



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Διατμηματικό Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών σπουδών:

“Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών”

“Αποτίμηση, ανάλυση και ενίσχυση διατηρητέου κτιρίου στο κέντρο της Αθήνας με μεταλλικό φορέα”

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ



Μαρία Ι. Καρδάτου

Επιβλέπων: Χάρης Γαντές, καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Φεβρουάριος 2022

ΕΜΚ ΜΕ 2022/1

Copyright © Καρδάτου Μαρία, 2022

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, η αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια της συγγραφέως. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής χρήσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τη συγγραφέα.

Η έγκριση της μεταπτυχιακής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων της συγγραφέως (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Kardatou Maria, 2022

All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated or transmitted for commercial purposes in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to conclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this master thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organization (L. 5343, art.202).

Καρδάτου Μ. Ι. (2022)

“Αποτίμηση, ανάλυση και ενίσχυση διατηρητέου κτιρίου στο κέντρο της Αθήνας με μεταλλικό φορέα”

Μεταπτυχιακή εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2022/1

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Kardatou M. I. (2022)

“Assessment, analysis and reinforcement to a listed building in the center of Athens with steel members”

Master Thesis ISS MT 2022/1

Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

“Αποτίμηση, ανάλυση και ενίσχυση διατηρητέου κτιρίου στο κέντρο της Αθήνας με μεταλλικό φορέα”

Καρδάτου Μ. Ι. (Επιβλέπων: Γαντές Χ.)

Περίληψη

Η σεισμική δραστηριότητα και τα ακραία καιρικά φαινόμενα, που προσφάτως ολοένα και εντείνονται, φέρνουν στο προσκήνιο ένα πρόβλημα που αντιμετωπίζουν πολλές ελληνικές πόλεις, δηλαδή τα εγκαταλελειμμένα - και συχνά ετοιμόρροπα - κτίρια. Ερειπωμένα κτίρια με επικίνδυνες ρωγμές, μισογκρεμισμένους τοίχους και μπαλκόνια που ίσα που φέρουν το ίδιο βάρος τους αποτελούν κίνδυνο για τη σωματική ακεραιότητα και τη ζωή των διερχόμενων πολιτών. Σύμφωνα με καταγραφές, τα μεγαλύτερα προβλήματα του νομού Αττικής εντοπίζονται σε περιοχές του ιστορικού κέντρου της Αθήνας.

Με αφορμή τα παραπάνω, αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί η αποτίμηση, η ανάλυση και η ενίσχυση ενός διατηρητέου κτιρίου στην περιοχή Ψυρρή, μέσω της χρήσης χαλύβδινων μελών.

Αρχικά, γίνεται μια εισαγωγή στη σπουδαιότητα των μνημείων και ειδικότερα των ιστορικών κατασκευών. Ακολουθεί η περιγραφή του υπό μελέτη δομήματος και η αξιολόγηση της δομικής του κατάστασης. Μιας και ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι από φέρουσα τοιχοποιία, σε κεφάλαιο της εργασίας, γίνεται εκτενής αναφορά στα χαρακτηριστικά της φέρουσας τοιχοποιίας, στα στοιχεία παθολογίας αυτής και στις επεμβάσεις ιστορικών κατασκευών από το εν λόγω υλικό.

Σε επόμενα κεφάλαια, αναλύεται το δόμημα στην υπάρχουσα κατάσταση του, με στόχο το ορθά αιτιολογημένο πρόγραμμα επεμβάσεων, ενώ δίνεται μια αρχιτεκτονική και στατική πρόταση ενίσχυσης αυτού. Στη συνέχεια, υπολογίζονται τα φορτία σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες και διαστασιολογούνται τα δομικά μέλη, ώστε να ικανοποιούνται οι έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Λειτουργικότητας. Στα τελευταία κεφάλαια, μελετώνται οι συνδέσεις της κατασκευής, ενώ γίνεται και εκτίμηση του κόστους.

Για τη μελέτη χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ETABS, για τα σχέδια και τις τρισδιάστατες εικόνες τα προγράμματα Autocad και Sketchup και για τις συνδέσεις το πρόγραμμα Idea Statica.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

MASTER THESIS

ISS MT 2022/1

“Assessment, analysis and reinforcement to a listed building in the center of Athens with steel members”

Kardatou M. I. (Supervised by Gantes C.)

Abstract

The seismic activity and the extreme weather events, that have increased dramatically over the past few decades bring to the fore a significant problem in Greece, namely the abandoned and often rickety buildings. Buildings with dangerous cracks, nearly collapsed walls and cantilevers that cannot carry even their self-weight put at risk the physical integrity and the life of passing citizens. According to recordings, the biggest problems in the prefecture of Attica appeared in the historic center of Athens.

On the occasion of the above, the subject of the present dissertation is the assesement, analysis and reinforcement to a listed building in Psurri, using steel elements.

Initially, a small introduction on the importance of monuments and especially of historic buildings is being made. A description of the studied building and an evaluation of its structural response are followed. The bearing system of this monument is made of masonry. Thus, in the third chapter, some main characteristics and data about the pathology of masonry and some intervention techniques are presented.

In the ensuing chapters, there is an evaluation of the seismic behavior of the existing building, in order effective and acceptable methods of interventions to be selected. Also, an architectural and a structural proposal are given. Then, the loadings are calculated according to Eurocodes and the structural elements are dimensioned, in order to satisfy all necessary checks in the ultimate and serviceability limit states.

The last chapters refer to connections and cost estimation of the structure.

In order to carry out the study, “Etabs” software was used, whereas the “Autocad”, “Sketchup” and “Idea Statica” softwares were employed to depict the structure and its connections respectively.

Ευχαριστίες

Ολοκληρώνοντας τη μεταπτυχιακή μου εργασία, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά όλους όσους με στήριξαν για την υλοποίηση της.

Αρχικά, ευχαριστώ τους καθηγητές και επιβλέποντες της μεταπτυχιακής μου εργασίας, κ. Χάρη Γαντέ και κ. Ιωάννη Βάγια, για τις πολύτιμες συμβουλές τους, την καθοδήγηση τους στα πλαίσια της εργασίας, αλλά και για την εμπιστοσύνη που μου έδειξαν και τη στήριξη τους γενικότερα. Από τον προπτυχιακό κύκλο σπουδών μου, υπήρξαν σπουδαίοι δάσκαλοι - με όλη τη σημασία του όρου - και πρότυπα για εμένα.

Δε θα μπορούσα να μην ευχαριστήσω τους πολιτικούς μηχανικούς και αρχιτέκτονες της εταιρείας ΕΜΒΑΤΗΣ Α.Ε. για τα στοιχεία που μου έδωσαν, με στόχο την εκπόνηση της παρούσας εργασίας.

Τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια μου, αλλά και σε όσους πιστεύουν σε μένα, οι οποίοι στέκονται πάντα δίπλα μου με αγάπη, με βοηθάν να θέτω στόχους και να πραγματοποιώ τα όνειρα μου. Τους είμαι ειλικρινά ευγνώμων!

Η παρούσα εργασία είναι αφιερωμένη εις μνήμη της γιαγιάς μου Ευαγγελίας.

Μαρία Ι. Καρδάτου

Αθήνα, Φεβρουάριος 2022

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	10
Abstract	12
Ευχαριστίες	13
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	16
1.1 Μνημεία.....	16
1.2 Ορισμός διατηρητέου κτιρίου	16
1.2.1 Διατηρητέα κτίρια στην Αθήνα (περιοχή Ψυρρή)	17
2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	22
2.1 Βασικά στοιχεία.....	22
2.2 Σχέδια αποτύπωσης	24
2.3 Φάσεις κατασκευής – χρήσεις	26
2.4 Υλικά και τρόποι δομήσεως	28
2.5 Αξιολόγηση δομικής κατάστασης του κτιρίου.....	30
3. ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	32
3.1 Βασικά στοιχεία.....	32
3.2 Παθολογία	33
3.3 Επί τόπου και πειραματικές διερευνήσεις	34
3.4 Επεμβάσεις σε ιστορικές κατασκευές	35
3.5 Έλεγχοι τοιχοποιίας.....	38
3.5.1 Έλεγχος σε εντός επιπέδου διάτμηση	38
3.5.2 Έλεγχος σε εκτός επιπέδου κάμψη	40
3.5.4 Έλεγχος σε εντός επιπέδου κάμψη	42
3.6 Παραδοχές / στοιχεία της υφιστάμενης τοιχοποιίας.....	42
4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΡΧΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	47
4.1 Λογισμικό ανάλυσης & βασικά βήματα προσομοίωσης.....	47
4.2 Μοντέλο 1 – αρχικό κτίριο προ καταρρεύσεων	48
4.2.1 Αποτελέσματα σε Ο.Κ.Α.....	53
4.2.2 Αποτελέσματα σεισμικού συνδυασμού “G + 0.3Q + Ex + 0.3Ey”	58
4.2.3 Σχόλια – Παρατηρήσεις	61
5. ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΠΑΝΑΧΡΗΣΗΣ ΑΚΙΝΗΤΟΥ.....	63
5.1 Αρχιτεκτονική πρόταση	63
5.2 Στατική πρόταση	64
5.2.1 Εφαρμογές χάλυβα σε αποκατάσταση κτιρίων	65
5.2.2 Τσιμεντενέσεις	67
5.2.3 Αποκατάσταση διαφραγματικής λειτουργίας μέσω συμμικτων πλακών	70

5.3 Σχέδια αρχιτεκτονικής πρότασης	72
6. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΝΕΟΥ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ	75
6.1 Μόρφωση μεταλλικού φορέα	75
6.2 Δομικά μέλη	77
6.3 Υλικά	79
6.4 Δράσεις σχεδιασμού	80
6.4.1 Γενικά	80
6.4.2 Μόνιμες δράσεις	80
6.4.3 Κινητά φορτία	81
6.4.4 Φορτίο χιονιού	83
6.4.5 Δράσεις ανέμου	85
6.4.6 Σεισμικές δράσεις	85
6.5 Συνδυασμοί φορτίσεων	89
7. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	94
7.1 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας	94
7.2 Στατική Ανάλυση	100
7.3 Ιδιομορφική ανάλυση	103
7.4 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης	105
7.4.1 Έλεγχος φαινομένων 2 ^{ας} τάξης (P – Δ)	105
7.4.2 Σεισμικοί συνδυασμοί δράσεων	107
7.4.3 Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα	108
7.4.4 Εντατικά μεγέθη φορέα	109
7.5 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης του ΕΚ8 (q = 1)	112
7.6 Έλεγχος περιορισμού των βλαβών	114
7.7 Αποτελέσματα της τοιχοποιίας	115
8. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	122
9. ΚΟΣΤΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΣΚΕΛΕΤΟΥ	136
10. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΘΕΜΑΤΑ ΠΡΟΣ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ	138
11. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	141

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Μνημεία

Μνημείο είναι κάθε υλικό τεκμήριο πολιτισμικής κληρονομιάς ανεξαρτήτως περιόδου. Ετυμολογικά η λέξη προέρχεται από το αρχαίο ρήμα μιμνήσκω και τη μνήμη, διότι τα μνημεία διασώζουν στη μνήμη των ανθρώπων σημαντικά ιστορικά γεγονότα και επιτεύγματα από παρελθούσες εποχές.

Η σημασία των μνημείων είναι αναμφισβήτητη. Η αξία των μνημείων δεν είναι μόνο ιστορική, αλλά και αισθητική, οικονομική, πολιτιστική και διεθνιστική. Αρχικά, αποτελούν πηγή ιστορικών γνώσεων, μιας και συμβάλουν στην πληρέστερη κατανόηση της περιοχής στην οποία ανήκουν, ενισχύουν το ενδιαφέρον για την ιστορία του τόπου στον οποίο βρίσκονται και σε κάποιες περιπτώσεις ισχυροποιούν την εθνική συνείδηση.

Τα μνημεία κάθε τόπου αποτελούν μέρος της πολιτισμικής κληρονομιάς αυτού. Αποτελούν εξαιρετική μαρτυρία του τρόπου σκέψης και δράσης ενός πολιτισμού που ζει ακόμα. Τα μνημεία αν και ευλόγως αποτελούν πηγή εθνικής υπερηφάνειας, ανήκουν στο σύνολο της ανθρωπότητας, καθώς οι αξίες που αντανακλούν, ο συμβολικός τους χαρακτήρας και η καλλιτεχνική τους αξία λειτουργούν ως δεσμοί συνοχής για όλους τους ανθρώπους. Τέλος, τα μνημεία αποτελούν πηγή αισθητικής απόλαυσης και αγωγής, μιας και συχνά χαρακτηρίζονται από σπουδαία καλλιτεχνική αρτιότητα. Τα μνημεία παλαιότερων ιστορικών περιόδων έχουν τη δική τους ταυτότητα που αντανακλά διαφορετικές αντιλήψεις για τη λειτουργικότητα, το μέγεθος και τη συνολική εικόνα ενός δομήματος. Αυτά τα γνωρίσματα δεν αποτυπώνονται δυστυχώς στα σύγχρονα δομήματα.

Η Ελλάδα έχει μακραίωνη πολιτισμική παράδοση και τα μνημεία της είναι διάσπαρτα σε κάθε γωνιά της χώρας. Από την αρχαιότητα διασώθηκαν αγάλματα, ναοί, τάφοι, τείχη, επιτύμβιες στήλες. Κατά τα βυζαντινά χρόνια, υπήρξε πληθώρα μοναστηριών, ψηφιδωτών, αγιογραφιών και ανακτόρων, ενώ μνημεία της νεότερης ιστορίας αποτελούν νεοκλασικά κτίρια, γεφύρια, φάροι και κρήνες.

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η μελέτη ενός μνημείου και συγκεκριμένα ενός διατηρητέου κτιρίου.

1.2 Ορισμός διατηρητέου κτιρίου

Διατηρητέο χαρακτηρίζεται το αρχικό κτίριο, καθώς και οι εναρμονιζόμενες σε αυτό μεταγενέστερες προσθήκες, όχι όμως και τα καθύψος ή κατ' επέκταση κτίσματα, που αλλοιώνουν αυτό. Τα διατηρητέα κτίρια ως τμήμα της πολιτισμικής κληρονομιάς της χώρας, χωρίζονται σε δυο μεγάλες κατηγορίες ανάλογα με το φορέα κήρυξης και προστασίας τους.

- 1^η κατηγορία: Υπάγονται αποκλειστικά στην αρμοδιότητα του Υπουργείου Πολιτισμού και στο νομοθετικό καθεστώς του Ν. 3028/2002 (Αρχαιολογικός Νόμος). Τα κτίρια αυτής της κατηγορίας διακρίνονται σε δυο υποκατηγορίες:
 - i) διατηρητέα – αρχαία μνημεία (χρονολογούνται προ του 1830)

ii) διατηρητέα – νεότερα μνημεία (χρονολογούνται μετά το 1830)

- 2^η κατηγορία: Υπάγονται στην αρμοδιότητα του Υπουργείου Περιβάλλοντος, Ενέργειας και Κλιματικής Αλλαγής (ΥΠΕΚΑ) και προστατεύονται από τις διατάξεις του ΝΟΚ

Στα διατηρητέα απαγορεύεται κάθε αφαίρεση, αλλοίωση ή καταστροφή των επιμέρους αρχιτεκτονικών ή διακοσμητικών τους στοιχείων. Επιτρέπεται όμως η επισκευή, η στατική ενίσχυση και η εσωτερική αναβάθμιση, εφόσον δε θίγονται τα προς διατήρηση στοιχεία τους.

Η αποκατάσταση ενός διατηρητέου κτιρίου αποτελεί σύνθετο ζήτημα, λόγω της περίπλοκης διαδικασίας που απαιτείται από γραφειοκρατικής απόψεως, της ποικιλίας των χαρακτηριστικών των κτιρίων (διαφορετικά υλικά, ισχύοντες κανονισμοί, ξυλότυποι, κλπ). Έτσι, δεν υπάρχει μια ενιαία μεθοδολογία επεμβάσεων, διότι κάθε κτίριο είναι μια ξεχωριστή οντότητα. Για οποιαδήποτε επέμβαση στο εσωτερικό ή εξωτερικό τέτοιων κτιρίων απαιτείται η έγκριση της Επιτροπής Αρχιτεκτονικού και Πολεοδομικού Ελέγχου.

Οι τελικές αποφάσεις θα πρέπει να ικανοποιούν διάφορες απαιτήσεις. Για παράδειγμα, στην περίπτωση ιδιωτικού διατηρητέου κτιρίου, το κόστος αποκατάστασης συνήθως είναι αρκετά υψηλό, με συνέπεια το οικονομικό σκέλος να αποτελεί κρίσιμο παράγοντα. Οι σημαντικότεροι παράγοντες που συντελούν στη λήψη της τελικής απόφασης είναι:

- ενδεχόμενη οικονομική υποστήριξη (από την πλευρά του κράτους, της πολιτείας, κλπ)
- η διάρκεια ζωής των επεμβάσεων
- τα χρονικά περιθώρια ως προς την περάτωση του έργου
- το μελλοντικό κόστος συντήρησης
- η προσδοκώμενη διάρκεια ζωής των χρησιμοποιούμενων υλικών
- το νομοθετικό πλαίσιο

Ιδιαίτερη προσοχή αξίζει να δοθεί στις προσόψεις αυτών, οι οποίες σε περίπτωση επισκευής κλπ, θα πρέπει να εναρμονίζονται με την αρχιτεκτονική και την κλίμακα των διατηρητέων του άμεσου περιβάλλοντος.

1.2.1 Διατηρητέα κτίρια στην Αθήνα (περιοχή Ψυρρή)

Πολλά από τα ιστορικά κτίρια της παλιάς Αθήνας δεν υπάρχουν πλέον, καθώς θυσιάστηκαν στο βωμό της ανοικοδόμησης και της αντιπαροχής. Ορισμένα από αυτά όμως έχουν διατηρηθεί, διασώζοντας ίχνη μιας άλλης Αθήνας. Τα περισσότερα κτίρια τότε ήταν νεοκλασικά, με μεγάλους κήπους και μαρμάρινες αυλές, εν αντιθέσει με τις σύγχρονες, πανομοιότυπες πολυκατοικίες.

Ορισμένα από τα σημαντικότερα διατηρητέα κτίρια στο κέντρο των Αθηνών παρουσιάζονται στις παρακάτω εικόνες:



(α)



(β)

Εικόνα 1.1: (α) Έπαυλη της οικογένειας Ερρίκου Κλωναρίδη (κατασκευή: 1900 – 1902) (β)
Οικία Μαρίας Κάλλας (κατασκευή: 1925, οδός Πατησίων)



Εικόνα 1.2: Οικία Κωστή Παλαμά (κατασκευή: 1925, Πλάκα)

Τα τελευταία έτη, το ΥΠΕΧΩΔΕ δημιούργησε μια βάση δεδομένων με συνολικά περίπου 9500 διατηρητέα κτίρια και πλήθος παραδοσιακών οικισμών. Σύμφωνα με

τα στοιχεία της βάσης δεδομένων, η πλειοψηφία των διατηρητέων κτιρίων της χώρας εντοπίζεται στο Δήμο Αθηναίων. Σε αυτόν, υπάγονται 2.868 διατηρητέα κτίρια, εκ των οποίων ενδεικτικά τα 550 βρίσκονται στην Πλάκα, 176 στο Θησείο, 141 στου Ψυρρή και 140 στο Μεταξουργείο.

Αναφορικά με τα διατηρητέα κτίρια στην περιοχή Ψυρρή, σύμφωνα με τη βιβλιογραφία το 1/3 των κτιρίων είναι εγκαταλελειμένα, ενώ τις δεκαετίες 1950 – 1960 συντελέστηκε τεράστια καταστροφή μνημείων.

Τα κτίρια του Ψυρρή μοιάζουν σα σκηνικά θεάτρου με όψη νεοκλασική. Στην πρόσοψη τους κυριαρχεί ο κλασικισμός, ενώ οι εσωτερικοί χώροι διαμορφώνονται όπως τα παλιά, παραδοσιακά, αθηναϊκά σπίτια. Η αισθητική που αποπνέουν είναι καλή, ωστόσο η ποιότητα της κατασκευής, των υλικών κλπ στην πλειοψηφία των δομημάτων αξιολογείται ως χαμηλή.

Ενδεικτικά, ακολουθεί η εικόνα 1.3 με τα σπουδαιότερα διατηρητέα κτίρια της περιοχής Ψυρρή.



(α)



(β)

Εικόνα 1.3: (α) Δημοτικό Βρεφοκομείο (κατασκευή: 1874) & (β) Ναός Αγίων Αναργύρων (κατασκευή: 11^{ος} αιώνας)

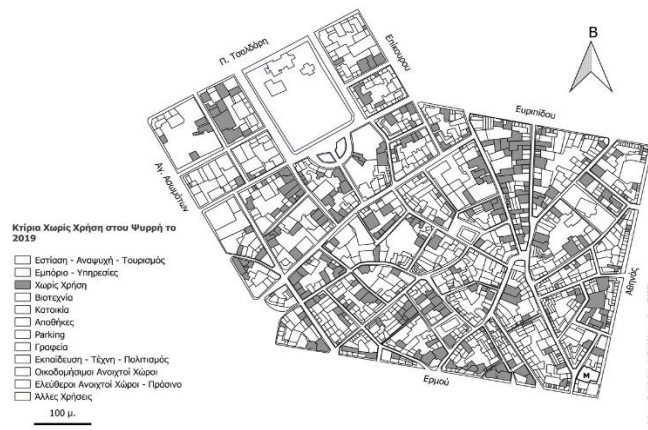
Ιστορική αναδρομή στην περιοχή Ψυρρή

Η συνοικία του Ψυρρή βρίσκεται στο ιστορικό κέντρο της Αθήνας και είναι μια από τις παλαιότερες συνοικίες της πόλης. Απλώνεται γύρω από την Πλατεία Ψυρρή, έχει σχεδόν τετραγωνικό σχήμα και οριοθετείται από τις οδούς: Ερμού, Αθηνάς, Ευριπίδου και Σαχτούρη.

Πρώτη φορά η ονομασία Ψυρρή αναφέρεται σε βιβλίο Γάλλου ιατρού το 1678, ενώ αναφορικά με την ετυμολογία της ονομασίας εκτιμάται ότι η λέξη Ψυρρή(ς) σημαίνει Ψαριανός και προέρχεται από τις παλαιότερες ονομασίες της νήσου των Ψαρών. Έως τα Οθωμανικά χρόνια η συνοικία ήταν σημαντικά μεγαλύτερη, περιλάμβανε την περιοχή που σήμερα είναι γνωστή ως "Μοναστηράκι", φτάνοντας μέχρι το Θησείο και τα όρια της Πλάκας. Εκείνη την περίοδο, η συνοικία έσφυζε από κόσμο, περιλάμβανε βιοτεχνίες, εργαστήρια και έμεναν προηγμένα κοινωνικά στρώματα. Τότε, τα κτίρια είχαν παρόμοια δομή, δηλαδή ήταν διώροφα με μπαλκόνι και εσωτερική αυλή. Η συνοικία ήταν στο επίκεντρο του ενδιαφέροντος τότε και από αρχιτεκτονικής άποψης, καθώς υπήρχαν πλάνα για οικοδόμηση ανακτόρων στην ευρύτερη περιοχή. Μετά τη διάνοιξη της οδού Ερμού (περί το 1835), το Ψυρρή θεωρήθηκε ξεχωριστή συνοικία. Μερικά έτη αργότερα και πιο συγκεκριμένα από το 1870 και έπειτα, θεωρούνταν από τις πιο επικίνδυνες περιοχές της Αθήνας. Αιτία ήταν οι περίφημοι «κουτσαβάκηδες», οι οποίοι λήστευαν και δολοφονούσαν εμπόρους της περιοχής, προκαλώντας φόβο και ανησυχία στους περαστικούς. Η συνοικία αποκαθάρθηκε από την αντικοινωνική παρουσία τους περί το 1896. Από τις εικόνες 1.4 & 1.5, καθίσταται σαφές ότι οι κατοικίες της περιοχής με την πάροδο των ετών μειώθηκαν και τα εγκαταλελειμμένα κτίρια αυξήθηκαν.



Εικόνα 1.4: (α) Απεικόνιση των κατοικιών στο Ψυρρή το 1996 και **(β)** Απεικόνιση των κατοικιών στο Ψυρρή το 2019



Εικόνα 1.5: Σκαριφηματική απεικόνιση κτιρίων χωρίς χρήση στου Ψυρρή το 2019

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

2.1 Βασικά στοιχεία



Εικόνα 2.1: Σημερινή πρόσοψη υπό μελέτη κτιρίου

Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στην περιοχή Ψυρρή και εδώ και είκοσι (20) χρόνια είναι ερειπωμένο. Σύμφωνα με τα συμβόλαια, το δόμημα είχε χρήση καταστήματος στο ισόγειο και κατοικίας στις ανώτερες στάθμες. Με το ΦΕΚ 545 Δ΄ της 17-05-1993 κηρύχθηκε διατηρητέο από το ΥΠΕΧΩΔΕ μαζί με άλλα 192 κτήρια στην ευρύτερη περιοχή του Δήμου Αθηναίων, ενώ με το ΦΕΚ 394 Δ΄ της 21-04-1993 κηρύχθηκε διατηρητέο το όμορο δώροφο κτίσμα από το ΥΠΕΧΩΔΕ και αργότερα με υπουργική απόφαση (ΦΕΚ 50/ΑΑΠ/09-02-2007) χαρακτηρίστηκε ως μνημείο.



Εικόνα 2.2: Ενδεικτική εικόνα διακόσμησης τοίχων του υπό μελέτη διατηρητέου κτιρίου

Το κτίριο είναι εντός οικοπέδου επιφάνειας περίπου 90.0 τ.μ. Η πρόσοψη του είναι επί κεντρικής οδού της συνοικίας Ψυρρή (εικόνα 2.1), ενώ στη μια πλευρά του συνορεύει με ημιερειπωμένο κτίσμα, το οποίο έχει επίσης ανακηρυχθεί διατηρητέο. Στην άλλη πλευρά, συνορεύει με πολυώροφη οικοδομή επαγγελματικών χώρων.

Το κτίριο έμεινε για μεγάλο διάστημα εγκαταλελειμμένο, με συνέπεια τη σταδιακή και ταχύτατη φθορά του. Αρχικά, κατέρρευσε μεγάλο μέρος της οροφής του α' ορόφου, το οποίο συμπαρέσυρε σημαντικό τμήμα της οροφής του ισογείου. Αιτία της κατάρρευσης ήταν το ότι έφραξαν τα στόμια υδρορροών στην ταράτσα, με συνέπεια την εισροή ομβρίων στο εσωτερικό του κτιρίου και εν συνεχεία την κατάρρευση των ξύλινων δαπέδων, τοιχοποιιών και πρόχειρων κατασκευών.

Αποτελούνταν από υπόγειο -το οποίο αποκαλύφθηκε μετά τον καθαρισμό του-, ισόγειο, α' όροφο και δυο ανεξάρτητους χώρους στο δώμα. Στη σημερινή του κατάσταση, ο ένας εκ των δυο χώρων του δώματος έχει καταρρεύσει ολικά, το προαναφερόμενο μικρό κτίσμα είναι σε μη κατοικήσιμη κατάσταση και το κτίριο συνολικά έχει αλλοιωθεί σε πολύ μεγάλο βαθμό, εξαιτίας διαφόρων παραγόντων (πχ των προσθηκών σε αυτό).



(α)

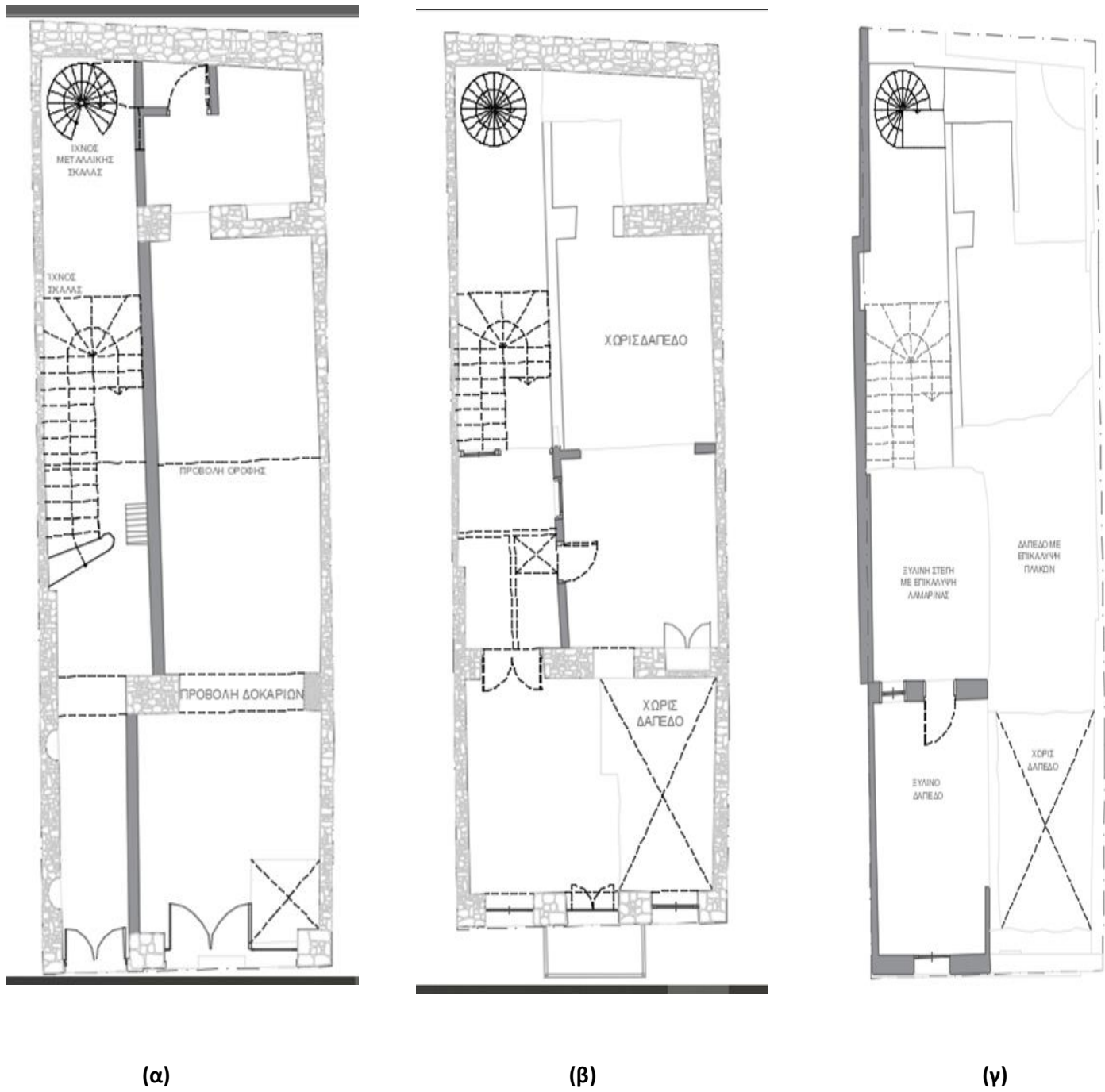


(β)

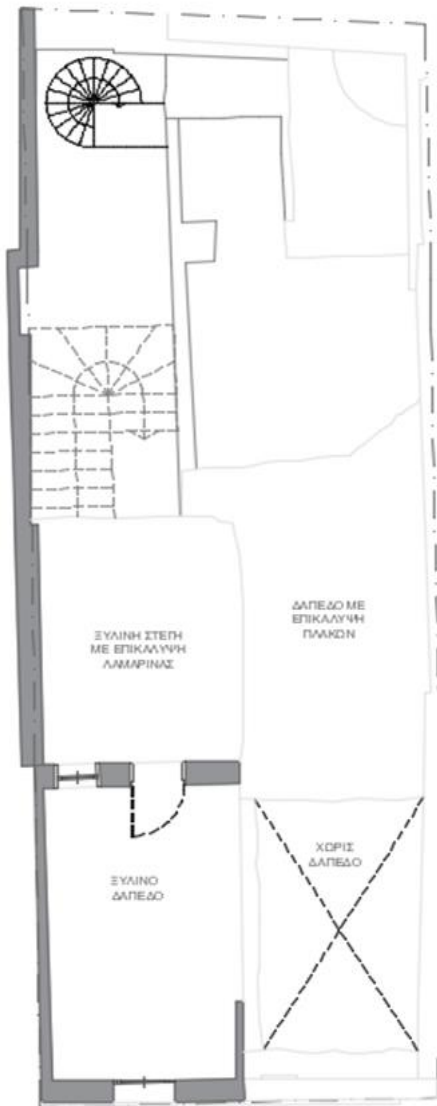
Εικόνα 2.3: (α) Άποψη κτιρίου από ψηλά (β) Μικρό πρόκτισμα στην πρόσοψη

Στοιχεία γεωμετρίας του κτιρίου, τα οποία αφορούν τα ύψη και τις επιφάνειες των ορόφων παρουσιάζονται σε επόμενη υποενότητα.

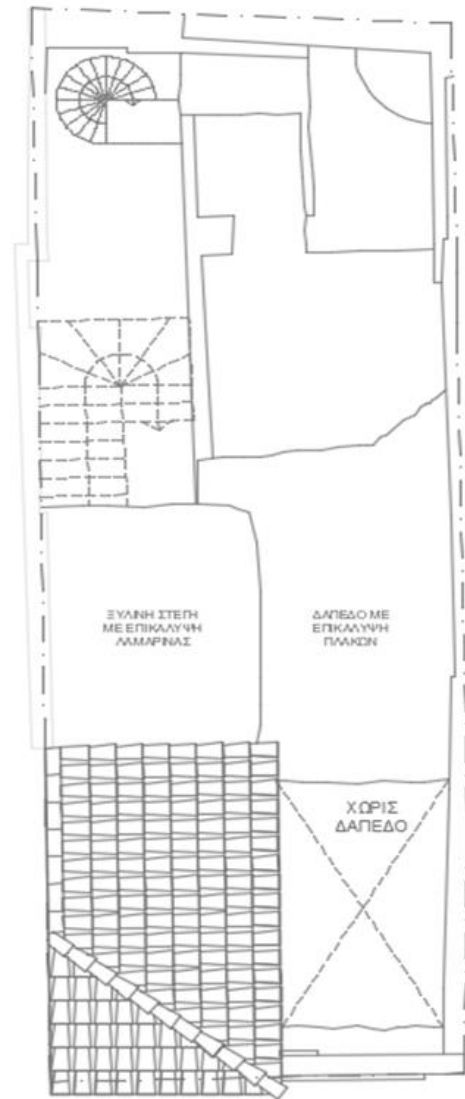
2.2 Σχέδια αποτύπωσης



Εικόνα 2.4: (α) Κάτοψη υπογείου (β) Κάτοψη ισογείου (γ) Κάτοψη α' ορόφου



(α)



(β)

Εικόνα 2.5: (α) Κάτοψη δώματος (β) Κάτοψη στέγης δώματος

Όπως προέκυψαν από τα σχέδια της αποτύπωσης τα καθαρά ύψη του υπογείου, ισόγειου, α' ορόφου και δώματος είναι 2.30m, 3.70m, 3.40m και 2.60m αντίστοιχα. Οι επιφάνειες των ορόφων (συμπεριλαμβανομένων των λίθινων τοίχων) είναι για το υπόγειο 32.15m², για το ισόγειο 86.56m² και για τον α' όροφο 86.56m² επίσης.

Επιθεώρηση έγινε όσες φορές χρειάστηκε με σκοπό τη συστηματική παρατήρηση, καταγραφή και συμπλήρωση στοιχείων, τα οποία αφορούν την τεκμηρίωση του φέροντος οργανισμού, συμπεριλαμβανομένης της συμπεριφοράς του.

Άλλωστε, η συστηματική παρατήρηση όλων των δομικών μελών και του κτιρίου συνολικώς αποτελεί προϋπόθεση για την κατανόηση του φέροντος οργανισμού και της συμπεριφοράς του.

Ο τρόπος δόμησης της τοιχοποιίας κατά το πάχος της διαπιστώθηκε με απλή οπτική παρατήρηση, μέσω των τμημάτων που είχαν καταρρεύσει.

2.3 Φάσεις κατασκευής – χρήσεις

Ο χρόνος ανέγερσης του κτίσματος τοποθετείται μεταξύ των ετών 1869 - 1881, ενώ η κατασκευή εκτιμάται να ολοκληρώθηκε το 1930 - 1940, βασιζόμενοι στον τρόπο δομήσεως, στην ποιότητα των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν, κλπ.

Περιλάμβανε αρχικά τους εξής χώρους:

- υπόγειο: είχε χρήση αποθηκευτικού χώρου
- ισόγειο: είχε εμπορική χρήση
- α΄ όροφο: είχε χρήση κατοικίας

Η επικοινωνία του ισογείου με τον α΄ όροφο γινόταν με τη βοήθεια ξύλινης σκάλας, της οποίας μάλιστα διασώζονται τα ίχνη (εικόνα 2.6)



Εικόνα 2.6: Ίχνος βαθμιδοφόρου κλίμακας ανόδου



(α)



(β)

Εικόνα 2.7: (α) Εσωτερικό υπογείου (β) Ισόγειο



(α)



(β)

Εικόνα 2.8: (α) Εσωτερικό ορόφου (β) Τυπικό δωμάτιο ορόφου

Σε επόμενη φάση, η οικοδομή επεκτάθηκε προς το οπίσθιο όριο, όπως μαρτυρεί η μεγάλη σιδηροδοκός, διατομής διπλού ταυ για τη στήριξη της πλάκας οροφής τμήματος του α' ορόφου. Τέλος, έγινε ανέγερση δυο (2) ανεξάρτητων χώρων στο δώμα.

1^{ος} χώρος δώματος: Βρίσκεται στην πρόσοψη, είχε χρήση κατοικίας και κεραμοσκεπή (εικόνα 2.9)

2^{ος} χώρος του δώματος: Δεν υπάρχει πλέον. Ήταν αρκετά μικρότερος σε έκταση και δε φαινόταν από την πρόσοψη του κτιρίου. Επικοινωνούσε με τον υποκείμενο α' όροφο μέσω καταπακτής. Κατά την αποτύπωση, βρέθηκε στο σημείο της εκτιμώμενης καταπακτής, μια κεκλιμένη επιφάνεια από φύλλα λαμαρίνας, η λειτουργία της οποίας ήταν η αποτροπή της εισροής ομβρίων εντός του κτιρίου. Αυτός ο χώρος είχε χρήση μαγειρείου και διέθετε μονόριχτη στέγη από κεραμίδια.



Εικόνα 2.9: Πλαινή όψη 1^{ου} χώρου δώματος

Τελειώνοντας, με την ολοκλήρωση του κτίσματος και λόγω της αυξανόμενης ανάγκης αποθηκευτικών χώρων, το οικοπέδο καλύφθηκε πλήρως με πρόχειρες κατασκευές (εικόνα 2.10)- από λαμαρίνες για παράδειγμα - και αρκετοί χώροι άλλαξαν χρήση.



Εικόνα 2.10: Πρόχειρες κατασκευές στον ακάλυπτο

2.4 Υλικά και τρόποι δομήσεως

Ο σκελετός του κτιρίου ήταν από φέρουσα τοιχοποιία, η οποία καλυπτόταν από επίχρισμα. Οι τοίχοι του κτιρίου, που ήταν σε επαφή με τα γειτονικά κτίσματα ήταν από λιθοδομή με αργιλοκονίαμα έως τη στάθμη του α' ορόφου. Από αυτό το σημείο και πάνω, ήταν από λιθοδομή με ξυλοδεσιές και ένθετα συμπαγή τούβλα. Ο τοίχος στο πίσω μέρος του κτιρίου ήταν εξ ολοκλήρου από λιθοδομή. Στοιχεία σχετικά με τον τρόπο σύνδεσης στις γωνίες των περιμετρικών τοίχων και στη συνάντηση περιμετρικών και φερόντων τοίχων δεν αναγράφονταν στις δοθείσες τεχνικές εκθέσεις.

Αναφορικά με τα επιχρίσματα, αξίζει να τονιστεί ότι τα επιχρίσματα του ισογείου αν και ήταν από αργιλοκονίαμα, αντικαταστάθηκαν από ασβεστοτσιμεντοκονίαμα. Αυτό εκτιμάται ότι έγινε για λόγους προστασίας των τοίχων από τα εμπορεύματα.

Προχωρώντας προς το βάθος του οικοπέδου, η κατασκευή γίνεται ευτελέστερη σε ό,τι αφορά στα υλικά που χρησιμοποιούνται.

Στην πρόσοψη έχει γίνει μια σημαντική παρέμβαση-αλλοίωση με την αντικατάσταση του αρχικού επιχρίσματος με νέο από τιμεντοκονίαμα – μαρμαροτσιμεντοκονίαμα με ειδική επεξεργασία (τεχνική αρτιφισιέλ). Αυτό έρχεται σε αισθητική δυσαρμονία με το μαρμάρινο εξώστη και το κιγκλίδωμα του (εικόνα 2.11)



(α)



(β)

Εικόνα 2.11: (α) Μαρμάρινος εξώστης στην πρόσοψη (β) Λεπτομέρεια εξώστη

▪ Δάπεδα – οροφές

Στο υπόγειο το δάπεδο δεν είναι ενιαίο. Στο εμπρόσθιο τμήμα είναι από σκυρόδεμα, ενώ στο οπίσθιο από λίθινες ορθογωνικές πλάκες.

Στο ισόγειο το παλιό - ξύλινο - δάπεδο αντικαταστάθηκε με δοκιδωτή πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η τελική επιφάνεια αυτού είναι μωσαϊκό.

Στον όροφο και στο δώμα, τα δάπεδα ήταν ξύλινα. Ήταν κατασκευασμένα σύμφωνα με την τεχνική της εποχής, δηλαδή ξύλινα δοκάρια ανά 50 εκατοστά, με καρφωμένες πάνω σε αυτά τάβλες πάχους 3 εκατοστών περίπου (εικόνα 2.12).



Εικόνα 2.12: Ίχνη από ξύλινα δοκάρια οροφής α' ορόφου

Βέβαια, στο δώμα, ο χώρος του μαγειρείου που υπήρχε, στηριζόταν σε πλάκα με μεταλλικές δοκούς μορφής διπλού ταυ. Παράλληλα, η ταράτσα καλύπτεται με πλάκα από προκατασκευασμένα στοιχεία σκυροδέματος. Επάνω από αυτά, υπάρχει στρώμα από ελαφρόδεμα της εποχής για την εξασφάλιση πρωτόγονης μόνωσης και τη δημιουργία ρύσεων (εικόνα 2.13).



Εικόνα 2.13: Επικάλυψη ταράτσας

Κάνοντας μια ιστορική αναδρομή, πράγματι από το πρώτο τέταρτο του 20^{ου} αιώνα το σκυρόδεμα ήταν ένα νέο δομικό υλικό, που αρχίσε να χρησιμοποιείται στην Ελλάδα και αναμενόταν να διαδραματίσει σημαντικό ρόλο στην ιστορία των κατασκευών. Σύμφωνα με τη βιβλιογραφία, από το 1920 τα κτίρια αρχίζουν να έχουν δοκούς και πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα και φέροντες τοίχους από τοιχοποιία. Αυτό ισχύει και στο υπό μελέτη δόμημα, μιας και ξύλινα δάπεδα αντικαταστάθηκαν από πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος και προστέθηκαν δοκοί από σκυρόδεμα επίσης. Η ασυμμετρία καθύψος και εν κατόψει - την εποχή κατασκευής του κτιρίου - γίνεται κανόνας, ενώ τα ανοίγματα έχουν μεγάλο μήκος και αντιπροσωπεύουν μεγάλο ποσοστό των τοίχων. Αυτό ισχύει και στην περίπτωση μας, όπως αποτυπώνεται από την πρόσοψη του κτιρίου, η οποία βέβαια ήταν και η μοναδική πλευρά του που θα μπορούσε να έχει ανοίγματα.

2.5 Αξιολόγηση δομικής κατάστασης του κτιρίου

Σήμερα το κτίσμα είναι σε κακή κατάσταση και ημερευιωμένο εξαιτίας των όσων έχουν ήδη αναφερθεί σε προηγούμενη υποενότητα της εργασίας (ενότητα 2.1). Η έκθεση του κτιρίου στις καιρικές συνθήκες επί σειρά ετών συνέβαλε στην αποσάθρωση τοίχων και δαπέδων, στη διάβρωση οπλισμού και στη φθορά των ξύλινων διαφραγμάτων. Αξίζει να αναφερθεί, ότι κατά την αποτύπωση, δεν εντοπίστηκαν βλάβες (πχ ρωγμές) λόγω σεισμικών δράσεων. Το τμήμα του κτιρίου που διασώζεται σε σχετικά καλύτερη κατάσταση, εκτείνεται από την πρόσοψη και σε βάθος 5m από αυτή. Ειδικότερα, ο τοίχος της πρόσοψης μαζί με το μαρμάρινο εξώστη είναι σχετικά καλά διατηρημένοι. Η αντικατάσταση του αργιλοκονιάματος, από νέο ισχυρότερο με τσιμέντο έπαιξε σημαντικό ρόλο σε αυτό.

Τα βασικότερα προβλήματα του υπό μελέτη κτιρίου συνοψίζονται παρακάτω:

- καταστροφή μεγάλου μέρους του αρχικού κτίσματος
- απουσία διαφραγμάτων
- χαμηλή ποιότητα υλικών κυρίως για το πίσω μέρος του κτιρίου
- σημαντική οξείδωση σπλισμού δοκιδωτής πλάκας οροφής υπογείου

3. ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

3.1 Βασικά στοιχεία



Η τοιχοποιία είτε νέα είτε υφιστάμενη είναι δύσκολο υλικό από άποψη προσομοίωσης και συμπεριφοράς, γιατί είναι σύνθετο υλικό, μιας και αποτελείται από λιθοσώματα, κονίαμα, ξύλα και σίδηρο.

Είναι ανισότροπο και ψαθυρό υλικό, καθώς μόλις φτάσει τη μέγιστη αντοχή του ακολουθεί ένας απότομα φθητός κλάδος. Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας είναι συνήθως επαρκής, εν αντιθέσει με την εφελκυστική, η οποία είναι μικρή και συχνά δε λαμβάνεται καθόλου υπόψη στο σχεδιασμό.

- Θλιπτική αντοχή:

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας δεν εξαρτάται τόσο πολύ από την αντοχή του κονιάματος. Έχει παρατηρηθεί σε περιπτώσεις θρυμματισμού του κονιάματος ότι η τοιχοποιία μπορεί να αναλάβει κατακόρυφα φορτία. Μάλιστα, η αστοχία της τοιχοποιίας εξαρτάται από την αστοχία του ισχυρού υλικού και όχι του ασθενούς. Το πάχος της παίζει σπουδαίο ρόλο, ώστε να προλάβουν να αναπτυχθούν οι οριζόντιες τάσεις. Από πειραματικά στοιχεία, έχει αποδειχθεί ότι η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας είναι μεγαλύτερη από αυτήν του κονιάματος και μικρότερη από τη θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος σε μονοαξονική θλίψη. Όσο πιο μεγάλοι είναι οι λίθοι, τόσο μειώνεται ο συνολικός όγκος κονιάματος και τόσο λιγότεροι οι αρμοί. Αυτό συνεπάγεται μεγαλύτερη θλιπτική αντοχή. Οι λίθοι είναι σημαντικό να είναι καλά μπλεγμένοι μεταξύ τους.

- Εφελκυστική αντοχή:

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας (f_t) είναι μικρό και αναξιόπιστο μέγεθος. Βέβαια, υφίστανται, δηλαδή είναι μηχανικό χαρακτηριστικό, ακόμα και αν δεν υπάρχει πρότυπο για τη μέτρηση αυτής. Η f_t εξαρτάται από τη γωνία που εμφανίζεται ο εφελκυσμός. Για παράδειγμα, κατακόρυφος εφελκυσμός συνεπάγεται οριζόντια ρωγή. Η αντοχή της τοιχοποιίας σε οριζόντιο εφελκυσμό είναι μεγαλύτερη από την

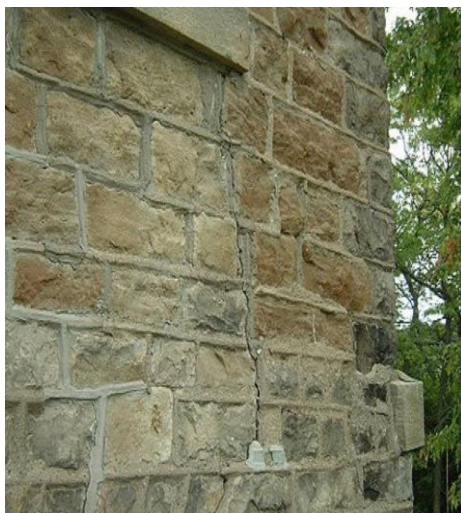
αντοχή της τοιχοποιίας σε κατακόρυφο εφελκυσμό. Φυσικά, εν γένει ο εφελκυσμός θα παρουσιαστεί υπό γωνία.

Κατά την προσέγγιση ενός ιστορικού κτιρίου, μας ενδιαφέρει πως είναι χτισμένη η τοιχοποιία όχι μόνο κατά το μήκος, αλλά και κατά το πάχος της. Αλλιώς ενέχει ο κίνδυνος εξαγωγής εσφαλμένων αποτελεσμάτων. Ως προς την κατασκευή ενός τοίχου από τοιχοποιία υπάρχουν δυο εναλλακτικές:

1^{ος} τρόπος: συμπαγή τοιχοποιία: Οι εξωτερικές παρειές δεν είναι συνδεδεμένες μεταξύ τους ή το ενδιάμεσο υλικό είναι χαμηλής ποιότητας.

2^{ος} τρόπος: τρίστρωτη τοιχοποιία: Γενικά, οι τρίστρωτες καλύπτουν μια πολύ μεγάλη κατηγορία τρόπων δομήσεως. Ειδικότερα, υπάρχουν δυο εξωτερικές παρειές, οι οποίες συνήθως δεν είναι χτισμένες με τον ίδιο τρόπο και στο εσωτερικό αυτών υπάρχει υλικό γεμίματος. Για παράδειγμα, το υλικό γεμίματος μπορεί να είναι μικρές πέτρες ή κομμάτια τούβλου με κονίαμα, το οποίο έριχναν χωρίς καμία συμπύκνωση. Η εξωτερική παρειά ήταν συνήθως καλύτερα δομημένη και ανεπίχριστη, ενώ η εσωτερική ήταν συχνότερα από αργολιθοδομή. Το ενδιάμεσο υλικό ήταν πολύ χαμηλής ποιότητας και συχνά διαλυόταν στα χέρια. Ο δεσμός του υλικού πληρώσεως και των παρειών είναι συνήθως χαλαρός, καθώς μπορεί να έχει καταστραφεί εξαιτίας της γήρανσης των υλικών ή και μηχανικών δράσεων. Η επιλογή της τρίστρωτης τοιχοποιίας στηριζόταν στο ότι, όταν ένα κτίριο έχει μεγάλο ύψος, απαιτεί και ένα ορισμένο πάχος. Έτσι, πετύχαιναν μεγάλη δυσκαμψία.

3.2 Παθολογία



Προκειμένου να εντοπιστεί η αιτία οποιασδήποτε βλάβης, απαιτείται καλή καταγραφή των βλαβών. Η αποτύπωση είναι ενόργανη και απαιτείται να γίνεται με ακρίβεια ως προς τη θέση και το μέγεθος μιας ρωγμής. Το αν έχει ολισθήσει η ρωγμή ή αν τα χείλη της έχουν μετατοπιστεί κάθετα είναι στοιχεία που αξίζει να σημειωθούν κατά τη διάρκεια μιας αποτύπωσης. Επίσης, η διαπίστωση του αν η ρωγμή είναι διαμπερής ή όχι, αν είναι φρέσκια ή προϋπήρχε είναι σημαντικές πληροφορίες. Μια ρωγμή που έχει σχήμα "α" στο εσωτερικό, ενδέχεται να έχει σχήμα "β" στο εξωτερικό. Όλες οι αδυναμίες σχετίζονται με τα υλικά και τα μηχανικά

χαρακτηριστικά αυτών. Η χαμηλή ποιότητα των υλικών και η χαμηλή ποιότητα δόμησης είναι άρρηκτα συνδεδεμένα. Η τοιχοποιία εν γένει αστοχεί σε μικρές παραμορφώσεις, καθώς δεν έχει πλαστικότητα. Η χρήση σπλισμού εντός της τοιχοποιίας στο παρελθόν ήταν σπάνια. Η συντήρηση είναι μείζονος σημασίας. Λόγω των χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας είναι βασικό να λειτουργεί σαν “κουτί”, δηλαδή τα κατακόρυφα στοιχεία να είναι καλά συνδεδεμένα μεταξύ τους και με τα οριζόντια.

3.3 Επί τόπου και πειραματικές διερευνήσεις

Στόχος των επιτόπιων και εργαστηριακών διερευνήσεων είναι η τεκμηρίωση του τρόπου δόμησης της τοιχοποιίας και ο εντοπισμός ασυνεχειών, ρωγμών, μεταλλικών ή και ξύλινων στοιχείων στο εσωτερικό αυτής. Τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν θα πρέπει να είναι συμβατά με τα κατά χώραν υλικά.

Οι επιτόπου δοκιμές διακρίνονται σε:

Μη καταστρεπτικές: δεν επηρεάζουν ούτε τοπικά, ούτε γενικά την κατασκευή. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η χρήση μαγνητόμετρου, ώστε να ελεγχθούν αν υπάρχουν μεταλλικά στοιχεία.

Ελάχιστα καταστρεπτικές: γίνεται ένα τοπικό “τραύμα” (π.χ. οπή) και μετά τοπικού χαρακτήρα επισκευές, βάζοντας λίγο κονίαμα. Ιδιαίτερα σε μνημεία, μπορούν να αξιοποιηθούν περιοχές βλαβών, δίχως να χρειαστεί να ανοιχθούν πρόσθετες οπές.

Πολλές δοκιμές δίνουν ποιοτικά χαρακτηριστικά, οπότε συχνά χρησιμοποιείται συνδυασμός τεχνικών με στόχο τη μέγιστη δυνατή αξιοπιστία του τελικού αποτελέσματος.

Ορισμένες μέθοδοι είναι οι παρακάτω:

Θερμογραφία: Προέρχεται από στρατιωτικές εφαρμογές. Χρησιμοποιείται μάλιστα και σε έρευνες της αστυνομίας, στις οποίες εντοπίζεται ο ζων οργανισμός, ο οποίος έχει άλλη θερμοκρασία από το περιβάλλον. Σε διάφορες θέσεις μπορούν να ληφθούν θερμογραφήματα με χρήση κατάλληλης φωτογραφικής μηχανής. Διακρίνεται σε παθητική και ενεργητική. Η ενεργητική αφορά εσωτερικούς χώρους, στους οποίους θερμαίνονται οι επιφάνειες και αφήνουν να αποδώσουν θερμότητα. Μέσω αυτής μπορούν να εντοπιστούν ασυνέχειες ή κενά στο σώμα της τοιχοποιίας. Ένα μειονέκτημα της μεθόδου είναι το σχετικά υψηλό κόστος του εξοπλισμού που απαιτείται για τη διενέργειά της.

Ραντάρ: Πρόκειται για γεωφυσική μέθοδο, η οποία εφαρμόζεται εδώ και αρκετές δεκαετίες για τη διερεύνηση έργων υποδομής, προς εντοπισμό σωλήνων, αγωγών, κλπ. Στις τοιχοποιίες άρχισε να εφαρμόζεται τα τελευταία 20 έτη. Η λειτουργία του ραντάρ περιγράφεται ακολούθως. Ένα υψίσυχο ηλεκτρομαγνητικό κύμα εκπέμπεται στην επιφάνεια του υπό διερεύνηση στοιχείου. Όταν το κύμα συναντά την επιφάνεια (πχ υλικό με άλλη διηλεκτρική σταθερά), εν μέρει ανακλάται. Το κύμα που ανακλάται, καταγράφεται και επεξεργάζεται. Βέβαια, τα προφίλ που λαμβάνονται δεν είναι άμεσα αξιοποιήσιμα. Υπό προϋπόθεσεις, ο μηχανικός μπορεί

να λάβει καλή εικόνα από αυτά. Εντός Ελλάδας, η πρώτη (1^η) και εκτεταμένη χρήση ραντάρ έγινε για την αποτύπωση της Μονής Δαφνίου.

Ενδοσκόπηση: Σε θέσεις αρμού κονιάματος, ανοίγονται οπές, οι οποίες πρέπει να καθαριστούν σχολαστικά και να τοποθετηθούν εντός αυτών οπτικές ίνες. Το ενδοσκόπιο προϋποθέτει οπή ίση με 2.5cm και μπορεί να “δει” σε βάθος έως 0.5m. Σε οποιοδήποτε βάθος (< 0.5m) μπορούν να ληφθούν φωτογραφίες. Ενδοσκόπηση μπορεί να γίνει εκεί που τα αποτελέσματα του ραντάρ είναι ασαφή.

Ηχητική τομογραφία: Είναι εξαιρετικής σημασίας στα μνημεία, καθώς δίνει ποιοτικού χαρακτήρα παρατηρήσεις και καθοδηγεί στο που θα γίνουν “εύστοχες” οπές. Μπορεί να γίνει είτε πριν είτε και μετά τα ενέματα, για να διαπιστωθεί πόσο γέμισαν αυτά.

Κρουσιμετρία: Μια μάζα κρούει στην επιφάνεια. Όσο σκληρότερη είναι η επιφάνεια, τόσο μεγαλύτερη θα είναι και η αναπήδηση. Έτσι, εκτιμάται η θλιπτική αντοχή του υλικού. Ωστόσο, δε γίνεται σε κονιάματα, διότι τα ιστορικά κονιάματα είναι χαμηλής αντοχής. Για την ολοκλήρωση της διαδικασίας, απαιτείται βαθμονόμηση.

Πυρηνοληψία: Είναι καταστροφική μέθοδος και αποτελούσε το “κόκκινο πανί” για αρχαιολόγους και αρχιτέκτονες. Μέσω των πυρήνων μπορεί να γίνει χημική ανάλυση του υλικού.

3.4 Επεμβάσεις σε ιστορικές κατασκευές

Όπως προκύπτει από την εμπειρία των μηχανικών και κατασκευαστών, δεν εφαρμόζεται μόνο μια τεχνική, αλλά συνδυασμός αυτών. Επιδιωκόμενα είναι τα παρακάτω: 1) πολλαπλή στατική αοριστία του συστήματος και 2) αποφυγή της ολικής κατάρρευσης.

Τοπικές επεμβάσεις σε φέροντα στοιχεία: Αν είναι εφικτό κάτι τέτοιο, θα πρέπει να προτιμάται. Συνίσταται όταν το φέρον σύστημα είναι επαρκές και κατάλληλο, αλλά τα επιμέρους στοιχεία δεν έχουν επαρκή δυσκαμψία και όχι καλή σύνδεση. Οι τοπικές επεμβάσεις περιορίζουν το κόστος σε εύλογα επίπεδα.

Συνολική αύξηση της δυσκαμψίας: Η χαμηλή (ή ανεπαρκής) δυσκαμψία δεν αναμένεται να είναι το βασικό μειονέκτημα της τοιχοποιίας, αλλά δεν αποκλείεται κιόλας. Αύξηση της δυσκαμψίας μπορεί να γίνει με δυο (2) τρόπους:

1^{ος}: Τεχνική μανδύων από σκυρόδεμα: Δίνει αύξηση της δυσκαμψίας και της φέρουσας ικανότητας. Η τεχνική αυτή είναι σχεδόν απαγορευτική, διότι αλλάζει τις διατομές των στοιχείων, αλλοιώνει τα ανοίγματα, είναι μη αναστρέψιμη και δεν επιτρέπει τη διαπνοή στο εσωτερικό της τοιχοποιίας. Όταν τοποθετούνται μανδύες, παρατηρείται αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας.

2^{ος}: Ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας πατωμάτων και στεγών

Καθολική αύξηση της φέρουσας ικανότητας: Για παράδειγμα, αυτό μπορεί να γίνει με ενίσχυση υφιστάμενων στοιχείων ή μετατροπή μη φερόντων σε φέροντα, συνδέοντας τα κατάλληλα με τον υπόλοιπο φέροντα οργανισμό.

Μείωση μαζών: Είναι καλή τεχνική κυρίως σε σεισμογενείς περιοχές, αλλά είναι αρκετά δύσκολο να επιτευχθεί στην τοιχοποιία. Υπάρχουν βέβαια κάποιες δυνατότητες (πχ χρήση ελαφρών δαπέδων), αλλά είναι περιορισμένες.

Νέος "ανεξάρτητος" οργανισμός: Αυτός ο νέος οργανισμός θα είναι στο εσωτερικό της κατασκευής. Εάν ο υφιστάμενος φορέας, δεν μπορεί να αναλάβει τις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, μπορεί να προβλεφθεί ένας νέος, ο οποίος θα είναι υποχρεωτικά συνδεδεμένος με τον υφιστάμενο. Το νέο σύστημα θα πρέπει να θεμελιωθεί. Επομένως, αν από κάτω υπάρχουν αρχαία, θα υπάρχει πρόβλημα. Επίσης, ο νέος φορέας απαιτείται να έχει επαρκή δυσκαμψία, γιατί σε αντίθετη περίπτωση θα βλάψει την τοιχοποιία.

Βαθύ αρμολόγημα: Σε στοιχεία τοιχοποιίας και από την εξωτερική και την εσωτερική παρειά, αφαιρείται κονίαμα και αντικαθίσταται με νέο καλύτερο. Η τεχνική του αρμολογήματος φαίνεται να είναι αποτελεσματική σε τοιχοποιίες περιορισμένου πάχους. Το ποσοστό του κονιάματος που αντικαθίσταται είναι μικρό και δεδομένου ότι η αντοχή του κονιάματος δεν παίζει σπουδαίο ρόλο, το όφελος εν τέλει είναι μικρό. Αν και θεωρείται αποτελεσματική τεχνική, τα πειραματικά δεδομένα περί αυτού είναι λιγοστά. Για αυτή την τεχνική, τίθενται πολλές προϋποθέσεις, όπως το ότι το αρμολόγημα πρέπει να είναι αμφίπλευρο, καθολικό, τα στοιχεία να έχουν μικρό πάχος (< 0.60m) και η τοιχοποιία εν γένει να είναι χαμηλών μηχανικών χαρακτηριστικών.

Ενέσεις σε ρωγμές: Εφαρμόζεται σε ρωγμές σχετικά μικρού ανοίγματος. Η πλήρωση γίνεται με υλικό, το οποίο έχει ιξώδες παρόμοιο με αυτό του νερού. Το υλικό πλήρωσης επιδιώκεται να εισχωρήσει με φυσική ροή, δίχως την άσκηση πίεσης, γίνεται ανά στάδια, από κάτω προς τα πάνω. Όταν είναι δυνατό να καθαιρεθεί το επίχρισμα, αφαιρείται σε όλο το μήκος της ρωγμής, ανοίγονται τρύπες κατά μήκος της ρωγμής και τοποθετώνται διαφανείς σωληνίσκοι. Οι ρωγμές σφραγίζονται στην επιφάνεια με ταχύπηκτο γύψο ή κονίαμα. Η εφαρμογή ενεμάτων ημερησίως δε θα πρέπει να ξεπερνά σε ύψος το 1.0m. Στην πραγματικότητα, το ένεμα φεύγει όπου βρει κενά, ενώ σε γενικότερο πλαίσιο γύρω από τη ρωγμή δημιουργείται ζώνη με ισχυρά μηχανικά χαρακτηριστικά.

Οπλισμένα επιχρίσματα: Πολλές φορές κυρίως λόγω των υψηλών απαιτήσεων των αντισεισμικών κανονισμών παρατηρείται έλλειμα στις τοιχοποιίες, ακόμα και αν χρησιμοποιηθούν ενέματα μάζας. Μια λύση που χρησιμοποιείται συχνά είναι η κατασκευή οπλισμένων επιχρισμάτων. Πιο συγκεκριμένα, αφαιρείται το υφιστάμενο επίχρισμα και αντικαθίσταται με νέο, που έχει κατακόρυφο και οριζόντιο οπλισμό. Το πάχος του επιχρίσματος δεν υπερβαίνει τα 4cm. Το επίχρισμα πρέπει να κατασκευάζεται -όταν είναι απαραίτητο- με υλικά συμβατά με την τοιχοποιία, όπως ένα καλό κονίαμα (όχι ένα αμιγές τσιμεντοκονίαμα) που να επιτρέπει τη διαπνοή.

Πρέπει να λαμβάνεται μέριμνα για την προστασία οπλισμού και αγκύρωσης στην τοιχοποιία, ώστε να μπορεί να συνλειτουργήσει με αυτή. Γενικά, τίθενται πολλοί περιορισμοί για να θεωρηθούν τεχνική ενίσχυσης.

Ενέματα μάζας: Πρόκειται για μια τεχνική ευρύτατα εφαρμοζόμενη και αποδεκτή, ακόμα και για μνημεία, αν και είναι μη αναστρέψιμη. Εάν η τοιχοποιία είναι τρίστρωτη, τα ενέματα μάζας θα είναι αποδοτικότερα. Το ένεμα επιδιώκεται να γεμίσει όλα τα κενά που υπάρχουν (είτε ρωγμές, είτε κενά στο υλικό πληρώσεως).

Τα ενέματα διακρίνονται σε δυο κατηγορίες, οι οποίες είναι οι εξής: i) ενέματα με βάση το τσιμέντο (τσιμεντενέματα) και ii) ενέματα με βάση τις ρητίνες (ρητινέματα). Τα τσιμεντενέματα είναι κονιάματα συντιθέμενα από τσιμέντο, νερό, ασβέστη, λεπτόκοκκα υλικά, υπερρρευστοποιητή, πρόσθετα και άμμος. Η άμμος μπαίνει στην περίπτωση ρωγμών με μεγάλο άνοιγμα.

Τα ρητινέματα από την άλλη πλευρά έχουν τη μεγαλύτερη ενεσιμότητα από όλα τα ενέματα, αλλά έχουν μειονεκτήματα που περιορίζουν τη χρήση τους. Για παράδειγμα, έχουν κακή συμπεριφορά σε υψηλές θερμοκρασίες, υψηλό κόστος και σε περίπτωση μεγάλων ρωγμών είναι πιθανή η αποσύνθεση τους.

Αναφορικά με τη σύνθεση του ενέματος, θα πρέπει αυτό να ικανοποιεί κάποιες ιδιότητες. Αρχικά, απαιτούνται: 1) ρεολογικές ιδιότητες (δηλαδή να είναι ενέσιμο), 2) σταθερότητα (δηλαδή να μην έχουμε υπερβολική απόμιξη και εξίδρωση) 3) περιορισμένη συστολή ξήρανσης, ώστε να μην εμφανιστούν πρόσθετες ρωγμές 4) κατάλληλος χρόνος σκλήρυνσης 5) μακροσκοπικές ιδιότητες (δηλαδή να παράγονται αδιαλυτά άλατα στο νερό) 6) χημική σταθερότητα προϊόντων

Ο σχεδιασμός ενός ενέματος δεν είναι απλός. Στο τέλος, οι παραπάνω ιδιότητες ελέγχονται με τυποποιημένες διαδικασίες. Εάν η τοιχοποιία έχει επίχρισμα και επιτρέπεται να καθαριστεί αυτό, τότε είναι η καλύτερη διαδικασία γιατί η τοιχοποιία φαίνεται ξεκάθαρα, μπορούν να απομακρυνθούν χαλαρά υλικά, να σφραγιστούν οι ρωγμές και να παρακολουθηθεί καλύτερα η εφαρμογή ενέματος σε όλα τα στάδια. Το ένεμα δε θα πρέπει να έχει πολύ μεγαλύτερη αντοχή από αυτή της τοιχοποιίας.

Ενίσχυση διαφραγματικής λειτουργίας: Η απουσία των διαφραγμάτων είναι ίσως η σπουδαιότερη αδυναμία. Η ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας βελτιώνει τη λειτουργία κιβωτίου, μειώνοντας τις επιβαλλόμενες παραμορφώσεις της κατασκευής. Άρα, δίνει καλύτερη συμπεριφορά. Το ότι υπάρχει διάφραγμα, εξασφαλίζει ότι όλα τα κατακόρυφα στοιχεία θα έχουν τις ίδιες μετακινήσεις. Έτσι, αποφεύγεται η συγκέντρωση βλαβών σε ορισμένες περιοχές της κατασκευής. Η ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας δε συνεπάγεται αύξηση της μάζας, εκτός αν το διάφραγμα αντικατασταθεί από διάφραγμα οπλισμένου σκυροδέματος. Αυτή η αντικατάσταση είναι συνήθως μη αποδεκτή για τα ιστορικά κτίρια. Άλλο ένα πλεονέκτημα είναι ότι "δένοντας" το κτίριο, μειώνεται σημαντικά η ιδιοπερίοδος του και οι σεισμικές δυνάμεις που ασκούνται σε αυτό. Δεν αρκεί να βάλουμε ένα πέτσωμα άνω ή κάτω από το υφιστάμενο, αλλά πρέπει να ελεγχθεί αν εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία και πόσο σε κάθε διεύθυνση. Η εν λόγω ενίσχυση

μπορεί να γίνει, εάν πάνω από το υφιστάμενο σανίδωμα, τοποθετηθεί ένα επιπλέον υπό γωνία 45° ή κάθετα. Η διαφραγματική λειτουργία θα πρέπει να ελέγχεται για όλο το κτίριο και όχι για κάθε χώρο ξεχωριστά. Το βασικό σημείο ενδιαφέροντος είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και όχι τόσο η αύξηση της φέρουσας ικανότητας.

Μανδύες: Είναι πολύ επεμβατική τεχνική και γίνεται, εάν η αποτίμηση δείξει σημαντικό έλλειμα στη φέρουσα ικανότητα των δομικών στοιχείων έναντι της ζητούμενης. Οι μανδύες αλλάζουν τη θερμική συμπεριφορά της τοιχοποιίας, άρα αποδιοργανώνεται συν το χρόνω και πρέπει να είναι καλά αγκυρωμένοι, ώστε να αναλάβουν τις σεισμικές δράσεις. Οι μανδύες αυξάνουν τη μάζα και τη δυσκαμψία, άρα και τα συμβατικά σεισμικά φορτία και αυτομάτως οδηγούμαστε και σε ενίσχυση των θεμελίων. Το Υπουργείο Πολιτισμού τους απαγορεύει. Βέβαια, ελήφθησαν υπόψη στον ΚΑΔΕΤ για λόγους πληρότητας, αλλά με αποθαρρυντικά σχόλια.

Επεμβάσεις σε ξύλινα στοιχεία – ξυλοδεσιές: Το ξύλο ως οργανικό υλικό κινδυνεύει από μεταβολή της υγρασίας, ενώ σε προστατευμένο περιβάλλον εντοπίζονται ξύλα σε εξαιρετική κατάσταση. Πρέπει να προστατεύονται έναντι σήψης και πυρκαγιάς. Κατά την αντικατάσταση ξύλινων στοιχείων, είναι καλό να χρησιμοποιούνται ανθεκτικά είδη ξυλείας με μεγάλη πυκνότητα. Η πελεκητή ξυλεία έχει μεγαλύτερη ανθεκτικότητα και μηχανικά χαρακτηριστικά από την πριστή. Το πρόβλημα συνήθως εμφανίζεται στα άκρα των δοκών και των στεγών και πρέπει να επέμβει ο μηχανικός. Αποκόπτονται τα βλαβέντα μέλη και αντικαθίστανται με υγιή ξύλα, τα οποία πρέπει να συνδεθούν καταλλήλως. Ιδιαίτερη δυσκολία παρουσιάζει η ανάγκη αντικατάστασης των εγκάρσιων ξύλων. Αυτά είναι σε κοντινές αποστάσεις το ένα με το άλλο, οπότε ναί μεν η καθαίρεση γίνεται τμηματικά, αλλά είναι συνολική στο τέλος.

3.5 Έλεγχοι τοιχοποιίας

Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται κατά την αποτίμηση ή το σχεδιασμό ενός δομήματος από φέρουσα τοιχοποιία είναι οι εξής:

- Σε εντός επιπέδου διάτμηση
- Σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς
- Σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς
- Σε εντός επιπέδου κάμψη

Έλεγχοι θλίψεως δεν πραγματοποιούνται, διότι οι προκύπτουσες τάσεις είναι σημαντικά μικρότερες από την αντοχή της τοιχοποιίας σε μονοαξονική θλίψη. Γενικά, για τα είδη και τα ύψη κατασκευών τοιχοποιίας, οι θλιπτικές αντοχές είναι επαρκείς. Τονίζεται, ότι η υπέρβαση της εφελκυστικής ή της θλιπτικής αντοχής δε σημαίνει απαραίτητως την αστοχία της τοιχοποιίας.

3.5.1 Έλεγχος σε εντός επιπέδου διάτμηση

Η συμπεριφορά των τοίχων ενός κτιρίου σε εντός επιπέδου διάτμηση είναι μείζονος σημασίας για τη συμπεριφορά όλου του κτιρίου σε σεισμό. Κατά τη διάρκεια ενός

σεισμού, επιβάλλονται στον τοίχο οριζόντιες παραμορφώσεις, οι οποίες οδηγούν στην παραμόρφωση ενός αρχικά ορθογώνιου παραλληλογράμμου. Οι δυο διαγώνιες έχουν διαφορετικά μήκη, καθώς η μία εφελκύεται και η άλλη θλίβεται.

Ορισμένες ενδείξεις αστοχίας ενός τοίχου σε εντός επιπέδου διάτμηση είναι οι εξής:

- Διατμητική ολίσθηση στο μέσον της τοιχοποιίας με την εμφάνιση κλιμακωτών ρωγμών. Οι ρωγμές διέρχονται εντός των αρμών κονιάματος.
- Αστοχία των λιθοσωμάτων στο μέσον της τοιχοποιίας, λόγω δυσμενούς συνδυασμού θλιπτικών και διατμητικών τάσεων.
- Καμπτική θραύση στη βάση της τοιχοποιίας με άνοιγμα εφελκυστικών ρωγμών.

Η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας υπολογίζεται από την εξής σχέση του ΕΚ6:

$$f_{vk} = f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_d < 0.065 \cdot f_b \quad (3.1)$$

Όπου:

f_{vk} : η διατμητική αντοχή τοιχοποιίας

f_{vk0} : η τιμή συνοχής, η οποία λαμβάνεται 0.1 ÷ 0.2MPa

μ : ο συντελεστής τριβής, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 0.4.

Βέβαια, από δοκιμές είναι γνωστό ότι το μ μπορεί να είναι και ίσο με 1 ή 2. Αυτό είναι αρκετά σημαντικό, διότι όταν γίνονται αποτιμήσεις με $\mu = 0.40$, τότε θα υπολογίζονται μικρές διατμητικές αντοχές και εν τέλει θα γίνονται ισχυρότερες επεμβάσεις από ότι ενδεχομένως χρειαζόνταν.

f_b : ανηγμένη θλιπτική αντοχή λιθοσώματος

σ_d : η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής τάσης της κάθετης προς την τέμνουσα που αναπτύσσεται στο υπό μελέτη στοιχείο και στη στάθμη ενδιαφέροντος

Η σ_d αναφέρεται στο θλιβόμενο τμήμα του τοίχου, μιας και το εφελκυστικό δεν μπορεί να αναλάβει διατμητικά φορτία και υπολογίζεται ως εξής: $\sigma_d = F / (t \cdot l)$

όπου:

F: η κατακόρυφη αξονική δύναμη από το συνδυασμό "G + 0.3Q"

t: το πάχος του στοιχείου

l: το μήκος του στοιχείου

Για την τέμνουσα αντοχής ισχύει ο εξής τύπος: $V_R = f_{vk} \cdot t \cdot l_c / \gamma_M$

Για τον υπολογισμό του l_c (θλιβόμενου μήκους πεσσού), προηγείται ο υπολογισμός της εκκεντρότητας ($e = M / F$).

- Εάν $e > l/6$, τότε: $l_c = 3 \cdot (0.5 \cdot l - e)$
- Εάν $e < l/6$, τότε: $l_c = l$

Αξίζει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή και βαρύτητα, στο ότι οι τιμές που προβλέπονται από τον Ευρωκώδικα για τη V_R είναι μεγαλύτερες από τις πειραματικές. Άρα, η σχέση του Ευρωκώδικα είναι κατά της ασφάλειας, το οποίο είναι πάρα πολύ σοβαρό, όταν γίνεται σχεδιασμός. Αυτό που οδηγεί σε αυτή την ασυμφωνία προβλεπόμενων και πραγματικών τιμών είναι ότι δε λαμβάνεται υπόψη η αστοχία του λοξού θλιπτήρα, η οποία μάλιστα συνήθως είναι η κρισιμότερη. Μέχρι στιγμής, για αυτό το θέμα δεν προβλέπεται κάτι στον Ευρωκώδικα.

Τελικά, ο έλεγχος σε εντός επιπέδου διάτμηση, γίνεται μέσω του λόγου V_R/V_{ED} και αν είναι μεγαλύτερος της μονάδας, τότε υπάρχει επάρκεια.

3.5.2 Έλεγχος σε εκτός επιπέδου κάμψη

Άλλο ένα πρόβλημα, που εμφανίζεται κυρίως στις υφιστάμενες κατασκευές είναι η εκτός επιπέδου κάμψη. Ορισμένα αίτια είναι η έλλειψη διαφραγμάτων ή η κακή σύνδεση αυτών με τα κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής. Οι τοίχοι αντιμετωπίζονται ως κατακόρυφες πλάκες με τις όποιες συνθήκες έδρασης στις παρειές τους. Για παράδειγμα ένας τοίχος, ο οποίος είναι πακτωμένος με τους τριγύρω και πάνω σε αυτόν εδράζεται ένα ελαφρύ ξύλινο πάτωμα αντιμετωπίζεται ως τριέριστη πλάκα.

- Έλεγχος σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσης κάθετο στους οριζόντιους αρμούς

Η αντοχή σχεδιασμού άοπλης τοιχοποιίας σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσης κάθετο στους οριζόντιους αρμούς ορίζεται ως εξής:

$$M_R = f_{xd2} * Z / \gamma_M \quad (3.2)$$

Όπου:

f_{xd2} : η καμπτική αντοχή σχεδιασμού για επίπεδο κάμψης κάθετο προς τις οριζόντιες ακμές

Z: η ροπή αντίστασης ανά μονάδα μήκους ή ύψους, η οποία δίνεται από τη σχέση: $Z = b * t^2 / 6$

Παρακάτω ακολουθεί ο πίνακας 3.1 με ενδεικτικές τιμές για την f_{xd2} .

Πίνακας 3.1: Τιμές της f_{yk2}

Υλικό λιθοσώματος	f_{yk2} (N/mm ²)			
	Κονίαμα γενικής εφαρμογής		Κονίαμα λεπτής στρώσεως	Ελαφροκονίαμα
	$f_m < 5\text{N/mm}^2$	$f_m \geq 5\text{N/mm}^2$		
Άργιλος	0,20	0,40	0,15	0,10
Πυριτικό ασ- βέστιο	0,20	0,40	0,30	Δεν χρησιμοποιείται
Σκυρόδεμα με αδρανή	0,20	0,40	0,30	Δεν χρησιμοποιείται
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	0,20	0,20	0,30	0,15
Τεχνητοί λίθοι	0,20	0,40	Δεν χρησιμοποιείται	Δεν χρησιμοποιείται
Λαξευτοί φυ- σικοί λίθοι	0,20	0,40	0,15	Δεν χρησιμοποιείται

Ένας άλλος τύπος υπολογισμού της αντοχής M_R σύμφωνα με την καθηγήτρια Βιντζηλαίου Ε. (2005) είναι ο εξής:

$$M_R = \sigma_d * I * t^2 * (1 - \gamma_M * \sigma_d / f_k) \quad (3.3)$$

Αντίστοιχα με τον έλεγχο της τέμνουσας, έτσι και εδώ ο έλεγχος γίνεται μέσω του πηλίκου: M_R / M_{ED}

- Έλεγχος σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσης παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς

Η αντοχή σχεδιασμού άοπλης τοιχοποιίας σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσης παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς ορίζεται ως εξής:

$$M_R = f_{xd1} * Z / \gamma_M \quad (3.4)$$

Όπου:

f_{xd1} : η καμπτική αντοχή σχεδιασμού για επίπεδο κάμψης παράλληλο προς τις οριζόντιες ακμές

Z : η ροπή αντίστασης ανά μονάδα μήκους ή ύψους, η οποία δίνεται από τη σχέση: $Z = b * t^2 / 6$

Η ευνοϊκή συμβολή της κατακόρυφης τάσης είχε ως συνέπεια αντί της f_{xd1} να χρησιμοποιηθεί η $f_{xd1,app}$, η οποία προκύπτει ακολούθως: $f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d$

Ο πίνακας 3.2 περιλαμβάνει ορισμένες ενδεικτικές τιμές της f_{yk1} .

Πίνακας 3.2: Τιμές της f_{yk1}

Υλικό λιθοσώματος	f_{yk1} (N/mm ²)			
	Κονίαμα γενικής εφαρμογής		Κονίαμα λεπτής στρώσεως	Ελαφροκονίαμα
	$f_m < 5\text{N/mm}^2$	$f_m \geq 5\text{N/mm}^2$		
Άργιλος	0,10	0,10	0,15	0,10
Πυριτικό ασβέστιο	0,05	0,10	0,20	Δεν χρησιμοποιείται
Σκυρόδεμα με αδρανή	0,05	0,10	0,20	Δεν χρησιμοποιείται
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	0,05	0,10	0,15	0,10
Τεχνητοί λίθοι	0,05	0,10	Δεν χρησιμοποιείται	Δεν χρησιμοποιείται
Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	0,05	0,10	0,15	Δεν χρησιμοποιείται

3.5.4 Έλεγχος σε εντός επιπέδου κάμψη

Η αντοχή σχεδιασμού άοπλης τοιχοποιίας σε εντός επιπέδου κάμψη δίνεται από τον κάτωτι τύπο, σύμφωνα με τη Βιντζηλαίου Ε. (2005):

$$M_R = \sigma_d * t * l^2 * (1 - \gamma_M * \sigma_d / f_k) \quad (3.5)$$

Όπου:

l: το μήκος της τοιχοποιίας στο σημείο ελέγχου

t: το πάχος της τοιχοποιίας στο σημείο ελέγχου

3.6 Παραδοχές / στοιχεία της υφιστάμενης τοιχοποιίας

Γενικά στοιχεία

Η τοιχοποιία μπορεί να αποτελείται από φυσικούς ή τεχνητούς λίθους. Όταν το κύριο δομικό υλικό είναι οι φυσικοί λίθοι, τότε υπάρχουν οι εξής υποκατηγορίες:

- i) Ξηρολιθοδομή: Η δόμηση γίνεται δίχως κονίαμα, με σχετική μικρή και επιτόπια επεξεργασία της πέτρας. Είναι η παλαιότερη μέθοδος λιθοδομής. Ωστόσο, σήμερα τείνει να εγκαταλειφθεί, καθώς η χρήση της περιορίζεται σε κατασκευές μικρής σημασίας πχ σε κάποιο βοηθητικό κτίσμα.



- ii) Αργολιθοδομή: Η δόμηση γίνεται με αργούς λίθους και κονίαμα. Αργοί χαρακτηρίζονται οι λίθοι με ακατέργαστο σχήμα και μέγεθος κατάλληλο για δόμηση.



- iii) Λιθοδομή με ημίξεστους λίθους: Η δόμηση γίνεται με ημιεπεξεργασμένους ορθογώνιους ή πολυγωνικούς λίθους.
- iv) Ξεστή λιθοδομή: Η δόμηση γίνεται με τέλεια λαξευμένους λίθους. Λαξευμένοι λίθοι χαρακτηρίζονται αυτοί που έχουν αποκτήσει μετά από πλήρη επεξεργασία όλων των επιφανειών τους ακριβές γεωμετρικό σχήμα, με στόχο η προσαρμογή τους να είναι τέλεια.



Εάν από την άλλη πλευρά οι λίθοι είναι τεχνητοί, τότε η τοιχοποιία μπορεί να χαρακτηριστεί ως οπτοπλινθοδομή ή ωμοπλινθοδομή ή τσιμεντολιθοδομή.

Εν προκειμένω, όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενη υποενότητα, η τοιχοποιία διέθετε λίθους, οι οποίοι είχαν υποστεί λίγη ή και καθόλου επεξεργασία - αργούς λίθους δηλαδή - και αργιλοκονίαμα, οπότε επρόκειτο για αργολιθοδομή. Αυτό ισχύει για το υπόγειο, το ισόγειο και τον α' όροφο. Η εν λόγω τοιχοποιία είναι άοπλη.

Βάσει λοιπόν των παραπάνω και προκειμένου να προσομοιωθεί η τοιχοποιία ως υλικό στο πρόγραμμα επίλυσης, έγιναν οι εξής επιλογές/παραδοχές και υπολογισμοί.

- Σύνθεση τοιχοποιίας (υλικά)

Η υπό μελέτη τοιχοποιία θεωρήθηκε ότι αποτελείται από λιθοσώματα κατηγορίας 1 και κονίαμα γενικής εφαρμογής.

- Ειδικό βάρος τοιχοποιίας

Το ειδικό βάρος της τοιχοποιίας ελήφθη ίσο με $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.

- Συντελεστές ασφαλείας

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ6, για τοιχοποιία με λιθοσώματα κατηγορίας II -οι φυσικοί λίθοι κατατάσσονται στην κατηγορία II- και για κατηγορία κατασκευής A, δίνεται: $\gamma_M = 2.00$

Ο παραπάνω συντελεστής ασφαλείας μπορεί να λαμβάνεται μειωμένος για το σεισμικό συνδυασμό, σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα 1998 – 1, ως εξής:

$$\gamma_{M, \text{reduced}} = (2/3) * \gamma_M = (2/3) * 2 = 1.7 (> 1.5)$$

- Θλιπτική αντοχή – γενικά

Ο προσδιορισμός της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας μπορεί να γίνει με τρεις μεθόδους, οι οποίες αναλύονται ακολούθως.

1^η μέθοδος: Κατά την πρώτη μέθοδο, τμήμα της τοιχοποιίας αποσπάται από την κατασκευή και μεταφέρεται για έλεγχο στο εργαστήριο. Τα δοκίμια υποβάλλονται σε θλίψη. Το ύψος του πρίσματος πρέπει να είναι τουλάχιστον διπλάσιο του πάχους, να περιέχει τουλάχιστον δύο οριζόντιους αρμούς κονιάματος και να είναι τουλάχιστον 0.40m. Πλεονεκτήματα της μεθόδου είναι ότι η δοκιμή γίνεται κάτω από καλά ελεγχόμενες συνθήκες, υπάρχει η δυνατότητα προσδιορισμού της θλιπτικής αντοχής και του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας. Μειονεκτήματα της μεθόδου είναι ότι η προσδιοριζόμενη θλιπτική αντοχή είναι μικρότερη από την πραγματική λόγω των καταπονήσεων που έχει υποστεί το δοκίμιο κατά την απόσπαση και μεταφορά από το έργο στο εργαστήριο, το κόστος της αποσπάσεως και αποκαταστάσεως.

2^η μέθοδος: Κατασκευάζονται δοκίμια τοιχοποιίας από λιθοσώματα τα οποία λαμβάνονται από τμήμα της υπό εξέταση τοιχοποιίας και με κονίαμα ανάλογο του κονιάματος δομήσεως της υπό εξέταση τοιχοποιίας. Απαιτείται χημική ανάλυση του κονιάματος δομήσεως, ώστε να εκτιμηθούν η σύσταση και οι αναλογίες του κονιάματος. Πλεονεκτήματα της μεθόδου είναι τα ίδια με της πρώτης μεθόδου. Μειονεκτήματα της μεθόδου είναι ότι οι συνέπειες του ερπυσμού, της υγρασίας και της θερμοκρασίας δε λαμβάνονται υπόψη.

3^η μέθοδος: Κατά την τρίτη μέθοδο διανοίγονται δύο οριζόντιες σχισμές στους αρμούς σε απόσταση τεσσάρων έως έξι στρώσεων. Το πάχος της σχισμής πρέπει να είναι ικανό ώστε να είναι δυνατή η εισαγωγή ενός επίπεδου γρύλου. Στη συνέχεια, ασκείται πίεση στους γρύλους και έτσι το τμήμα της τοιχοποιίας μεταξύ των δύο γρύλων βρίσκεται υπό κατακόρυφη πίεση. Η πίεση αυξάνει μέχρι την αστοχία της τοιχοποιίας. Πλεονεκτήματα της μεθόδου είναι ότι είναι μια μη καταστροφική μέθοδος με την οποία προσδιορίζονται η επιτόπου θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας και το μέτρο ελαστικότητας. Μειονεκτήματα της μεθόδου είναι ότι ορισμένες φορές οι επίπεδοι γρύλοι δεν είναι ικανοί να αναπτύξουν τόσο μεγάλη πίεση ώστε να προκληθεί αστοχία της δοκιμαζόμενης περιοχής.

Τέλος, εκτός από τις παραπάνω αναφερόμενες μεθόδους στις οποίες χρησιμοποιείται τμήμα τοιχοποιίας για να εκτιμηθεί η θλιπτική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας, έχουν αναπτυχθεί και αρκετές ημιεμπειρικές σχέσεις

με τις οποίες τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας υπολογίζονται από τα χαρακτηριστικά των επί μέρους υλικών.

Εν προκειμένω, ο υπολογισμός της θλιπτικής αντοχής έγινε μέσω ημιεμπειρικής σχέσης του κ. Τάσιου (1986), η οποία ακολουθεί:

$$f_{wc} = \xi \left(\left(\frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - \alpha \right) + \beta \cdot f_{mc} \right) \quad (3.6)$$

f_{bc} : η θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων, η οποία λαμβάνεται ίση με 30MPa

f_{mc} : η θλιπτική αντοχή του κονιάματος, η οποία λαμβάνεται ίση με 1MPa

α : μειωτικός συντελεστής για τοιχοποιία από φυσικούς λίθους. Κυμαίνεται από 0.5 (για λαξευμένες πέτρες) έως 2.5 (για κροκάλες). Εδώ ελήφθει μία μέση τιμή ίση με $\alpha = 1.5$, μιας και οι πέτρες έχουν υποστεί μια κατεργασία μεν, η οποία είναι χαμηλή δε.

β : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη συνεισφορά του κονιάματος στην αντοχή. Κυμαίνεται από 0.50 για λιθοδομή έως 0.10 για οπτοπλινθοδομή. Εδώ ελήφθει ίσος με 0.40.

ξ : συντελεστής που αποσκοπεί στη μείωση της θλιπτικής αντοχής, εάν το ποσοστό του κονιάματος είναι σημαντικό. Εδώ έγινε υπέρ της ασφαλείας μια ελάττωση της τάξεως του 5%.

Τελικά, προέκυψε: $f_{wc} = 0.95 * ((0.667*5.48 - 1.5) + 0.4 * 1)$
 $= 0.95 * (2.15 + 0.4) = 2.45\text{MPa}$

Τονόζεται, ότι κονίαμα γενικής εφαρμογής χαρακτηρίζεται αυτό που χρησιμοποιείται σε αρμούς πάχους μεγαλύτερους των 5mm και στο οποίο χρησιμοποιούνταν βαριά αδρανή. Αντίθετα, το κονίαμα λεπτής στρώσης είναι αυτό που έχει μελετηθεί, ώστε να χρησιμοποιείται σε αρμούς πάχους 1 – 3mm, ενώ ένα ελαφροκονίαμα έχει τέτοια σύνθεση, ώστε η πυκνότητα του (σκληρυμένου και ξηρού) να είναι μικρότερη από 1500Kg/m³. Η κατάταξη ενός κονιάματος τοιχοποιίας είναι υποχρεωτική.

Οι παραπάνω επιλεγόμενες τιμές f_b και f_m αιτιολογούνται ακολούθως. Σύμφωνα με τον κανονισμό, για κονίαμα γενικής εφαρμογής και εφόσον οι αρμοί δε διαθέτουν οπλισμό, ισχύει: $f_m > 1\text{MPa}$. Υπέρ της ασφαλείας λοιπόν ελήφθει η χαμηλότερη επιτρεπόμενη τιμή $f_m = 1\text{MPa}$.

Τα λιθοσώματα κατατάσσονται ανάλογα με τη στάθμη ποιοτικού ελέγχου κατά την παραγωγή στην κατηγορία I ή στην κατηγορία II. Για την κατηγορία I, απαιτείται: i) επίτευξη προκαθορισμένης θλιπτικής αντοχής ii) σύστημα ποιοτικού ελέγχου iii) δοκιμασία δειγμάτων κατά το EN 772-1 και στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων. Για την κατηγορία II, πρέπει η μέση θλιπτική αντοχή να είναι μεγαλύτερη από την προκαθορισμένη. Οι φυσικοί λίθοι – που μας ενδιαφέρουν εν προκειμένω – κατατάσσονται στην κατηγορία II. Η κατάταξη των λιθοσωμάτων σε

ομάδες 1, 2α, 2β ή 3 γίνεται ανάλογα με τη διατομή τους και τον όγκο των κενών σε αυτά.

- Εφελκυστική αντοχή

Η εφελκυστική αντοχή f_t ελήφθει ίση με $10\% \cdot f_k$, δηλαδή 0.245MPa.

- Αντοχή f_{xk2}

Σύμφωνα με τον πίνακα 3.1, για κονίαμα γενικής εφαρμογής και αντοχής 1MPa (< 5MPa) λαμβάνεται $f_{xk2} = 0.2\text{MPa}$.

- Μέτρο ελαστικότητας

Η αναζήτηση ή ο προσδιορισμός του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας είναι σύνθετο θέμα, ειδικά όταν δεν έχουν γίνει εργαστηριακές διερευνήσεις. Για λόγους απλούστευσης λοιπόν, λαμβάνεται τιμή ίση με $1000 \cdot f_k$ (εμπειρικός τύπος, Τάσιος 1992) για το βραχυχρόνιο μέτρο ελαστικότητας. Η τιμή του E είναι χαμηλή, στοιχείο που αιτιολογείται, διότι η τοιχοποιία ως ψαθυρό υλικό δεν μπορεί να υποστεί σημαντικές παραμορφώσεις.

Άρα: $E = 1000 \cdot f_{wc} = 2450\text{MPa}$

- Λόγος Poisson

Δίνεται από την εμπειρική σχέση του κ. Τάσιου και του κ. Χρονόπουλου (1986) ακολούθως:

$$\nu = 0.5 - 0.1 \cdot \sqrt[4]{f_{wc}} \quad (3.7)$$

Τελικώς: $\nu = 0.5 - 0.1 \cdot (2.45)^{0.25} = 0.5 - 0.1 \cdot 1.25 = 0.5 - 0.13 = 0.37$

- Πάχη τοιχοποιίας

Κατά την αποτύπωση της τοιχοποιίας παρατηρήθηκε σημαντική διαφοροποίηση στα πάχη των τεσσάρων (4) τοιχών που περιέβαλαν την τοιχοποιία. Σύμφωνα με αυτά, το ελάχιστο πάχος τοιχοποιίας που μετρήθηκε ήταν 30cm, ενώ το μέγιστο ήταν ίσο με 65cm.

4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΡΧΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

4.1 Λογισμικό ανάλυσης & βασικά βήματα προσομοίωσης

Για τις αναλύσεις των δομικών φορέων που περιγράφονται στα επόμενα κεφάλαια χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό ETABS. Παρακάτω συνοψίζονται τα βήματα που ακολουθήθηκαν και ορισμένα σημεία, στα οποία δόθηκε προσοχή για την όσον το δυνατόν καλύτερη προσομοίωση των εξεταζόμενων συστημάτων.

1^ο βήμα: Εισαγωγή των γεωμετρικών στοιχείων του φορέα

2^ο βήμα: Εισαγωγή δομικών υλικών και διατομών του φορέα

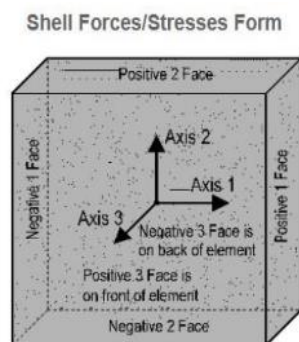
3^ο βήμα: Δημιουργία χωρικού προσομοιώματος και επιβολή στηρίξεων

3^ο βήμα: Ορισμός φορτίων και συνδυασμών φόρτισης

4^ο βήμα: Επιβολή φορτίων στο μοντέλο και ανάλυση της κατασκευής

Για την ανάλυση του υφιστάμενου κτιρίου προ των καταρρεύσεων εισήχθησαν τα δομικά μέλη του φορέα, δηλαδή οι φέροντες τοίχοι, με χαρακτηριστικά που ορίστηκαν στην υποενότητα 3.6. Η εν λόγω προσομοίωση έγινε με πεπερασμένα στοιχεία (Finite Element Method), θεωρώντας ότι η κατασκευή είναι σύνθεση μικρότερων τμημάτων, τα οποία ονομάζονται πεπερασμένα στοιχεία. Η διαδικασία καθορισμού του πλήθους των κόμβων λέγεται διακριτοποίηση. Η διακριτοποίηση είναι άμεσα συνδεδεμένη με την επιθυμητή ακρίβεια των αποτελεσμάτων και του ανεκτού υπολογιστικού κόστους. Για την ανάλυση του ενισχυμένου φορέα με μεταλλικά μέλη – όπως παρουσιάζεται στην ενότητα 7 – προσομοιώθηκε όχι μόνο ο μεταλλικός σκελετός, αλλά και η τοιχοποιία με βελτιωμένα χαρακτηριστικά. Επίσης, προσομοιώθηκε κανονικά η σκάλα που συνδέει τους ορόφους, στοιχείο που επηρέασε τα τελικά αποτελέσματα.

Ο έλεγχος της φέρουσας τοιχοποιίας έγινε σε όρους τάσεων. Στην εικόνα 4.1 φαίνονται οι τοπικοί άξονες των επιφανειακών στοιχείων των φερουσών τοιχοποιιών. Ο άξονας 1 είναι πάντα ο διαμήκης άξονας του στοιχείου, δηλαδή κατά μήκος της εκάστοτε φέρουσας τοιχοποιίας. Ο άξονας 2 είναι πάντα κάθετος στον άξονα 1, αλλά εντός επιπέδου του στοιχείου. Ο άξονας 3 είναι πάντα κάθετος στον άξονα 1, αλλά εκτός του επιπέδου του στοιχείου.

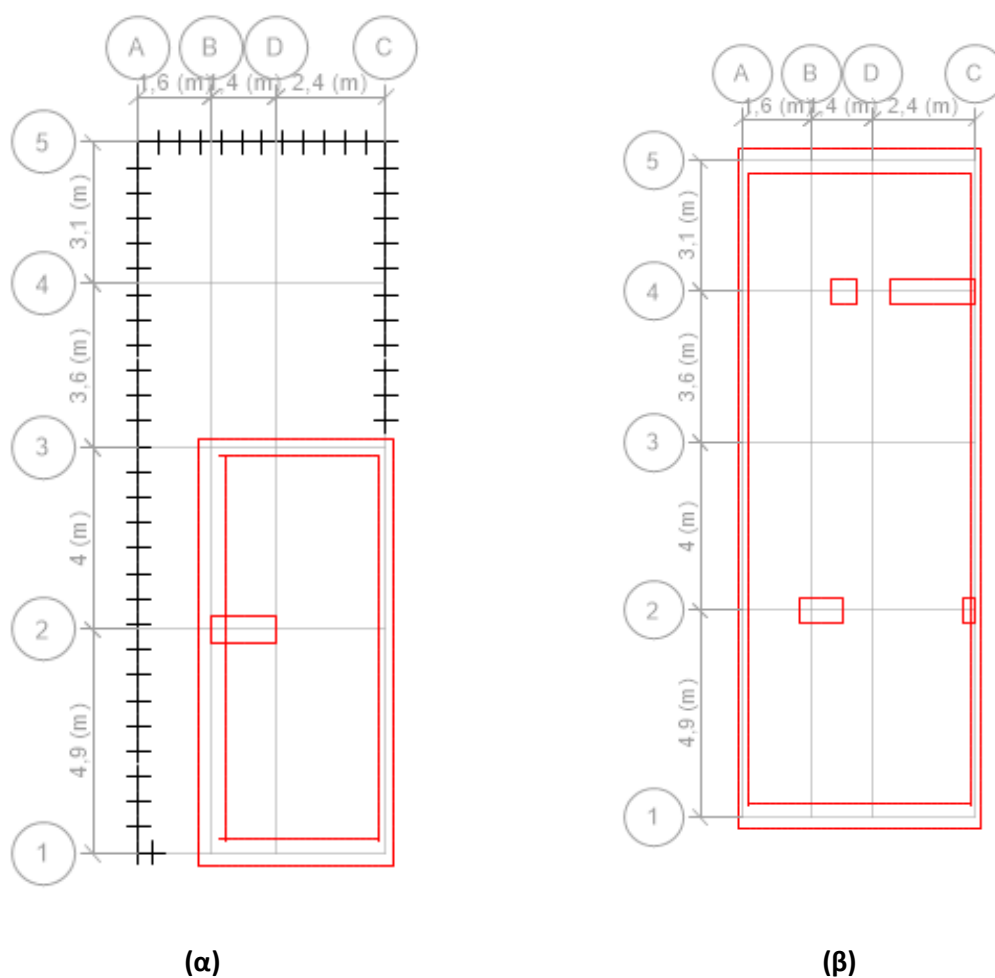


Εικόνα 4.1: Τάσεις ανάλυσης στοιχείου στο ETABS

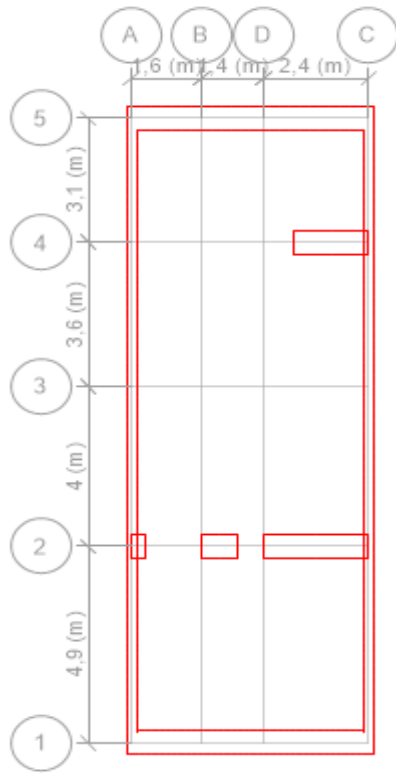
4.2 Μοντέλο 1 – αρχικό κτίριο προ καταρρεύσεων

Σε 1^η φάση, εισήχθει στο λογισμικό επίλυσης, το δομικό σύστημα, όχι στην υπάρχουσα κατάσταση - στην οποία έχουν καταρρεύσει τμήματα των πατωμάτων και των τοίχων - αλλά πλήρως, δηλαδή σαν να μην είχε υποστεί τέτοιου είδους αλλοιώσεις στο πέρασμα των χρόνων. Στόχος αυτής της πρωταρχικής ανάλυσης είναι ο εντοπισμός των θέσεων μέγιστης έντασης, αλλά και η σύγκριση με την παρούσα κατάσταση του μνημείου.

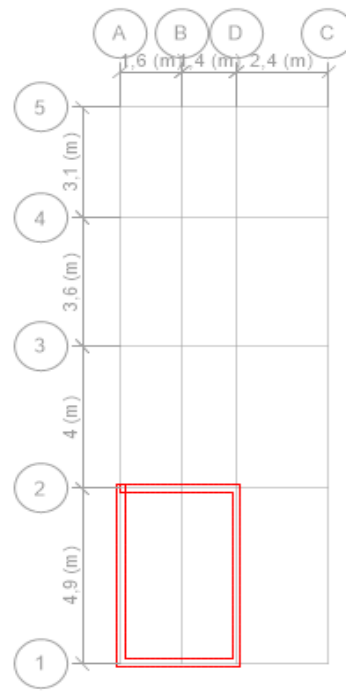
Στο μοντέλο 1 λοιπόν, τα πάχη των τοίχων, των πατωμάτων και τα υλικά αυτών εισήχθησαν με βάση τα στοιχεία της αποτύπωσης και των τεχνικών εκθέσεων. Για το σκυρόδεμα, έγινε η παραδοχή ότι είναι ποιότητας C16/20. Η πλάκα οροφής του 1^{ου} ορόφου και η στέγη του δώματος ήταν κατασκευασμένες από ξύλο, πληροφορία που επίσης αξιοποιήθηκε. Θεωρήθηκε ότι τα ξύλινα πατώματα ήταν από φυσική ξυλεία C20, με τα εξής ενδεικτικά χαρακτηριστικά: i) χαρακτηριστική τιμή πυκνότητας $\rho_k = 330\text{kg/m}^3$ ii) μέσο μέτρο διάτμησης $G_{\text{mean}} = 590\text{MPa}$ iii) μέσο μέτρο ελαστικότητας παράλληλα στις ίνες $E_{0,\text{mean}} = 9500\text{MPa}$. Στις εικόνες 4.2 – 4.5 απεικονίζονται οι κατόψεις των ορόφων και οι όψεις του κτιρίου.



Εικόνα 4.2: (α) Κάτοψη υπογείου (β) Κάτοψη ισογείου

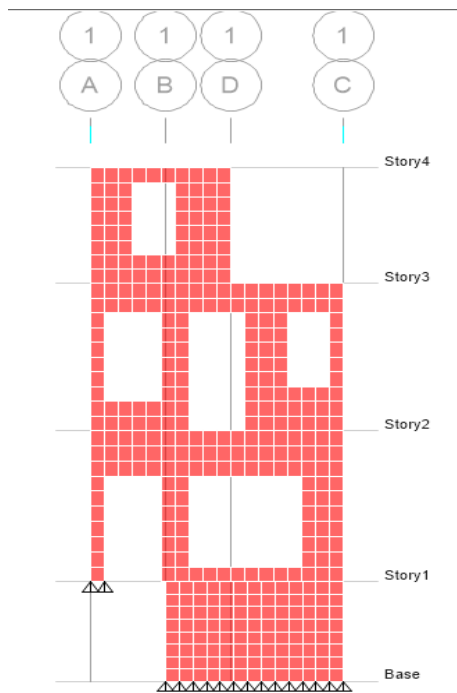


(α)

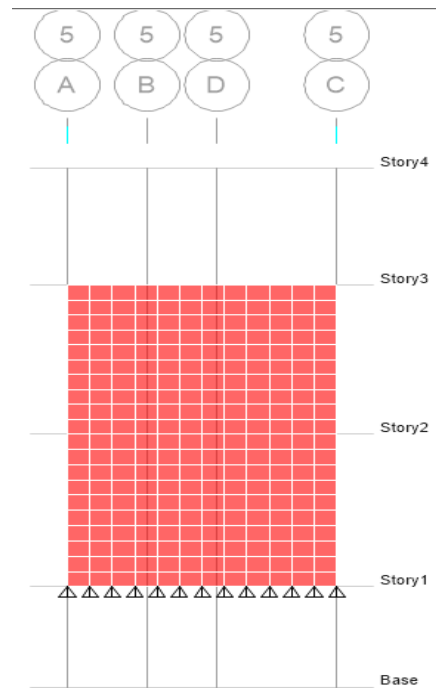


(β)

Εικόνα 4.3: (α) Κάτοψη α' ορόφου (β) Κάτοψη δώματος

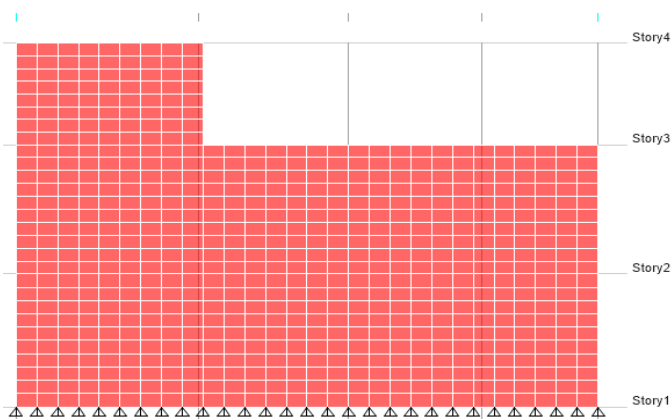


(α)

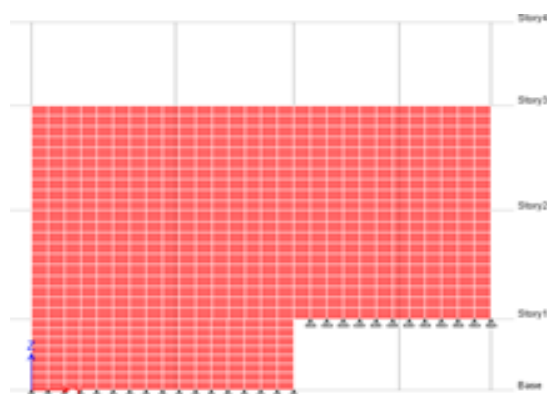


(β)

Εικόνα 4.4: (α) Πρόσοψη (β) Πίσω όψη κτιρίου



(α)



(β)

Εικόνα 4.5: (α) Αριστερή όψη κτιρίου (β) Δεξιά όψη κτιρίου

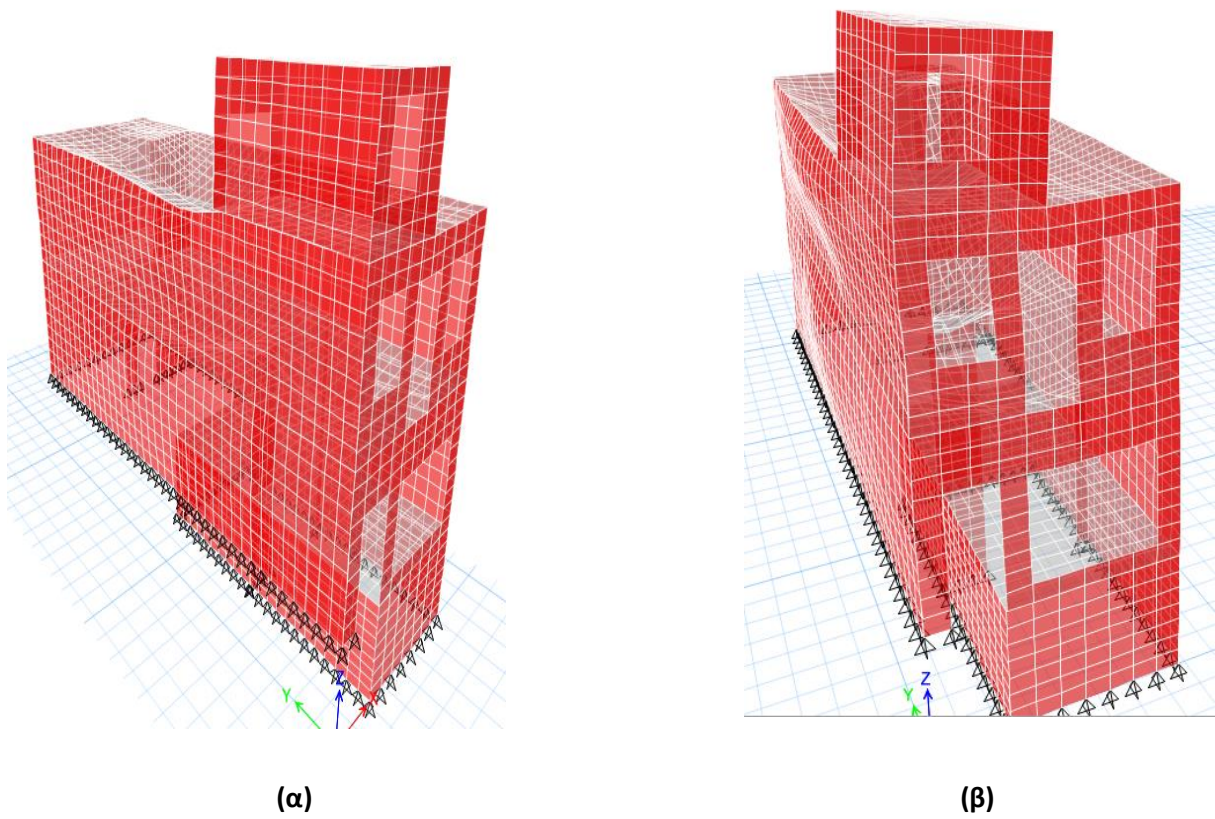
Όπως φαίνεται και στις εικόνες 4.4 & 4.5, το δόμημα θεωρείται αρθρωμένο στη στάθμη θεμελίωσης του. Λόγω του μεγάλου πάχους των τοίχων, δεν είναι δυνατή η πάκτωση τους από το έδαφος.

Για την ανάλυση της κατασκευής υιοθετήθηκε η ιδιομορφική ανάλυση. Ισοδύναμη στατική μέθοδος δε θα μπορούσε να εφαρμοστεί στο μελετώμενο κτίριο, διότι σε στάθμες αυτού δεν υπάρχει διαφραγματική λειτουργία, η οποία είναι απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της εν λόγω μεθόδου.

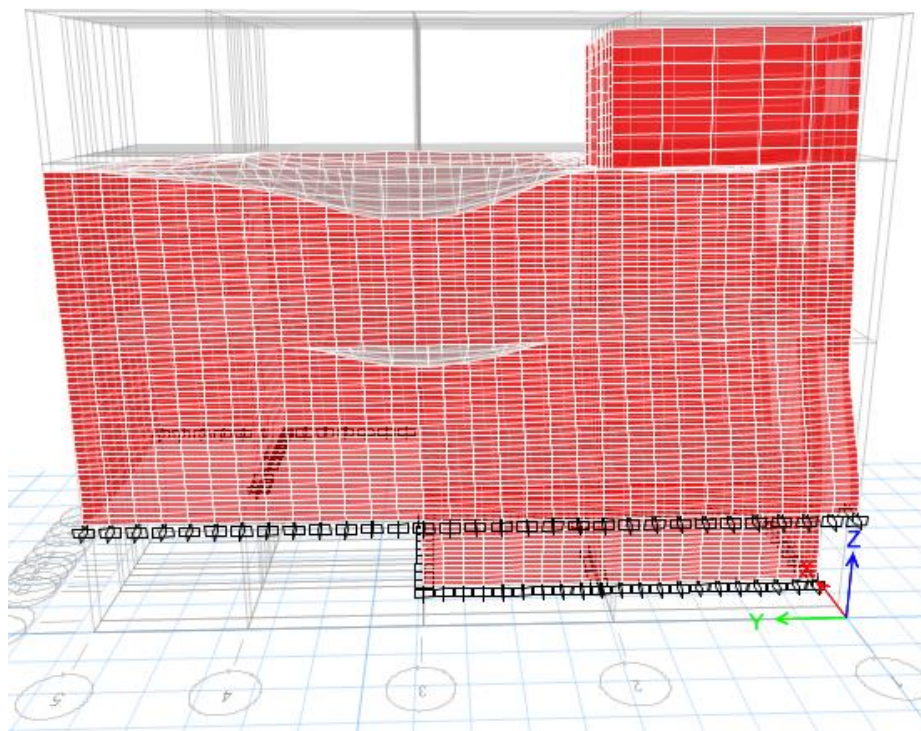
Οι συνδυασμοί φόρτισης που ορίστηκαν και μελετήθηκαν είναι οι εξής:

- Combo1: $1.35G + 1.5Q$
- Combo2: $1.0G + 0.3Q + E_x + 0.3E_y$
- Combo3: $1.35G + 0.3Q + E_x - 0.3E_y$
- Combo4: $1.0G + 0.3Q - E_x + 0.3E_y$
- Combo5: $1.35G + 0.3Q - E_x - 0.3E_y$
- Combo6: $1.0G + 0.3Q + E_y + 0.3E_x$
- Combo7: $1.35G + 0.3Q + E_y - 0.3E_x$
- Combo8: $1.0G + 0.3Q - E_y + 0.3E_x$
- Combo9: $1.35G + 0.3Q - E_y - 0.3E_x$

Στις εικόνες 4.6 και 4.7 απεικονίζεται ο παραμορφωμένος φορέας για ορισμένους από τους παραπάνω συνδυασμούς φόρτισης.



Εικόνα 4.6: (α) Παραμορφωμένος φορέας λόγω combo1 (β) Παραμορφωμένος φορέας λόγω combo2



Εικόνα 4.7: Παραμορφωμένος φορέας λόγω combo6

Σύμφωνα με αποτελέσματα του λογισμικού, η 1^η ιδιομορφή του κτιρίου έχει ιδιοπερίοδο ίση με 0.28s και είναι μεταφορική κατά Χ. Προκειμένου να ενεργοποιηθεί το 90% της δρώσας μάζας απαιτήθηκαν αρκετές ιδιομορφές.

Έχοντας την πραγματική θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου, θα χρησιμοποιηθούν σχέσεις του Αμερικάνικου, του Ιταλικού και του Ισπανικού Κανονισμού, ώστε να ελεγχθεί εάν οι εκτιμήσεις αυτών είναι κοντά στην πραγματικότητα και πόσο κοντά.

Γενικά, η γνώση των δυναμικών χαρακτηριστικών μιας κατασκευής στον ελαστικό κλάδο είναι θεμελιώδης, καθώς βάσει αυτής επηρεάζεται η απόκριση του δομήματος και εντός του μη γραμμικού κλάδου. Εάν η σεισμική πλευρική διέγερση είναι θέμα που απασχολεί το μηχανικό, χαρακτηριστικά όπως οι ιδιοσυχνότητες, οι ιδιομορφές, τα ποσοστά απόσβεσης είναι σημαντικά όχι μόνο για πρόβλεψη της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου, αλλά και για “διάγνωση” της τρέχουσας παθολογίας του.

Η δυναμική συμπεριφορά μιας κατασκευής μπορεί να μελετηθεί, χρησιμοποιώντας δυο (2) διαφορετικές προσεγγίσεις. Η 1^η είναι γνωστή ως αναλυτική μέθοδος, στην οποία ξεκινώντας από τη γεωμετρία, την κατανομή της μάζας, τις αποσβέσεις και τη δυσκαμψία είναι δυνατός ο υπολογισμός των χαρακτηριστικών ενός συστήματος σε κλειστή μορφή. Η αναλυτική μέθοδος είναι το ευθύ πρόβλημα (direct problem) και απαιτεί τη μόνωση αριθμητικού μοντέλου. Η 2^η προσέγγιση είναι η πειραματική, στην οποία το σημείο εκκίνησης είναι η απόκριση της κατασκευής υπό συγκεκριμένη διέγερση. Στην πειραματική μέθοδο είναι απαραίτητη η χρήση εξοπλισμού για έλεγχο του εξεταζόμενου συστήματος.

Αν και οι παρακάτω τύποι προτείνονται για ιστορικές εκκλησίες, η χρήση τους μπορεί να επεκταθεί και σε λίθινα κτίρια γενικότερα. Ακολουθώς φαίνονται οι σχέσεις που προτείνει ο κάθε κανονισμός και η εφαρμογή τους στο υπό μελέτη κτίριο.

- ASCE (2017):

$$f(H) = \frac{1}{0.0488H^{3/4}} \text{ (H in meters)}$$

- Italian (NTC - 2008):

$$f(H) = \frac{1}{0.05H^{3/4}} \text{ (H in meters)}$$

- Spanish Design Code (NCSE – 2002):

$$f_1 = \frac{\sqrt{L}}{0.06H \sqrt{\frac{H}{2L+H}}}$$

Για το εξεταζόμενο κτίριο έχουμε: H = 11.60m και L_y = 15.60m

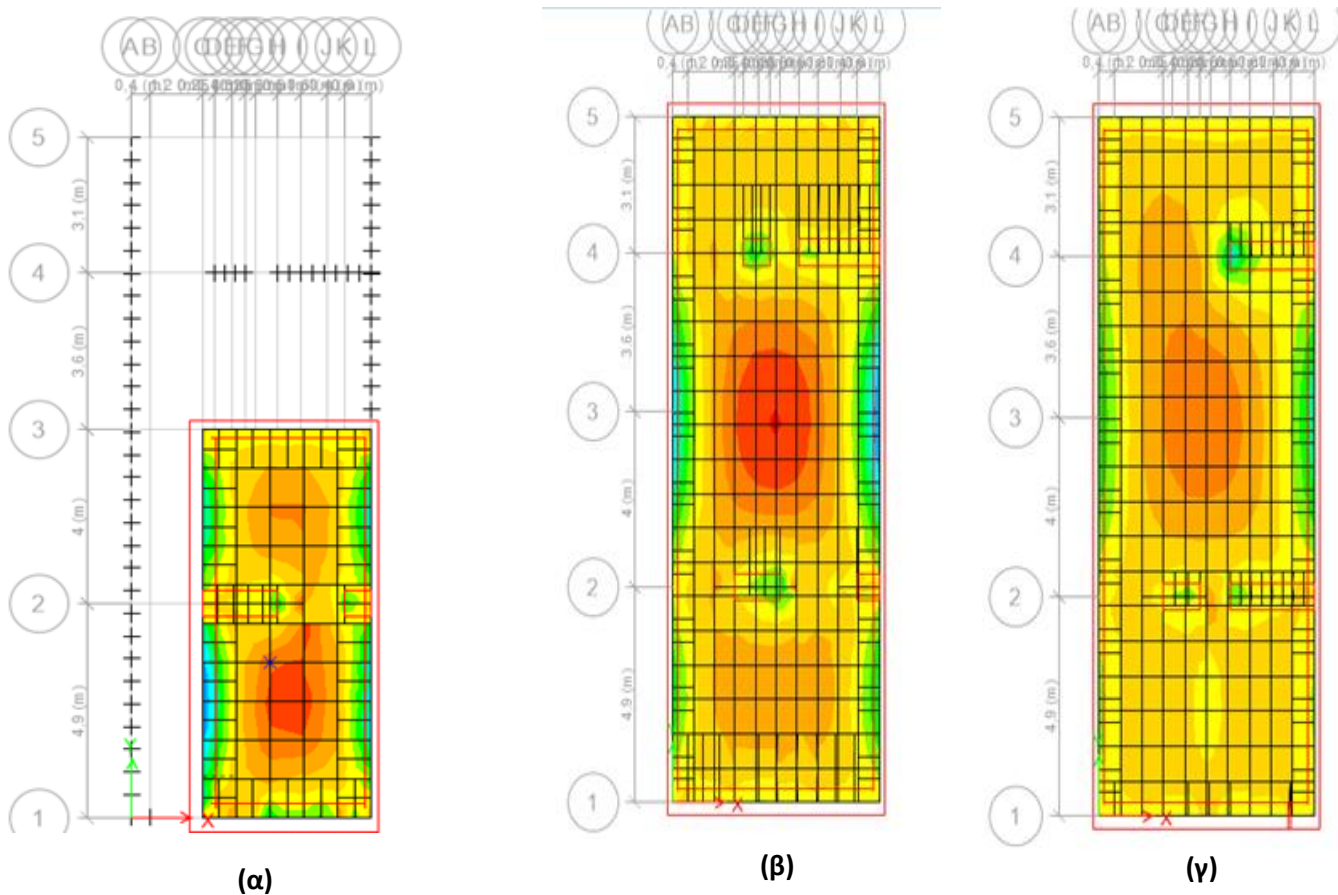
Άρα, προκύπτουν τα εξής:

- Κατά τον Αμερικάνικο κανονισμό => T = 0.30s

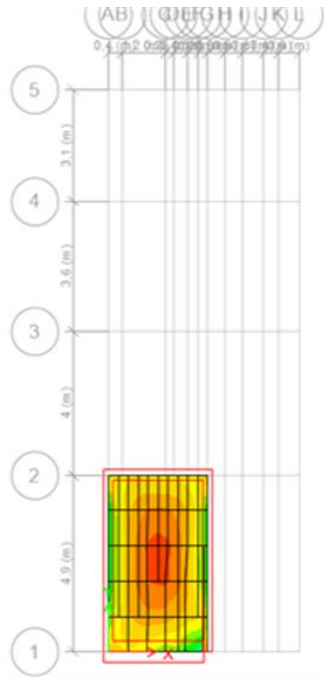
- Κατά τον Ιταλικό κανονισμό => $T = 0.314s$
- Κατά τον Ισπανικό κανονισμό => $T = 0.10s$

Τελικά, η προκύπτουσα τιμή ιδιοπεριόδου του Αμερικάνικου και του Ιταλικού κανονισμού είναι πολύ κοντά στη δοθείσα από το πρόγραμμα ανάλυσης.

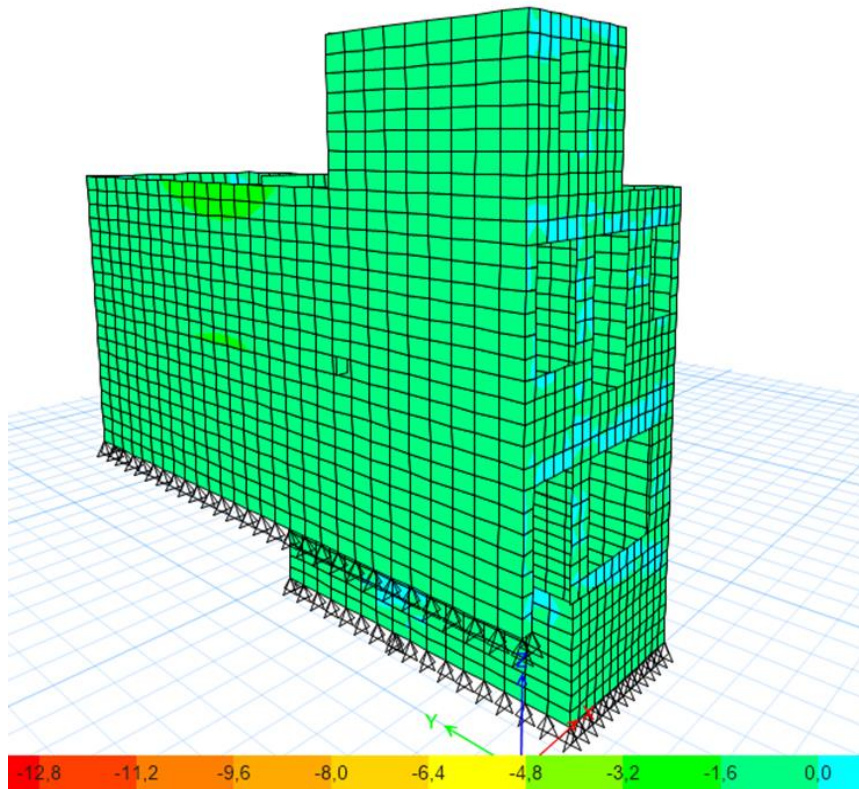
4.2.1 Αποτελέσματα σε Ο.Κ.Α.



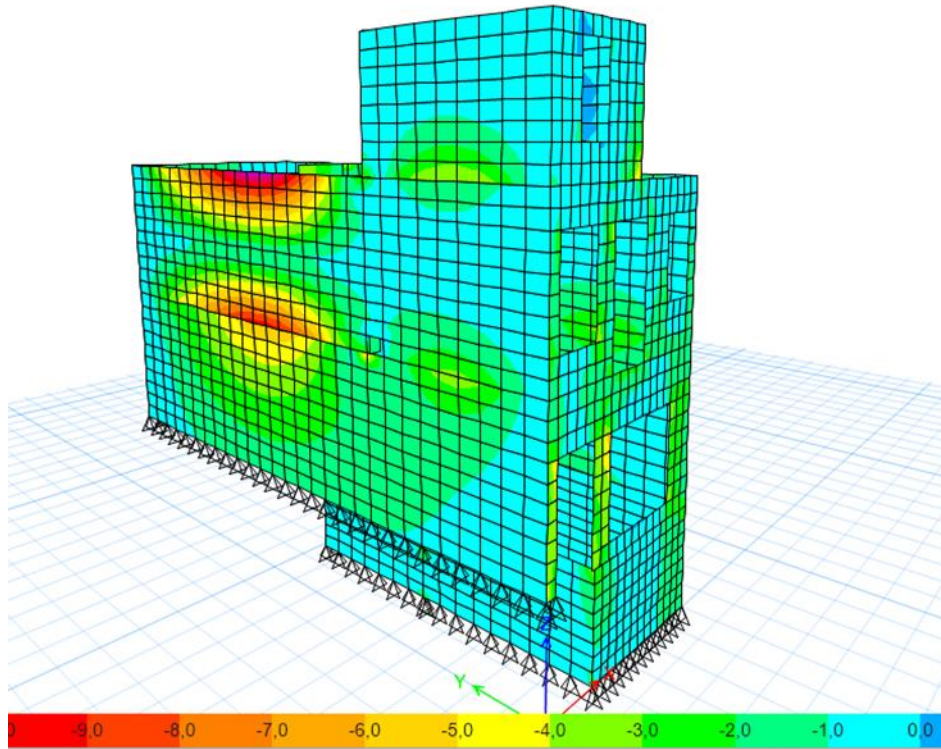
Εικόνα 4.8: (α) Κατανομή τάσεων S11 στην πλάκα οροφής υπογείου (β) Κατανομή τάσεων S11 στην πλάκα οροφής ισογείου (γ) Κατανομή τάσεων S11 στην πλάκα οροφής α' ορόφου



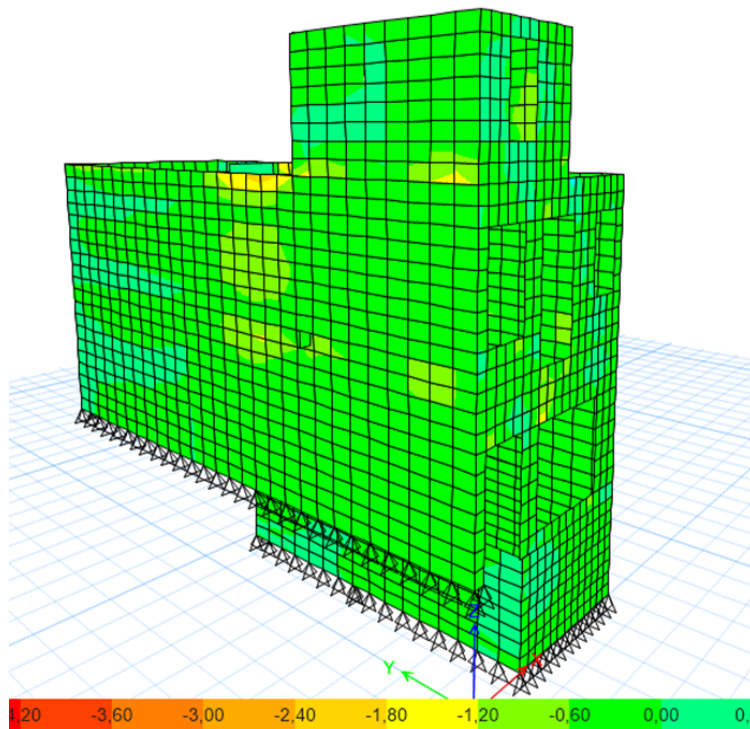
Εικόνα 4.9: Κατανομή τάσεων S11 στην πλάκα οροφής δώματος



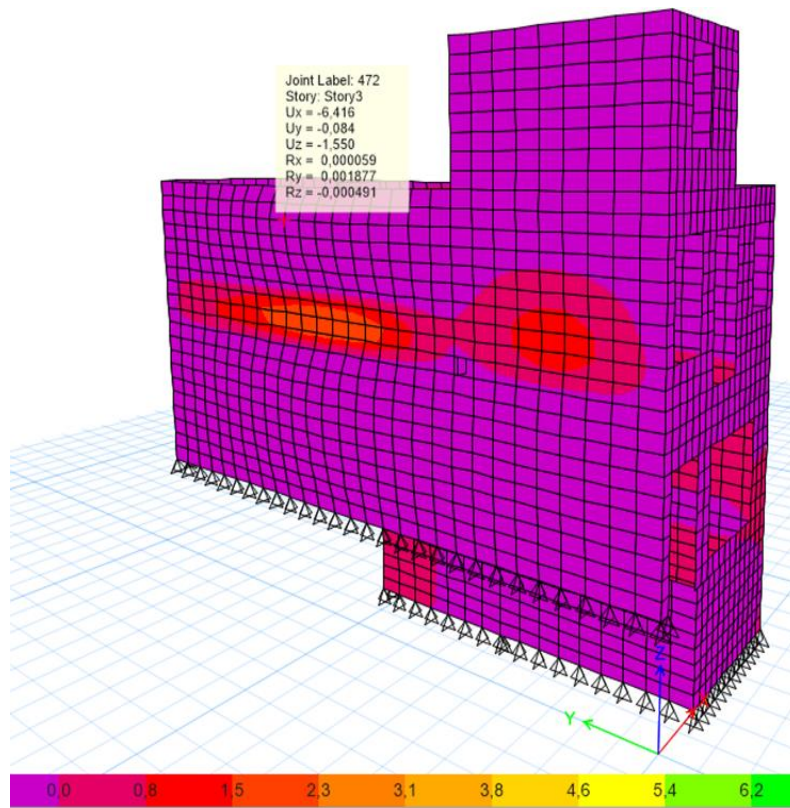
Εικόνα 4.10: Κατανομή τάσεων S11 (max τιμή 0.70MPa σύμφωνα με το ETABS)



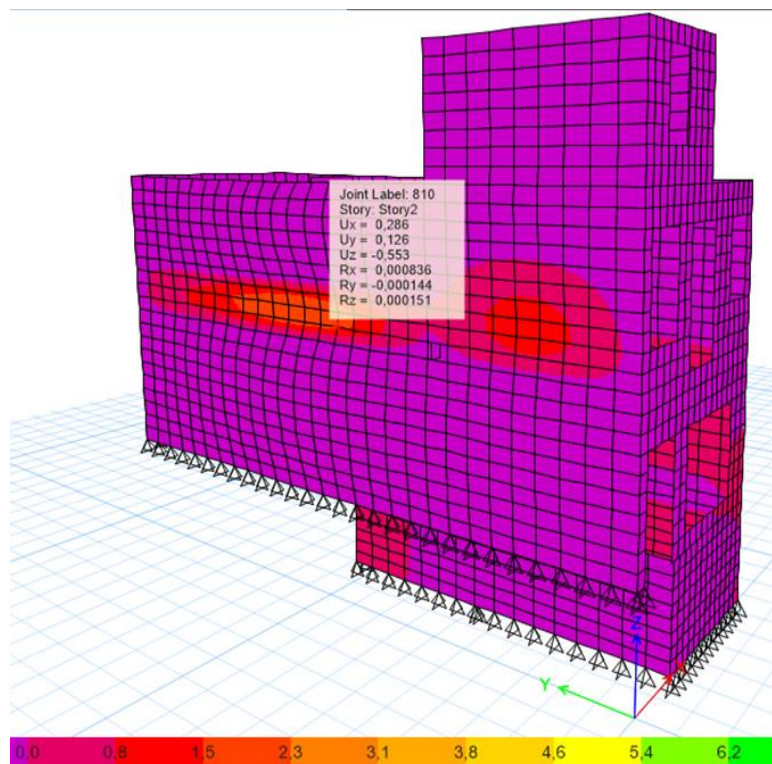
Εικόνα 4.11: Κατανομή τάσεων S22 (max τιμή -9.0MPa σύμφωνα με το ETABS)



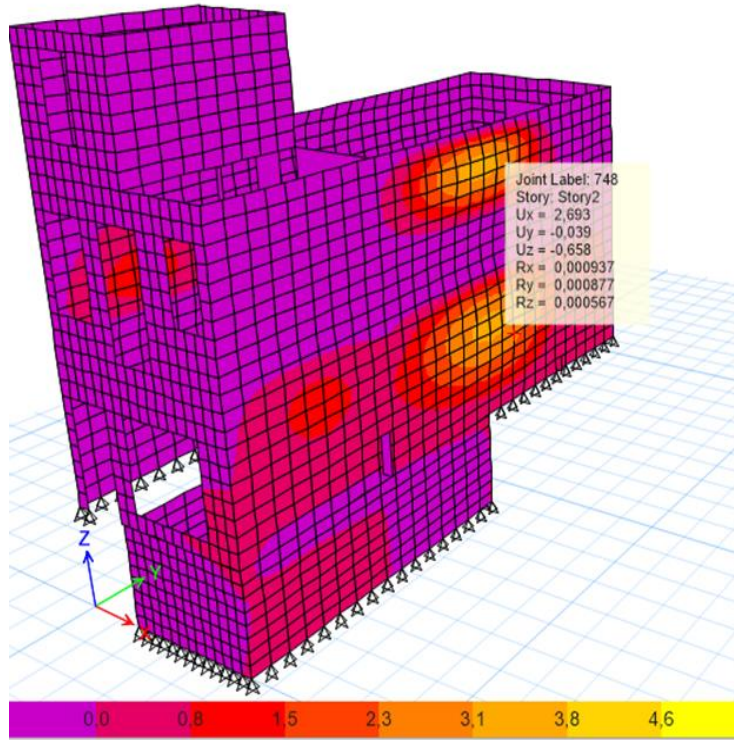
Εικόνα 4.12: Κατανομή τάσεων S12 (max απόλυτη τιμή 2.0MPa σύμφωνα με το ETABS)



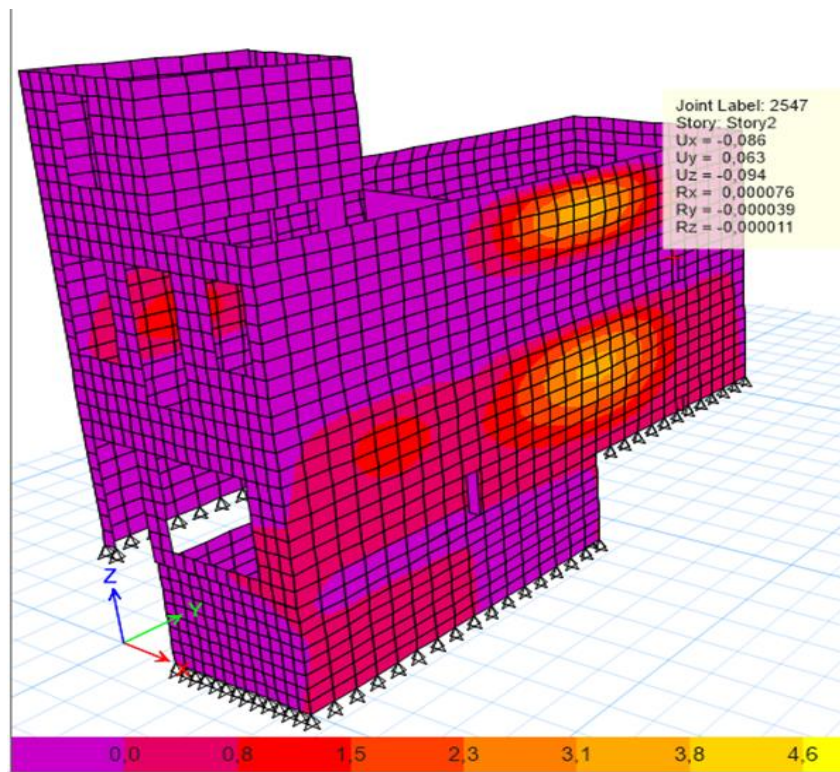
Εικόνα 4.13: Κατανομή μετακινήσεων u_x στον αριστερό τοίχο – ενδεικτική τιμή μωβ περιοχής



Εικόνα 4.14: Κατανομή μετακινήσεων u_x στον αριστερό τοίχο – ενδεικτική τιμή κόκκινης περιοχής

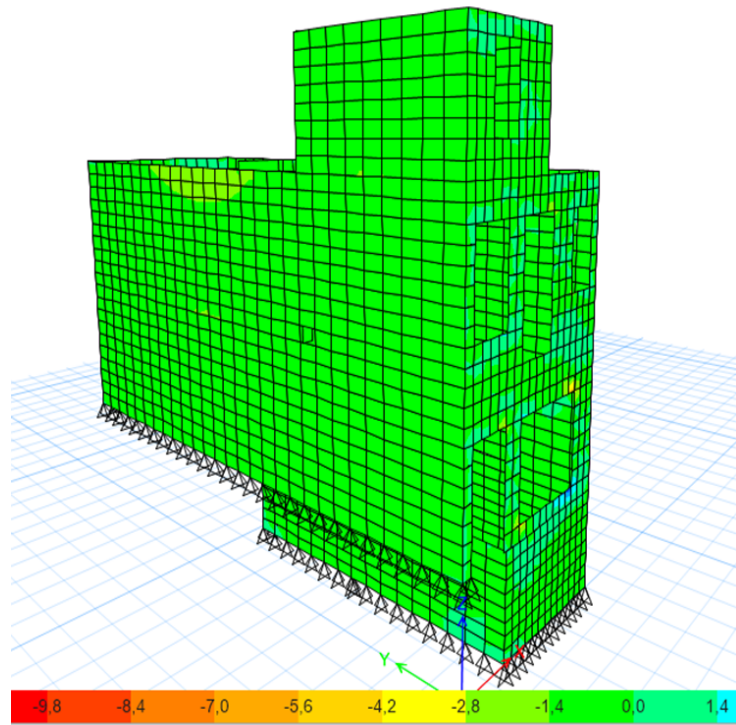


Εικόνα 4.15: Κατανομή μετακινήσεων u_x στο δεξί τοίχο – ενδεικτική τιμή κίτρινης περιοχής

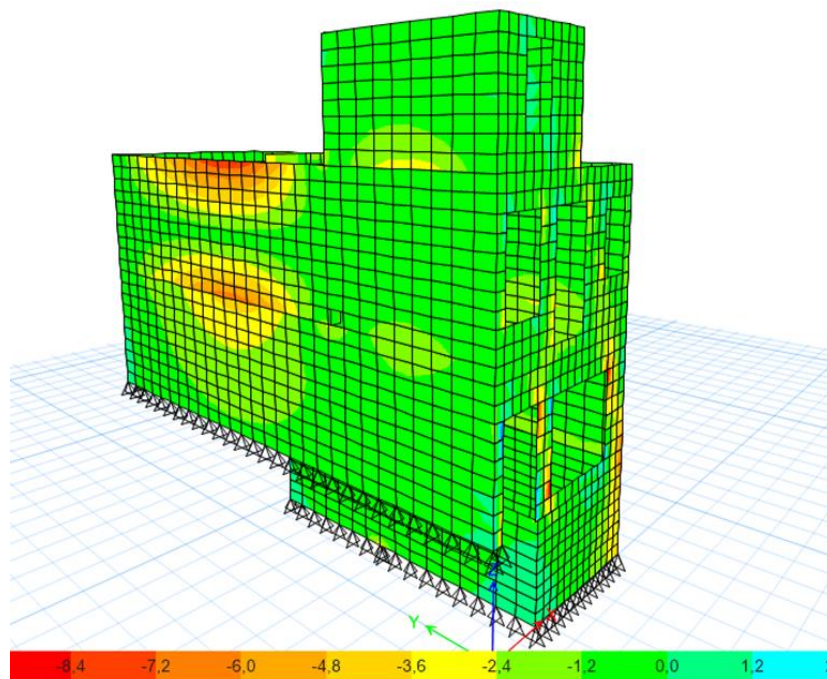


Εικόνα 4.16: Κατανομή μετακινήσεων u_x στο δεξί τοίχο – ενδεικτική τιμή μωβ περιοχής

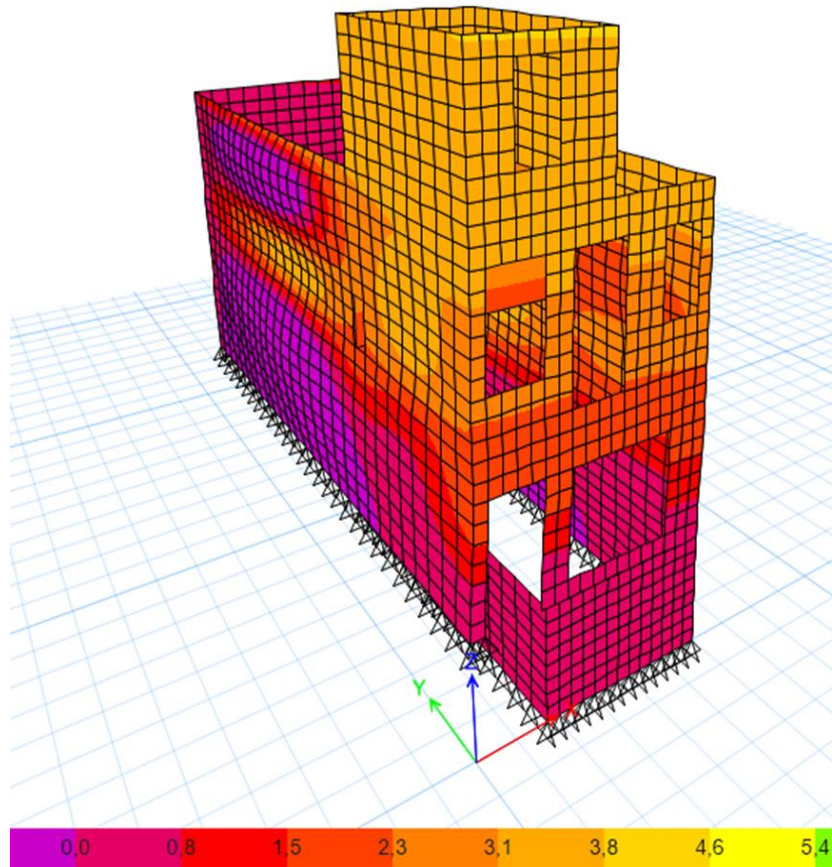
4.2.2 Αποτελέσματα σεισμικού συνδυασμού “G + 0.3Q + E_x + 0.3E_y”



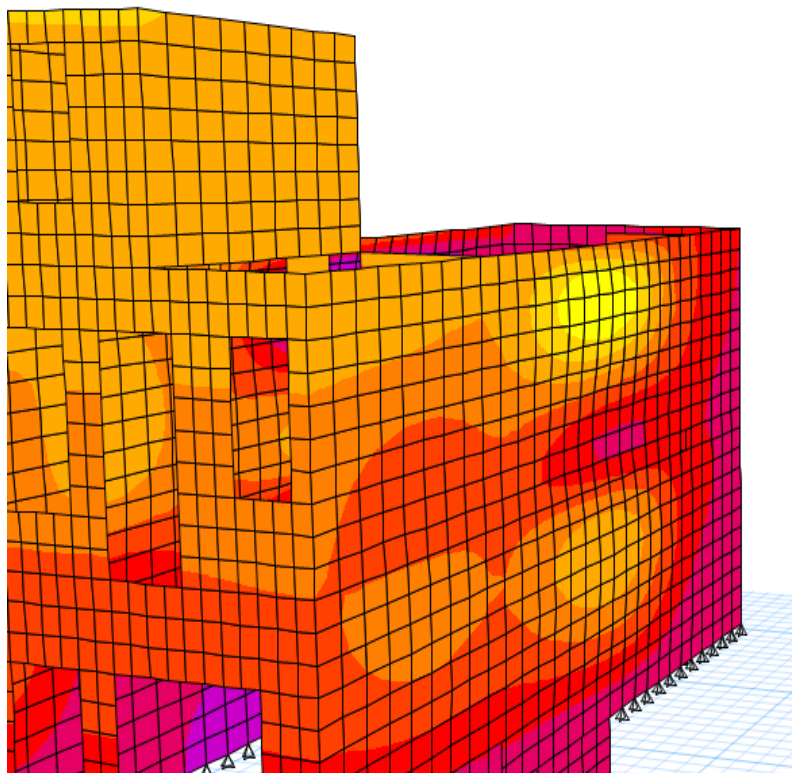
Εικόνα 4.17: Κατανομή τάσεων S11 (max τιμή 2.0MPa σύμφωνα με το ETABS)



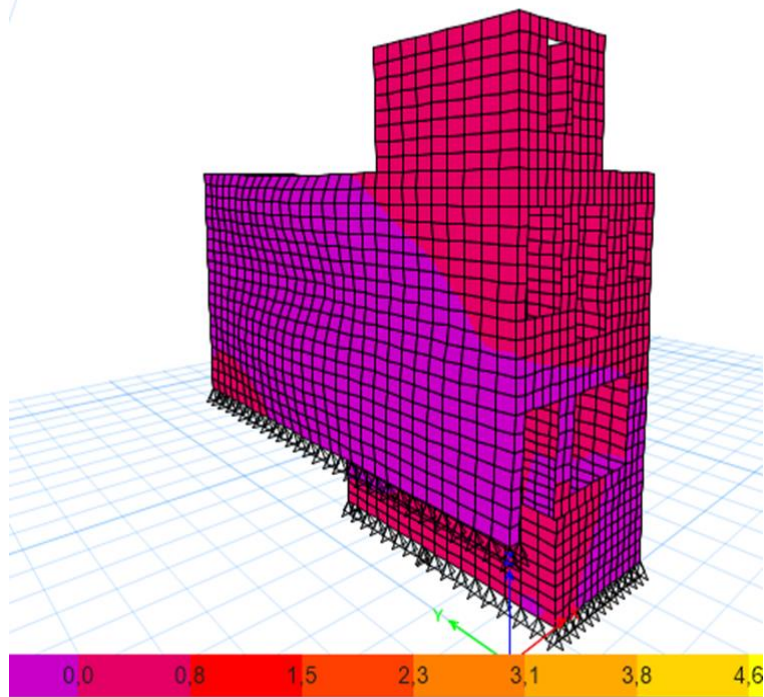
Εικόνα 4.18: Κατανομή τάσεων S22 (max τιμή -8.5MPa σύμφωνα με το ETABS)



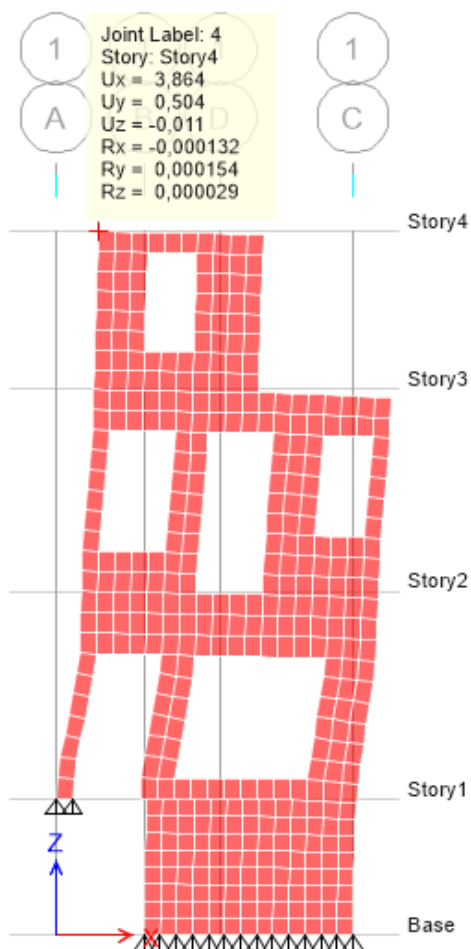
Εικόνα 4.19: Κατανομή μετακινήσεων u_x στον αριστερό τοίχο



Εικόνα 4.20: Κατανομή μετακινήσεων u_x στο δεξί τοίχο



Εικόνα 4.21: Κατανομή μετακινήσεων u_y



Εικόνα 4.22: Μέγιστη μετακίνηση σημείου δώματος κατά X λόγω σεισμικού συνδυασμού

4.2.3 Σχόλια – Παρατηρήσεις

- Η χαμηλή τιμή της 1^{ης} ιδιοπεριόδου είναι θετικό στοιχείο μεν, αναμενόμενο δε, δεδομένου ότι επρόκειτο για πέτρινο κτίσμα. Το κτίριο διαθέτει κάποια ωφέλιμα στοιχεία ως προς τη μόρφωση του. Ορισμένα από αυτά είναι τα λίγα ανοίγματα.
- Οι λιγιστοί εσωτερικοί φέροντες τοίχοι, οι οποίοι μάλιστα δεν είναι συνεχείς καθ ύψος οδηγούν στην υπέρμετρη επιβάρυνση των υπάρχοντων εξωτερικών τοίχων -υπό σεισμική δράση- και την εκδήλωση βλαβών σε αυτούς. Αναφορικά με αυτό, σύμφωνα με βιβλιογραφικές αναφορές, η προσομοίωση των εσωτερικών τοίχων θα μπορούσε να μην είχε γίνει.
- Οι μέγιστες εφελκυστικές τάσεις εντοπίζονται στις γωνιές των ανοιγμάτων και με μεγαλύτερη έμφαση στις γωνιές των ανοιγμάτων του δώματος.
- Ο έλεγχος του εφελκυσμού κάθετα στους κατακόρυφους αρμούς έγινε μέσω της σύγκρισης των τάσεων S11 του ETABS με την αντοχή f_{yk2} . Σύμφωνα με τις εικόνες 4.9 και 4.16, στις γωνιές των ανοιγμάτων εντοπίζεται υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής $f_{yk2} = 0.20\text{MPa}$. Τονίζεται, ότι για αυτό τον έλεγχο, μας απασχολούν οι θετικές τάσεις.
- Υπάρχει τοπική υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής σε Ο.Κ.Α. και στους σεισμικούς συνδυασμούς στους πλευρικούς συνεχείς τοίχους στο επίπεδο των πατωμάτων.
- Από τις εικόνες 4.13 - 4.16 και 4.19 - 4.20 υπάρχει η “υπόνοια” του φουσκώματος των τοίχων. Ενδεχομένως με καλύτερο scaling να αποτυπωνόταν εντονότερα. Αυτό, υποδηλώνει την τάση που έχουν τα εν λόγω δομικά στοιχεία να “ανοίξουν” προς τα έξω.

Σύμφωνα με τη βιβλιογραφία, όταν υπάρχει τοπική υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής -είτε από κακό σχεδιασμό είτε από συγκέντρωση φορτίου- συχνά εμφανίζονται σχεδόν κατακόρυφες ρηγματώσεις, που οφείλονται στις εγκάρσιες εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται σε μονοαξονικά θλιβόμενη τοιχοποιία. Ένα άλλο ενδεχόμενο είναι η εμφάνιση κατακόρυφου επιπέδου ρηγμάτωσης – διαχωρισμού κατά το πάχος του τοίχου, που εκδηλώνεται με μονόπλευρο ή αμφίπλευρο φούσκωμα της τοιχοποιίας. Κάτι τέτοιο παρατηρείται στο εξεταζόμενο κτίριο. Συνεπώς, οι δυο τελευταίες παρατηρήσεις είναι άμεσα συνδεόμενες.

Όταν υπάρχουν εύκαμπτα, ξύλινα πατώματα - που υπήρχαν την περίοδο που κατασκευάστηκε το κτίριο - και τοίχοι με σημαντικό πάχος μεν, αλλά χαμηλής αντοχής δε, τότε δεν υφίσταται διαφραγματική λειτουργία. Σε αυτή την περίπτωση, αναμένεται πρόωρη αποκόλληση των διασταυρούμενων τοίχων και ανεξάρτητη απόκριση τους σαν ελεύθεροι πρόβολοι. Κρίσιμη προκύπτει η καταπόνηση των τοίχων για σεισμό, κάθετα στο επίπεδο τους. Τα παραπάνω επιβεβαιώνονται στο μελετώμενο κτίριο.

Κάτι άλλο που εξάγεται είναι ότι παρά το σημαντικό πάχος ορισμένων τοίχων, η χαμηλή ποιότητα των υλικών και της δόμησης τους - σύμφωνα με την οπτική επιθεώρηση - αναιρούν το ωφέλιμο στοιχείο του ικανοποιητικού πάχους.

Ένα σχόλιο που μπορεί επίσης να διατυπωθεί είναι, ότι τα ξύλινα πατώματα κατά τη μόρφωση του στατικού προσωμοιώματος θα μπορούσαν να παραλειφθούν. Εάν παραλείπονταν, τότε στους κόμβους των τοιχοποιιών που αντιστοιχούν στις στάθμες των πατωμάτων, θα έπρεπε να εφαρμοστούν οριζόντιες, αδρανειακές δυνάμεις, που αντιστοιχούν στη δύναμη έδρασης του πατώματος.

Στην υφιστάμενη κατάσταση, το κτίριο είναι σε αρκετά δυσμενή θέση. Οι πίσω τοίχοι έχουν χάσει μέρος του πάχους τους, οι πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα του υπογείου έχουν απολέσει επίσης μέρος από το πάχος τους και ο οπλισμός τους είναι εκτεθειμένος και διαβρωμένος σε πολλές περιοχές. Ακόμα και όσα τμήματα των πλακών στέκουν ακόμα, είναι άκρως επικίνδυνα από στατικής άποψης. Το σπουδαιότερο πρόβλημα όμως είναι οι καταρρεύσεις ενός μέρους του πατώματος στον α' όροφο και στο δώμα στην πίσω πλευρά του μνημείου.

Είναι επομένως φανερό, από τα αποτελέσματα της ανάλυσης που έγινε και την οπτική επιθεώρηση εν έτει 2022 του κτιρίου, η αναγκαιότητα επέμβασης – ενίσχυσης των ξύλινων διαφραγμάτων. Στη δική μας περίπτωση δεν υπάρχουν ουσιαστικά διαφράγματα, οπότε κρίνεται αναγκαία η δημιουργία τους μέσω σύμμικτων πλακών ή συμβατικών πλακών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Ένα σημείο που πρέπει να τονιστεί ιδιαίτερα είναι, ότι η εξέλιξη των κτιριακών κατασκευών με την πάροδο των χρόνων δε σημαίνει κατ' ανάγκη και καλύτερη σεισμική συμπεριφορά αυτών. Η ανάγκη για την εκπλήρωση απαιτήσεων που πηγάζουν από την υιοθετούμενη μορφολογία, σε συνδυασμό με την υιοθέτηση μορφολογίας επηρεασμένη από άλλα υλικά συχνά οδηγεί στη μόρφωση περισσότερων τρωτών κτιρίων από αυτά προγενέστερων εποχών. Δεν είναι τυχαίο ότι από μελέτες που έχουν γίνει, έχει διαπιστωθεί ότι κτίρια κτισμένα μετά το 1900 είναι περισσότερο ευάλωτα από κτίρια του 1800.

5. ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΠΑΝΑΧΡΗΣΗΣ ΑΚΙΝΗΤΟΥ

5.1 Αρχιτεκτονική πρόταση

Σύμφωνα με τις απαιτήσεις του νέου ιδιοκτήτη, το ακίνητο θα διαμορφωθεί εξ ολοκλήρου για χρήση κατοικίας, με εξαίρεση το υπόγειο, το οποίο θα συνεχίσει να έχει αποθηκευτική χρήση. Η νέα κατοικία θα αναπτύσσεται στις ίδιες στάθμες του διατηρητέου κτίσματος, δηλαδή στο ισόγειο, στον α' όροφο και στο δώμα, που μετατρέπεται σε κανονικό β' όροφο.

Βασικά στοιχεία της αρχιτεκτονικής σύνθεσης της νέας πρότασης είναι τα ακόλουθα:

- Η είσοδος στην κατοικία και η εσωτερική σκάλα διατηρούνται στους υφιστάμενους χώρους, ως στοιχείο συνθετικής και λειτουργικής συνέχειας
- Αλλαγή χρήσης δώματος, το οποίο μετατρέπεται σε κανονικό β' όροφο με άνετη βεράντα
- Διατήρηση κατασκευής από σίδηρο του καταστήματος στην πρόσοψη, η οποία προσαρμόζεται στη νέα λειτουργική διάταξη του ισογείου (εικόνα 5.1).
- Διατήρηση της οργάνωσης στην πρόσοψη του κτιρίου, καθώς η πρόσοψη αντανακλά τις συνθήκες κατά τη διάρκεια ζωής του κτιρίου
- Απλότητα και σεβασμός του ιστορικού αισθητικού χαρακτήρα του κτιρίου και του χαρακτηρισμού του ως διατηρητέου
- Ανάπτυξη χώρων υποδοχής στο ισόγειο, χώρων υγιεινής και υπνοδωματίων στους ανώτερους ορόφους και δημιουργία ημιυπαίθριων στεγασμένων χώρων στο πίσω μέρος του οικοπέδου
- Πρόβλεψη δημιουργίας ανελκυστήρα μικρών διαστάσεων



(α)



(β)

Εικόνα 5.1: (α) Τρίφυλλη μεταλλική πόρτα καταστήματος (β) Εξωτερική δίφυλλη πόρτα

5.2 Στατική πρόταση

Γενικά, προκειμένου να γίνουν επεμβάσεις ενίσχυσης, επισκευής ή αποκατάστασης σε ιστορικά κτίρια, συνήθως δεν εφαρμόζεται μια μόνο τεχνική, αλλά συνδυασμός αυτών. Η πολλαπλή στατική αοριστία του συστήματος είναι επιθυμητή, ώστε να αποφεύγεται ο κίνδυνος ολικής κατάρρευσης. Όπως αναλύθηκε στην παράγραφο 3.4 “Επεμβάσεις σε ιστορικές κατασκευές”, υπάρχουν ορισμένες μεθοδολογίες που είναι πιο αποδεκτές και αποτελεσματικές και οι οποίες υιοθετούνται παρακάτω, καθώς πρόκειται για ένα μνημείο ιστορικής σημασίας, το οποίο θα χρειαστεί να εγκριθεί από διάφορες Υπηρεσίες (πχ Υπουργείο Πολιτισμού, Αρχαιολογία, κλπ)

Είναι γνωστό, ότι ένα από τα σημαντικότερα προβλήματα των υφιστάμενων κτιρίων είναι η έλλειψη διαφραγματικής λειτουργίας. Εν προκειμένω, οι καταρρεύσεις των πατωμάτων στις περισσότερες στάθμες του δομήματος καθιστούν αναγκαία αρχικά την πρόβλεψη πλακών με τη μορφή σύμμικτων πλακών. Η ύπαρξη ισχυρών διαφραγμάτων σε συνδυασμό με ισχυρά κατακόρυφα στοιχεία συνεπάγεται τη λειτουργία της κατασκευής σαν ένα κιβώτιο, με αποτέλεσμα να μειώνονται οι επιβαλλόμενες παραμορφώσεις της κατασκευής. Επίσης, προβλέπεται η δημιουργία μεταλλικού σκελετού στο εσωτερικό του κτιρίου, ο οποίος θα περιλαμβάνει χαλύβδινα υποστυλώματα, σύμμικτες δοκούς και σύμμικτες πλάκες. Η εν λόγω μέθοδος ενίσχυσης και αναβάθμισης του κτιρίου αξιολογείται ως δόκιμη λόγω της αναστρεψιμότητας της, εφόσον μελλοντικά επιτρέπει την επέμβαση μηχανικών - σε περίπτωση που χρειαστεί - και συμβάλλει στη διατήρηση των περισσότερων στοιχείων των τοίχων (πχ διατηρείται η όψη τους, πράγμα που δε θα ήταν έφικτο αν υιοθετούνταν η τεχνική των μανδυών σκυροδέματος). Επιπλέον, χαρακτηρίζεται από υψηλή ταχύτητα ανέγερσης.

Τα μεταλλικά υποστυλώματα σύμφωνα με τη βιβλιογραφία μπορούν είτε να συνδέονται, είτε να μη συνδέονται με τους υφιστάμενους φέροντες τοίχους. Αυτό έγκειται στην κρίση και στην επιλογή του μηχανικού. Βάσει βιβλιογραφικών αναφορών, η σεισμική απόκριση του σύνθετου πλέον φορέα αυξάνει όταν υπάρχει μια “closed space” σύνδεση μεταξύ μεταλλικού σκελετού και πέτρινων τοίχων. Επιπρόσθετα, η σύνδεση των πέτρινων τοίχων στο επίπεδο των πατωμάτων με τον εσωτερικό χαλύβδινο φορέα κρίνεται επίσης ωφέλιμη για τη σεισμική απόκριση της κατασκευής και για αυτό υιοθετείται σε αυτή την εργασία.

Στην προκειμένη περίπτωση, οι πέτρινοι τοίχοι θα συνδέονται με τον εσωτερικό φορέα μέσω των πλακών, δηλαδή οι πλάκες θα βλητρώνουν μέσα στους τοίχους. Πρακτικά, διανοίγεται φωλιά στο σώμα των τοίχων, τοποθετείται οπλισμός και ακολουθεί σκυροδέτηση της περιοχής. Μεταξύ των τοίχων και των μεταλλικών υποστυλωμάτων θα υπάρχει ένα μικρό κενό της τάξεως των 1-2cm. Τα μεταλλικά υποστυλώματα θα συνδέονται στο μέσον τους με τους υφιστάμενους τοίχους. Σύμφωνα με την κ. Καραντώνη - καθηγήτρια της σχολής Πολιτικών Μηχανικών στο Πανεπιστήμιο των Πατρών - η σύνδεση ενός μεταλλικού πλαισιωτού φορέα ανά 2m καθύψος με τα λίθινα κατακόρυφα στοιχεία συνεισφέρει ουσιαστικά στη μείωση των καμπτικών εντάσεων.

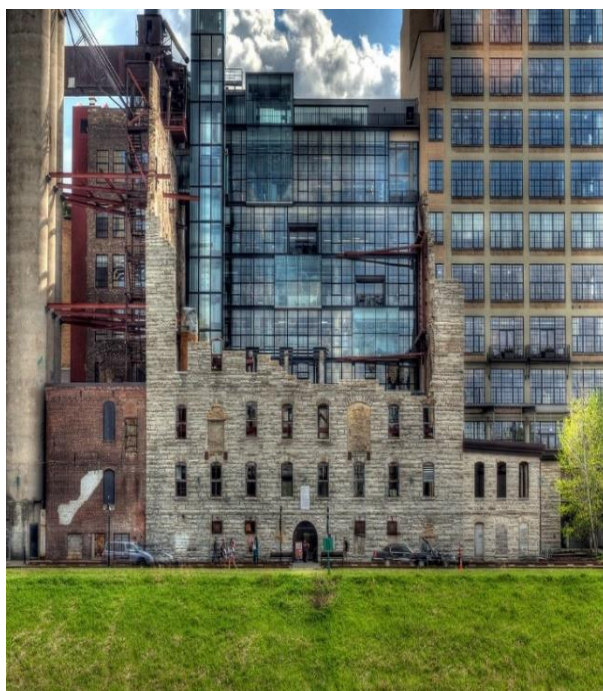
Η δημιουργία διαφραγματικής λειτουργίας συνεπάγεται και ταυτόχρονα απαιτεί και την ενίσχυση των κατακόρυφων στοιχείων, στα οποία εδράζεται. Υπό αυτό το πρίσμα, προβλέπεται η αποκατάσταση των λιθοδομών και της τοιχοποιίας με τσιμεντενέσεις.

Η τοιχοποιία φέρει το ίδιο βάρος της, αλλά και συμμετέχει στην ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων. Τα υπόλοιπα κατακόρυφα φορτία (πρόσθετα μόνιμα και κινητά) αναλαμβάνονται από το μεταλλικό σκελετό.

Αξίζει να αναφερθεί, ότι σημαντική πρόκληση της προτεινόμενης λύσης είναι η σύνδεση του μεταλλικού σκελετού με την τοιχοποιία, ώστε η λειτουργία του συστήματος να είναι ενιαία. Απαιτείται να εξασφαλιστεί ότι η τοιχοποιία θα δουλέψει και ότι οι μεταλλικοί στύλοι θα ακολουθήσουν τις παραμορφώσεις της. Η εν λόγω σύνδεση – σύμφωνα με τη βιβλιογραφία – συνηθίζεται να υλοποιείται μέσω μεταλλικών συνδέσμων. Βέβαια, σε αυτά τα σημεία σύνδεσης, υπάρχει κίνδυνος εμφάνισης ρωγμών λόγω συγκεντρωμένων δυνάμεων. Για αυτό το λόγο, η κατασκευαστική υλοποίηση της ένωσης είναι το “κλειδί” της προτεινόμενης λύσης.

5.2.1 Εφαρμογές χάλυβα σε αποκατάσταση κτιρίων

Η τεχνική της αποκατάστασης με μεταλλικά μέλη χρησιμοποιείται ευρύτατα στον κόσμο, αλλά και στην Ελλάδα. Αυτή η τεχνική είναι ταχεία από άποψη κατασκευής και αναστρέψιμη, χαρακτηριστικό ιδιαίτερος σημαντικό, όταν μιλάμε για ιστορικά κτίρια. Η οπτική παρακολούθηση της επέμβασης είναι άμεση, δίνοντας πληθώρα πληροφοριών στον επιβλέποντα μηχανικό. Παρακάτω παρουσιάζονται ορισμένες περιπτώσεις χρήσης χάλυβα για την ενίσχυση και αποκατάσταση ιστορικών κτιρίων.



Εικόνα 5.2: Mill City Museum (Minneapolis, 2003)



(α)



(β)

Εικόνα 5.3: (α) Bethel Missionary Baptist Church (β) Bethel Park

Στην εικόνα 5.3(α) απεικονίζεται η εκκλησία Baptist Church, της οποίας κάηκε το εσωτερικό το 2009, με συνέπεια την ολική κατάρρευση του πλαισίου και της οροφής. Το μόνο στοιχείο που παρέμεινε στη θέση του ήταν οι εξωτερικοί τοίχοι. Για 4 έτη το κτίριο ήταν εγκαταλελειμμένο και εκτεθειμένο. Το 2012 ξεκίνησαν οι εργασίες επισκευής του, μετατρέποντάς το σε πάρκο με υψηλή αισθητική αξία (Bethel Park), οι οποίες ολοκληρώθηκαν το 2013.



Εικόνα 5.4: Sant Francesc (Ισπανία, 2011)

Το δόμημα που απεικονίζεται στην εικόνα 5.4 είναι η μονή Sant Francesc, η οποία κατασκευάστηκε στις αρχές του 18^{ου} αιώνα. Το 1835 η μονή εγκαταλείφθηκε και έκτοτε άρχισε η πορεία επιδείνωσης της με αποκορύφωμα την κατεδάφιση της το

2000. Το μόνο δόμημα που απέμεινε ήταν η εκκλησία. Το πρόγραμμα αποκατάστασης προέβλεπε τη μετατροπή της εκκλησίας σε αίθουσα πολιτισμικών δράσεων.

5.2.2 Τσιμεντενέσεις

Η τοιχοποιία είναι ένα ετερογενές υλικό, το οποίο αποτελείται από σχετικώς σκληρά υλικά από τη μία (πχ πέτρες, τούβλα) και από την άλλη πλευρά μαλακό κονίαμα. Υπό αυτό το πρίσμα, δεν είναι εύκολο να προβλεφθεί η συμπεριφορά του συνόλου, ξεκινώντας από τις ιδιότητες των επιμέρους υλικών. Η παραπάνω πρόταση έχει εφαρμογή στις φυσικές αλλά και στις μηχανικές ιδιότητες της τοιχοποιίας. Η μηχανική συμπεριφορά συμπεριλαμβάνει για παράδειγμα την ορθή στατικώς λειτουργία ενός τοίχου υπό τη δράση φορτίων ή την αλληλεπίδραση εδάφους και κατασκευής.

Οι ενέσεις στοχεύουν κυρίως στη βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων της τοιχοποιίας. Βέβαια, η επίδραση τους και στα φυσικά χαρακτηριστικά αυτής δεν μπορεί να αγνοηθεί. Πολλοί κανόνες για τη διαστασιολόγηση των πέτρινων κατασκευών είναι εμπειρικοί δίχως μεγάλη ακρίβεια. Μέσω των ενεμάτων μάζας επιτυγχάνεται η πλήρωση των ρωγμών, ασυνεχειών και κενών στο εσωτερικό της τοιχοποιίας. Στην περίπτωση μονόστρωτης τοιχοποιίας, τα κενά εντοπίζονται στις διεπιφάνειες ανάμεσα στο κονίαμα αρμών και στα λιθοσώματα, αλλά και στο κονίαμα οριζόντιων και κατακόρυφων αρμών, εφόσον είναι αποδιοργανωμένο. Επιτυγχάνεται λοιπόν η εξομάλυνση των ανομοιομορφιών δόμησης λόγω γεωμετρίας και της ποικιλίας λάξευσης των λίθων και η πλήρωση των κενών που είτε δεν είχαν γεμίσει κατά την κατασκευή είτε δημιουργήθηκαν από διάφορες καταπονήσεις. Σε αυτή τη διαδικασία, το ονομαστικό εύρος των ρωγμών είναι μείζονος σημασίας. Γενικά, για συνήθεις τοιχοποιίες το ελάχιστο ονομαστικό εύρος ρωγμών κυμαίνεται από 0.1mm έως 0.5mm. Σε εξαιρετικά κακοδομημένες αργολιθοδομές, οι οποίες εμφανίζουν ουσιώδεις βλάβες, το ποσοστό των κενών ανηγμένο στο συνολικό πάχος της τοιχοποιίας ενδέχεται να φτάσει το 10 – 20%.

Τα ενέματα ενισχύουν την τοιχοποιία για τους εξής λόγους:

- Τα εσωτερικά κενά προκαλούν εφελκυστικές τάσεις στο υλικό. Γεμίζοντας αυτά τα κενά, οι εφελκυστικές τάσεις ελαττώνονται και δεν μπορούν να δώσουν εφελκυστικές ρωγμές.
- Με τις τσιμεντενέσεις ενισχύεται η εσωτερική συνοχή. Ειδικά οι ζώνες που έχουν φτωχή συνοχή λόγω των μεγάλων κενών και των χαλαρών υλικών, μέσω της διείδυσης του ενέματος θα “θεραπευτούν”. Η αντίσταση έναντι τέμνουσας θα βελτιωθεί.
- Με τις τσιμεντενέσεις επιτυγχάνεται μονολιθική σύνδεση μεταξύ των συστατικών της τοιχοποιίας.

Γενικώς, ένα ένεμα με βάση το τσιμέντο συμβάλλει περισσότερο στην αύξηση της αντοχής της τοιχοποιίας σε σχέση με ένα ένεμα με βάση των ασβεστόλιθο. Αξίζει να τονιστεί, ότι η αύξηση της αντοχής τις περισσότερες φορές συνδέεται με την απώλεια

ολκιμότητας. Η απώλεια ολκιμότητας είναι σημαντικότερη στην περίπτωση των ενέσεων με βάση το τσιμέντο και τότε η τοιχοποιία αδυνατεί να εξισορροπήσει τις δυνάμεις που ασκούνται σε αυτήν. Ωστόσο, είναι σαφές ότι οι τσιμεντενέσεις είναι ένας αποτελεσματικός τρόπος προς ενίσχυση της φέρουσας ικανότητας μονόστρωτων ή δίστρωτων τοιχοποιιών.

Ο Ευρωκώδικας 8 αποδέχεται επισήμως και πλήρως τις ενέσεις σε στοιχεία από τοιχοποιία ως μέθοδο αποκατάστασης αυτών, προσεγγίζοντας όμως ποιοτικά το όλο θέμα. Ωστόσο, η τεχνογνωσία για αυτές τις τεχνικές επιτρέπει και ίσως επιβάλει βαθύτερη προσέγγιση στο εξεταζόμενο ζήτημα και όχι γενικές κατευθύνσεις. Μελλοντικά, ο κανονισμός θα μπορούσε να παρουσιάζει τις διαφορές μεταξύ των διαθέσιμων ενεμάτων που κυκλοφορούν στην αγορά, δηλαδή των ενεμάτων με τσιμέντο και με πολυμερή.

Τονίζεται, ότι πριν την έναρξη των εργασιών, είναι υποχρεωτική η δοκιμαστική παρασκευή και εφαρμογή του ενέματος, αφενός για τον ποιοτικό έλεγχο των χαρακτηριστικών του ενέματος που θα παραχθεί εργοταξιακά και αφετέρου για τον έλεγχο της εισπίεσης και ενεσιμότητας του στην υπό ενίσχυση τοιχοποιία και για τον προσδιορισμό της αναμενόμενης κατανάλωσης του. Ως πρακτικός κανόνας για την αρχική επιλογή του ενέματος είναι ο λόγος της θλιπτικής αντοχής του προς τη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας πριν την ενίσχυση να μην ξεπερνά το 5.

Επίδραση των ενέσεων στα μηχανικά χαρακτηριστικά της ενισχυμένης τοιχοποιίας

Για ομοιόμορφη πρακτικά κατανάλωση ενέματος σε μονόστρωτη τοιχοποιία ισχύουν τα εξής:

- Θλιπτική αντοχή

$$f_{wc,f} = f_{wc,0} + \Delta f_0 + \lambda * n * f_{gc}$$

όπου:

$f_{wc,f}$: η τελική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

$f_{wc,0}$: η αρχική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας. Εδώ υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση του κ. Τάσιου ίση με 2.45MPa.

n: ο λόγος του εισαγόμενου ενέματος προς το συνολικό όγκο του κονιάματος. Συνιστάται το n να είναι μικρότερο του 0.3. Εδώ ελήφθη προσεγγιστικά ίσο με 0.15.

f_{gc} : η θλιπτική αντοχή του ενέματος. Ελήφθη προσεγγιστικά ίση με 10MPa.

λ : ο συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος – κονιάματος, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 0.30, θεωρώντας ότι οι λίθοι δεν είναι πολύ τραχείς ($\lambda = 0.50$) αλλά και ούτε πολύ λείοι ($\lambda = 0.1$).

Δf_0 : Δίνεται από τη σχέση: $\Delta f_0 = f_0 / (1 + (1/10n))$

Λόγω των ενεμάτων μειώνεται η ακανονιστία και η ανομοιογένεια της δόμησης που οφείλεται στο βαθμό λάξευσης των λίθων. Επομένως, απαιτείται μείωση του

συντελεστή f_0 . Ο συντελεστής f_0 λαμβάνει υπόψη το βαθμό λάξευσης των λίθων και για αργολιθοδομή, οι τιμές του κυμαίνονται από 1.5MPa – 2.5MPa, αναλόγως της ποιότητας δόμησης. Εδώ ελήφθη: $f_0 = 2\text{MPa}$.

Συνεπώς, $\Delta f_0 = 2 / (1+0.67) = 2 / 1.67 = 1.20\text{MPa}$

Τελικώς: $f_{wc,f} = 4.10\text{ MPa} (= 1.7f_{wc,initial})$

Δίχως αναίρεση των παραπάνω, πρέπει να τονιστεί ότι η εν λόγω τεχνική είναι ιδιαίτερα υψηλού κόστους, απαιτεί την ύπαρξη σχετικού εξοπλισμού (πχ αναμικτήρας, εμβολοφόρος αντλία, τρυπάνι για διάνοιξη οπών, πλαστικοί σωληνίσκοι κλπ) και πολύ σχολαστικής εργασίας.

○ Μέτρο ελαστικότητας

Η εφαρμογή ενεμάτων οδηγεί εν γένει σε αύξηση του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας. Το ποσοστό της αύξησης εξαρτάται από τη σύνθεση του ενέματος. Με βάση την αρχική κατάσταση του κτιρίου και τη σύνθεση του ενέματος, η βελτίωση αντοχής κυμαίνεται από 40% έως 150% και η επίδραση των ενεμάτων αυξάνεται όσο φτωχότερη είναι η αρχική κατάσταση της κατασκευής σύμφωνα με τη διεθνή βιβλιογραφία. Ωστόσο, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. δίνει κατά μέσο όρο μια αύξηση αυτού περί 60%. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. επίσης, τα διατιθέμενα στοιχεία δεν επιτρέπουν συστάσεις γενικής εφαρμογής και προτείνεται οι μηχανικοί -υπέρ της ασφαλείας- να εκτελούν δυο προσεγγίσεις, χωρίς και με αύξηση του αντίστοιχου χαρακτηριστικού. Σεβόμενοι τα διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., εδώ έγινε μία ανάλυση με πολύ μικρή αύξηση του μέτρου ελαστικότητας της τάξης του 20%.

Τελικώς: $E_{final} = 1.2 * E_{initial} = 2940\text{MPa}$

Τα παραπάνω ενέχουν εβεβαιότητες, καθώς έγιναν διάφορες παραδοχές. Αξίζει να αναφερθεί ότι οι κ. Τάσιος και κ. Χρονόπουλος, μετά τον εμποτισμό της μάζας της τοιχοποιίας, εκτιμούν διπλασιασμό έως και πενταπλασιασμό της θλιπτικής αντοχής της και διπλασιασμό του μέτρου ελαστικότητας της.

○ Αντοχή f_{vk}

Η αντοχή f_{vk} της τοιχοποιίας θα τροποποιηθεί, όπως φαίνεται ακολούθως:

$$f_{vk}' = f_{mt} + 0.4 * 0.75 * \sigma_d$$

όπου:

f_{mt} : η νέα εφελκυστική αντοχή του κονιάματος

Δίνεται από τον τύπο: $f_{mt} = 0.25 * (f_{mc})^{0.50}$

Γίνεται σαφές, ότι ο υπολογισμός της νέας θλιπτικής αντοχής του κονιάματος f_{mc} προηγείται. Με τη θεώρηση ότι το νέο κονίαμα θα είναι το 30% του αρχικού και ποιότητας M10, τότε προέκυψε: $f_{mc} = 0.3 * 10 + 0.7 * 1 = 3.7\text{MPa}$

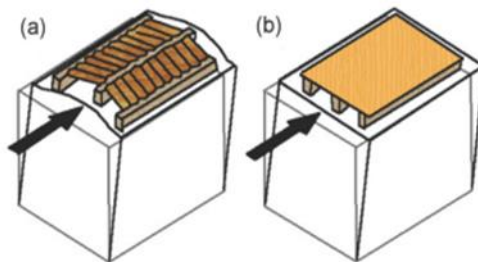
Τελικώς: $f_{mt} = 0.48\text{ MPa}$ (> 0.1MPa που είχαμε στο κτίριο προ καταρρεύσεων)

Τονίζεται με έμφαση ότι η σχέση: $f_b = K * f_b^{0.7} * f_m^{0.3}$ για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής έχει εφαρμογή μόνο σε καινούριες κατασκευές. Εδώ δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί, δεδομένου ότι μελετάται υπάρχον κτίριο. Εάν χρησιμοποιούνταν, θα έδινε μεγαλύτερη τιμή f_k από την υπολογιζόμενη και φυσικά θα ήταν κατά της ασφαλείας.

ο Καμπτικές αντοχές

Οι καμπτικές αντοχές θεωρείται ότι διπλασιάζονται, δηλαδή $f_{yk2} = 0.4 \text{MPa}$.

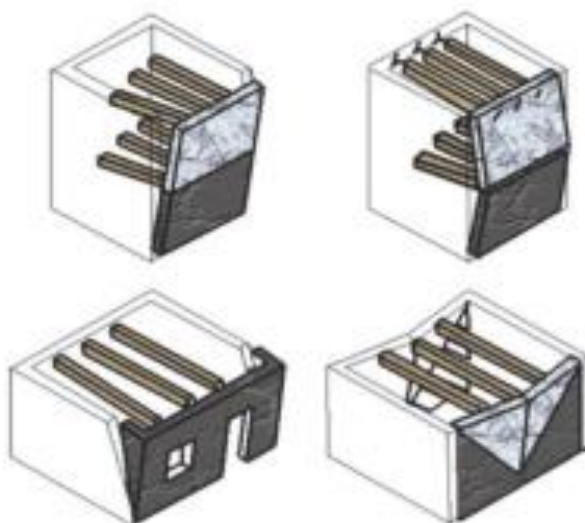
5.2.3 Αποκατάσταση διαφραγματικής λειτουργίας μέσω συμμικτων πλακών



Εικόνα 5.5: Ο ρόλος του διαφράγματος στην αποτροπή ιδιομορφών ανατροπής πέτρινων τοίχων

Στην εικόνα 5.5 (a) διαφαίνεται η ανεπαρκής εντός επιπέδου δυσκαμψία του πατώματος, η οποία προκαλεί ανατροπή (overturning) των τοίχων κάθετα στη διεύθυνση του σεισμού. Αντίθετα, όπως φαίνεται στην εικόνα 5.5 (b) ένα δύσκαμπτο διάφραγμα επιτρέπει στις δυνάμεις να μεταφερθούν στους παράλληλους με τη σεισμική δράση τοίχους.

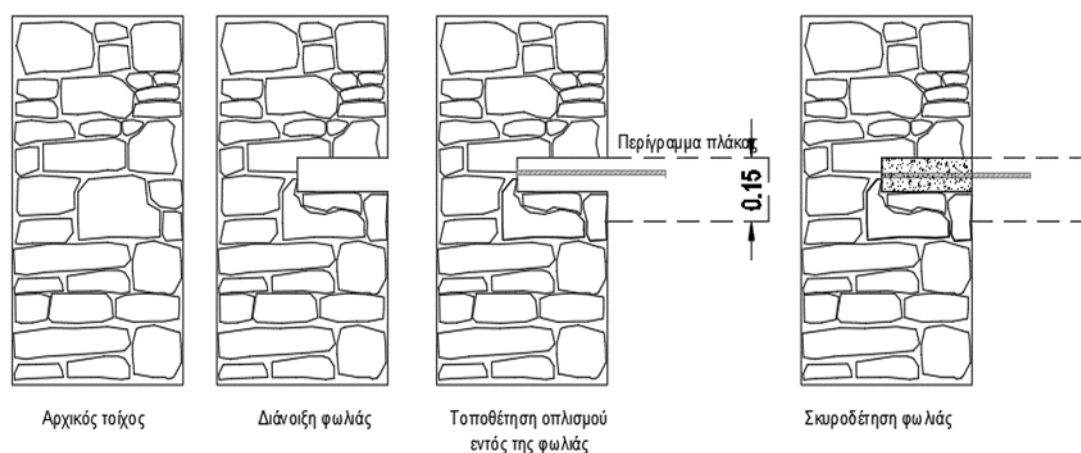
Σε περιπτώσεις που τα ξύλινα πατώματα δε συμπεριφέρονται ως απαραμόρφωτα διαφράγματα, είναι εφικτοί διάφοροι τύποι κατάρρευσης και τρόποι ανατροπής, μιας και οι τοίχοι δεν έχουν επαρκή αντοχή για δυνάμεις που δρουν κάθετα στο επίπεδο τους, όπως αποτυπώνεται στην εικόνα 5.6.



Εικόνα 5.6: Διάφοροι τρόποι ανατροπής των τοίχων λόγω ανεπαρκούς δυσκαμψίας των πατωμάτων

Εν προκειμένω, προβλέπεται η δημιουργία σύμμικτων πλακών, με στόχο την αποκατάσταση της διαφραγματικής λειτουργίας.

Ειδικότερα, οι πλάκες με οπλισμένο σκυρόδεμα εμφανίζουν πολύ μεγάλη – πρακτικώς άπειρη – δυσκαμψία στο επίπεδο τους και συνεπώς διασφαλίζουν διαφραγματική λειτουργία, με την προϋπόθεση καλής σύνδεσης με τις φέρουσες τοιχοποιίες, επί των οποίων εδράζεται. Καταλύτης για την ισότροπη εμφάνιση της διαφραγματικής λειτουργίας είναι η επάρκεια της σύνδεσης των πλακών με τις υποκείμενες φέρουσες τοιχοποιίες στις δυο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου. Καθίσταται σαφές, ότι το βάρος των πλακών με οπλισμένο σκυρόδεμα συγκρινόμενο με των άλλων τύπων πατωμάτων είναι μέσο έως μεγάλο. Αυτό βέβαια εξαρτάται και από το μέγεθος που καλούνται να γεφυρώσουν. Τέλος, αυτές οι πλάκες δεν ασκούν οριζόντιες ωθήσεις υπό τα κατακόρυφα φορτία επί των τοιχοποιιών στις οποίες στηρίζονται. Για λόγους πληρότητας, επαναλαμβάνεται ο τρόπος σύνδεσης των σύμμικτων πλακών με τους φέροντες τοίχους. Αρχικά, θα διανοιχθεί στον τοίχο φωλιά βάθους 25cm, ύψους περίπου 8cm – όσο δηλαδή το πάχος της πλάκας δίχως το χαλυβδόφυλλο – και η διάσταση της εγκάρσιως θα πρέπει να είναι σημαντική (πχ 50cm). Σε αυτή την περιοχή τοποθετούνται οπλισμοί, οι οποίοι θα προεξέχουν από τον τοίχο για να δέσουν με τους οπλισμούς της σύμμικτης πλάκας. Τελικώς, η περιοχή σκυροδετείται (εικόνα 5.7).



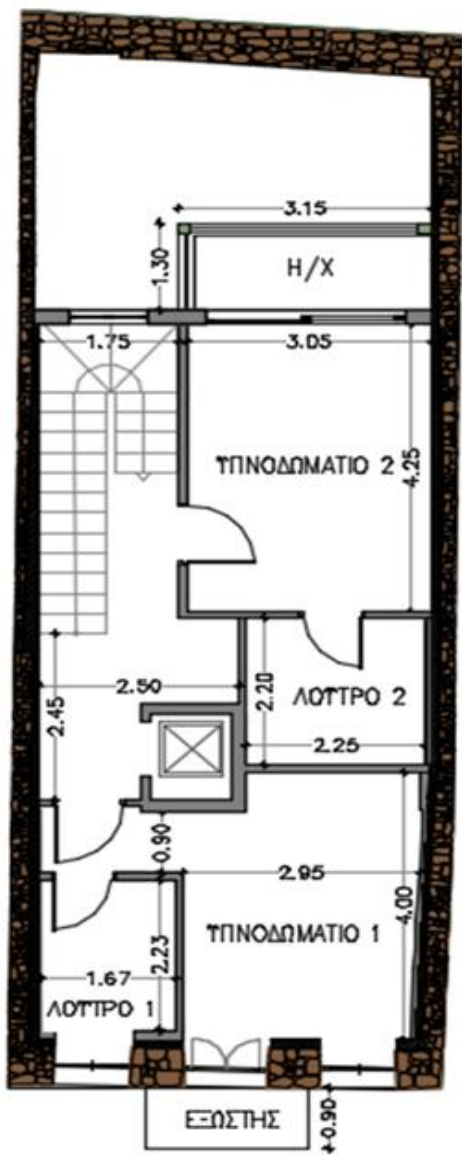
Εικόνα 5.7: Σκαριφηματική πορεία σύνδεσης των σύμμικτων πλακών με τους φέροντες τοίχους

5.3 Σχέδια αρχιτεκτονικής πρότασης

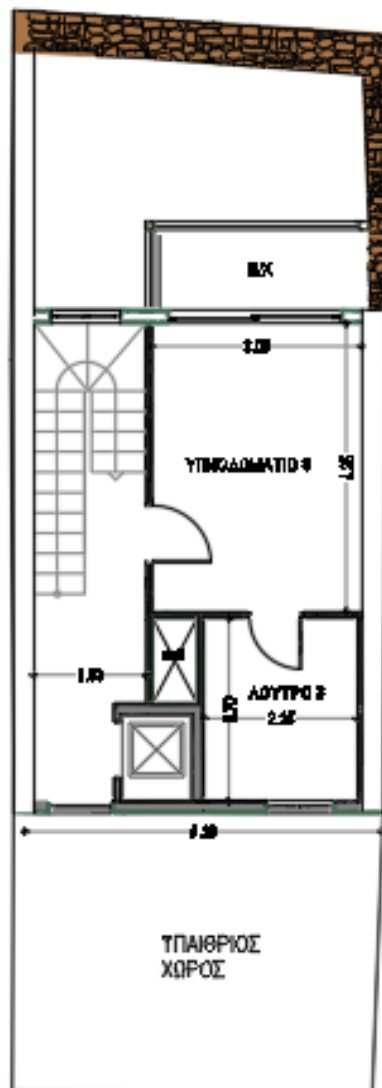
Μέσω των σχεδίων αρχιτεκτονικής πρότασης που ακολουθούν (εικόνες 5.8 & 5.9), παρουσιάζονται οι χώροι κάθε ορόφου, ορισμένες ενδεικτικές διαστάσεις αυτών, ώστε να δωθεί μια εικόνα για τα εμβαδά τους. Παράλληλα, αξίζει να σημειωθεί, ότι τα κάτωθι αρχιτεκτονικά σχέδια δεν είναι αυτά της οριστικής μελέτης, καθώς δεν είναι αυτός ο πρωτεύων σκοπός της παρούσας εργασίας. Για αυτό το λόγο άλλωστε, δεν αναγράφονται τα ύψη της ποδιάς των ανοιγμάτων, δε φαίνονται έπιπλα κλπ.



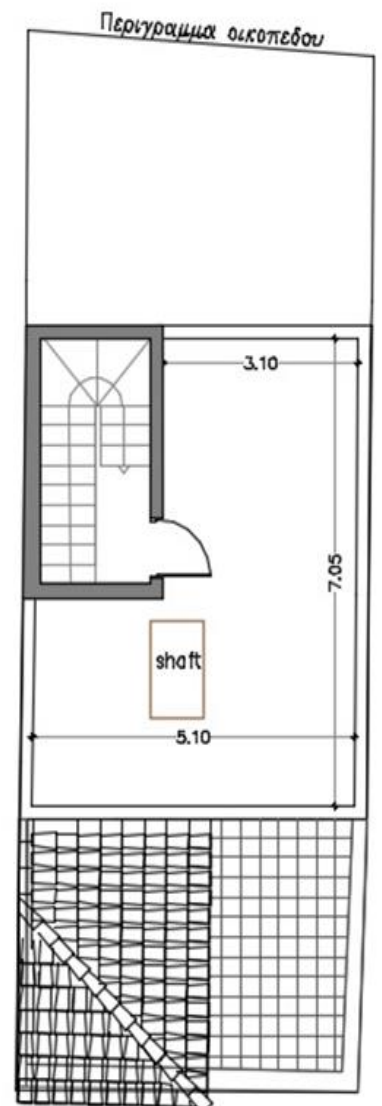
Εικόνα 5.8: (α) Κάτοψη υπογείου (β) Κάτοψη ισόγειου



(α)



(β)



(γ)

Εικόνα 5.9: (α) Κάτοψη α' ορόφου (β) Κάτοψη β' ορόφου (γ) Κάτοψη δώματος



(α)



(β)

Εικόνα 5.10: (α) Προτεινόμενη πρόσοψη (β) Πίσω όψη κτιρίου



(α)



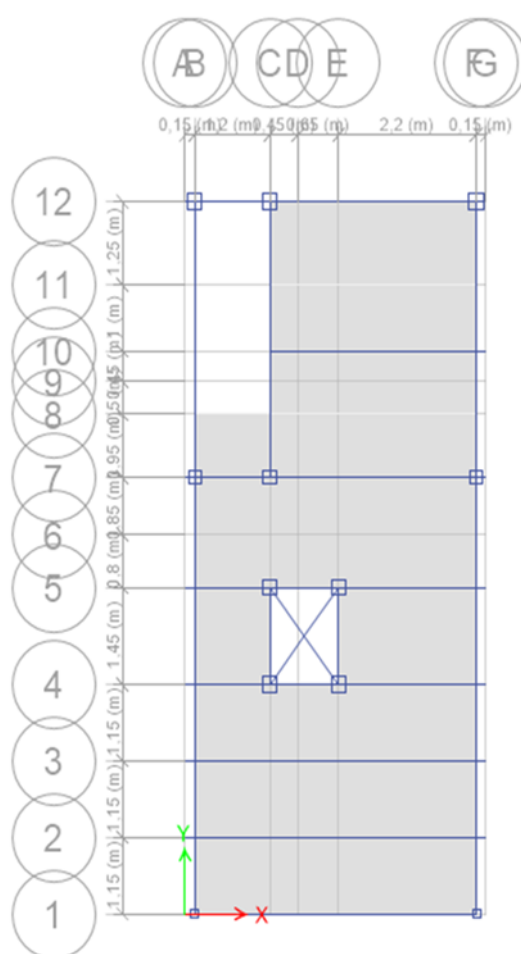
(β)

Εικόνα 5.11: (α) Προτεινόμενη άνοψη κτιρίου (β) Μόρφωση ισογείου

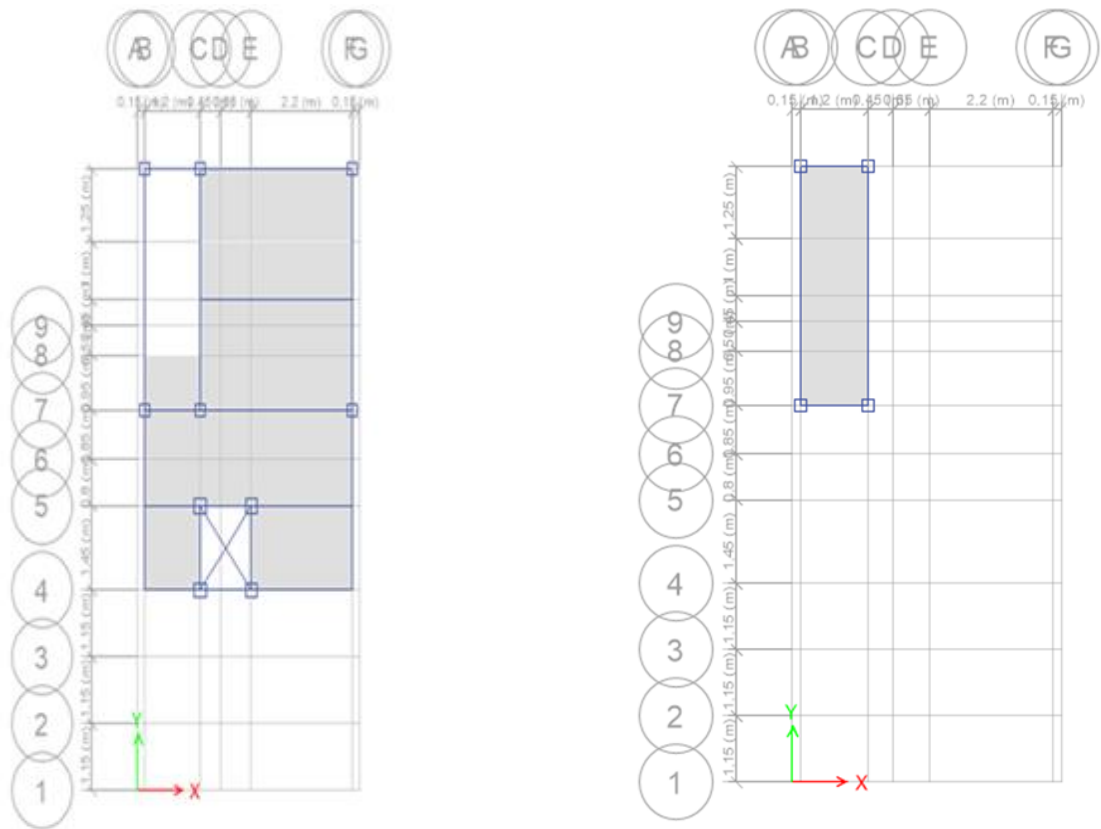
6. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΝΕΟΥ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

6.1 Μόρφωση μεταλλικού φορέα

Καθοριστικό βήμα για τη μόρφωση του μεταλλικού φορέα είναι η επιλογή του πλήθους και των θέσεων των υποστυλωμάτων. Τα υποστυλώματα – όπως φαίνεται και από τα σχέδια που ακολουθούν – τοποθετώνται σε τέτοιες θέσεις, ώστε αφενός να είναι εύκολη και αποτελεσματική η σύνδεση τους με την τοιχοποιία και αφετέρου να μην είναι μπροστά σε ανοίγματα και θέσεις που αλλοιώνουν το εσωτερικό του κτιρίου.



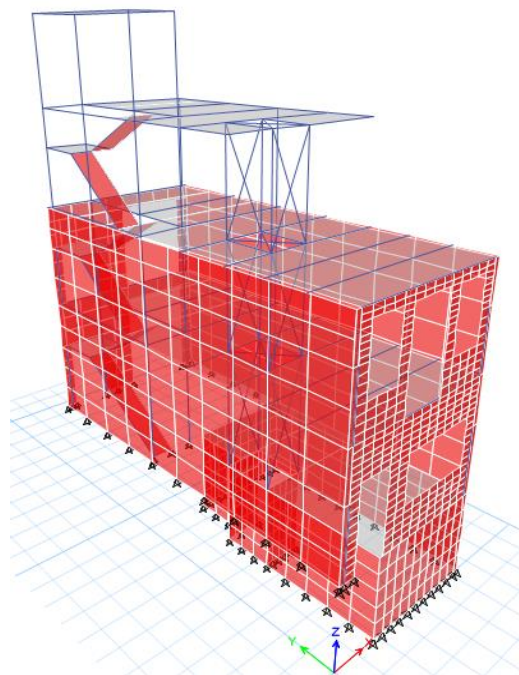
Εικόνα 6.1: Κάτοψη ισογείου & α' ορόφου



(α)

(β)

Εικόνα 6.2: (α) Κάτοψη μεταλλικού φορέα β' ορόφου (β) Κάτοψη δώματος



Εικόνα 6.3: Τρισδιάστατος ενισχυμένος φορέας (ETABS)

Τα μεταλλικά υποστυλώματα αποφασίστηκε να μην υπάρχουν στο υπόγειο, δηλαδή να εδράζονται στην πλάκα οροφής του υπογείου. Στις εικόνες 6.1, 6.2 δε φαίνονται οι φέροντες τοίχοι, όχι γιατί δεν υπάρχουν, αλλά με στόχο να απεικονίζεται αμιγώς ο μεταλλικός φορέας.

6.2 Δομικά μέλη

Τα κύρια δομικά στοιχεία του υπό μελέτη κτιρίου είναι τα εξής:

- Σύμμικτες πλάκες
- Κύριες Δοκοί
- Δευτερεύουσες δοκοί
- Υποστυλώματα
- Συστήματα πλευρικής ευστάθειας

Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Συμβάλουν στην παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων, αλλά και των οριζόντιων μέσω της διαφραγματικής τους λειτουργίας.

Οι κύριες δοκοί παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία από τις δευτερεύουσες δοκούς και τα μεταβιβάζουν στα υποστυλώματα. Για τις δοκούς χρησιμοποιήθηκαν πρότυπες διατομές ΙΡΕ. Γενικά, οι δοκοί συνδέονται με τα υποστυλώματα με διάφορους τρόπους. Υπάρχουν δηλαδή οι εξής τύποι συνδέσεων:

- *Απλές συνδέσεις τέμνουσας*: Ο κορμός της δοκού μεταφέρει στο υποσύλωμα ολόκληρη την αντίδραση στήριξης. Αυτό επιτυγχάνεται με κοχλιωτή σύνδεση μέσω ελασμάτων ή μετωπικών πλακών που συγκολλούνται στο υποσύλωμα.
- *Άκαμπτες συνδέσεις ροπής*: Σε αυτές τις συνδέσεις, δημιουργείται πλαστική άρθρωση στη δοκό. Η σύνδεση γίνεται είτε με μετωπικές πλάκες που βιδώνονται στο υποσύλωμα είτε με συγκολλητά πλευρικά τμήματα δοκών, στα οποία γίνεται αποκατάσταση συνέχειας με κοχλίες.
- *Ημιάκαμπτες συνδέσεις*: Συνηθίζονται σε κτίρια τα οποία δεν έχουν διαφραγματική λειτουργία και παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία.

Ο ρόλος των δευτερευουσών δοκών είναι η στήριξη των πλακών και η μεταφορά των φορτίων στις κύριες δοκούς. Στις παραπάνω εικόνες (6.1 και 6.2) είναι αυτές, οι οποίες δεν εδράζονται σε υποστυλώματα. Οι δευτερεύουσες δοκοί μπορούν να τοποθετηθούν στο ίδιο επίπεδο με τις κύριες δοκούς ή χαμηλότερα ή ψηλότερα από αυτές. Η συνηθέστερη περίπτωση, η οποία υιοθετείται και στην παρούσα εργασία, είναι η ύπαρξη ισοσταθμίας κύριων και δευτερευουσών δοκών. Για αυτή την εργασία, χρησιμοποιήθηκαν διατομές ΙΡΕ για τις δευτερεύουσες δοκούς.

Για τα υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκαν κοίλες τετραγωνικές διατομές.

Αναφορικά με τα συστήματα πλευρικής ευστάθειας, απαιτούνται για την ασφαλή παραλαβή των οριζόντιων φορτίων. Σε ένα μεταλλικό κτίριο, η πλευρική ευστάθεια μπορεί να εξασφαλιστεί με πλαίσια παραλαβής ροπών ή με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας (τα λεγόμενα “χιαστί”). Στην περίπτωση των πλαισίων

παραλαβής ροπής, στα άκρα των μελών διαμορφώνονται συνδέσεις ροπής, ενώ όταν χρησιμοποιούνται χιαστί σύνδεσμοι, οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων γίνονται ως απλές συνδέσεις τέμνουσας.

Ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δίνεται στη διάταξη των χιαστί συνδέσμων. Στόχος είναι η παραλαβή οριζοντίων φορτίων κατά τη διεύθυνση x και κατά τη διεύθυνση y . Μάλιστα, η ικανοποίηση των παρακάτω αρχών κρίνεται ιδιαίτερος σημαντική.

- Η ευνοικότερη θέση τοποθέτησης χιαστί συνδέσμων είναι στην περίμετρο του κτιρίου, ώστε να αυξάνεται η δυστρεψία.
- Η τοποθέτηση χιαστί συνδέσμων και στις δυο διευθύνσεις έχει νόημα, διότι σε αντίθετη περίπτωση – αν υπάρχουν δηλαδή σε μια μόνο – δημιουργείται εκκεντρότητα μεταξύ της θέσης εφαρμογής των σεισμικών δυνάμεων και της παραλαβής τους από τους συνδέσμους.
- Η καθύψος συνέχεια των χιαστί συνίσταται. Η διακοπή των χιαστί καθύψος συνεπάγεται μεταβολή του κέντρου δυσκαμψίας από όροφο σε όροφο και κατ' επέκταση πρόσθετη στρεπτική καταπόνηση.
- Η επίτευξη παρόμοιας δυσκαμψίας στις δυο διευθύνσεις καλό είναι να επιδιώκεται.

Εν προκειμένω, δεν τοποθετήθηκαν χιαστί σύνδεσμοι στην περίμετρο του κτιρίου, καθώς η ενισχυμένη φέρουσα τοιχοποιία θα παρέχει επαρκή δυσκαμψία στο σύνολο της κατασκευής, αλλά μόνο στην περιοχή του ασανσέρ. Πιο συγκεκριμένα, αν και το ασανσέρ έχει 3 πλευρές στις οποίες θα μπορούσαν να τοποθετηθούν χιαστί, εν τέλει τοποθετήθηκαν μόνο κατά τη διεύθυνση x , με συνέχεια καθύψος.

Σε ευρύτερο πλαίσιο, ένα κτίριο ορθά μορφωμένο από άποψη πλευρικής ευστάθειας έχει τα εξής χαρακτηριστικά:

- Οι κατώτερες μορφές είναι μεταφορικές.
- Μεγάλο ποσοστό της ιδιομορφικής μάζας ενεργοποιείται με τις πρώτες ιδιομορφές, δηλαδή ο φορέας ταλαντώνεται ενιαία ως σύνολο.

Τα παραπάνω χαρακτηριστικά καλύπτονται στο εξεταζόμενο κτίριο, όπως αποτυπώνεται σε επόμενα κεφάλαια. Να σημειωθεί, ότι τα αποτελέσματα της ανάλυσης έχουν αμελητέες διαφορές, αν δεν τοποθετηθούν χιαστί σύνδεσμοι στο ασανσέρ. Επομένως, είναι δυνατή και η μη χρήση αυτών στο εξεταζόμενο κτίριο.

Τελικά, οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν ήταν οι εξής:

Υποστυλώματα:

- SHS 200*12.5
- SHS 240*12.5 (για το ασανσέρ και τα υποστυλώματα της πίσω όψης)
- SHS 120*7.1 (πρόσοψης)

Κύριες Δοκοί: IPE 240

Δευτερεύουσες δοκοί: IPE 220

Χιαστί σύνδεσμοι: SHS 120 * 7.1

6.3 Υλικά

Τα υλικά που εισήχθησαν στο λογισμικό επίλυσης και θα χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή είναι τα παρακάτω:

- Δομικός Χάλυβας

Για όλα τα δομικά μέλη της κατασκευής θα χρησιμοποιηθεί δομικός χάλυβας S355, με τα εξής χαρακτηριστικά:

- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210\text{GPa}$
- Μέτρο διάτμησης: $G = E / 2 * (\nu + 1) = 81\text{GPa}$
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 78.5\text{kN/m}^3$
- Όριο διαρροής: $f_y = 355\text{MPa}$
- Όριο θραύσης: $f_u = 510\text{MPa}$

- Σκυρόδεμα

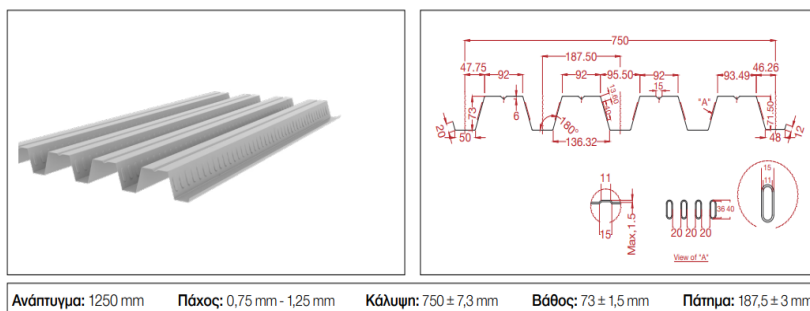
Ο πυρήνας του ασανσέρ στο υπόγειο και οι πλάκες θα είναι από σκυρόδεμα ποιότητας C20/25, το οποίο έχει τα εξής χαρακτηριστικά:

- Μέτρο ελαστικότητας: $E_{cm} = 29\text{GPa}$
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 25\text{kN/m}^3$
- Θλιπτική αντοχή: $f_{ck} = 20\text{MPa}$

- Χαλυβδόφυλλο

Θα χρησιμοποιηθεί χαλυβδόφυλλο Symdeck 73, το οποίο είναι γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος. Το άνω πέλμα του είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσον του. Σύμφωνα με τα στοιχεία της εταιρείας παραγωγής αυτού, τα πάχη κυμαίνονται από 0.75mm έως 1.25mm. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι S320 και έχει τα εξής χαρακτηριστικά:

- Χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής: $f_{yp} = 320\text{MPa}$
- Εφελκυστική αντοχή: $f_{up} = 390\text{MPa}$



Πάχος	t (mm)	0,75	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m)	7,36	9,81	12,27
Επιφάνεια	A (cm ²)	9,57	12,72	15,98
Ροπή αδρανείας	I _y (cm ⁴)	82,51	110,42	138,32
Ροπή αντίστασης	W _y (cm ³)	20,68	27,74	34,67

Εικόνα 6.4: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου Symdeck73

- Χάλυβας οπλισμού

Για τους οπλισμούς σκυροδέματος, χρησιμοποιήθηκε χάλυβας B500C, ο οποίος έχει όριο διαρροής ίσο με $f_{yk} = 500\text{MPa}$.

- Κοχλίες

Αναφορικά με την ποιότητα των κοχλιών, επιλέχθηκε 8.8, η οποία αντιστοιχεί σε:

- Χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής: $f_{yb} = 640\text{MPa}$
- Εφελκυστική αντοχή: $f_{ub} = 800\text{MPa}$

6.4 Δράσεις σχεδιασμού

6.4.1 Γενικά

Κάθε φορέας απαιτείται να μεταβιβάζει ασφαλώς φορτία που καταπονούν τα επιμέρους στοιχεία που τον απαρτίζουν, στο έδαφος κατά τη διάρκεια ζωής του. Για την ορθή ανάλυση και σχεδιασμό μιας κατασκευής θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όλες οι δράσεις που ενδέχεται να εμφανιστούν κατά τη διάρκεια ζωής του έργου. Τα φορτία (ή δράσεις) που ασκούνται σε ένα κτίριο, ταξινομούνται αναλόγως:

- Της προέλευσης (άμεσες ή έμμεσες)
- Της απόκρισης της κατασκευής (στατικές ή δυναμικές)
- Της χωρικής τους μεταβολής (σταθερές ή ελεύθερες)

Στον Ευρωκώδικα 1 περιγράφονται διάφορες καταστάσεις σχεδιασμού. Η κατασκευή εν τέλει θα ελεγχθεί σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.) και σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.).

Επίσης, με κριτήριο τη διακύμανση τους στο χρόνο, οι δράσεις σχεδιασμού διακρίνονται σε:

- Μόνιμες δράσεις (G)
- Μεταβλητές δράσεις (Q)
- Τυχηματικές δράσεις (A)
- Σεισμικές δράσεις (E)

6.4.2 Μόνιμες δράσεις

Ως μόνιμες δράσεις ορίζονται αυτές των οποίων η χρονική διακύμανση είναι αμελητέα. Σε αυτές κατατάσσονται τα κατακόρυφα φορτία που δρουν σε όλη τη

διάρκεια ζωής μιας κατασκευής, όπως είναι: τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων, οι επικαλύψεις δαπέδων, οι ψευδοροφές, τα ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, οι τοίχοι πληρώσεως κλπ. Στην παρούσα μελέτη ελήφθησαν υπόψη τα κάτωθι:

- Ίδιον βάρος στοιχείων φορέα (g_{β}):

Λαμβάνεται αυτόματα από το πρόγραμμα ETABS, που χρησιμοποιείται για τη στατική επίλυση του συγκεκριμένου έργου. Το πρόγραμμα διαθέτει βιβλιοθήκες με όλες τις πρότυπες διατομές για όλες τις ποιότητες χάλυβα. Το ειδικό βάρος του χάλυβα - όπως αναφέρεται και σε προηγούμενο κεφάλαιο - ανέρχεται στα 78.5kN/m^3 .

- Επικαλύψεις δαπέδων (g'):

Το φορτίο επιστρώσεων και μονώσεων των δαπέδων ελήφθηκε για όλους τους χώρους (εσωτερικούς, εξώστες και σκάλες) ίσο με 1.5kN/m^2 .

Η παραπάνω τιμή δεν είναι αυθαίρετη, αλλά προέκυψε με την παραδοχή ότι θα χρησιμοποιηθεί πλακάκι με πάχος 5cm , το οποίο θα έχει ειδικό βάρος ίσο με 25kN/m^2 .

Βάσει αυτού προκύπτει: $g' = 0.05\text{m} * 25\text{kN/m}^3 = 1.25\text{kN/m}^2$, το οποίο επαυξήθει υπέρ της ασφαλείας και έφτασε ίσο με 1.5kN/m^2 τελικώς.

6.4.3 Κινητά φορτία

Τα επιβαλλόμενα φορτία των κτιρίων είναι ομοιόμορφα κατανεμημένα ή συγκεντρωμένα. Οφείλονται σε ανθρώπινη χρήση, σε έπιπλα, μηχανήματα και ενδεχομένως και οχήματα. Λόγω λοιπόν της φύσης τους, δεν είναι δυνατός ο ακριβής προσδιορισμός τους και χαρακτηριστικές τιμές αυτών δίνονται στους κανονισμούς. Προκειμένου να καλύπτονται όλες οι δυσμενείς φορτίσεις, θα πρέπει να επιβάλλονται στο φορέα κατά το δυσμενέστερο τρόπο.

Για τον προσδιορισμό των τιμών των ωφέλιμων φορτίων χρησιμοποιούνται πίνακες του Εθνικού Προσαρτήματος EN 1991-1 του Ευρωκώδικα 1. Επιπλέον, οι επιφάνειες των κτιρίων χρειάζεται να κατατάσσονται σε κατηγορίες με βάση τη χρήση τους.

Πίνακας 6.1: Κατηγορίες χρήσης επιφανειών (Ευρωκώδικας 1)

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι κατοικίας και διαμονής	Διαμέτνια σε κτίρια διαμονής και κατοικίας, Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία, Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι συνάθροισης κοινού (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B, και D ¹)	<p>C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. π.χ. σχολικοί χώροι, καρτερίες, εστιατόρια, αίθουσες εστίασης, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής. (δείτε ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1)</p> <p>C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα (δείτε ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2) π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συναδράσεων, αίθουσες διαλέξεων, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p>C3: Χώροι απρόσκοπτης μετακίνησης κοινού, π.χ. χώροι μουσείων, εκθεσιακοί χώροι κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια, ξενοδοχεία, νοσοκομεία, προαίτια σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p>C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, χώροι γυμναστικής, θεατρικές σκηνές. (δείτε ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3).</p> <p>C5: Χώροι που ενδέχεται να συγκεντρωθούν μεγάλα πλήθη, π.χ. σε κτίρια για δημόσιες εκδηλώσεις, όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα όπου συμπεριλαμβάνονται οι εξέδρες, οι εξέστρες και οι χώροι πρόσβασης, και αποβάθρες σιδηροδρόμων (δείτε ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3).</p>
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	<p>D1: Χώροι με καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά</p> <p>D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα</p>

Με βάση τον πίνακα 6.1, το υπό μελέτη κτίριο κατατάσσεται στην κατηγορία A, καθώς σχεδιάζεται με στόχο να καλύψει τις ανάγκες χώρου κατοικίας.

Με βάση τον πίνακα 6.2, προκύπτουν οι εξής τιμές κινητών φορτίων:

Πατώματα: 2.0 kN/m^2

Σκάλες: 3.5 kN/m^2

Εξώστες: 5.0 kN/m^2

Πίνακας 6.2: Επιβαλλόμενα φορτία δαπέδων κτιρίων

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία A και Κατηγορία B		
- Δάπεδα	2,0	2,0
- Σκάλες	3,5	2,0
- Μπαλκόνια	5,0	3,0
Κατηγορία C		
- C1	3,0	3,0
- C2	5,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	4,0

Αναφορικά με την οροφή δώματος του κτιρίου (στάθμη + 15.00m) - στο οποίο πρακτικά υπάρχει μόνο η απώληξη του κλιμακοστασίου - θεωρείται ότι κατατάσσεται στην κατηγορία Η σύμφωνα με τον πίνακα 6.3. Βάσει αυτού, σε αυτή την επιφάνεια θα ασκηθεί ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο (q_k) ίσο με 0.5kN/m^2 (πίνακας 6.4).

Πίνακας 6.3: Κατηγορίες χρήσης ορόφων

Κατηγορία	Ειδική χρήση
H	Οροφές προσιτές μόνο για κανονική συντήρηση, επίσκεψη, βαφή και μικροεπισκευές.
I	Οροφές προσιτές για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D.
K	Οροφές προσιτές για ειδικές υπηρεσίες, όπως για προσγείωση ελικοπτέρων

Πίνακας 6.4: Επιβαλλόμενα φορτία ορόφων (Εθνικό Προσάρτημα)

Οροφές	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
Κατηγορία H	0,5	1,0

Φορτίο ανελκυστήρα

Ο ανελκυστήρας που θα χρησιμοποιηθεί είναι εσωτερικών διαστάσεων $1.00\text{m} \times 1.25\text{m}$ και χωρητικότητας δυο (2) ατόμων. Το ονομαστικό φορτίο του ανελκυστήρα υπολογίζεται με βάση τον αριθμό ατόμων από τη σχέση: $Q_{ov} = N \cdot 75$

Συνεπώς, για $N = 2$, τότε: $Q_{ov} = 150\text{kg} = 1.5\text{kN}$

6.4.4 Φορτίο χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονόπτωσης προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του EN 1991 – 1 – 3 για κατασκευές οι οποίες βρίσκονται σε υψόμετρο έως 1500m. Για τοποθεσίες με υψόμετρο άνω των 1500m απαιτείται ειδική μελέτη και αξιολόγηση. Τα εν λόγω φορτία δρουν κατά τη διεύθυνση της βαρύτητας και θεωρούνται στατικά φορτία. Το χιόνι συσσωρεύεται στις στέγες των κτιρίων ποικιλοτρόπως, αναλόγως: i) του τύπου της στέγης ii) της τραχύτητας της επιφάνειας iii) του περιβάλλοντος χώρου iv) των κλιματολογικών συνθηκών της περιοχής.

Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στο κέντρο της Αθήνας, το μέσο υψόμετρο της οποίας ανέρχεται στα 75m. Επομένως, μπορεί να εφαρμοστεί ο Ευρωκώδικας EN 1991-1-3 και δεν απαιτείται ειδική μελέτη. Στην περιοχή επικρατούν κανονικές συνθήκες, δηλαδή δεν είναι πιθανό να συμβούν εξαιρετικές χιονοπτώσεις. Έτσι, το φορτίο χιονιού μπορεί να υπολογιστεί με βάση τις “παροδικές” καταστάσεις σχεδιασμού, με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (6.1)$$

Όπου:

s: η τιμή φορτίου χιονιού επί της στέγης

μ_i : ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού

C_e : ο συντελεστής έκθεσης

C_t : ο θερμικός συντελεστής

s_k : η χαρακτηριστική τιμή χιονιού επί του εδάφους

Με βάση το Εθνικό προσάρτημα, η τιμή του C_e λαμβάνεται ίση με 1.0 για κανονικές συνθήκες. Κανονικές συνθήκες αντιστοιχούν σε περιοχές, όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση χιονιού από τον άνεμο, λόγω δέντρων κλπ.

Αντίστοιχα, για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης, ο θερμικός συντελεστής C_t λαμβάνεται ίσος με 1.0.

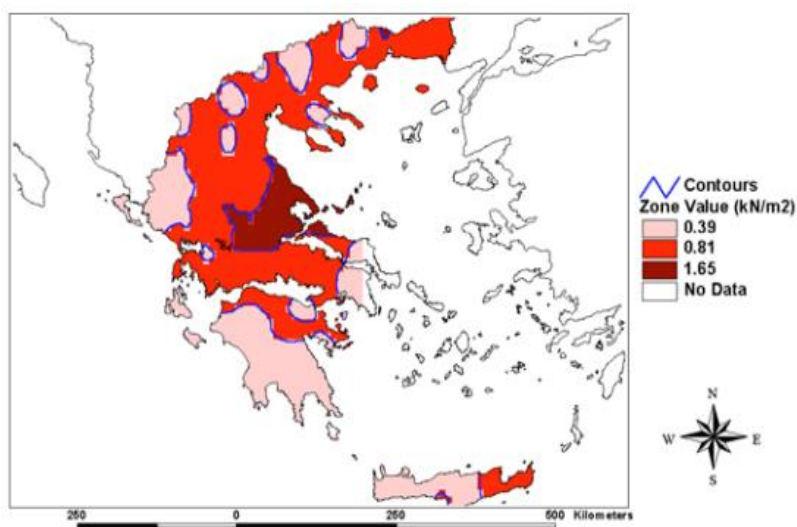
Η χαρακτηριστική τιμή χιονιού επί του εδάφους δίνεται από τη σχέση:

$$S_k = (0.420Z - 0.030) [1 + (A/917)^2] \quad (6.2)$$

Όπου:

A: το υψόμετρο της περιοχής από την επιφάνεια της θάλασσας. Εδώ λαμβάνεται ίσο με 75m.

Z: ο αριθμός της ζώνης, που δίνεται στην εικόνα 6.5



Εικόνα 6.5: Εθνικές ζώνες χιονιού

Για $A = 75\text{m}$ και $Z = 1$, τότε: $s_k = 0.39\text{kPa}$

Ο συντελεστής σχήματος (μ_i) χρησιμοποιείται για την αναγωγή του φορτίου χιονιού από το έδαφος στη στέγη, ανάλογα με τη μορφή και την κλίση της στέγης που μελετάται. Για οριζόντια στέγη ($\alpha = 0^\circ$) - το δώμα εν προκειμένω - λαμβάνεται σύμφωνα με τον πίνακα 6.5, τιμή $\mu_i = 0.80$.

Πίνακας 6.5: Συντελεστής μορφής χιονιού για μονοκλινείς στέγες

Γωνία κλίσης της στέγης α (°)	Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού μ_1
$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	0,80
$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$0,8(60-\alpha)/30$
$\alpha \geq 60^\circ$	0,00

Από σχέση 6.1 προκύπτει: $s = 0.8 * 1 * 1 * 0.39 \text{ kPa} = 0.31\text{kPa}$

6.4.5 Δράσεις ανέμου

Ως φορτίο ανέμου θεωρείται η πίεση που αναπτύσσεται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου.

Οι δράσεις του ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές ως προς το χρόνο δράσεις και θεωρείται ότι εφαρμόζονται άμεσα στις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου και έμμεσα στις εσωτερικές, λόγω του πορώδους της κατασκευής. Βέβαια, μπορεί να εφαρμόζονται και άμεσα στις εσωτερικές επιφάνειες από κάποιο άνοιγμα για παράδειγμα.

Οι δράσεις λόγω ανέμου παίζουν σημαντικό ρόλο στις μεταλλικές κατασκευές και συχνά αποτελούν τη βασική φόρτιση αυτών. Επίσης, είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις σε εύκαμπτες κατασκευές. Οι τιμές των ανεμοπίεσεων υπολογίζονται σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα EN 1991-1-4.

Οι βασικές παράμετροι που λαμβάνονται υπόψη για τον υπολογισμό της ανεμοπίεσης (w) είναι:

- Η πίεση ταχύτητα αιχμής (q_p): υπολογίζεται συναρτήσει διαφόρων παραγόντων όπως είναι: i) η απόσταση της κατασκευής από τη θάλασσα ii) η κατηγορία εδάφους iii) η τραχύτητα του εδάφους, κλπ
- Κατάλληλοι αεροδυναμικοί συντελεστές

Στην παρούσα μελέτη, δεδομένου του χαμηλού ύψους του μεταλλικού φορέα, της απόστασης της συνοικίας Ψυρρή από τη θάλασσα και την προφύλαξη του μεταλλικού φορέα από τον υφιστάμενο σκελετό φέρουσας τοιχοποιίας, αλλά και από γειτονικά οικήματα, αποφασίστηκε να μην υπολογιστεί και κατ'επέκταση να μην επιβληθεί το φορτίο ανέμου στην κατασκευή.

6.4.6 Σεισμικές δράσεις

Δεδομένης της έντονης σεισμικότητας της Ελλάδας, η κατασκευή θα πρέπει να μελετηθεί και έναντι σεισμικής καταπόνησης σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος κατακόρυφες και οριζόντιες επιταχύνσεις. Η κατασκευή διαγείρεται και

αναπτύσσονται σε αυτή σημαντικές αδρανειακές δυνάμεις, μιας και ο φορέας προσπαθεί να αντισταθεί στην κίνηση του εδάφους.

Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές δράσεις, δε συνδυάζονται με τα φορτία του ανέμου, του χιονιού και με άλλες τυχηματικές δράσεις (πχ πυρκαγιά).

Συμβατικά, η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται με μία μόνο παράμετρο, η οποία είναι η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση α_{gr} .

Εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού (α_g)

Με βάση τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ.) προβλέπεται διαίρεση της χώρας σε τρεις (3) σεισμικές ζώνες, αναλόγως της σεισμικής επικινδυνότητας της κάθε περιοχής. Κάθε ζώνη έχει διαφορετική εδαφική επιτάχυνση (α_{gR}) σύμφωνα με τον πίνακα 6.6:

Πίνακας 6.6: Τιμές εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς ζωνών Ελλάδας

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

Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν σε περίοδο επαναφοράς $T_R = 475$ έτη, δηλαδή υπάρχει 10% πιθανότητα υπέρβασης αυτών σε διάρκεια 50 ετών.

Η περιοχή Ψυρρή (δήμος Αθηναίων) κατατάσσεται στη ζώνη Z1. Άρα, η ενεργός εδαφική επιτάχυνση ισούται με 0.16g. Η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\alpha_g = \gamma_I * \alpha_{gr}$$

Ο συντελεστής γ_I λέγεται συντελεστής σπουδαιότητας και λαμβάνεται από τον πίνακα 6.7:

Πίνακας 6.7: Τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας (γ_I)

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

Ο υπό μελέτη μεταλλικός φορέας επρόκειτο να δράσει προς ενίσχυση της ακεραιότητας του μνημείου, οπότε: $\gamma_I = 1.40$

Τελικά, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού υπολογίζεται ίση με: $\alpha_g = 0.24g$

Κατηγορία εδάφους

Η κατηγοριοποίηση των εδαφών έχει στόχο να ληφθεί υπόψη η επιρροή των τοπικών συνθηκών. Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε (5) κατηγορίες. Αναλόγως της κατηγορίας εδάφους, επηρεάζεται η εδαφική

επιτάχυνση σχεδιασμού (a_g). Αυτό γίνεται μέσω του συντελεστή S , σύμφωνα με τον πίνακα 6.8:

Πίνακας 6.8: Συντελεστές εδάφους και χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος σχεδιασμού αναλόγως της κατηγορίας εδάφους

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

Το έδαφος της περιοχής που εξετάζεται κατατάσσεται στην κατηγορία Β.

Συντελεστής συμπεριφοράς (q)

Ο συντελεστής συμπεριφοράς (q) εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν σε απολύτως ελαστικό σύστημα. Εκφράζει την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς ορισμένων μελών του. Για το εξεταζόμενο έργο και σύμφωνα με βιβλιογραφικές αναφορές, η μικτή κατασκευή στο σεισμό συμπεριφέρεται περισσότερο σαν μια κατασκευή φέρουσας τοιχοποιίας, παρά σαν μια μεταλλική κατασκευή. Υπέρ της ασφαλείας, επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί $q = 2$, έτσι ώστε να προκύψουν δυσμενέστερα αποτελέσματα. Ακολουθεί ο πίνακας 6.9, με προτεινόμενες τιμές q για κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία.

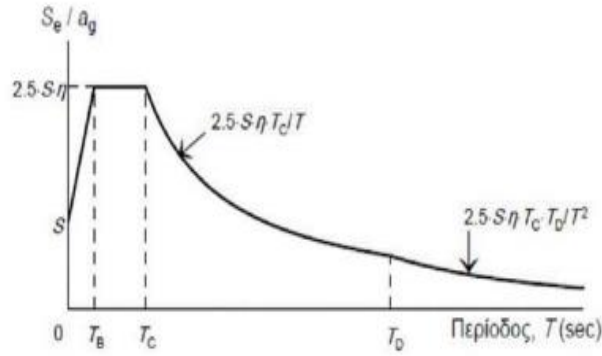
Πίνακας 6.9: Τύποι κατασκευής και ανώτερο όριο του συντελεστή συμπεριφοράς (q)

Τύπος κατασκευής	Συντελεστής συμπεριφοράς q
Αοπλη τοιχοποιία σύμφωνα με το EN 1996 μόνο (προτεινόμενη μόνο για περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας).	1,5
Αοπλη τοιχοποιία σύμφωνα με το EN 1998-1	1,5 - 2,5
Διαζωματική τοιχοποιία	2,0 - 3,0
Οπλισμένη τοιχοποιία	2,5 - 3,0

Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

Το ελαστικό φάσμα απόκρισης χρησιμοποιείται προκειμένου να προσομοιωθεί η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια. Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δυο ορθογώνιες συνιστώσεις, που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης. Έγιναν φάσματα και για τις δυο διευθύνσεις του σεισμού (X και Y), με βάση τα παραπάνω στοιχεία (εδαφική επιτάχυνση, συντελεστής σπουδαιότητας κλπ).

Σύμφωνα με τον EN1998 – 1, το φάσμα σχεδιασμού ορίζεται ως εξής:



$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για} \quad 0 \leq T \leq T_B \quad (6.3)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για} \quad T_B \leq T \leq T_C \quad (6.4)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για} \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (6.5)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για} \quad T_D \leq T \leq 4 \text{sec} \quad (6.6)$$

Όπου:

$S_d(T)$: φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

T : η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μιας ελεύθερης κίνησης

a_g : η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A

T_B : η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C : η περίοδος άνω ορίου του κλάδου φασματικής επιτάχυνσης

T_D : η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S : ο συντελεστής εδάφους

q : ο συντελεστής συμπεριφοράς

β : ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

Μέθοδοι ανάλυσης για σεισμικούς συνδυασμούς

Υπάρχουν οι εξής τρόποι γραμμικής ελαστικής ανάλυσης:

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης (ή αλλιώς ισοδύναμη στατική μέθοδος):

Μπορεί να εφαρμοστεί για κτίρια που ικανοποιούν ορισμένες προϋποθέσεις. Πιο συγκεκριμένα, το σεισμικό φορτίο ανάγεται σε ένα σύνολο με ισοδύναμες πλευρικές δυνάμεις, οι οποίες εφαρμόζονται ως στατικά φορτία στις δυο ορθογώνιες οριζόντιες κατευθύνσεις του κτιρίου στο επίπεδο των ορόφων. Σε αυτή τη μέθοδο λαμβάνεται υπόψη μόνο η θεμέλιωδης ιδιομορφή στις δυο κύριες διευθύνσεις της κατασκευής. Η πορεία που ακολουθείται έχει ως εξής: i) υπολογισμός ιδιοπεριόδων ii) υπολογισμός ιδιομορφών iii) υπολογισμός αδρανειακών δυνάμεων και κατανομή αυτών καθ ύψος του κτιρίου. Η εν λόγω μέθοδος δεν μπορεί να εφαρμοστεί σε κτίρια ακανονικά καθύψος.

- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (ή αλλιώς δυναμική φασματική μέθοδος):

Μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους των κτιρίων. Προκειμένου να λαμβάνονται υπόψη όλες οι σημαντικές ιδιομορφές, θα πρέπει να ισχύουν δυο κανόνες: i) το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών να είναι μεγαλύτερο από το 90% της συνολικής μάζας ii) θα πρέπει να χρησιμοποιούνται όλες οι δρώσες ιδιομορφικές μάζες, οι οποίες είναι μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας. Αυτό πρέπει να ικανοποιείται σε κάθε κατεύθυνση εφαρμογής των σεισμικών φορτίων.

Φυσικά, υπάρχουν και μη γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης, οι οποίες μπορούν να εφαρμοστούν υπό προϋποθέσεις. Μέθοδοι μη γραμμικής ανάλυσης είναι οι εξής:

- Μη γραμμική στατική ανάλυση (ανάλυση pushover)
- Μη γραμμική ανάλυση χρονοιστορίας

Στο συγκεκριμένο έργο επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.

6.5 Συνδυασμοί φορτίσεων

Οι οριακές καταστάσεις σχεδιασμού εισάγονται από τον Ευρωκώδικα, ώστε να εξασφαλιστεί ότι ένας φορέας θα είναι σε θέση να παραλαμβάνει και να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις που μπορεί να εμφανιστούν στη διάρκεια ζωής και ότι θα λειτουργεί ορθά και αξιόπιστα.

Οι οριακές καταστάσεις πέραν των οποίων μια κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας διακρίνονται σε:

- Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ULS): Συνδέονται με κατάρρευση του φορέα ή τμήματος αυτού. Στόχο αποτελεί η ασφάλεια των ατόμων σε αρχική φάση και του κτιρίου σε επόμενη.
- Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (SLS): Αφορούν τη λειτουργία του φορέα υπό συνθήκες φυσιολογικής χρήσης, την άνεση των χρηστών κλπ.

Κατά τον έλεγχο επάρκειας της κατασκευής χρησιμοποιούνται συνδυασμοί δράσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1. Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που επενεργούν σε μια κατασκευή πολλαπλασιάζονται με κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας, συνδυάζονται μεταξύ τους – με ανάλογους συντελεστές συνδυασμού ψ – για κάθε μια από τις οριακές καταστάσεις και στο τέλος επιβάλλονται στο φορέα.

Συντελεστές ασφαλείας

Μέσω των συντελεστών ασφαλείας λαμβάνονται υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων. Οι συντελεστές ασφαλείας εξαρτώνται από την κατηγορία δράσης στην οποία θα εφαρμοστούν και δίνονται μέσω του πίνακα 6.10.

Πίνακας 6.10: Συντελεστές ασφαλείας

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακές κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
γ_G	1,35	1,0	1,0	1,0
γ_Q	1,5	0	1,0	0

Για δυσμενή επίδραση των μόνιμων και των κινητών φορτίων, οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας παίρνουν τις τιμές: $\gamma_G = 1.35$ και $\gamma_Q = 1.50$.

Συντελεστές συνδυασμού

Οι συντελεστές συνδυασμού (ψ_i) των μεταβλητών δράσεων χρησιμοποιούνται για να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα να λάβουν δυο μεταβλητές δράσεις ταυτόχρονα τη μέγιστη τιμή τους. Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών για διάφορες ανεξάρτητες μεταβλητές δράσεις είναι μικρή. Παρακάτω ακολουθεί ο πίνακας 6.11 με τους συντελεστές για κτίρια, όπως προτείνεται από τον Ευρωκώδικα.

Πίνακας 6.11: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ_i σύμφωνα με τον ΕΚ1

ΔΡΑΣΕΙΣ	Ψ ₀	Ψ ₁	Ψ ₂
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων: βάρος οχημάτων < 30tn	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30tn < βάρος οχημάτων < 160tn	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0,7	0,5	0,3
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με υψόμετρο H > 1000m	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με υψόμετρο H < 1000m	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια			
	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός-πυρκαϊάς) σε κτίρια			
	0,6	0,5	0

Με βάση τον πίνακα 6.11, προκύπτει ότι για συνήθη κτίρια κατοικιών – όπως είναι το εξεταζόμενο – λαμβάνονται οι εξής τιμές: $\psi_0 = 0.70$, $\psi_1 = 0.5$ και $\psi_2 = 0.3$

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.)

Για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας εξετάζονται οι παρακάτω συνδυασμοί:

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \acute{\eta} \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum G_{k,j} + P + A_{ED} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

Για την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας εξετάζονται οι παρακάτω συνδυασμοί:

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum G_{k,j} + P + A_{ED} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Συχνός συνδυασμός

$$\sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Επεξήγηση συμβόλων:

$Q_{k,1}$: χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$: χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i που συνυπάρχουν

A_d : τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

A_{Ed} : τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\gamma_{G,j}$: επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j

γ_P : επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

$\gamma_{Q,i}$: επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i

Τονίζεται, ότι η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος (+) δε σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων.

Στο υπό μελέτη έργο αποφασίστηκε να εξεταστούν μόνο οι με διάρκεια ή παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού και οι καταστάσεις σεισμικού συνδυασμού. Οι τυχηματικές καταστάσεις δε θα εξεταστούν.

Οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν για τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο της κατασκευής είναι οι παρακάτω:

Συνδυασμοί σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

- Κύρια μεταβλητή δράση τα κινητά (q)

$$1.35 * (g + g') + 1.5 * q + 1.5 * 0.5 * s$$

- Κύρια μεταβλητή δράση το χιόνι (s)

$$1.35 * (g + g') + 1.5 * s + 1.5 * 0.7 * q$$

Συνδυασμοί σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

- Κύρια μεταβλητή δράση τα κινητά (q)

$$1.00 * (g + g') + 1.0 * q + 0.5 * s$$

- Κύρια μεταβλητή δράση το χιόνι (s)

$$1.00 * (g + g') + 1.0 * s + 0.7 * q$$

Σεισμικοί συνδυασμοί

- Κύρια σεισμική δράση κατά τη διεύθυνση X

$$1.00 * (g + g') + 0.3 * q + E_x + 0.3E_y$$

$$1.00 * (g + g') + 0.3 * q + E_x - 0.3E_y$$

- Κύρια σεισμική δράση κατά τη διεύθυνση Y

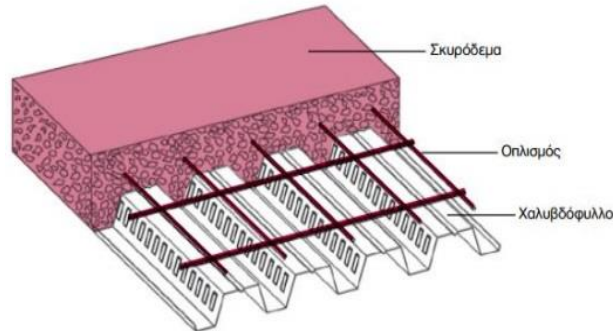
$$1.00 * (g + g') + 0.3 * q + E_y + 0.3E_x$$

$$1.00 * (g + g') + 0.3 * q + E_y - 0.3E_x$$

Τονίζεται επίσης, ότι οι παραπάνω συνδυασμοί μπορούν να εφαρμοστούν είτε στις δράσεις είτε στα αποτελέσματα των δράσεων, εφόσον εφαρμόζεται γραμμική ανάλυση. Εάν εφαρμόζεται μη γραμμική ανάλυση, τότε μπορούν να εφαρμόζονται στις δράσεις, εάν το αποτέλεσμα της δράσης αυξάνεται περισσότερο από τη δράση ή στα αποτελέσματα των δράσεων, εφόσον το αποτέλεσμα της δράσης αυξάνεται λιγότερο από τη δράση.

7. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

7.1 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας



Σχήμα 7.1: Διαμόρφωση σύμμικτης πλάκας

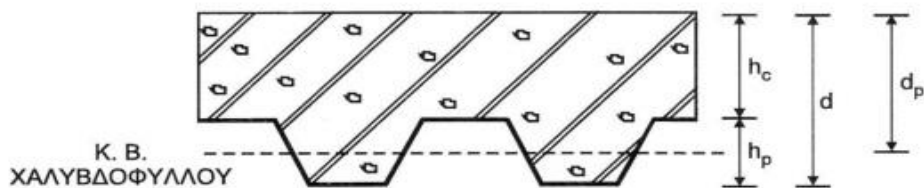
Σύμμικτες πλάκες ονομάζονται οι φέρουσες πλάκες οροφής κτιρίων, οι οποίες αποτελούνται από φατνωματικά χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα (σχήμα 7.1). Όσον αφορά τα χαλυβδόφυλλα, λειτουργούν ως μεταλλότυποι κατά τη φάση της κατασκευής, συνδράμουν στην ευστάθεια των σιδηροδοκών έναντι πλευρικού λυγισμού, εμποδίζουν μια εκτεταμένη ρηγμάτωση και κατανέμουν τις παραμορφώσεις λόγω συστολής ξήρανσης. Αξίζει να αναφερθεί, ότι συχνά προβλέπεται ελαφρύς οπλισμός, με σκοπό την προστασία του σκυροδέματος έναντι ρηγματώσεως και για την παραλαβή ενδεχόμενων αρνητικών ροπών. Ως προς τα φορτία που καλούνται να παραλάβουν, υποβάλλονται σε φορτία κάθετα και παράλληλα στο επίπεδο τους.

Οι σύμμικτες πλάκες πρέπει να ελέγχονται σε φάση κατασκευής και σε φάση λειτουργίας και ο υπολογισμός των αντίστοιχων αντοχών τους γίνεται με βάση τον Ευρωκώδικα 4. Μια σύμμικτη πλάκα μπορεί να αστοχήσει καμπτικά ή σε διαμήκη διάτμηση ή σε κατακόρυφη διάτμηση.

Αναφορικά με τα πάχη των πλακών υπάρχουν ορισμένοι περιορισμοί και γεωμετρικές απαιτήσεις που θα πρέπει να καλύπτονται. Για πλάκες που εξασφαλίζουν τη διαφραγματική λειτουργία, θα πρέπει να ισχύουν τα εξής:

- $mind = 90mm$
- $minh_c = 50mm$

Το d αντιστοιχεί στο συνολικό πάχος της πλάκας, ενώ το h_c στο πάχος πάνω από το χαλυβδόφυλλο, όπως φαίνεται και στο σχήμα 7.2.



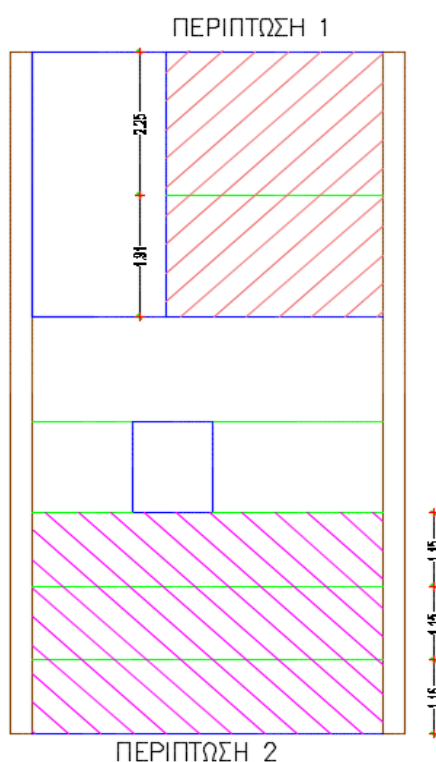
Σχήμα 7.2: Γεωμετρικά στοιχεία σύμμικτων πλακών

Χαλυβδόφυλλο

Τα χαλυβδόφυλλα προέρχονται από εν ψυχρώ έλαση ταινιών χάλυβα (coils). Τα ύψη τους κυμαίνονται από 45 - 75mm και τα πάχη τους από 0.5 – 2mm. Η επιφάνεια τους γαλβανίζεται και η διατομή τους είναι συνήθως τραπεζοειδής. Ένα στοιχείο αυτών είναι οι γεωμετρικές τους ατέλειες λόγω της ψυχρής έλασης, αλλά και η ευκαμψία τους, με συνέπεια να παρουσιάζουν σημαντικές παραμορφώσεις. Τα παραπάνω δημιουργούν προβλήματα όπως ο τοπικός λυγισμός και η διατμητική υστέρηση, που χρήζουν αντιμετώπισης. Τα χαλυβδόφυλλα συνήθως τοποθετώνται κάθετα στις κύριες δοκούς. Στην περίπτωση που χρησιμοποιηθούν διατμητικοί ήλοι, οι οποίοι θα συγκολληθούν δια μέσω των χαλυβδόφυλλων θα πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω απαιτήσεις:

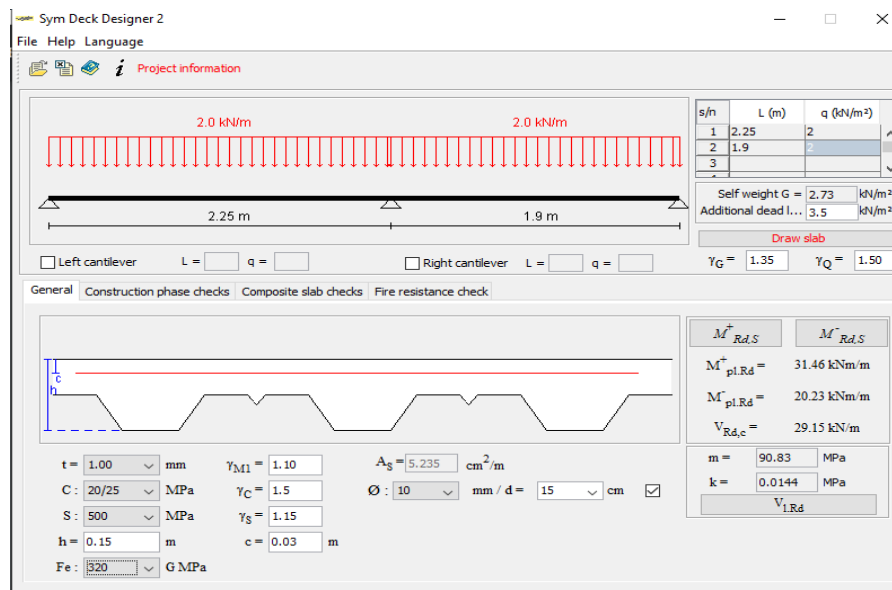
- Διάμετρος ήλου $d < 19\text{mm}$
- Χαλυβδόφυλλο πάχους $0.7\text{mm} < t < 1.25\text{mm}$
- Απουσία υγρασίας στην περιοχή της συγκόλλησης

Στο υπό μελέτη έργο θα χρησιμοποιηθεί χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 πάχους 1mm. Επίσης, η πλάκα θα είναι συνολικού ύψους 150mm ($h_c = 77\text{mm} > \text{min}h_c = 50\text{mm}$). Στο σχήμα 7.3, φαίνονται οι δυο (2) περιπτώσεις στατικού συστήματος, για τις οποίες πρέπει να ελεγχθεί το χαλυβδόφυλλο. Στην 1^η περίπτωση, το στατικό σύστημα είναι συνεχής δοκός δυο άνισων ανοιγμάτων με μήκη 2.25m και 1.90m αντίστοιχα, ενώ στη 2^η περίπτωση είναι συνεχής δοκός τριών ίσων ανοιγμάτων μήκους 1.15m το καθένα.



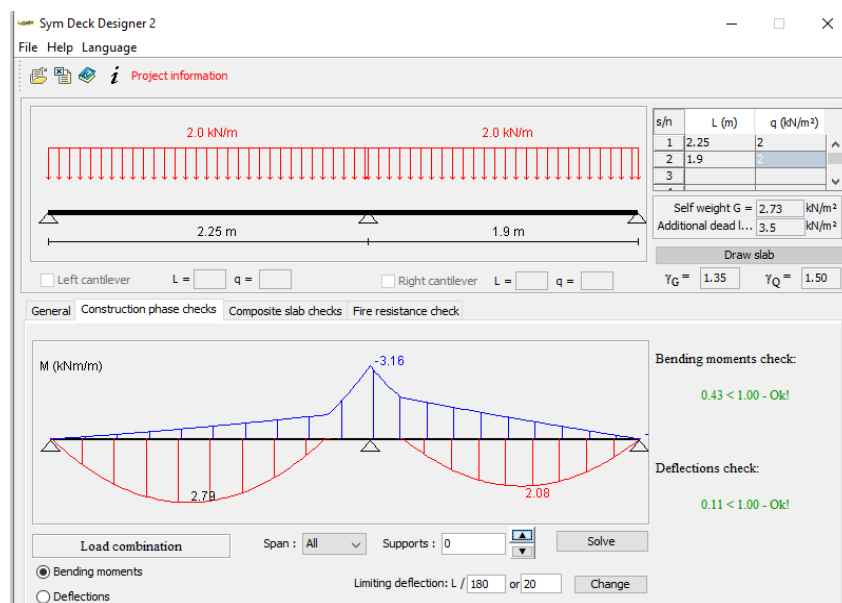
Σχήμα 7.3: 1^η και 2^η περίπτωση στατικών συστημάτων χαλυβδόφυλλου

Ελέγχθηκαν και οι δυο περιπτώσεις στο SymDeck Designer και η δυσμενέστερη – με διαφορά – ήταν η 1^η, για την οποία δίνονται αποτελέσματα στις παρακάτω εικόνες.

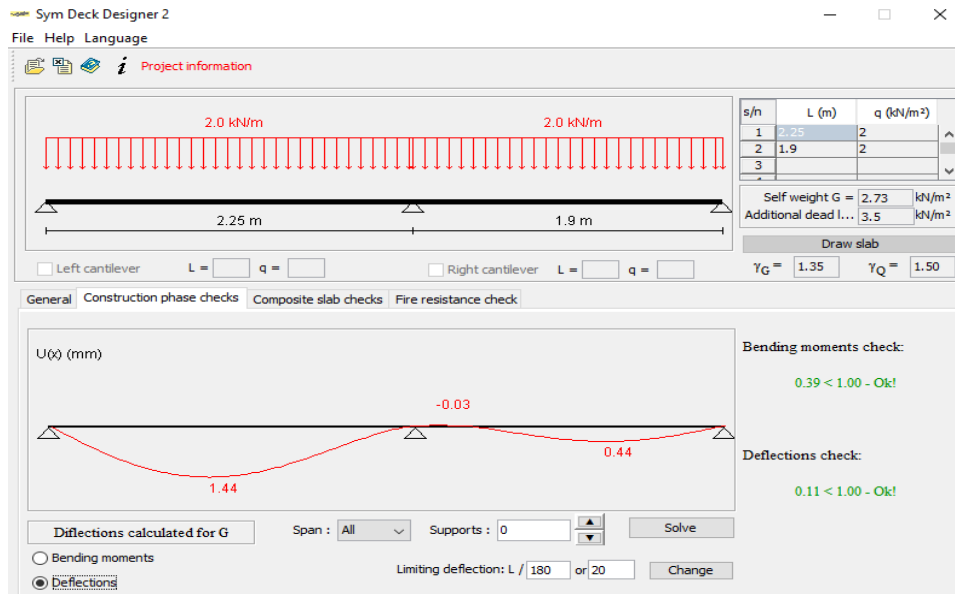


Εικόνα 7.1: Εισαγωγή δεδομένων της σύμμικτης πλάκας στο λογισμικό SymDeck Designer
Έλεγχος χαλυβδόφυλλου στη φάση κατασκευής

Για αυτό τον έλεγχο, λαμβάνονται υπόψη: i) το ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου ii) το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και iii) τα φορτία διάστρωσης του σκυροδέματος κατά τη διάστρωση ως ομοιόμορφα κατανεμημένα κινητά με τιμή $q = 0.75$ kN/m².



Εικόνα 7.2: Διάγραμμα ροπών χαλυβδόφυλλου στη φάση κατασκευής



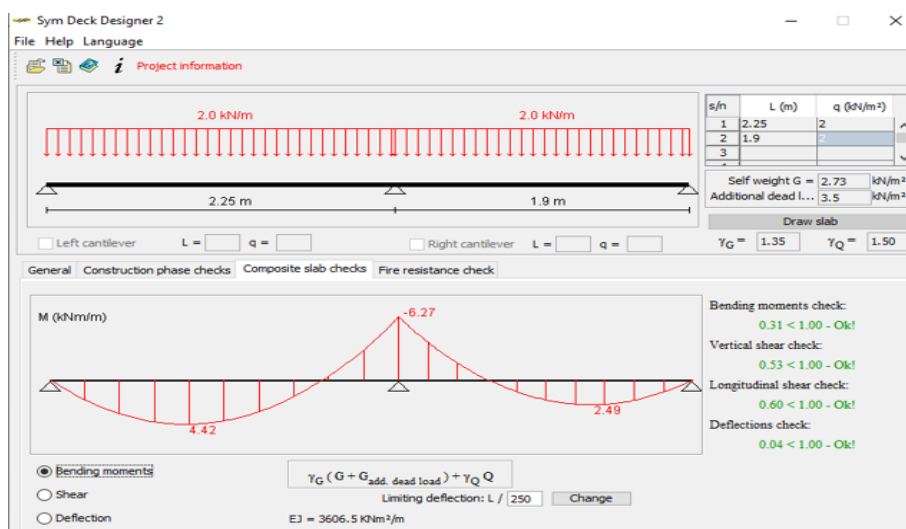
Εικόνα 7.3: Διάγραμμα βελών χαλυβδόφυλλου στη φάση κατασκευής

Έλεγχος σύμμικτης πλάκας στη φάση λειτουργίας

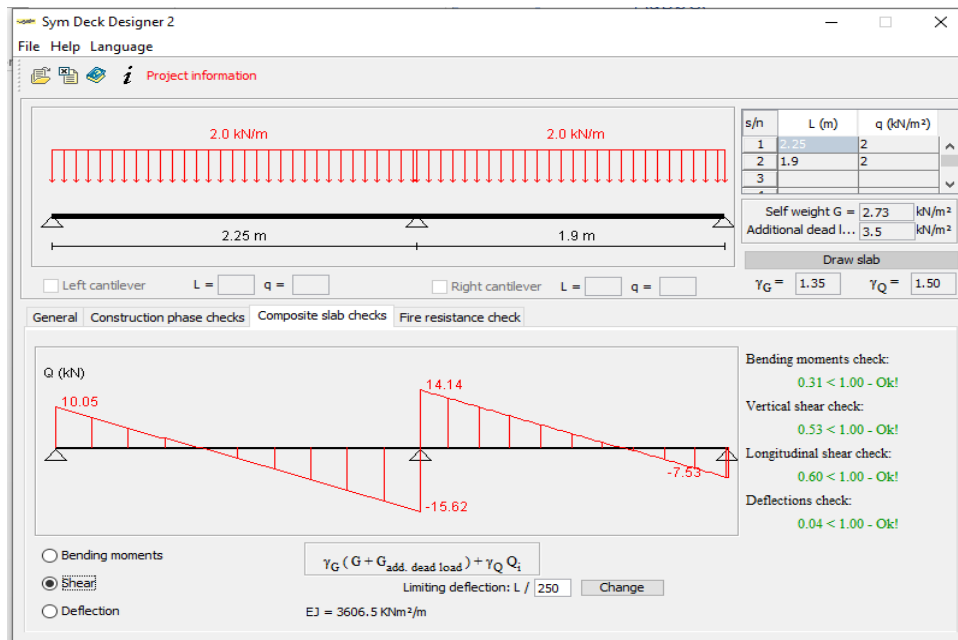
Τα φορτία σχεδιασμού της σύμμικτης πλάκας είναι: i) το ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου και του σκυροδέματος, ii) πρόσθετο μόνιμο φορτίο 3.5kN/m² και iii) κινητό φορτίο 2kN/m².

Εντός του πάχους h_c της πλάκας χρειάζεται εγκάρσιος και διαμήκης οπλισμός τουλάχιστον 80mm²/m σε κάθε κατεύθυνση. Η μεταξύ τους απόσταση δε θα πρέπει να ξεπερνά το $\min(2 \cdot h ; 350\text{mm}) = \min(300 ; 350) = 300\text{mm}$.

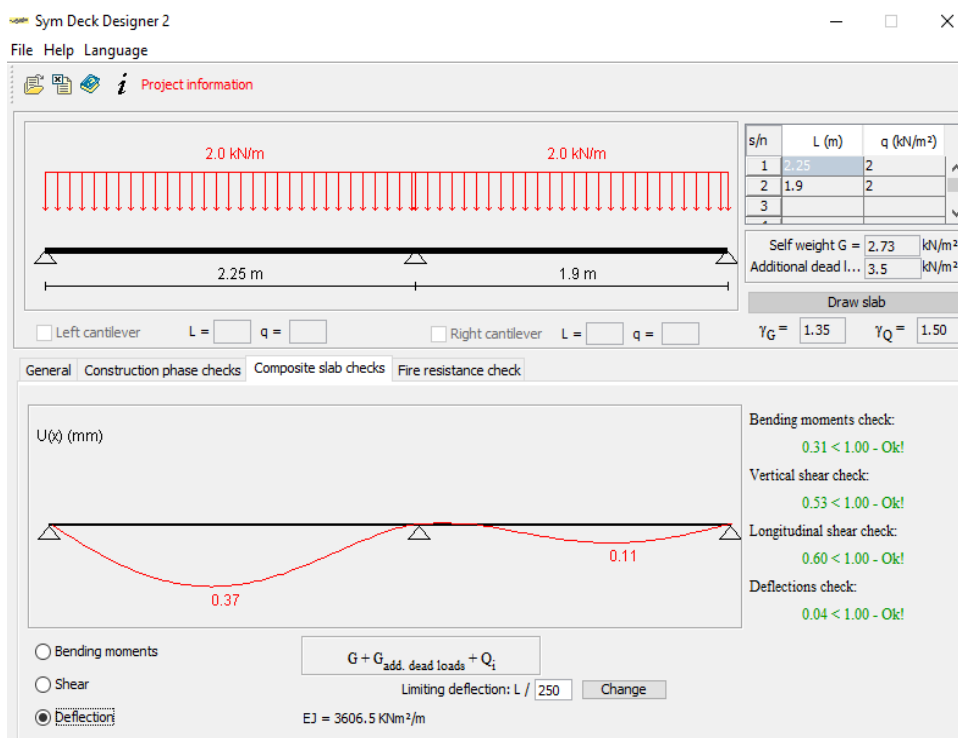
Παράλληλα, στις περιοχές αρνητικών ροπών τοποθετείται οπλισμός για την αποφυγή των ρηγματώσεων. Ο οπλισμός αυτός λαμβάνεται ίσος με 0.4%, διότι η πλάκα δεν απαιτεί προσωρινή υποστήριξη. Για το εξεταζόμενο κτίριο επιλέχθηκε να τοποθετηθεί οπλισμός Φ10/15 στην κύρια διεύθυνση, στοιχείο που εισήχθη και στο SymDeck Designer.



Εικόνα 7.4: Διάγραμμα ροπών – έλεγχος ροπών σύμμικτης πλάκας στη φάση λειτουργίας



Εικόνα 7.5: Διάγραμμα τέμνουσας – έλεγχος τέμνουσών σύμμικτης πλάκας στη φάση λειτουργίας



Εικόνα 7.6: Διάγραμμα βελών

Έλεγχος πυρκαγιάς

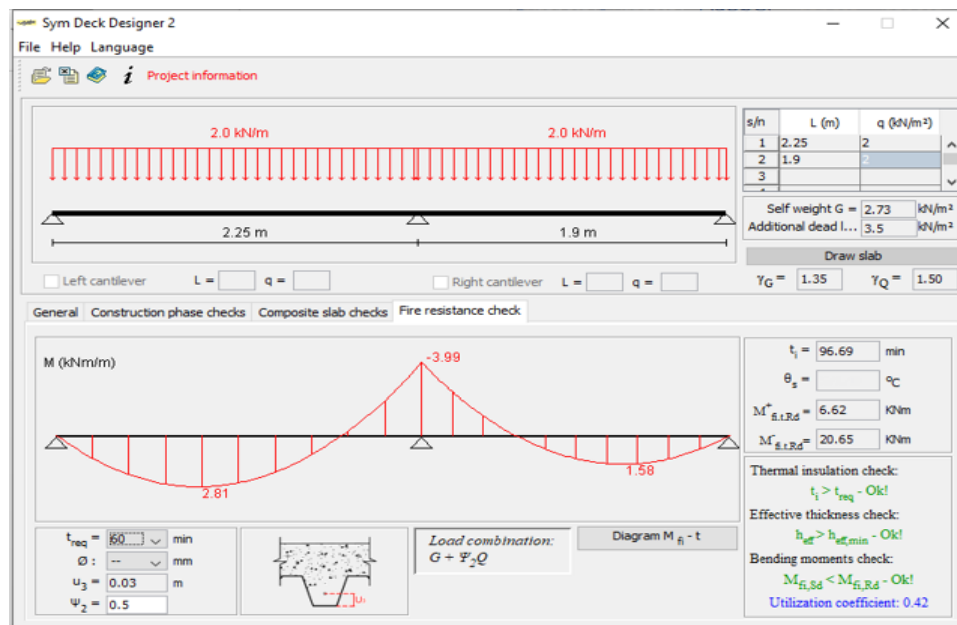
Σύμφωνα με τον κανονισμό πυροπροστασίας, αρχικά κάθε κτίριο κατατάσσεται σε μία κατηγορία, με βάση τη χρήση του. Το υπο μελέτη κτίριο κατατάσσεται στην κατηγορία A, καθώς θα χρησιμοποιηθεί ως κατοικία.

Ο ελάχιστος δείκτης πυραντίστασης για κάθε χρήση κτιρίου και σε συνάρτηση με το ύψος του, αναγράφεται στον πίνακα 7.1. Σύμφωνα με αυτόν, το κτίριο πρέπει να αντέξει τουλάχιστον 60min.

Πίνακας 7.1: Απαιτήσεις δείκτη πυραντίστασης ανά χρήση κτιρίου

ΕΛΑΧΙΣΤΟΙ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΟΙ ΔΕΙΚΤΕΣ ΠΥΡΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ								
Κατ/ρία	Χρήση	Υποκ/ρία	Ελάχιστος δείκτης πυραντίστασης (λεπτά της ώρας)					
			Υπόγειοι όροφοι		Υπέργειοι όροφοι			
			ύψος > 10 μ*	ύψους < 10 μ*	έως 2 ορόφ. και < 5 μ (ανώτατη στάθμη δαπέδου)	από 3 έως 6 ορόφ. και < 15 μ*	από 7 έως 10 ορόφ. και < 27 μ*	> 27 μ
A	Κατοικία		90	60	30	60	90	120
B	Προσωρινή Διαμονή		90	60	30	60	90	120
Γ	Χώροι Συνάθροισης Κοινού		120	90	60	90	120	180
Δ	Εκπαίδευση		90	60	30	60	90	120
E	Υγεία και Κοινωνική Πρόνοια		120	90	60	90	120	180
Z	Σωφρονισμός		120	90	60	90	120	180
H	Εμπόριο		120	90	60	90	120	180
Θ	Γραφεία		90	60	30	60	90	120
I	Βιομηχανία – Βιοτεχνία**	Z1	120	90	60	90	120	
		Z2	180	120	90	120	180	
		Z3	240	180	90	180	240	
K	Αποθήκευση**	Z1	120	90	90	120	180	
		Z2	240	180	120	180	240	
		Z3	240		180	240		
Λ	Στάθμευση και πρατήρια υγρών καυσίμων***	Λ ₁	-	-	30	60	90	
		Λ ₂ ανοικτά Λ ₁ , Λ ₂ , Λ ₃ κλειστά και Λ ₄	120	90	60	90	120	180

Το λογισμικό Symdeck Designer ελέγχει τη σύμμικτη πλάκα έναντι πυρκαγιάς, όπως φαίνεται στην εικόνα 7.7.



Εικόνα 7.7: Έλεγχος σύμμικτης πλάκας έναντι πυρκαγιάς

7.2 Στατική Ανάλυση

Η στατική ανάλυση της κατασκευής μπορεί να γίνει είτε μέσω της ελαστικής μεθόδου είτε μέσω της πλαστικής. Στην πλαστική ανάλυση λαμβάνονται οι επιδράσεις της μη γραμμικότητας του υλικού, ενώ στην ελαστική ανάλυση - η οποία θα χρησιμοποιηθεί στην παρούσα εργασία - θεωρείται γραμμική η σχέση τάσεων - παραμορφώσεων ($\sigma - \epsilon$).

Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τις ελαστικές αναλύσεις παρουσιάζουν μια εικόνα της ελαστικής συμπεριφοράς του φορέα, έως το σημείο της πρώτης διαρροής. Δε δίνουν όμως πληροφορίες στο μηχανικό για την ανακατανομή έντασης που συμβαίνει κατά την προοδευτική διαρροή των μελών της κατασκευής.

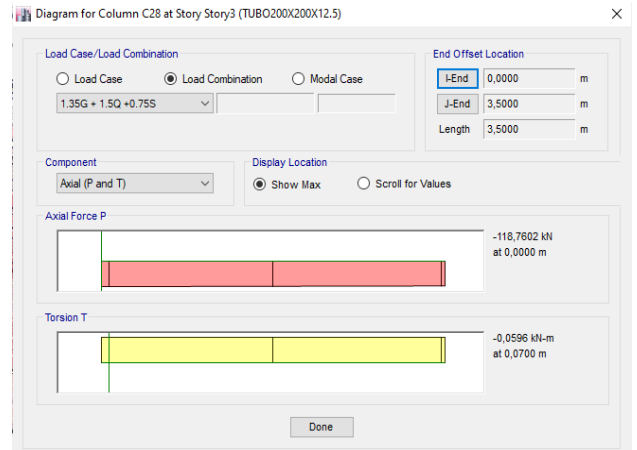
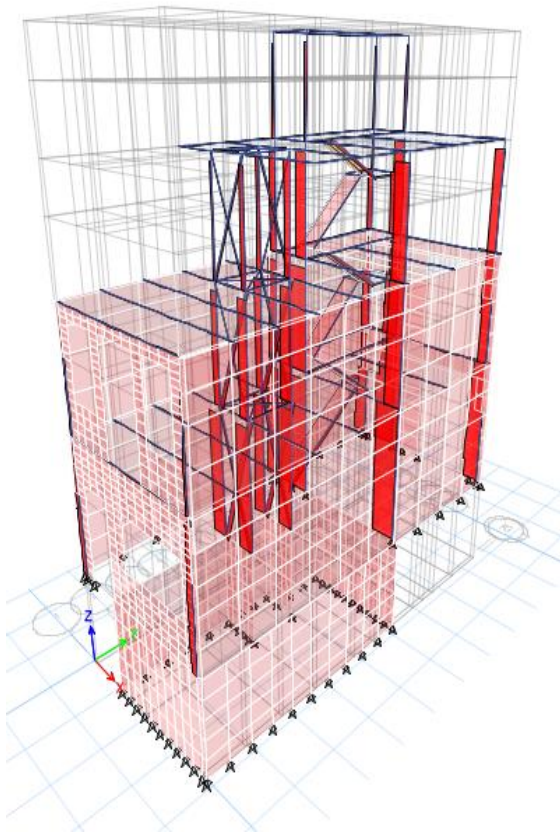
Καθίσταται σαφές λοιπόν, ότι σε πρώτη φάση θα πρέπει να ελεγχθεί, εάν η κατασκευή μπορεί να αναλάβει τα κατακόρυφα φορτία και η επάρκεια της σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας. Γενικά οι βασικοί έλεγχοι για κάθε μέλος του φορέα περιγράφονται συνοπτικά παρακάτω:

- Δοκοί: Ελέγχονται έναντι κάμψης και διάτμησης σε Ο.Κ.Α., αλλά και έναντι εφελκυσμού λόγω της σύμμικτης λειτουργίας τους με τις πλάκες σκυροδέματος. Δεν ελέγχονται σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, διότι διασφαλίζονται από τις πλάκες σκυροδέματος. Σε Ο.Κ.Λ. ελέγχονται τα βέλη των δοκών.
- Υποστυλώματα: Σε Ο.Κ.Α. η διατομή των υποστυλωμάτων ελέγχεται έναντι θλίψης, κάμψης, διάτμησης, σε αλληλεπίδραση θλίψης, κάμψης και τέμνουσας. Έπειτα ακολουθεί ο έλεγχος των υποστυλωμάτων ως μέλη, δηλαδή γίνεται ο έλεγχος ευστάθειας τους (καμπτικός και στρεπτοκαμπτικός λυγισμός).
- Σύνδεσμοι δυσκαμψίας: Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας καταπονούνται κυρίως αξονικά. Διαστασιολογούνται με βάση την αξονική δύναμη του δυσμενέστερου συνδυασμού και η διατομή τους ελέγχεται έναντι εφελκυσμού.

Με βάση το συνδυασμό: $1.35g + 1.5q + 0.75s$ ελήφθησαν αποτελέσματα, τα οποία αφορούν την εντατική και παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα, αλλά και την επάρκεια των μελών του.

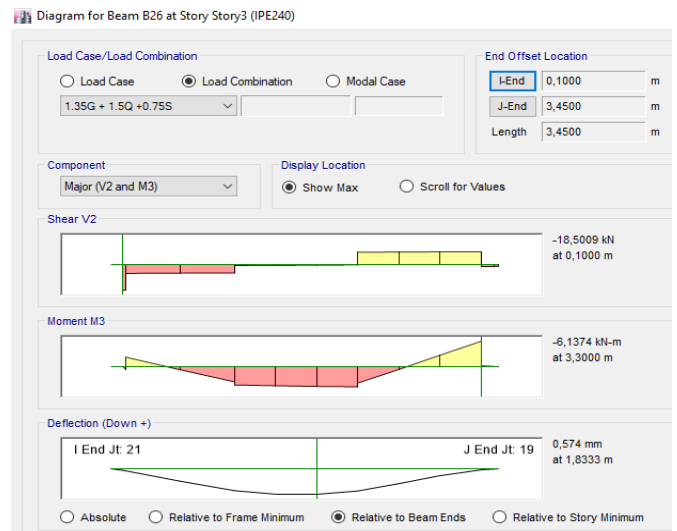
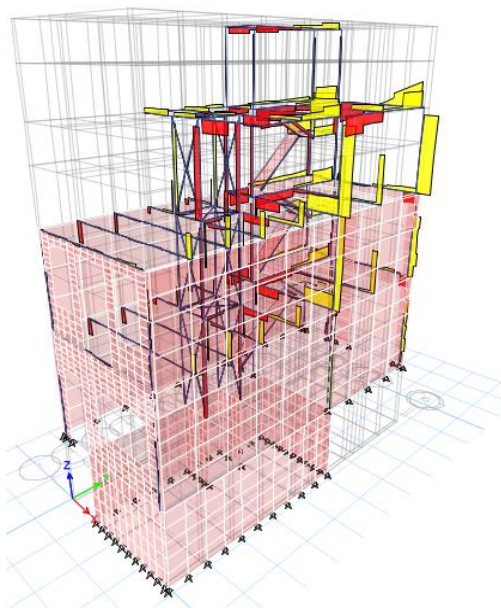
Τα εν λόγω αποτελέσματα παρουσιάζονται στα σχήματα 7.4 – 7.7, που ακολουθούν.

3-D View Axial Force Diagram (1.35G + 1.5Q + 0.75S) [kN]

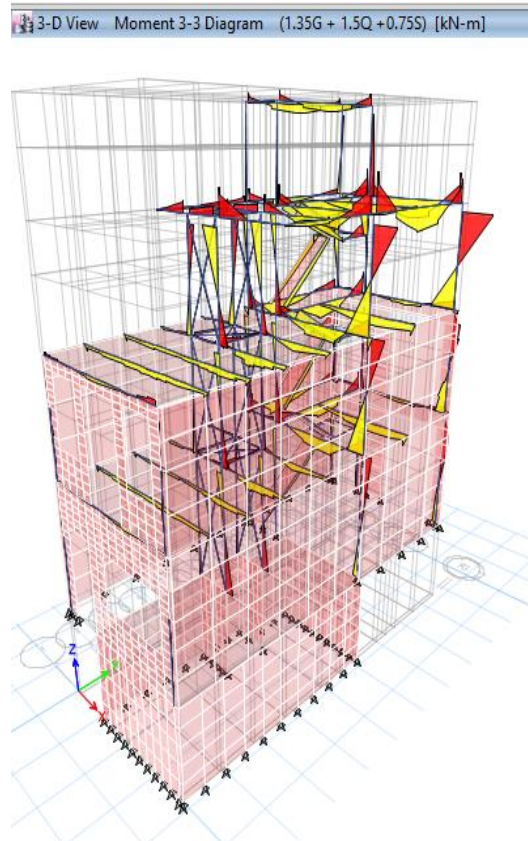


Σχήμα 7.4: Διάγραμμα αξονικών (N) υπό το συνδυασμό 1.35g + 1.5q + 0.75s και μέγιστη αξονική

3-D View Shear Force 2-2 Diagram (1.35G + 1.5Q + 0.75S) [kN]



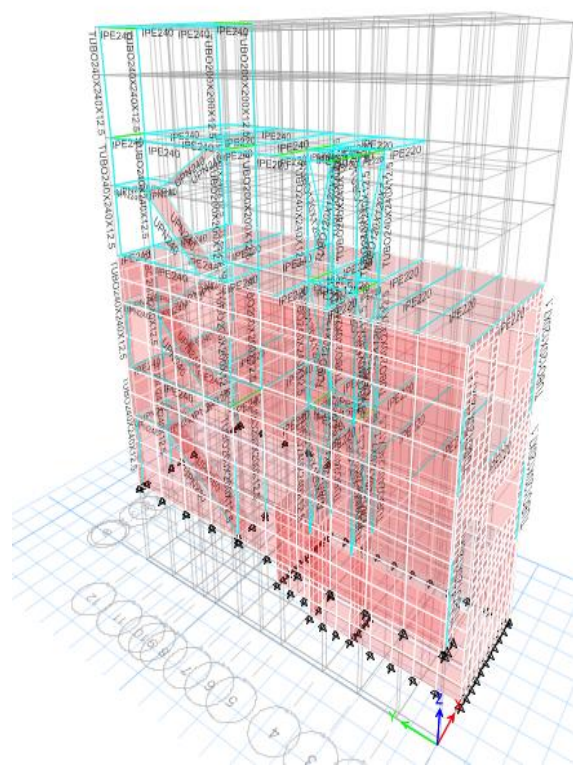
Σχήμα 7.5: Διάγραμμα τεμνουσών (V_{2-2}) υπό το συνδυασμό 1.35g + 1.5q + 0.75s και μέγιστη τέμνουσα



Σχήμα 7.6: Διάγραμμα ροπών (M_{3-3}) υπό το συνδυασμό $1.35g + 1.5q + 0.75s$



Σχήμα 7.7: Παραμορφωμένος φορέας υπό το συνδυασμό $1.35g + 1.5q + 0.75s$

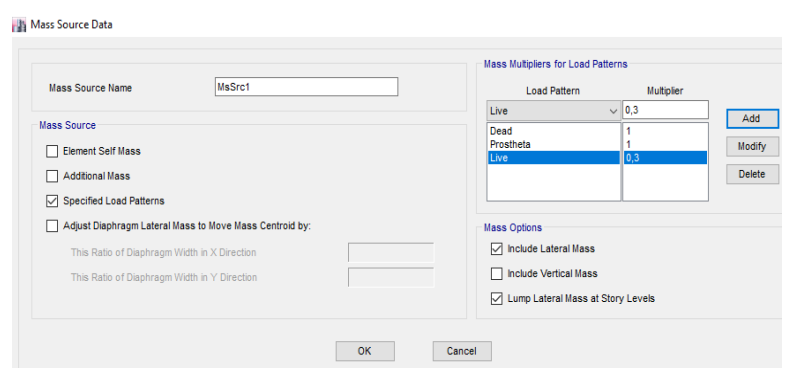


Σχήμα 7.8: Επάρκεια μελών φορέα σε Ο.Κ.Α. (σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα)

7.3 Ιδιομορφική ανάλυση

Για την ενισχυμένη κατασκευή πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση. Στόχοι αυτής είναι ο υπολογισμός των ιδιοπεριοδών και ιδιομορφών και η εύρεση της ενεργοποιούμενης μάζας σε κάθε ιδιομορφή.

Για την εκτέλεση της ιδιομορφικής ανάλυσης, αρχικά απαιτείται ο καθορισμός της μάζας (εικόνα 7.8), η οποία θα λαμβάνεται από το λογισμικό, για να κατασκευαστεί το μητρώο μάζας της κατασκευής. Αυτή η μάζα προκύπτει από το συνδυασμό: $g + \psi_2 \cdot q$ σύμφωνα με το κανονιστικό πλαίσιο. Ο συντελεστής ψ_2 εξαρτάται από τη χρήση του κτιρίου. Εδώ ελήφθει ίσος με 0.30. Έπειτα, καθορίζονται κάποιες άλλες παράμετροι, για παράδειγμα ο μέγιστος αριθμός ιδιομορφών, όπως φαίνεται στην εικόνα 7.9.



Εικόνα 7.8: Καθορισμός μάζας ταλάντωσης

Modal Case Data

General

Modal Case Name: Modal [Design...]

Modal Case SubType: Eigen [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None [Modify/Show...]

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Advanced Load Data Does NOT Exist Advanced

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 30

Minimum Number of Modes: 1

Frequency Shift (Center): 0 cyc/sec

Cutoff Frequency (Radius): 0 cyc/sec

Convergence Tolerance: 1E-09

Allow Auto Frequency Shifting

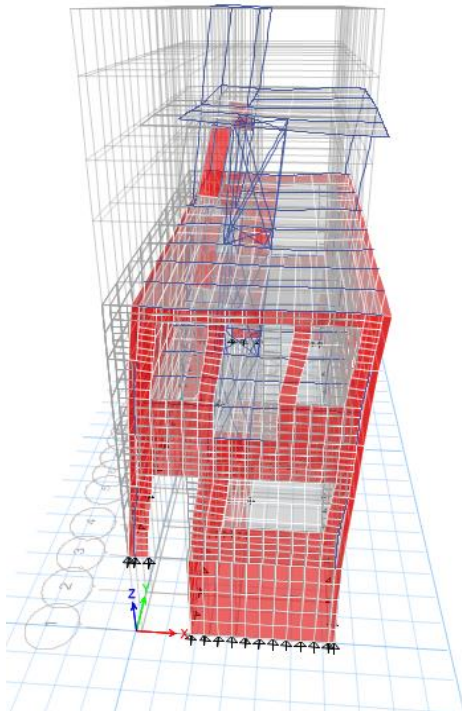
OK Cancel

Εικόνα 7.9: Καθορισμός παραμέτρων ιδιομορφικής ανάλυσης

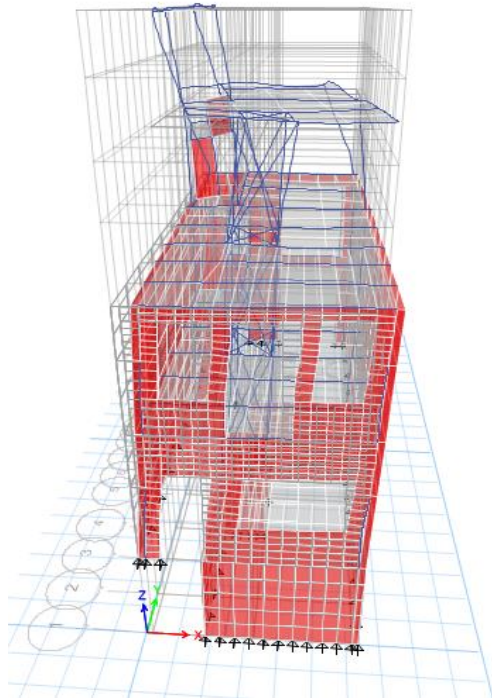
Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης δίνονται στον πίνακα 7.2. Σύμφωνα με αυτόν, οι πρώτες ιδιομορφές είναι μεταφορικές κατά Χ. Το ότι το κτίριο έχει μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο κατά τη διεύθυνση Χ σημαίνει ότι είναι πιο εύκαμπτο στη διεύθυνση Χ και σε αυτή θα εμφανιστούν οι μεγαλύτερες μετακινήσεις του φορέα. Η 1^η ιδιομορφή ενεργοποιεί το 64% περίπου της συνολικής μάζας το κτιρίου κατά τη διεύθυνση Χ, ενώ έως την 20^η ιδιομορφή ενεργοποιείται το 85% της συνολικής μάζας στη διεύθυνση Χ.

Πίνακας 7.2: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργών ιδιομορφικών μαζών έως την 20^η ιδιομορφή

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX
Modal	1	0.208	0.6361	0.0005	0	0.6361	0.0005	0	0.0007
Modal	2	0.12	0.0299	0.1229	0	0.666	0.1235	0	0.3525
Modal	3	0.108	0.0512	0.0542	0	0.7172	0.1777	0	0.1806
Modal	4	0.082	0.0732	0.002	0	0.7905	0.1797	0	4.557E-06
Modal	5	0.068	0.0046	0.0005	0	0.795	0.1802	0	0.0015
Modal	6	0.064	0.0275	0.0258	0	0.8225	0.206	0	0.0149
Modal	7	0.058	2.49E-05	0.0971	0	0.8225	0.303	0	0.0355
Modal	8	0.05	0.0139	0.0283	0	0.8364	0.3313	0	0.0032
Modal	9	0.048	4.102E-05	0.1059	0	0.8364	0.4372	0	0.0049
Modal	10	0.047	0.0002	0.2331	0	0.8367	0.6704	0	0.0231
Modal	11	0.044	0.0018	0.041	0	0.8385	0.7114	0	0.0018
Modal	12	0.042	0.0051	0.058	0	0.8436	0.7694	0	0.0009
Modal	13	0.041	0.0003	0.0096	0	0.8439	0.779	0	0.0001
Modal	14	0.037	0.0002	0.0009	0	0.8441	0.78	0	0.0001
Modal	15	0.035	0.0004	0.0003	0	0.8445	0.7803	0	0.0001
Modal	16	0.031	9.068E-06	2.317E-06	0	0.8445	0.7803	0	1.118E-06
Modal	17	0.03	0.0014	0.0001	0	0.8459	0.7803	0	0.0001
Modal	18	0.029	3.538E-06	0.0004	0	0.8459	0.7808	0	0.0004
Modal	19	0.028	0.0007	6.69E-06	0	0.8466	0.7808	0	0.0002
Modal	20	0.027	0.0012	0.0002	0	0.8478	0.7809	0	0.0001



(α)



(β)

Σχήμα 7.9: (α) 1^η ιδιομορφή με $T = 0.208s$ (β) 2^η ιδιομορφή με $T = 0.12s$

7.4 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

7.4.1 Έλεγχος φαινομένων 2^{ας} τάξης (P – Δ)

Η επιρροή των φαινομένων 2^{ας} τάξης απαιτείται να ελεγχθεί, ώστε αν χρειαστεί να ληφθούν υπόψη στην ανάλυση. Αυτό θα γίνει ουσιαστικά -αν απαιτηθεί- με κατάλληλη αύξηση των σεισμικών δυνάμεων.

Αποτελέσματα 2^{ας} τάξεως δε χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη, εάν ικανοποιείται η συνθήκη " $\theta < 0.10$ " σε όλους τους ορόφους. Το θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου και δίνεται από την εξής σχέση:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \quad (7.1)$$

Όπου:

P_{tot} : το συνολικό φορτίο βαρύτητας του εξεταζόμενου ορόφου και των υπερκείμενων αυτού στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

d_r : η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου

V_{tot} : η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

h : το ύψος κάθε ορόφου

Για μεγαλύτερη ακρίβεια, μια άλλη σχέση υπολογισμού του θ είναι η παρακάτω:

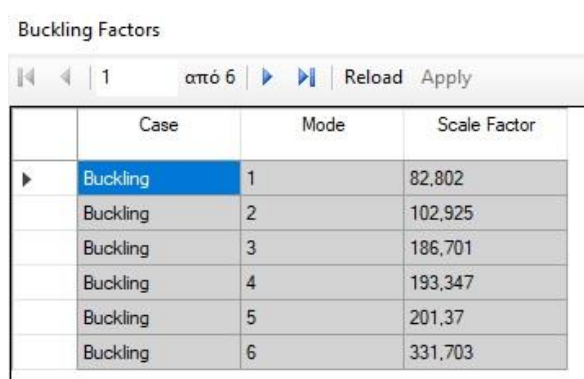
$$\theta = \frac{1}{\alpha_{cr}} \quad (7.2)$$

Όπου:

α_{cr} : ο συντελεστής με τον οποίο πρέπει να πολλαπλασιαστεί η φόρτιση σχεδιασμού, ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια

Ο συντελεστής α_{cr} δίνεται από το λογισμικό επίλυσης και αφορά την κρίσιμη ιδιομορφή λυγισμού. Στον πίνακα 7.3 παρουσιάζονται οι συντελεστές λυγισμού σύμφωνα με το ETABS.

Πίνακας 7.3: Συντελεστές λυγισμού



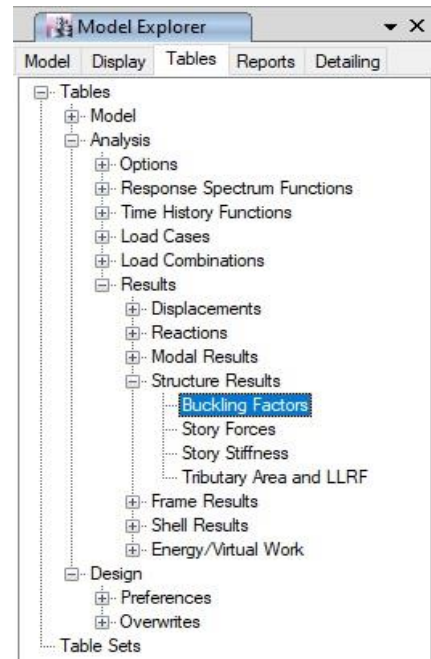
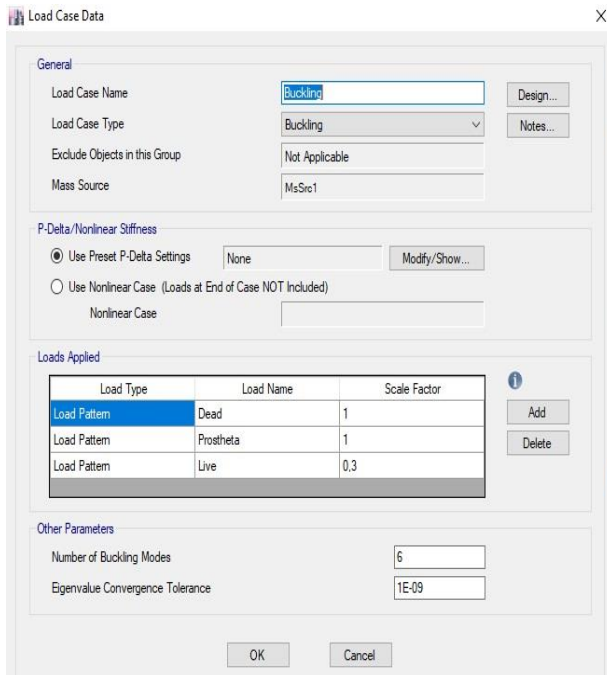
Case	Mode	Scale Factor
Buckling	1	82,802
Buckling	2	102,925
Buckling	3	186,701
Buckling	4	193,347
Buckling	5	201,37
Buckling	6	331,703

Συνέπως: $\alpha_{cr, final} = \alpha_{cr, table} / q = 82.8 / 2 = 41.4$

$$\theta = 1 / \alpha_{cr, final} = 1/41.4 = 0.025$$

Επειδή, $\theta = 0.025 < 0.1$ δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η επιρροή των φαινομένων 2^{ας} τάξης.

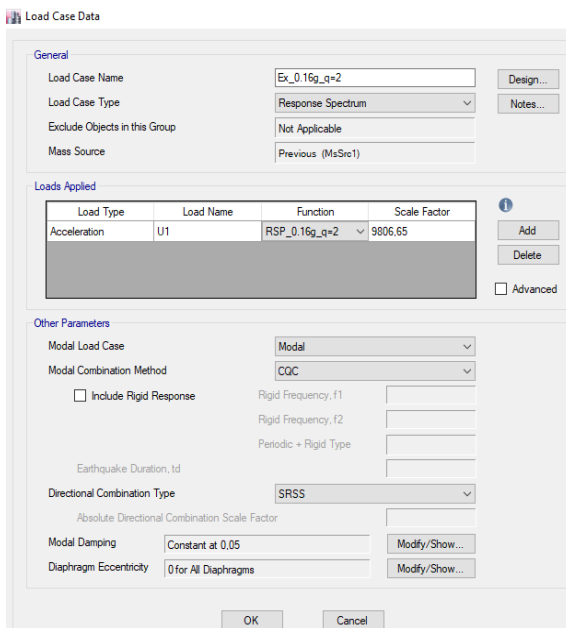
Για να ληφθούν οι συντελεστές λυγισμού (buckling factors) ακολουθήθηκε η πορεία που φαίνεται στην εικόνα 7.10.



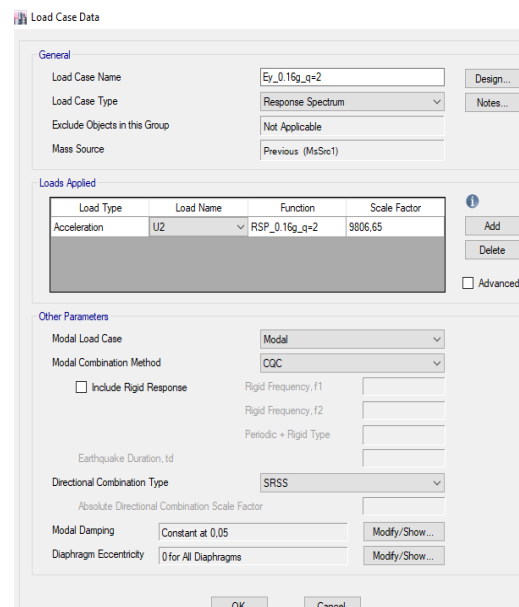
Εικόνα 7.10: Δημιουργία νέας load case και λήψη αποτελεσμάτων

7.4.2 Σεισμικοί συνδυασμοί δράσεων

Λαμβάνονται υπόψη και εισάγονται στο λογισμικό, οι δυο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, όπως φαίνεται ακολούθως.



(α)



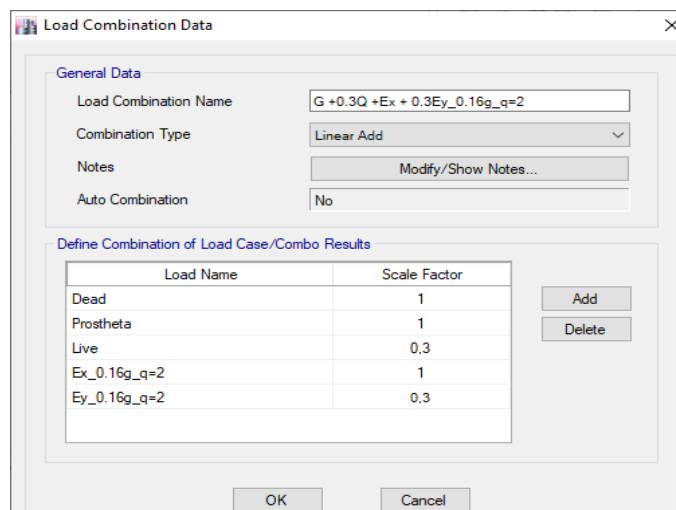
(β)

Εικόνα 7.11: (α) Εισαγωγή σεισμικής δύναμης κατά Χ (β) Εισαγωγή σεισμικής δύναμης κατά Υ

Με την ιδιομορφική ανάλυση υπολογίζονται οι ακραίες τιμές των σεισμικών μεγεθών ξεχωριστά για κάθε διεύθυνση σεισμικής διέγερσης. Επιλέχθηκε η μέθοδος CQC, η

οποία θεωρείται ακριβέστερη για το συνδυασμό ιδιομορφικών μεγίστων και για τη χωρική επαλληλία η μέθοδος SRSS.

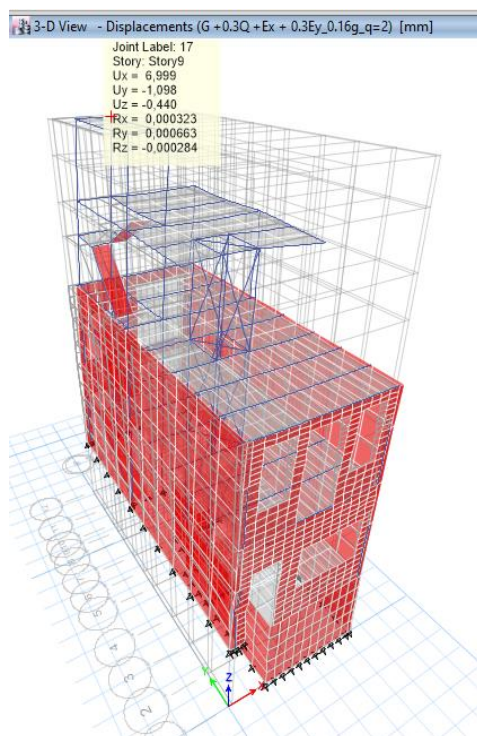
Οι σεισμικοί συνδυασμοί που εισήχθησαν στο πρόγραμμα απεικονίζονται στην εικόνα 7.12.



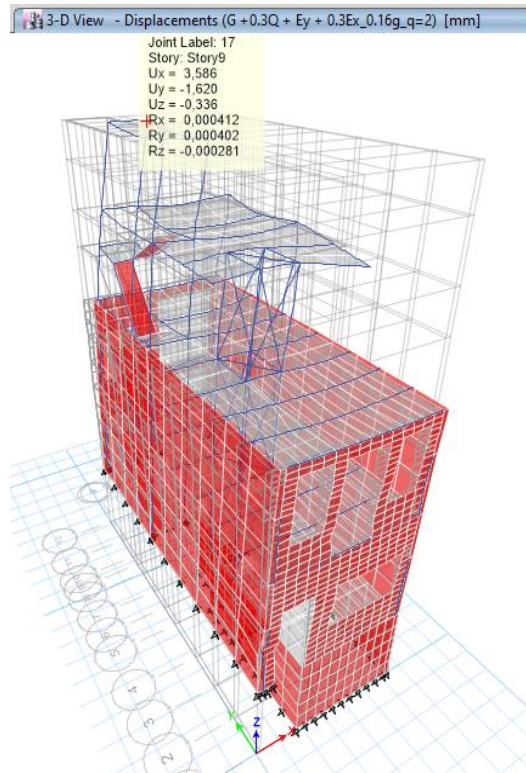
Εικόνα 7.12: Εισαγωγή σεισμικών συνδυασμών

7.4.3 Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα

Οι μετακινήσεις της ανάλυσης είναι οι ελαστικές μετακινήσεις της κατασκευής, έως το σημείο διαρροής. Για να βρεθούν οι πραγματικές μετακινήσεις της κατασκευής, θα πρέπει να πολλαπλασιαστούν με $q = 2$.



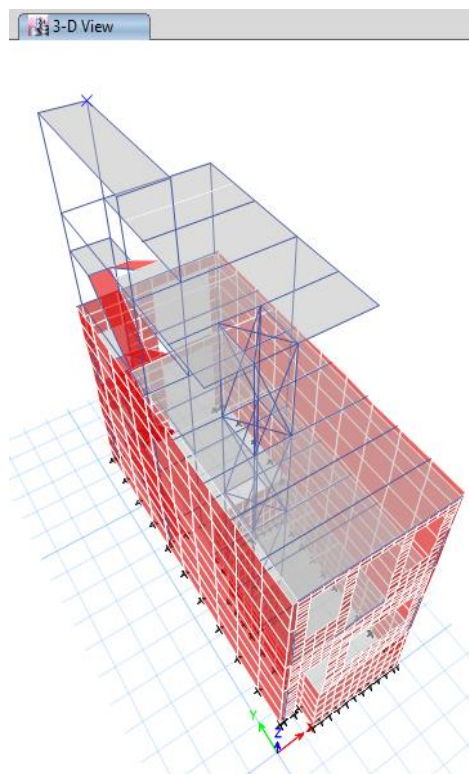
Σχήμα 7.10: Παραμορφωμένος φορέα λόγω του σεισμικού συνδυασμού $G+0.3Q+Ex+0.3Ey$



Σχήμα 7.11: Παραμορφωμένος φορέας λόγω του σεισμικού συνδυασμού $G+0.3Q+Ey+0.3Ex$

7.4.4 Εντατικά μεγέθη φορέα

Οι μετακινήσεις κορυφής που αναγράφονται στον πίνακα 7.4, αφορούν τον εξεταζόμενο κόμβο του δώματος, ο οποίος φαίνεται στο σχήμα 7.12.

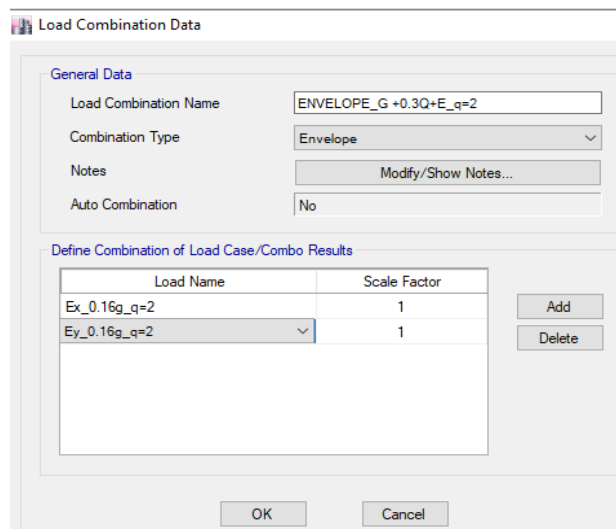


Σχήμα 7.12: Εξεταζόμενος κόμβος οροφής κτιρίου

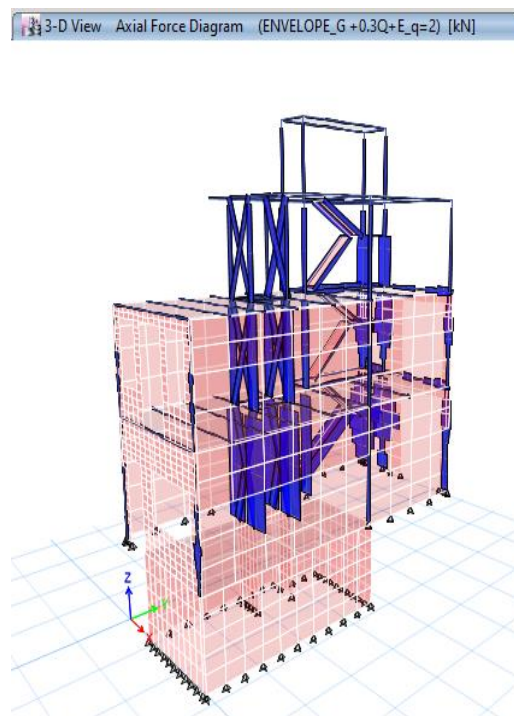
Πίνακας 7.4: Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση κορυφής

Σεισμικός συνδυασμός	Τέμνουσα βάσης (kN)		Μετακίνηση κορυφής (mm)	
	Vx	Vy	Δx	Δy
G + 0.3Q + Ex + 0.3Ey_0.16g_q=2	358,1	85,1	7	1,1
G + 0.3Q + Ey + 0.3Ex_0.16g_q=2	129,3	187,8	6,5	1,6

Οι δυο παραπάνω σεισμικοί συνδυασμοί συνδυάζονται με την εντολή envelope (εικόνα 7.13), ώστε να υπολογιστούν οι περιβάλλουσες των μέγιστων εντατικών μεγεθών, οι οποίες αποτυπώνονται στα σχήματα 7.13 – 7.15. Η τέμνουσα βάσης στον πίνακα 7.4 προέκυψε από το λογισμικό, ακολουθώντας την εξής πορεία: Display -> Show tables -> Results -> Reactions -> Base reactions.

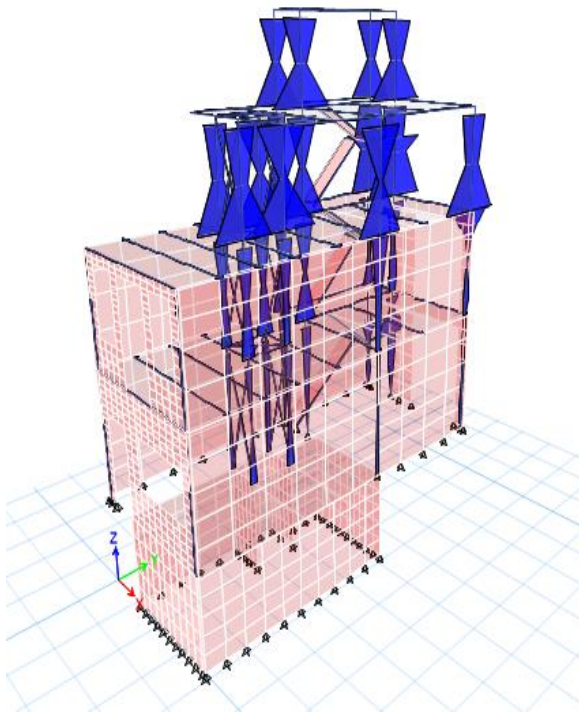


Εικόνα 7.13: Περιβάλλουσα σεισμικών συνδυασμών



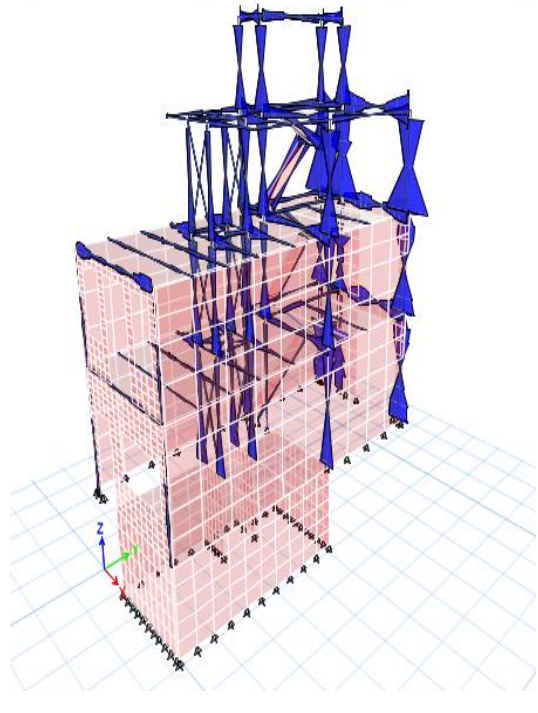
Σχήμα 7.13: Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων (N)

3-D View Moment 2-2 Diagram (ENVELOPE_G +0.3Q+E_q=2) [kN-m]



(α)

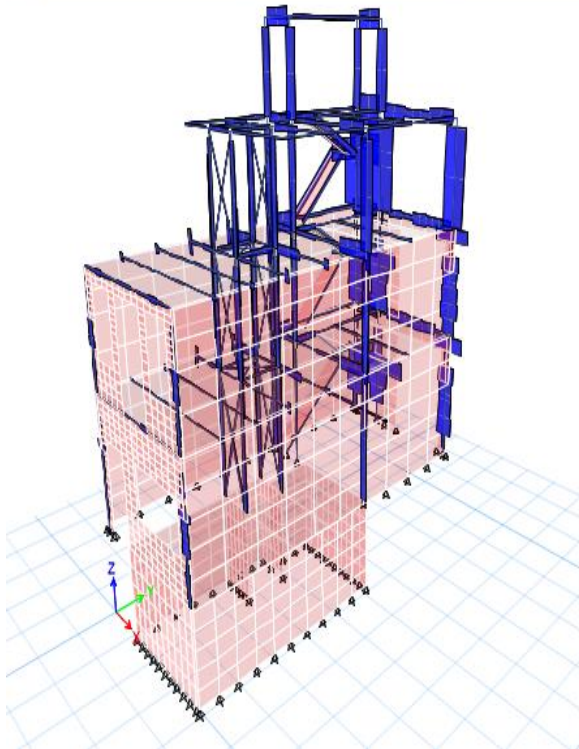
3-D View Moment 3-3 Diagram (ENVELOPE_G +0.3Q+E_q=2) [kN-m]



(β)

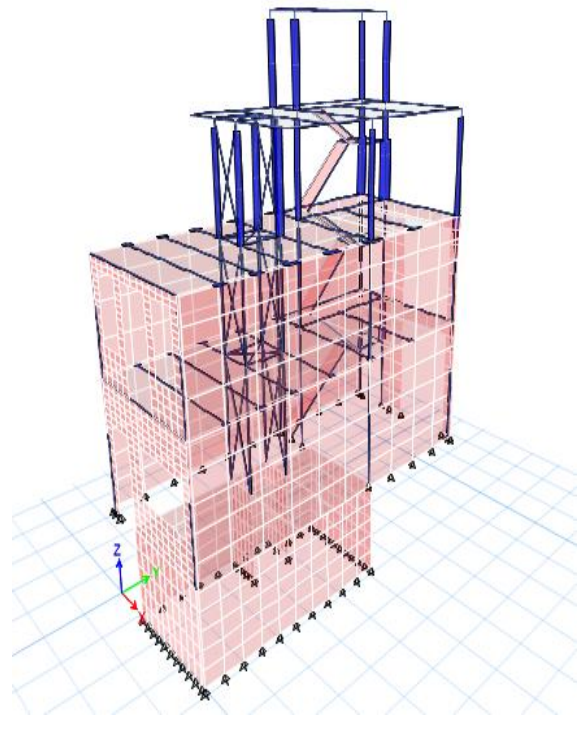
Σχήμα 7.14: (α) Περιβάλλουσα ροπών κάμψης M_{2-2} (β) Περιβάλλουσα ροπών κάμψης M_{3-3}

3-D View Shear Force 2-2 Diagram (ENVELOPE_G +0.3Q+E_q=2) [kN]



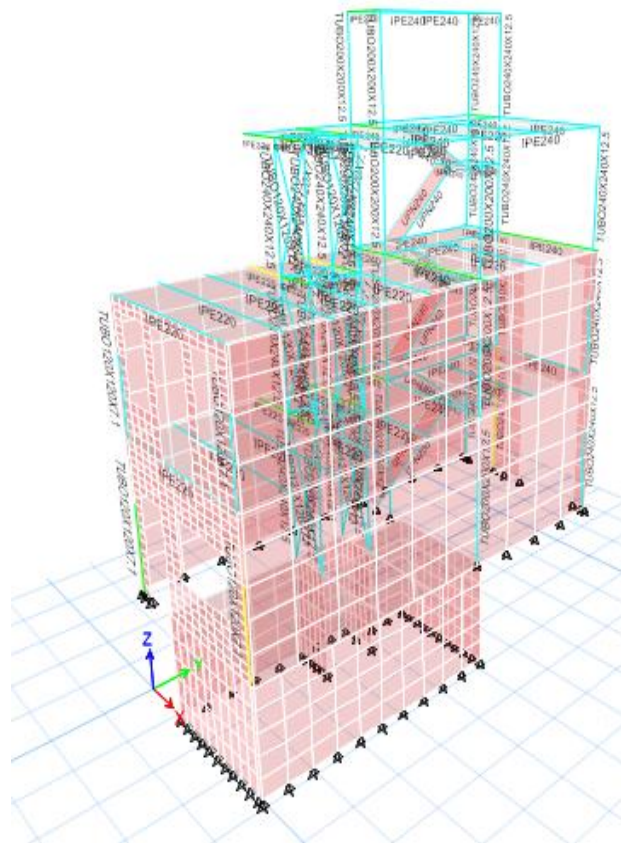
(α)

3-D View Shear Force 3-3 Diagram (ENVELOPE_G +0.3Q+E_q=2) [kN]



(β)

Σχήμα 7.15: (α) Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων V_{2-2} (β) Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων V_{3-3}



Σχήμα 7.16: Επάρκεια μελών φορέα

Αναφορικά με τους συντελεστές εκμετάλλευσης των δομικών μελών του μεταλλικού φορέα, προέκυψαν τα κάτωθι στοιχεία.

Το γωνιακό υποστύλωμα του κλιμακοστασίου εκμεταλλεύεται σε ποσοστό 73%, ενώ το κρίσιμο υποστύλωμα του ασανσέρ αξιοποιείται σε ποσοστό 60%. Γενικά και τα τέσσερα (4) υποστυλώματα στην περιοχή του ασανσέρ έχουν πάρα πολύ κοντινούς συντελεστές εκμετάλλευσης (0.519 – 0.60).

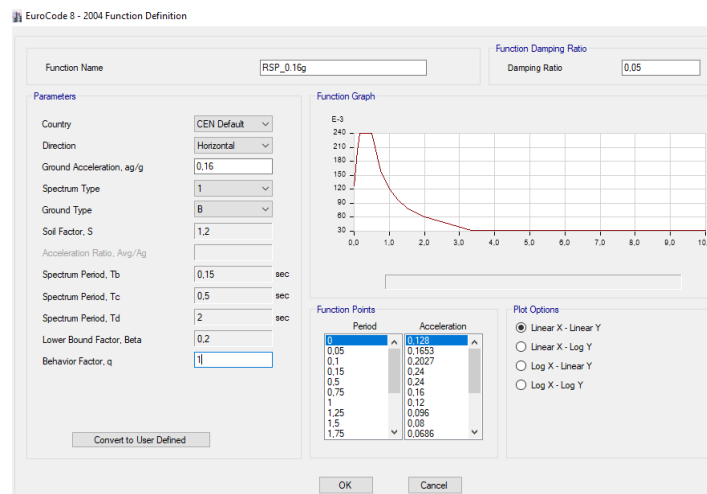
Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι του ασανσέρ έχουν μέγιστο συντελεστή εκμετάλλευσης 0.65, ενώ η πλέον καταπονούμενη δοκός αξιοποιείται σε ποσοστό 74%.

Όλα τα μέγιστως καταπονούμενα μέλη εντοπίζονται -όπως είναι αναμενόμενο- στο ισόγειο.

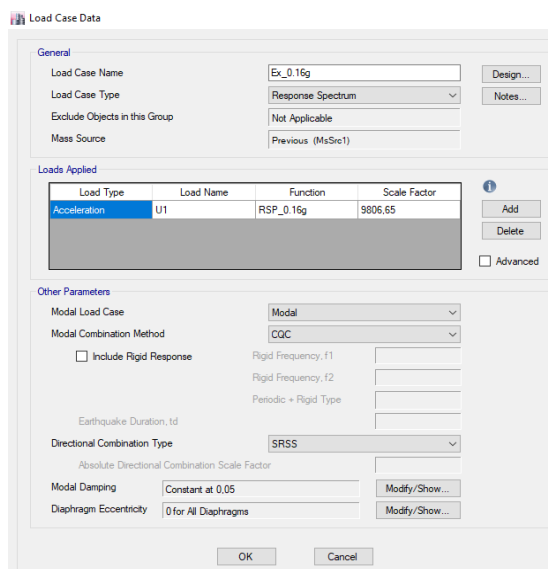
7.5 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης του ΕΚ8 ($\alpha = 1$)

Επιπλέον, το κτίριο αναλύεται με ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης για σεισμικά φορτία σύμφωνα με τον ΕΚ8. Στόχος αυτής της διαδικασίας είναι η σύγκριση των μετακινήσεων μεταξύ της ελαστικής και της ανελαστικής ανάλυσης. Τα σεισμικά φορτία επιβάλλονται σε μία μόνο διεύθυνση κάθε φορά.

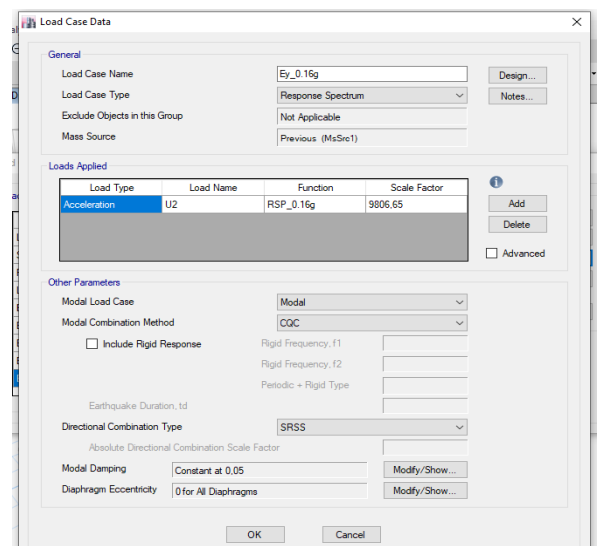
Ειδικότερα, ορίστηκαν οι σεισμικοί συνδυασμοί $G + 0.3Q + E_x$ και $G + 0.3Q + E_y$ και υπολογίστηκε η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση του εξεταζόμενου κόμβου για αυτούς.



Εικόνα 7.14: Ελαστικό φάσμα απόκρισης ΕΚ8



(α)



(β)

Εικόνα 7.15: (α) Σεισμικές δράσεις κατά Χ (β) Σεισμικές δυνάμεις κατά Υ

Πίνακας 7.5: Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση κορυφής

Σεισμικός συνδυασμός	Τέμνουσα βάσης (V σε kN)	Μετατόπιση (Δ σε mm)
$G + 0.3Q + E_x$	703.8	12,5
$G + 0.3Q + E_y$	275,4	2,6

Σημειώνεται, ότι λόγω του συνδυασμού $G + 0.3Q + E_y$, το σημείο ελέγχου του δώματος μετατοπίζεται τόσο κατά τη διεύθυνση Χ, όσο και κατά τη διεύθυνση Υ κατά 2.60mm.

7.6 Έλεγχος περιορισμού των βλαβών

Ο έλεγχος περιορισμού των βλαβών έχει ιδιαίτερη σημασία στα μεταλλικά κτίρια σε γενικότερο πλαίσιο, λόγω της πλευρικής τους ευκαμψίας. Εάν οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται από τη σχέση 7.3, τότε η εν λόγω απαίτηση ικανοποιείται.

$$d_r v \leq 0,0075 h \quad (7.3)$$

Όπου:

d_r : η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης του ορόφου

h : το ύψος του ορόφου

v : συντελεστής μείωσης, ο οποίος λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης, που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού των βλαβών

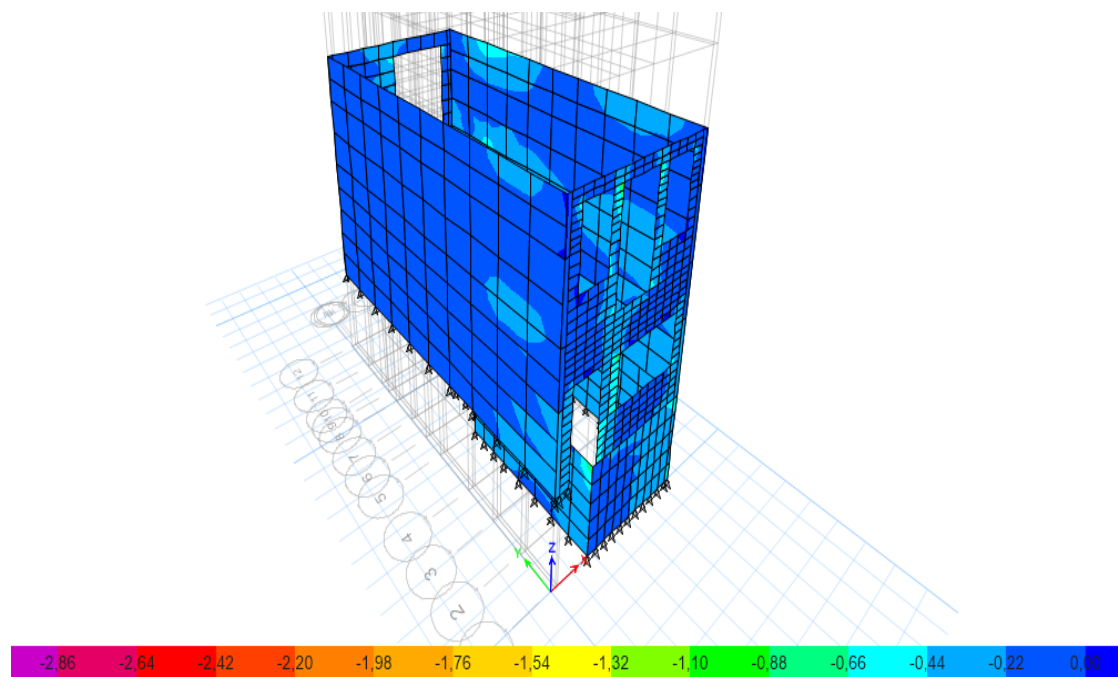
Η παραπάνω ανίσωση ελέγχεται για κάθε όροφο, θεωρώντας τιμή $v = 0.50$, διότι το κτίριο κατατάσσεται στην κατηγορία σπουδαιότητας IV.

- Οροφή ισογείου: $1.4\text{mm} * 0.5 = 0.7\text{mm} < 0.0075 * 3.5\text{m} = 26.25\text{mm}$
- Οροφή α' ορόφου: $(2.5 - 1.4)\text{mm} * 0.5 = 0.45\text{mm} < 0.0075 * 3\text{m} = 22.5\text{mm}$
- Οροφή β' ορόφου: $(4.8 - 2.5)\text{mm} * 0.5 = 1.15\text{mm} < 0.0075 * 2.8\text{m} = 21\text{mm}$
- Οροφή δώματος: $(6.3 - 4.8)\text{mm} * 0.5 = 0.75\text{mm} < 0.0075 * 2.4\text{m} = 18\text{mm}$

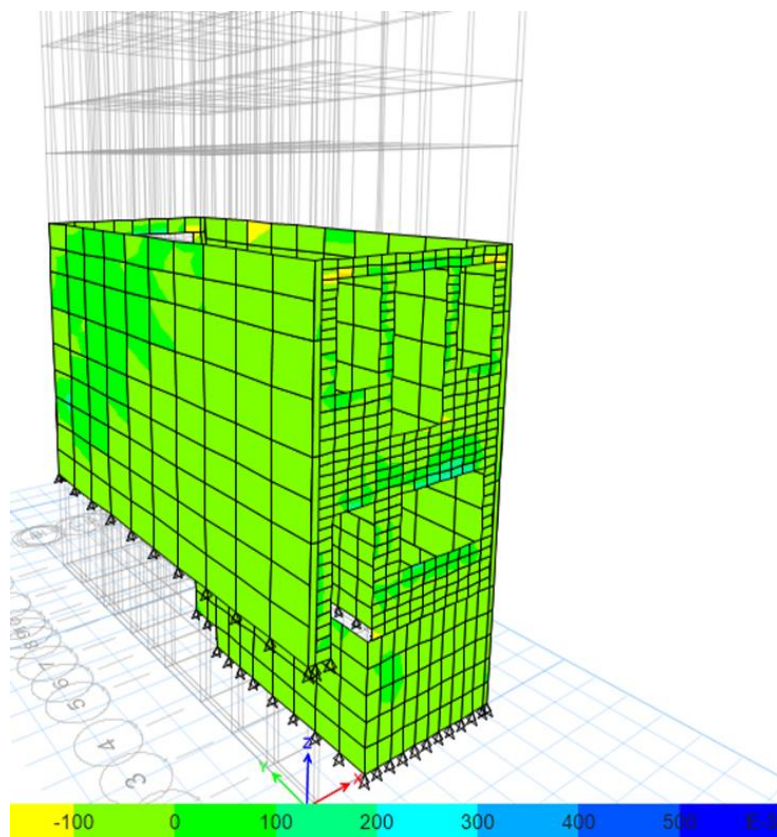
Τελικά, ο έλεγχος για τον περιορισμό των βλαβών ικανοποιείται για κάθε όροφο.

7.7 Αποτελέσματα της τοιχοποιίας

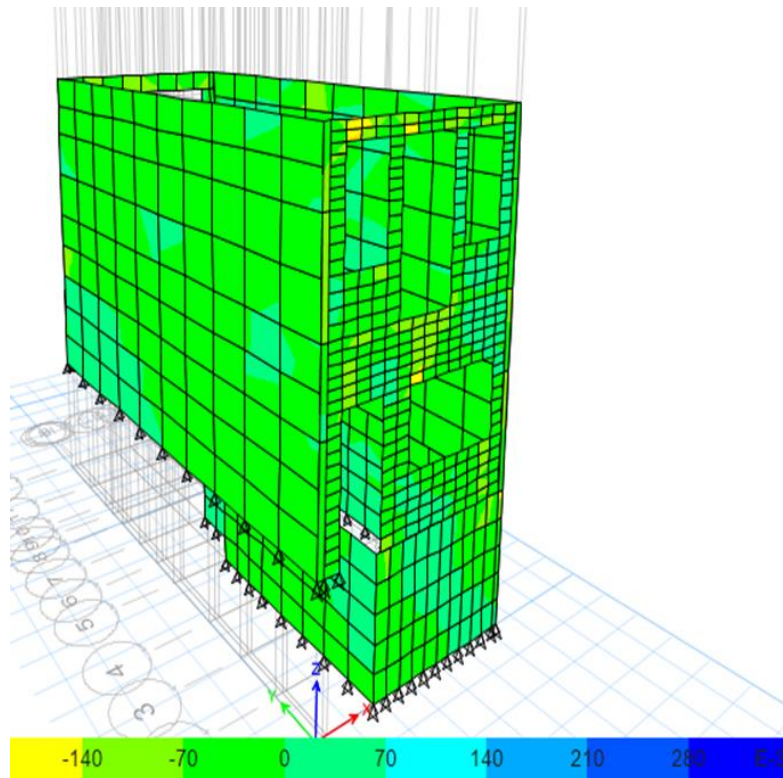
✚ Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.)



Σχήμα 7.17: Κατανομή τάσεων S22 (max τιμή - 0.77MPa σύμφωνα με το ETABS)

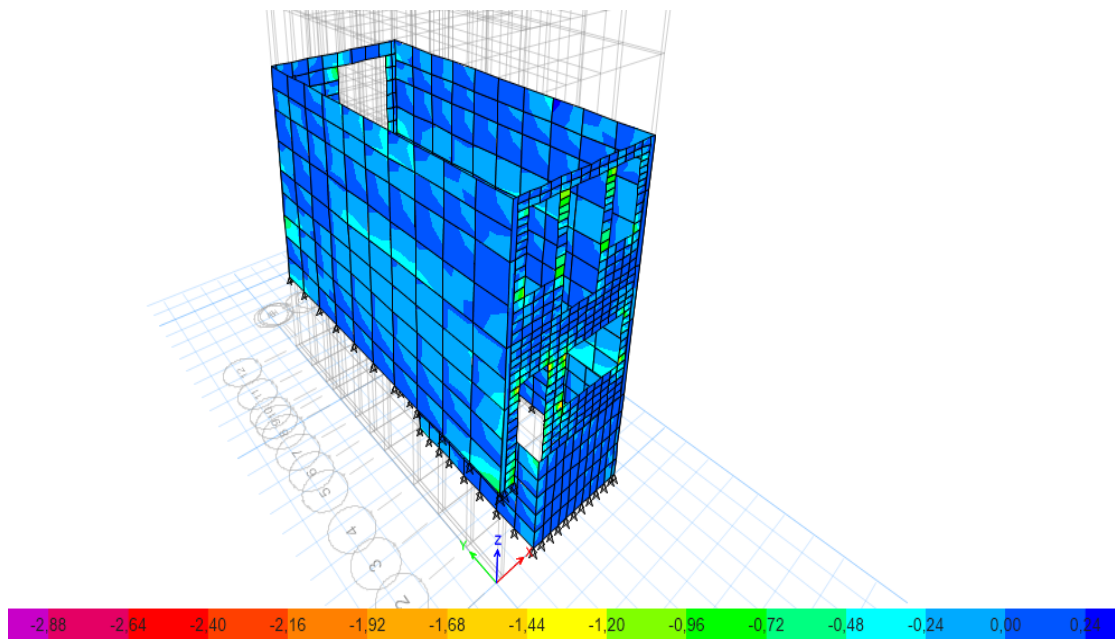


Σχήμα 7.18: Κατανομή τάσεων S11 (max τιμή +0.51MPa σύμφωνα με το ETABS)

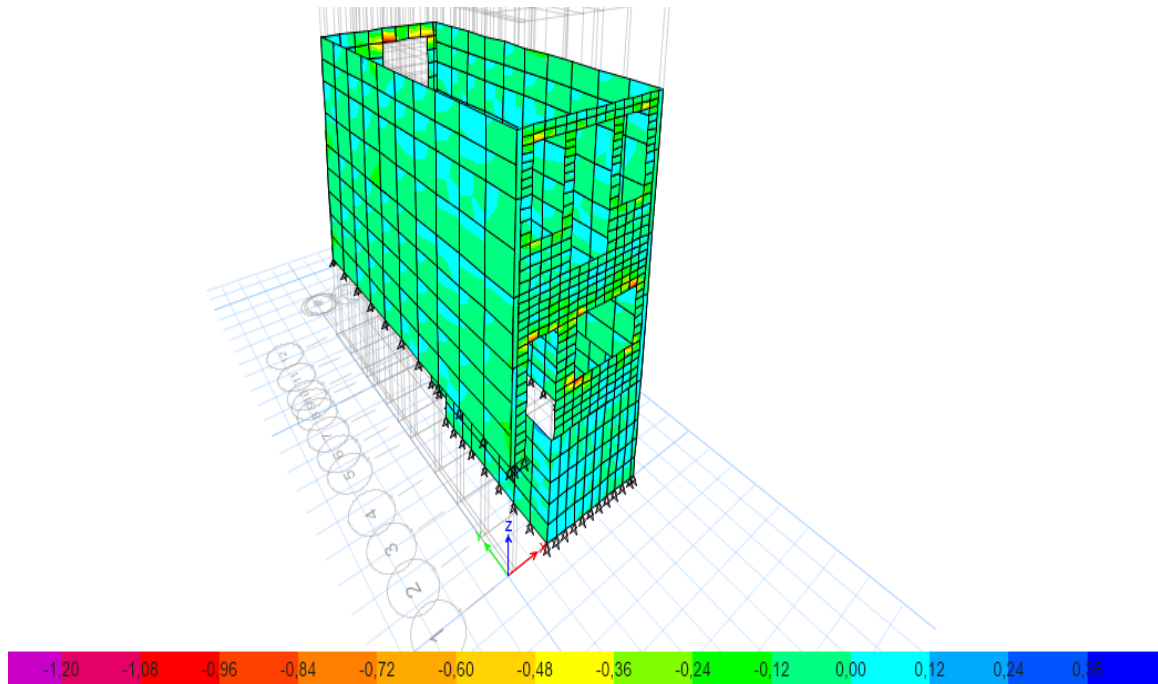


Σχήμα 7.19: Κατανομή τάσεων S12 (max τιμή -0.18MPa σύμφωνα με το ETABS)

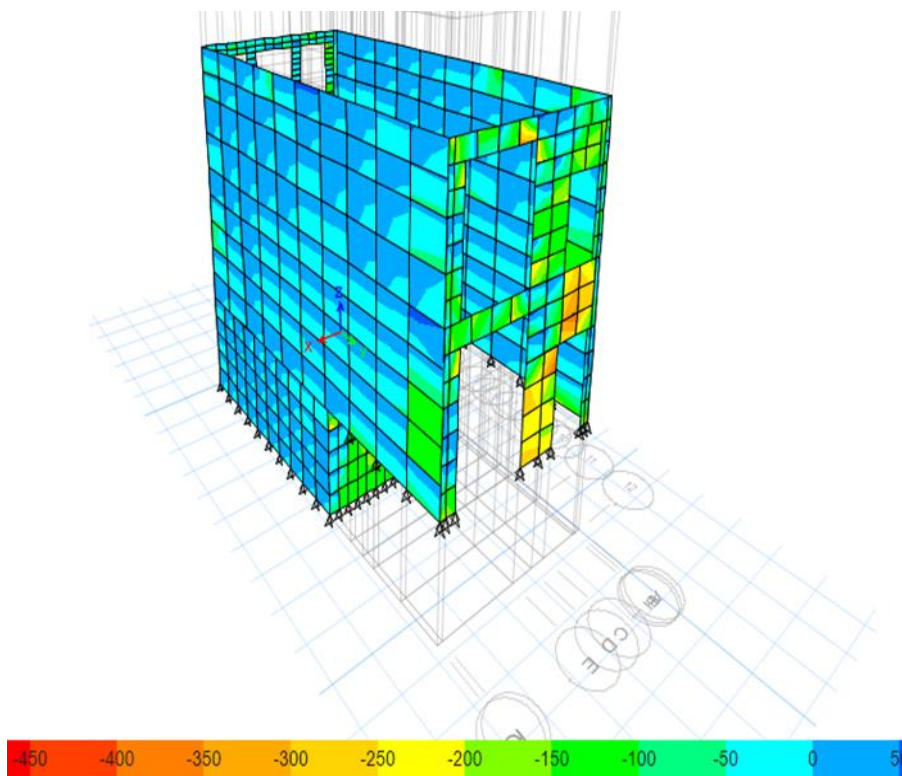
✚ Περιβάλλουσα σεισμικών συνδυασμών



Σχήμα 7.20: Κατανομή τάσεων S22 (max τιμή -1.50MPa σύμφωνα με το ETABS)



Σχήμα 7.21: Κατανομή τάσεων S11 (max τιμή +0.40 MPa σύμφωνα με το ETABS)



Σχήμα 7.22: Κατανομή τάσεων S12 (max τιμή -0.30MPa σύμφωνα με το ETABS)

Σύμφωνα με τα σχήματα 7.17 και 7.20, η κατανομή των τάσεων S22 είναι σαφώς βελτιωμένη, καθώς οι μέγιστες τάσεις που αναπτύσσονται είναι της τάξεως των 1.50MPa σε απόλυτη τιμή, πολύ μικρότερες από την ενισχυμένη θλιπτική αντοχή των τοίχων $f_{wc,final,design} = 2.41MPa$.

Αναφορικά με την κατανομή των τάσεων S11 (σχήματα 7.18 και 7.21), η μέγιστη εφελκυστική τάση που αναπτύσσεται ισούται με 0.50MPa, μεγαλύτερη δηλαδή από τη νέα εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας $f'_{t,design} = 0.25\text{MPa}$. Μέσω των τάσεων S11 γίνεται έλεγχος εφελκυσμού κάθετα στους κατακόρυφους αρμούς. Η υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής γίνεται τοπικά και δεν προκαλεί ανησυχία.

Έλεγχος σε διάτμηση

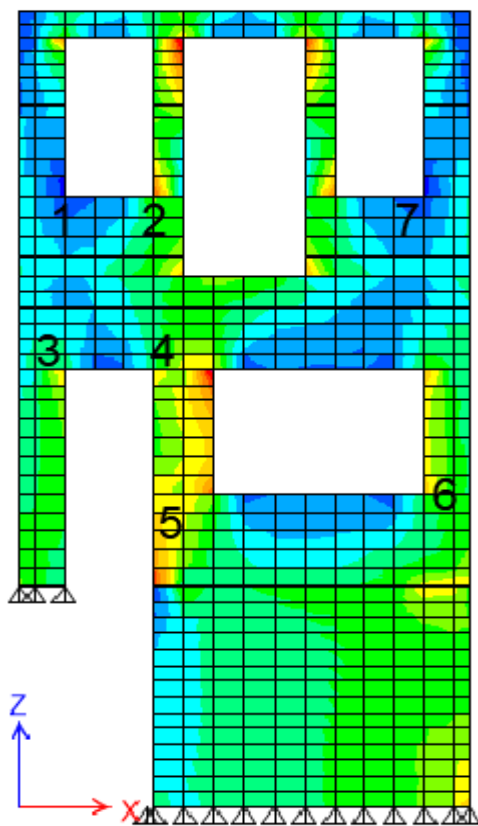
Η διάτμηση δεν μπορεί να ελεγχθεί απευθείας από το λογισμικό επίλυσης, διότι η αντοχή κάθε μεμονωμένου στοιχείου σε διάτμηση εξαρτάται από τις τάσεις S22, είτε είναι εφελκυστικές, είτε είναι θλιπτικές. Οι θλιπτικές τάσεις αυξάνουν τη διατμητική αντοχή, ενώ οι εφελκυστικές το αντίθετο. Παρακάτω παρουσιάζονται οι τάσεις S22 και S12 σε πινακοποιημένη μορφή – όπως και οι έλεγχοι – για κάποιες θέσεις που ορίστηκαν στις όψεις του κτιρίου κατά τη διεύθυνση X. Πρακτικώς, ο έλεγχος που πρέπει να ικανοποιείται είναι: $\tau_{ed} = S12 < f_{v,rd} = f_{vk0'} + \mu \cdot \sigma_d$

όπου:

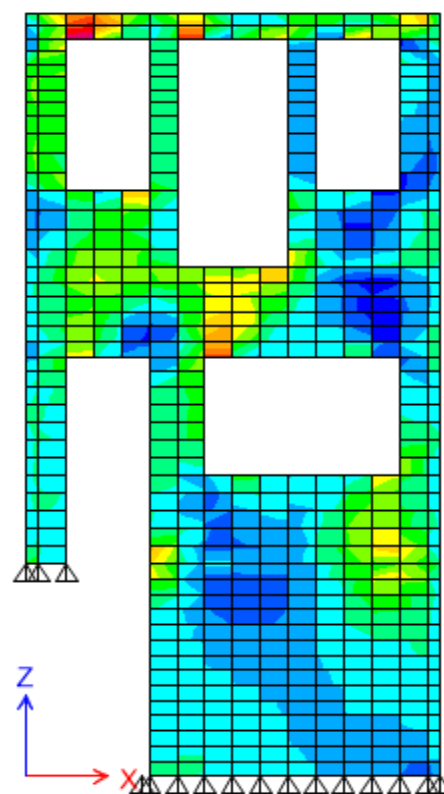
$f_{vk0'}$: η τιμή συνοχής, η οποία ελήφθει ίση με 0.48MPa (§5.2.2 Τιμμεντενέσεις)

μ : ο συντελεστής τριβής, ο οποίος ελήφθει ίσος με 0.40

○ Πρόσοψη



(α)

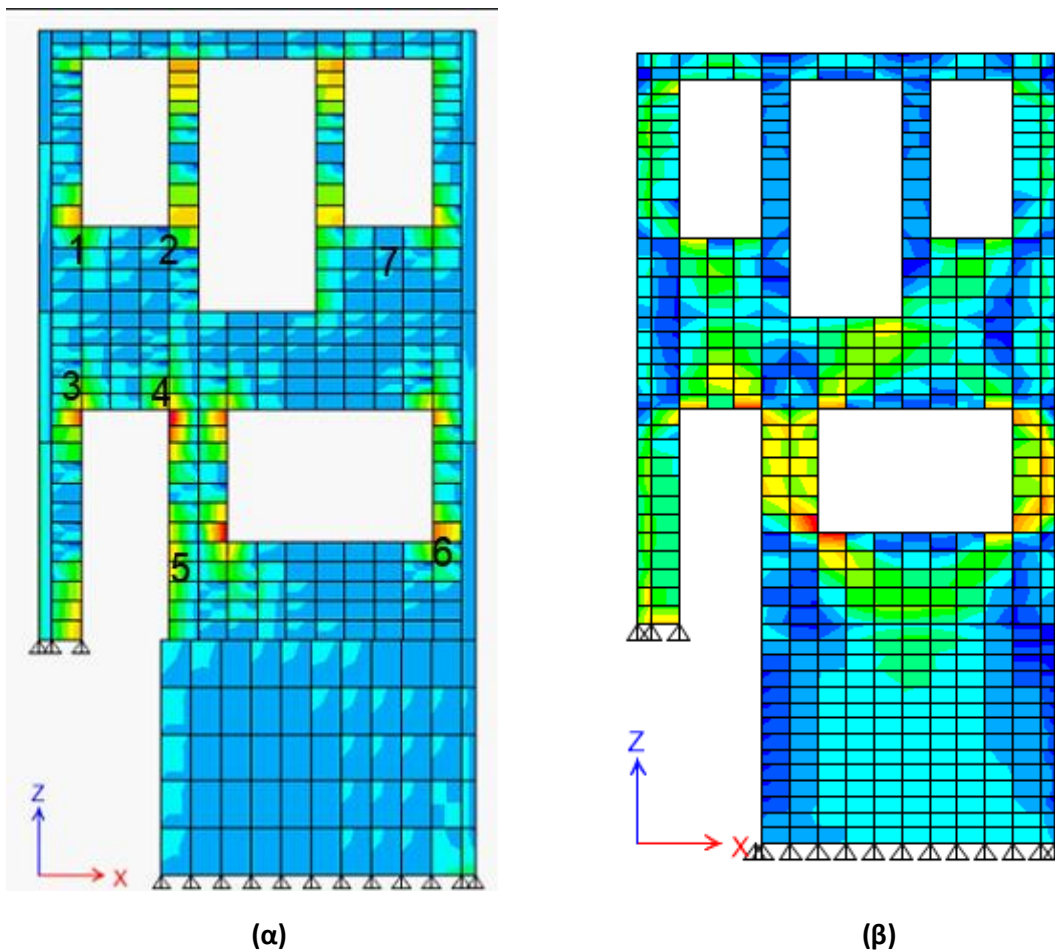


(β)

Σχήμα 7.23: (α) Κατανομή τάσεων S22 πρόσοψης σε Ο.Κ.Α **(β)** Κατανομή τάσεων S12 πρόσοψης σε Ο.Κ.Α.

Πίνακας 7.6: Έλεγχος διατμητικής αντοχής πρόσοψης από Ο.Κ.Α.

	S22 (MPa)	$f_{v,rd}$ (MPa)	S12 (MPa)	Έλεγχος
1	0,05	0,270588	0,06	TRUE
2	0,56	0,414118	0,08	TRUE
3	0,39	0,374118	0,04	TRUE
4	0,42	0,381176	0,05	TRUE
5	0,49	0,397647	0,12	TRUE
6	0,27	0,345882	0,08	TRUE
7	0,07	0,265882	0,04	TRUE

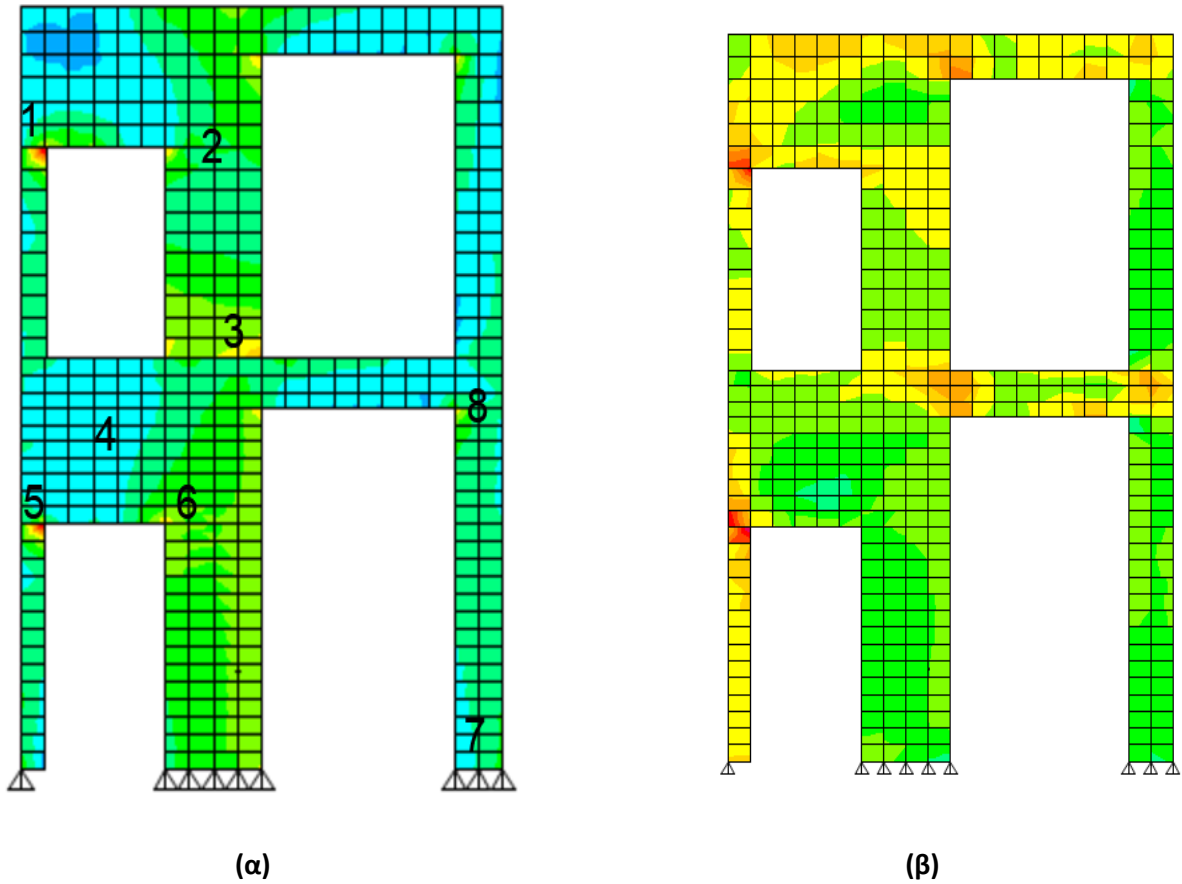


Σχήμα 7.24: (α) Κατανομή τάσεων S22 πρόσοψης λόγω περιβάλλουσας σεισμικών συνδυασμών **(β)** Κατανομή τάσεων S12 πρόσοψης λόγω περιβάλλουσας σεισμικών συνδυασμών

Πίνακας 7.7: Έλεγχος διατμητικής αντοχής πρόσοψης από περιβάλλουσα σεισμικών συνδυασμών

	S22 (MPa)	$f_{v,rd}$ (MPa)	S12 (MPa)	Έλεγχος
1	0,96	0,5082353	0,21	TRUE
2	0,34	0,3623529	0,16	TRUE
3	0,75	0,4588235	0,4	TRUE
4	1,29	0,5858824	0,3	TRUE
5	0,81	0,4729412	0,09	TRUE
6	1,11	0,5435294	0,28	TRUE
7	0,08	0,2635294	0,16	TRUE

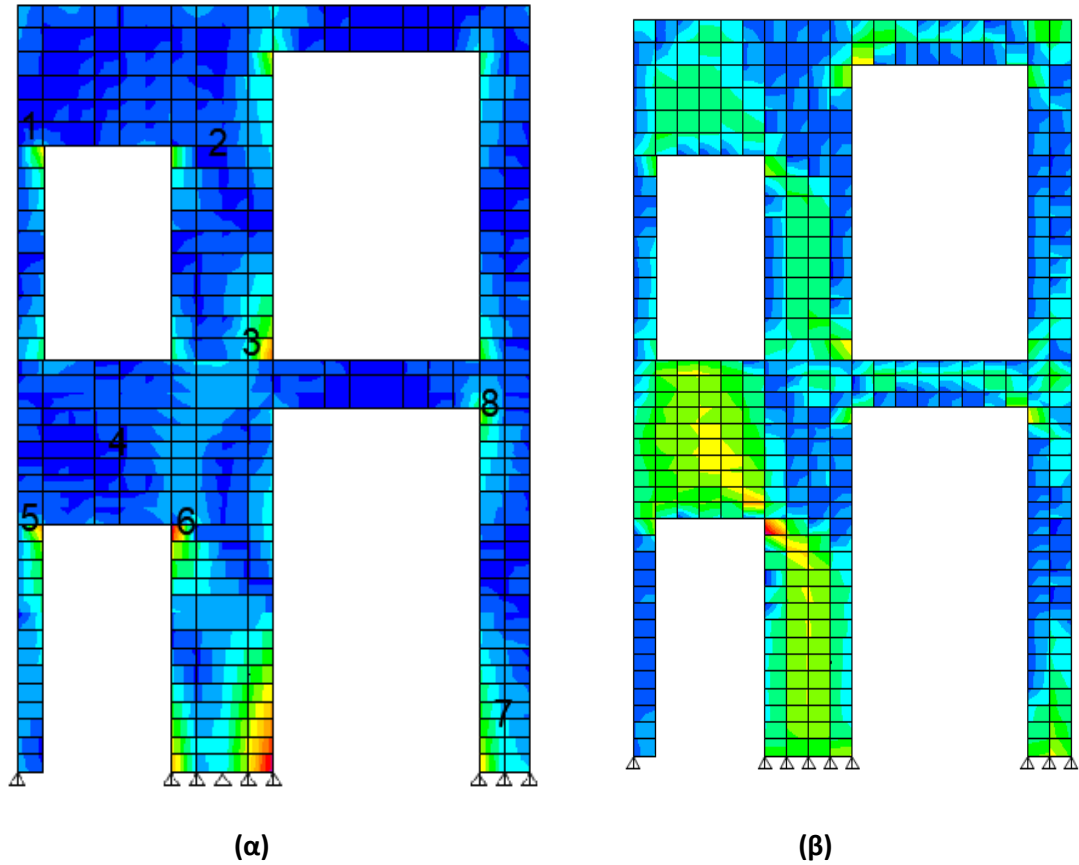
ο Πίσω όψη



Σχήμα 7.25: (α) Κατανομή τάσεων S22 πίσω όψης σε Ο.Κ.Α. (β) Κατανομή τάσεων S12 πίσω όψης σε Ο.Κ.Α.

Πίνακας 7.8: Έλεγχος διατμητικής αντοχής πίσω όψης σε Ο.Κ.Α.

	S22 (MPa)	$f_{v,rd}$ (MPa)	S12 (MPa)	Έλεγχος
1	0,92	0,498824	0,2	TRUE
2	0,26	0,343529	0,06	TRUE
3	0,56	0,414118	0,14	TRUE
4	0,04	0,291765	0,02	TRUE
5	0,9	0,494118	0,24	TRUE
6	0,43	0,383529	0,03	TRUE
7	0,2	0,329412	0,03	TRUE
8	0,22	0,334118	0,14	TRUE



Σχήμα 7.26: (α) Κατανομή τάσεων S22 πίσω όψης λόγω περιβάλλουσας σεισμικών συνδυασμών (β) Κατανομή τάσεων S12 πίσω όψης λόγω της περιβάλλουσας των σεισμικών συνδυασμών

Πίνακας 7.9: Έλεγχος διατμητικής αντοχής πίσω όψης λόγω της περιβάλλουσας των σεισμικών συνδυασμών

	S22 (MPa)	$f_{v,rd}$ (MPa)	S12 (MPa)	Έλεγχος
1	0,12	0,3105882	0,18	TRUE
2	0,11	0,3082353	0,19	TRUE
3	0,7	0,4470588	0,3	TRUE
4	0,06	0,2964706	0,37	FALSE
5	1,3	0,5882353	0,27	TRUE
6	1,7	0,6823529	0,56	TRUE
7	0,37	0,3694118	0,23	TRUE
8	0,65	0,4352941	0,31	TRUE

8. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

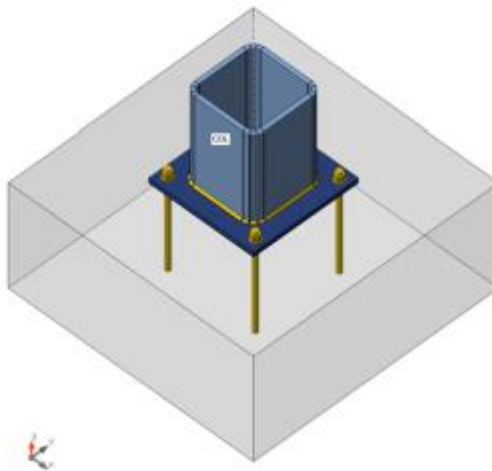
Οι συνδέσεις αποτελούν σημαντικό σκέλος της διαστασιολόγησης μιας κατασκευής, καθώς μέσω αυτών μεταφέρονται τα εντατικά μεγέθη μεταξύ των μελών του φορέα. Στο χώρο του εργοταξίου μεταφέρονται ορισμένα προκατασκευασμένα μέλη, τα οποία συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους σύμφωνα με τη μελέτη, συνθέτοντας τον τελικό φορέα. Στο υπό μελέτη δόμημα, υπάρχουν συνδέσεις που απλά μεταφέρουν τέμνουσες και αξονικές δυνάμεις, αλλά και συνδέσεις που μεταβιβάζουν και ροπές.

Οι συνδέσεις μελετήθηκαν μέσω του λογισμικού Idea Statica. Ενδεικτικά, παρουσιάζονται οι εξής συνδέσεις:

- Θεμελίωση υποστυλώματος SHS 200*12.5
- Σύνδεση κυρίας δοκού (IPE 240) – δευτερεύουσας δοκού (IPE 220)
- Σύνδεση κυρίας δοκού (IPE 240) – υποστυλώματος SHS 200*12.5
- Σύνδεση χιαστί ασανσέρ SHS 120*7.1 – υποστυλώματος SHS 240*12.5

Θεμελίωση υποστυλώματος SHS 200*12.5

Με τον όρο βάση υποστυλώματος εννοούμε το κατώτερο τμήμα του υποστυλώματος, την πλάκα έδρασης και το σύστημα αγκύρωσης (αγκύρια). Συνήθως, οι βάσεις υποστυλωμάτων σχεδιάζονται δίχως λεπίδες. Όταν όμως αυτές καλούνται να μεταφέρουν υψηλές καμπτικές ροπές, τότε χρησιμοποιούνται και λεπίδες δυσκαμψίας. Η βάση όλων των υποστυλωμάτων στο ETABS είχε προσομοιωθεί ως αρθρωτή. Για αυτό το λόγο, στη σύνδεση που ακολουθεί δε θα γίνει χρήση λεπίδων. Επιπλέον, ορισμένα μεταλλικά υποστυλώματα θα εδράζονται στην πλάκα οροφής υπογείου από οπλισμένο σκυρόδεμα, δηλαδή δε θα συνεχίζουν στο υπόγειο. Η σύνδεση αυτών, υλοποιείται με μια μετωπική πλάκα, η οποία συγκολλάται στο υποστυλόμετρο και αγκυρώνεται στην πλάκα. Ανάμεσα στην πλάκα έδρασης και το θεμέλιο, παρεμβάλλεται μια στρώση τσιμεντοκονίας, συνήθως ίδιας αντοχής με αυτής του θεμελίου.



Εικόνα 8.1: Μόρφωση σύνδεσης

Cross-sections

Name	Material
2 - SHS200/200/12.5	S 355

Anchors

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	fu [MPa]	Gross area [mm ²]
M16 8.8	M16 8.8	16	800.0	201

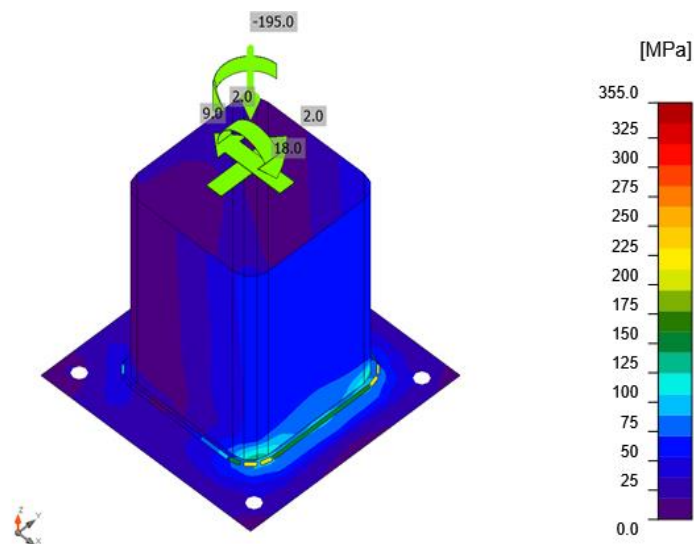
Load effects (equilibrium not required)

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	-195.0	2.0	9.0	2.0	18.0	0.0

Foundation block

Item	Value	Unit
CB 1		
Dimensions	700 x 700	mm
Depth	400	mm
Anchor	M16 8.8	
Anchoring length	400	mm
Shear force transfer	Friction	

Εικόνα 8.2: Στοιχεία σύνδεσης



Εικόνα 8.3: Κατανομή τάσεων

Check

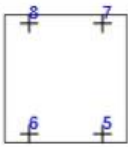
Summary

Name	Value	Status
Analysis	100.0%	OK
Plates	0.0 < 5.0%	OK
Anchors	26.3 < 100%	OK
Welds	36.7 < 100%	OK
Concrete block	17.8 < 100%	OK
Shear	17.5 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	



Plates

Name	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{p1} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Status
COL	12.5	LE1	125.1	0.0	0.0	OK
BP1	20.0	LE1	72.1	0.0	0.0	OK

Anchors

Shape	Item	Loads	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	N _{Rd,c} [kN]	V _{Rd,cp} [kN]	U _t [%]	U _{t,s} [%]	U _{t,s} [%]	Status
	A5	LE1	0.0	0.0	-	202.2	0.0	0.0	0.0	OK
	A6	LE1	0.0	0.0	-	202.2	0.0	0.0	0.0	OK
	A7	LE1	7.5	0.0	57.6	202.2	26.3	0.0	13.5	OK
	A8	LE1	7.6	0.0	57.6	202.2	26.3	0.0	13.5	OK

Welds (Plastic redistribution)

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	σ _{w,Ed} [MPa]	ε _{pl} [%]	σ _⊥ [MPa]	τ [MPa]	τ _⊥ [MPa]	U _t [%]	U _{t,c} [%]	Status
BP1	COL		705	LE1	134.4	0.0	-22.2	-9.2	-76.0	30.9	11.7	OK
			705	LE1	159.9	0.0	-116.7	3.4	63.0	36.7	14.1	OK

Concrete block

Item	Loads	c [mm]	A _{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k _f [-]	F _{jd} [MPa]	U _t [%]	Status
CB 1	LE1	38	35332	6.0	3.00	33.5	17.8	OK

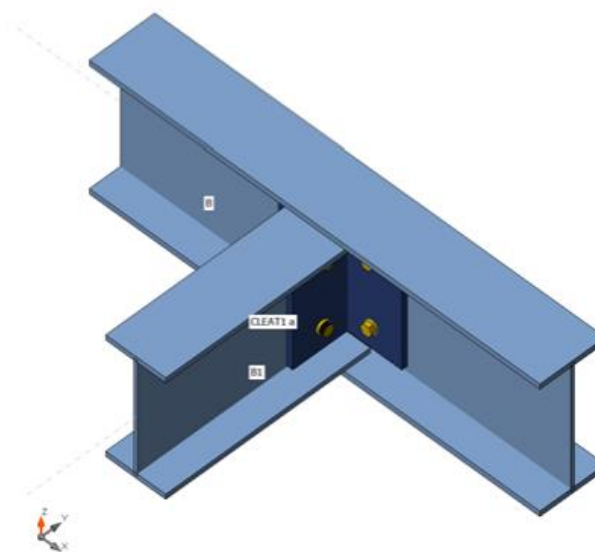
Shear in contact plane

Name	Loads	V _y [kN]	V _z [kN]	V _{Rd,y} [kN]	V _{Rd,z} [kN]	V _{c,Rd} [kN]	U _t [%]	Status
BP1	LE1	2.0	9.0	52.7	52.7	0.0	17.5	OK

Εικόνα 8.4: Έλεγχοι σύνδεσης

Σύνδεση κύριας δοκού (IPE 240) – δευτερεύουσας δοκού (IPE 220)

Η σύνδεση κύριας δοκού (IPE 240) και δευτερεύουσας δοκού (IPE 220) θα υλοποιηθεί μέσω γωνιακών διατομών L 110*10 και με κοχλίες M12 ποιότητας 8.8.



Εικόνα 8.5: Μόρφωση σύνδεσης

Cross-sections

Name	Material
1 - CON1(IPE240)	S 355
4 - IPE220	S 355
8 - L110/10	S 355

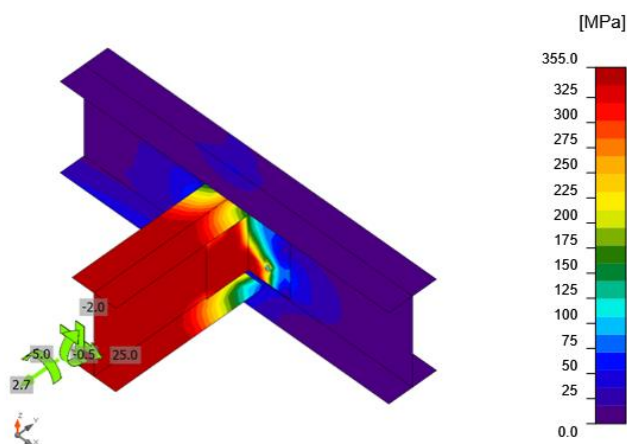
Bolts

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	fu [MPa]	Gross area [mm ²]
M12 8.8	M12 8.8	12	800.0	113

Load effects (equilibrium not required)

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1	2.7	25.0	-2.0	5.0	-0.5	0.0

Εικόνα 8.6: Στοιχεία σύνδεσης



Εικόνα 8.7: Κατανομή τάσεων

Check


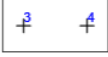
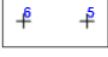
Summary

Name	Value	Status
Analysis	100.0%	OK
Plates	3.8 < 5.0%	OK
Bolts	80.7 < 100%	OK
Welds	11.4 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Plates

Name	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Status
B-bfl 1	9.8	LE1	66.8	0.0	0.0	OK
B-tfl 1	9.8	LE1	28.0	0.0	0.0	OK
B-w 1	6.2	LE1	355.4	0.2	102.2	OK
B1-bfl 1	9.2	LE1	355.6	0.3	0.0	OK
B1-tfl 1	9.2	LE1	355.2	0.1	0.0	OK
B1-w 1	5.9	LE1	357.2	1.0	180.2	OK
CLEAT1 a-bfl 1	10.0	LE1	363.1	3.8	180.2	OK
CLEAT1 a-w 1	10.0	LE1	359.3	2.0	102.2	OK
CLEAT1 b-bfl 1	10.0	LE1	356.4	0.7	137.9	OK
CLEAT1 b-w 1	10.0	LE1	355.4	0.2	34.6	OK
STIFF1	6.0	LE1	78.2	0.0	0.0	OK







Bolts

	Name	Grade	Loads	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	U_{t1} [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{ts} [%]	U_{ts} [%]	Status
	B1	M12 8.8 - 1	LE1	39.1	17.0	80.7	117.6	52.7	0.0	OK
	B2	M12 8.8 - 1	LE1	23.1	8.3	47.8	117.6	25.8	0.0	OK
	B3	M12 8.8 - 2	LE1	4.8	23.6	10.0	72.9	73.0	0.0	OK
	B4	M12 8.8 - 2	LE1	4.5	9.3	9.3	72.9	28.9	0.0	OK
	B5	M12 8.8 - 2	LE1	18.2	19.2	37.6	72.9	59.4	0.0	OK
	B6	M12 8.8 - 2	LE1	4.4	12.0	9.2	72.9	37.1	0.0	OK

Design data

Name	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M12 8.8 - 1	48.4	147.8	32.3
M12 8.8 - 2	48.4	91.6	32.3

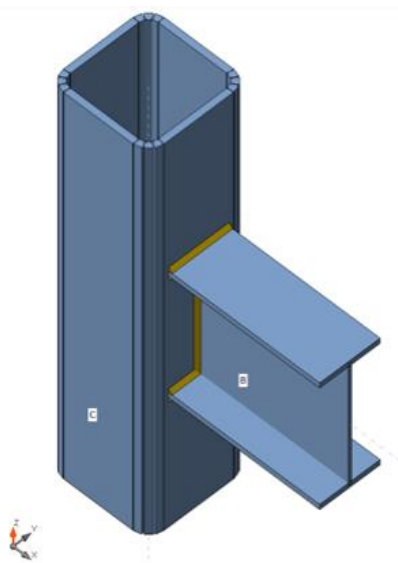
Welds (Plastic redistribution)

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	U_t [%]	U_{tc} [%]	Status
B-bfl 1	STIFF1		42	LE1	22.7	0.0	-1.1	-12.8	2.9	5.2	4.8	OK
			42	LE1	28.4	0.0	-21.3	0.0	10.9	6.5	6.3	OK
B-w 1	STIFF1		190	LE1	29.1	0.0	-7.2	-4.7	-15.6	6.7	4.2	OK
			190	LE1	49.4	0.0	7.7	-21.8	-17.9	11.4	6.7	OK
B-tfl 1	STIFF1		42	LE1	11.1	0.0	3.4	5.3	3.0	2.5	2.3	OK
			42	LE1	16.5	0.0	-11.1	0.8	7.0	3.8	3.5	OK

Εικόνα 8.8: Έλεγχοι σύνδεσης

Σύνδεση υποστυλώματος SHS 200*12.5 – κύριας δοκού IPE 240

Ένα τμήμα της υψίκορμης δοκού θα είναι συγκολλημένο στο υποστύλωμα. Αρχικώς, ελέγχθηκε αυτή η συγκόλληση και έπειτα θα γίνει αποκατάσταση συνέχειας μέσω τεσσάρων ελασμάτων και κοχλιών.



Εικόνα 8.9: Μόρφωση σύνδεσης

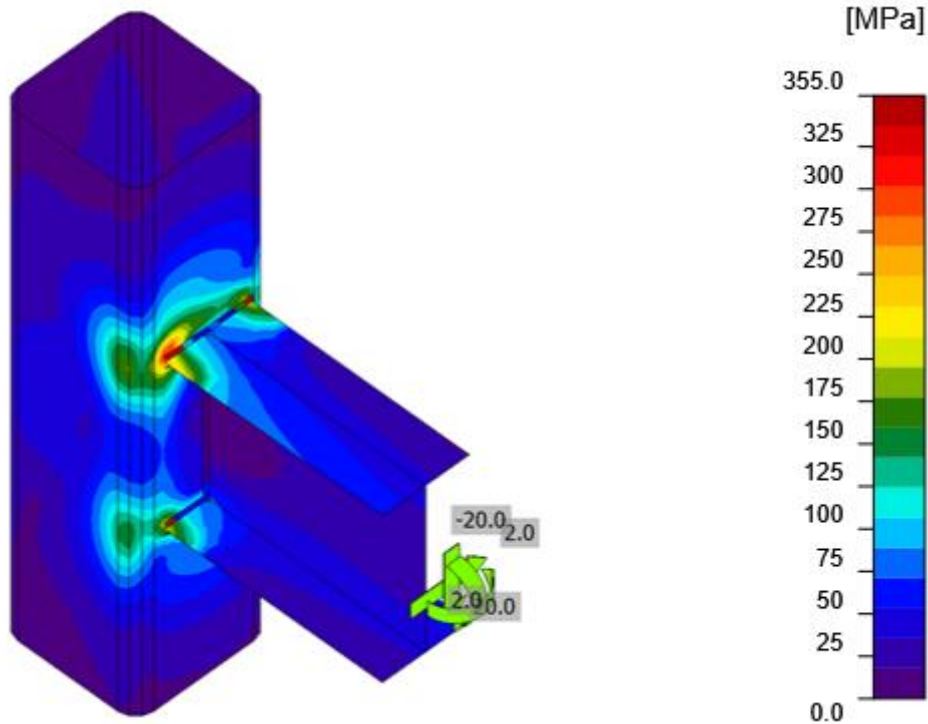
Beams and columns

Name	Cross-section	β - Direction [°]	γ - Pitch [°]	α - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in
C	3 - SHS200/200/12.5	0.0	-90.0	0.0	0	0	0	Node
B	5 - IPE240	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Node

Cross-sections

Name	Material
3 - SHS200/200/12.5	S 355
5 - IPE240	S 355

Εικόνα 8.10: Στοιχεία σύνδεσης



Εικόνα 8.11: Κατανομή τάσεων

Summary

Name	Value	Status
Analysis	100.0%	OK
Plates	0.0 < 5.0%	OK
Welds	98.4 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	
GMNA	Calculated	

Plates

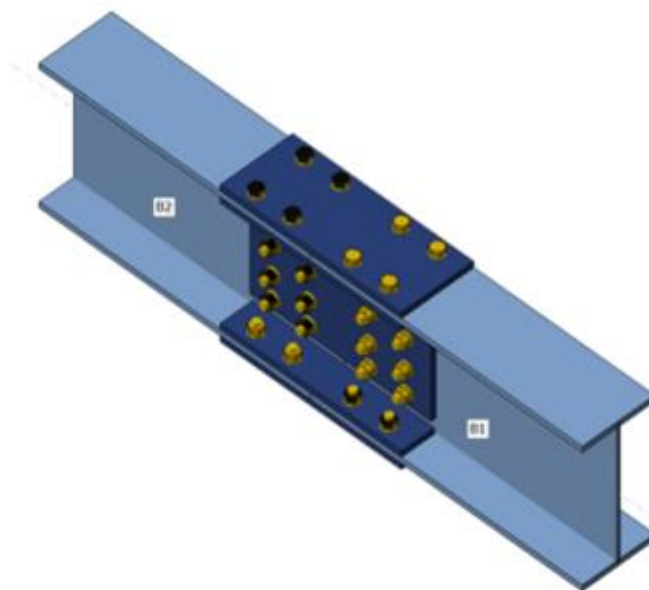
Name	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Status
C	12.5	LE1	354.5	0.0	0.0	OK
B-bfl 1	9.8	LE1	186.5	0.0	0.0	OK
B-tfl 1	9.8	LE1	186.8	0.0	0.0	OK
B-w 1	6.2	LE1	70.3	0.0	0.0	OK

Welds (Plastic redistribution)

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	U_t [%]	$U_{t,c}$ [%]	Status
C-w 1	B-bfl 1	▲5.0▲	120	LE1	397.8	0.7	-147.8	-154.2	-147.2	98.3	44.3	OK
		▲5.0▲	120	LE1	398.1	0.9	-155.1	140.8	158.1	98.4	43.1	OK
C-w 1	B-tfl 1	▲5.0▲	120	LE1	398.0	0.9	157.1	-142.6	155.7	98.4	43.0	OK
		▲5.0▲	120	LE1	397.7	0.7	147.4	155.4	-146.1	98.3	43.9	OK
C-w 1	B-w 1	▲5.0▲	230	LE1	55.9	0.0	28.7	10.6	25.6	13.8	4.7	OK
		▲5.0▲	230	LE1	55.0	0.0	-28.2	-10.2	25.3	13.6	4.7	OK

Εικόνα 8.12: Έλεγχοι σύνδεσης

Αποκατάσταση συνέχειας δοκού IPE 240



Εικόνα 8.13: Μόρφωση σύνδεσης

Beams and columns

Name	Cross-section	β - Direction [°]	γ - Pitch [°]	α - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in
B1	2 - IPE240	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Node
B2	3 - IPE240	180.0	0.0	0.0	0	0	0	Node

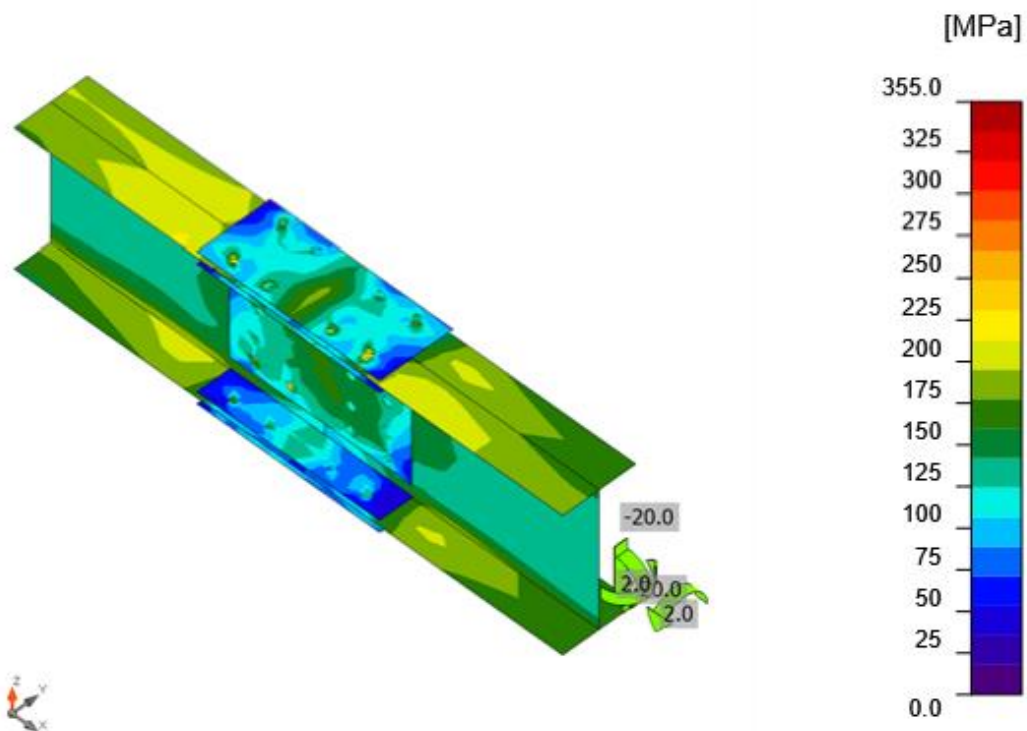
Cross-sections

Name	Material
2 - IPE240	S 355
3 - IPE240	S 355

Bolts

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	f_u [MPa]	Gross area [mm ²]
M12 8.8	M12 8.8	12	800.0	113

Εικόνα 8.14: Στοιχεία σύνδεσης



Εικόνα 8.15: Κατανομή τάσεων


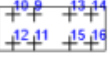

Summary

Name	Value	Status
Analysis	100.0%	OK
Plates	0.0 < 5.0%	OK
Bolts	49.2 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Plates

Name	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{cEd} [MPa]	Status
B1-bfl 1	9.8	LE1	225.1	0.0	18.2	OK
B1-tfl 1	9.8	LE1	276.6	0.0	9.9	OK
B1-w 1	6.2	LE1	198.8	0.0	18.2	OK
B2-bfl 1	9.8	LE1	237.3	0.0	10.1	OK
B2-tfl 1	9.8	LE1	300.7	0.0	9.7	OK
B2-w 1	6.2	LE1	268.5	0.0	22.3	OK
SPL1a	10.0	LE1	207.2	0.0	9.7	OK
SPL1b	10.0	LE1	170.6	0.0	7.9	OK
SPL1c	10.0	LE1	208.7	0.0	9.9	OK
SPL2a	10.0	LE1	175.6	0.0	5.4	OK
SPL2b	10.0	LE1	166.9	0.0	9.0	OK
SPL2c	10.0	LE1	146.7	0.0	10.1	OK
SPL3a	8.0	LE1	193.4	0.0	22.3	OK
SPL3b	8.0	LE1	198.7	0.0	6.6	OK

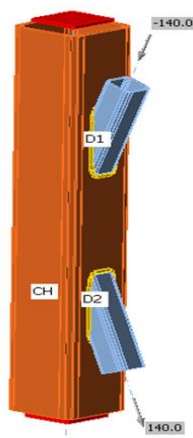
Bolts

	Name	Grade	Loads	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	U_{t1} [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{t2} [%]	U_{t3} [%]	Status
	B1	M12 8.8 - 1	LE1	3.4	12.6	7.0	115.2	39.1	44.1	OK
	B2	M12 8.8 - 1	LE1	6.8	12.6	14.0	102.9	39.2	49.2	OK
	B3	M12 8.8 - 1	LE1	2.6	6.7	5.4	95.0	20.9	24.7	OK
	B4	M12 8.8 - 1	LE1	3.6	6.4	7.5	115.2	20.0	25.3	OK
	B5	M12 8.8 - 1	LE1	2.2	10.4	4.6	115.2	32.3	35.5	OK
	B6	M12 8.8 - 1	LE1	4.1	10.8	8.4	97.2	33.5	39.5	OK
	B7	M12 8.8 - 1	LE1	1.9	8.7	3.9	79.5	27.1	29.9	OK
	B8	M12 8.8 - 1	LE1	6.2	9.1	12.8	115.2	28.1	37.2	OK
	B9	M12 8.8 - 1	LE1	4.2	8.6	8.7	115.2	26.7	32.9	OK
	B10	M12 8.8 - 1	LE1	1.9	9.1	4.0	83.1	28.1	31.0	OK
	B11	M12 8.8 - 1	LE1	4.2	10.4	8.8	93.8	32.1	38.4	OK
	B12	M12 8.8 - 1	LE1	3.8	10.8	7.8	115.2	33.6	39.2	OK
	B13	M12 8.8 - 1	LE1	4.0	6.3	8.3	115.2	19.4	25.4	OK
	B14	M12 8.8 - 1	LE1	4.5	6.7	9.3	89.6	20.7	27.3	OK
	B15	M12 8.8 - 1	LE1	3.6	12.3	7.4	115.2	36.3	43.6	OK
	B16	M12 8.8 - 1	LE1	2.1	13.0	4.2	115.2	40.4	43.5	OK
	B33	M12 8.8 - 2	LE1	0.6	2.3	1.3	72.9	7.3	8.2	OK
	B34	M12 8.8 - 2	LE1	1.0	3.1	2.1	56.6	9.5	11.0	OK
	B35	M12 8.8 - 2	LE1	1.3	5.2	2.7	72.9	16.1	18.0	OK
	B36	M12 8.8 - 2	LE1	4.0	4.8	8.2	72.9	14.8	20.7	OK
	B37	M12 8.8 - 2	LE1	0.8	2.4	1.7	72.9	7.5	8.7	OK
	B38	M12 8.8 - 2	LE1	0.8	3.0	1.6	72.9	9.3	10.5	OK
	B39	M12 8.8 - 2	LE1	0.8	5.4	1.7	72.9	16.9	18.1	OK
	B40	M12 8.8 - 2	LE1	3.5	5.4	7.3	56.6	16.6	21.8	OK
	B41	M12 8.8 - 2	LE1	0.4	4.1	0.8	72.9	12.6	13.1	OK
	B42	M12 8.8 - 2	LE1	1.4	2.9	2.9	72.9	8.9	11.0	OK
	B43	M12 8.8 - 2	LE1	0.8	7.7	1.8	72.9	23.8	25.1	OK
	B44	M12 8.8 - 2	LE1	4.3	7.0	8.9	72.9	21.6	28.0	OK
B45	M12 8.8 - 2	LE1	0.7	3.8	1.5	72.9	11.9	13.0	OK	
B46	M12 8.8 - 2	LE1	0.5	2.8	1.0	72.9	8.7	9.4	OK	
B47	M12 8.8 - 2	LE1	1.3	7.3	2.8	72.9	22.7	24.6	OK	
B48	M12 8.8 - 2	LE1	3.0	6.5	6.1	72.9	20.2	24.6	OK	

Εικόνα 8.16: Έλεγχοι σύνδεσης

Σύνδεση χιαστί ασανσέρ CHS 120*7.1 – υποστυλώματος 240*12.5

Οι χιαστί σύνδεσμοι στις δυο πλευρές του ασανσέρ θα συγκολληθούν επιτόπου. Θα πραγματοποιηθούν αποκλειστικά εξωραφές πάχους 4mm. Η σύνδεση εισήχθει στο λογισμικό Idea Statica και αποτελέσματα αυτού παρατίθενται στις εικόνες 8.17 – 8.20.



Εικόνα 8.17: Μόρφωση σύνδεσης

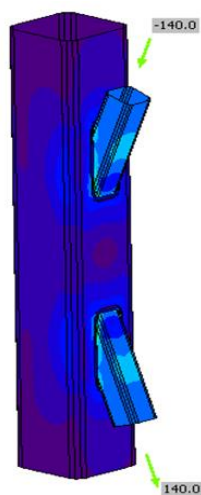
Cross-sections

Name	Material
4 - SHS200/200/12.5	S 355
2 - SHS80/80/6.3	S 355
3 - SHS80/80/6.3	S 355

Load effects (equilibrium not required)

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	D1	-140.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	D2	140.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Εικόνα 8.18: Στοιχεία σύνδεσης



Εικόνα 8.19: Κατανομή τάσεων

Check

Summary

Name	Value	Status
Analysis	100.0%	OK
Plates	0.0 < 5.0%	OK
Welds	72.8 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	
GMNA	Calculated	

Plates

Name	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Status
CH	12.5	LE1	84.1	0.0	0.0	OK
D1	6.3	LE1	145.3	0.0	0.0	OK
D2	6.3	LE1	146.8	0.0	0.0	OK

Welds (Plastic redistribution)

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	$\tau_{ }$ [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Status
CH-w 1	D1	4.0	544	LE1	314.2	0.0	-27.9	-54.8	172.2	72.1	21.6	OK
CH-w 1	D2	4.0	544	LE1	316.9	0.0	29.3	55.0	-173.7	72.8	21.6	OK

Design data

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9 σ [MPa]
S 355	0.90	435.6	352.8

Εικόνα 8.20: Έλεγχοι σύνδεσης

Σύνδεση χαλύβδινων υποστυλωμάτων με τους λίθινους τοίχους

Στο μέσον τους τα υποστυλώματα θα είναι βλητρωμένα στους πέτρινους τοίχους. Στην πραγματικότητα, ο μεταλλικός σύνδεσμος καταπονείται κατά βάση σε αξονική δύναμη. Για αυτό, ο ορθότερος χαρακτηρισμός του είναι ότι δρα ως αγκύριο. Εν προκειμένω, επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί ένας μεταλλικός σύνδεσμος διαμέτρου 20mm.

Ως προς το κατασκευαστικό κομμάτι, αρχικά καθαιρείται ένα τμήμα της τοιχοποιίας, ενδεικτικών διαστάσεων 20cm κατά το μήκος και το ύψος του τοίχου και 25cm κατά το βάθος αυτού (depth = 25cm > 10*d_b = 20cm). Έπειτα, η περιοχή γεμίζει με ρητινούχο σκυρόδεμα, του οποίου ο χρόνος πήξης ποικίλει από λίγες ώρες έως μία μέρα, αναλόγως της σύνθεσης του. Στη συνέχεια, φτάνει στο χώρο του εργοταξίου, το κοίλο μεταλλικό υποστύλωμα – εν προκειμένω – το οποίο θα είναι προτρυπημένο, στο σημείο που θα μπει ο μεταλλικός σύνδεσμος. Ο μεταλλικός σύνδεσμος διαπερνά το μεταλλικό υποστύλωμα και τελικώς εμπηγνύεται στο ρητινούχο σκυρόδεμα. Το μήκος του μεταλλικού συνδέσμου εκτιμάται σε 50cm (25cm το βάθος εμπηξης στον τοίχο + 2cm το κενό μεταξύ υποστυλώματος και τοίχου + 20cm η διάσταση του υποστυλώματος + 3cm ανοχή). Ο μεταλλικός σύνδεσμος συγκολλάται στο μεταλλικό υποστύλωμα και όπου αλλού κρίνει ο κατασκευαστής. Μια τέτοια σύνδεση πλεονεκτεί στο κομμάτι του αισθητικού αποτελέσματος. Εναλλακτικά, θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν δύο ή και τέσσερις μεταλλικοί σύνδεσμοι διαστάσεων Φ14 ή Φ16, οι οποίοι θα συγκολληθούν πλευρικά του υποστυλώματος. Μέσω αυτής της λύσης, η ένταση των συνδέσμων κατανέμεται σε μεγαλύτερη περιοχή στον τοίχο και η συγκόλληση των συνδέσμων στο υποστύλωμα – δεδομένου ότι οι σύνδεσμοι έχουν μικρή διάμετρο – σύμφωνα με τους συγκολλητές επιτυγχάνεται ευκολότερα και ορθότερα. Αυτή η σύνδεση μπορεί να θεωρηθεί και ασφαλέστερη, καθώς αν αστοχήσει ο ένας σύνδεσμος, θα υπάρχει ο άλλος ή οι άλλοι που θα συνεχίζουν να αντιστέκονται.

Ακολουθεί η διαδικασία υπολογισμού της αντοχής του μεταλλικού συνδέσμου M20.

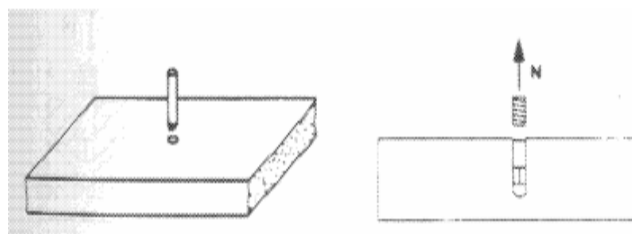
Δράση αγκυρίου

Οι πιθανοί τρόποι αστοχίας ενός αγκυρίου είναι τρεις και περιγράφονται ακολούθως:

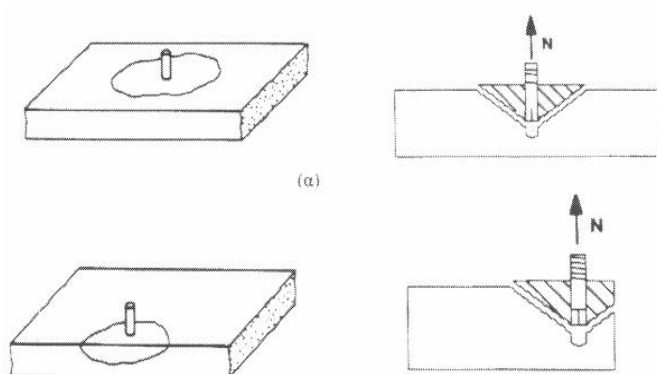
1^{ος} τρόπος αστοχίας: Οφείλεται σε διαρροή του χάλυβα

2^{ος} τρόπος αστοχίας: Οφείλεται σε απόσχιση ή διάρρηξη του σκυροδέματος

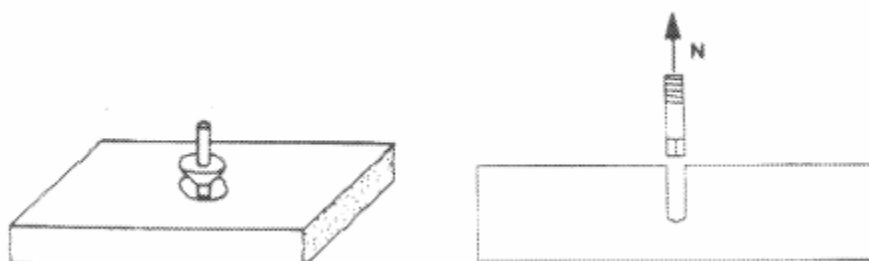
3^{ος} τρόπος αστοχίας: Οφείλεται σε ολίσθηση του αγκυρίου



Εικόνα 8.21: 1^{ος} τρόπος αστοχίας αγκυρίου



Εικόνα 8.22: 2^{ος} τρόπος αστοχίας αγκυρίου



Εικόνα 8.23: 3^{ος} τρόπος αστοχίας αγκυρίου

Για την εκτίμηση της αντοχής του αγκυρίου σε επίπεδο σχεδιασμού, εξετάζονται ξεχωριστά οι τρεις τύποι αστοχίας. Αν $N_{ud,a}$, $N_{ud,b}$, $N_{ud,c}$ είναι η τιμή σχεδιασμού για τους τρεις τρόπους αντίστοιχα, ισχύει ότι η τελική αντοχή δίνεται ως εξής:

$$N_{ud,final} = \min(N_{ud,a}, N_{ud,b}, N_{ud,c}) \quad (8.1)$$

Οι τύποι που ισχύουν δίνονται ακολούθως:

$$N_{ud,a} = A_s \cdot f_{yd} \quad (8.2)$$

Όπου:

A_s : το εμβαδόν διατομής του συνδέσμου

f_{yd} : η αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα

$$N_{ud,b} = (0.92 * \sqrt{f_{cd}} * l_b^2) / \gamma_c \quad (8.3)$$

Όπου:

f_{cd} : η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος

l_b : το μήκος αγκύρωσης

γ_c : ο συντελεστής ασφάλειας σκυροδέματος

$$N_{ud,c} = (\tau_r * \pi * l_b * d_0) / \gamma_m \quad (8.4)$$

Όπου:

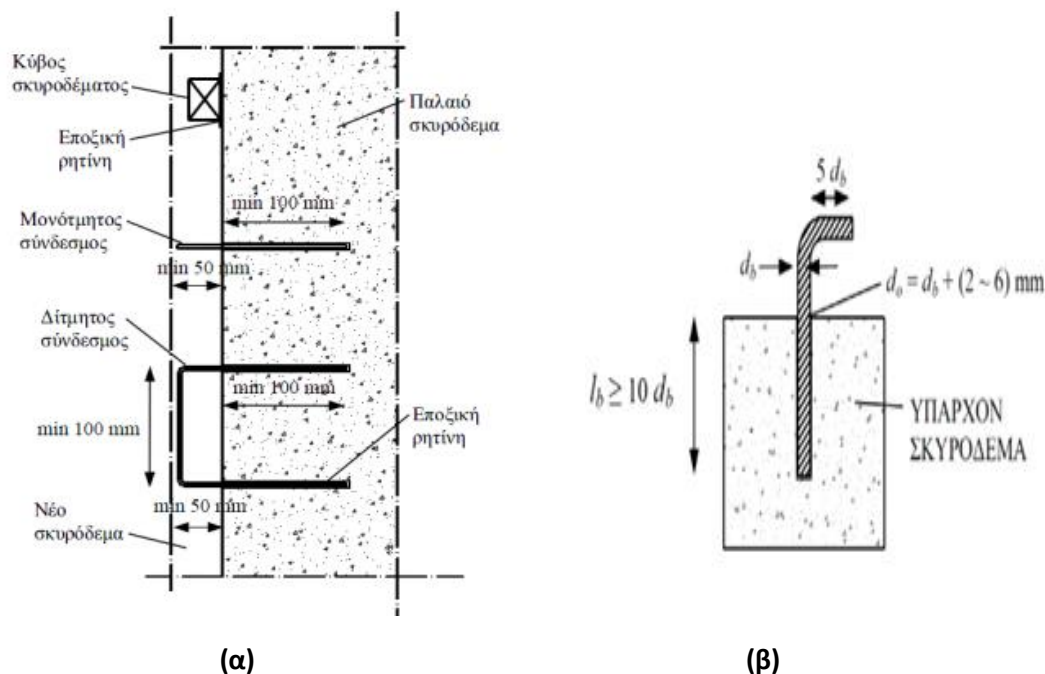
τ_r : η αντοχή συνάφειας του υλικού χημικής πάκτωσης με το σκυρόδεμα

l_b : το μήκος αγκύρωσης

d_0 : η διάμετρος της οπής που διανοίχτηκε στο σκυρόδεμα για την πάκτωση του αγκυρίου

γ_m : ο μέσος συντελεστής ασφάλειας των υλικών

Στην εικόνα 8.24 υπάρχουν ορισμένες κατασκευαστικές απαιτήσεις που θα πρέπει να τηρούνται και αποσαφηνίζονται ορισμένα μεγέθη που υπεισέρχονται στους ανωτέρω τύπους (πχ το d_0).



Εικόνα 8.24: (α) Τύποι διατμητικών συνδέσμων (β) Μονόμητο βλήτρο σχήματος Γ

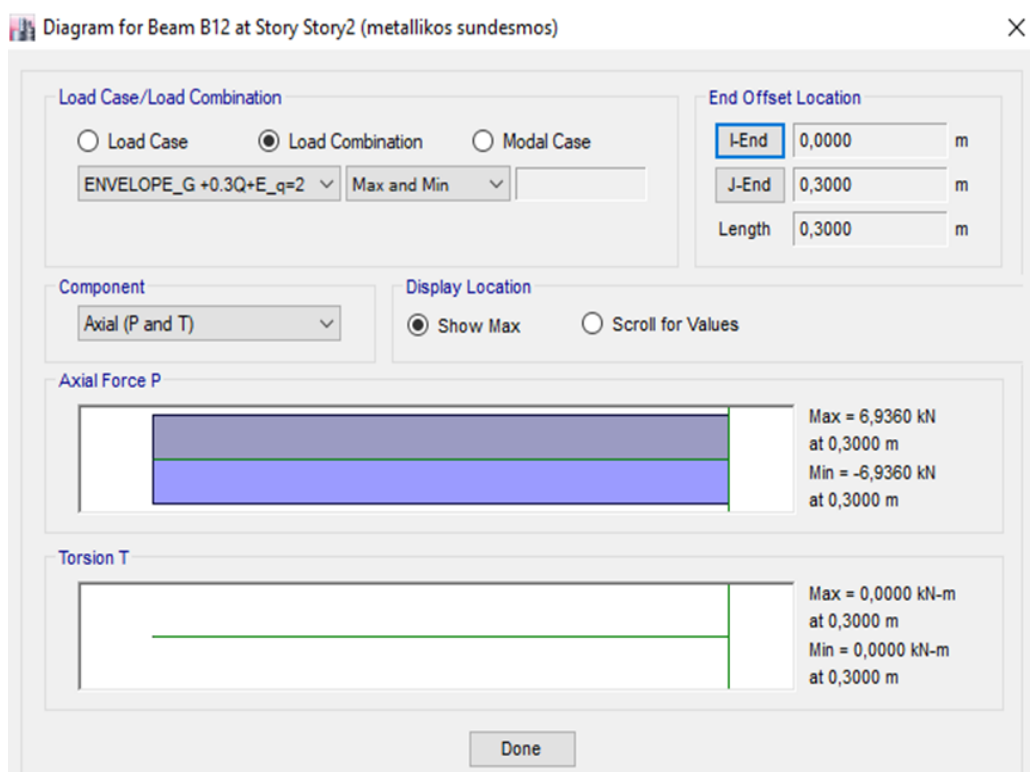
Αξιζει να τονιστεί, ότι αν και στις εικόνες 8.24 (α) και (β) αναφέρεται νέο σκυρόδεμα, η ίδια διαδικασία ακολουθείται και οι ίδιοι περιορισμοί πρέπει να ικανοποιούνται ακόμα και στην περίπτωση έμπηξης μεταλλικών συνδέσμων σε πέτρινους τοίχους.

Για τον υπολογισμό των παραπάνω, στήθηκε υπολογιστικό φύλλο excel, με τις εξής παραδοχές/επιλογές:

- $A_s = 314\text{mm}^2$ (για M20)
- $f_{cd} = 13.3\text{MPa}$ (για σκυρόδεμα C20/25)
- $f_{yd} = 435\text{MPa}$
- $\gamma_c = 1.50$
- $\gamma_m = 1.30$
- $l_b = 250\text{mm}$
- $\tau_r = 8\text{MPa}$ (για πολυεστερική ρητίνη)
- $c_p = 40\text{mm}$

Τελικώς, προέκυψε: $N_{ud,final} = 96.66\text{kN} > N_{ed,max} = 7\text{kN}$ (εικόνα 8.25).

Δράση αγκυρίου		
$N_{ud,a}$	136,6593	kN
$N_{ud,b}$	139,7985	kN
$N_{ud,c}$	96,66439	kN
$N_{ud,final}$	96,66439	kN



Εικόνα 8.25: Μέγιστη αξονική μεταλλικού συνδέσμου

9. ΚΟΣΤΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΣΚΕΛΕΤΟΥ

Το κόστος του μεταλλικού φορέα υπολογίστηκε προσεγγιστικά μέσω υπολογιστικού φύλλου excel. Τα αποτελέσματα συνοψίζονται στους κάτωθι πίνακες.

Πίνακας 9.1: Βάρος μεταλλικών υποστυλωμάτων

Υποστυλώματα				
Θέση	Διατομή	Μήκος (m)	G (kg/m)	B(kg)
K1	SHS 240*12.5	11,7	74,5	871,65
K2	SHS 240*12.5	11,7	74,5	871,65
K3	SHS 240*12.5	9,3	74,5	692,85
K4	SHS 200*12.5	9,3	72,3	672,39
K5	SHS 200*12.5	11,7	72,3	845,91
K6	SHS 200*12.5	11,7	72,3	845,91
K7	SHS 240*12.5	9,3	74,5	692,85
K8	SHS 240*12.5	9,3	74,5	692,85
K9	SHS 240*12.5	9,3	74,5	692,85
K10	SHS 240*12.5	9,3	74,5	692,85
K11	SHS 120*7.1	6,5	27,6	179,4
K12	SHS 120*7.1	6,5	27,6	179,4
Συνολικό βάρος υποστυλωμάτων				7930,56

Πίνακας 9.2: Βάρος μεταλλικών δοκών

Δοκάρια				
Θέση	Διατομή	Μήκος (m)	G (kg/m)	B (kg)
Δ1	IPE 240	1,3	30,7	39,91
Δ2	IPE 240	3,3	30,7	101,31
Δ3	IPE 220	3,3	26,2	86,46
Δ4	IPE 240	1,3	30,7	39,91
Δ5	IPE 240	3,3	30,7	101,31
Δ6	IPE 220	1,8	26,2	47,16
Δ7	IPE 240	1,1	30,7	33,77
Δ8	IPE 220	2,35	26,2	61,57
Δ9	IPE 220	1,8	26,2	47,16
Δ10	IPE 240	1,1	30,7	33,77
Δ11	IPE 220	2,35	26,2	61,57
Δ12	IPE 220	4,8	26,2	125,76
Δ13	IPE 220	4,8	26,2	125,76
Δ14	IPE 240	4,8	30,7	147,36
Δ15	IPE 220	6,55	26,2	171,61
Δ16	IPE 220	4,15	26,2	108,73
Δ17	IPE 220	4,15	26,2	108,73
Δ18	IPE 220	6,55	26,2	171,61
Δ19	IPE 220	4,15	26,2	108,73
Συνολικό βάρος δοκών ισογείου				1722,19
Συνολικό βάρος δοκών α' ορόφου				1722,19
Συνολικό βάρος δοκών ισογείου				1151,7

Δοκάρια δώματος				
Θέση	Διατομή	Μήκος (m)	G (kg/m)	B (kg)
Δ1	IPE 240	1,3	30,7	39,91
Δ4	IPE 240	1,3	30,7	39,91
Δ18	IPE 240	4,15	30,7	127,405
Δ20	IPE 240	4,15	30,7	127,405
Συνολικό βάρος				334,63

Σκάλες - βαθμιδοφόροι					
Θέσεις	Μήκη		Διατομή	G (kg/m)	B (kg)
	1ο τμήμα	2ο τμήμα			
Ισόγειο	3	2,4	UPN 240	33,2	358,56
Α' όροφος	2,65	2,3	UPN 240	33,2	328,68
Β' όροφος	2,6	2,2	UPN 240	33,2	318,72
Συνολικό βάρος					1005,96

Σκάλες - πλατύσκαλο				
Διαστάσεις		Διατομή	G (kg/m)	B (kg)
Lx (m)	Ly (m)			
1,2	1,25	UPN 240	33,2	162,68
Συνολικό βάρος όλων των πλατύσκαλων				488,04

Πίνακας 9.3: Βάρος χιαστί συνδέσμων ασανσέρ

Χιαστί σύνδεσμοι						
Θέσεις	Μήκος (m) μιας διαγωνίου			Διατομή	A(cm ²)	B(kg)
	Ισόγειο	A' όροφος	B' όροφος			
K7-K8	3,67	3,2	3	SHS 120*8	35,2	545,4557
K9-K10	3,67	3,2	3	SHS 120*8	35,2	545,4557
Συνολικό βάρος						1090,911

Συνολικά, το βάρος του μεταλλικού σκελετού, με μία προσαύξηση της τάξεως του 10%, ώστε να ληφθεί υπόψη και η αύξηση βάρους λόγω των συνδέσεων, ανέρχεται στους 17tn.

Το άθροισμα των επιφανειών, στις οποίες θα τοποθετηθούν μεταλλικά μέλη – δηλαδή οι επιφάνειες του ισόγειου, του α' και β' ορόφου και του δώματος – ισούται με 143m².

Τελικά, η ανηγμένη ποσότητα χάλυβα ανά επιφάνεια ανέρχεται σε 118kg/m², η οποία κρίνεται εύλογη τιμή.

Αναφορικά με το κόστος του μεταλλικού σκελετού, εκτιμάται στις 34.000€, έχοντας λάβει ότι ένας τόνος (tn) δομικού χάλυβα S355 κοστίζει 2000€.

Να αναφερθεί, ότι το κόστος των τσιμεντενέσεων εκτιμάται να είναι κρισιμότερο, καθώς δεν μπορεί να γίνει μια προεκτίμηση του ενέματος που θα χρειαστεί. Οι τσιμεντενέσεις αξιολογούνται ως μια ακριβή λύση, η οποία όμως δίνει υψηλό αισθητικά αποτέλεσμα. Μια οικονομικότερη λύση θα ήταν η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος (ganite), η οποία θα κάλυπτε πλήρως τους υπάρχοντες τοίχους, κάτι που δεν ήταν επιθυμητό από τους αρχιτέκτονες του έργου.

10. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΘΕΜΑΤΑ ΠΡΟΣ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

Ολοκληρώνοντας τη διαδικασία σχεδιασμού, ανάλυσης και διαστασιολόγησης του προστιθέμενου μεταλλικού σκελετού, εξήχθησαν ορισμένα βασικά συμπεράσματα, τα οποία παρατίθενται επιγραμματικά ακολούθως.

- 1) Η ενίσχυση και αποκατάσταση ιστορικών κτιρίων μέσω μεταλλικών μελών ή και μεταλλικού φορέα εν συνόλω, ικανοποιεί τις ποιοτικές και ποσοτικές απαιτήσεις σε επίπεδο φέρουσας ικανότητας του δομήματος, αλλά και βιωσιμότητας στα πλαίσια ενός αιεφόρου σχεδιασμού.
- 2) Η τελική αντοχή του συνόλου ελέγχεται τόσο από τα μεταλλικά μέλη, όσο και από την ίδια την τοιχοποιία.
- 3) Η χρήση μεταλλικών μελών είναι αναστρέψιμη, με σεβασμό στις θεμελιώδεις αρχές των μνημείων.
- 4) Για τη διαστασιολόγηση των στοιχείων του μεταλλικού σκελετού, κρίσιμοι ήταν οι σεισμικοί συνδυασμοί. Κάτι τέτοιο αξιολογείται ως λογικό και αναμενόμενο, δεδομένης της μάζας του δομήματος. Το κτίριο λόγω των τοίχων από φέρουσα τοιχοποιία έχει μεγάλη μάζα, οπότε αναπτύσσει μεγάλες αδρανειακές δυνάμεις κατά τη μετακίνηση του εδάφους.
- 5) Αναφορικά με την επιλογή των διατομών των μεταλλικών μελών, στόχος ήταν η χρήση ίδιων διατομών για κάθε ομάδα δομικών μελών (πχ για τα υποστυλώματα). Κάτι τέτοιο δεν υιοθετήθηκε εν τέλει, καθώς κρίθηκε σημαντικότερη η βέλτιστη εκμετάλλευση των μελών και κατ' επέκταση η ελάττωση της ποσότητας του χάλυβα που θα απαιτηθεί. Όπως αποδείχθηκε, οι δυο παραπάνω παράμετροι είναι αλληλοσυγκρουόμενες.
- 6) Συγκρίνοντας τις τιμές των ιδιοπεριόδων του αρχικού φορέα προ καταρρεύσεων και του ενισχυμένου φορέα, προκύπτει το συμπέρασμα ότι ο ενισχυμένος φορέας είναι πιο δύσκαμπτος.
- 7) Σημαντικά στοιχεία για την ικανοποιητική συμπεριφορά κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία είναι η ύπαρξη διαφραγμάτων στις στάθμες των ορόφων και η ισχυρή σύνδεση μεταξύ εγκάρσιων φέροντων τοίχων. Η δημιουργία ή η ενίσχυση διαφραγμάτων βελτιώνει τη μεταβίβαση των σεισμικών δυνάμεων στους τοίχους που είναι παράλληλοι στη σεισμική φόρτιση, ανακουφίζοντας ταυτόχρονα τους κάθετους τοίχους που καταπονούνται εκτός επιπέδου. Από την άλλη πλευρά, η σύνδεση των εγκάρσιων τοίχων αποτρέπει την εκδήλωση τοπικών μηχανισμών αστοχίας με αποκόλληση των τμημάτων της κατασκευής, κλπ.

Επισημαίνεται, ότι σε ένα δόμημα 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 και iv) τη θεμελίωση.

Υπό αυτό το πρίσμα, για την ολοκληρωμένη επίλυση και την πλήρη προσέγγιση του παρόντος θέματος, καλό θα ήταν να γίνουν κάποιοι πρόσθετοι έλεγχοι, διευρενήσεις και αναλύσεις.

Αρχικά, ωφέλιμο θα ήταν, εάν γινόταν κάποια πειραματική διερεύνηση των δομικών στοιχείων της υφιστάμενης τοιχοποιίας, ώστε να αιτιολογηθούν ή και να διορθωθούν οι παραδοχές που έγιναν ως προς τα μηχανικά της χαρακτηριστικά.

Ένα θέμα προς διερεύνηση, θα μπορούσε να ήταν η αριθμητική επίλυση του κτιρίου με τα ακριβώς προσδιοριζόμενα μηχανικά χαρακτηριστικά, σε συνδυασμό με δοκιμή ενός ομοιώματος αυτού υπό κλίμακα πχ σε μία σεισμική τράπεζα.

Όπως είναι γνωστό, τα αίτια που προκαλούν βλάβες σε κατασκευές διακρίνονται σε ενδογενή και εξωγενή. Ένας πολύ σημαντικός παράγοντας όμως που γίνεται αιτία για τη δημιουργία βλαβών στις κατασκευές είναι και το έδαφος. Η θεμελίωση ενός κτιρίου έχει ουσιώδη συνεισφορά στην απόκριση του κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος. Στο κτίριο δεν εντοπίστηκαν βλάβες οι οποίες να αποδίδονται στο έδαφος θεμελίωσης ή σε ανεπάρκεια πεδίων. Για αυτό το λόγο, σχετικές διερευνήσεις παραλήφθηκαν. Επίσης, περιπτώσεις ολόσωμης καθίζησης δε συνηθίζονται σε λίθινα κτίρια. Παρόλα αυτά, για λόγους πληρότητας θα ήταν χρήσιμο να διερευνηθεί ο τρόπος θεμελίωσης και να ενισχυθεί αυτή, εφόσον κριθεί αναγκαίο. Εάν διατίθενται εδαφοτεχνική μελέτη σε όμορο κτίριο, τότε μπορεί να ληφθεί υπόψη.

Η εξέταση και εναλλακτικών τρόπων ενίσχυσης του εξεταζόμενου δομήματος θα ήταν επίσης μία καλή ιδέα προς μελέτη, ώστε να οριστούν τα θετικά και τα αρνητικά στοιχεία κάθε προτεινόμενης επέμβασης.

Η απόκριση του δομήματος μέσω μη γραμμικής θεωρίας είτε για τα υλικά είτε για τη συμπεριφορά των διεπιφανειών μεταξύ διαφορετικών υλικών, λαμβάνοντας κατάλληλο διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων θα είχε εξαιρετικό ενδιαφέρον σε θεωρητικό επίπεδο βέβαια. Το παραπάνω θέμα δεν έχει μελετηθεί σε βάθος σύμφωνα με τη μελετώμενη βιβλιογραφία. Ο ΚΑΔΕΤ παραθέτει στοιχεία περί αυτού τα οποία συνοψίζονται εν συνεχεία. Σε περίπτωση τελικής εφαρμογής ανελαστικής ανάλυσης, πρέπει να προηγείται η ελαστική, με στόχο να εντοπιστούν οι περιοχές που αναμένεται συγκέντρωση παραμορφώσεων. Σε αυτές τις θέσεις, πρέπει να προβλεφθεί η τοποθέτηση κατάλληλων ανελαστικών ιδιοτήτων στο προσομοίωμα. Επιπλέον, επισημαίνεται ότι για την πρόβλεψη της εκτός επιπέδου συμπεριφοράς λόγω των σεισμικών φορτίων σε τοίχους εγκάρσια προς τη διεύθυνση του σεισμού απαιτείται χωρική προσομοίωση με στοιχεία που έχουν τη δυνατότητα μεταφορικών και στροφικών βαθμών ελευθερίας (πχ στοιχεία κελύφους ή παχιάς πλάκας). Για αυτά τα στοιχεία ενδέχεται να είναι δυσχερής ή αδύνατη η επίτευξη σύγκλισης πέραν του σταδίου της εφελκυστικής ρηγματώσεως. Η προσομοίωση της ανελαστικότητας σε αυτές τις περιπτώσεις, μπορεί να λαμβάνει υπόψη τουλάχιστον την περιγραφή προβλημάτων μονόπλευρης ή αμφίπλευρης επαφής, όπως για παράδειγμα σε σημεία αλληλεπίδρασης διαφορετικών υλικών πχ έδαφος με τοιχοποιία, ξύλο –

μέταλλο με τοιχοποιία κλπ, με τη βοήθεια ανελαστικών ελατηριακών συνδέσμων μεταξύ ανόμοιων υλικών ή στοιχείων διάκενου.

Από τη βιβλιογραφική ανασκόπηση, το Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος του Α.Π.Θ έχει αναπτύξει ένα μικρομοντέλο πεπερασμένων στοιχείων για τη μη γραμμική ανάλυση δίσκων τοιχοποιίας υπό τυχούσα φόρτιση, έως το σημείο αστοχίας. Το μοντέλο διακριτοποιεί χωριστά κάθε πλίνθο και κάθε αρμό κονιάματος σε επί μέρους επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία και είναι σε θέση να αποδώσει με ικανοποιητική ακρίβεια την απόκριση και την εξέλιξη των βλαβών σε δομικά στοιχεία τοιχοποιίας υπό τυχούσα επίπεδη φόρτιση. Το πρόγραμμα χρειάζεται ως δεδομένα, γεωμετρικά στοιχεία και τις μηχανικές ιδιότητες των επί μέρους υλικών. Έχοντας αυτά, μπορεί να προσδιορίσει όλα τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας εν συνόλω. Καθίσταται σαφές, ότι το εν λόγω πρόγραμμα εμβαθύνει στην ακριβέστερη προσομοίωση του μη ομοιογενούς υλικού της τοιχοποιίας. Επομένως, ο εξεταζόμενος φορέας θα μπορούσε να επανεπιλυθεί σε επόμενη φάση με το προαναφερόμενο ή κάποιο παρόμοιας λογικής πρόγραμμα.

Τέλος, ένα ερώτημα που χρήζει απάντησης είναι το κατά πόσο και με ποιο τρόπο θα πρέπει το διπλανό, ετοιμόρροπο κτίσμα να ενισχυθεί, ώστε να μη δράσει κατά του μελετώμενου.

11. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Ι. Βάγιας (2003), “Σιδηρές Κατασκευές, Ανάλυση και Διαστασιολόγηση”, εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- [2] Ι. Βάγιας (2010), “Σύμμικτες Κατασκευές από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα”, εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- [3] Κ. Σπυράκος (2004), “Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία”, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Αθήνα
- [4] Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος, Ε. Βιντζηλαίου (2021), “Προχωρημένη Μηχανική της Τοιχοποιίας”, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα
- [5] Χ. Γαντές, “Σχεδιασμός κόμβων μεταλλικών κατασκευών”, Επιστημονικό σεμινάριο με θέμα “Χαλύβδινες και Σύμμικτες κατασκευές”, Μυτιλήνη (2009)
- [6] EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, “Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές”, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002
- [7] EN1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, “Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές”, Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις – φορτία χιονιού, CEN, Ιούλιος 2003
- [8] EN1993-1-3, Ευρωκώδικας 3, “Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα”, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
- [9] Ν. Θανόπουλος (2007), “Τα αθηναϊκά μνημειακά κτίρια του 19^{ου} αιώνα και των αρχών του 20^{ου} αιώνα με διερεύνηση της κατασκευαστικής και στατικής μεθοδολογίας (1834 - 1916)”, τόμος Β, Αθήνα
- [10] Α. Σκουμπουρδή, “Ψυρρή, η γειτονιά των ηρώων”, εκδόσεις Πατάκη (3^η έκδοση)
- [11] Χ. Αγγελιδάκης, “Διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς διατηρητέου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα πριν και μετά την ενίσχυσή του (Μέγαρο Φυτάκη)”, Μεταπτυχιακή εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα, 2014
- [12] Α. Πηλιχός, “Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας και ενίσχυση διατηρητέου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με χρήση μεταλλικών στοιχείων και σύνθετων υλικών” Διπλωματική εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα, 2021
- [13] Μ. Σωτηρόπουλος, “Ανακατασκευή σεισμόπληκτης παραδοσιακής κατοικίας με χρήση χάλυβα και οπλισμένου σκυροδέματος” Διπλωματική εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα, 2020
- [14] Σ. Πατσιούρα, “Η αρχιτεκτονική κληρονομιά στην περιοχή του Ψυρρή” Διπλωματική εργασία, Τ.Ε.Ι. Πειραιά – Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Δομικών Έργων, Αθήνα, 2009

- [15] Χ. Συμελά' Διαφραγματική λειτουργία πατωμάτων σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία'', Μεταπτυχιακή διατριβή, Εργαστήριο Εφαρμοσμένης Μηχανικής, Χανιά, 2008
- [16] R.G. Ogden, R. Henley "Connections between steel and other materials" (1996)
- [17] Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. "Τεχνικό εγχειρίδιο χαλυβδόφυλλου Symdeck 73"
- [18] Ο.Α.Σ.Π – Σ.Π.Μ.Ε. (2001): Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000)
- [19] Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ), Μάρτιος 2019
- [20] Μ. Alexoudi, Κ. Karavelas "Rehabilitation cost for 3 listed buildings in Thessaloniki", Conference paper, 2018
- [21] Wassem Khan, Saleem Akhtar, Aslaam Hussain, "Rehabilitation of Concrete and Masonry Structures", Conference paper, 2019
- [22] Saulo Lopez, Michele D' Amato, Luis Ramos, Michelangelo Laterza, Paulo B. Lourenco "Simplified Formulations for Estimating the main frequencies of Ancient Masonry Churches", Article, 2019
- [23] Καραντώνη Φ. "Διερεύνηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς των Νεοελληνικών Κτιρίων από Φέρουσα Τοιχοποιία'', Conference paper, 2007
- [24] "Κτίρια – παγίδες στο κέντρο της Αθήνας: Ο δομικός πολιτισμός υπό κατάρρευση'', Άρθρο από εφημερίδα "Καθημερινή"
- [25] "Μέρος ΙΙ: Παρουσίαση του Ευρωκώδικα 6 μέρος 1-1 (1995) σχεδιασμός κτιρίων από τοιχοποιία'', ΤΕΕ
- [26] Stephen Hicks (2008), "EN 1994 – Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures'', Brussels
- [27] Linda Giresini, Claudia Capasulla, Pietro Croce, (2021), "Environmental and economic impact of retrofitting techniques to prevent out-of-plane failure modes of unreinforced masonry buildings"
- [28] Angeliki Papalou (2013), "Strengthening of masonry structures using steel frames'', International Journal of Engineering and Technology
- [29] Filip Van Rickstat, "Grout injection of masonry: scientific approach and modelling'', PhD Thesis
- [30] Χ. Σπανός, Μ. Σπιθάκης, Κ. Τρέζος, "Μέθοδοι για την επιτόπου αποτίμηση των χαρακτηριστικών των υλικών'', ΤΕΕ, 2001
- [31] Χ. Ιγνατάκης, Κ. Στυλιανίδης, "Κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία: κανονισμός, βλάβες, αποκατάσταση'', Σεμινάριο μικρής διάρκειας, ΤΕΕ, Τμήμα Κεντρικής Μακεδονίας

[32] Ziga Unuk, Miroslav Premrov, Vesna Zegarac, (2019) “Timber floors and strengthening techniques (illustrated with a numerical example)”

Ιστότοποι

[1] www.ΥΠΕΧΩΔΕ.gr

[2] <https://www.structuremag.org/?p=8072>

[3] <https://www.mnhs.org/millcity>

[4] <https://www.archdaily.com/251389/convent-de-sant-francesc>

[5] <http://5a.arch.ntua.gr/project/1140/1344>