθυνση Z (SCADA PRO, Τεύχος στατικών υπολογισμών)

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στις Εικόνες 11.5.3-6.

### Σεισμός $E_x+0.3E_z$

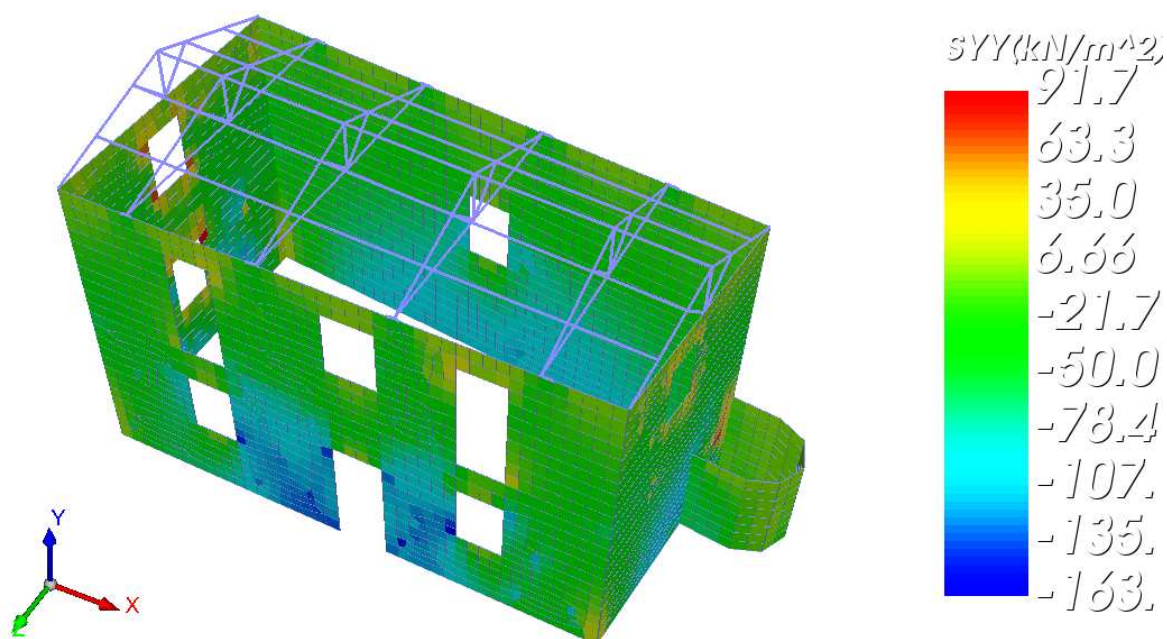


Εικόνα 11.5.3 Τάσεις συνδυασμού 3:  $E_x + 0.3 E_z$

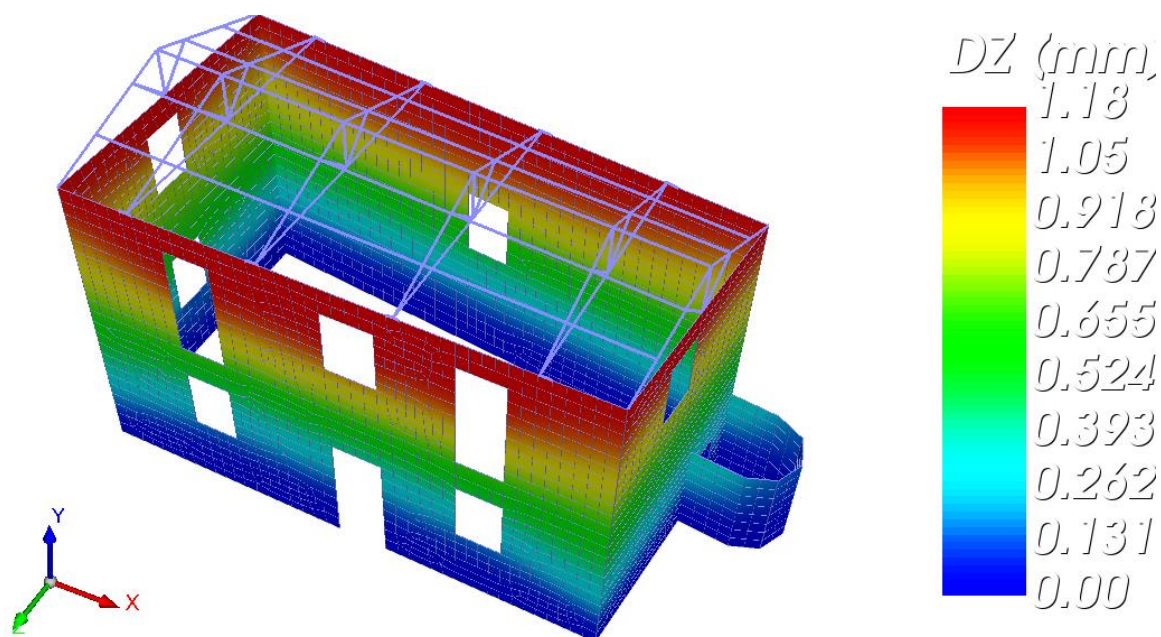


Εικόνα 11.5.4 Μετατόπιση στον άξονα X

### Σεισμός $E_z+0.3E_x$



Εικόνα 11.5.5 Τάσεις συνδυασμού 35:  $0.3E_x + E_z$



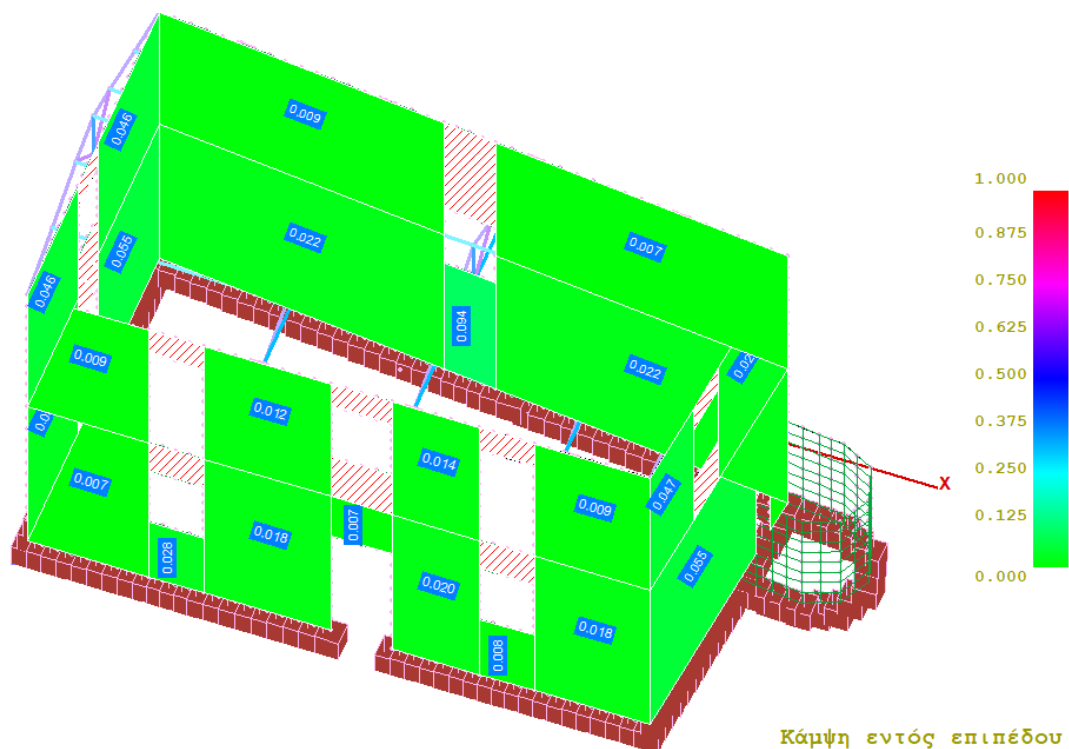
Εικόνα 11.5.6 Μετατόπιση στον άξονα  $Z$

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων διαφοροποιούνται σε σχέση με τον αρχικό ανασχεδιασμένο φορέα (Κεφάλαιο 8), στα εξής σημεία:

- Οι κατακόρυφες τάσεις έχουν μικρή διαφοροποίηση σε επίπεδο μέγιστων τιμών. Οι εφελκυστικές τάσεις αντί να συγκεντρώνονται εκατέρωθεν των ανοιγμάτων μεταφέρονται στο επίπεδο των διαφραγμάτων. Οι θλιπτικές τάσεις συνεχίζουν να μην υπερβαίνουν την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας (1.23 MPa), παρόλο αυτά υπάρχει συγκέντρωση τάσεων εκατέρωθεν της πόρτας της βόρειας όψης.
- Οι μετακινήσεις των τοίχων είναι πλέον ομοιόμορφες ανά στάθμη ύψους. Επίσης η τιμή τους μειώθηκε αισθητά. Στη διεύθυνση X έχουμε μείωση της μέγιστης μετακίνησης από 2.37 σε 0.393 mm, ενώ στη διεύθυνση Z, από 14 σε 1.18 mm. Η βελτίωση αυτή είναι ιδιαίτερα σημαντική για ένα ψαθυρό υλικό με μειωμένη πλαστιμότητα, όπως είναι η φέρουσα τοιχοποιία.

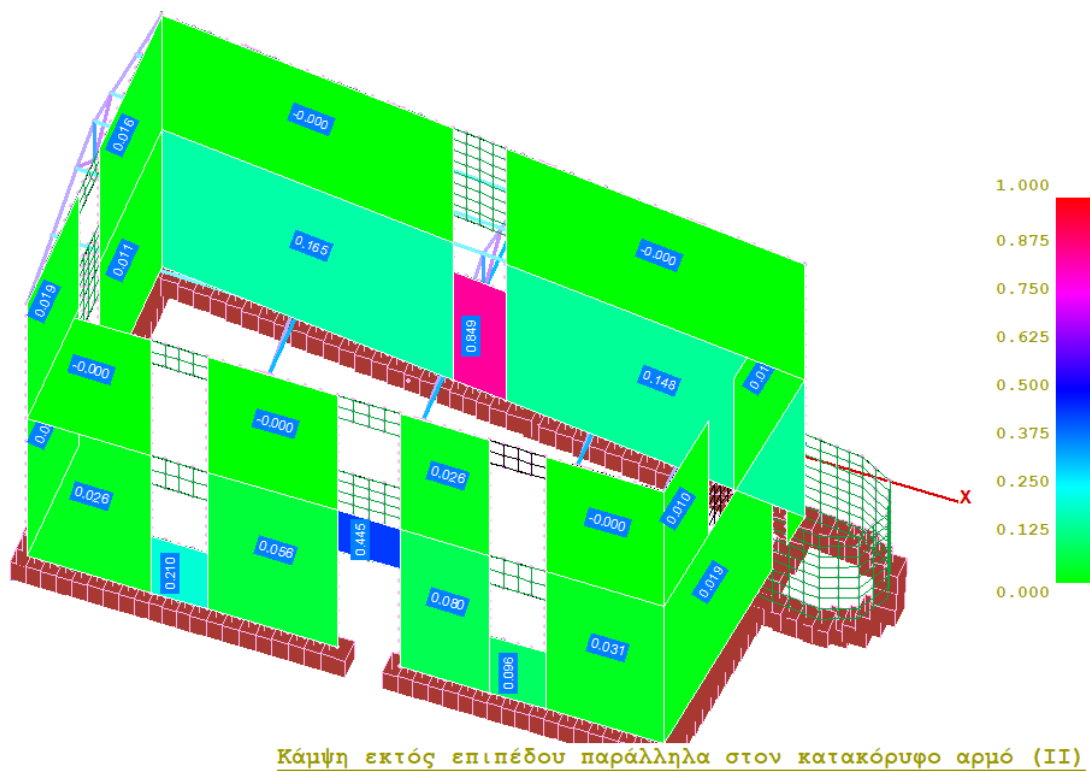
### 11.6 Αποτελέσματα ελέγχων

Τέλος, αξιολογούνται οι επιπτώσεις της εφαρμογής διαφραγματικής λειτουργίας στους ελέγχους σε επίπεδο δομικών μελών (πεσσοί-υπέρθυρα).

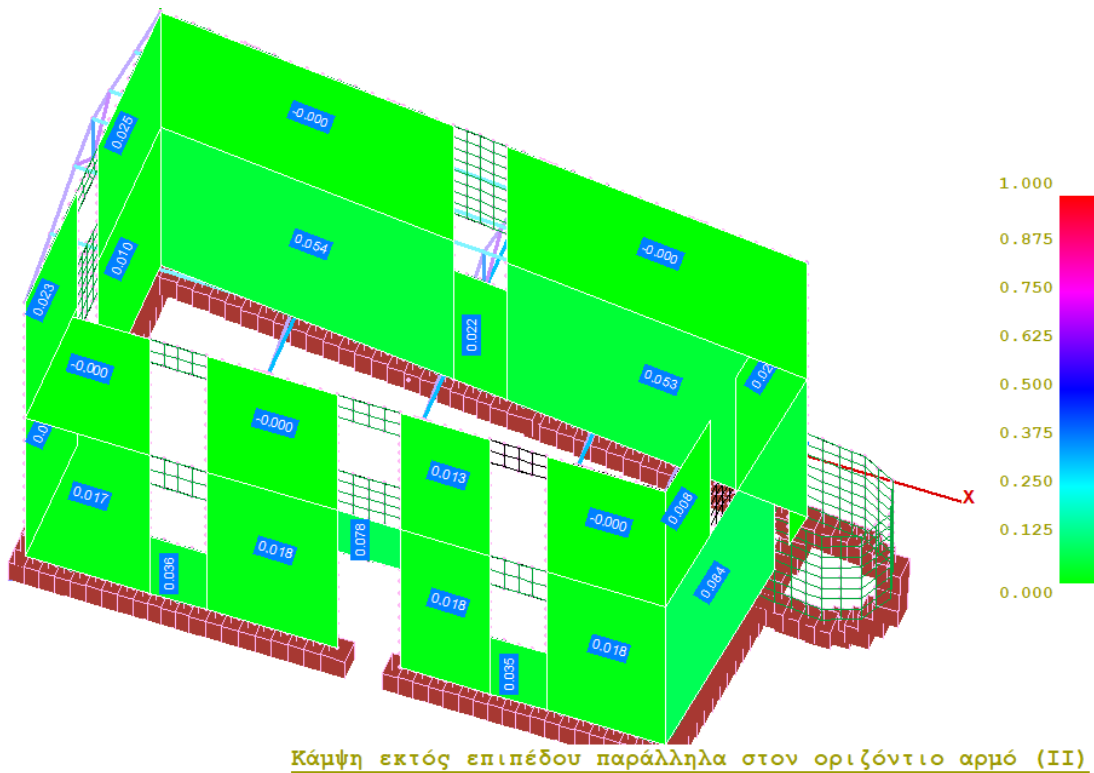


**Εικόνα 11.6.1** Κάρψη εντός επιπέδου κατά EC8-3 (Οι διαγραμμισμένες περιοχές υποδηλώνουν αστοχία από εφελκυσμό).





*Εικόνα 11.6.2 Κάμψη εκτός επιπέδου: παράλληλα στον κατακόρυφο αρμό κατά ΚΑΔΕΤ. Οι τοίχοι που αστόχησαν σε εφελκυσμό δεν ελέγχονται.*

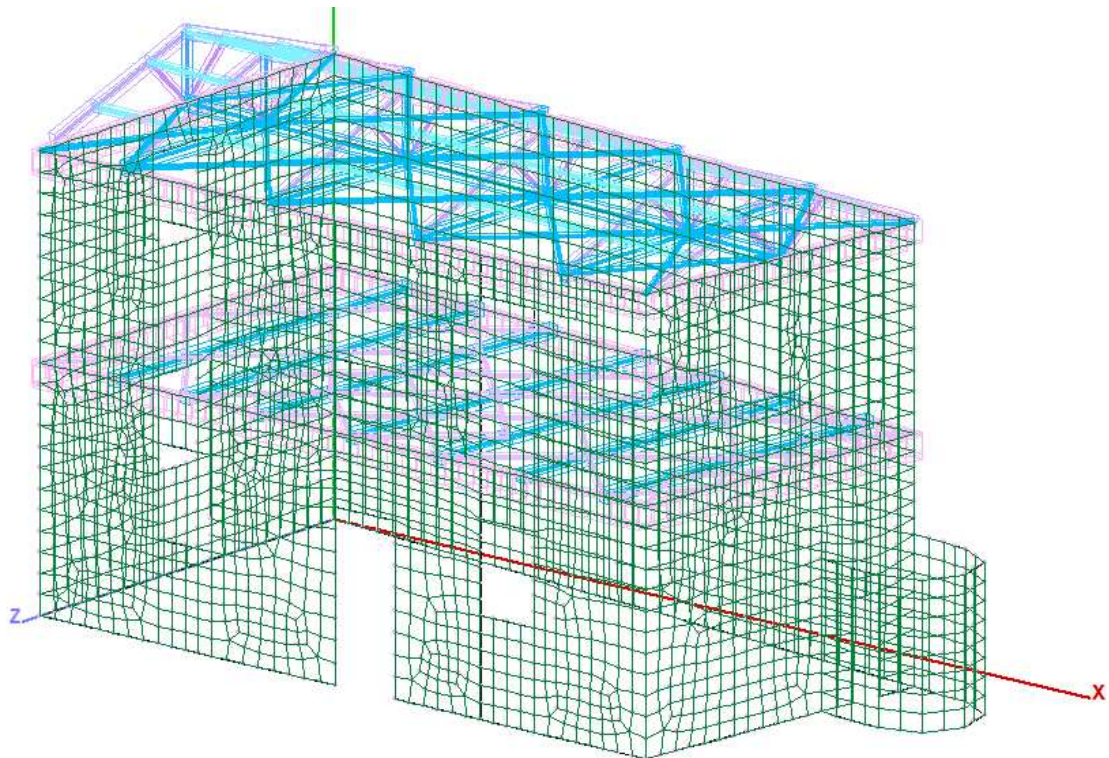


*Εικόνα 11.6.3 Κάμψη εκτός επιπέδου: παράλληλα στον οριζόντιο αρμό κατά ΚΑΔΕΤ. Οι τοίχοι που αστόχησαν σε εφελκυσμό δεν ελέγχονται.*

Παρατηρείται θεαματική βελτίωση της επάρκειας των ελέγχων σε σχέση με τον αρχικό φορέα. Ιδιαίτερως θετική είναι η ικανοποίηση του συνόλου των ελέγχων για εκτός επιπέδου κάμψη, κάτι που ήταν αναμενόμενο, λόγω της μείωσης των εκτός επιπέδου μετακινήσεων. Η μόνη ανεπάρκεια του φορέα παρουσιάζεται για τους εντός επιπέδου ελέγχους, όπου έχουμε αστοχία του συνόλου των υπερθύρων από εφελκυσμό.

### 11.7 Προσομοίωση στοιχείων ενίσχυσης

Διενεργείται μια συμπληρωματική ανάλυση ώστε να διερευνηθεί η δυνατότητα εισαγωγής των μελών ενίσχυσης της διαφραγματικής λειτουργίας του φορέα. Συγκεκριμένα προσομοιώνονται τα διαζώματα οπλισμένου σκυροδέματος στην κορυφή των κατακόρυφων τοίχων, καθώς και μια σειρά από μεταλλικά στοιχεία που τοποθετούνται στην οροφή ισογείου και στη βάση της μεταλλικής στέγης, για ενίσχυση της δυσκαμψίας των διαφραγμάτων.



*Εικόνα 11.7.1 Μαθηματικό προσομοίωμα ανασχεδιασμένου φορέα με διαφραγματική λειτουργία*

Εκτελείται η ιδιομορφική ανάλυση του φορέα. Κατά την εκτέλεση της ανάλυσης επιλέγεται η εύρεση των περισσότερων δυνατό ιδιομορφών ώστε να συμπληρωθεί το απαιτούμενο ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας κατά Ευρωκώδικα 8 (90% της μάζας. EC8-1, 4.3.3.3.1). Κατά τη διενέργεια των αναλύσεων, το λογισμικό επέτρεψε την εύρεση 65 ιδιομορφών. Παρότι το SCADA PRO έχει τη δυνατότητα υπολογισμού μέχρι 100 ιδιομορφών, η ανάλυση παρουσίαζε πρόβλημα σε περίπτωση που καλούνταν να υπολογίσει παραπάνω ιδιομορφές. Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης παρουσιάζονται παρακάτω.

Ιδιοπεριόδοι Κτιρίου από Δυναμική Ανάλυση			
α/α Ιδιομορφής	Κυκλική Συχνότητα w (Rad/sec)	Συχνότητα v (Cycles/sec)	Περίοδος T (sec)
1	4.4228E+001	7.0390E+000	1.4206E-001
2	4.6379E+001	7.3814E+000	1.3548E-001
3	6.4004E+001	1.0186E+001	9.8169E-002
4	6.4197E+001	1.0217E+001	9.7874E-002
5	7.1089E+001	1.1314E+001	8.8385E-002
6	7.5154E+001	1.1961E+001	8.3604E-002
7	7.7432E+001	1.2324E+001	8.1144E-002
8	7.7963E+001	1.2408E+001	8.0592E-002
9	8.0569E+001	1.2823E+001	7.7985E-002
10	8.3626E+001	1.3310E+001	7.5134E-002
11	8.5586E+001	1.3621E+001	7.3414E-002
12	9.0455E+001	1.4396E+001	6.9462E-002
13	9.0936E+001	1.4473E+001	6.9095E-002
14	9.4344E+001	1.5015E+001	6.6598E-002
15	9.4942E+001	1.5110E+001	6.6179E-002
16	9.7836E+001	1.5571E+001	6.4222E-002
17	1.0473E+002	1.6668E+001	5.9996E-002
18	1.1031E+002	1.7556E+001	5.6960E-002
19	1.1474E+002	1.8262E+001	5.4759E-002
20	1.1515E+002	1.8327E+001	5.4564E-002
21	1.1873E+002	1.8896E+001	5.2920E-002
22	1.2034E+002	1.9152E+001	5.2214E-002
23	1.2202E+002	1.9421E+001	5.1491E-002
24	1.2326E+002	1.9617E+001	5.0976E-002
25	1.2941E+002	2.0596E+001	4.8553E-002
26	1.3056E+002	2.0780E+001	4.8123E-002
27	1.3572E+002	2.1601E+001	4.6295E-002
28	1.4075E+002	2.2401E+001	4.4641E-002
29	1.4201E+002	2.2601E+001	4.4245E-002
30	1.4295E+002	2.2751E+001	4.3954E-002
31	1.4460E+002	2.3013E+001	4.3453E-002
32	1.5141E+002	2.4098E+001	4.1498E-002
33	1.5293E+002	2.4340E+001	4.1084E-002
34	1.5854E+002	2.5232E+001	3.9632E-002
35	1.6370E+002	2.6054E+001	3.8381E-002
36	1.6405E+002	2.6109E+001	3.8301E-002
37	1.7140E+002	2.7279E+001	3.6658E-002
38	1.7255E+002	2.7462E+001	3.6414E-002
39	1.7886E+002	2.8467E+001	3.5129E-002
40	1.8254E+002	2.9052E+001	3.4421E-002
41	1.8680E+002	2.9730E+001	3.3636E-002
42	1.8921E+002	3.0113E+001	3.3208E-002
43	1.9085E+002	3.0374E+001	3.2923E-002
44	1.9316E+002	3.0742E+001	3.2528E-002
45	1.9792E+002	3.1500E+001	3.1746E-002
46	1.9878E+002	3.1637E+001	3.1609E-002
47	2.0083E+002	3.1963E+001	3.1286E-002
48	2.0242E+002	3.2216E+001	3.1040E-002
49	2.0600E+002	3.2786E+001	3.0501E-002
50	2.0858E+002	3.3197E+001	3.0123E-002
51	2.1060E+002	3.3517E+001	2.9835E-002
52	2.1269E+002	3.3851E+001	2.9541E-002
53	2.1381E+002	3.4029E+001	2.9387E-002
54	2.1437E+002	3.4118E+001	2.9310E-002
55	2.2053E+002	3.5099E+001	2.8491E-002
56	2.2211E+002	3.5350E+001	2.8289E-002
57	2.2589E+002	3.5951E+001	2.7816E-002
58	2.3004E+002	3.6612E+001	2.7314E-002
59	2.3207E+002	3.6935E+001	2.7075E-002
60	2.3314E+002	3.7105E+001	2.6950E-002
61	2.3648E+002	3.7637E+001	2.6570E-002
62	2.3969E+002	3.8147E+001	2.6214E-002
63	2.4080E+002	3.8325E+001	2.6092E-002
64	2.4592E+002	3.9139E+001	2.5550E-002
65	2.4789E+002	3.9452E+001	2.5347E-002

Πίνακας 11.7.1. Λίστα Ιδιοπεριόδων

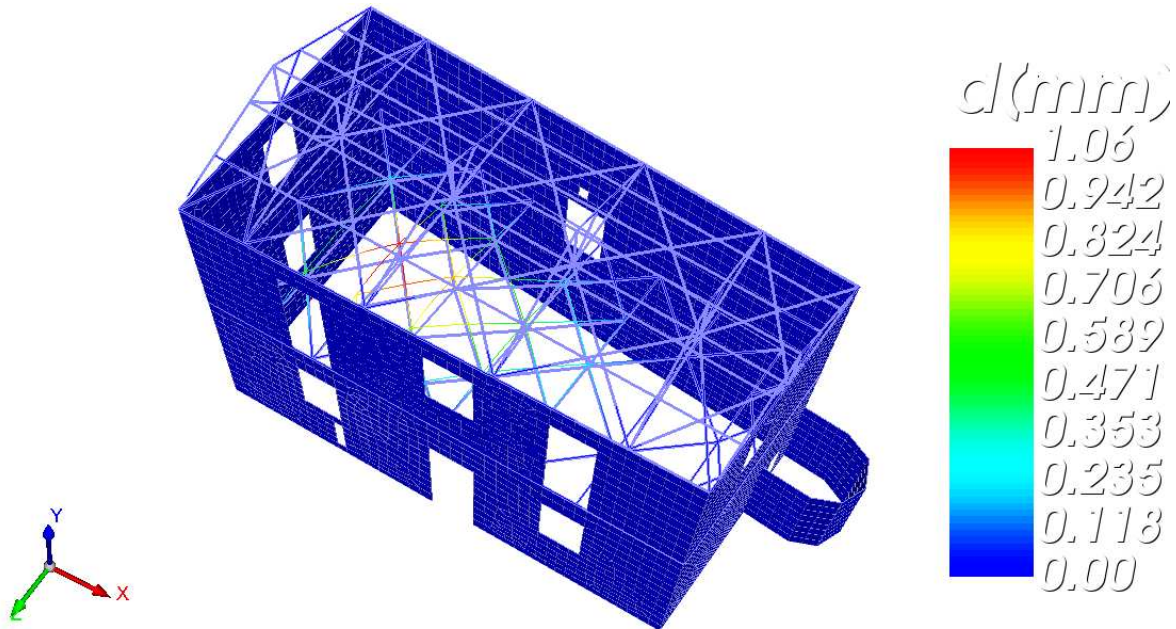


ιδιομορφής	κατά X	/	%	κατά Y	/	%	κατά Z	/	%
1	27.52	/	11.79	0.00	/	0.00	2.73	/	1.17
2	0.07	/	0.03	0.00	/	0.00	152.94	/	65.54
3	0.59	/	0.25	0.00	/	0.00	0.03	/	0.01
4	0.01	/	0.00	1.74	/	0.75	0.08	/	0.03
5	0.00	/	0.00	0.20	/	0.09	0.03	/	0.01
6	92.66	/	39.71	0.11	/	0.05	0.15	/	0.07
7	0.15	/	0.06	0.27	/	0.12	0.00	/	0.00
8	0.26	/	0.11	8.50	/	3.64	0.01	/	0.00
9	30.96	/	13.27	1.47	/	0.63	0.07	/	0.03
10	0.00	/	0.00	0.04	/	0.02	0.00	/	0.00
11	0.02	/	0.01	1.06	/	0.45	0.03	/	0.01
12	0.00	/	0.00	0.19	/	0.08	0.00	/	0.00
13	7.52	/	3.22	0.10	/	0.04	0.03	/	0.01
14	1.27	/	0.55	2.81	/	1.20	0.03	/	0.01
15	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00	8.99	/	3.85
16	0.00	/	0.00	0.04	/	0.02	0.00	/	0.00
17	0.00	/	0.00	2.52	/	1.08	0.07	/	0.03
18	0.00	/	0.00	0.26	/	0.11	0.00	/	0.00
19	0.52	/	0.22	0.12	/	0.05	0.19	/	0.08
20	2.05	/	0.88	0.92	/	0.39	0.19	/	0.08
21	0.15	/	0.06	0.01	/	0.00	12.45	/	5.34
22	1.35	/	0.58	0.06	/	0.03	3.67	/	1.57
23	0.01	/	0.01	0.01	/	0.01	1.14	/	0.49
24	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00	1.72	/	0.74
25	0.57	/	0.24	0.24	/	0.10	0.05	/	0.02
26	1.84	/	0.79	0.04	/	0.02	0.01	/	0.01
27	0.55	/	0.24	1.24	/	0.53	0.01	/	0.00
28	0.01	/	0.00	0.09	/	0.04	0.04	/	0.02
29	0.17	/	0.07	0.00	/	0.00	0.02	/	0.01
30	0.04	/	0.02	0.03	/	0.01	0.11	/	0.05
31	0.00	/	0.00	0.02	/	0.01	0.35	/	0.15
32	0.08	/	0.04	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00
33	0.08	/	0.04	0.00	/	0.00	0.02	/	0.01
34	0.63	/	0.27	0.01	/	0.01	0.16	/	0.07
35	0.01	/	0.01	0.86	/	0.37	0.00	/	0.00
36	7.06	/	3.02	0.98	/	0.42	0.02	/	0.01
37	2.83	/	1.21	1.42	/	0.61	0.07	/	0.03
38	0.33	/	0.14	2.32	/	0.99	0.01	/	0.00
39	0.98	/	0.42	1.95	/	0.84	0.00	/	0.00
40	0.01	/	0.00	25.88	/	11.09	0.31	/	0.13
41	0.43	/	0.18	37.42	/	16.04	0.01	/	0.01
42	0.09	/	0.04	68.56	/	29.38	0.10	/	0.04
43	3.31	/	1.42	0.02	/	0.01	1.78	/	0.76
44	3.98	/	1.71	6.32	/	2.71	0.31	/	0.13
45	0.40	/	0.17	2.96	/	1.27	2.28	/	0.98
46	0.01	/	0.00	0.85	/	0.37	5.10	/	2.19
47	0.16	/	0.07	1.02	/	0.44	1.60	/	0.69
48	0.11	/	0.05	2.33	/	1.00	0.07	/	0.03
49	0.05	/	0.02	3.46	/	1.48	0.55	/	0.23
50	1.52	/	0.65	0.35	/	0.15	0.18	/	0.08
51	3.05	/	1.31	4.32	/	1.85	0.55	/	0.23
52	0.04	/	0.02	0.14	/	0.06	0.04	/	0.02
53	0.55	/	0.24	0.09	/	0.04	0.06	/	0.03
54	0.10	/	0.04	0.01	/	0.00	0.11	/	0.05
55	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00	0.01	/	0.00
56	0.00	/	0.00	0.01	/	0.01	0.05	/	0.02
57	0.00	/	0.00	0.16	/	0.07	0.21	/	0.09
58	0.03	/	0.01	0.09	/	0.04	0.04	/	0.02
59	0.01	/	0.00	0.11	/	0.05	0.09	/	0.04
60	0.03	/	0.01	0.06	/	0.03	0.01	/	0.00
61	0.12	/	0.05	0.02	/	0.01	0.02	/	0.01
62	0.13	/	0.06	1.44	/	0.62	0.00	/	0.00
63	0.01	/	0.01	0.10	/	0.04	0.00	/	0.00
64	0.05	/	0.02	0.28	/	0.12	0.10	/	0.04
65	0.00	/	0.00	0.00	/	0.00	0.13	/	0.06
ΣΥΝΟΛΑ	194.52	/	83.36	185.65	/	79.56	199.12	/	85.34

**Πίνακας 11.7.2. Λίστα Ποσοστών Συμμετοχής Μάζας**

Παρατηρούμε ότι το συνολικό ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας, δεν υπερβαίνει το 90% για κάθε διεύθυνση. Συν τοις άλλοις, πολλές από τις υπολογιζόμενες ιδιομορφές που υπολογίστηκαν προσομοιώνουν τοπικές ταλαντώσεις των γραμμικών στοιχείων (Εικόνα 11.7.2). Οι ιδιομορφές αυτές δεν αντιστοιχούν σε ρεαλιστικές ιδιομορφές σεισμικής διέγερσης της κατασκευής. Αυτό σε συνδυασμό με

την ενεργοποίηση χαμηλού ποσοστού μάζας, αναδεικνύει τις επιπτώσεις προσομοίωσης των γραμμικών στοιχείων ενίσχυσης.



**Εικόνα 11.7.2 4<sup>η</sup> Ιδιομορφή κατασκευής**

Η ακριβής προσομοίωση των ενισχύσεων μπορεί να αποτελέσει αντικείμενο μελλοντικής έρευνας, πιθανόν με κάποιο διαφορετικό λογισμικό, που δεν έχει τις συγκεκριμένες αδυναμίες.

## 11.8 Συμπεράσματα

Τα αποτελέσματα της ενίσχυσης του φορέα με εφαρμογή διαφραγματικής λειτουργίας, αποδείχθηκε να είναι η πλέον αποδοτική μέθοδος ενίσχυσης του υπό μελέτη κτιρίου. Η ενίσχυση επέφερε εξάλειψη των φαινομένων εκτός επιπέδου λειτουργίας και σημαντική μείωση φορτίων, με αποτέλεσμα ικανοποίησης του συνόλου σχεδόν των ελέγχων κατά EC8-3 και ΚΑΔΕΤ.

Παρόλο αυτά ο φορέας συνεχίζει να παρουσιάζει ανεπάρκειες. Συγκεκριμένα τα υπέρθυρα του κτιρίου αστοχούν σε εφελκυσμό, ενώ η βόρεια όψη δέχεται σημαντικά θλιπτικά φορτία, αν και δεν ξεπερνούν την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας.

Παρόλη λοιπόν την ενίσχυση του φορέα, ούτε αυτή η μέθοδος κατάφερε να εξασφαλίσει την απαραίτητη ασφάλεια στον εξεταζόμενο φορέα.

Στο επόμενο κεφάλαιο θα εξεταστεί ο συνδυασμός των τριών μεθόδων ενίσχυσης με στόχο την επίτευξη στατικής και σεισμικής επάρκειας του κτιρίου.



## Κεφάλαιο 12 – Επιλογή Τελικών Ενισχύσεων Ανασχεδιασμένου Φορέα

### 12.1 Εισαγωγή

Οι μέχρι τώρα αναλύσεις και διερευνήσεις, απέδειξαν ότι το κτίριο τη μελέτης αδυνατεί να φτάσει στο επιθυμητό επίπεδο ασφάλειας που απαιτούν οι σύγχρονοι κανονισμοί.

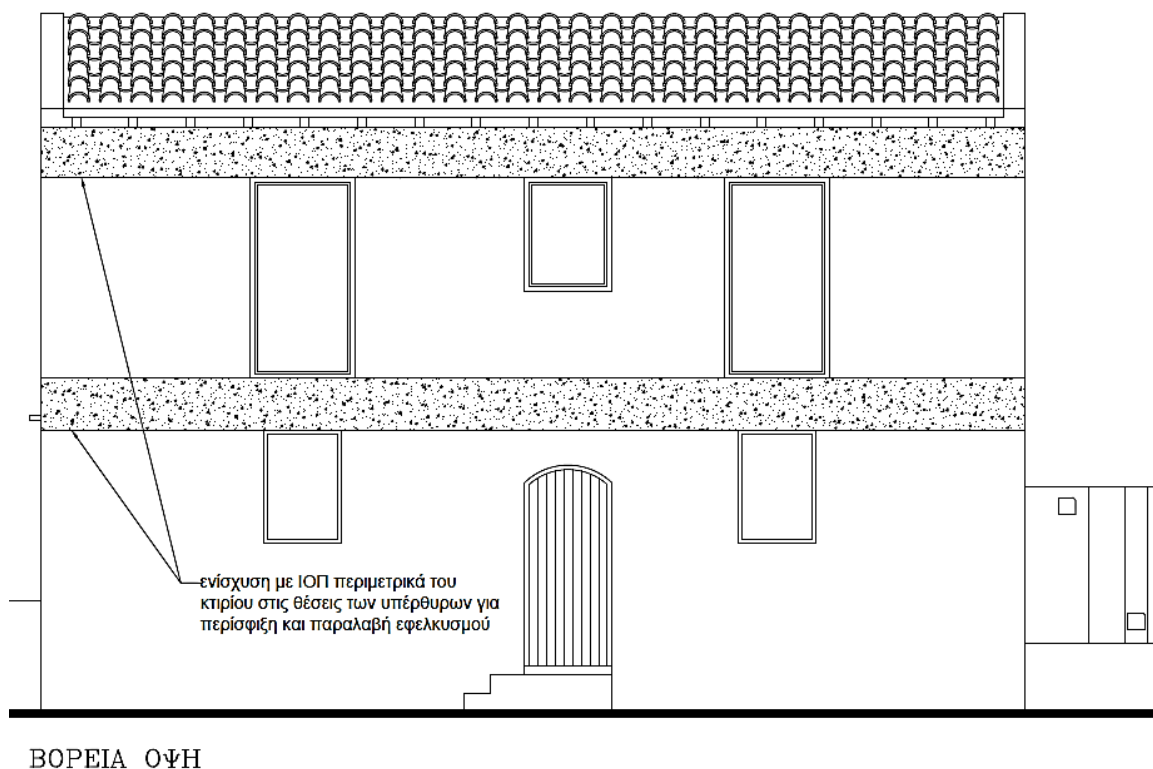
Η αδυναμία αυτή είναι κάτι συνηθισμένο σε φορείς από φέρουσα τοιχοποιία, ειδικά σε περιπτώσεις διωρόφων κατασκευών, καθότι οι κατασκευές αυτές έχουν εξ ορισμού πολύ κακή συμπεριφορά σε οριζόντια φορτία.

Η επίτευξη της επιθυμητής επάρκειας πρέπει να είναι αποτέλεσμα συνδυασμού των μεθόδων που προαναφέρθηκαν.

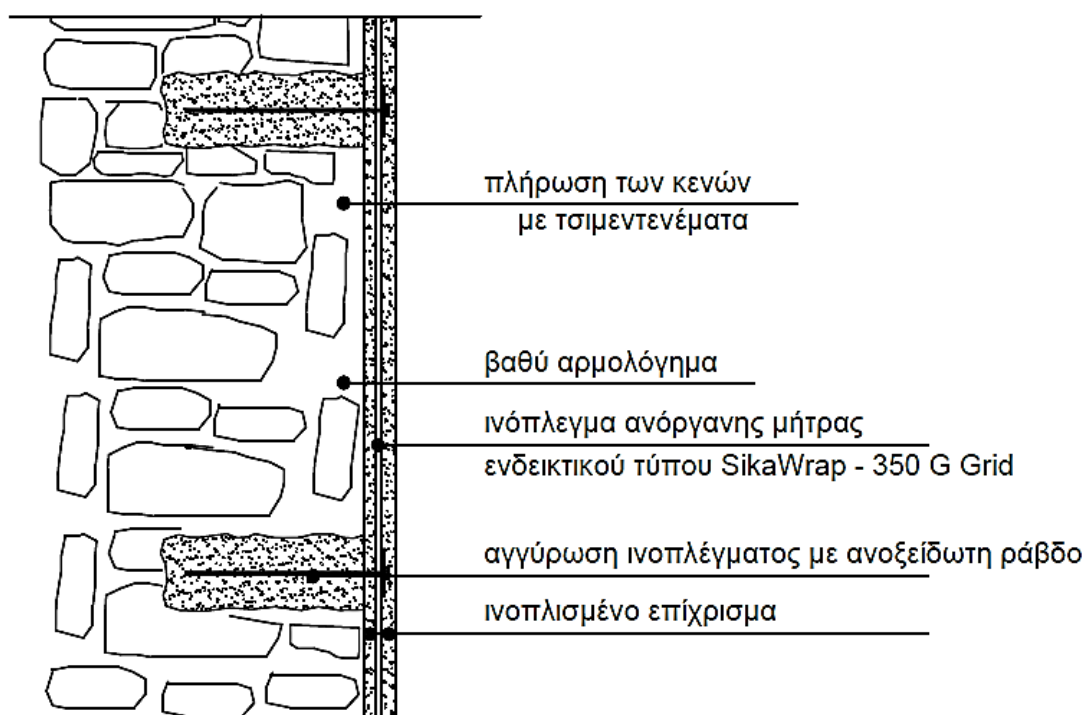
Αποφασίζονται λοιπόν οι παρακάτω επεμβάσεις.

- Η κύρια επέμβαση θα είναι η εφαρμογή διαφραγματικής λειτουργίας σύμφωνα με τις επεμβάσεις που παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 10.2.
- Η αντιμετώπιση των εφελκυστικών φορτίων των υπέρθυρων, θα παραληφθεί από ένα διάζωμα περισφίξης από Ινόπλεγμα Ανόργανης Μήτρας. Το πλέγμα ενίσχυσης θα εφαρμοστεί περιμετρικά στο ύψος των υπέρθυρων κάθε ορόφου, με πλάτος, όσο το ύψος των υπέρθυρων Στόχος της ενίσχυσης αυτής είναι η παραλαβή των εφελκυστικών τάσεων των υπέρθυρων, από το σύστημα IAM (Εικόνα 12.1.1-2).
- Η περιοχή εκατέρωθεν της πόρτας της βόρειας όψης θα ενισχυθεί με την εφαρμογή ενεμάτων. Η εφαρμογή ενέματος θα αυξήσει την θλιπτική αντοχή της περιοχής από 1,23 σε 2.02 MPa (σύμφωνα με το Κεφάλαιο 9.2). Έτσι η τοιχοποιία θα είναι σε θέση να παραλάβει τις συγκεντρωμένες θλιπτικές αντοχές της περιοχής αυτής. Προτείνεται ακόμα να εφαρμοστεί ένεμα σε όλες τις υφιστάμενες ρηγματώσεις για αποκατάσταση της αντοχής και της ομοιογένειας της τοιχοποιίας.

Με αυτόν τον τρόπο λοιπόν επιδιώκουμε την επάρκεια του φορέα με συνδυασμό των τριών προαναφερθέντων μεθόδων ενίσχυσης.



**Εικόνα 12.1.1. Θέσεις εφαρμογής πλέγματος IAM.**



**Εικόνα 12.1.2. Λεπτομέρεια εφαρμογής πλέγματος IAM.**

## 12.2 Έλεγχοι ενισχύσεων

Ο τελικός φορέας έχει την ίδια δυσκαμψία και την ίδια φόρτιση με τον φορέα του Κεφαλαίου 11. Συνεπώς οι εικόνες τάσεων παραμορφώσεων θα είναι η ίδια με αυτή που παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 10.5.

Όσον αφορά τους ελέγχους, όπως είδαμε στο Κεφάλαιο 10.6 η εφαρμογή της διαφραγματικής λειτουργείας επέφερε την ικανοποίηση όλων των ελέγχων με εξαίρεση τον εφελκυσμό των υπερθύρων. Για αυτό το λόγο στο παρών κεφάλαιο απαιτείται να ελεγχθεί επιπρόσθετα μόνο αυτή η αστοχία.

Για την αντιμετώπιση της αστοχίας επιλέχθηκε η εφαρμογή Ινοπλεγμάτων Ανόργανης Μήτρας. Επειδή το λογισμικό δεν υποστήριζε τον έλεγχο ενίσχυσης σε εφελκυσμό από IAM, επιλέχθηκε η μέθοδος ενίσχυσης με μεταλλικές ράβδους που είναι ενσωματωμένος στο SCADA PRO. Με αυτόν τον τρόπο υπολογίστηκε αυτόματα η δρώσα εφελκυστική δύναμη αστοχίας σε κάθε δομικό στοιχείο. Σε αντίθετη περίπτωση θα έπρεπε να γίνει ολοκλήρωση των τάσεων σε κάθε δομικό στοιχείο για την εύρεση των δυνάμεων αυτών. Λαμβάνοντας υπόψιν την πληθώρα συνδυασμών φόρτισης, η προαναφερθείσα διαδικασία επιλέχθηκε για οικονομία υπολογισμών και πλήρη αξιοποίηση των δυνατοτήτων του λογισμικού.

Οι έλεγχοι σε κάμψη εκτός επιπέδου και εφελκυσμού με μεταλλικές ράβδους που παρουσιάζονται στο τεύχος υπολογισμού (Παράρτημα Γ), έγιναν συνεπώς μόνο για την εύρεση της δρώσας δύναμης  $N_{ED}$ .

Στην συνέχεια γίνεται η σύγκριση της δύναμης αυτής με την εφελκυστική αντοχή των ινών του πλέγματος ενίσχυσης. Η εφελκυστική αντοχή του IAM ισοδυναμεί με:

$$N_{RD} = 47.31 \text{ (εμβαδό ινών mm}^2\text{/m)} \times 2.6 \text{ (εφελκυστική δύναμη kN/mm}^2\text{ πλέγματος)} \times L \text{ (μήκος υπέρθυρου)}.$$

Το εμβαδόν και η εφελκυστική αντοχή του πλέγματος πάρθηκε από το φυλλάδιο ιδιοτήτων πλέγματος από ίνες υάλου ευρέως διαδεδομένου στο εμπόριο.



Η σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων παρουσιάζεται στον παρακάτω πίνακα:

Τοίχος	Στοιχείο	Εφελκυστικό φορτίο	Εφελκυστική αντοχή ινών πλέγματος	λόγος επάρκειας NED/NRD
A/A	A/A	NED	NRD	-
		kN	kN	
Τοίχος 1.1	Υπέρθυρο 2	4.92	110.71	<b>0.04</b>
	Υπέρθυρο 5	5.68	110.71	<b>0.05</b>
Τοίχος 1.2	Υπέρθυρο 1	1.52	61.50	<b>0.02</b>
Τοίχος 1.4	Υπέρθυρο 1	3.84	110.71	<b>0.03</b>
	Υπέρθυρο 2	18.60	110.71	<b>0.17</b>
Τοίχος 2.1	Υπέρθυρο 1	6.07	110.71	<b>0.05</b>
	Υπέρθυρο 2	4.64	123.01	<b>0.04</b>
	Υπέρθυρο 3	5.27	123.01	<b>0.04</b>
	Υπέρθυρο 4	7.47	110.71	<b>0.07</b>
Τοίχος 2.2	Υπέρθυρο 1	8.49	110.71	<b>0.08</b>
	Υπέρθυρο 2	12.52	110.71	<b>0.11</b>
Τοίχος 2.3	Υπέρθυρο 1	6.35	110.71	<b>0.06</b>
Τοίχος 2.4	Υπέρθυρο 1	12.93	110.71	<b>0.12</b>
	Υπέρθυρο 2	17.46	110.71	<b>0.16</b>

**Εικόνα 12.2.1. Πίνακας σύγκρισης μεθόδων ανάλυσης**

Όπως παρατηρούμε το πλέγμα IAM είναι σε θέση να παραλάβει το εφελκυστικό φορτίο των υπέρθυρων με μεγάλη ασφάλεια.

Με την ικανοποίηση των ελέγχων σε εφελκυσμό φτάνουμε πλέον στον επιθυμητό στόχο της παρούσας μελέτης, που είναι η επίτευξη της επάρκειας του ανασχεδιασμένου φορέα, για Επιτελεστικότητα Γ (Οιονεί κατάρρευση), όπως ορίζεται από τους ελέγχους του Ευρωκώδικα 8-3, καθώς και του προσχεδίου του ΚΑΔΕΤ.



## Κεφάλαιο 13 – Οικονομοτεχνική Μελέτη

Στην παρούσα μελέτη γίνεται ο καθορισμός των τιμών μονάδας με τις οποίες θα εκτελεσθεί το έργο της ενίσχυσης του υπό εξέταση φορέα σύμφωνα με τις ενισχύσεις που αποφασίστηκαν στο Κεφάλαιο 12.

### 13.1 Παράθεση Άρθρων Τιμολόγησης

Η τιμολόγηση έγινε σύμφωνα με το **ΦΕΚ Β' 513/19-3-2009 (Ισχύουν από 4-5-2009)**. Όσον αφορά στο Α.Τ. 8 Άρθρο: Σύστημα ινοπλέγματος ανόργανης μήτρας δεν υπήρχε έτοιμο άρθρο τιμολόγησης και συντάχθηκε με βάσει τις μέσες τιμές των αναφερθέντων προϊόντων στην αγορά και την εκτίμηση των εργασιών τοποθέτησης.

Ακολουθεί αναλυτική περιγραφή των άρθρων τιμολόγησης στο **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι**.

### 13.2 Εκτίμηση Κόστους

Παρακάτω παρατίθεται ο πίνακας εκτίμησης κόστους των ενισχύσεων που εξετάστηκαν στο Κεφάλαιο 12.

A/A	Είδος εργασίας	Μονάδα μέτρησης	Τιμή μονάδας (€)	Ποσότητα	Κόστος
<b>1</b>	Δάπεδο ραμποτέ από ξυλεία τύπου Σουηδίας επί υπάρχοντος σκελετού, από λωρίδες πλάτους από 8,01 έως 12,0 cm	m <sup>2</sup>	25,50	55,94	1.426,47
<b>2</b>	Ικριώματα σιδηρά σωληνωτά	m <sup>2</sup>	5,60	72,93	408,41
<b>3</b>	Ξυλότυποι συνήθων χυτών κατασκευών	m <sup>2</sup>	15,70	14,44	226,77
<b>4</b>	Προμήθεια, μεταφορά επί τόπου, διάστρωση και συμπύκνωση σκυροδέματος με χρήση αντλίας ή πυργογερανού για κατασκευές από σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30	m <sup>3</sup>	101,00	1,62	164,12
<b>5</b>	Χαλύβδινοι οπλισμοί σκυροδέματος, κατηγορίας B500C	kg	1,07	138,12	147,79
<b>6</b>	Φέροντα στοιχεία από σιδηροδοκούς ή κοιλοδοκούς ύψους ή πλευράς έως 160 mm	kg	3,00	461,77	1.385,30
<b>7</b>	Τσιμεντενέσεις	100 kg	10,00	298,08	2.980,80
<b>8</b>	Σύστημα ινοπλέγματος ανόργανης μήτρας	m <sup>2</sup>	90,00	36,11	3.249,90
				<b>Αθροισμα</b>	<b>9.989,56</b>
				<b>Απρόβλεπτα (15%)</b>	<b>1.498,44</b>
				<b>Συνολικό Κόστος (€)</b>	<b>11.488,00</b>

### 13.3. Συμπεράσματα Οικονομοτεχνικής Μελέτης

Συμπερασματικά, στην προσπάθεια ολοκλήρωσης της οικονομοτεχνικής μελέτης για την παρούσα μεταπτυχιακή διατριβή χρησιμοποιήθηκαν γενικές ελληνικές τεχνικές προδιαγραφές (Ε.ΤΕ.Π.) και οδηγίες που εκδίδει το υπουργείο σε συνεργασία με το Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος (Τ.Ε.Ε.) με νομική ισχύ σύμφωνα με το Φ.Ε.Κ. χωρίς να έχει ανανεωθεί μέχρι και σήμερα.

Λόγω της ανικανότητας επέμβασης της κάθε μεθόδου ενίσχυσης μεμονωμένα στο υπό μελέτη κτίριο, αποφασίστηκε ο συνδυασμός και των τριών μεθόδων για την αποκατάσταση της σεισμικής του συμπεριφοράς, συνεπώς μελετήθηκε και το συνολικό κόστος για των συνδυασμό αυτών των μεθόδων.

Σύμφωνα με τις τιμές κόστους από τις τεχνικές οδηγίες και την ποσότητα για κάθε επιμέρους επέμβαση, καθώς οι ποσότητες έχουν προσδιοριστεί με αναλυτικό προϋπολογισμό από το πρόγραμμα ανάλυσης, υπολογίστηκε το κόστος το οποίο είναι έντεκα χιλιάδες τετρακόσια ογδόντα οκτώ ευρώ (11.488,00 €).



## Κεφάλαιο 14 – Συμπεράσματα Διατριβής

Η παρούσα μεταπτυχιακή διατριβή αποτελεί μια πλήρη και εμπειριστατωμένη μελέτη αποτίμησης της συμπεριφοράς ενός κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία.

Αρχικά παρουσιάστηκαν αναλυτικά και με σαφήνεια όλες οι βασικές αρχές της δομητικής συμπεριφοράς και αξιολόγησης κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία.

Στο δεύτερο σκέλος παρουσιάστηκε η αποτίμηση ενός υφιστάμενου κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία (λιθοδομή) με τη βοήθεια ενός εμπορικού λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων (SCADA PRO) ανάλυσης κατασκευών και στη συνέχεια εξετάστηκε η επίπτωση της προσθήκης ενός επιπλέον ορόφου στην συμπεριφορά του.

Ακόμα, διερευνήθηκαν τρεις διαφορετικοί τρόποι ενισχύσεων του ανασχεδιασμένου φορέα και συγκεκριμένα η επίτευξη διαφράγματος, ενεμάτων και ινοπλισμένων πολυμερών ανόργανης μήτρας. Εκ των μεθόδων αυτών, η επίτευξη διαφραγματικής λειτουργίας αποτέλεσε την πιο δραστική μέθοδο βελτίωσης της συμπεριφοράς του κτιρίου. Παρόλο αυτά χρειάστηκε η συνδυαστική εφαρμογή και των τριών μεθόδων ενίσχυσης για να επιτευχθεί ο απαιτούμενος Στόχος Ανασχεδιασμού που ορίζει κανονισμός. Αυτό ανέδειξε την ευαισθησία των φορέων από φέρουσα τοιχοποιία σε σεισμικά φορτία, καθώς και την ιδιαίτερη προσοχή που απαιτείται στην προσέγγιση και αντιμετώπιση τέτοιων μελετών.

Τέλος, σύμφωνα με την οικονομοτεχνική μελέτη το κόστος το οποίο υπολογίστηκε για των συνδυασμό και των τριών ενισχύσεων είναι έντεκα χιλιάδες τετρακόσια ογδόντα οκτώ ευρώ (11.488,00 €).

Στα παραρτήματα Α ακολουθεί το τεύχος στατικών υπολογισμών για τον υφιστάμενο φορέα, στο παράρτημα Β το τεύχος στατικών υπολογισμών για τον ανασχεδιασμένο φορέα, στο παράρτημα Γ το τεύχος στατικών υπολογισμών για τον ανασχεδιασμένο φορέα με τις ενισχύσεις και τέλος στο παράρτημα Δ τα κατασκευαστικά σχέδια όλων των επεμβάσεων σύμφωνα με τις ενισχύσεις.

Στη συγκεκριμένη μελέτη αποδείχθηκε η αξιοπιστία της προσομοίωσης κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία με τη βοήθεια επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων. Επίσης διερευνήθηκε η επάρκεια των υπαρχόντων κανονισμών για αποτίμηση κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία. Ο υπάρχων κανονισμός του Ευρωκώδικα 8-3 περιλάμβανε περιορισμένο φάσμα ελέγχων (μόνο εντός επιπέδου



ελέγχους) και χρειάστηκε η συμπληρωματική εφαρμογή του προσχεδίου του ΚΑΔΕΤ για να εκτιμηθεί το πλήρες φάσμα των πιθανών τρόπων αστοχίας μια κατασκευής από τοιχοποιία (εντός και εκτός επιπέδου έλεγχου).

Το λογισμικό που επιλέχτηκε αν και προσέφερε πληθώρα επιλογών προσομοίωσης και ελέγχων, στην περίπτωση προσομοίωσης επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων μαζί με μεγάλο πλήθος γραμμικών, δεν κατάφερε να αποδώσει επαρκώς την ιδιομορφική απόκριση της κατασκευής. Για αυτό και τα γραμμικά στοιχεία ενίσχυσης δεν προσομοιώθηκαν και έγινε αυτόματη απόδοση της διαφραγματικής λειτουργίας.

Από την αποτίμηση του φορέα παρατηρήθηκε η αδυναμία ακόμα και μικρών κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία να φέρουν τα σεισμικά φορτία που ορίζει ο κανονισμός χωρίς τη διενέργεια επεμβάσεων για αύξηση της φέρουσας ικανότητας αυτών.



## Κεφάλαιο 15 – Μελλοντική Έρευνα

Κλείνοντας την παρούσα διατριβή παρουσιάζονται ορισμένες προτάσεις για μελλοντική έρευνα.

Οι οποίες παρατίθενται παρακάτω:

- Διερεύνηση επιρροής των ξύλινων δαπέδων στην δυσκαμψία των διαφραγμάτων.
- Διερεύνηση επιρροής της ξύλινης στέγης στην δυσκαμψία των διαφραγμάτων.
- Διερεύνηση προσομοίωσης στοιχείων ενίσχυσης της διαφραγματικής λειτουργίας του φορέα
- Διερεύνηση μετελαστικής συμπεριφοράς της φέρουσας τοιχοποιίας με διαφορετικές μεθόδους ανάλυσης.
- Διενέργεια ελέγχων για τις Στάθμες Επιτελεστικότητας Α και σύγκρισή με του ελέγχους της Στάθμης Γ.
- Διενέργεια ελέγχων για τις Στάθμες Επιτελεστικότητας Β και σύγκρισή με του ελέγχους της Στάθμης Γ.
- Διερεύνηση των δευτερευόντων στοιχείων.
- Διενέργεια της μεθόδου με μακροστοιχεία.

## Βιβλιογραφία

### Ελληνική

Ευρωκώδικας 8. Eurocode 8, (1998). *Chapter 3. §3.2.2.5. EN.*

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΓΙΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΔΟΜΗΤΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ  
ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ (ΚΑΔΕΤ), (2019). *Σχέδιο: 1, Μάρτιος.*

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΓΙΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΔΟΜΗΤΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ  
ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ (ΚΑΔΕΤ), (2012).

Κοκκίνου, Ζ. Ε. (2016). *Καπναποθήκη στην οδό Αβδήρων 50 στην Ξάνθη–Αποτίμηση της Φέρουσας Ικανότητας και Προτάσεις Ενίσχυσης.* (No. GRI-2017-18218). Aristotle University of Thessaloniki.

Πανοπούλου, Α. (2019). *Πρόταση αποκατάστασης και στατικής ενίσχυσης διατηρητέου κτιρίου με μεταλλικό φέροντα οργανισμό.* (No. GRI-2019-26185). Aristotle University of Thessaloniki.

Σπυράκος Κωνσταντίνος (2019), *Κατασκευές από τοιχοποιία – Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία.* ΕΡΓΟΝΟΜΙΚΟΣ ΙΚΕ, Αθήνα, ISBN: 9786180012569.

ΦΕΚ Β΄ 513/19-3-2009 (Ισχύουν από 4-5-2009), ΤΙΜΟΛΟΓΙΑ ΔΗΜΟΠΡΑΤΗΣΗΣ: 2012Γ.

ΦΥΛΛΑ ΕΦΗΜΕΡΙΔΑΣ ΤΗΣ ΚΥΒΕΡΝΗΣΗΣ: ΦΕΚ Β΄ 513/19-3-2009, Εθνικό Τυπογραφείο Ελλάδος.

Χατζηδάκης, Α., & Γαγάνη, Α.,(2019) *Αποκατάσταση Μιναρέ Τεμένους Νερατζέ Ρεθύμνου*, 5ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αναστηλώσεων 10-12 Ιανουαρίου 2019, Αθήνα.

Ψυχάρης, Γ. Ν. (2015). Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας. *Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα*.

Επιστημονικά άρθρα δημοσιευμένα στο Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος (Τ.Ε.Ε)

Τιμολόγια Δημοπράτησης, (2012). *Τεχνική Έκθεση, 2012Γ*.

Προσωπική επικοινωνία με τον κο. Προβιδάκη Κωνσταντίνο.

Προσωπική επικοινωνία με τον κο. Τσομπανάκη Ιωάννη.

Προσωπική επικοινωνία με τον κο. Νικολαΐδη Δημήτριο.

Προσωπική επικοινωνία με τον κα. Σταυρουλάκη Μαρία.

Argyris & Kelsey, (1960). *Energy Theorems and Structure Analysis*.

Clough, R. W. (1960). The finite element method in plane stress analysis.  
In *Proceedings of 2nd ASCE Conference on Electronic Computation, Pittsburgh Pa., Sept. 8 and 9, 1960*.  
Lourenço, P. J. B. B. (1997). Computational strategies for masonry structures.

Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., & Cattari, S. (2013). TREMURI program: an equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering structures*, 56, 1787-1799.

Maravelaki-Kalaitzaki, P., Bakolas, A., & Moropoulou, A. (2003). Physico-chemical study of Cretan ancient mortars. *Cement and Concrete Research*, 33(5), 651-661.

Miltiadou-Fezans, A., Vintzileou, E., Papadopoulou, E., & Kalagri, A. (2006). Mechanical properties of three-leaf stone masonry after grouting. *Structural analysis of Historical Constructions, New Delhi, India*, 791-798.

Pardalopoulos, S. I., & Pantazopoulou, S. J. (2017). *Methodology for practical seismic assessment of unreinforced masonry buildings with historical value*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(15), 2793-2810.

Papayianni, I., & Pachta, V. (2015). *Experimental study on the performance of lime-based grouts used in consolidating historic masonries*. *Materials and structures*. 48(7), 2111-2121.

- Papayianni, I., Stefanidou, M., & Pachta, V. (2012). *Grouts for injection of historical masonries: influence of the binding system and other additions on the properties of the matrix*. In *Historic Mortars*. (pp. 383-392). Springer, Dordrecht.
- Papayianni, I., & Pachta, V. (2017). Earth block houses of historic centers. A sustainable upgrading with compatible repair materials. *Procedia environmental sciences*, 38, 274-282.
- Papanicolaou, C. G., Triantafillou, T. C., Papathanasiou, M., & Karlos, K. (2008). Textile reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: out-of-plane cyclic loading. *Materials and structures*, 41(1), 143-157.
- Papanicolaou, C. G., Triantafillou, T. C., Karlos, K., & Papathanasiou, M. (2007). Textile-reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: in-plane cyclic loading. *Materials and structures*, 40(10), 1081-1097.
- Roca, P., Cervera, M., & Gariup, G. (2010). Structural analysis of masonry historical constructions. Classical and advanced approaches. *Archives of computational methods in engineering*, 17(3), 299-325.
- Spyrakos, C.C. (1995), *Finite Element Modeling in Engineering Practice*, Algor Publishing Division, Pittsburgh, PA
- Spyrakos, C.C., Raftoyiannis J. (1977), *Linear and Nonlinear Finite Element Analysis*, Algor Publishing Division, Pittsburgh, PA.



- Torrealva, D., Neumann, J. V., & Blondet, M. (2006, April). Earthquake resistant design criteria and testing of adobe buildings at Pontificia Universidad Catòlica del Peru. In *Proceedings of the getty seismic adobe project 2006 colloquium* (pp. 3-10). Los Angeles, CA: Getty Conservation Institute.
- Triantafillou, T. C., & Antonopoulos, C. P. (2000). *Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP*. Journal of composites for construction, 4(4), 198-205.
- Tassios, T. P., & Chronopoulos, M. P. (1986). *A seismic dimensioning of interventions (repairs/strengthening) on low-strength masonry building*. Middle East and Mediterranean Regional Conference on Earthen and low-strength masonry buildings in seismic areas, Ankara.
- Vintzileou, E., & Miltiadou-Fezans, A. (2008). Mechanical properties of three-leaf stone masonry grouted with ternary or hydraulic lime-based grouts. *Engineering Structures*, 30(8), 2265-2276

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι

### **A.T. : 1**

**Άρθρο : ΝΑΟΙΚ 53.01.02 Δάπεδο ραμποτέ από ξυλεία τύπου Σουηδίας επί υπάρχοντος σκελετού, από λωρίδες πλάτους από 8,01 έως 12,0 cm**

Κωδικός αναθεώρησης: ΟΙΚ 5302

Δάπεδο ραμποτέ από ξυλεία τύπου Σουηδίας, σε υπάρχοντα σκελετό (καδρόνια, πατόξυλα κλπ), σύμφωνα με την μελέτη και την ΕΤΕΠ 03-07-01-01 "Ξύλινα καρφωτά δάπεδα", με λωρίδες καθαρού πάχους τουλάχιστον 22 mm και μήκους τουλάχιστον 0,40 m, με τα υλικά και μικροϋλικά, την τοποθέτηση, το ξύσιμο και τρίψιμο με γυαλόχαρτο και τον πλήρη καθαρισμό της επιφάνειας.

Δεν συμπεριλαμβάνεται η αξία καδρονιαρίσματος (σκελετού).

Από λωρίδες πλάτους από 8,01 έως 12,0 cm.

Τιμή ανά τετραγωνικό μέτρο (m<sup>2</sup>) πραγματικής επιφάνειας.

Ευρώ (Αριθμητικά): 25,50

(Ολογράφως): Είκοσι πέντε και πενήντα λεπτά

### **«A.T. : 2**

**Άρθρο : ΝΑΟΙΚ 23.03 Ικριώματα σιδηρά σωληνωτά**

Κωδικός αναθεώρησης: ΟΙΚ 2303

«Ικριώματα σιδηρά σωληνωτά συμβατικού τύπου, με δάπεδο εργασίας από μαδέρια, σύμφωνα με την μελέτη και την ΕΤΕΠ 01-03-00-00 "Ικριώματα".

Στην τιμή μονάδας συμπεριλαμβάνεται το ενοίκιο των μεταλλικών πλαισίων και στηριγμάτων, η μεταφορά των πάσης φύσεως υλικών επί τόπου του έργου, η εργασία

Τα ικριώματα θα είναι επαρκώς στερεωμένα επί της επιφανείας του κτιρίου, δε θα παρουσιάζουν κινητικότητα και μεγάλα βέλη κάμψης και θα φέρουν κιγκλιδώματα ασφαλείας και κλίμακες ανόδου.

Το παρόν άρθρο έχει εφαρμογή μόνον στις περιπτώσεις που προβλέπεται από την μελέτη του έργου η κατασκευή ιδιαίτερων ικριωμάτων ή κατόπιν ειδικής εγκρίσεως της Υπηρεσίας.

Ως επιφάνεια προς επιμέτρηση λαμβάνεται η επιφάνεια του κτιρίου επί της οποίας εκτελούνται οι εργασίες, προσαυξανόμενη κατά τις παράπλευρες προεξοχές του ικριώματος, εφ' όσον έχουν βάθος μεγαλύτερο από 0,20 m. Δεν περιλαμβάνονται ενδεχόμενες κορωνίδες, κορνίζες κλπ.

Τιμή ανά τετραγωνικό μέτρο (m<sup>2</sup>).

Ευρώ (Αριθμητικά): 5,60

(Ολογράφως): πέντε και εξήντα λεπτά» (ΤΙΜΟΛΟΓΙΟ ΜΕΛΕΤΗΣ, 2012)

### **A.T. : 3**

#### **Άρθρο : ΝΑΟΙΚ 38.03 Ξυλότυποι συνήθων χυτών κατασκευών**

Κωδικός αναθεώρησης: ΟΙΚ 3816

«Ξυλότυποι συνήθων χυτών κατασκευών (πλακών, δοκών, πλαισίων, φατνωμάτων, στύλων, πεδίων, υπερθύρων, κλιμάκων κ.λπ.) σε οποιαδήποτε στάθμη από το έδαφος, αλλά σε ύψος του πυθμένα του ξυλοτύπου μέχρι +4,00 m από το υποκείμενο δάπεδο εργασίας, σύμφωνα με την μελέτη και την ΕΤΕΠ 01-04-00-00 - Καλούπια κατασκευών από σκυρόδεμα.

Στην τιμή μονάδας περιλαμβάνονται: η φθορά και απομείωση των χρησιμοποιούμενων υλικών, η εργασία ανέγερσης-συναρμολόγησης και η εργασία αποξήλωσης του καλουπιού και απομάκρυνσης όλων των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν για την διαμόρφωσή του»

Τιμή ανά τετραγωνικό μέτρο (m<sup>2</sup>) ανεπτυγμένης επιφανείας.

Ευρώ (Αριθμητικά): 15,70

#### **A.T. : 4**

**Άρθρο : ΝΑΟΙΚ 32.01.06 Προμήθεια, μεταφορά επί τόπου, διάστρωση και συμπίκνωση σκυροδέματος με χρήση αντλίας ή πυργογερανού για κατασκευές από σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30 Κωδικός αναθεώρησης: ΟΙΚ 3215**

Παραγωγή ή προμήθεια και μεταφορά επί τόπου του έργου σκυροδέματος οποιασδήποτε κατηγορίας ή ποιότητας, σύμφωνα με τις διατάξεις του Κανονισμού Τεχνολογίας Σκυροδέματος (ΚΤΣ), με την διάστρωση με χρήση αντλίας σκυροδέματος ή πυργογερανού και την συμπίκνωση αυτού επί των καλουπιών ή/και λοιπών επιφανειών υποδοχής σκυροδέματος, χωρίς την δαπάνη κατασκευής των καλουπιών, σύμφωνα με την μελέτη του έργου και τις ΕΤΕΠ:

01-01-01-00 "Παραγωγή και μεταφορά σκυροδέματος",

01-01-02-00 "Διάστρωση σκυροδέματος",

01-01-03-00 "Συντήρηση σκυροδέματος",

01-01-04-00 "Εργοταξιακά συγκροτήματα παραγωγής σκυροδέματος",

01-01-05-00 "Δονητική συμπίκνωση σκυροδέματος",

01-01-07-00 "Σκυροδετήσεις ογκωδών κατασκευών".

Επισημαίνεται ότι απαγορεύεται αυστηρά η προσθήκη νερού στο σκυρόδεμα επί τόπου του έργου. Επίσης απαγορεύεται η χρήση του σκυροδέματος μετά την παρέλευση 90 λεπτών από την ανάμιξη, εκτός εάν εφαρμοσθούν επιβραδυντικά πρόσθετα με βάση ειδική μελέτη συνθέσεως.

Οι τιμές έχουν εφαρμογή σε πάσης φύσεως κατασκευές από σκυρόδεμα, εκτός από κελύφη, ασπίδες και τρούλους.

Επιμέτρηση ανά κυβικό μέτρο κατασκευασθέντος στοιχείου από σκυρόδεμα, σύμφωνα με τις προβλεπόμενες από την μελέτη διαστάσεις.

Για κατασκευές από σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30.

Τιμή ανά κυβικό μέτρο (m3).

Ευρώ (Αριθμητικά): 101,00 ευρώ

**A.T. : 5**

**Άρθρο : ΝΑΟΙΚ 38.20.02 Χαλύβδινοι οπλισμοί σκυροδέματος, κατηγορίας B500C.**

Κωδικός αναθεώρησης: ΟΙΚ 3873

Προμήθεια και μεταφορά επί τόπου του έργου χάλυβα οπλισμού σκυροδέματος, μορφής διατομών, κατηγορίας (χάλυβας B500A, B500C και δομικά πλέγματα) και διαμόρφωσης σύμφωνα με την μελέτη, προσέγγιση στην θέση ενσωμάτωσης με οποιοδήποτε μέσον και τοποθέτησή του σύμφωνα με τα σχέδια οπλισμού. Εκτέλεση εργασιών σύμφωνα με την ΕΤΕΠ 01-02-01-00 "Χαλύβδινος οπλισμός σκυροδεμάτων"

Η τοποθέτηση του σιδηροοπλισμού θα γίνεται μόνον μετά την παραλαβή του ξυλοτύπου ή της επιφανείας έδρασης του σκυροδέματος (π.χ. υπόστρωμα οπλισμένων δαπέδων κλπ). Ο χάλυβας οπλισμού σκυροδεμάτων επιμετράται σε χιλιόγραμμα βάσει αναλυτικών Πινάκων Οπλισμού. Εάν οι πίνακες αυτοί δεν συμπεριλαμβάνονται στην εγκεκριμένη μελέτη του έργου θα συντάσσονται με μέριμνα του Αναδόχου και θα υποβάλλονται στην Υπηρεσία προς έλεγχο και θεώρηση πριν από την έναρξη της τοποθέτησης του οπλισμού.

Οι Πίνακες θα συντάσσονται βάσει των σχεδίων της μελέτης και θα περιλαμβάνουν λεπτομερώς τις διαστάσεις των ράβδων (αναπτύγματα), τις διαμέτρους, τις θέσεις τοποθέτησης και τα μήκη υπερκάλυψης, τα βάρη ανά τρέχον μέτρο κατά διάμετρο, τα επί μέρους και τα ολικά μήκη των ράβδων, τα μερικά βάρη ανά διάμετρο και το ολικό βάρος. Οι ως άνω Πίνακες Οπλισμού, μετά την παραλαβή των οπλισμών, θα υπογράφονται από τον Ανάδοχο και την Υπηρεσία και θα αποτελούν την επιμέτρηση των οπλισμών. Στις επιμετρούμενες ποσότητες, πέραν της προμήθειας, μεταφοράς επί τόπου, διαμόρφωσης και τοποθέτησης του οπλισμού, περιλαμβάνονται τα ακόλουθα:

- Η σύνδεση των ράβδων κατά τρόπο στερεό με σύρμα, σε όλες ανεξάρτητα τις διασταυρώσεις και όχι εναλλάξ.
- Η προμήθεια του σύρματος πρόσδεσης.

- Η προμήθεια και τοποθέτηση αρμοκλειδών (κατά ISO 15835-2), εκτός αν στα συμβατικά τεύχη του έργου προβλέπεται ιδιαίτερη επιμέτρηση και πληρωμή αυτών.
- Οι πλάγιες μεταφορές και η διακίνηση του οπλισμού σε οποιοδήποτε ύψος από το δάπεδο εργασίας.
- Η τοποθέτηση υποστηριγμάτων (καβίλλες, αναβολείς) και ειδικών τεμαχίων ανάρτησης που τυχόν θα απαιτηθούν (εργασία και υλικά).
- Η απομείωση και φθορά του οπλισμού κατά την κοπή και κατεργασία .

Χαλύβδινοι οπλισμοί κατηγορίας B500C.

Τιμή ανά χιλιόγραμμα (kg) σιδηρού οπλισμού υδραυλικών έργων τοποθετημένου σύμφωνα με την μελέτη.

Ευρώ (Αριθμητικά): 1,07

(Ολογράφως): ένα και επτά λεπτά

#### **A.T 6**

**Άρθρο ΟΙΚ 61.05 Φέροντα στοιχεία από σιδηροδοκούς ή κοιλοδοκούς ύψους ή πλευράς έως 160 mm**

Για τις εργασίες της παρούσας ενότητας 61 των NET ΟΙΚ έχουν εφαρμογή ΟΙ ΑΚΟΛΟΥΘΟΙ ΓΕΝΙΚΟΙ ΟΡΟΙ:

Στις τιμές μονάδας περιλαμβάνονται όλα τα ειδικά τεμάχια σύνδεσης, τα υλικά συγκόλλησης και τα ενδεχόμενα παρεμβλήματα στεγανότητας και οι ενδεχόμενες μαστίχες σφράγισης αρμών των στοιχείων.

Όταν μεταβάλλονται γεωμετρικά στοιχεία αναφερόμενων διατομών σιδηρών στοιχείων των άρθρων. Στη περίπτωση που η τιμολόγηση της εργασίας γίνεται με βάση τη μονάδα μήκους ή την επιφάνεια, η τιμή αναπροσαρμόζεται αναλογικά με βάση την αναλογία συνολικού βάρους νέας και παλαιάς κατασκευής.

«Κατασκευή φερόντων στοιχείων από σιδηροδοκούς ή κοιλοδοκούς κάθε τύπου, με ύψος ή πλευρά έως mm, ποιότητας S235J, οποιονδήποτε λοιπών διαστάσεων, κάθε σχεδίου, και με οποιαδήποτε θέση ή ύψος από το έδαφος ή το δάπεδο εργασίας, συνδεδεμένων μεταξύ τους με κοχλίες (μπουλόνια) με διπλά περικόχλια μέσα από ειδικά διανοιγόμενες οπές και με παρεμβολή τμημάτων ελασμάτων, ή με ηλεκτροσυγκόλληση, σύμφωνα με την μελέτη, και έδρασή τους επί των στοιχείων θεμελίωσης ή λοιπών δομικών στοιχείων με χρήση μη συρρικνωμένου κονιάματος κατά ΕΛΟΤ EN 1504 με σήμανση CE» (ΤΙΜΟΛΟΓΙΟ ΔΗΜΟΠΡΑΤΗΣΗΣ, 2012).

Με την τιμή του παρόντος άρθρου τιμολογούνται και τα ειδικά εξαρτήματα μεταλλικών πασσάλων για τη κατασκευή κεφαλών και αγκυρίων.

Περιλαμβάνεται η χρήση των απαιτούμενων ανυψωτικών μέσων.

Τιμή ανά χιλιόγραμμο (kg) κατασκευής

Ευρώ (Αριθμητικά): 3,00

(Ολογράφως): τρία ευρώ

(ΤΙΜΟΛΟΓΙΟ ΔΗΜΟΠΡΑΤΗΣΗΣ, 2012).

**A.T. : 7**

**Άρθρο : ΟΙΚ Ν3601 Τσιμεντένεση σε οποιοδήποτε στοιχείο**

«Τσιμεντένεση σε οποιοδήποτε στοιχείο (τοιχοδομές γενικά, άοπλο ή οπλισμένο σκυρόδεμα, βράχο κλπ) σε οποιοδήποτε ύψος ή βάθος αλλά από το δάπεδο εργασίας μέχρι 7 μέτρα. Η σύνθεση ενέματος με τσιμέντο, υδράσβεστο ποζολάνη και υπερρευστοποιητή ως περιγράφεται στην μελέτη. Στην τιμή περιλαμβάνεται το κόστος των δοκιμών συνθέσεως στο εργαστήριο» (ΤΙΜΟΛΟΓΙΟ ΔΗΜΟΠΡΑΤΗΣΗΣ, 2012).

(100 kg νωπού παρασκευαζόμενου ενέματος)

Ευρώ (Αριθμητικά): 289,08

**A.T. : 8**

**Άρθρο: Σύστημα ινοπλέγματος ανόργανης μήτρας**

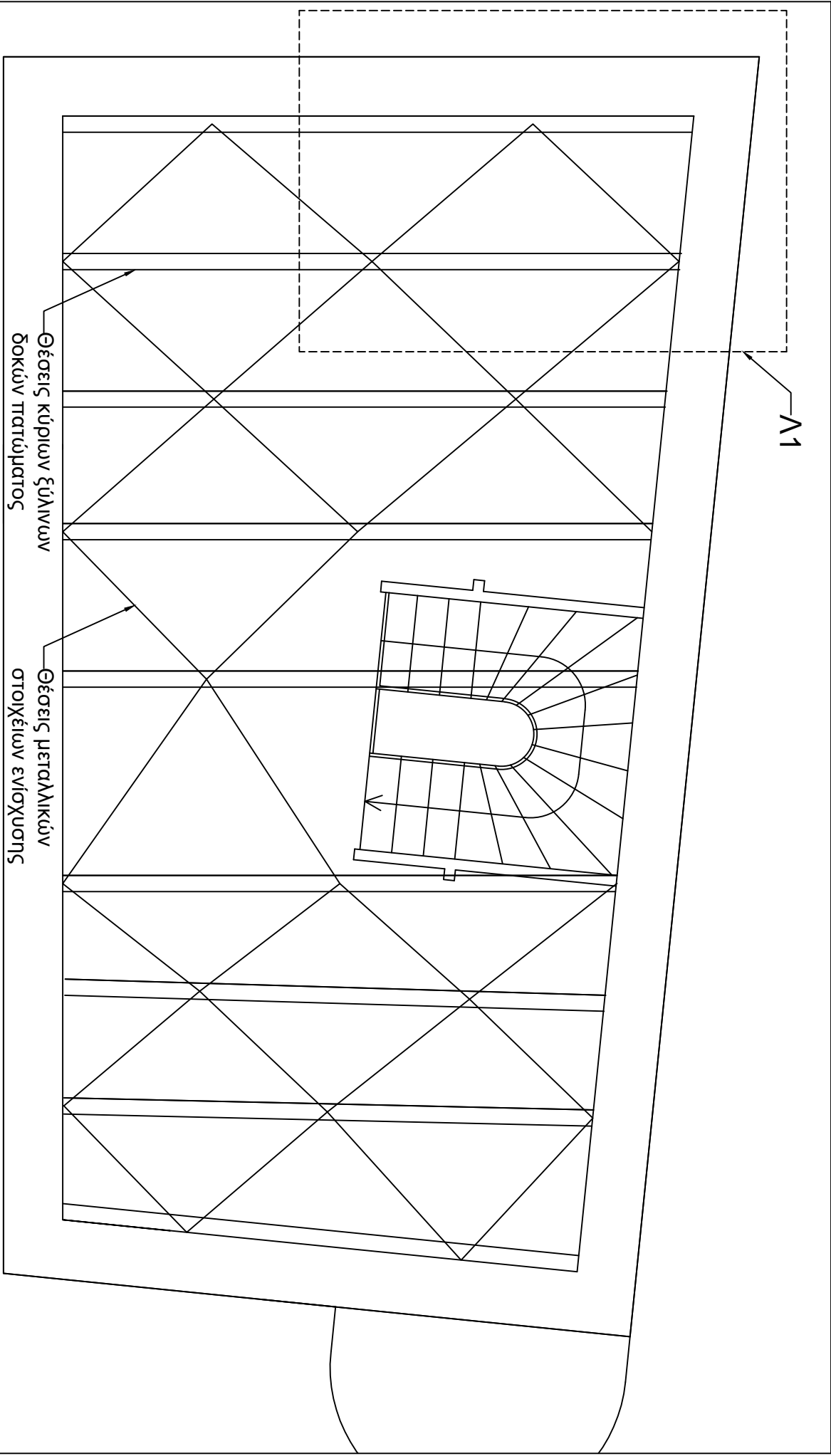
*Κωδικός αναθεώρησης: ΟΙΚ 7121*

*«Σύστημα ινοπλέγματος ανόργανης μήτρας για δομητική ενίσχυση φέρουσας τοιχοποιίας αποτελούμενο από τσιμεντοειδές κονίαμα με ποζολανικά πρόσμικτα και χαμηλό μέτρο ελαστικότητας τύπου Sika Monotop-722 Mur E ή ισοδύναμου και πλέγμα ινών υάλου ανθεκτικό σε αλκάλια τύπου Sika Wrap-350 G Grid ή ισοδύναμου. Το συνολικό μέσο πάχος της ενίσχυσης σε λιθοδομές θα είναι περίπου 3 cm. Για λόγους ανθεκτικότητας της επέμβασης θα τοποθετηθούν κατάλληλα βλήτρα (ντίτζες) από ανοξείδωτο χάλυβα ποιότητας AISI 306 διαμέτρου 6mm σε ποσότητα 4/m<sup>2</sup>. Θα αγκυρωθούν στο σύστημα της ενίσχυσης με επίσης ανοξείδωτα ελάσματα 70x70x3mm» (ΤΙΜΟΛΟΓΙΟ ΔΗΜΟΠΡΑΤΗΣΗΣ, 2012).*



# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙΙ

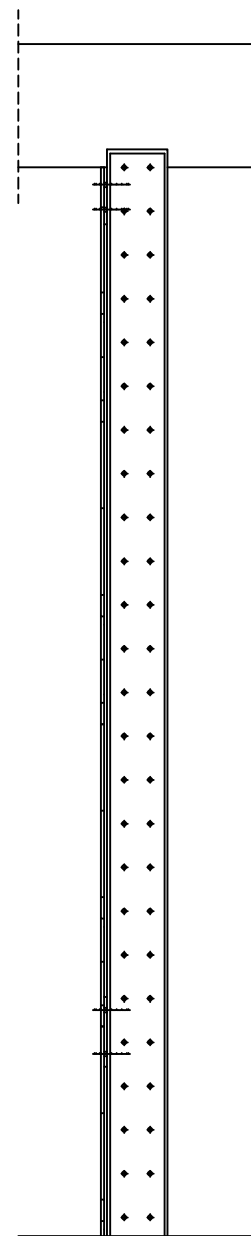
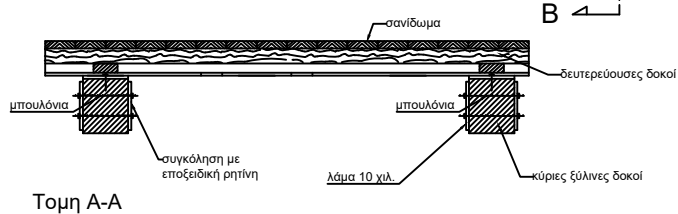
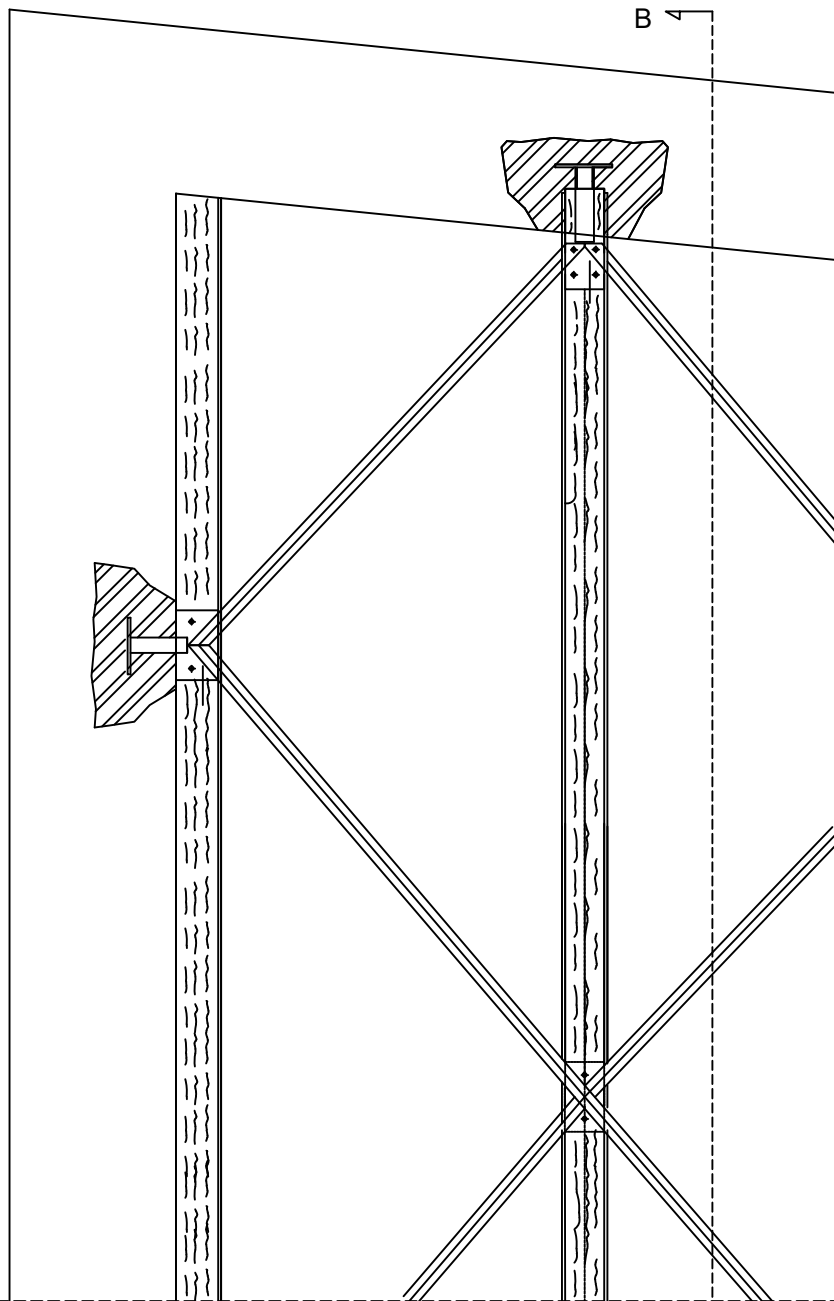
## ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ



ΚΑΤΟΨΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

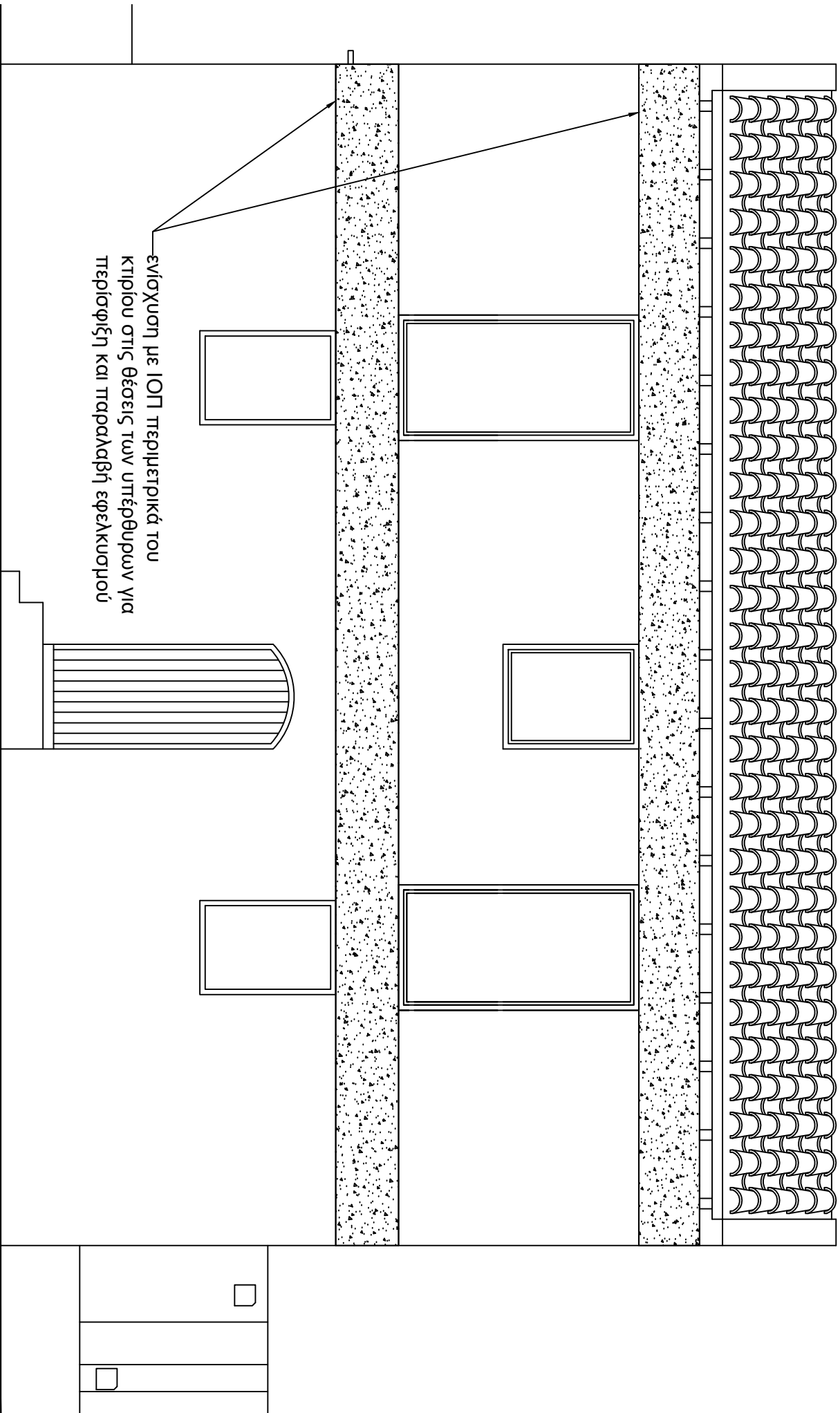
Λ1

Ενίσχυση ξύλινων πατωμάτων/Διαφραγματική λειτουργία  
Κλίμακα 1:25



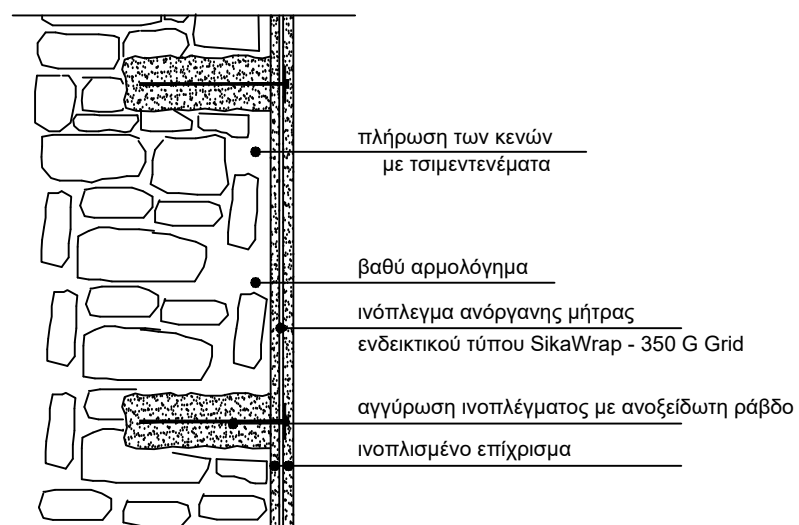
ενώσεις μεταλλικών στοιχείων γενικά με συγκολλήσεις  
Αγκύρωση μεταλλικών εσχάρων στις τοιχοποιίες με  
σκυρόδεμα και στις ξύλινες δοκούς με στριφώνια

Τομή B-B



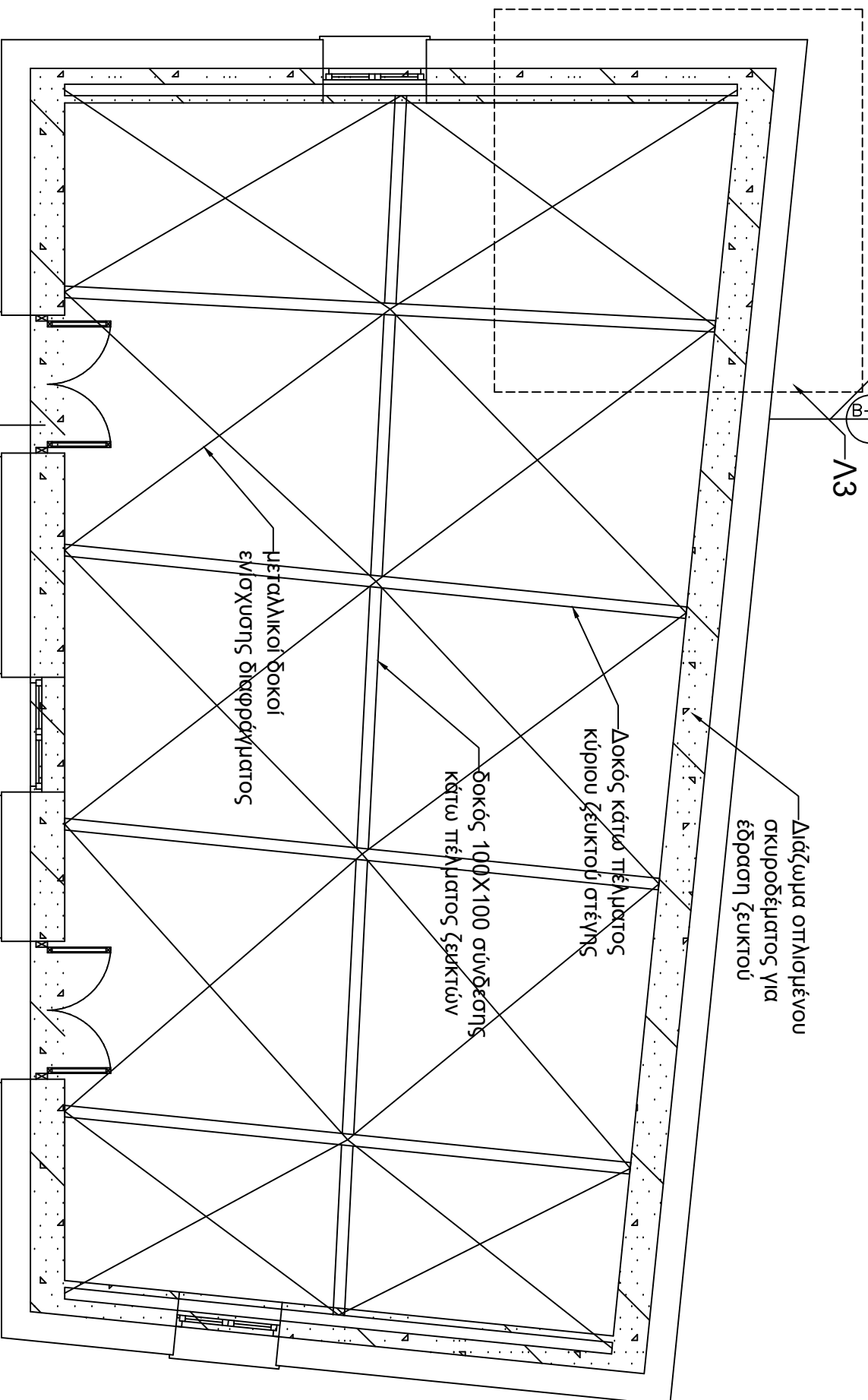
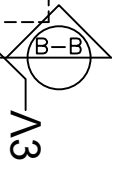
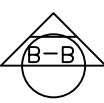
ενίσχυση με ΙΟΠ περιμετρικά του  
κτιρίου στις θέσεις των υπέρθυρων για  
περίσφιξη και παραλαβή εφεδκυσμού

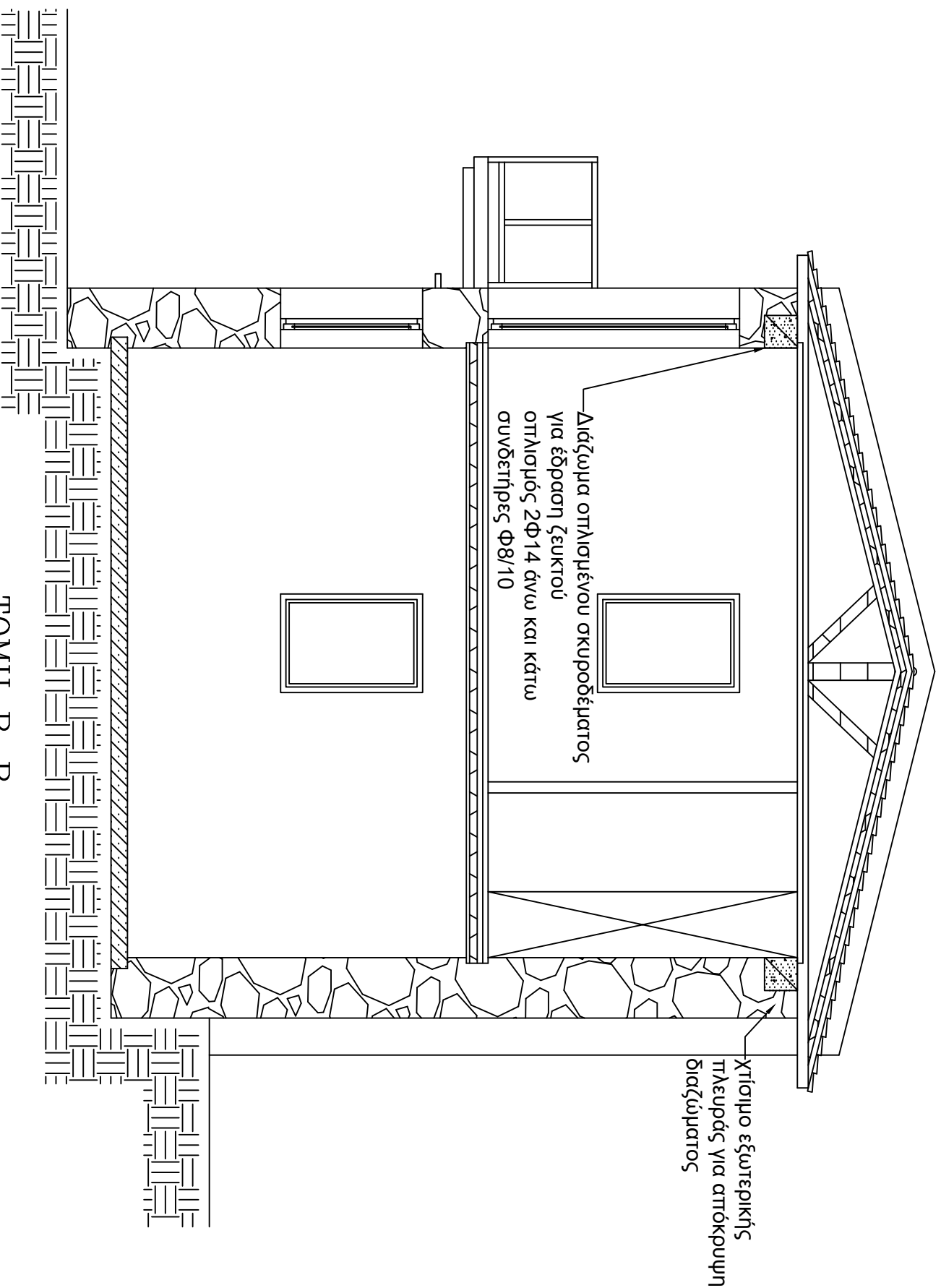
BOPEIA OYH



Λ2  
ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΛΙΘΟΔΟΜΗΣ  
ΜΕ ΜΟΝΟΠΛΕΥΡΟ ΙΟΠ  
ΚΛ. 1:20

ΚΑΤΟΨΗ ΟΡΟΦΟΥ





Α3

Ενίσχυση ξύλινης δοκού  
Διαφραγματική λειτουργεία  
Κλίμακα 1/20

