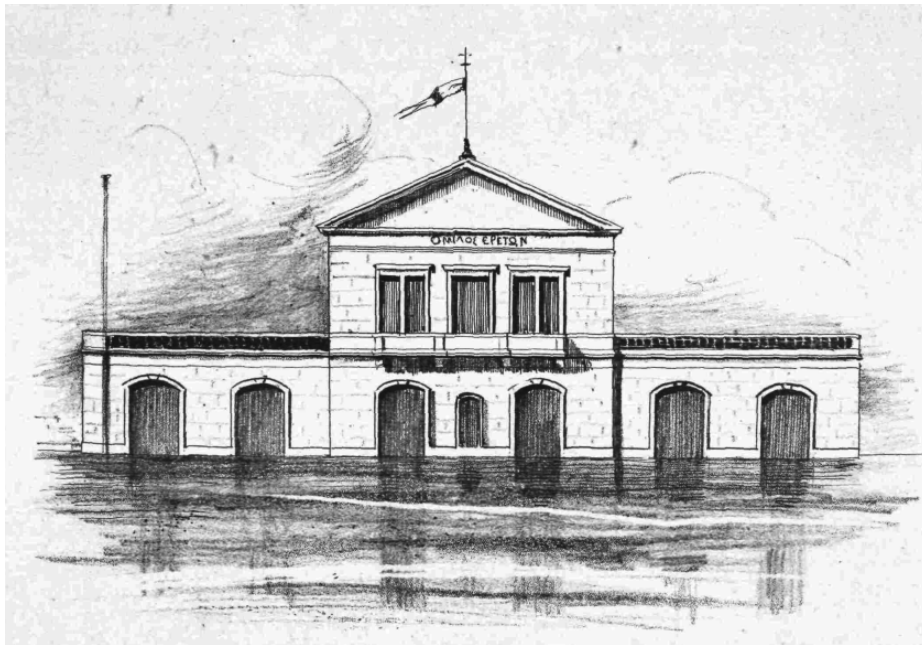




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ, ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ
ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΟ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΟ ΚΤΗΡΙΟ ΤΟΥ
ΟΜΙΛΟΥ ΕΡΕΤΩΝ ΣΤΟΝ ΠΕΙΡΑΙΑ



ANNA ΜΑΚΡΥΚΩΣΤΑ
ΠΑΝΑΓΙΩΤΑ ΘΕΟΔΩΡΟΠΟΥΛΟΥ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΜΚ ΔΕ 2020 35

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΧΑΡΗΣ ΓΑΝΤΕΣ, Καθηγητής ΕΜΠ

ΣΥΝΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΑΝΔΡΕΑΣ ΣΠΗΛΙΟΠΟΥΛΟΣ, Επιστημονικός Συνεργάτης ΕΜΠ

Αθήνα, Νοέμβριος 2020



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ, ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ
ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ ΓΙΑ ΤΟ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΟ ΚΤΗΡΙΟ ΤΟΥ
ΟΜΙΛΟΥ ΕΡΕΤΩΝ ΣΤΟΝ ΠΕΙΡΑΙΑ

ΑΝΝΑ ΜΑΚΡΥΚΩΣΤΑ
ΠΑΝΑΓΙΩΤΑ ΘΕΟΔΩΡΟΠΟΥΛΟΥ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΜΚ ΔΕ 2020 35

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΧΑΡΗΣ ΓΑΝΤΕΣ, Καθηγητής ΕΜΠ

ΣΥΝΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΑΝΔΡΕΑΣ ΣΠΗΛΙΟΠΟΥΛΟΣ, Επιστημονικός Συνεργάτης ΕΜΠ

Αθήνα, Νοέμβριος 2020

Copyright © Άννα Μακρυκώστα Παναγιώτα Θεοδωροπούλου, 2020
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, 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 των συγγραφέων. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, 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 τις συγγραφείς.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων των συγγραφέων (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Anna Makrykosta Panagiota Theodoropoulou, 2020
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 authors. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its authors.

Approval of this diploma 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 authors contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Φωτογραφία εξωφύλλου: Το κτηρίο του «Ομίλου Ερετών», όπως αρχικά σχεδιάστηκε από τον αρχιτέκτονα Μαρτάκη και τον μηχανικό δήμου Πειραιώς Γ. Ζίζηλα. (πηγή: Περ. *Αττικόν Μουσείον*, έτος Δ', τεύχ. 4 (31/8/1891), Αθήνα, 42)

Άννα Μακρυκώστα Παναγιώτα Θεοδωροπούλου (2020)
Αποτύπωση, αποτίμηση και προτάσεις επεμβάσεων για το διατηρητέο κτήριο του Ομίλου
Ερετών στον Πειραιά
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020 35
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Anna Makrykosta Panagiota Theodoropoulou (2020)
Imprinting, assessment and proposals for interventions to the listed building of "Omilos
Ereton" in Piraeus
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020 35
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece.

Ευχαριστίες

Με την παρούσα διπλωματική εργασία ολοκληρώνεται ο κύκλος φοίτησής μας στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Με την αφορμή αυτή, θα θέλαμε να εκφράσουμε τις ευχαριστίες μας σε όλους όσους συνέβαλαν, άμεσα ή έμμεσα, στην αποπεράτωση αυτής της προσπάθειας.

Πρωτίστως, θα θέλαμε να εκφράσουμε την ευγνωμοσύνη μας στον επιβλέποντα της διπλωματικής εργασίας, κ. Χάρη Γαντέ, και στον συνεπιβλέποντα, κ. Ανδρέα Σπηλιόπουλο, για την ανάθεση του ενδιαφέροντος αυτού θέματος και τη στήριξη που μας παρείχαν. Ευχαριστούμε ιδιαίτερα για την επίβλεψη, την καθοδήγηση και την πολύτιμη αρωγή τους, κατά την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας, καθώς και για την εμπιστοσύνη που μας έδειξαν.

Επιπλέον, ευχαριστούμε θερμά τα μέλη και το προσωπικό του Ομίλου Ερετών για τη βοήθειά τους κατά τις επισκέψεις μας στον Όμιλο, αλλά και για την προσφορά σημαντικών ιστορικών στοιχείων του αρχείου του Ομίλου, τα οποία έθεσαν τα θεμέλια για την έρευνά μας.

Τέλος, εκφράζουμε τη βαθύτατη ευγνωμοσύνη μας στις οικογένειές μας και τους φίλους μας, που αποτέλεσαν συνοδοιπόρους και υποστηρικτές μας, καθ' όλη την περίοδο εκπόνησης της εργασίας αυτής.

Άννα & Πένυ
Αθήνα, Νοέμβριος 2020

*ἄ γὰρ δεῖ μαθόντας ποιεῖν,
ταῦτα ποιοῦντες μανθάνομεν.*

Αριστοτέλης, Ἠθικὰ Νικομάχεια



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2020 35

Αποτύπωση, αποτίμηση και προτάσεις επεμβάσεων για το διατηρητέο κτήριο του Ομίλου Ερετών στον Πειραιά

Άννα Μακρυκώστα
Παναγιώτα Θεοδωροπούλου

Επιβλέπων: Χάρης Γαντές, Καθηγητής ΕΜΠ
Συνεπιβλέπων: Ανδρέας Σπηλιόπουλος, Επιστημονικός Συνεργάτης ΕΜΠ
Νοέμβριος 2020

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στο πλαίσιο της ολοκλήρωσης του προπτυχιακού κύκλου των σπουδών της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί η αποτύπωση, η αναγνώριση των φάσεων κατασκευής, ο προσδιορισμός των φθορών και των βλαβών και η αποτίμηση της συμπεριφοράς ενός διατηρητέου κτηρίου υπό κατακόρυφα και οριζόντια φορτία. Στόχος είναι η καταγραφή προτάσεων επεμβάσεων στον φέροντα οργανισμό του κτηρίου, με σκοπό την αποκατάσταση των φθορών και την ενίσχυση του δομήματος, διαφυλάττοντας παράλληλα τα ιστορικά και αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά του.

Το υπό μελέτη κτήριο είναι ο Όμιλος Ερετών, ο οποίος αποτελεί κωπηλατικό όμιλο και συνιστά το αρχαιότερο εν δράσει αθλητικό σωματείο στην Ελλάδα, καθώς ιδρύθηκε το 1885. Οι εγκαταστάσεις του Ομίλου βρίσκονται στον λιμένα Ζέας στον Πειραιά και η κατασκευή τους ξεκίνησε το 1891. Πρόκειται για διώροφο κτήριο, του οποίου ο φέρον οργανισμός αποτελείται πρωτίστως από φέρουσα τοιχοποιία. Κατά το πέρασμα των χρόνων, έγιναν προσθήκες και επεμβάσεις στο κτήριο, μεταβάλλοντας έτσι διαρκώς το δομικό του σύστημα. Λόγω της χρήσης των εγκαταστάσεων ως νεωσοίκων, το κτήριο είναι θεμελιωμένο μέσα στη θάλασσα.

Πρώτο στάδιο στην εκπόνηση της εργασίας αποτέλεσε η συλλογή στοιχείων σχετικά με το ιστορικό υπόβαθρο του Ομίλου Ερετών, τόσο ως προς την πορεία του όσο και ως προς τις φάσεις κατασκευής των εγκαταστάσεών του. Ακολούθησε η αποτύπωση του φέροντος οργανισμού, καθώς και των αρχιτεκτονικών στοιχείων της κατασκευής και η δημιουργία των αντίστοιχων ηλεκτρονικών σχεδίων. Η σημερινή κατάσταση και η παθολογία της κατασκευής αποτυπώθηκαν σε σχέδια και περιλαμβάνεται φωτογραφική τεκμηρίωση αυτών. Στη συνέχεια, υλοποιήθηκε γραφικά το τρισδιάστατο προσομοίωμα του κτηρίου σε περιβάλλον Revit και SOFiPLUS. Η μέθοδος ανάλυσης του φορέα που επιλέχθηκε είναι η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, η οποία πραγματοποιήθηκε στο υπολογιστικό πρόγραμμα SOFiSTiK. Βάσει των αποτελεσμάτων της ανάλυσης, αξιολογήθηκε η φέρουσα ικανότητα του υφιστάμενου δομήματος. Σε επόμενο στάδιο, παρουσιάστηκαν προτάσεις επεμβάσεων στο κτήριο για την αποκατάστασή του, όπου απαιτείται, καθώς και για τη σεισμική θωράκισή του. Οι επεμβάσεις ενίσχυσης προτάθηκε να υλοποιηθούν με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται η όψη του κτηρίου και οι εσωτερικοί χώροι του σε μεγάλο βαθμό, σύμφωνα με τις διατάξεις των κανονισμών (KAN.ΕΠΕ. και Ευρωκώδικες).



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2020 35

**Imprinting, assessment and proposals for interventions to the listed building
of "Omilos Ereton" in Piraeus**

**Anna Makrykosta
Panagiota Theodoropoulou**

Supervisor: Professor Charis Gantes
Co-supervisor: Andreas Spiliopoulos, Scientific Associate
November 2020

Abstract

The present Diploma Thesis was implemented in the framework of the undergraduate course of School of Civil Engineering at National Technical University of Athens. The object of this dissertation is the imprinting, the identification of the construction phases, the specification of the damages and the ravages of ageing and the evaluation of the behavior of a preserved building, under vertical and horizontal loads. The final objective of this study, is to record proposals for interventions in the load bearing structure of the building, in order to repair the damage and strengthen the structure, while preserving its historical and architectural features.

The building under study is called "Omilos Ereton" or else Ereton Club, which is a rowing club. It constitutes the oldest active sports club in Greece, as it was founded in 1885. The Club's facilities are located in the port of Zeas in Piraeus and their construction began in 1891. It is a two-storey building, the load bearing structure of which consists primarily of load-bearing masonry. Over the years, additions and interventions were made to the building, thus constantly changing its structural system. Due to the use of the facilities as boathouse, the building is founded on the sea.

The first stage in the elaboration of the study was the collection of data concerning the historical background of "Omilos Ereton", both in terms of its course and also the construction phases of its facilities. This was followed by a complete description of the load bearing system as well as the architectural features of the structure. Additionally, designs and photographic documentation of the current condition and the pathology of the construction were generated. Then, the 3D simulation of the building in Revit and SOFiPLUS environment was graphically implemented. The analysis of the building was conducted by applying the linear-elastic dynamic analysis method (response spectrum analysis). The analysis was implemented at the 3D model of the existing building by using SOFiSTiK Software. Based on the results of the analysis, the load bearing capacity of the existing structure was assessed. Then proposals for repairing and reconstruction techniques, required for the restoration and the strengthening of the building against earthquakes, were presented. Finally, it was proposed that the reinforcement interventions be implemented in such a way that the appearance of the building and its interior spaces are not affected to a large extent, in accordance with the provisions of the regulations (CODE OF STRUCTURAL INTERVENTIONS and Eurocodes).

Περιεχόμενα

1	Εισαγωγή	1
1.1	Γενικά στοιχεία για τον λιμένα Ζέας	1
1.1.1	Ιστορική εξέλιξη του λιμένα Ζέας	1
1.1.2	Οι νεώσοικοι στο λιμάνι της Ζέας	4
1.2	Ιστορική αναδρομή του Ομίλου Ερετών	6
2	Περιγραφή του υπό μελέτη κτηρίου	9
2.1	Θέση και περιβάλλον χώρος του κτηρίου	9
2.2	Μορφή και γεωμετρία του κτηρίου	10
2.2.1	Γενικά χαρακτηριστικά κτηρίου	10
2.2.2	Αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά όψεων	16
2.3	Φάσεις κατασκευής του κτηρίου-Τροποποιήσεις του φέροντος οργανισμού	20
2.3.1	Πρώτη φάση κατασκευής	20
2.3.2	Δεύτερη φάση κατασκευής	21
2.3.3	Τρίτη φάση κατασκευής	23
2.3.4	Τέταρτη φάση κατασκευής	25
2.3.5	Πέμπτη φάση κατασκευής	28
3	Σχεδίαση του κτηρίου στο πρόγραμμα Revit	33
3.1	Προσομοίωση φάσεων κατασκευής	34
4	Παθολογία κτηρίου	37
4.1	Γενική παθολογία του δομήματος	37
4.2	Κατακόρυφα στοιχεία	38
4.2.1	Εξωτερική όψη προς οδό (Βόρεια εξωτερική όψη)	38
4.2.2	Ανατολική εξωτερική όψη	41
4.2.3	Εξωτερική όψη προς θάλασσα (Νότια εξωτερική όψη)	45
4.2.4	Δυτική εξωτερική όψη	47
4.2.5	Εσωτερική όψη ισογείου προς οδό (Βόρεια εσωτερική όψη)	49
4.2.6	Ανατολική εσωτερική όψη ισογείου	49
4.2.7	Εσωτερική όψη ισογείου προς θάλασσα (Νότια εσωτερική όψη)	50
4.2.8	Δυτική εσωτερική όψη ισογείου	51
4.2.9	Εσωτερικοί διαχωριστικοί τοίχοι ισογείου	51
4.3	Οριζόντια στοιχεία	53
4.3.1	Οροφή ισογείου	53
4.3.2	Οροφή ανωγείου	56
4.3.3	Εξώστης-μπαλκόνι	56
4.3.4	Μη βατό Δώμα	57

5	Προσομοίωση και ανάλυση του φορέα στο πρόγραμμα SOFiSTiK	59
5.1	Προσομοίωση κατασκευής	59
5.1.1	Φέρουσα τοιχοποιία	59
5.1.2	Πλάκες	60
5.1.3	Δοκοί	60
5.1.4	Υποστυλώματα	60
5.1.5	Μέλη δικτυωμάτων	60
5.1.6	Θεμελίωση	60
5.1.7	Κινηματικές δεσμεύσεις	61
5.2	Υλικά	62
5.2.1	Αργολιθοδομή	62
5.2.2	Τσιμεντολιθοδομή	66
5.2.3	Οπτοπλινθοδομή	66
5.2.4	Οπλισμένο σκυρόδεμα	66
5.2.5	Δομικός χάλυβας	68
5.2.6	Αλουμίνιο	68
5.3	Δράσεις και Συνδυασμοί δράσεων	68
5.3.1	Κατακόρυφες δράσεις	68
5.3.2	Χιόνι	73
5.3.3	Σεισμός	76
5.3.4	Άνεμος	76
5.3.5	Συνδυασμοί δράσεων	76
5.4	Μέθοδος ανάλυσης	77
6	Αποτελέσματα ανάλυσης και έλεγχος επάρκειας του υφιστάμενου κτηρίου	81
6.1	Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης	81
6.2	Έλεγχοι φέρουσας αργολιθοδομής	82
6.2.1	Έλεγχος αργολιθοδομής σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς (M_{xx})	84
6.2.2	Έλεγχος αργολιθοδομής σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς (M_{yy})	89
6.2.3	Έλεγχος αργολιθοδομής σε εντός επιπέδου διάτμηση	97
6.2.4	Συμπεράσματα – Σχολιασμός αποτελεσμάτων	103
6.3	Έλεγχοι φέρουσας τσιμεντολιθοδομής	104
6.3.1	Έλεγχος τσιμεντολιθοδομής σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς (M_{xx})	104
6.3.2	Έλεγχος τσιμεντολιθοδομής σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς (M_{yy})	107
6.3.3	Έλεγχος τσιμεντολιθοδομής σε εντός επιπέδου διάτμηση	110
6.3.4	Συμπεράσματα – Σχολιασμός αποτελεσμάτων	112
6.4	Έλεγχοι φέρουσας οπτοπλινθοδομής	113
6.4.1	Έλεγχος οπτοπλινθοδομής σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς (M_{xx})	113
6.4.2	Έλεγχος οπτοπλινθοδομής σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς (M_{yy})	114
6.4.3	Έλεγχος οπτοπλινθοδομής σε εντός επιπέδου διάτμηση	115
6.4.4	Συμπεράσματα – Σχολιασμός αποτελεσμάτων	116

6.5	Έλεγχοι φερόντων στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα	117
6.5.1	Έλεγχος επάρκειας δοκών	118
6.5.2	Έλεγχος επάρκειας υποστυλωμάτων	126
6.5.3	Έλεγχος επάρκειας πλακών	129
6.6	Έλεγχοι φερόντων στοιχείων από χάλυβα	144
6.7	Έλεγχος συμφωνίας των αποτελεσμάτων της ανάλυσης με την παθολογία του υφιστάμενου κτηρίου	145
7	Προτεινόμενες επεμβάσεις	151
7.1	Επισκευή και ενίσχυση αργολιθοδομής	152
7.2	Επισκευή και ενίσχυση στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος	154
7.2.1	Επισκευή και καμπτική ενίσχυση πλακών	154
7.2.2	Επισκευή δοκών	155
7.2.3	Καμπτική ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων	156
7.2.4	Διατμητική ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων	156
7.3	Επισκευή τσιμεντολιθοδομής	157
7.4	Επισκευή στοιχείων δομικού χάλυβα	158
7.5	Επισκευή βεράντας	158
7.6	Επισκευή ξύλινων και μεταλλικών στοιχείων	158
7.7	Ανακατασκευή αίθουσας εκδηλώσεων	158
8	Συμπεράσματα – Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα	159
8.1	Συμπεράσματα	159
8.2	Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα	160
9	Παράρτημα: Συμφωνητικό Ανέγερσης (1886)	163
	Βιβλιογραφία	169

Κεφάλαιο 1

Εισαγωγή

1.1 Γενικά στοιχεία για τον λιμένα Ζέας

Ο Λιμένας της Ζέας βρίσκεται στην περιοχή του Σαρωνικού Κόλπου, στην ανατολική ακτή της Πειραιϊκής Χερσονήσου. Η θαλάσσια περιοχή της αποτελείται από δύο λεκάνες, το εσωτερικό λιμάνι –το λεγόμενο Πασαλιμάνι ή αλλιώς Λιμάνι Κανάρη– που είναι φυσικό και το εξωτερικό λιμάνι που καλείται Φρεαττύδα και είναι τεχνητό. Η είσοδος στον λιμένα πραγματοποιείται από τα νότια, όπου στο παρελθόν υπήρχαν δύο τειχισμένοι μώλοι που εξυπηρετούσαν το κλείσιμο αυτού. Τμήματα των μώλων, των τειχών καθώς και των νεωσοίκων, που μαρτυρούν την πολεμική χρήση του λιμένα, σώζονται μέχρι τις μέρες μας.

1.1.1 Ιστορική εξέλιξη του λιμένα Ζέας

Η Ζέα, που αποτελεί τον δεύτερο σε μέγεθος λιμένα του Πειραιά, εντοπίζεται ήδη από την τεταρτογενή περίοδο. Τότε, σύμφωνα με τον Στράβωνα¹ αλλά και με σύγχρονες γεωλογικές μελέτες,² ο Πειραιάς ήταν νησί, το οποίο ενώθηκε αργότερα με την Αττική μετά τις αποθέσεις του Κηφισού και άλλων ρεμάτων της περιοχής.

Η περιοχή φαίνεται να κατοικείται ήδη από τη νεολιθική περίοδο, ενώ πρωτοελλαδική ζωή εμφανίζεται περί τα 2600 π.Χ. Ωστόσο, η εγκατοίκηση του τόπου εντοπίζεται γύρω στα 1300 π.Χ. Στο νησί του Πειραιά, κατοικούσαν οι καταγόμενοι και εκδιωχθέντες από τον Ορχομενό Βοιωτίας, εξαιτίας των θρακικών εισβολών, Μινύες. Αυτοί ανέπτυξαν τον οικισμό τους στον λόφο της Καστέλλας (Προφήτης Ηλίας), έχοντας ως ορμητήριο το φυσικό λιμανάκι της Μουνιχίας³ (Μικρολίμανο).

Η ουσιαστική ανοικοδόμηση του λιμένα της Ζέας πραγματοποιήθηκε κατά την κλασική περίοδο (499-323 π.Χ.). Συγκεκριμένα, το 493 π.Χ., ο διορατικός στρατηγός και πολιτικός Θεμιστοκλής, αναγνωρίζοντας την καθοριστική σημασία της θέσης και των λιμανιών της Πειραιϊκής χερσονήσου για το μέλλον της Αθήνας⁴ και προβλέποντας τη ρήξη Αθήνας-Σπάρτης, οχύρωσε με απόρθητα τείχη την Αθήνα και τον Πειραιά και κατασκεύασε τα τρία λιμάνια

¹Ο Στράβων (63-23 π.Χ.) ήταν Έλληνας γεωγράφος, φιλόσοφος και ιστορικός.

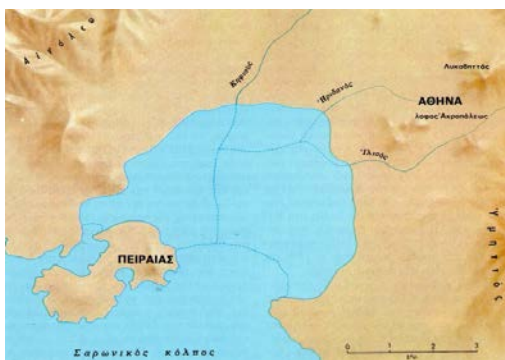
²Η υπόθεση του Στράβωνα επιβεβαιώθηκε από τα αποτελέσματα διατομεακής έρευνας γεωαρχαιολογίας που διεξήχθη από ομάδα Ελλήνων και Γάλλων γεωλόγων και αρχαιολόγων. [58]

³Αρχαιολόγοι και ιστορικοί τοποθετούσαν τον λιμένα της Μουνιχίας στον σημερινό λιμένα Ζέας (Πασαλιμάνι) και ονόμαζαν λιμένα της Ζέας τον σημερινό κεντρικό λιμένα του Πειραιά. Σύντομα, η θεωρία αυτή παραμερίστηκε λόγω πολλών ιστορικών αναληθειών. Πρώτος ο Ulrichs, το 1843, διατύπωσε τη γνώμη πως ο λιμένας της Μουνιχίας είναι το σημερινό Μικρολίμανο. Την ορθή αυτή γνώμη ακολούθησαν έκτοτε όλοι οι νεότεροι συγγραφείς και ερευνητές χωρίς επιφύλαξη.

⁴«Τόν Πειραιά ὠφελιμότερον ἐνόμιζε τῆς ἄνω πόλεως» (Θουκ., Α 93, 3 – 7).

του, Κάνθαρο (κυρίως λιμάνι), Ζέα (πολεμικό ναύσταθμο με νεώρια και νεώσοικους) και Μουνιχία (πολεμικό όρμο). Θέτοντας ως κύριο στόχο την ανάδειξη της Αθήνας σε κυρίαρχη ναυτική δύναμη,⁵ ο Θεμιστοκλής δημιούργησε πανίσχυρο στόλο με έδρα και ορμητήριο τα τρία λιμάνια του Πειραιά και κατασκεύασε χώρους για τη στέγαση των τριήρων, τους νεώσοικους. Έτσι, ο λιμένας της Ζέας τειχίστηκε και μεταμορφώθηκε σε ναυτική βάση και ο Πειραιάς έφτασε στο απόγειο της ακμής του.

Κατά τον χρυσό αιώνα του Περικλή (461-429 π.Χ.), ο Πειραιάς εξωραίστηκε με επιβλητικά κτήρια υπό τις οργανωμένες προσπάθειες οικοδόμησης του οικιστικού χώρου του και της διαμόρφωσης και της οχύρωσης των λιμανιών του σε σχέδια του Ιππόδαμου του Μιλήσιου.⁶ Ωστόσο, μια ήττα του αθηναϊκού στόλου κατά τη διάρκεια του Πελοποννησιακού πολέμου (405 π.Χ.), οδήγησε στην κατεδάφιση των οχυρώσεων του Πειραιά. Συνεπώς, η εμπορική και η επιβατική κίνηση στο λιμάνι μειώθηκαν και ο στόλος περιορίστηκε σημαντικά.



(α')



(β')

Σχήμα 1.1: (α') Ο «νησιάζων» Πειραιάς κατά την τεταρτογενή περίοδο. [49] (β') Το Ιπποδάμειο πολεοδομικό σύστημα. Ο λιμένας της Ζέας αποτελεί δημόσιο χώρο έχοντας εμπορική, πολιτική και στρατιωτική χρήση. [1]

Η νέα ακμή ήρθε αυτή τη φορά, μετά την παλινόρθωση της δημοκρατίας, στις αρχές του 4ου αιώνα π.Χ., από τον Κόνωνα, ο οποίος κατέβαλε προσπάθειες για την ανασυγκρότηση του στόλου και των υποδομών του λιμανιού, δίνοντας στην πόλη μια νέα τόνωση. Μέχρι το 346 π.Χ., γίνονταν έργα ενίσχυσης και προσαρμογής των οχυρώσεων της πόλης στις νέες πολεμικές τεχνικές, ενώ στις επόμενες δεκαετίες ολοκληρώθηκαν και τα έργα στους ναυστάθμους που κάλυπταν πλέον σχεδόν όλη την περίμετρο του πολεμικού λιμένα της Ζέας. Στα έργα αυτά περιλαμβάνεται και η κατασκευή της περίφημης Σκευοθήκης του Φίλωνα,⁷ που ολοκληρώθηκε γύρω στα 330 π.Χ. και προοριζόταν για τη φύλαξη των εξαρτημάτων των πλοίων που ελλιμενίζονταν στη Ζέα.

Περί τα τέλη του 4ου αιώνα π.Χ., η συνεχώς αυξανόμενη δύναμη και επιρροή της Μακεδονίας οδήγησε στον ξεριζωμό της δημοκρατίας και στη νέα παρακμή του Πειραιά. Η μακεδονική κυριαρχία κράτησε 170 χρόνια. Στο διάστημα αυτό ο Πειραιάς γνώρισε πολλές οδύνες, αλλά και μικρές αναλαμπές κατά τον 2ο αιώνα π.Χ., λόγω κατασκευών και επισκευών στην περιοχή δυτικά του λιμένα της Ζέας. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αυτών αποτελεί το αρχαίο

⁵ Έχει μάλιστα υποστηριχθεί ότι απώτερος στόχος του Θεμιστοκλή ήταν η μεταφορά της πρωτεύουσας από την Αθήνα στον Πειραιά. [13]

⁶ Ο Ιππόδαμος ο Μιλήσιος (5ος αι. π.Χ.) ήταν αρχαίος Έλληνας αρχιτέκτονας, πολεοδόμος, φυσικός, μαθηματικός, μετεωρολόγος και φιλόσοφος, θεωρούμενος και ως «πατέρας της πολεοδομίας». Έργα του αποτελούν, μεταξύ άλλων, η *Ιπποδάμειος Μελέτη Πειραιώς* και η *Ιπποδάμειος Αγορά Πειραιώς*.

⁷ Ο Φίλωνας (4ος αι. π.Χ.) ήταν Ελευσίνιος αρχιτέκτονας.

θεάτρο Ζέας, το οποίο κατασκευάστηκε στα πρότυπα του μεγάλου Διονυσιακού θεάτρου της Αθήνας.

Μετά την κατάλυση της μακεδονικής δύναμης το 168 π.Χ., ενισχύθηκε η ρωμαϊκή επιρροή σε όλη την ανατολική Μεσόγειο. Η ρωμαϊκή βαναυσότητα επιβεβαιώθηκε όταν το 86 π.Χ. ο Ρωμαίος στρατηγός Σύλλας κατέλαβε τον Πειραιά και τον κατέστρεψε ολοσχερώς «διά πυρός και σιδήρου». Ο Σύλλας παρέδωσε στις φλόγες τα σύμβολα της ναυτικής δύναμης της Αθήνας, τους νεώσοικους και τη Σκευοθήκη. Έκτοτε, διάφοροι επιδρομείς και κατακτητές, όπως Γότθοι, Έρουλοι, Βαράγγοι, Βενετοί, Καταλανοί, Φράγκοι και Τούρκοι κατέφθασαν συνεχίζοντας την ερήμωση της πόλης. Ακολούθησε μια μακρά περίοδος παρακμής 19 αιώνων (86 π.Χ.-1836 μ.Χ.) που διήρκεσε μέχρι περίπου το τέλος της Τουρκοκρατίας. Στα χρόνια της Τουρκοκρατίας, ο λιμένας της Ζέας μετονομάστηκε σε Πασαλιμάνι, καθώς το ίδιο το λιμάνι, αλλά και ολόκληρη η περιοχή της Μουνηχίας, ανήκαν αποκλειστικά στη στρατιωτική αρχή και βρίσκονταν κάτω από την άμεση εξουσία του πασά της Εύβοιας.

Το 1834, η μεταφορά της πρωτεύουσας του νεοσύστατου τότε ελληνικού κράτους στην Αθήνα σηματοδότησε την έναρξη μιας περιόδου ανάπτυξης, με την σταδιακή αύξηση του πληθυσμού του Πειραιά και τον άρτιο πολεοδομικό σχεδιασμό του. Η μεταφορά πληθυσμού γύρω από τον λιμένα της Ζέας αποτέλεσε απόρροια της κατασκευής οργανωμένων θαλάσσιων λουτρών. Πράγματι, η πλαζ στο Πασαλιμάνι αποτέλεσε την πρώτη οργανωμένη πλαζ στην ελεύθερη Ελλάδα, έλκοντας μεγάλο όγκο παραθεριστών. Παρ' όλα αυτά, η ανέγερση οικοδομημάτων γύρω από το λιμένα, άρχισε αργότερα, το 1869, με την κατασκευή του ατμοκίνητου σιδηροδρόμου που συνέδεε την Αθήνα με τον Πειραιά. Αποκορύφωμα της αστικής ανάπτυξης της Ζέας αποτέλεσε η ανέγερση της «Συνοικίας Ziller»⁸ (1875) στη δεξιά πλευρά του λιμένα, που απαρτιζόταν από επτά εξοχικές επαύλεις, προοριζόμενες για τους μεγαλοαστούς της εποχής. Έτσι, ξεκίνησε να συγκροτείται η νεότερη φυσιογνωμία της πόλης και των λιμανιών του Πειραιά.

Η οικονομική άνθηση διατηρείται και μεγεθύνεται μέχρι τις πρώτες τέσσερις δεκαετίες του 20ου αιώνα. Οι Βαλκανικοί πόλεμοι, ο Α΄ Παγκόσμιος πόλεμος και η Μικρασιατική καταστροφή, που έλαβαν χώρα εκείνη την περίοδο, είχαν ως αποτέλεσμα τη ραγδαία αύξηση του πληθυσμού και τη συνακόλουθη επέκταση της δόμησης.

Η περίοδος της μεγάλης οικονομικής ανάπτυξης, ως απόρροια κυρίως της εισροής προσφύγων και της ενσωμάτωσής τους στο εργατικό δυναμικό, έφτασε στη δύση της κατά τον Β΄ Παγκόσμιο πόλεμο. Οι δύο βομβαρδισμοί του Πειραιά το 1941 και το 1944 είχαν ως αποτέλεσμα τη μαζική εγκατάλειψη της πόλης και την καταστροφή των υποδομών της. Υπολογίζεται ότι καταστράφηκε περίπου το 75% των οικοδομών. [25]

Από το 1960 και μετά, ξεκίνησε η μεγάλη ανοικοδόμηση του Δήμου Πειραιά. Μεγάλο ενδιαφέρον για ανοικοδόμηση παρουσιάστηκε στην περιοχή του κέντρου, την περιοχή της Πειραιϊκής Χερσονήσου και την παραθαλάσσια ζώνη της Φρεαττύδας-Ζέας. Μάλιστα, η τελευταία, το 1966, παραχωρήθηκε στον Ελληνικό Οργανισμό Τουρισμού (ΕΟΤ). Η πλειονότητα των κτηρίων γύρω από το Πασαλιμάνι κτίστηκε μετά το 1985 και πρόκειται κατά κύριο λόγο για εστιατόρια και καφετέριες. Η τουριστική αυτή εκμετάλλευση άλλαξε ολοκληρωτικά το φυσικό ανάγλυφο του λιμένα, ο οποίος πλέον ασφυκτιά από την πυκνότητα της δόμησης από σπλισμένο σκυρόδεμα.

⁸Ο Ernst Moritz Theodor Ziller(1837-1923) ήταν Γερμανός αρχιτέκτονας και πανεπιστημιακός από την Σαξονία. Υπήρξε ένας από τους σημαντικότερους και διασημότερους αρχιτέκτονες της ελληνικής επικράτειας, καθώς σχεδίασε και επέβλεψε την κατασκευή εκατοντάδων δημόσιων και ιδιωτικών κτηρίων, όπως το Προεδρικό Μέγαρο της Ελληνικής Δημοκρατίας (1891) και το Βασιλικό Θέατρο (σήμερα Εθνικό Θέατρο) (1895).



Σχήμα 1.2: 11 Ιανουαρίου 1944. Ο βομβαρδισμός του Πειραιά με Flying Fortresses της 15ης Μοίρας της USAAF. [2]

1.1.2 Οι νεώσοικοι στο λιμάνι της Ζέας

Ο λιμένας της Ζέας διέθετε τους περισσότερους νεώσοικους σε σχέση με τους άλλους δύο όρμους του Πειραιά (Κάνθαρο και Μουνιχία). Έτσι, προκύπτει το συμπέρασμα ότι ήταν ο κύριος πολεμικός ναύσταθμος της αρχαίας Αθήνας. Ο όρμος της Ζέας διαμορφώθηκε κατάλληλα για την εξυπηρέτηση του αθηναϊκού στόλου, αμέσως μετά την αρχή του Θεμιστοκλή (493-492 π.Χ.), που συνέλαβε το σχέδιο της ανάπτυξης της ναυτικής δύναμης των Αθηνών και συνεπώς των λιμένων του Πειραιά.

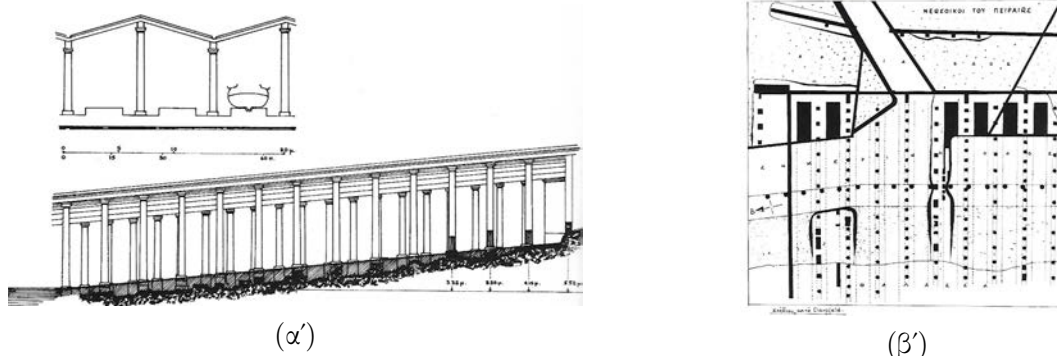


Σχήμα 1.3: Σχεδιαστική αναπαράσταση του λιμένα της Ζέας κατά τον 5ο αι. π.Χ. [3]

Οι νεώσοικοι ήταν στεγασμένοι χώροι, τοποθετημένοι παράλληλα και πυκνά σε όλο το μήκος της παραλίας, όπου στέγαζαν τα πολεμικά πλοία, τις τριήρεις, όταν τις ανέσυραν στην ξηρά. Αποτελούσαν μόνιμες κατασκευές, που ανήκαν στα δημόσια κτήρια της πόλης. Ήταν μακρόστενα οικοδομήματα, βασικό χαρακτηριστικό των οποίων ήταν το επικλινές έδαφος από πελεκημένη πέτρα, το οποίο συνεχιζόταν επί ορισμένη απόσταση μέσα στη θάλασσα. Το πλάτος του επικλινούς ήταν 3,00m και το στεγνό μέρος του, δηλαδή αυτό που δεν εισχωρούσε στη θάλασσα, 37,00m. Πάνω από αυτό υπήρχε γερτή προς τη θάλασσα δίρριχτη σκεπή, με κεραμίδια, στηριγμένη δεξιά και αριστερά σε κτιστές στήλες. Η απόσταση ανάμεσα στα πλευρά του νεωσοίκου, δηλαδή ανάμεσα στις δύο ακραίες κιονοστοιχίες, ήταν 12,00m, γιατί κάθε νεώσοικος στέγαζε δύο τριήρεις.



Σχήμα 1.4: Αναπαράσταση νεωσοίκων της Ζέας στο Ναυτικό Μουσείο Πειραιά. [22]



Σχήμα 1.5: (α') Εγκάρσια (άνω) και διαμήκης (κάτω) τομή νεωσοίκων. Σε μήκος 44 περίπου μέτρων η κλίση είναι 12,5%. [23] (β') Νεώσοικοι του Πειραιώς. Σχέδιο κατά Doerpfeld. [23]

Η λιμενολεκάνη της Ζέας «έκλεινε» από νότια, όπου βρισκόταν η είσοδος του όρμου, με δύο τειχισμένους μώλους. Τμήματα των νεωσοίκων του λιμένα της Ζέας, των τειχών που τον προστάτευαν, των μώλων και βοηθητικών κτισμάτων μαρτυρούνται ή έχουν εντοπιστεί χάρις σε ανασκαφές στην ανατολική πλευρά του λιμένα, αν και τα περισσότερα δεν είναι πλέον ορατά, ευρισκόμενα κάτω από τα κτήρια και τα σύγχρονα λιμενικά έργα. Είναι πολύ πιθανόν οι νεώσοικοι να κάλυπταν όλη την περίμετρο του λιμένα, πλην ίσως του επίπεδου μυχού του όρμου. Η πιο πρόσφατη αρχαιολογική έρευνα στην περιοχή πραγματοποιήθηκε από το Δανικό Ινστιτούτο (2000-2012), το οποίο, υπό τη διεύθυνση του αρχαιολόγου P. Loven, υλοποίησε πρόγραμμα για καταγραφή αρχαίων καταλοίπων στην περιοχή της Ζέας.⁹ Όπως έδειξε η έρευνα, οι νεώσοικοι εκτείνονται σε απόσταση 35,00m περίπου από τη σημερινή ακτογραμμή και βρίσκονται σε βάθος μεγαλύτερο των 2,00m. Κι αυτό, γιατί η ανύψωση της στάθμης της θάλασσας είχε καλύψει ήδη από το τέλος της αρχαιότητας μεγάλο μέρος από τις αρχαίες λιμενικές εγκαταστάσεις. Το πλάτος των νεώσοικων πάντως, που φθάνει τα 6,20m, τους καθιστά μεγαλειώδεις τόσο ως προς το μέγεθος όσο και ως προς την κατασκευή τους. Στο αρχαίο λιμάνι της Ζέας, επίσης, ανασκάφηκαν και τα κατάλοιπα των επτά νεωλκείων (πλάτους περίπου 8,00m έκαστο), που αποτελούσαν κατά πάσα πιθανότητα τους χώρους για την αποθήκευση των μεγαλύτερων πλοίων (πεντήρεις).

⁹Το Zea Harbour Project (ZHP) αποτέλεσε μια συνδυασμένη υπέργεια και υποθαλάσσια αρχαιολογική έρευνα στα λιμάνια της Ζέας και της Μουνιχίας στον Πειραιά, υπό την αιγίδα του Ινστιτούτου της Δανίας στην Αθήνα. Τη διεύθυνσή του άσκησε ο Δρ. Bjørn Loven, αναπληρωτής επιστημονικός συνεργάτης στο Πρόγραμμα Θαλάσσιας Αρχαιολογίας, στο Πανεπιστήμιο της Νότιας Δανίας. [3]



Σχήμα 1.6: Βυθισμένα κατάλοιπα θεμελίωσης κιονοστοιχίας από τους νεώσοικους. Φωτογραφία από την υποθαλάσσια έρευνα στο λιμάνι της Ζέας. [3]

Η ναυτική ανάπτυξη του λιμένα της Ζέας, που ξεκίνησε από τα χρόνια του Θεμιστοκλή (5ος αι. π.Χ.), συνεχίζεται μέχρι και σήμερα με την αέναη ενασχόληση με τη θάλασσα και την ανοικοδόμηση σύγχρονων νεώσοικων. Χαρακτηριστικό, αν όχι μοναδικό, παράδειγμα αποτελεί ο Όμιλος Ερετών, που βρίσκεται στο δυτικό τμήμα του λιμένα και αποτελεί τον πρωταρχικό φορέα αθλητισμού στη νεότερη Ελλάδα.

1.2 Ιστορική αναδρομή του Ομίλου Ερετών

Ο Όμιλος Ερετών (εκ της λέξεως «ερέτης» που σημαίνει «κωπηλάτης») αποτελεί το αρχαιότερο εν δράσει αθλητικό σωματείο στην Ελλάδα και τη βαλκανική χερσόνησο. Ιδρυτής του Ομίλου υπήρξε ο Παύλος Δαμαλάς,¹⁰ ένας εκ Γαλλίας Έλληνας, ο οποίος συγκέντρωσε μια ομάδα επιφανών Πειραιωτών και υλοποίησε μαζί τους την ιδέα της δημιουργίας ενός κωπηλατικού σωματείου. Έτσι, με το Βασιλικό Διάταγμα της 15ης Ιουνίου 1885 του Γεωργίου Α΄, ιδρύθηκε ο Όμιλος Ερετών.



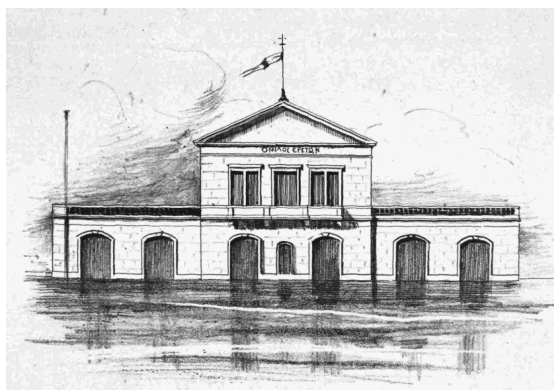
Σχήμα 1.7: Ο ιδρυτής Παύλος Δαμαλάς. [6]

Οι πρώτες εγκαταστάσεις του Ομίλου έγιναν στην τότε άκρη του Φαληρικού όρμου, στην Καστέλλα. Αμέσως μετά την ίδρυσή του, ο Όμιλος Ερετών, παρά την έλλειψη υποδομών και χρημάτων, διοργάνωσε τους πρώτους επίσημους αγώνες λεμβοδρομίας στις 8 Ιουνίου 1886 με τη συμμετοχή των αθλητών του και των πληρωμάτων των πλοίων του Πολεμικού Ναυτικού, «Ελλάς» και «Βασίλισσα Όλγα». Στις 7 Σεπτεμβρίου 1886, ο Όμιλος διοργάνωσε τους δεύτερους ελληνικούς αγώνες στο Φάληρο. Η πρωτόγνωρα μεγάλη προσέλευση φιλάθλων στο Φάληρο απέφερε στην Εταιρία Σιδηροδρόμων υψηλά κέρδη, εκ των οποίων το 50%

¹⁰Ο Παύλος Δαμαλάς διετέλεσε επίσης καθήκοντα δημάρχου του Πειραιά κατά την περίοδο 1903-1907. Στη μνήμη του διεξάγονται κάθε χρόνο οι αγώνες του Ομίλου Ερετών, όπως επίσης και ένα διαρκές κύπελλο στο Παρίσι από τη Γαλλική Ομοσπονδία.

των επιπλέον εισιτηρίων κατεβλήθη στον Όμιλο. Αυτή ήταν η πρώτη επίσημη χορηγία σε διοργάνωση αγώνων.

Με απόφαση της πρώτης ιδρυτικής συνελεύσεως, την 1η Ιουλίου 1888, αποφασίστηκε η μεταφορά των εγκαταστάσεων από τη φαληρική ακτή στον λιμένα Ζέας, καθώς η ανοικτή θάλασσα και η μεγάλη απόσταση από το κέντρο του Πειραιά αποτελούσαν τροχοπέδη για την ομαλή λειτουργία του σωματείου. Το Υπουργείο Οικονομικών παραχώρησε στο Πασαλιμάνι δωρεάν χώρο προς εγκατάσταση και οι ιδρυτές του Ομίλου Ερετών οικοδόμησαν, με δικά τους έξοδα, τους νεώσοικους. Οι εγκαταστάσεις αυτές σχεδιάστηκαν και εκτελέστηκαν από τον Μηχανικό του Δήμου Πειραιώς Γ. Ζίζηλα,¹¹ γνωστού από πολλές άλλες κατασκευές στον Πειραιά. Ο Ζίζηλας προέβλεψε στην επιφάνεια της θάλασσας να κατασκευαστούν νεώσοικοι και από πάνω κτήριο για τη διοίκηση. Επίσης, προέβλεψε και κατασκευή κυματοθραύστη ο οποίος διατηρείται έως και σήμερα.



Σχήμα 1.8: Ο Όμιλος Ερετών σε σχέδιο του Π. Ζίζηλα και του αρχιτέκτονα Μαρτάκη. [7]

Λίγους μήνες μετά την εγκατάστασή του στον Πειραιά, στις 30 Οκτωβρίου 1888, ο Όμιλος διοργάνωσε με επιτυχία τους πρώτους διεθνείς αγώνες λεμβοδρομίας, με συμμετοχή πληρωμάτων ξένων ελλιμενισμένων πλοίων. Στις 5 Ιουνίου 1894, ο Όμιλος Ερετών διοργάνωσε τους πρώτους διασυλλογικούς αγώνες κωπηλασίας υπέρ του Γηροκομείου Πειραιώς με μετέχοντα σωματεία τον νεοσύστατο Όμιλο Ερετών Ερμουπόλεως (1893) και τον Πανελλήνιο Γυμναστικό Σύλλογο (1891). Κορυφαία στιγμή στην ιστορία του Ομίλου Ερετών, αποτελεί η διοργάνωση των ναυτικών αθλημάτων των Πρώτων Σύγχρονων Ολυμπιακών Αγώνων του 1896, αφού ανέλαβε ως επί το πλείστον όλο το βάρος διεξαγωγής των αγώνων αυτών. Άλλη σημαντική στιγμή αποτέλεσε η οργάνωση των εκτός σειρά Ολυμπιακών Αγώνων του 1906, καθώς και η Ολυμπιάδα του 1928, στους οποίους συμμετείχε ο Όμιλος με πλήρωμα. Από τότε μέχρι σήμερα δε διέκοψε ποτέ τη λειτουργία του μέσα από πολέμους, κατοχές, καταστροφές κ.λ.π. Χαρακτηριστικά είναι τα δελτία ασκήσεων που φυλάσσονται στο πλούσιο ιστορικό αρχείο του Ομίλου Ερετών με ημερομηνίες της παραμονής της κήρυξης του πολέμου του 1940 και της επομένης, που φέρουν και αξιόλογες ιστορικά σημειώσεις.

Ο Όμιλος Ερετών πρωτοστάτησε τόσο στην ίδρυση της Ε.Κ.Ο.Φ.Ν.Σ.,¹² όσο και στη δημιουργία κωπηλατικών σωματείων, πολλά από τα οποία είναι σε λειτουργία σήμερα. Κατά τη διάρκεια της λειτουργίας του, ο Όμιλος έχει σημειώσει πολλές πρωτιές. Χαρακτηριστικά παραδείγματα αυτών αποτελούν το 1ο γυναικείο τμήμα κωπηλασίας στην Ελλάδα, το 1ο τμήμα κωπηλασίας Α.Μ.Ε.Α., το 1ο τμήμα αθλουμένων εξωαγωνιστικά με την κωπηλασία

¹¹Ο Γ. Ζίζηλας, με καταγωγή από την Ύδρα, υπηρέτησε ως Δημοτικός Μηχανικός Πειραιώς στο διάστημα 1884-1895. Τα κυριότερα δικά του έργα είναι ο ναός της Ευαγγελίστριας και τα κτίρια του Γηροκομείου και της Πυροσβεστικής Υπηρεσίας, τα οποία μελέτησε στο διάστημα 1892-1893.

¹²Ελληνική Κωπηλατική Ομοσπονδία Φιλάθλων Ναυτικών Σωματείων

και πολλά άλλα. Για την ιστορική του παρουσία στον Ελληνικό Αθλητισμό, έχει τιμηθεί από την Ακαδημία Αθηνών, από τον Δήμο Πειραιά με το χρυσό αριστείο Α΄ τάξεως, από την Ελληνική Θαλάσσια Ένωση, από το Πολεμικό Ναυτικό και δεκάδες άλλους συλλόγους και φορείς. Επίσης, τα Ελληνικά Ταχυδρομεία του αφιέρωσαν το 1ο γραμματόσημο της σειράς «Ελληνικά Αθλητικά Σωματεία» (με ονομαστική αξία 4€ ως κεφαλή της σειράς).



(α')



(β')

Σχήμα 1.9: (α') Αθλητές του Ομίλου Ερετών το 1938. [40] (β') Ασκούμενες του Ομίλου Ερετών το 1907. [6]

Ο Όμιλος Ερετών διαθέτει ένα πλούσιο ιστορικό αρχείο που αποτελείται από χιλιάδες ιστορικά έγγραφα με όχι μόνο αθλητική, αλλά και εθνική ιστορική αξία. Άλλωστε, το 1994, το κτήριο του Ομίλου χαρακτηρίστηκε, με ζώνη προστασίας, ως «ιστορικό διατηρητέο μνημείο, που χρειάζεται ειδική κρατική προστασία [...], διότι στεγάζει το πρώτο Ελληνικό Ναυταθλητικό Σωματείο και είναι από τα ελάχιστα κτήρια που σώζονται μέχρι σήμερα με τέτοια λειτουργία».¹³

ΘΕΜΑ: Ανακοίνωση απόφασης

Σας ανακοινώνουμε ότι με την συνημμένη Υπουργική απόφαση ΔΙΛΑΠ/Γ/1513/26937/9.6.94..... που δημοσιεύτηκε στο ΦΕΚ 470/ΤΒ 22.6.94. χαρακτηρίστηκε ως Ι.Α.Μ. το κτήριο ιδιοκτησίας Ομίλου... Ερετών, στο Διόμβι, Κανάβα, στον Πειραιά, με ζώνη προστασίας, όπως... ορίζεται στο συνημμένο τοπογραφικό διάγραμμα με στοιχεία..... ΔΒΓΔΣΖΗΘΙΚΑ.....

Επομένως, σύμφωνα με την ισχύουσα νομοθεσία απαγορεύεται οποιαδήποτε επέμβαση επί του κτιρίου αυτού και επί του περιβάλλοντος χώρου του (επισκευές, συντήρηση, προσθήκη κ.λ.π.) χωρίς προηγουμένως ο ενδιαφερόμενος ιδιοκτήτης να ζητήσει την έγκριση της αρμόδιας υπηρεσίας του Υπουργείου μας.

Σχήμα 1.10: Η διακήρυξη του κτηρίου του Ομίλου Ερετών ως διατηρητέου ιστορικής μνήμης από το Υπουργείο Πολιτισμού το 1994. (πηγή: ΥΑ ΥΠΠΟ/ΔΙΛΑΠ/Γ/1513/26937/9-6-1994-ΦΕΚ 470/ΤΒ/22-6-94)

¹³ΥΑ ΥΠΠΟ/ΔΙΛΑΠ/Γ/1513/26937/9-6-1994-ΦΕΚ 470/ΤΒ/22-6-94

Κεφάλαιο 2

Περιγραφή του υπό μελέτη κτηρίου

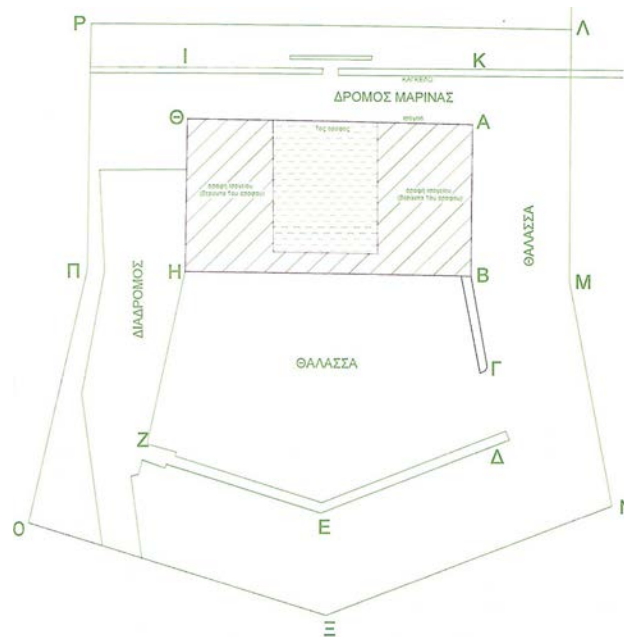
2.1 Θέση και περιβάλλον χώρος του κτηρίου

Το κτήριο του Ομίλου Ερετών βρίσκεται στην Ακτή Μουτσοπούλου 34, στο δυτικό τμήμα του λιμένα της Ζέας.



Σχήμα 2.1: Αεροφωτογραφία του λιμένα Ζέας. Στα δυτικά του φαίνεται ο Όμιλος Ερετών. (πηγή: Google Earth)

Το υπό μελέτη κτήριο δεν εφάπτεται με κάποιο άλλο γειτονικό κτήριο σε καμία όψη του. Η είσοδος σε αυτό πραγματοποιείται από τη βόρεια όψη, δηλαδή αυτή που έχει προσανατολισμό προς την οδό, και μόνο από το επίπεδο του ισογείου. Η ανατολική όψη του κτηρίου βρέχεται από τη θάλασσα, όπως και η νότια, στην οποία υπάρχουν τα ανοίγματα που εξυπηρετούν την ανέλκυση και την καθέλκυση των λέμβων απευθείας στο νερό. Στη δυτική του όψη, το κτήριο συνορεύει με έναν από τους λιμενοβραχίονες της Ζέας. Στην προέκταση της ανατολικής όψης και σε απόσταση περίπου 23 μέτρων παράλληλα με τη νότια όψη, υπάρχει κυματοθραύστης που αποτελεί ιδιοκτησία του Ομίλου Ερετών και αποσκοπεί στην προστασία των εγκαταστάσεών του από τα θαλάσσια κύματα.



Σχήμα 2.2: Τοπογραφικό διάγραμμα των εγκαταστάσεων του Ομίλου Ερετών. [6]

Για το τοπογραφικό διάγραμμα (Σχήμα 2.2) ισχύουν τα εξής:

$$\Lambda\text{Μ}\text{Ν}\text{Ξ}\text{Ο}\text{Π}\text{Ρ}\text{Λ}=3.140,60\text{m}^2$$

$$\text{ΚΑΛΥΨΗ ΚΤΗΡΙΟΥ}=493,89\text{m}^2$$

$$\text{ΕΜΒΑΔΟΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ}=493,89\text{m}^2$$

$$\text{ΕΜΒΑΔΟΝ Α΄ ΟΡΟΦΟΥ}=155,10\text{m}^2$$

$$\text{ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΕΜΒΑΔΟΝ ΚΤΙΣΜΑΤΟΣ}=648,99\text{m}^2$$

$$\text{ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΒΕΡΑΝΤΩΝ}=338,79\text{m}^2$$

Η φύση των νεώσοικων είναι τέτοια, ώστε να καθιστά αναγκαία τη χωροθέτηση του κτηρίου σχεδόν εξ' ολοκλήρου μέσα στη θάλασσα. Συνεπώς, σε αυτή την περιοχή, η σύσταση του εδάφους θεμελίωσης είναι αμμώδης, λόγω των συνεχών αποθέσεων και προσχώσεων στη λιμενολεκάνη, και το έδαφος χαρακτηρίζεται μορφολογικά επικλινές.

2.2 Μορφή και γεωμετρία του κτηρίου

2.2.1 Γενικά χαρακτηριστικά κτηρίου

Τα αρχικά σχέδια του στεγάσματος του Ομίλου Ερετών δημιουργήθηκαν το 1891 και επομένως επηρεάστηκαν από το ρεύμα του ώριμου κλασικισμού που άνθισε την περίοδο εκείνη στην Ελλάδα. Τα κτήρια είναι συνήθως διώροφα και η λειτουργική διάρθρωσή τους υπακούει στις αρχές της τριμερούς οργάνωσης – κατά κανόνα, η κάτοψη συγκροτείται από έναν κεντρικό πυρήνα και συμμετρικές προς αυτόν πλάγιες πτέρυγες. Οι κατόψεις γενικώς χαρακτηρίζονται από ορθολογική και συμμετρική κατανομή των χώρων. Τόσο η διάρθρωση αυτών όσο και της κύριας όψης ορίζονται γεωμετρικά με άξονες-οδηγούς για τη χάραξη των τοίχων, τη θέση των ανοιγμάτων και τη διάταξη των επιμέρους στοιχείων (εξώστες, αετώματα κτλ). Η διάταξη των ανοιγμάτων και των εξωστών σε κατακόρυφους άξονες, καθώς και το κεντρικό αέτωμα που στέφει το σύνολο, αναδεικνύουν την κατακόρυφη διεύθυνση, ενώ τα επαναλαμβανόμενα παράθυρα που παρατίθενται ρυθμικά, καθώς και άλλα στοιχεία του κορμού του κτίσματος, όπως οι περιμετρικές ζώνες μικρής προεξοχής και οι διακοσμητικές

ταινίες, συντελούν στον τονισμό της οριζόντιας διεύθυνσης. Εξωτερικά το κτίσμα διαιρείται καθ' ύψος σε βάση, κορμό και στέγη. Έτσι, τα νεοκλασικού ρυθμού κτίσματα χαρακτηρίζονται από τάξη, κανονικότητα και δεν επιδέχονται προσθήκες χωρίς επιπτώσεις στη γενική σύνθεση. [31] Όσον αφορά στα υλικά, το ισόγειο των κτηρίων δομείται από αργολιθοδομή, ενώ οι ανώτεροι όροφοι από οπτοπλινθοδομή ή τσιμεντολιθοδομή.

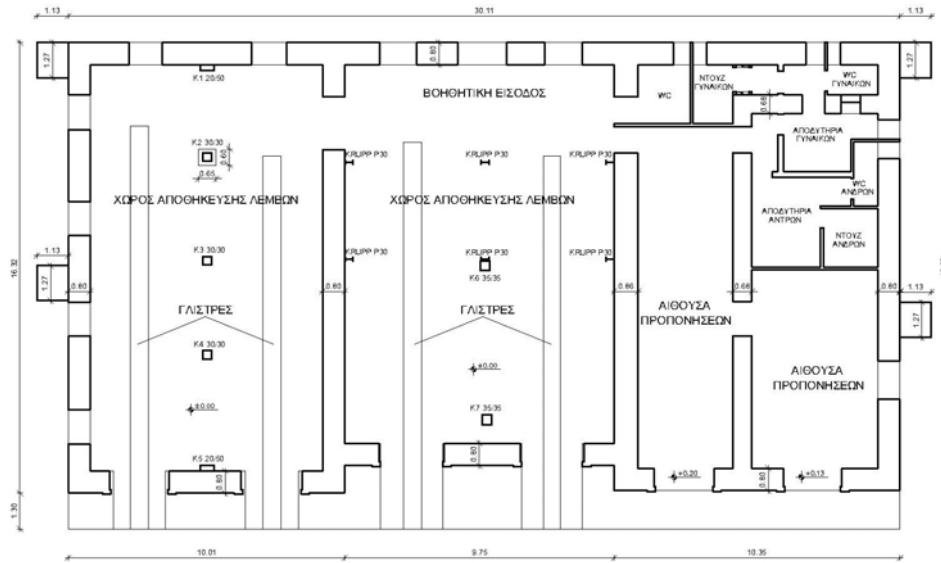
Παρά τις επιταγές του ρεύματος του Νεοκλασικισμού στην αρχιτεκτονική, πάνω στις οποίες είχαν συνταχθεί τα πρώτα σχέδια του στεγάσματος του Ομίλου, οι μηχανικοί του Δήμου Πειραιώς έστρεψαν το ενδιαφέρον τους στην επίλυση κατασκευαστικών και λειτουργικών προβλημάτων. Η μέριμνα για τα ζητήματα της αισθητικής βρισκόταν σε δεύτερο πλάνο. Συνεπώς, τα τεχνικά και οικονομικά κωλύματα της εποχής κατέστησαν αδύνατη τη διαμιάς κατασκευή του κτηρίου και οδήγησαν στην αποσπασματική κατασκευή του μέσω προσθηκών και επεμβάσεων στο πέρασμα των χρόνων. Έτσι, οι σημερινές εγκαταστάσεις του Ομίλου Ερετών αποτελούν ένα αμάλγαμα συλλήψεων διαφόρων μηχανικών, με αποτέλεσμα να διαφοροποιούνται σε μεγάλο βαθμό από τον αρχικό σχεδιασμό τους.



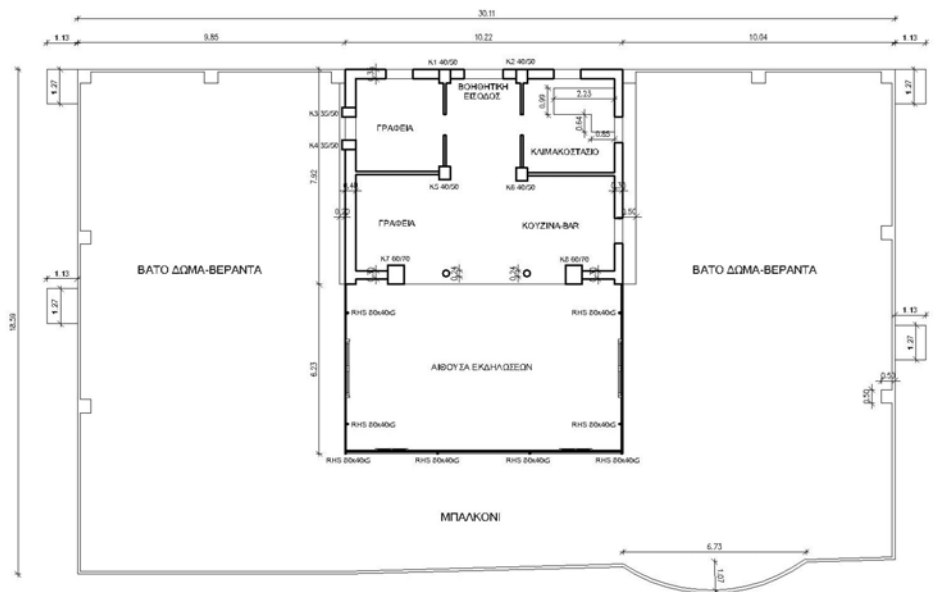
Σχήμα 2.3: Φωτογραφίες του διατηρητέου στεγάσματος του Ομίλου Ερετών.

Το υπό μελέτη διατηρητέο αποτελείται από δύο ορόφους και έχει μέγιστο συνολικό ύψος περί τα 7,50m. Το ισόγειο, το οποίο έρχεται σε επαφή με τη θάλασσα, λειτουργεί ως χώρος αποθήκευσης των λέμβων και εκγύμνασης των αθλητών. Απαρτίζεται από τρεις πτέρυγες και έχει μέσο ύψος ορόφου 3,20m με στάθμη αναφοράς την ελεύθερη επιφάνεια της θάλασσας. Ο φέρων οργανισμός του ισογείου συνίσταται από λιθόκτιστους τοίχους αργολιθοδομής. Το ανώγειο διαθέτει χώρους γραφείου σε οικοδόμημα με περιμετρικό φέροντα οργανισμό από τσιμεντολιθοδομή και οπτοπλινθοδομή. Επίσης, διαθέτει αίθουσα εκδηλώσεων, η οποία περιβάλλεται από υαλοπίνακες με σκελετό από αλουμίνιο. Ο χώρος των γραφείων και της αίθουσας εκδηλώσεων βρίσκεται άνωθεν της μεσαίας πτέρυγας του ισογείου και καλύπτει το μεγαλύτερο μέρος αυτής. Ο υπολειπόμενος χώρος του ανωγείου συνιστά τη βεράντα του κτηρίου. Το μέσο ύψος του χώρου των γραφείων είναι 3,32m, ενώ η αίθουσα των εκδηλώσεων διαθέτει κεκλιμένη στέγη από πάνελ οροφής με αρχική στάθμη 4,20m (στο σημείο σύνδεσης με το χώρο των γραφείων) και τελική 3,72m (στην όψη προς τη θάλασσα). Πάνω από τον χώρο των γραφείων υπάρχει μη βατό δώμα, το οποίο διαθέτει περιμετρικά στηθαίο μέσου ύψους 0,80m. Η αναφορά σε μέσα ύψη έγκειται στη δυσκολία προσδιορισμού ενός επιπέδου αναφοράς δεδομένου ότι:

- Η δυτική και η βόρεια όψη του ισογείου περικλείονται σε μεγάλο ποσοστό του ύψους τους από δρόμους της μαρίνας, οι οποίοι παρουσιάζουν μεταβλητή κλίση κατά μήκος τους.
- Οι πλάκες δαπέδου και οροφής των νεώσοικων παρουσιάζουν ανομοιόμορφες κλίσεις, πιθανώς λόγω μακροχρόνιων καιχιζήσεων.



Σχήμα 2.4: Κάτοψη ισογείου στο AutoCAD.



Σχήμα 2.5: Κάτοψη ανωγείου στο AutoCAD.

Στη δυτική και στην ανατολική πλευρά του κτηρίου εντοπίζονται ένας σφηνοειδούς μορφής και ένας ορθογωνικής διατομής τοίχος αντιστήριξης στην καθεμία. Στη δυτική όψη, ο σφηνοειδής τοίχος έχει υπερκαλυφθεί από το δρόμο του προβλήτα και έτσι δεν είναι ορατός, ενώ φαίνεται τμήμα του τοίχου ορθογωνικής διατομής. Στην ανατολική όψη, επίσης φαίνεται μέρος του τοίχου ορθογωνικής διατομής και είναι ορατός ολόκληρος ο σφηνοειδής τοίχος αντιστήριξης (Σχήμα 2.8).

Παρακάτω παρατίθενται φωτογραφίες του υπό μελέτη κτηρίου από διάφορες οπτικές γωνίες.

Όψη προς οδό (βόρεια όψη-πρόσοψη)

Στο επίπεδο του ισογείου, υπάρχουν έξι παράθυρα διαστάσεων $1,25m \times 0,80m$, $1,20m \times 0,80m$, $1,35m \times 0,75m$, $1,35m \times 0,75m$, $1,25m \times 0,80m$, $1,20m \times 0,80m$ από αριστερά προς τα δεξιά, όπως φαίνεται στη φωτογραφία (Σχήμα 2.6). Τα παράθυρα της δεξιάς και της αριστερής πτέρυγας βρίσκονται σε χαμηλότερη στάθμη από αυτά της μεσαίας. Επίσης, κεντρικά της μεσαίας πτέρυγας υπάρχει πόρτα διαστάσεων $1,78m \times 2,10m$. Στο επίπεδο του ανωγείου, υπάρχουν δύο παράθυρα διαστάσεων $1,00m \times 2,00m$ και πόρτα διαστάσεων $1,43m \times 2,60m$.

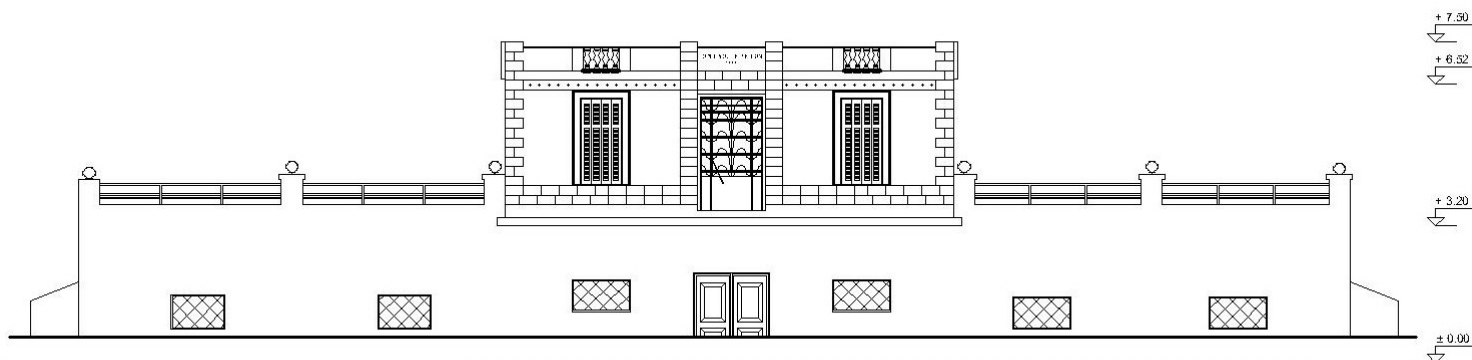


(α')



(β')

Σχήμα 2.6: (α') Όψη προς οδό (β') Κεντρικό τμήμα πρόσοψης.



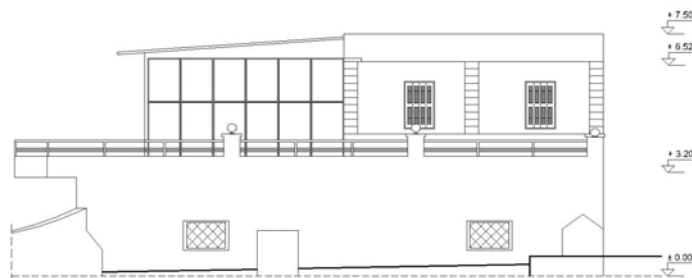
Σχήμα 2.7: Όψη κτηρίου προς οδό στο AutoCAD.

Ανατολική όψη

Στο επίπεδο του ισογείου, υπάρχουν δύο παράθυρα διαστάσεων $1,40m \times 0,80m$. Στη στάθμη αυτή, φαίνονται οι δύο τοίχοι αντιστήριξης που προαναφέρθηκαν. Στο επίπεδο του ανωγείου, υπάρχουν δύο παράθυρα διαστάσεων $0,93m \times 1,48m$ στον χώρο των γραφείων, καθώς και πόρτα διαστάσεων $2,00m \times 2,10m$ στην τζαμαρία της αίθουσας εκδηλώσεων.



Σχήμα 2.8: Ανατολική όψη.



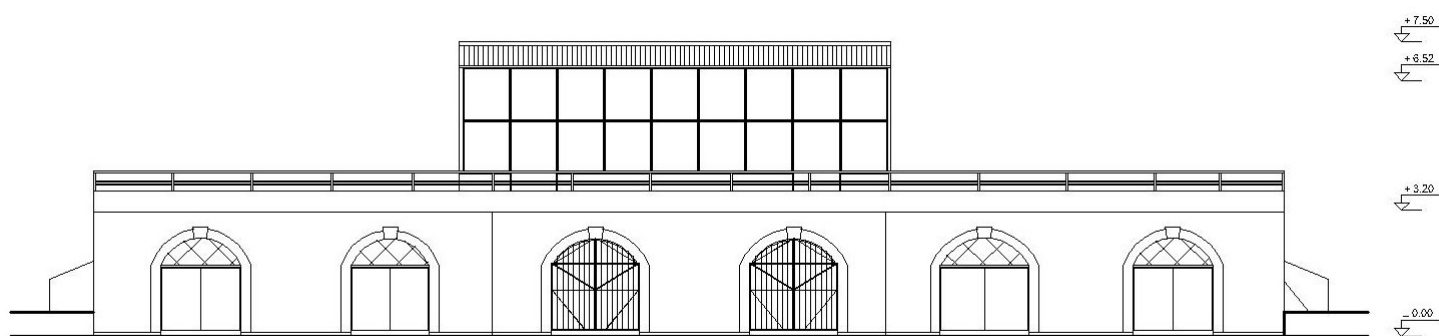
Σχήμα 2.9: Ανατολική όψη κτηρίου στο AutoCAD.

Όψη προς θάλασσα (νότια όψη)

Στο επίπεδο των νεώσοικων, υπάρχουν έξι πόρτες, δύο σε κάθε πτέρυγα. Από αριστερά προς τα δεξιά στην επισυναπτόμενη φωτογραφία (Σχήμα 2.10), οι διαστάσεις των ανοιγμάτων είναι: $2,15m \times 2,00m$, $2,21m \times 2,00m$, $2,36m \times 2,00m$, $2,31m \times 2,00m$, $2,17m \times 2,00m$, $2,12m \times 2,00m$ και με τόξο ύψους $0,50m$ σε όλα τα ανοίγματα. Στο επίπεδο του ανωγείου, υπάρχουν δύο πόρτες διαστάσεων $1,20m \times 2,10m$ στην τζαμαρία της αίθουσας εκδηλώσεων.



Σχήμα 2.10: Όψη προς θάλασσα.



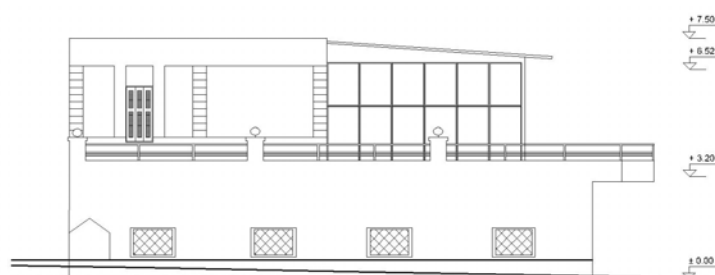
Σχήμα 2.11: Όψη κτηρίου προς οδό στο AutoCAD.

Δυτική όψη

Στο επίπεδο του ισογείου, υπάρχουν τέσσερα ανοίγματα διαστάσεων $1,27m \times 0,80m$, $1,22m \times 0,80m$, $1,22m \times 0,80m$, $1,24m \times 0,80m$ από αριστερά προς τα δεξιά, όπως φαίνεται στη φωτογραφία (Σχήμα 2.12). Αριστερά από το πρώτο παράθυρο φαίνεται τμήμα του τοίχου αντιστήριξης ορθογωνικής διατομής. Στο επίπεδο του ανωγείου, στον χώρο των γραφείων υπάρχει παράθυρο διαστάσεων $0,85m \times 1,75m$. Στην τζαμαρία της αίθουσας εκδηλώσεων, υπάρχει πόρτα διαστάσεων $2,00m \times 2,10m$.



Σχήμα 2.12: Δυτική όψη.

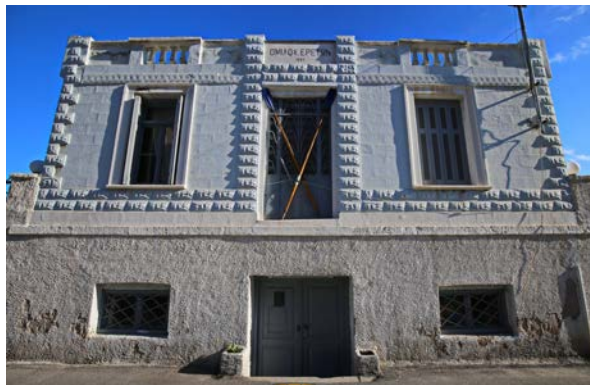


Σχήμα 2.13: Δυτική όψη κτηρίου στο AutoCAD.

2.2.2 Αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά όψεων

Στην ύστερη φάση του κλασικισμού, το ενδιαφέρον επικεντρώνεται περισσότερο στη διακοσμητική εμφάνιση των όψεων. Κύριο χαρακτηριστικό των διώροφων (κυρίως) κτηρίων της περιόδου που εξετάζουμε ήταν η ανάπτυξη των αντιπροσωπευτικών ρυθμολογικών στοιχείων στον όροφο και η χρησιμοποίηση του υπόλοιπου σώματος του κτηρίου ως οπτικού βάνθρου της όλης σύνθεσης. Επειδή ο ρυθμός αναπτυσσόταν στον ανώτερο όροφο του κτηρίου, έπρεπε ο υποκείμενος να αποκτήσει οπτικά τη στιβαρότητα «βάνθρου». Αυτός ο χαρακτήρας θα μπορούσε να υποδηλωθεί με την ισόδομη τοιχοποιία¹ ή ακόμη και με την εντελώς επίπεδη επιφάνεια των τοίχων, κάτι που επίσης συνηθιζόταν γιατί έδινε γεωμετρική καθαρότητα στην όλη σύνθεση. Στο εν λόγω κτήριο, το «βάνθρο», που συνίσταται από το επίπεδο των νεωσοίκων, χαρακτηρίζεται από τοίχους με εντελώς επίπεδη επιφάνεια. Αντίθετα, στο ανώγειο είναι εμφανής η ισόδομη παράθεση της τοιχοποιίας.

Όψη προς οδό (βόρεια όψη-πρόσοψη)



Σχήμα 2.14: Κεντρικό τμήμα της πρόσοψης του κτηρίου.

Τα ανοίγματα των παραθύρων του ισόγειου είναι ορθογώνια και λειτουργούν ως φεγγίτες για αερισμό και φωτισμό. Τα κουφώματα είναι ξύλινα, φέρουν μεταλλικά κιγκλιδώματα για ασφάλεια, διαθέτουν μεταλλικό πρέκι και δεν διαθέτουν πλαίσιο περιμετρικά τους. Στα νεοκλασικά κτήρια, τα ανοίγματα ακολουθούν τις αναλογίες που αρμόζουν προκειμένου να διατηρείται η συνολική κομψότητά τους, η συμμετρία και η τριμερής διαίρεση. Η ξύλινη εξώθυρα του ισόγειου είναι δίφυλλη με δύο ταμπλάδες ανά φύλλο και δεν περιβάλλεται από πλαίσιο περιμετρικά της.

Ο διαχωρισμός του «βάνθρου» από τον υπερκείμενο όροφο υλοποιείται με γείσο μέτριας προεξοχής (κορωνίδα) και φαρδέως μετώπου (8cm). Έτσι, επιτυγχάνεται σαφής οριζόντια υποδιαίρεση της όψης. Πάνω από την κορωνίδα εντοπίζεται γεισίποδας από τραβηχτό κονίαμα, μεγαλύτερου φάρδους και μικρότερης προεξοχής.

Ακολουθώντας τις αρχές της κατακόρυφης συμμετρίας, τα παράθυρα του ορόφου διατάσσονται ακριβώς πάνω από τα αντίστοιχα του ισόγειου. Τα παράθυρα είναι ξύλινα, γαλλικού τύπου και διαθέτουν ολόσωμο πλαίσιο από τραβηχτό κονίαμα, δημιουργώντας μία αισθητή προεξοχή από το επίπεδο του τοίχου. Χαρακτηριστικό της πλαισίωσης είναι η ποδιά του παραθύρου, που προεξέχει ακόμη περισσότερο από τον τοίχο και αποτελεί τη βάση του πλαισίου. Η εξώθυρα του ανωγείου είναι κατασκευασμένη από χυτοσίδηρο και περιβάλλεται από

¹Σύστημα δόμησης τοίχων σε ισούψεις στρώσεις ισομεγεθών ορθογώνιων πλίνθων ή λίθων.

πλαίσιο τραβηχτού κονιάματος. Η εξώθυρα αυτή κατασκευάστηκε το 1959 και αντικατέστησε την έως τότε υφιστάμενη ξύλινη εξώθυρα. Το πάνω μέρος της θύρας χωρίζεται με μια οριζόντια δοκό, δημιουργώντας φεγγίτη με περίτεχνη εξωτερική σιδεριά και εσωτερικό σταθερό τζάμι. Αντίστοιχη διάταξη υλοποιείται και στα δύο τμήματα εκατέρωθεν του κεντρικού φύλλου της εξώθυρας. Έτσι, στα άνω 2/3 της θύρας διαμορφώνονται φεγγίτες με περίτεχνη διακόσμηση, ενώ το κατώτατο 1/3 είναι συμπαγές. Το άνοιγμα της θύρας πλαισιώνεται από «ψευτοπαραστάδες» που έχουν διαμορφωθεί από επίπλαστους (δηλαδή κατασκευασμένους με παχύτερο στρώμα κονιάματος) κυφωτούς «ψευδόλιθους». Οι παραστάδες αυτές υψώνονται μέχρι τη στέψη του κτηρίου. Όμοιοι «ψευδόλιθοι» εντοπίζονται κάτω από την πλαισίωση των παραθύρων, διατεταγμένοι σε δύο σειρές. Το πλέον χαρακτηριστικό γνώρισμα της πρόσοψης αποτελούν οι αδροί κυφωτοίγωνιδόλιθοι, οι οποίοι είναι και αυτοί επίπλαστοι. Αυτοί διατάσσονται σε όλο το ύψος του ορόφου, τονίζοντας κατά αυτόν τον τρόπο τις γωνίες του ανωγείου. Έτσι, επιτυγχάνεται η οργάνωση της όψης σε τρεις επιμέρους κατακόρυφες ενότητες. Ακριβώς πάνω από την πλαισίωση των παραθύρων υπάρχει διακοσμητική οριζόντια ταινία με γύψινο φυτικό και γεωμετρικό θέμα (κυματοφόρο γείσο). Το άβατο δώμα του ανωγείου διαθέτει περιμετρικά χτιστό στηθαίο από οπτόπλινθους στη νότια όψη και οπλισμένο σκυρόδεμα στις υπόλοιπες. Συγκεκριμένα στην πρόσοψη, το στηθαίο του δωματός περιλαμβάνει πεσσούς και μπαλούστρες ακριβώς πάνω από τα ανοίγματα των παραθύρων, ενώ το υπόλοιπο είναι συμπαγές. Το κτήριο κλείνεται μέσα σε χτιστό στηθαίο οπτοπλινθοδομής, το οποίο διατρέχει την περίμετρο της οικοδομής. Η βεράντα διαμορφώνεται περιμετρικά από συμπαγείς διακοσμητικούς πεσσούς σημαντικών διαστάσεων που συνδέονται μεταξύ τους με λιτά μεταλλικά κάγκελα. Επισημαίνεται ότι τα μεταλλικά κάγκελα αποτελούν μεταγενέστερη προσθήκη, καθώς σε πρώτη φάση το στηθαίο της βεράντας ήταν συμπαγές.

Ανατολική όψη



Σχήμα 2.15: Ανατολική όψη του χώρου των γραφείων.

Τα ανοίγματα των παραθύρων του ισογείου είναι ίδιου τύπου με αυτά της πρόσοψης. Είναι ορθογώνια με ξύλινα κουφώματα, μεταλλικά κιγκλιδώματα και μεταλλικό πρέχι, ενώ δεν διαθέτουν πλαίσιο περιμετρικά τους. Η μόνη διαφορά των παραθύρων αυτών από τα αντίστοιχα της πρόσοψης είναι το γεγονός ότι διαθέτουν ποδιά.



Σχήμα 2.16: Παράθυρο ισογείου.

Τα παράθυρα του ανωγείου είναι ξύλινα, γαλλικού τύπου και δεν διαθέτουν πλαίσιο περιμετρικά τους. Και σε αυτή την όψη υλοποιείται τριμερής διαχωρισμός με τις «ψευδοπαραστάδες» στις δύο γωνίες του χώρου των γραφείων και ενδιάμεσως. Αυτές εκτείνονται από την κατώτατη στάθμη του στηθαίου έως το τοιχίο. Το στηθαίο του δώματος είναι χτιστό και συμπαγές σε όλο το μήκος του.

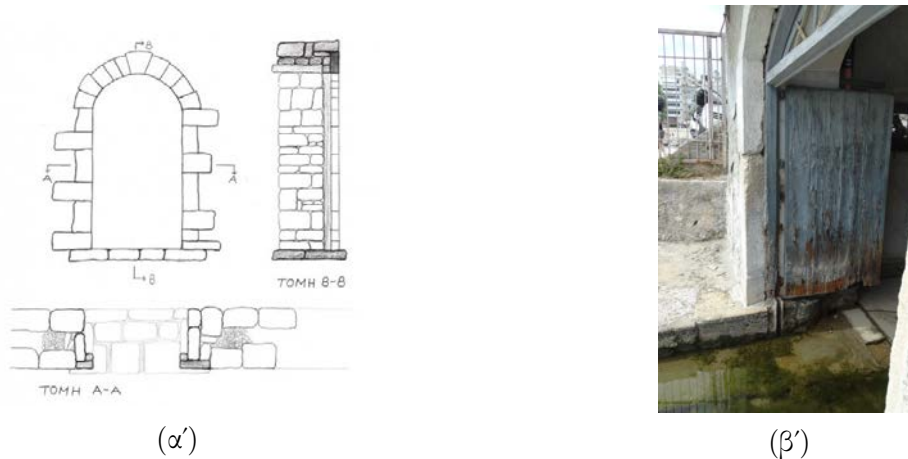
Όπως και στη βόρεια όψη, η βεράντα διαμορφώνεται περιμετρικά από συμπαγείς διακοσμητικούς πεσσούς σημαντικών διαστάσεων, οι οποίοι συνδέονται μεταξύ τους με λιτά μεταλλικά κάγκελα.

Όψη προς θάλασσα (νότια όψη)



Σχήμα 2.17: Όψη του κτηρίου προς θάλασσα.

Στο επίπεδο του ισογείου, συναντώνται έξι θύρες με τοξωτά υπέρθυρα. Οι παραστάδες σχηματίζονται από τα πελέκια της τοιχοποιίας. Η θέση του κουφώματος είναι πίσω από την λίθινη «κορνίζα» που δημιουργείται από τις παραστάδες και το υπέρθυρο, η οποία προεξέχει λίγο και σχηματίζει μια υποδοχή για την κάσα. Οι θύρες στις δύο ακραίες πτέρυγες του ισογείου είναι ξύλινες συμπαγείς, με εξαίρεση τον φεγγίτη στο τοξωτό τμήμα του ανοίγματος που αποτελείται από μεταλλικό σκελετό και μεταλλικά κιγκλιδώματα. Οι θύρες της ενδιάμεσης πτέρυγας είναι μεταλλικές και θυμίζουν καγκελόπορτες. Όλες οι θύρες αποτελούνται από δύο φύλλα.



Σχήμα 2.18: (α) Σχεδιαστική αναπαράσταση ανοίγματος με ανακουφιστικό τόξο. [19] (β) Ξύλινη θύρα ισογείου.

Η νότια όψη της βεράντας διατρέχεται αποκλειστικά από μεταλλικά κιγκλιδώματα, καθώς δεν συναντώνται συμπαγείς διακοσμητικοί πεσσοί, σε αντίθεση με τις υπόλοιπες όψεις. Τα μεταλλικά κάγκελα αποτελούν μεταγενέστερη τροποποίηση, καθώς σε πρώτη φάση δεν υπήρχε το μπαλκόνι (πρόβολος) και το στηθαίο της βεράντας ακολουθούσε τα νεοκλασικά πρότυπα της εποχής (Σχ. 2.23α').

Δυτική όψη



Σχήμα 2.19: Δυτική όψη του χώρου των γραφείων.

Τα ανοίγματα των παραθύρων του ισογείου είναι ίδιου τύπου με αυτά της πρόσοψης. Είναι ορθογώνια με ξύλινα κουφώματα, μεταλλικά κιγκλιδώματα και μεταλλικό πρέκι, ενώ δεν διαθέτουν πλαίσιο περιμετρικά τους (Σχήμα 2.12).

Στον χώρο των γραφείων, το παράθυρο είναι ξύλινο, γαλλικού τύπου. Το άνοιγμα πλαισιώνεται από παραστάδες, οι οποίες έχουν λιτή όψη και αποτελούν συνέχεια του συμπαγούς στηθαίου του δώματος έως το τοιχίο. Ο τριμερής διαχωρισμός της όψης υλοποιείται πάλι μέσω των κατακόρυφων «ψευδοπεσσών».

Όπως και στην ανατολική όψη, η βεράντα διαμορφώνεται περιμετρικά από συμπαγείς διακοσμητικούς πεσσούς σημαντικών διαστάσεων, οι οποίοι συνδέονται μεταξύ τους με λιτά μεταλλικά κάγκελα.

2.3 Φάσεις κατασκευής του κτηρίου-Τροποποιήσεις του φέροντος οργανισμού

Ο Όμιλος Ερετών ιδρύθηκε το 1885 και οι πρώτες εγκαταστάσεις του βρίσκονταν στην τότε άκρη του Φαληρικού όρμου, κάτω από την Καστέλλα. Η μεταφορά των εγκαταστάσεων του στο λιμάνι της Ζέας, δηλαδή στη σημερινή τοποθεσία του, έγινε το 1888.

2.3.1 Πρώτη φάση κατασκευής

Η ανέγερση του στεγάσματος ξεκίνησε το 1891 με την κατασκευή των δύο ακραίων πτερύγων των νεώσοικων, πρώτα της ανατολικής και έπειτα της δυτικής.



(α')



(β')

Σχήμα 2.20: (α') Λιμάνι Ζέας, καρτ ποστάλ εκδόσεων Beck & Barth. Αριστερά στο βάθος φαίνεται το κτήριο του Ομίλου Ερετών κατά την πρώτη φάση κατασκευής. [8] (β') Πασαλιμάνι, καρτ ποστάλ εκδόσεων Πάλλη & Κοτζιά. Αριστερά φαίνεται το κτήριο του Ομίλου Ερετών απαρτιζόμενο μόνο από δύο πτέρυγες. [9]

Ο φέρον οργανισμός των πτερύγων αυτών αποτελείται από τοιχοποιία αργολιθοδομής, για την οποία ισχύει:

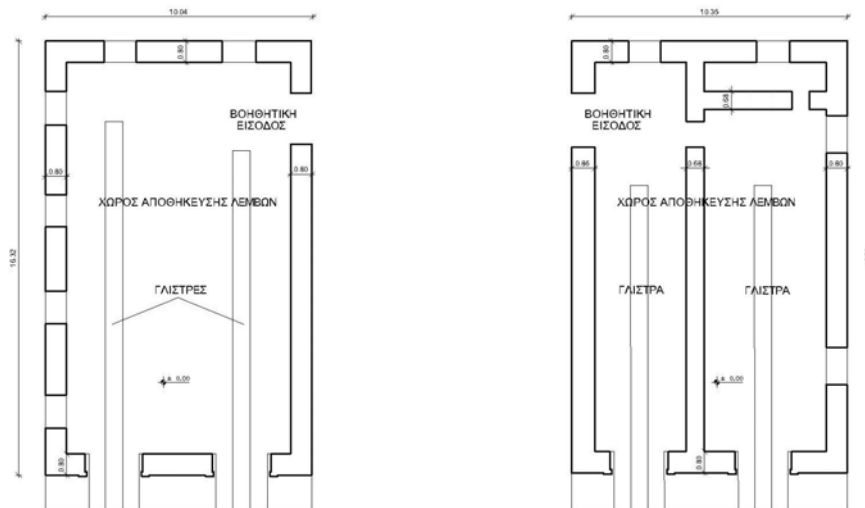
- στην ανατολική πτέρυγα:
πάχος τοιχοποιίας 0,80m και 0,86m για τους εξωτερικούς τοίχους
πάχος τοιχοποιίας 0,68m για τους εσωτερικούς τοίχους
- στη δυτική πτέρυγα:
πάχος τοιχοποιίας 0,80m για όλους τους τοίχους

Από το μεγάλο πάχος της τοιχοποιίας συμπεραίνεται ότι πρόκειται για τριστρωτη τοιχοποιία.

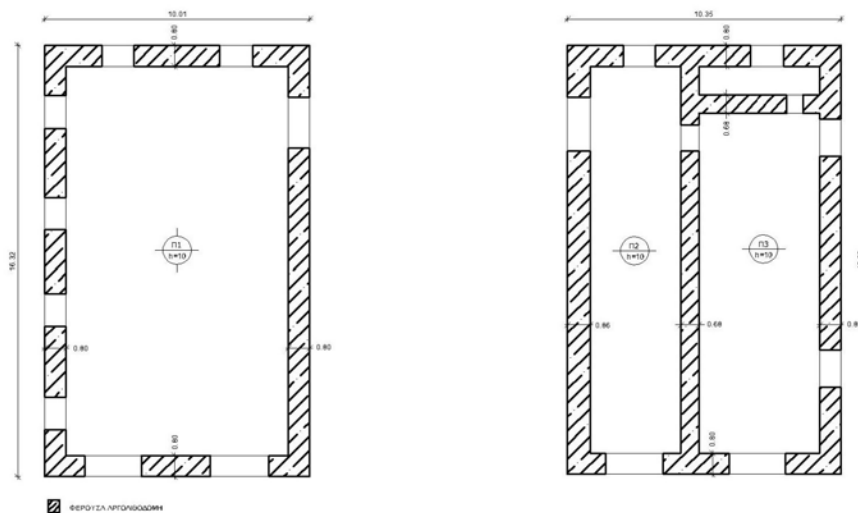
Οι πλάκες οροφής κατασκευάστηκαν όπως περιγράφεται παρακάτω, με βάση το συμφωνητικό ανέγερσης του δομήματος (19/02/1886).² Σε κάθε πτέρυγα τοποθετήθηκαν σιδηρές δοκοί διατομής διπλού ταυ, μήκους 9,00m και ύψους 0,20m. Εγκαρσίως αυτών τοποθετήθηκαν ξύλινες δοκοί μήκους 4,50m και διατομής 0,16m x 0,12m. Πάνω σε αυτές διαμορφώθηκε ψευδοπάτωμα, το οποίο καλύφθηκε από σκυρόδεμα πάχους 0,10m και έπειτα από στρώμα θηραϊκοκονίας πάχους 0,05m με σκοπό την υπερκείμενη διάστρωση με πλάκες Μελίτης. Οι αρμοί μεταξύ των πλακών ήταν από τσιμέντο και προσαρμόστηκε κλίση του δαπέδου αυτού ίση με 2%.

²Βλ. Παράρτημα

Στο σχήμα 2.21 αναπαριστάται η κάτοψη του ισογείου κατά την πρώτη φάση κατασκευής. Οι πληροφορίες για το στέγασμα του Ομίλου της περιόδου εκείνης αντλήθηκαν από ιστορικές φωτογραφίες. Δυστυχώς δεν υπάρχουν πληροφορίες για την κάτοψη του όσον αφορά στη διαμόρφωση των εσωτερικών χώρων. Η παρούσα αναπαράσταση αποτελεί εκτίμηση από τα έγγραφα του αρχείου του Ομίλου Ερετών, από τα οποία συμπεραίνεται ότι υπήρχαν γλίστρες για τις λέμβους και στις δύο τότε υφιστάμενες πτέρυγες. Το εξωτερικό του κτηρίου, στο επίπεδο των νεώσοικων, δεν παρουσιάζει σημαντικές διαφοροποιήσεις από τότε.



Σχήμα 2.21: Κάτοψη ισογείου κατά την πρώτη φάση.



Σχήμα 2.22: Ευλότυπος οροφής ισογείου κατά την πρώτη φάση.

2.3.2 Δεύτερη φάση κατασκευής

Το 1906 οικοδομήθηκε το κεντρικό τμήμα του ισογείου, ώστε να ενωθούν οι υφιστάμενες πτέρυγες. Η τότε απουσία λιμενοβραχιόνων στην είσοδο του λιμένα, αποτελούσε τροχοπέδη στην άσκηση των πληρωμάτων λόγω των κυματισμών, καθώς επίσης προκαλούσε φθορές στα θεμέλια του κτηρίου. Εξαιτίας αυτού, το 1906 αποφασίστηκε η κατασκευή κυματοθραύστη για την προστασία των θεμελίων των νεώσοικων.

Ο φέρων οργανισμός της μεσαίας πτέρυγας αποτελείται από τοιχοποιία αργολιθοδομής. Οι πρόσθετοι τοίχοι είχαν πάχος 0,80m.

Όσον αφορά στην πλάκα οροφής, αυτή κατασκευάστηκε από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το μεγαλύτερο μέρος της πλάκας προς την πλευρά της θάλασσας ήταν συμπαγές πάχους 0,10m, ενώ το υπόλοιπο τμήμα της προς την πλευρά της οδού, κάτω ακριβώς από το διαμέρισμα του προβλεπόμενου ανωγείου, διαθέτε νευρώσεις, με πάχος 0,10m και κρέμαση 0,27m για τις νευρώσεις στη διεύθυνση Βορράς-Νότος και πάχος 0,10m και κρέμαση 0,20m & 0,40m για τις νευρώσεις στη διεύθυνση Ανατολή-Δύση, εναλλάξ.



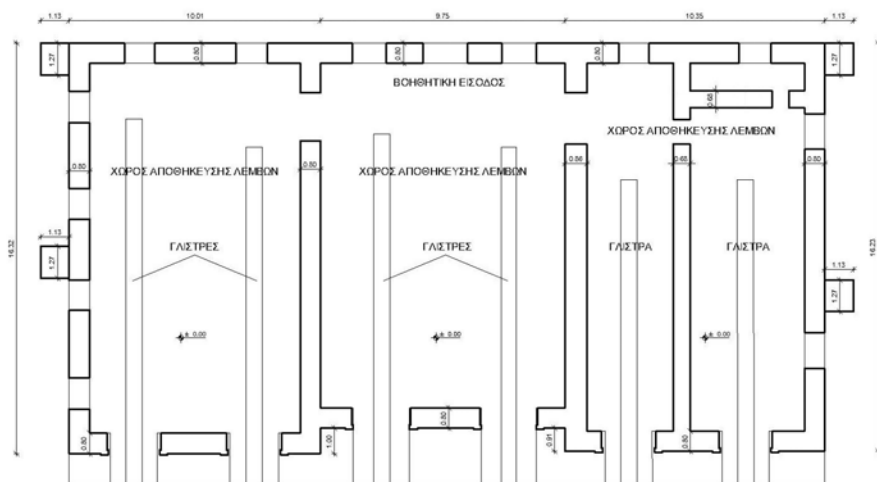
(α')



(β')

Σχήμα 2.23: (α') Όμιλος Ερετών, λιμάνι Ζέας, Πειραιάς. [8] (β') Λιμένας Ζέας, Πειραιάς. Απεικονίζεται ο κυματοθραύστης του Ομίλου Ερετών. [2]

Το δομικό σύστημα της ανατολικής και της δυτικής πτέρυγας δεν υπέστη κάποια αλλαγή. Ωστόσο, στην ανατολική και στη δυτική εξωτερική πλευρά του κτηρίου κατασκευάστηκαν τοίχοι αντιστήριξης από αργολιθοδομή, προσθήκη η οποία στόχευε στην καλύτερη συμπεριφορά του κτηρίου σε σεισμικά φορτία. Η καθεμία από αυτές τις πλευρές διαθέτε δύο τοίχους αντιστήριξης, έναν σφηνοειδή και έναν τετραγωνικής διατομής. Όσον αφορά στο εσωτερικό των νεωσοίκων, εκτός από τις δύο ακραίες πτέρυγες, και η μεσαία διαθέτε δύο γλίστρες για την ανέλκυση και την καθέλκυση των λέμβων. Όπως και στην πρώτη φάση κατασκευής, έτσι και στη δεύτερη υπάρχει ασάφεια σχετικά με την εσωτερική διαμόρφωση των κατόψεων. Το σχήμα 2.24 αποτελεί μία εκτίμηση της τότε χωροθέτησης.



Σχήμα 2.24: Κάτοψη ισογείου κατά τη δεύτερη φάση.

φωνητικό ανέγερσης του κτηρίου,³ η σκάλα εδραζόταν σε λίθινο πλατύσκαλο ύψους $1,00m$ και κατασκευάστηκε από σανίδες Λαρζίνων⁴ πάχους $0,05m$, ενώ είχε ξύλινα κιγκλιδώματα (Σχήμα 2.34α').

Τέλος, ανεγέρθηκε η εξωτερική είσοδος του Ομίλου στο πεζοδρόμιο. Αυτή αποτελείται από δύο υποστυλώματα, τα οποία ενώνονται μεταξύ τους με την επιγραφή του Ομίλου.



(α')



(β')

Σχήμα 2.27: (α') Εξώφυλλο περιοδικού *Κωπηλατικά νέα*. [5] (β') Σύγχρονη φωτογραφία της εξωτερικής εισόδου του Ομίλου Ερετών.

Ο φέρων οργανισμός του ανωγείου αποτελείται από τοιχοποιία, για την οποία ισχύει:

- πάχος τοιχοποιίας από τσιμεντόλιθους $0,35m$ στον βόρειο τοίχο
- πάχος τοιχοποιίας από τσιμεντόλιθους $0,30m$ στον ανατολικό
- πάχος τοιχοποιίας από τσιμεντόλιθους $0,40m$ στον δυτικό τοίχο
- πάχος τοιχοποιίας από οπτόπλινθους $0,30m$ στον νότιο τοίχο

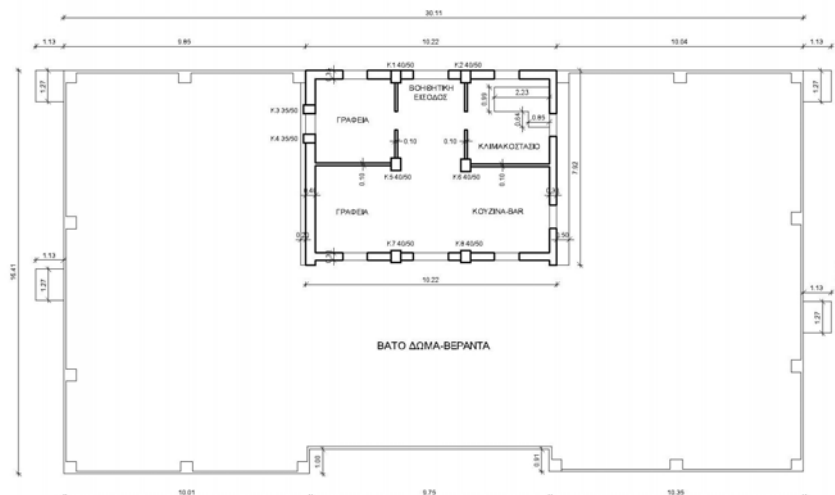
Επίσης, στο δομικό σύστημα συμπεριλαμβάνονται:

- έξι υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα διαστάσεων $0,40m \times 0,50m$
- δύο υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα διαστάσεων $0,35m \times 0,50m$
- τέσσερις παράλληλες δοκοί από οπλισμένο σκυρόδεμα διαστάσεων $0,30m \times 0,65m$
- πλάκα οροφής από οπλισμένο σκυρόδεμα πάχους $0,15m$
- δύο τοιχία από οπλισμένο σκυρόδεμα που εφάπτονται στον εξωτερικό φλοιό του διαμερίσματος: το τοιχίο της δυτικής όψης έχει μήκος $7,42m$, πλάτος $0,20m$ και ύψος $1,06m$, ενώ αυτό της ανατολικής όψης έχει μήκος $7,42m$, πλάτος $0,50m$ και ύψος $1,00m$.

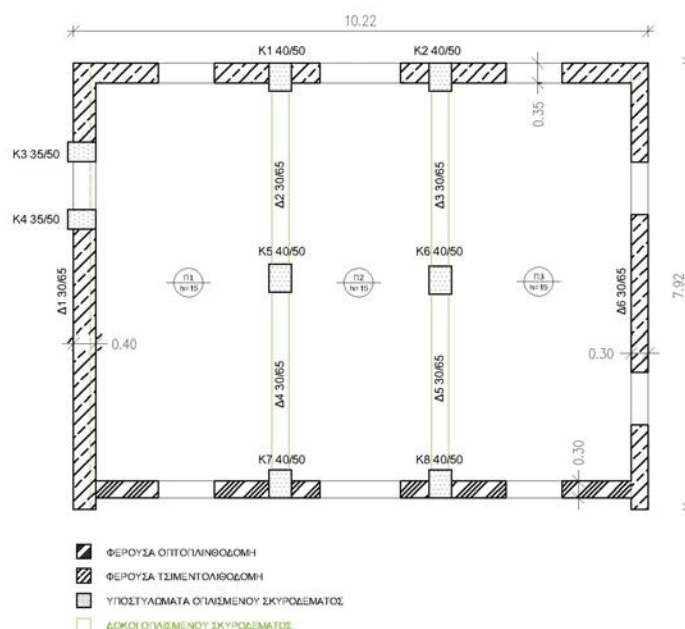
Τέλος, στην πλάκα οροφής της ενδιάμεσης πτέρυγας του ισογείου διαμορφώθηκε οπή για την κατασκευή ξύλινης εσωτερικής σκάλας, με σκοπό την εξυπηρέτηση της επικοινωνίας μεταξύ των δύο ορόφων. Στο σχήμα 2.29 αναπαριστάται ο ξυλότυπος οροφής του ανωγείου, όπως κατασκευάστηκε τότε. Σε αυτό φαίνεται το δομικό σύστημα που περιγράφηκε παραπάνω.

³Βλ. Παράρτημα

⁴Πρόκειται για σανίδες από σκληρό ξύλο.



Σχήμα 2.28: Κάτοψη ανωγείου κατά την τρίτη φάση.



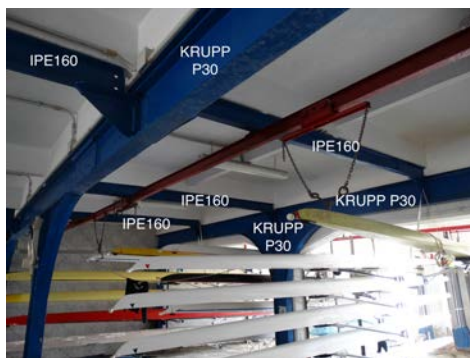
Σχήμα 2.29: Ξυλότυπος οροφής ανωγείου κατά την τρίτη φάση.

2.3.4 Τέταρτη φάση κατασκευής

Στα πρακτικά του Διοικητικού Συμβουλίου που πραγματοποιήθηκε στις 29/06/1945 [6], αναφέρεται η ολοκλήρωση της υποσύλωσης της ενδιάμεσης πτέρυγας του ισογείου. Έτσι, συμπεραίνεται ότι μεταβλήθηκε ο φέρων οργανισμός του ισογείου λόγω προσθηκών. Αναλυτικότερα στο προϋπάρχον δομικό σύστημα της τοιχοποιίας προστέθηκαν:

- μεταλλικά πλαίσια από:
 - υποστυλώματα διατομής KRUPP P30 (πλάτος πελμάτων=120mm, πάχος πελμάτων =10mm, ύψος κορμού=280mm, πάχος κορμού=10mm)
 - δοκούς διατομής KRUPP P30 (πλάτος πελμάτων=120mm, πάχος πελμάτων=10mm, ύψος κορμού=280mm, πάχος κορμού=10mm)

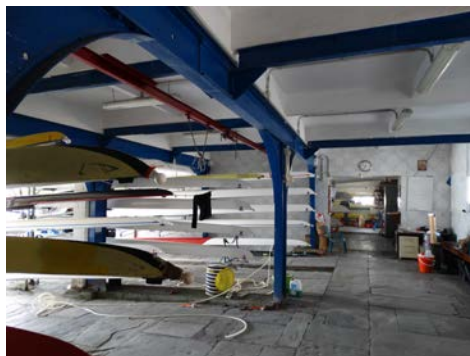
- γωνιακά διαστάσεων: πλάτος πέλματος=130mm, πάχος πέλματος=30mm, πάχος κορμού=10mm,
- μεταλλικές δοκοί διατομής IPE160 (συνολικό ύψος διατομής=160mm, πλάτος πελμάτων=82mm, πάχος πελμάτων=7,4mm, πάχος κορμού=5,0mm), οι οποίες είναι τοποθετημένες κάτω από ορισμένες νευρώσεις οπλισμένου σκυρόδεματος και κάθετα στα επίπεδα των πλαισίων. Αυτές οι δοκοί συνδέονται μέσω μεταλλικής τριγωνικής συναρμογής με τις δοκούς των μεταλλικών πλαισίων.



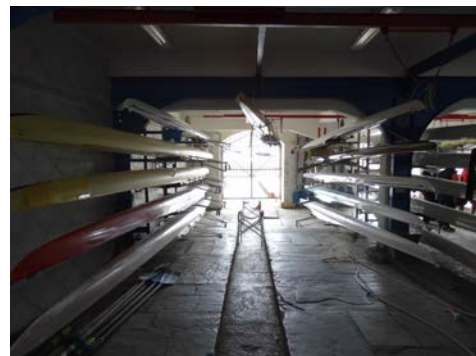
(α')



(β')



(γ')



(δ')

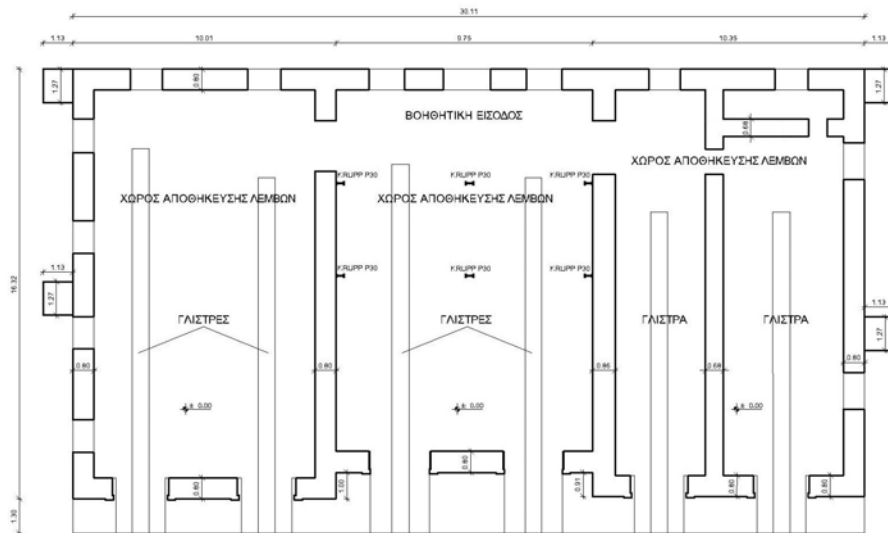


(ε')

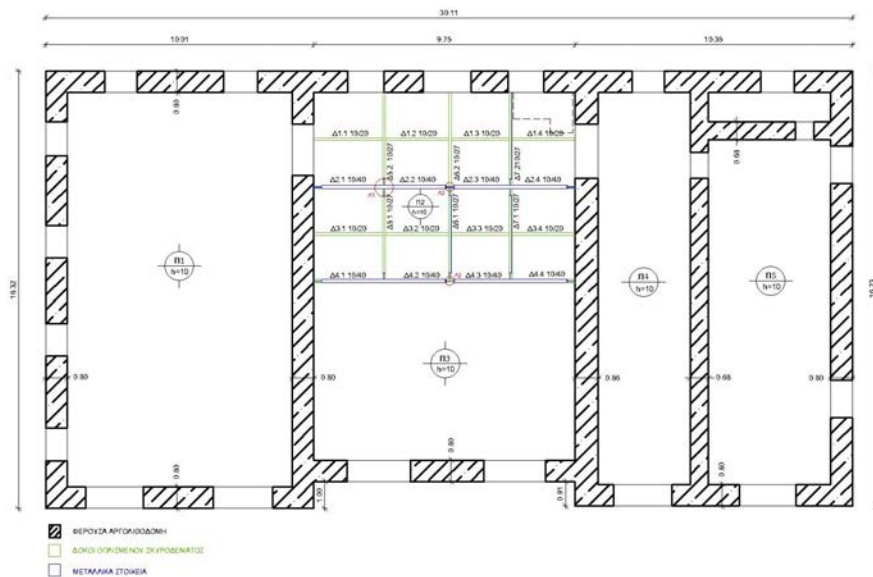


(ς')

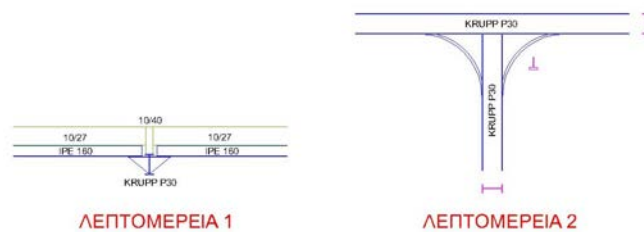
Σχήμα 2.30: (α') Φωτογραφία της μεταλλικής πλαισίωσης στο ισόγειο του κτηρίου. Αναγράφονται οι προαναφερθείσες διατομές. (β') Φωτογραφία της οροφής του ισόγειου προς την οδό. Αναγράφονται οι προαναφερθείσες διατομές. (γ') Φωτογραφία της οροφής του ισόγειου προς την οδό. Φαίνονται οι μεταλλικές προσθήκες, καθώς και οι νευρώσεις της πλάκας που είχαν προστεθεί κατά τη δεύτερη φάση κατασκευής. (δ') Όψη της πλαισιακής μεταλλικής κατασκευής προς τη θάλασσα. (ε') Φωτογραφία της μεταλλικής πλαισίωσης. (ς') Έμμεση σύνδεση δοκού διατομής IPE160 στη δοκό διατομής KRUPP P30.



Σχήμα 2.31: Κάτοψη ισογείου κατά την τέταρτη φάση.



Σχήμα 2.32: Ευλότυπος οροφής ισογείου κατά την τέταρτη φάση κατασκευής.



Σχήμα 2.33: Σχέδια λεπτομεριών.

2.3.5 Πέμπτη φάση κατασκευής

Περί τις αρχές της δεκαετίας του 1950, πραγματοποιήθηκε επέκταση του ανωγείου προκειμένου να χρησιμοποιηθεί ως αίθουσα εκδηλώσεων. Η αίθουσα αυτή αποτελούσε συνέχεια του χώρου των γραφείων και έτσι κρίθηκε αναγκαία η κατεδάφιση του τοίχου της νότια όψης του ανωγείου. Αρχικά, η επέκταση αποτελείτο από ξύλινο σκελετό. Αυτός στη συνέχεια αντικαταστάθηκε από σκελετό αλουμινίου, τζαμαρίες περιμετρικά και γυψοσανίδα στην οροφή. Λίγα χρόνια αργότερα, περί τα τέλη της δεκαετίας του 1950, υλοποιήθηκε επέκταση του μπαλκονιού με πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους $0,15m$. Έτσι τροποποιήθηκε η όψη του κτηρίου προς τη θάλασσα.



(α')



(β')



(γ')

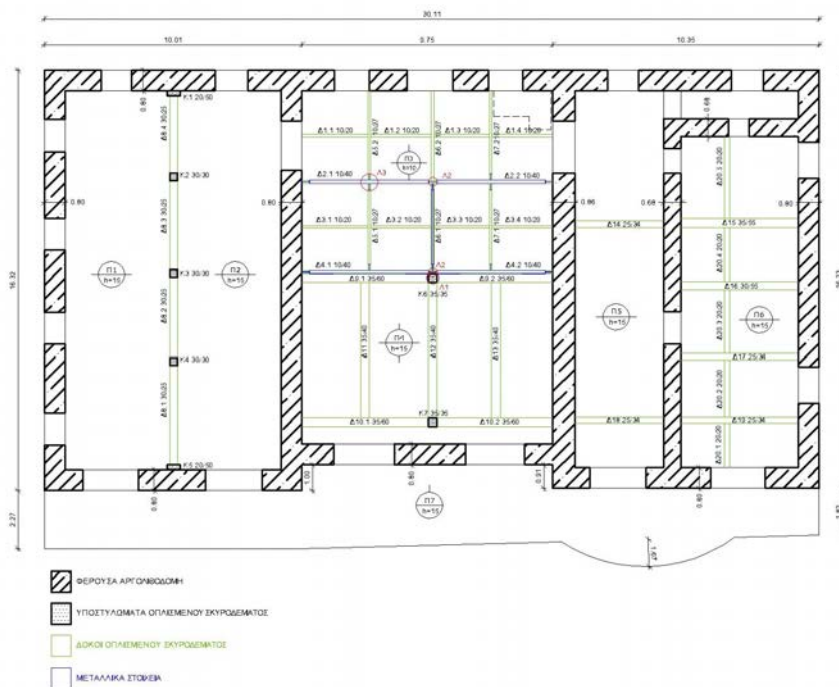
Σχήμα 2.34: (α') Το λιμάνι της Ζέας. Στο πρώτο πλάνο ο Όμιλος Ερετών με την ξύλινη επέκταση στο ανώγειο. Στα αριστερά φαίνεται η εξωτερική σκάλα που κατασκευάστηκε κατά την τρίτη φάση. [8] (β') Ο Όμιλος Ερετών κατά τη διαδικασία κατασκευής της επέκτασης του μπαλκονιού. [8] (γ') Πασαλιμάνι, Πειραιάς 1960, αριστερά ο Όμιλος Ερετών. Φαίνεται η ξύλινη επέκταση του ανωγείου. [57]

Αυτή η επέκταση του ανωγείου και του μπαλκονιού κατέστησε επιτακτική την ενίσχυση του φέροντος οργανισμού του κτηρίου. Έτσι, στο επίπεδο του ισογείου, οι πλάκες οροφής της ανατολικής και της δυτικής πτέρυγας αντικαταστάθηκαν από πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος πάχους $0,15m$, ενώ στο συμπαγές τμήμα της πλάκας της μεσαίας πτέρυγας αυξήθηκε το πάχος σε $0,15m$. Επίσης, προστέθηκαν υποστυλώματα και δοκοί από οπλισμένο σκυρόδεμα, τροποποιώντας κατά αυτόν τον τρόπο το δομικό σύστημα του ισογείου. Ειδικότερα:

- Στη δυτική πτέρυγα διαμορφώθηκε σειρά πέντε υποστυλωμάτων στη διεύθυνση Βορράς-Νότος. Τα δύο ακραία υποστυλώματα έχουν διαστάσεις $0,20m \times 0,50m$, ενώ τα τρία ενδιάμεσα είναι διαστάσεων $0,30m \times 0,30m$. Πάνω από αυτά διέρχεται δοκός με πάχος $0,30m$ και χρέμαση $0,25m$.

- Στην ενδιάμεση πτέρυγα προστέθηκαν δύο υποστυλώματα διαστάσεων $0,35m \times 0,35m$ επίσης κατά τη διεύθυνση Βορράς-Νότος. Πάνω από αυτά διέρχονται δοκάρια με πάχος $0,35m$ και κρέμαση $0,60m$ και με κατεύθυνση Ανατολή-Δύση. Μεταξύ δοκού και υποστυλώματος διαμορφώθηκε σύνδεση ροπής με σταδιακή αύξηση της διατομής του υποστυλώματος από $0,35m$ σε $2,15m$, στα ανώτατα $0,30m$ του ύψους του. Τα δύο συστήματα υποστυλώματος-δοκού που δημιουργήθηκαν ενώθηκαν στη διεύθυνση Βορρά-Νότου μέσω τριών δοκών οπλισμένου σκυροδέματος με πάχος $0,35m$ και κρέμαση $0,40m$.
- Στην ανατολική πτέρυγα προστέθηκαν:
 - στη διεύθυνση Βορράς-Νότος: πέντε δοκοί οπλισμένου σκυροδέματος με πάχος $0,20m$ και κρέμαση $0,20m$,
 - στη διεύθυνση Ανατολή-Δύση: τέσσερις δοκοί οπλισμένου σκυροδέματος με πάχος $0,25m$ και κρέμαση $0,34m$, μία δοκός με πάχος $0,35m$ και κρέμαση $0,55m$ και μία δοκός με πάχος $0,30m$ και κρέμαση $0,55m$.

Στο σχέδιο ξυλοτύπου οροφής ισογείου που ακολουθεί αναγράφονται όλες οι προσθήκες που αναφέρθηκαν παραπάνω, καθώς και ορισμένα σχέδια λεπτομερειών. (Σχήμα 2.35 & Σχήμα 2.36)



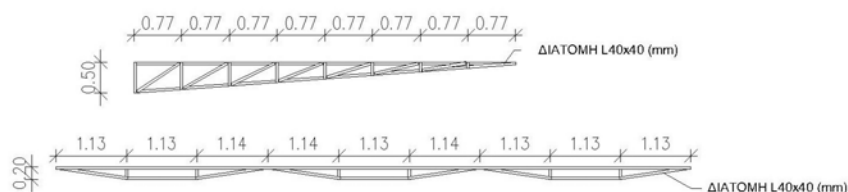
Σχήμα 2.35: Ξυλότυπος οροφής ισογείου κατά την πέμπτη φάση κατασκευής.



Σχήμα 2.36: Σχέδια λεπτομερειών.

Ο σκελετός αλουμινίου της επέκτασης του ανωγείου απαρτίζεται από:

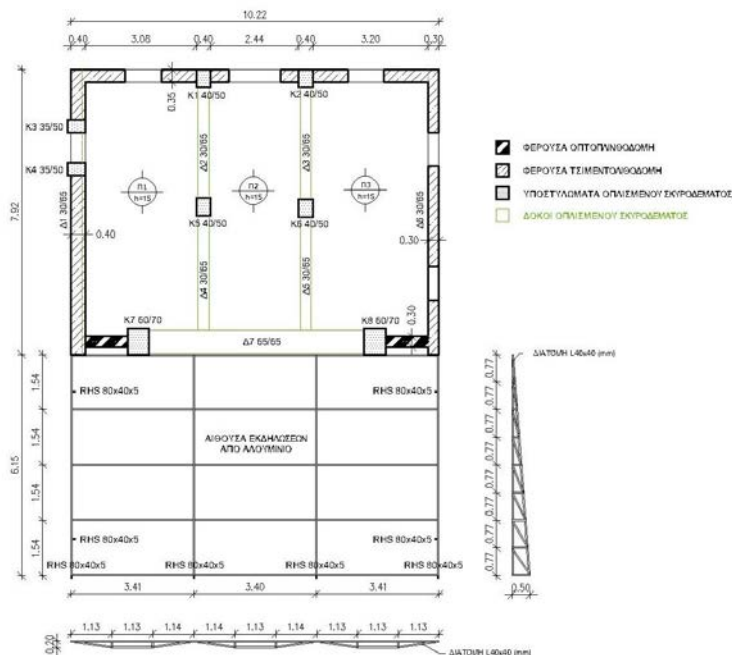
- οχτώ υποστυλώματα κοίλης ορθογωνικής διατομής διαστάσεων $40\text{mm} \times 80\text{mm}$ και πάχους 5mm (RHS 80x40x5),
- τέσσερα δικτυώματα στη διεύθυνση Βορράς-Νότος, που αποτελούνται από ράβδους διατομής γωνιακού διαστάσεων $40\text{mm} \times 40\text{mm}$,
- πέντε δικτυώματα στη διεύθυνση Ανατολή-Δύση, που αποτελούνται από ράβδους διατομής γωνιακού διαστάσεων $40\text{mm} \times 40\text{mm}$ (Σχήμα 2.37).



Σχήμα 2.37: Γεωμετρία δικτυωμάτων.

Αυτή η αναδιαμόρφωση του ανωγείου, που μοιραία προκάλεσε την κατεδάφιση του νότιου τοίχου του χώρου των γραφείων, οδήγησε σε αλλαγές στο στατικό σύστημα του ανωγείου. Συγκεκριμένα κατασκευάστηκαν

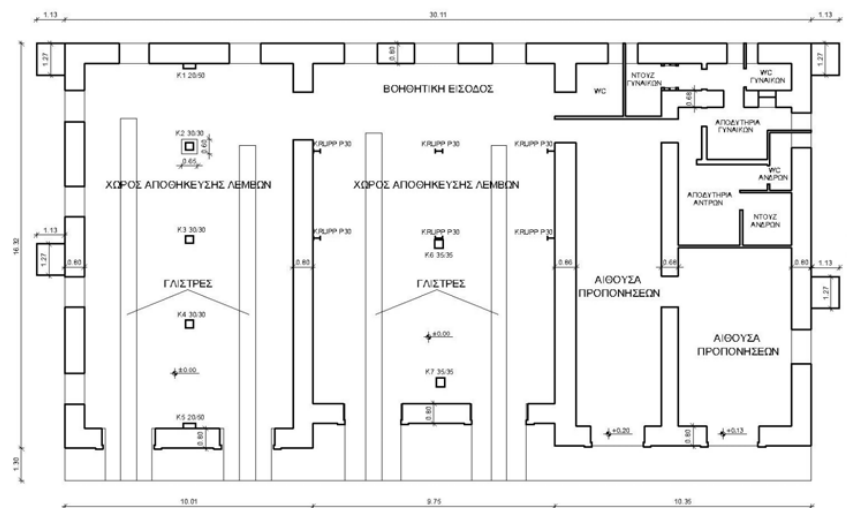
- δύο υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος, ορθογωνικής διατομής, διαστάσεων $0,60\text{m} \times 0,70\text{m}$ και
- μία δοκός οπλισμένου σκυροδέματος ύψους $0,65\text{m}$ και κρέμασης $0,65\text{m}$, που στηρίζεται στα δύο νέα υποστυλώματα.



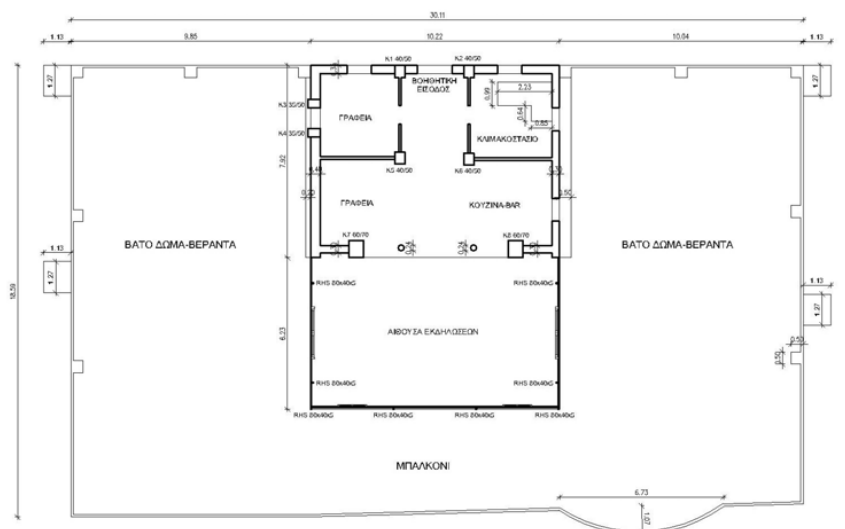
Σχήμα 2.38: Απεικόνιση οροφής ανωγείου κατά την πέμπτη φάση.

Επίσης, σε αυτή τη φάση τροποποιήθηκαν τα παράθυρα στην ανατολική όψη του χώρου των γραφείων με αύξηση του ύψους τους, λαμβάνοντας τη σημερινή τους μορφή.

Αργότερα, το δομικό σύστημα του ισογείου επίσης υπέστη μικρές τροποποιήσεις. Αυτό διαπιστώνεται από παλιά σχέδια (1992) και μαρτυρίες μελών του Ομίλου. Συγκεκριμένα, δημιουργήθηκαν δύο ανοίγματα στον ενδιάμεσο επιμήκη φέροντα τοίχο της ανατολικής πτέρυγας του ισογείου. Μάλιστα, κάτω από το ένα άνοιγμα τοποθετήθηκε μεταλλική κατασκευή για την ομαλή μετάβαση των φορτίων στη θεμελίωση.



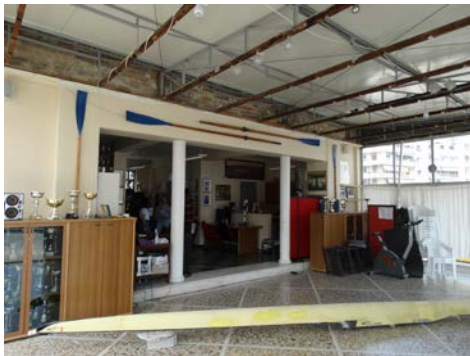
Σχήμα 2.39: Σημερινή κάτοψη ισογείου.



Σχήμα 2.40: Σημερινή κάτοψη ανωγείου.

Τέλος, το 2004, ο Όμιλος Ερετών εντάχθηκε στα Ολυμπιακά Ακίνητα από την Επιτροπή των Έργων. Τότε η Εφορεία Νεωτέρων Μνημείων του Υπουργείου Πολιτισμού ανέλαβε την ανακαίνιση και αναπαλαίωση του ιστορικού κτηρίου. Οι αλλαγές που επιβλήθηκαν στο κτήριο ήταν τέτοιες ώστε να συνάδουν με την ισχύουσα νομοθεσία. Οι επεμβάσεις αυτές ήταν περιορισμένες, καθώς μια δεκαετία νωρίτερα το κτήριο του Ομίλου Ερετών είχε χαρακτηριστεί

ως ιστορικό διατηρητέο μνημείο από το Υπουργείο Πολιτισμού. Έτσι, οι περισσότερες τροποποιήσεις έλαβαν χώρα στο εσωτερικό του στεγάσματος, με την αναδιάταξη των χώρων του ισόγειου και την επένδυση του εσωτερικού των τοίχων με πλακάκια. Οι αλλαγές αυτές μάλλον δεν επηρέασαν το δομικό σύστημα. Στα σχήματα 2.39 & 2.40 παρουσιάζονται οι σημερινές κατόψεις του κτηρίου.



(α')



(β')



(γ')

Σχήμα 2.41: (α') Η αίθουσα εκδηλώσεων του ανωγείου σήμερα. Στο βάθος φαίνεται ο χώρος των γραφείων, ενώ στην οροφή φαίνονται τα δικτυώματα αλουμινίου. (β') Η αίθουσα εκδηλώσεων του ανωγείου σήμερα. Στην οροφή φαίνονται τα δικτυώματα αλουμινίου. (γ') Φωτογραφία όπου φαίνεται η προέκταση της βερβάντας του ανωγείου.

Κεφάλαιο 3

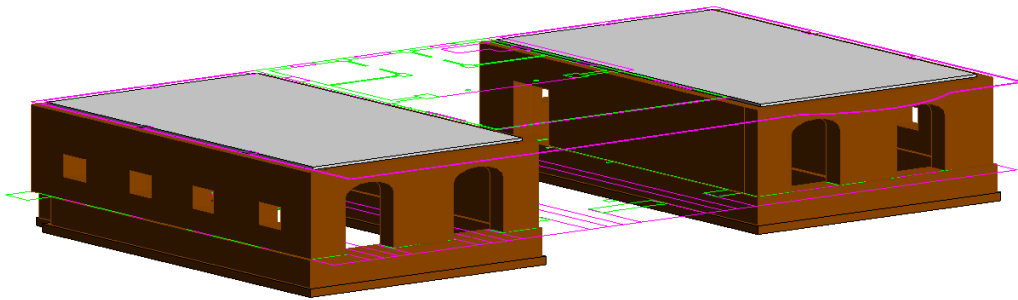
Σχεδίαση του κτηρίου στο πρόγραμμα Revit

Για τη μελέτη του κτηρίου του Ομίλου Ερετών ήταν απαραίτητη η δισδιάστατη αποτύπωσή του, καθώς δεν υπήρχαν διαθέσιμα αξιόπιστα σχέδιά του. Η διαδικασία της αποτύπωσης αυτής ανέδειξε τη δυσκολία προσδιορισμού των ακριβών διαστάσεων του κτηρίου και κυρίτερα του φέροντος οργανισμού του. Η πολυπλοκότητα της γεωμετρίας, η πληθώρα διαφορετικών υλικών, σε συνδυασμό με τις πολλαπλές επικαλύψεις των στοιχείων μοιραία οδήγησαν σε περαιτέρω διερεύνηση και εκ νέου μετρήσεις. Έτσι, λοιπόν, κατέστη αναγκαία η κατάρτηση ενός δυναμικού τρισδιάστατου μοντέλου που θα αποτελεί βάση δεδομένων του υπό μελέτη κτηρίου, αποτυπώνοντας την ιστορική του πορεία μέσω της προσομοίωσης των φάσεων κατασκευής του.

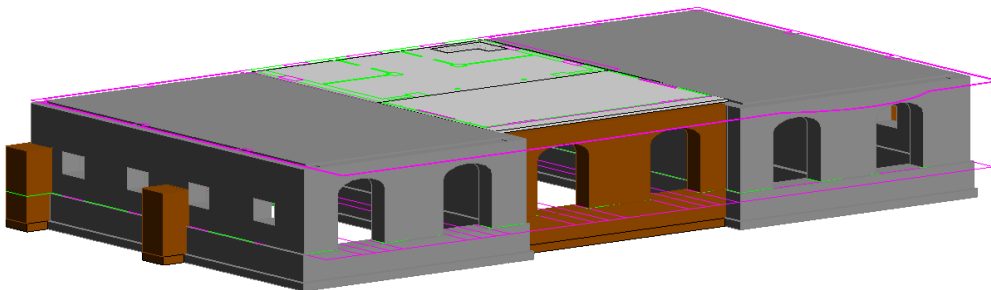
Η αποτύπωση του κτηρίου έγινε αρχικά χειρόγραφα, μετά από επιτόπου μετρήσεις, και στη συνέχεια συντάχθηκαν τα δισδιάστατα σχέδια των κατόψεων σε περιβάλλον AutoCAD. Ωστόσο, η δισδιάστατη σχεδιαστική αναπαράσταση των δύο ορόφων του κτηρίου δεν ήταν αρκετή για την πλήρη κατανόηση του φορέα. Έτσι, η μετάβαση από το δισδιάστατο περιβάλλον σε μια τρισδιάστατη αναπαράσταση αποτέλεσε τη βέλτιστη λύση για την καλύτερη εποπτεία της κατασκευής. Η τρισδιάστατη προσομοίωση του κτηρίου πραγματοποιήθηκε στο πρόγραμμα Revit, το οποίο επιτρέπει την εισαγωγή των κατόψεων από το σχεδιαστικό πρόγραμμα Autocad και στη συνέχεια την ανύψωση («χτίσιμο») της κατασκευής πάνω στα σχέδια αυτά. Το τρισδιάστατο αρχιτεκτονικό μοντέλο του δομήματος διευκολύνει τον προσδιορισμό των τροποποιήσεων που υπέστη αυτό με την πάροδο των χρόνων. Οι πληροφορίες αυτές αποθηκεύονται στο κτηριακό μοντέλο, καθώς αυτό προσομοιώνεται σε φάσεις κατασκευής καταλήγοντας εν τέλει στη σημερινή του μορφή. Ο δυναμικός χαρακτήρας της προσομοίωσης επιτρέπει την σύμπτυξη πολλών διαφορετικών μοντέλων (αρχιτεκτονικό, στατικό, μηχανολογικό κλπ) σε ένα. Έτσι, οι μηχανικοί εργάζονται σε ένα κοινό μοντέλο, χωρίς απαραίτητα να βρίσκονται στον ίδιο χώρο. Με αυτόν τον τρόπο εργασίας, αποφεύγονται τα λάθη και οι ασυνεννοησίες, με αποτέλεσμα να μειώνεται ο απαιτούμενος χρόνος και συνεπώς το κόστος. Όλα αυτά αποδεικνύουν τη φύση BIM (Building Information Modelling) του προγράμματος Revit, ένα όλο και περισσότερο προτιμητέο εργαλείο των μηχανικών σήμερα. Στο παρόν έργο, αυτό το BIM πρόγραμμα προσφέρει μια σαφέστερη εικόνα του δομήματος με υψηλό επίπεδο λεπτομέρειας, συντελώνοντας έτσι στον ευκολότερο προσδιορισμό των απαιτούμενων ενισχύσεων και επεμβάσεων που πιθανώς να χρειαστούν, υπολογίζοντας με ακρίβεια τις απαραίτητες επιμετρήσεις και προμετρήσεις.

3.1 Προσομοίωση φάσεων κατασκευής

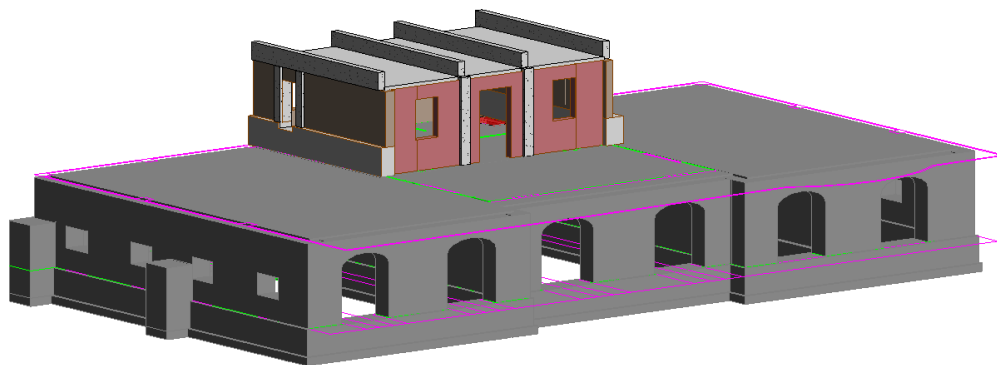
Κατά την προσομοίωση του φορέα, χρήσιμη είναι η ανάλυσή του ανά φάση κατασκευής. Αυτό θεωρείται σκόπιμο, καθώς, ανάλογα με τη φάση κατασκευής του κτηρίου, χρησιμοποιούνται διαφορετικά υλικά, μεταβάλλεται το στατικό σύστημα και γίνεται ανακατανομή των τάσεων λόγω της προϋπάρχουσας εντατικής κατάστασης. Έτσι, με την ανάλυση του φορέα ανά φάση και τον επιμερισμό του συνολικού συστήματος σε πολλά μικρότερα, ελέγχεται η σταδιακή εξέλιξη των βλαβών και των φθορών του φέροντα οργανισμού. Αυτό βοηθά στον έγκυρο εντοπισμό των αιτιών των βλαβών και συνεπώς στη σωστότερη επιλογή μεθόδου αποκατάστασης ή και ενίσχυσης του κτηρίου. Παρακάτω παρουσιάζονται οι φάσεις κατασκευής του κτηρίου, όπως αυτές προσομοιώθηκαν γραφικά στο Revit.



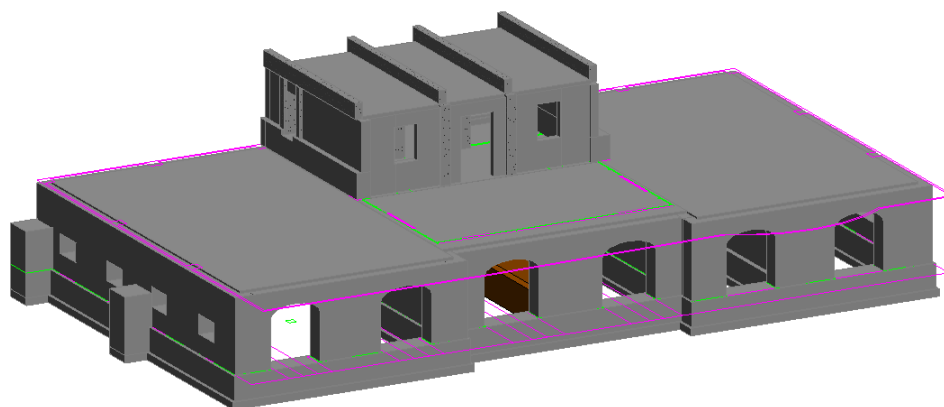
Σχήμα 3.1: Πρώτη φάση κατασκευής.



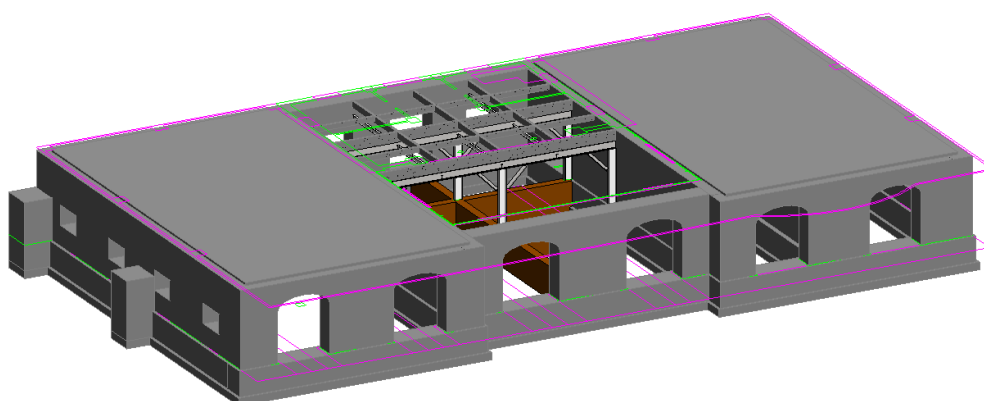
Σχήμα 3.2: Δεύτερη φάση κατασκευής.



Σχήμα 3.3: Τρίτη φάση κατασκευής.

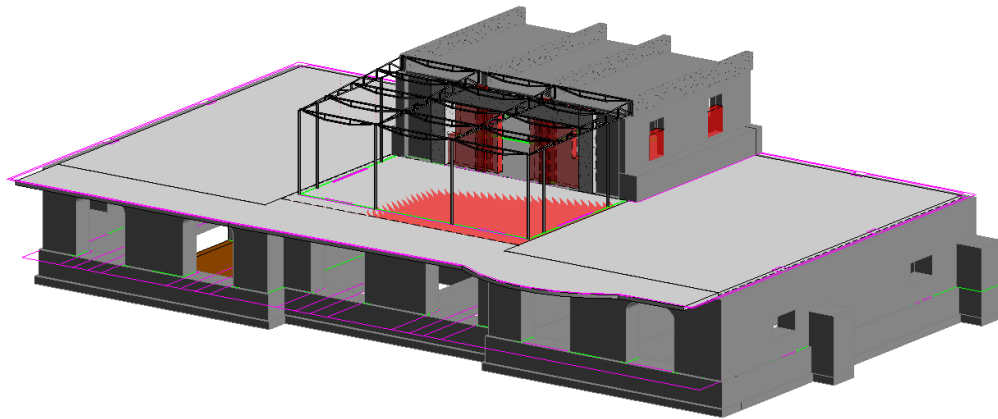


(α')

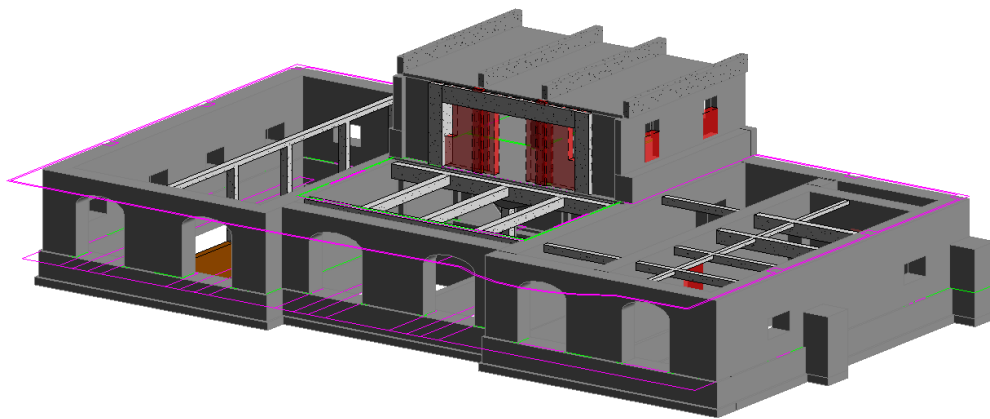


(β')

Σχήμα 3.4: Τέταρτη φάση κατασκευής. (α') Συνολικό προσομοίωμα. (β') Το προσομοίωμα, με απόκρυψη του πρώτου ορόφου και της πλάκας οροφής της μεσαίας πτέρυγας, ώστε να είναι εμφανείς οι μεταλλικές προσθήκες στο ισόγειο.



(α')



(β')

Σχήμα 3.5: Πέμπτη φάση κατασκευής. (α') Συνολικό προσομοίωμα. (β') Το προσομοίωμα με απόκρυψη της μεταλλικής προσθήκης και των πλακών οροφής των νεωσοίκων, ώστε να είναι εμφανείς οι προσθήκες στο ισόγειο.

Κεφάλαιο 4

Παθολογία κτηρίου

4.1 Γενική παθολογία του δομήματος

Οι βλάβες και οι φθορές που παρατηρούνται και εντοπίζονται στα ιστορικά κτήρια από τοιχοποιία ποικίλλουν, όσον αφορά στη μορφή και την έκτασή τους, και εξαρτώνται από διάφορους παράγοντες. Η λεπτομερής αποτύπωση των φερόντων μελών, η αναζήτηση στοιχείων που αφορούν μετατροπές και επεμβάσεις στη διάρκεια ζωής της κατασκευής και η παρακολούθηση της εξέλιξης των βλαβών αποτελούν τα βασικά στοιχεία για την ορθή τεκμηρίωση της παθολογίας. Η γνώση των αιτιών που προκάλεσαν τις βλάβες και τις φθορές αποτελεί σημαντική παράμετρο για την ορθή αντιμετώπισή τους με τις κατάλληλες επισκευές και ενδεχόμενες ενισχύσεις.

Τα αίτια που προξενούν τις βλάβες σε ιστορικά κτήρια οφείλονται σε παράγοντες που σχετίζονται με την ίδια την κατασκευή και τα χαρακτηριστικά της, με την επιρροή του εδάφους και του τρόπου θεμελίωσης, καθώς και σε εξωτερικούς παράγοντες. Ορισμένα από τα πιο σημαντικά αίτια δημιουργίας βλαβών στα κτήρια είναι ο ελλιπής σχεδιασμός των δομικών στοιχείων και του τρόπου σύνδεσής τους, οι μεγάλες τροποποιήσεις του αρχικού δομικού συστήματος, οι κακοτεχνίες στην κατασκευή, η χρήση υλικών κακής ποιότητας ή υλικών με διαφορετικά φυσικοχημικά και μηχανικά χαρακτηριστικά, οι τυχηματικές δράσεις (π.χ. σεισμοί) και οι περιβαλλοντικές δράσεις (π.χ. υγρασία). Η πιο συνήθης βλάβη που εμφανίζουν οι λιθοδομές είναι η ρηγμάτωσή τους. Αυτή οφείλεται στην αστοχία, δηλαδή στην υπέρβαση της θλιπτικής ή της εφελκυστικής αντοχής των λίθων ή του συνδετικού τους υλικού αντίστοιχα.

Όσον αφορά στις φθορές, αυτές αποτελούν αναμενόμενες αλλοιώσεις που οφείλονται στη φύση των επιλεγμένων υλικών, καθώς και στις συνθήκες του περιβάλλοντος της κατασκευής. Συγκεκριμένα, η σύσταση του συνδετικού κονιάματος μεταξύ των λίθων, δηλαδή τα υλικά μέρη και οι αναλογίες τους, και η ανομοιογένεια του μίγματος έχουν ως αποτέλεσμα να εμφανίζονται διαφορετικές ιδιότητες κατά μήκος των λιθοδομών. Έτσι, μπορεί να προξηνηθούν φθορές στη λιθοδομή, όπως αστοχία και ρηγμάτωση του κονιάματος και κατ'επέκταση υποχώρησή του. Επιπροσθέτως, φθορές εμφανίζονται στα επιχρίσματα του δομήματος, αλλοιώνοντας έτσι την εικόνα του. Αυτές είναι αποτέλεσμα των εξωτερικών συνθηκών (υγρασία, έκθεση στον ήλιο κ.ά.) και στην αδυναμία συντήρησής τους. Τέλος, συνηθισμένο φαινόμενο αποτελεί η απορρόφηση υγρασίας από τις λιθοδομές. Ειδικότερα, τα υψηλά ποσοστά υγρασίας με την πάροδο του χρόνου επιδρούν στις τοιχοποιίες των κτηρίων, κυρίως στα θεμέλια και την κάτω ζώνη των λιθοδομών, όπου και αναπτύσσεται μούχλα.

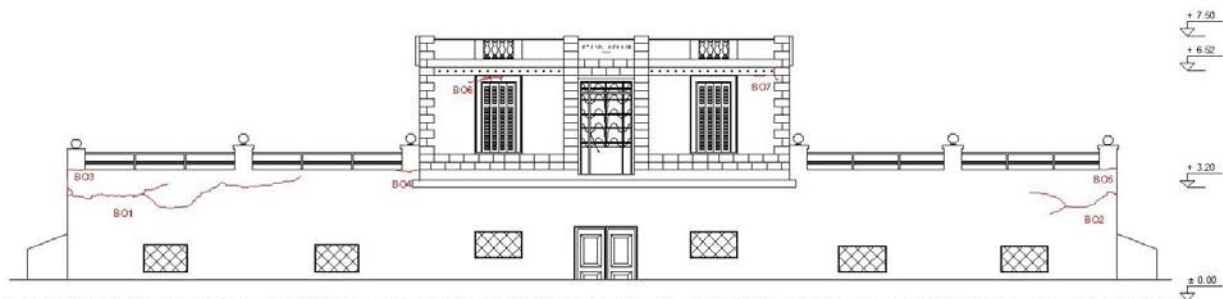
Ως πρώτο βήμα διάγνωσης της παθολογίας του κτηρίου πραγματοποιήθηκε οπτικός έλεγ-

χος,¹ μέσω του οποίου αναγνωρίστηκαν φθορές και βλάβες στα δομικά στοιχεία της κατασκευής. Το κτήριο μελέτης, αναλογικά με τον όγκο του και την ιδιομορφία της γεωμετρίας του, δεν φαίνεται να παρουσιάζει κάποιο ιδιαίτερα σοβαρό πρόβλημα από στατικής απόψεως. Μακροσκοπικά, δηλαδή, το κτήριο είναι καλοδομημένο και δεν εμφανίζει έντονες ρηγματώσεις στη φέρουσα λιθοδομή. Αυτό μπορεί να δικαιολογηθεί από την απουσία έντονης σεισμικής δραστηριότητας στην περιοχή. Συνεπώς, η παθολογία που εμφανίζει το κτήριο πιθανόν να οφείλεται περισσότερο απλώς στη γήρανση των υλικών, στην έντονη παρουσία υγρασίας ή σε μια απλή υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής και λιγότερο σε αποτελέσματα σεισμικών διεγέρσεων. Άλλος ένας κρίσιμος παράγοντας που φαίνεται να έχει επηρεάσει το σύνολο του κτηρίου μελέτης είναι οι διαφορικές καθιζήσεις που έχει υποστεί. Έτσι, το κτήριο πλήττεται περισσότερο από φθορές στο κελυφός του, οι οποίες υπονομεύουν την αισθητική του. Υπογραμμίζεται ότι οι φθορές αυτές εντοπίζονται κυρίως στο ισόγειο της κατασκευής, καθώς αυτό προσβάλλεται άμεσα από τη θάλασσα.

Η παθολογία του δομήματος καταγράφεται αναλυτικά και γίνεται διερεύνηση των αιτιών δημιουργίας των βλαβών και των φθορών. Παρακάτω παρατίθενται σχέδια που απεικονίζουν τους φέροντες τοίχους του κτηρίου και τις αστοχίες που έχουν εκδηλωθεί σε αυτούς. Πάνω στα σχέδια που απεικονίζουν τις βλάβες αριθμείται κάθε ρωγμή. Κάθε ρωγμή ονομάζεται ανάλογα με τον αύξοντα αριθμό της και με τα πρώτα γράμματα του τοίχου στον οποίο βρίσκεται. Για παράδειγμα, η ρωγμή με αύξοντα αριθμό 2 στην ανατολική όψη ονομάζεται ΑΟ2. Τα σχέδια στα οποία αποτυπώνονται οι ρωγμές συνοδεύονται από τις αντίστοιχες φωτογραφίες. Να σημειωθεί ότι στόχος της παρούσας διερεύνησης είναι ο προσδιορισμός της θέσης και της μορφής των ρωγμών και όχι του εύρους τους.

4.2 Κατακόρυφα στοιχεία

4.2.1 Εξωτερική όψη προς οδό (Βόρεια εξωτερική όψη)



Σχήμα 4.1: Μακροσκοπική εικόνα των ρωγμών στην εξωτερική όψη του κτηρίου προς την οδό.

ΒΟ1

Η εν λόγω ρωγμή εμφανίζεται μετά από ισχυρή γωνία. Αποτελεί οριζόντια καμπτική ρωγμή που οφείλεται σε κάμψη εκτός επιπέδου. Εκτιμάται ότι εντοπίζεται στη σύνδεση του πατώμα-

¹Ο οπτικός έλεγχος αποτελεί μέθοδο μη καταστροφικού ελέγχου, η οποία προηγείται και συνοδεύει όλες τις υπόλοιπες μεθόδους διερεύνησης μιας υφιστάμενης κατασκευής. Έχει σκοπό την απόκτηση μιας εποπτικής εικόνας του κτηρίου και των βλαβών που ενδεχομένως εμφανίζει. Η παρούσα εργασία περιορίζεται στην μακροσκοπική και ποιοτική ερμηνεία της παθολογίας του υπό μελέτη κτηρίου.

τος από οπλισμένο σκυρόδεμα με την τοιχοποιία, δηλαδή σε σημείο σύνδεσης διαφορετικών υλικών.



(α')



(β')



(γ')



(δ')

Σχήμα 4.2: (α') Γενική όψη ρωγμής BO1. (β'), (γ'), (δ') Τμηματική μεγέθυνση της ρωγμής.

BO2

Όπως η BO1, έτσι και η BO2 εμφανίζεται συμμετρικά μετά από ισχυρή γωνία. Αποτελεί οριζόντια καμπτική ρωγμή που οφείλεται σε κάμψη εκτός επιπέδου. Εκτιμάται ότι εντοπίζεται στη σύνδεση του πατώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα με την τοιχοποιία, δηλαδή σε σημείο σύνδεσης διαφορετικών υλικών. Παρουσιάζει μικρότερη έκταση σε σχέση με την BO1, αλλά η γεωμετρία της μακροσκοπικά είναι παρεμφερής της BO1.



(α')

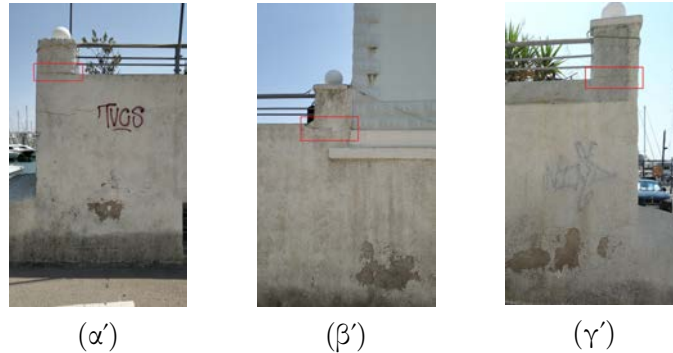


(β')

Σχήμα 4.3: (α') Γενική όψη ρωγμής BO2. (β') Μεγέθυνση στο σημείο της διακλάδωσης.

ΒΟ3-ΒΟ4-ΒΟ5

Οι εν λόγω ρωγμές εμφανίζονται στο σημείο αλλαγής πλάτους από το στηθαίο στον πεσσό. Οφείλονται σε κάμψη του πεσσού εκτός επιπέδου σε επίπεδο παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς.



Σχήμα 4.4: (α') Ρωγμή ΒΟ3. (β') Ρωγμή ΒΟ4. (γ') Ρωγμή ΒΟ5.

ΒΟ6

Η συγκεκριμένη ρωγμή είναι αποτέλεσμα της φθοράς του γείσου παραθύρου. Ειδικότερα, έχει αποκολληθεί τμήμα του γείσου, ενώ η αλλοίωση της μορφής του οφείλεται στη γήρανση των υλικών και στην απουσία συντήρησής τους. Επίσης, έχουν αποκαλυφθεί οι ξύλινες δοκοί που υποστηρίζουν το ανώφλι (πρέκι).



Σχήμα 4.5: (α') Ρωγμή ΒΟ6. (β'), (γ') Σταδιακή μεγέθυνση της ρωγμής.

ΒΟ7

Πρόκειται για ρωγμή η οποία προήλθε από οπή που διανοίχθηκε για την τοποθέτηση κονταριού.



Σχήμα 4.6: Ρωγμή ΒΟ7.

Φθορές

Στο επίπεδο του ισογείου, η λιθοδομή εμφανίζει εξωτερικά τοπικές αποκολλήσεις και ρηγματώσεις στο επίχρισμα, που έχουν ως αποτέλεσμα τη διάβρωση της τοιχοποιίας. Αυτές οι φθορές εντοπίζονται κυρίως στη βάση του κτηρίου, καθώς οφείλονται στην ανερχόμενη υγρασία του εδάφους και στα όμβρια ύδατα που διατρέχουν το δρόμο της μαρίνας σε περίπτωση δυσμενών καιρικών συνθηκών. Εκτός από ανοδική, παρατηρείται και καθοδική υγρασία λόγω της έλλειψης υδρορροής στην πρόσοψη του ανωγείου. Επίσης παρουσιάζονται φθορές και στα μορφολογικά στοιχεία που διακοσμούν την πρόσοψη του ανωγείου. Αυτές συναντώνται στο κυματιοφόρο γείσο, στα τρίγλυφα των παραθύρων, στο πλαίσιο της πόρτας και στις μπαλούστρες. Η αλλοίωση της μορφής των παραπάνω στοιχείων οφείλεται στη γήρανση των υλικών και στην απουσία συντήρησής τους.

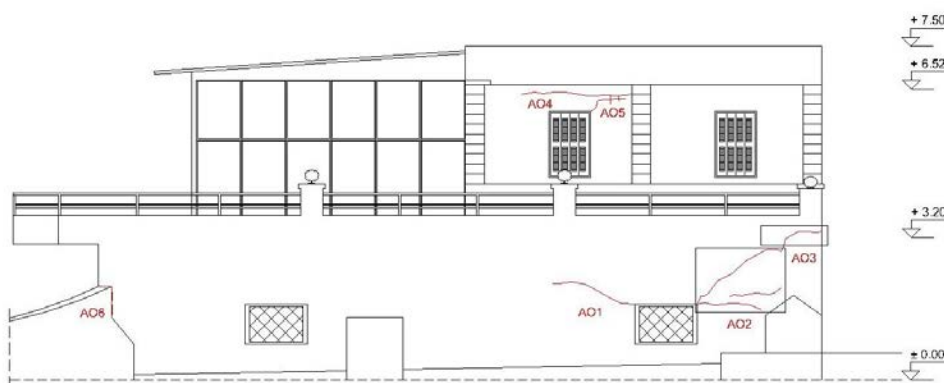


Σχήμα 4.7: (α'), (β'), (γ') Τοπικές αποκολλήσεις επιχρισμάτων στο επίπεδο του ισογείου. Είναι εμφανής η ανοδική και η καθοδική υγρασία στην επιφάνεια της λιθοδομής.



Σχήμα 4.8: Φθορές στα διακοσμητικά στοιχεία της πρόσοψης του ορόφου.

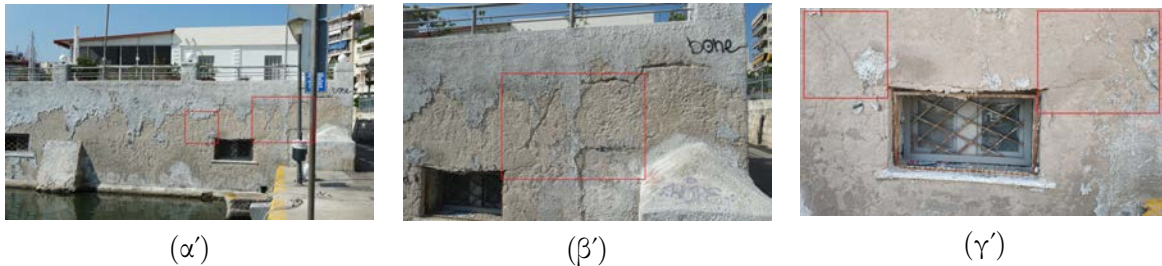
4.2.2 Ανατολική εξωτερική όψη



Σχήμα 4.9: Μακροσκοπική εικόνα των ρωγμών στην ανατολική εξωτερική όψη του κτηρίου.

ΑΟ1-ΑΟ2

Οι εν λόγω λοξές-διαγώνιες ρωγμές διέρχονται από τις ακμές του ανοίγματος, δηλαδή από τα σημεία όπου αναπτύσσονται οι μέγιστες συγκεντρώσεις τάσεων. Οφείλονται σε διατμητική επιπόνηση εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας και ξεκινούν από το ανώφλι του ανοίγματος με κατεύθυνση προς το σημείο σύνδεσης του πατώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα με την τοιχοποιία.



Σχήμα 4.10: (α) Γενική όψη ρωγμών ΑΟ1-ΑΟ2. (β) Ρωγμή ΑΟ2. (γ) Μεγέθυνση στο άνοιγμα.

ΑΟ3

Η ρωγμή αυτή αποτελεί συνέχεια της ρωγμής ΑΟ2. Πιθανώς, όμως, προέρχεται και από εκτός επιπέδου κάμψη, καθώς έχει οριζόντια μορφή. Επίσης, εμφανίζεται μετά από ισχυρή γωνία και συνεπώς συνιστά συνέχεια της ρωγμής ΒΟ1.



Σχήμα 4.11: (α) Μεγέθυνση ρωγμής ΑΟ3. (β) Η ρωγμή ΑΟ3 ως συνέχεια της ρωγμής ΒΟ1.

ΑΟ4

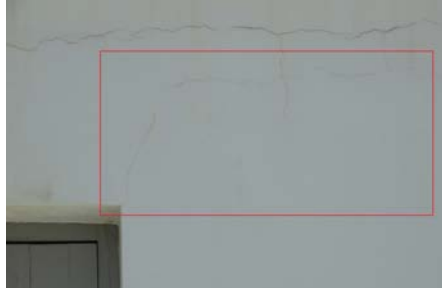
Πρόκειται για οριζόντια ρωγμή λόγω καμπτικής καταπόνησης εκτός του επιπέδου της τοιχοποιίας. Συναντάται στην επαφή του πατώματος οπλισμένου σκυροδέματος με την τοιχοποιία τσιμεντολιθοδομής.



Σχήμα 4.12: Ρωγμή ΑΟ4.

ΑΟ5

Η συγκεκριμένη ρωγμή οφείλεται σε διάτμηση εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας, γεγονός που μαρτυράται από τη διαγώνια μορφή της. Ξεκινά από το ανώφλι του ανοίγματος και εξελίσσεται στο υπέρθυρο κάτωθεν της ρωγμής ΑΟ4.



Σχήμα 4.13: Ρωγμή ΑΟ5.

ΑΟ6

Πρόκειται για ρωγμή στην επαφή εγκάρσιων τοίχων λόγω ανεπαρκούς σύνδεσης αυτών και διαφορετικής κινηματικής συμπεριφοράς σε εκτός επιπέδου κάμψη. Η αποκοπή εντοπίζεται μεταξύ του τοίχου της ανατολικής πτέρυγας και του κυματοθραύστη.



Σχήμα 4.14: Ρωγμή ΑΟ6.

Παραμόρφωση ανωφλίου

Παρατηρείται έντονη παραμόρφωση του ανωφλίου του βορεινού παραθύρου της ανατολικής όψης εξαιτίας του μεγάλου βάρους της τοιχοποιίας και της επιλογής μικρής διατομής μεταλλικού πρεχιού.



Σχήμα 4.15: Παραμόρφωση ανωφλίου.

Φθορές

Οι φθορές είναι έντονες στην ανατολική όψη, η οποία είναι η πιο εκτεθειμένη (μαζί με τη νότια) στις δυσχερείς καιρικές συνθήκες του θαλάσσιου μετώπου. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα το νερό να ρέει απευθείας στην επιφάνεια της τοιχοποιίας, ευνοώντας την παραμένουσα υγρασία. Συγκεκριμένα, η βάση του κτηρίου πλήττεται από ανερχόμενη υγρασία, καθώς βρίσκεται σε άμεση επαφή με τη θάλασσα. Έτσι καταγράφονται εκτεταμένες αποκολλήσεις επιχρίσματος σε μεγάλη επιφάνεια της όψης. Επίσης το συνδετικό κονίαμα της αργολιθοδομής έχει υποστεί αποσάθρωση, δημιουργώντας ένα συνεχές δίκτυο μικρορηγματώσεων. Τέλος, δεν αποκλείεται τα λιθώματα να έχουν διαβρωθεί από τα άλατα.



(α')



(β')

Σχήμα 4.16: (α'), (β') Φθορά και διάβρωση από την ανερχόμενη υγρασία.

Αξίζει να αναφερθεί και η ύπαρξη βιολογικών παραγόντων στο κάτω μέρος της τοιχοποιίας, οι οποίοι εγκυμονούν τον κίνδυνο της βιοδιάβρωσης. Συγκεκριμένα, εντοπίζονται βρύα και λειχήνες, οργανισμοί οι οποίοι παράγουν διαβρωτικά οξέα με τις ρίζες τους και δύνανται να επηρεάσουν την αντοχή του στοιχείου με το οποίο έρχονται σε επαφή. Ακόμη, οι οργανισμοί αυτοί είναι ικανοί να παραμορφώσουν φέροντα στοιχεία της κατασκευής.



(α')



(β')

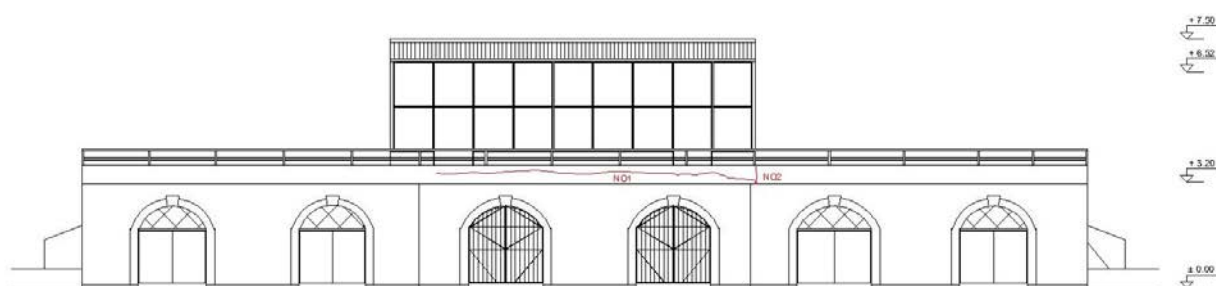
Σχήμα 4.17: (α'), (β') Βιοδιάβρωση στο κάτω μέρος της τοιχοποιίας.

Άλλη μία επίπτωση των δυσμενών περιβαλλοντικών συνθηκών αποτελεί η οξείδωση των μεταλλικών στοιχείων. Η οξείδωση αυτή είναι εμφανής στα μεταλλικά στοιχεία των παραθύρων της ανατολικής όψης.



Σχήμα 4.18: (α'), (β') , (γ') Οξείδωση μεταλλικών στοιχείων.

4.2.3 Εξωτερική όψη προς θάλασσα (Νότια εξωτερική όψη)



Σχήμα 4.19: Μακροσκοπική εικόνα των ρωγμών στην εξωτερική όψη του κτηρίου προς τη θάλασσα.

NO1

Η εν λόγω ρωγή συναντάται στη σύνδεση του πατώματος του μπαλκονιού με το περιμετρικό στηθαίο από οπτόπλινθους. Προέρχεται από κάμψη εκτός επιπέδου, εξ ου και η οριζόντια μορφή της.



Σχήμα 4.20: Ρωγή NO1.

NO2

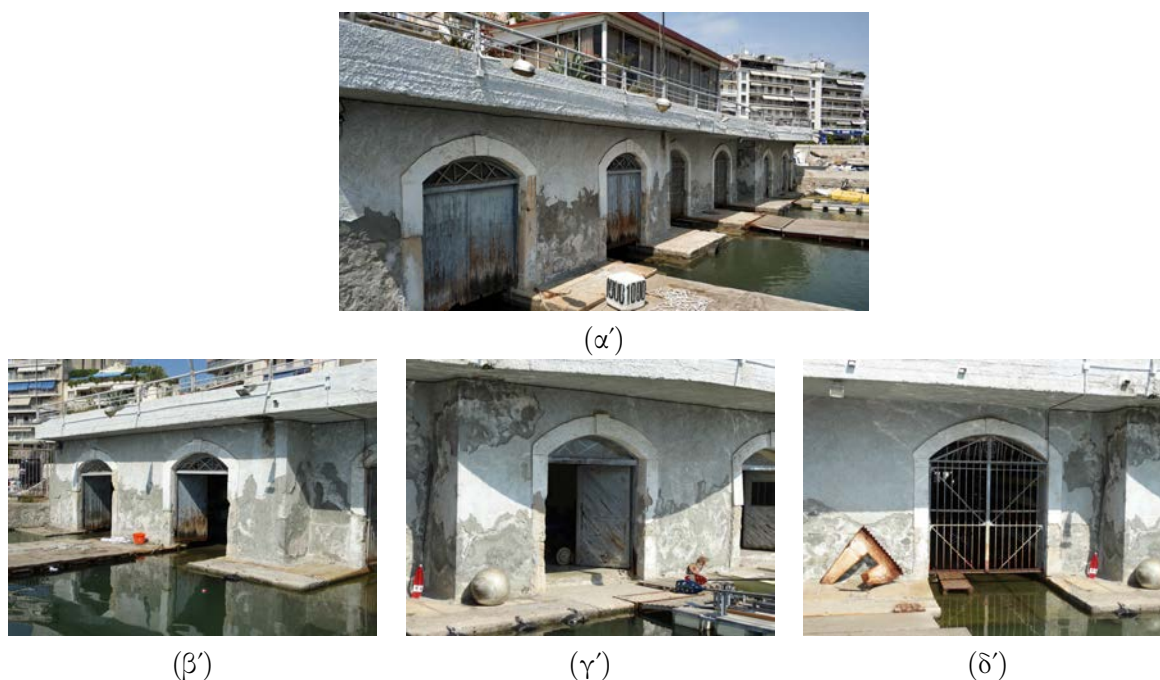
Πρόκειται για ρωγή στο σημείο έναρξης της καμπύλωσης του στηθαίου του μπαλκονιού, λόγω ανεπαρκούς σύνδεσης του ευθύγραμμου με το καμπυλόγραμμο στηθαίο και διαφορετικής κινηματικής συμπεριφοράς σε εκτός επιπέδου κάμψη.



Σχήμα 4.21: (α) Γενική όψη της ρωγμής NO2. (β) Μεγέθυνση στη ρωγμή NO2.

Φθορές

Έντονη είναι η παρουσία υγρασίας στο εξωτερικό των τοίχων με άμεσο αποτέλεσμα τη δημιουργία εκτεταμένου δικτύου ρωγμών στο επίχρισμα και ακόμη πτώση αυτού ανά περιοχές. Εμφανής είναι και η διάβρωση της εξωτερικής επιφάνειας των λίθων σε αρκετά σημεία, καθώς και η αποκόλληση δομικού υλικού. Περισσότερες φθορές εντοπίζονται στο κάτω τμήμα της λιθοδομής, όπου παρατηρείται πλήρης αποδιοργάνωση των επιχρισμάτων των τοίχων και των παραστάδων των θυρών. Συγκεκριμένα, οι διαδοχικοί κύκλοι ύγρανσης-ξήρανσης, σε συνδυασμό με τις θερμοκρασιακές μεταβολές, δημιουργούν άλατα στους πόρους των πορωδών υλικών, οδηγώντας στην αποσάθρωσή τους. Επίσης, η λιθοδομή φέρει σημάδια καθοδικής υγρασίας στην περιοχή των σωλήνων, οι οποίες στο παρελθόν χρησιμοποιούν για την απορροή των ομβρίων της βεράντας. Η υγρασία αυτή έχει σημαντικό αντίκτυπο στην όψη του δομήματος.



Σχήμα 4.22: (α), (β), (γ), (δ) Εκτεταμένες αποκολλήσεις επιχρισμάτων.



(α')



(β')

Σχήμα 4.23: (α'), (β') Κατάλοιπα καθοδοικής υγρασίας προερχόμενης από παλιές υδρορροές του ανωγείου.

Έντονη είναι και η διάβρωση των ευπαθών ξυλοκατασκευών. Ειδικότερα, τα ξύλινα στοιχεία των θυρών παρουσιάζουν μεταβολή των διαστάσεών τους εξαιτίας της συνεχόμενης επαφής τους με την υγρασία. Παρατηρείται η παρουσία φυτικών φθορών (μούχλα) του ξύλου, κυρίως από την εξωτερική πλευρά, με αποτέλεσμα χρωματικές και χημικές αλλοιώσεις. Ακόμη, εντοπίζεται οξειδωση των μεταλλικών στοιχείων που οφείλεται στην επιθετική δράση των θαλάσσιων αλάτων. Τέλος, παρατηρείται και η ύπαρξη βιολογικών παραγόντων που έχουν ως αποτέλεσμα τη διάβρωση και την παραμόρφωση των στοιχείων με τα οποία έρχονται σε επαφή.



(α')



(β')



(γ')



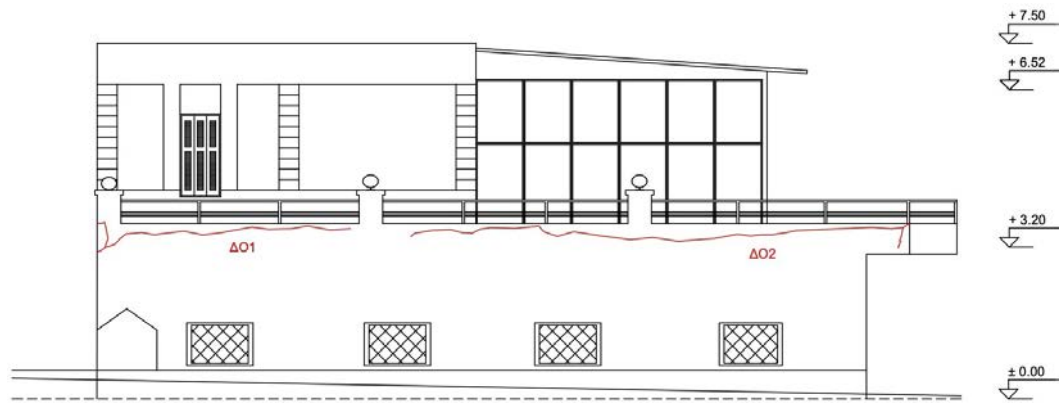
(δ')

Σχήμα 4.24: (α'), (β'), (γ') Έντονη επιρροή των περιβαλλοντικών παραγόντων. Φθορές σε μεταλλικά και ξύλινα στοιχεία, καθώς και σε τμήματα λιθοδομής.

4.2.4 Δυτική εξωτερική όψη

ΔΟ1-ΔΟ2

Οι εν λόγω ρωγμές εμφανίζονται μετά από ισχυρές γωνίες του δομήματος. Αποτελούν οριζόντιες καμπτικές ρωγμές που οφείλονται σε κάμψη εκτός επιπέδου. Εκτιμάται ότι εντο-



Σχήμα 4.25: Μακροσκοπική εικόνα των ρωγμών στη δυτική εξωτερική όψη του κτηρίου.

πίζονται στη σύνδεση του πατώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα με την τοιχοποιία, δηλαδή σε σημείο σύνδεσης διαφορετικών υλικών. Η ρωγμή ΔΟ1 αποτελεί συνέχεια της ΒΟ2.



(α')



(β')

Σχήμα 4.26: (α') Γενική όψη της ρωγμής ΔΟ1. (β') Γενική όψη της ρωγμής ΔΟ2.

Φθορές

Παρατηρείται μερική πτώση του επιχρίσματος λόγω τοπικής υγρασίας που συγκεντρώνεται μετάξυ της τοιχοποιίας και του κονιάματος. Έτσι, το επίχρισμα παρουσιάζει ρηγματώσεις και αποφλοιώσεις.



(α')



(β')

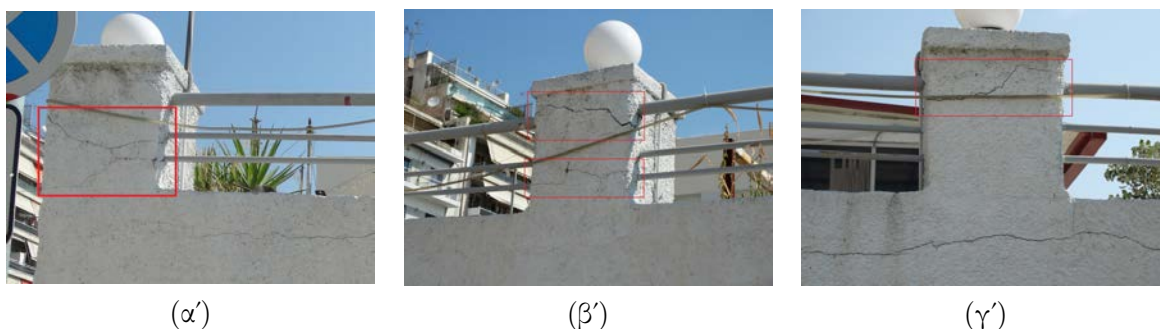


(γ')

Σχήμα 4.27: (α'), (β'), (γ') Άποψη επιχρισμάτων στην τοιχοποιία της δυτικής εξωτερικής όψης.

Οι πεσσοί του εξώστη εμφανίζουν οριζόντιες ρωγμές, οι οποίες ξεκινούν από τις οπές που διανοίχθηκαν για την τοποθέτηση των κιγκλιδωμάτων. Συγκεκριμένα, η σκουριά που δη-

μιουργήθηκε στα μεταλλικά κιγκλιδώματα λόγω της διάβρωσής τους, οδήγησε σε αύξηση του όγκου τους και συνακόλουθα στο σπάσιμο των πεσσών.



Σχήμα 4.28: (α'), (β'), (γ') Ρηγματώσεις στους πεσσούς λόγω της διάβρωσης των σωληνωτών κιγκλιδώματων περιμετρικά του μπαλκονιού.

4.2.5 Εσωτερική όψη ισογείου προς οδό (Βόρεια εσωτερική όψη)

Στους βορεινούς τοίχους των γυναικείων λουτρών εντοπίζονται εκτεταμένες φθορές και ρωγμές, οι οποίες οφείλονται στην αυξημένη υγρασία και την ανάπτυξη μούχλας λόγω των υδρατμών των μπάνιων. Οι ρωγμές αυτές είναι εμφανείς, καθώς έχουν σπάσει τα πλακάκια με τα οποία έχει επενδυθεί ο τοίχος. Η επένδυση με τα πλακάκια συνεχίζει σε όλο το μήκος του βόρειου εσωτερικού τοίχου, όπου ενδέχεται να υπάρχουν κι άλλες μη ορατές ρωγμές μικρότερου εύρους που δεν έχουν προκαλέσει σπάσιμο των πλακιδίων.



Σχήμα 4.29: (α'), (β'), (γ') Βλάβες και φθορές στο βορεινό τοίχο των γυναικείων λουτρών.

4.2.6 Ανατολική εσωτερική όψη ισογείου

Η εσωτερική όψη του ανατολικού τοίχου παρουσιάζει όμοια παθολογία με αυτή του βορεινού τοίχου στους χώρους των μπάνιων, όπως παρουσιάστηκε παραπάνω.



(α')



(β')

Σχήμα 4.30: (α'), (β') Βλάβες και φθορές στον ανατολικό τοίχο των γυναικείων και αντρικών λουτρών.

Στον χώρο του γυμναστηρίου, στην εσωτερική όψη του ανατολικού τοίχου, σημαντική είναι η παρουσία υγρασίας που έχει άμεσο αποτέλεσμα την αποκόλληση ενιαίων κομματιών επιχρίσματος σε πολλά σημεία.



(α')



(β')

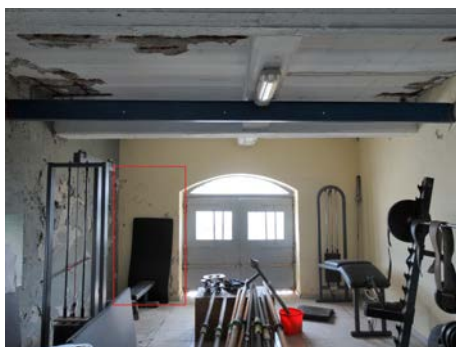


(γ')

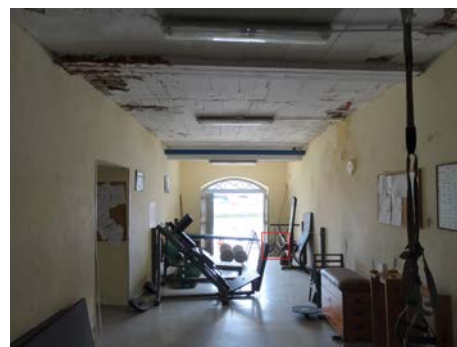
Σχήμα 4.31: (α'), (β'), (γ') Εσωτερική όψη του ανατολικού τοίχου στον χώρο του γυμναστηρίου.

4.2.7 Εσωτερική όψη ισογείου προς θάλασσα (Νότια εσωτερική όψη)

Παρατηρείται ανερχόμενη υγρασία επί του συνόλου των τοίχων των γυμναστηρίων της νότιας όψης, που προκαλεί πτώση των επιχρισμάτων τους. Αξίζει να σημειωθεί ότι ο ανατολικός και ο νότιος τοίχος συγκεντρώνουν τις περισσότερες φθορές και βλάβες, λόγω της άμεσης επαφής τους με το οξειδωτικό περιβάλλον της θάλασσας.



(α')



(β')

Σχήμα 4.32: (α'), (β') Βλάβες και φθορές στον νότιο τοίχο στον χώρο του γυμναστηρίου.

4.2.8 Δυτική εσωτερική όψη ισογείου

Η εσωτερική όψη του δυτικού τοίχου είναι επενδεδυμένη με πλακάκια και δεν εντοπίζεται κάποια ρωγμή, χωρίς αυτό να σημαίνει απαραίτητα ότι ο τοίχος δεν έχει υποστεί ζημιά κάτω από το επίπεδο της επένδυσης. Το ενδεχόμενο αυτό είναι πιθανό, διότι τα πλακίδια εγκλωβίζουν την υγρασία στους τοίχους και δημιουργούν φθορές.



Σχήμα 4.33: Απουσία φθορών και βλαβών στην εσωτερική όψη του δυτικού τοίχου του ισογείου.

4.2.9 Εσωτερικοί διαχωριστικοί τοίχοι ισογείου

Στον χώρο των γυναικείων λουτρών εντοπίζεται εκτενής διαμπερής ρωγμή. Η κρισιμότητά της υποδηλώνεται από το γεγονός ότι το τμήμα του τοίχου αυτού υποστυλώνεται από μεταλλικό πλαίσιο. Η διάνοιξη του ανοίγματος αυτού έγινε σε μεταγενέστερη φάση, χωρίς την τοποθέτηση οριζόντιου στοιχείου (πρεκιού) για την υποστήριξη του άνωθεν φορτίου. Συνακόλουθο αυτής της στατικής ανεπάρκειας αποτελεί η διαμπερής αυτή ρηγμάτωση σε όλο το πλάτος του στοιχείου.



(α')



(β')



(γ')



(δ')

Σχήμα 4.34: (α') Το μεταλλικό πλαίσιο. (β'), (γ'), (δ') Διαμπερής ρωγμή στον χώρο των γυναικείων λουτρών.

Στον χώρο των αποδυτηρίων των αντρών εντοπίζονται οριζόντιες ρωγμές στα σημεία σύνδεσης των δοκών με τον εκάστοτε εγκάρσιο τοίχο.



(α')



(β')

Σχήμα 4.35: (α'), (β') Οριζόντιες ρωγμές κάτω από τα δοκάρια.

Στο βόρειο άνοιγμα του εσωτερικού διαμήκους τοίχου της ανατολικής πτέρυγας εντοπίζονται ρωγμές στο ύψος του υπερθύρου. Από τη μορφή τους συμπεραίνεται ότι οφείλονται σε κάμψη εκτός επιπέδου. Επίσης, υπάρχουν φθορές στο επίχρισμα. Τέλος, παρατηρείται έντονη παραμόρφωση του ανωφλίου της θύρας εξαιτίας του μεγάλου βάρους της υπερκείμενης τοιχοποιίας.



(α')



(β')



(γ')



(δ')

Σχήμα 4.36: (α'), (β'), (γ'), (δ') Ρωγμές και φθορές στο ύψος του υπερθύρου.

Στους εσωτερικούς διαχωριστικούς τοίχους της ανατολικής πτέρυγας παρατηρούνται το-

πικά αποκολλήσεις του επιχρίσματος.

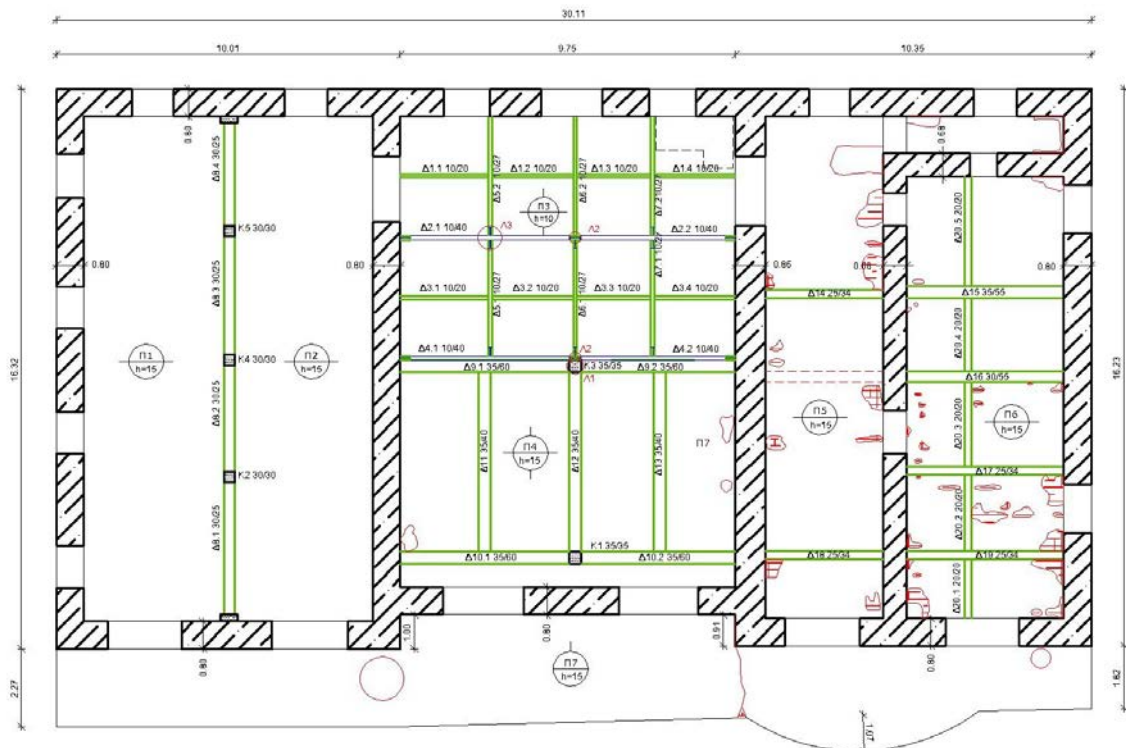


Σχήμα 4.37: Φθορές στους εσωτερικούς διαχωριστικούς τοίχους της ανατολικής πτέρυγας.

Οι υπόλοιποι εσωτερικοί τοίχοι του ισογείου είναι επενδεδυμένοι με πλακάκια και δεν εντοπίζεται κάποια ρωγμή ή φθορά. Όσον αφορά στο ανώγειο, η κατάσταση στο εσωτερικό του κρίνεται άριστη, καθώς δεν εμφανίζεται κάποια βλάβη.

4.3 Οριζόντια στοιχεία

4.3.1 Οροφή ισογείου

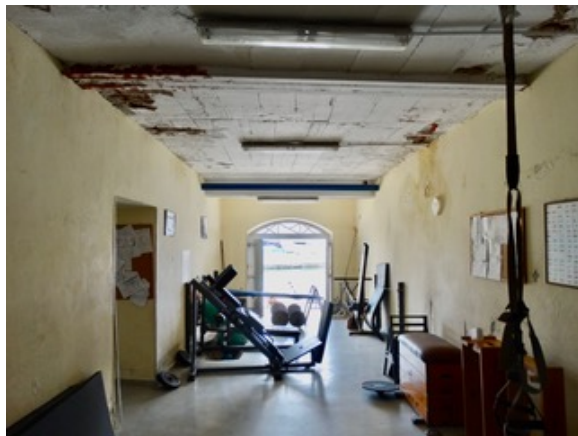


Σχήμα 4.38: Άνοψη ισογείου όπου έχουν αποτυπωθεί οι φθορές και οι βλάβες

Στην οροφή της ανατολικής πτέρυγας παρατηρούνται εκτεταμένες φθορές, με αποτέλεσμα να είναι εμφανείς οι οπλισμοί της πλάκας σε πολλά σημεία. Συγκεκριμένα, η υγρασία του θαλάσσιου περιβάλλοντος πλήττει το οπλισμένο σκυρόδεμα, προκαλώντας αποφλοίωση της επικάλυψης των οπλισμών και εν τέλει οξείδωση του χάλυβα. Οι φθορές αυτές εκτείνονται μέχρι τους διαχωριστικούς τοίχους της πτέρυγας. Σε όλους τους εκτεθειμένους οπλισμούς έχει ήδη εφαρμοστεί αντιδιαβρωτική επάλειψη. Επίσης, με αντιδιαβρωτική επάλειψη έχουν επενδυθεί τα μεταλλικά στοιχεία εκατέρωθεν του υπολειπόμενου τμήματος ενός μη φέροντος τοίχου που πλέον έχει κατεδαφιστεί (Σχήμα 4.39γ'). Τέλος, στο πίσω μέρος της οροφής της ανατολικής πτέρυγας, υπάρχουν εκτεταμένα δίκτυα ρωγμών, τα οποία οφείλονται στην αυξημένη υγρασία και την ανάπτυξη μούχλας λόγω των υδρατμών των μπάνιων.



(α')



(β')



(γ')



(δ')



(ε')



(ς')



(ζ')



(η')

Σχήμα 4.39: (α'), (β') Επιμέρους χώροι της ανατολικής πτέρυγας (προς τη θάλασσα). (γ'), (δ'), (ε'), (ς'), (ζ'), (η') Εμφανείς φθορές επιχρισμάτων-επικαλύψεων και αποκάλυψη οπλισμού (σε κατάσταση οξείδωσης) στις πλάκες οροφής, αλλά και στα δοκάρια.



Σχήμα 4.40: (α'), (β'), (γ') Ρωγμές και φθορές στον χώρο αποδυτηρίων και ντους των γυναικών. (δ'), (ε'), (ς') Ρωγμές και φθορές στον χώρο αποδυτηρίων και ντους των ανδρών.

Στην οροφή της μεσαίας πτέρυγας εντοπίζονται πολύ λιγότερες αντίστοιχες φθορές, κυρίως προς την πλευρά της θάλασσας. Ωστόσο, σε καμία από αυτές δεν έχει εφαρμοστεί αντιδιαβρωτική επάλειψη.



Σχήμα 4.41: Φθορές και βλάβες στην οροφή της ενδιάμεσης πτέρυγας (προς τη θάλασσα).

Στην οροφή της δυτικής πτέρυγας, δεν παρατηρείται καμία φθορά.



Σχήμα 4.42: Απουσία βλαβών στην οροφή της δυτικής πτέρυγας.

Στο μπαλκόνι εντοπίζονται δύο σημαντικού μεγέθους κυκλικές οπές που διανοιχθήκαν στο παρελθόν, με σκοπό την τοποθέτηση σωλήνων για την απορροή των ομβρίων υδάτων. Οι σωλήνες αυτές δεν υπάρχουν πλέον και οι οπές καλύπτονται πρόχειρα στο επίπεδο του ανωγείου. Τέλος, εμφανίζεται ρωγμή στο σημείο διασταύρωσης του καμπύλου τμήματος του μπαλκονιού με το ευθύγραμμο, που φτάνει έως την τοιχοποιία της ενδιάμεσης πτέρυγας. Μάλιστα, σε ένα σημείο παρατηρείται απώλεια δομικού υλικού και επομένως αποκάλυψη του οπλισμού.



Σχήμα 4.43: (α'), (β'), (γ') Οπές στην πλάκα του μπαλκονιού. (δ'), (ε'), (ς') Ρωγμή και αποκάλυψη οπλισμού στην πλάκα του μπαλκονιού.

4.3.2 Οροφή ανωγείου

Η οροφή ανωγείου δεν φαίνεται να εμφανίζει κάποια βλάβη.



Σχήμα 4.44: (α'), (β'), (γ') Απουσία βλαβών στην οροφή του ανωγείου.

4.3.3 Εξώστης-μπαλκόνι

Στον εξώστη παρατηρούνται ανοικτοί αρμοί σε όλη την επιφάνεια των πλακιδίων, εκτός μιας περιοχής που έχει γίνει επέμβαση μόνωσης με πλάκες πεζοδρομίου. Επίσης, οι υδρορροές

κρίνονται ολιγάριθμες δεδομένου της μεγάλης επιφάνειας της εξώστη. Αυτά έχουν ως αποτέλεσμα τη συγκράτηση υγρασίας στο επίπεδο και συνακόλουθα την προσβολή των καθέτων και οριζοντίων στοιχείων. Έτσι, παρατηρούνται πολλές μικρορηγματώσεις και αποκολλήσεις επιχρισμάτων επί των στηθαίων περιμετρικά του μπαλκονιού.



(α')



(β')



(γ')



(δ')

Σχήμα 4.45: (α'), (β'), (γ'), (δ') Άποψη εξώστη. Διακρίνονται οι ανοικτοί αρμοί μεταξύ των πλακιδίων και το σύστημα απορροής των βρόχινων υδάτων, που κρίνεται ανεπαρκές λόγω της συγκέντρωσης ομβρίων ανά περιοχές.

4.3.4 Μη βατό Δώμα

Το δώμα δεν εμφανίζει κάποια βλάβη ή φθορά καθότι επισκευάστηκε πρόσφατα.



(α')



(β')

Σχήμα 4.46: (α'), (β') Απουσία βλαβών στο δώμα.

Κεφάλαιο 5

Προσομοίωση και ανάλυση του φορέα στο πρόγραμμα SOFiSTiK

Για την εκτίμηση της συμπεριφοράς και της ανταπόκρισης του κτηρίου σε μόνιμες, κινητές και σεισμικές δράσεις είναι απαραίτητη η δημιουργία στατικού τρισδιάστατου προσομοιώματος του κτηρίου. Το στατικό αυτό προσομοίωμα μορφώθηκε στο περιβάλλον του προγράμματος SOFiSTiK, με βάση το αρχιτεκτονικό μοντέλο του κτηρίου στο Revit. Συγκεκριμένα, ο γραφικός σχεδιασμός της κατασκευής έγινε καταρχήν στο Revit, στο οποίο προστέθηκε η προέκταση «SOFiSTiK Analysis», προκειμένου να μεταφερθεί το ολοκληρωμένο τρισδιάστατο μοντέλο στο υπολογιστικό πρόγραμμα SOFiSTiK για να αναλυθεί στατικά. Το SOFiSTiK συνδέεται άμεσα με το σχεδιαστικό πρόγραμμα SOFiPLUS (περιβάλλον AutoCAD), όπου και πραγματοποιήθηκαν τροποποιήσεις και διορθώσεις του γραφικού μοντέλου, πριν υλοποιηθεί η ανάλυσή του στο SOFiSTiK. Η διαδικασία προσομοίωσης έχει ιδιαίτερη σημασία, καθώς η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από την ανάλυση της κατασκευής καθορίζονται από την αρτιότητα του υπολογιστικού ομοιώματος.

5.1 Προσομοίωση κατασκευής

Η προσομοίωση του φορέα έγινε με πεπερασμένα στοιχεία (Finite Element Method). Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων θεωρεί ότι η κατασκευή είναι μια σύνθεση μικρών τμημάτων πεπερασμένου μεγέθους, τα οποία ονομάζονται πεπερασμένα στοιχεία. Η συμπεριφορά των πεπερασμένων στοιχείων και η συναρμογή τους ώστε να σχηματίσουν τη συνολική δομή, επιτυγχάνεται με τη διαμόρφωση ενός συστήματος αλγεβρικών εξισώσεων που μπορούν να λυθούν με χρήση υπολογιστή. Τα σημεία, στα οποία συνδέονται, τα πεπερασμένα στοιχεία ονομάζονται κόμβοι και η διαδικασία επιλογής της θέσης και του πλήθους των κόμβων ονομάζεται διακριτοποίηση. Η διακριτοποίηση αποτελεί συνάρτηση της επιθυμητής ακρίβειας των αποτελεσμάτων της ανάλυσης, καθώς και του ανεκτού υπολογιστικού κόστους. Τα μέλη του δομήματος που προσομοιώθηκαν είναι μόνο τα φέροντα στοιχεία. Η σχεδίαση του κτηρίου στο Revit και στο SOFiPLUS έγινε λαμβάνοντας τη μορφολογία, τις διαστάσεις και τη γεωμετρία των φερόντων στοιχείων. Αναλυτικά, η μοντελοποίηση των φερόντων μελών παρουσιάζεται παρακάτω.

5.1.1 Φέρουσα τοιχοποιία

Η τοιχοποιία είναι ένα ανομοιογενές και ανισότροπο υλικό η συμπεριφορά του οποίου, στην επιβολή εξωτερικών δράσεων, εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, όπως τα μηχανικά

χαρακτηριστικά των λιθοσωμάτων και του κονιάματος και η διεύθυνση του επιβαλλόμενου φορτίου σε σχέση με τους οριζόντιους αρμούς. Παρ' όλα αυτά, η συμπεριφορά του υπολογιστικού ομοιώματος, με ομοιογενή και ισότροπα επιφανειακά στοιχεία κελύφους (shell), θεωρείται ικανοποιητική. Τα στοιχεία κελύφους παραλαμβάνουν μεμβρανικές και χαμπτικές δυνάμεις. Η διακριτοποίηση έγινε με τετράκομβρα πεπερασμένα στοιχεία μεταβλητού πάχους, αναλόγως το πάχος του εκάστοτε τοίχου.

5.1.2 Πλάκες

Η προσομοίωση των πλακών από οπλισμένο σκυρόδεμα έγινε με ομοιογενή και ισότροπα επιφανειακά στοιχεία κελύφους (shell). Τα πατώματα προσομοιώθηκαν απευθείας με οπλισμένο σκυρόδεμα και ως εκ τούτου είναι ιδιαίτερα δύσκαμπτα για φορτίσεις εντός του επιπέδου τους (σεισμός), προσδίδοντας λειτουργία απαραμόρφωτου διαφράγματος στο κτήριο.

5.1.3 Δοκοί

Τόσο οι μεταλλικές δοκοί, όσο και δοκοί από οπλισμένο σκυρόδεμα προσομοιώθηκαν με γραμμικά-ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία. Οι δοκοί θεωρούνται πακτωμένες στην τοιχοποιία.

5.1.4 Υποστυλώματα

Τόσο τα μεταλλικά υποστυλώματα, όσο και αυτά από οπλισμένο σκυρόδεμα προσομοιώθηκαν με γραμμικά-ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία.

5.1.5 Μέλη δικτυωμάτων

Τα μέλη των δικτυωμάτων από αλουμίνιο μοντελοποιήθηκαν ως «στοιχεία δικτυώματος» (truss elements), τα οποία αναλαμβάνουν μόνο αξονικές δράσεις και συνδέονται μεταξύ τους αρθρωτά. Κάθε μέλος δικτυώματος αποτελείται από ένα ενιαίο γραμμικό πεπερασμένο στοιχείο, διότι η προσομοίωσή του με πολλά πεπερασμένα στοιχεία οδηγούσε σε πολύ εύκαμπτη κατασκευή και συνεπώς μηχανισμό.

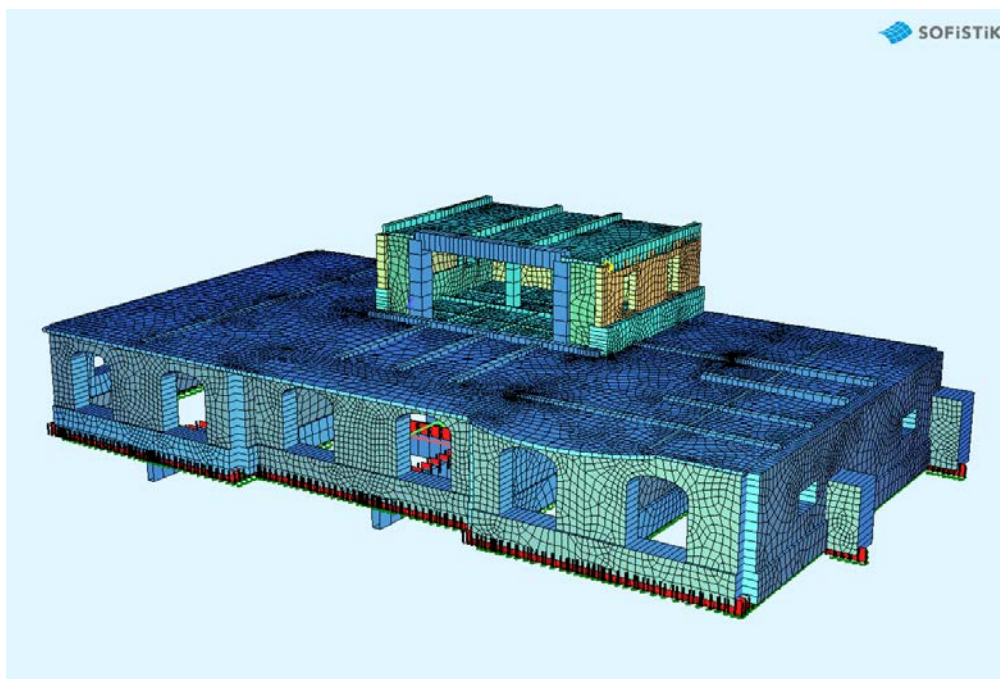
5.1.6 Θεμελίωση

Δυστυχώς, δεν σώζονται στοιχεία για τη θεμελίωση, παρά μόνο μαρτυρίες των μελών του Ομίλου. Υπό συνθήκες πέρα από τα όρια της παρούσας εργασίας, θα ήταν απαραίτητη η διερεύνησή της για την ακριβέστερη προσομοίωσή της στο υπολογιστικό μοντέλο. Το βάθος θεμελίωσης θεωρήθηκε στα 1,30m κάτω από τη μέση στάθμη θάλασσας. Τα θεμέλια των τοίχων προσομοιώθηκαν ως τοιχοποιία αργολιθοδομής ύψους 1,00m και πάχους 1,00m με υποκείμενη προσθήκη αργολιθοδομής ύψους 0,30m και πάχους 1,20m (wall foundation bearing footing). Η θεμελίωση των υποστυλωμάτων του ισογείου προσομοιώθηκε με συνδετήριες δοκούς αργολιθοδομής στη βάση των υποστυλωμάτων, ύψους 1,30m και πάχους 0,30m. Αυτός ο τρόπος θεμελίωσης προσεγγίζει τα δεδομένα της εποχής ανέγερσης. Όσον αφορά στο έδαφος, η υλοποίησή του έγινε με ελατήρια Winkler κατά την κατακόρυφη διεύθυνση (z) με δείκτη εδάφους $K = 3000kN/m^3$. Το έδαφος θεμελίωσης συνίσταται από υψηλής διαπερατότητας κοκκώδη και μη συνεκτικά εδάφη (αμμώδη εδάφη), οπότε με την επιβολή της φόρτισης επέρχεται εκτόνωση της αρχικής υπερπίεσης του νερού των πόρων και έτσι το φορτίο παραλαμβάνεται αμέσως από τον εδαφικό σκελετό. Έτσι, οι καθιζήσεις είναι

άμεσες και ελαστικές και συνεπώς η εφαρμογή ελαστικών μεθόδων (Winkler) είναι ρεαλιστική. Ως προς τις άλλες δύο διευθύνσεις (x , y), η θεμελίωση προσομοιώνεται με αρθρώσεις. Διευκρινίζεται ότι το δάπεδο του επιπέδου των νεωσοίκων δεν προσομοιώθηκε, καθώς τα υπερκείμενα σε αυτό φορτία καταλήγουν απευθείας στο έδαφος, χωρίς να καταπονούν τον φέροντα οργανισμό του κτηρίου.

5.1.7 Κινηματικές δεσμεύσεις

Ο καθορισμός συνθηκών εξαρτήσεως κόμβων για τη δημιουργία διαφόρων στηρίξεων, συνθηκών συμμετρίας, αντιμετρίας και κινηματικών εξαρτήσεων υλοποιήθηκε με τη χρήση αναλυτικών συνδέσμων (analytical links-constraints). Αυτοί δεν συμμετέχουν στην αδράνεια και στη δυσκαμψία του φορέα, αλλά συμβάλλουν στη σύνδεση κόμβων διαφορετικών μελών, ώστε να μην υπάρχει σχετική μετακίνηση μεταξύ τους.



Σχήμα 5.1: Το αναλυτικό μοντέλο του κτηρίου στο Sofistik.

Σημειώνεται ότι, για λόγους διευκόλυνσης, επιλέχθηκε να αναλυθεί το προσομοίωμα στην τελική φάση κατασκευής χωρίς την προσθήκη του ανωγείου από αλουμίνιο, καθώς αυτό δεν συνεισφέρει σημαντικά στη δυσκαμψία του κτηρίου και συνεπώς δεν επηρεάζεται σε μεγάλο βαθμό από τις σεισμικές διεγέρσεις. Ωστόσο, για να ληφθεί υπόψη η καταπόνηση που ασκεί στο κτήριο λόγω της μάζας της, υπολογίστηκε το ίδιο βάρος της αλουμινένιας κατασκευής και ασκήθηκε ως πρόσθετο μόνιμο φορτίο στο κυρίως κτήριο. Επιπλέον, δεν προσομοιώθηκε η ξύλινη εσωτερική σκάλα του δομήματος, καθώς θεωρείται ότι λόγω της μικρής μάζας της δεν συνεισφέρει σημαντικά στη συνολική μάζα του κτηρίου.

5.2 Υλικά

Η αναγνώριση των υπαρχόντων υλικών των φερόντων στοιχείων αποτελεί απαραίτητο στάδιο της συνολικής μελέτης αποκατάστασης διατηρητέων κτηρίων. Πράγματι, η μελέτη των υλικών (αργολιθοδομή, τσιμεντολιθοδομή, οπτοπλινθοδομή, οπλισμένο σκυρόδεμα, δομικός χάλυβας, αλουμίνιο) αποτελεί μέρος της μελέτης τεκμηρίωσης της υπάρχουσας κατάστασης και του τρόπου κατασκευής του κτηρίου. Η τεκμηρίωση της υπάρχουσας κατάστασης παρέχει με τη σειρά της τα δεδομένα για τον ακριβέστερο έλεγχο του κτηρίου κατά την ανάλυσή του στο υπολογιστικό πρόγραμμα, καθώς και για τη σωστή εφαρμογή των προτεινόμενων μεθόδων επισκευής και αποκατάστασης. Επομένως, απαραίτητη είναι η λήψη δοκιμών από διάφορες χαρακτηριστικές θέσεις του κτηρίου, όπου αυτό είναι δυνατό, και η υποβολή τους σε εργαστηριακές δοκιμές. Στην παρούσα εργασία, δεν ήταν δυνατή η λήψη δειγμάτων, συνεπώς η προσομοίωση των υλικών στο SOFiSTiK έγινε με χρήση της υπάρχουσας βιβλιοθήκης υλικών του προγράμματος.

5.2.1 Αργολιθοδομή

Η ποιότητα της αργολιθοδομής του ισογείου λήφθηκε επί το δυσμενέστερο ίση με την ελάχιστη ποιότητα που υπήρχε στη βιβλιοθήκη του προγράμματος (NS 2 II). Η ελάχιστη ποιότητα επιλέχθηκε λόγω της παλαιάς κατασκευής του ισογείου. Ωστόσο, για την όσο το δυνατόν ακριβέστερη προσομοίωση και επομένως για τον σωστότερο έλεγχο επάρκειας της τοιχοποιίας, εισήχθησαν στο πρόγραμμα κάποια βασικά χαρακτηριστικά της αργολιθοδομής που προέκυψαν από εργαστηριακές δοκιμές δειγμάτων διατηρητέου κτηρίου από φέρουσα τοιχοποιία που βρίσκεται στην Καστέλλα και κατασκευάστηκε σχεδόν την ίδια περίοδο με τον Όμιλο Ερετών. Βάσει του γεγονότος ότι τα δύο αυτά διατηρητέα κτίσματα βρίσκονται στην ίδια ευρύτερη περιοχή και διαθέτουν κοντινές χρονολογίες έναρξης κατασκευής, θεωρείται ότι τα υλικά τους έχουν παρόμοιες φυσικές, μηχανικές και χημικές ιδιότητες. Παρακάτω παρουσιάζονται οι δοκιμές των δειγμάτων τοιχοποιίας του διατηρητέου στην Καστέλλα και τα αποτελέσματά τους.

Οι έλεγχοι που διενεργήθηκαν στα κονιάματα είναι οι εξής:

- προσδιορισμός εφελκυστικής αντοχής με τη «μέθοδο των θραυσμάτων»
- προσδιορισμός φαινομένης πυκνότητας – φαινομένου πορώδους με νερό
- διαχωρισμός συνδετικού υλικού από τα αδρανή – προσδιορισμός κοκκομετρικής κατανομής αδρανών
- χημική ανάλυση αδρανών

Οι έλεγχοι που διενεργήθηκαν στα λιθωσώματα είναι οι εξής:

- προσδιορισμός θλιπτικής αντοχής
- προσδιορισμός φαινομένης πυκνότητας

Φυσικά χαρακτηριστικά κονιαμάτων

Το φαινόμενο πορώδες και η φαινομένη πυκνότητα των κονιαμάτων προέκυψαν κατά μέσο όρο ίσα με 24,8% και $1,91\text{gr}/\text{cm}^3$ αντίστοιχα.

Χημικά χαρακτηριστικά κονιαμάτων

Οι εργαστηριακές δοκιμές, στις οποίες υποβλήθηκαν τα δείγματα, έδειξαν ότι πρόκειται για συνδετική κονία ασβεστοποζολανικής προέλευσης. Πρέπει να σημειωθεί ότι στο συμφωνητικό ανέγερσης του κτηρίου (1886) αναγράφεται πως το συνδετικό κονιάμα των λίθων θα αποτελείτο από άσβεστο και θηραϊκή κονία, δηλαδή φυσική ποζολάνη.¹ Αυτό λοιπόν συνιστά ένα ακόμη στοιχείο που αποδεικνύει ότι η χρήση των εργαστηριακών αποτελεσμάτων της τοιχοποιίας του διατηρητέου στην Καστέλλα αποτελεί δόκιμη και εύλογη λύση στην προκειμένη περίπτωση, όπου δεν έχουν πραγματοποιηθεί οι αντίστοιχοι έλεγχοι για το υπό μελέτη κτήριο.

Μηχανικά χαρακτηριστικά κονιαμάτων

Η εφελκυστική αντοχή των κονιαμάτων δόμησης, μετρηθείσα με τη «μέθοδο των θραυσμάτων» προέκυψε κατά μέσο όρο ίση με $f_{mt,fr} = 0,24MPa$.

Φυσικά χαρακτηριστικά λιθοσωμάτων

Η φαινομένη πυκνότητα των λιθοσωμάτων προέκυψε κατά μέσο όρο ίση με $1,99gr/cm^3$.

Μηχανικά χαρακτηριστικά λιθοσωμάτων

Από τις εργαστηριακές δοκιμές των δειγμάτων, προέκυψε ότι η θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων κατά μέσο όρο ισούται με $f_{bc} = 24,4MPa$.

Μηχανικά χαρακτηριστικά αργολιθοδομής

Η εφελκυστική αντοχή κονιάματος υπολογίζεται ως εξής:

$$f_{mt,fr} \simeq 0,70 \times f_{mt,int} \Rightarrow f_{mt,int} = \frac{0,24}{0,70} = 0,34MPa,$$

όπου $f_{mt,fr}$ η εφελκυστική αντοχή του κονιάματος που προέκυψε με τη «μέθοδο των θραυσμάτων».

Η θλιπτική αντοχή κονιάματος υπολογίζεται ως εξής:

$$f_{mc} = 16 \times f_{mt,fr}^2 = 16 \times 0,24^2 = 0,92MPa$$

Το μέτρο ελαστικότητας προκύπτει ως εξής:

$$E_m = 900 \times f_{mc} = 900 \times 0,92 = 829MPa$$

Ο συντελεστής Poisson κονιάματος υπολογίζεται:

$$\nu_m \simeq 0,5 - 0,1 \times f_{mc}^{\frac{1}{4}} = 0,5 - 0,1 \times 0,92^{\frac{1}{4}} = 0,40$$

Η εφελκυστική αντοχή λιθοσώματος υπολογίζεται ως εξής:

$$f_{bt} = \frac{f_{bc}}{10 \div 15} = \frac{24,4}{10 \div 15} = 1,63 \div 2,44MPa,$$

¹Βλ. Παράρτημα

όπου f_{bc} η θλιπτική αντοχή λιθοσώματος.

Το μέτρο ελαστικότητας λιθοσώματος δίνεται ως εξής:

$$E_b = (300 \div 400) \times f_{bc} = (300 \div 400) \times 24,4 = 7320 \div 9760 MPa$$

Ο συντελεστής Poisson των λιθοσωμάτων υπολογίζεται:

$$\nu_m \simeq 0,5 - 0,1 \times f_{bc}^{\frac{1}{4}} = 0,5 - 0,1 \times 24,4^{\frac{1}{4}} = 0,27$$

Με βάση όλα τα παραπάνω στοιχεία, μπορούν να υπολογιστούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τρίστρωτης τοιχοποιίας του ισογείου.

Για την εύρεση της θλιπτικής αντοχής των εξωτερικών παρειών της τοιχοποιίας θα γίνει εφαρμογή της σχέσης που δίνεται από τους Θ. Τάσιο – Μ. Χρονόπουλο (1986):

$$f_{wc,e} = \frac{\frac{2}{3} \times \sqrt{f_{bc}} + k_1 \times f_{mc} - k_2}{1 + 3,5 \times \left(\frac{V_m}{V_w} - 0,30\right)},$$

όπου $\frac{V_m}{V_w}$ ο λόγος του όγκου του κονιάματος προς τον όγκο της τοιχοποιίας (τουλάχιστον ίσος με 0,30), f_{bc} η θλιπτική αντοχή λιθοσώματος, f_{mc} η θλιπτική αντοχή κονιάματος, $k_1 = 0,60$ για αργολιθοδομή και $k_2 = 2,5 MPa$ για αργολιθοδομή.

Επομένως, για $\frac{V_m}{V_w} = 0,30$ προκύπτει

$$f_{wc,e} = \frac{\frac{2}{3} \times \sqrt{24,4} + 0,60 \times 0,92 - 2,5}{1 + 3,5 \times (0,30 - 0,30)} = 1,345 MPa$$

Για τη θλιπτική αντοχή της ενδιάμεσης παρειάς των τρίστρωτων τοιχοποιιών (υλικό πλήρωσης) χρησιμοποιείται η σχέση (Tassios 2004):

$$f_{wc,i} = f_o \times e^{-10 \times n_i}$$

Η εφαρμογή της παραπάνω σχέσης για $f_o = 10 MPa$ (ασθενή κονιάματα) και $n_i = 0,25$ δίνει

$$f_{wc,i} = 10 \times e^{-10 \times 0,25} = 0,82 MPa$$

Έτσι, πλέον για την εύρεση της θλιπτικής αντοχής των τρίστρωτων τοιχοποιιών, αυτή εκτιμάται από τη σχέση (Tassios 2004):

$$f_{wc} = \frac{2 \times \lambda_e \times \delta \times f_{wc,e} + \lambda_i \times f_{wc,i}}{1 + 2 \times \delta},$$

όπου

$$\lambda_e = 1 - 0,06 \times \zeta_e \times t_e \times h_w^{-\frac{4}{3}}$$

$$\zeta_e = \frac{E_{we}}{f_{wc,e}} \simeq 60$$

$$\delta = \frac{t_e}{t_i}$$

$$\lambda_i = 1$$

με h_w = μέσο ύψος ορόφου, t_e = πάχος εξωτερικής παρειάς και t_i = πάχος γεμίσιματος. Θεωρώντας $h_w = 3,20m$, με παραδοχές $t_e = 0,225m$ και $t_i = 0,15m$, προκύπτει

$$\lambda_e = 1 - 0,06 \times 60 \times 0,225 \times 3,20^{-\frac{4}{3}} = 0,83$$

$$\delta = \frac{0,225}{0,150} = 1,50$$

$$f_{wc} = \frac{2 \times 0,83 \times 1,50 \times 1,72 + 1,00 \times 0,30}{1 + 2 \times 1,50} = 1,15 MPa$$

Για την εκτίμηση της εφελκυστικής αντοχής της τρίστρωτης τοιχοποιίας χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

-Για αστοχία παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς:

$$f_{wt}^{\parallel} = 0,1 \times f_{wc} = 0,1 \times 1,15 = 0,115 MPa$$

-Για αστοχία κάθετα στους οριζόντιους αρμούς:

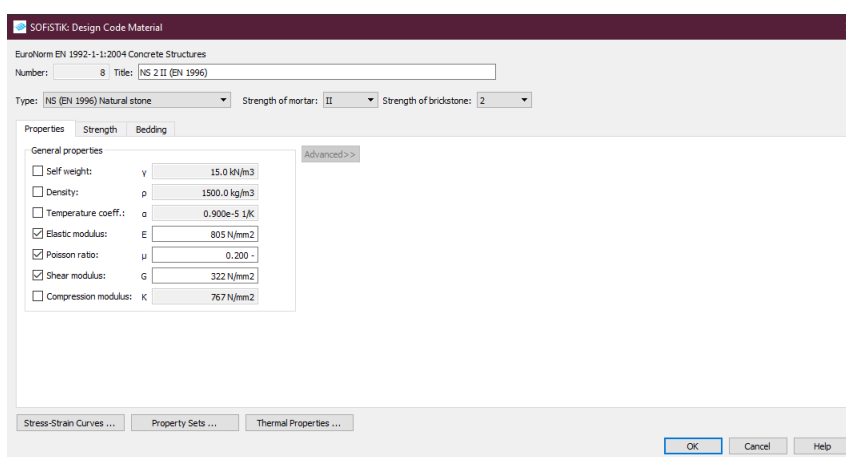
$$f_{wt}^{\perp} = 2 \times f_{wt}^{\parallel} = 2 \times 0,115 = 0,23 MPa$$

Το μέτρο ελαστικότητας και διάτμησης της τρίστρωτης αργολιθοδομής υπολογίζεται από τις σχέσεις:

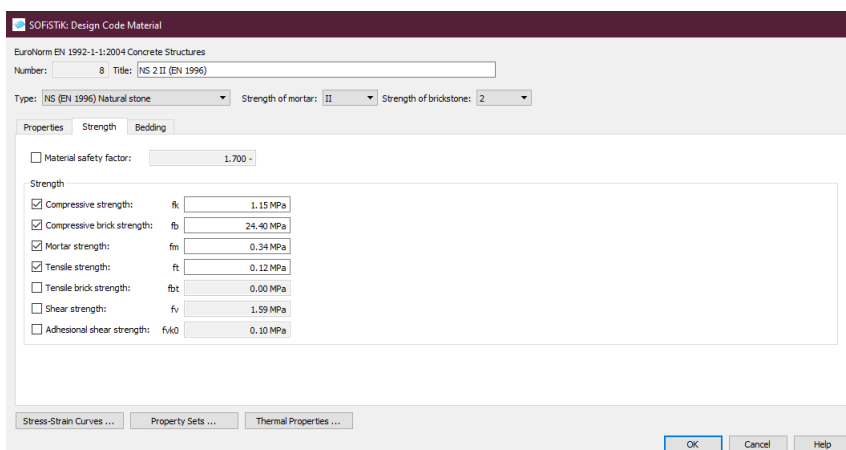
$$E_w = 700 \times f_{wc} = 700 \times 1,15 = 805 MPa$$

$$G_w = 0,4 \times E_w = 0,4 \times 805 = 322 MPa$$

Ο λόγος Poisson λαμβάνεται ίσος με $\nu = 0,2$.



(α')

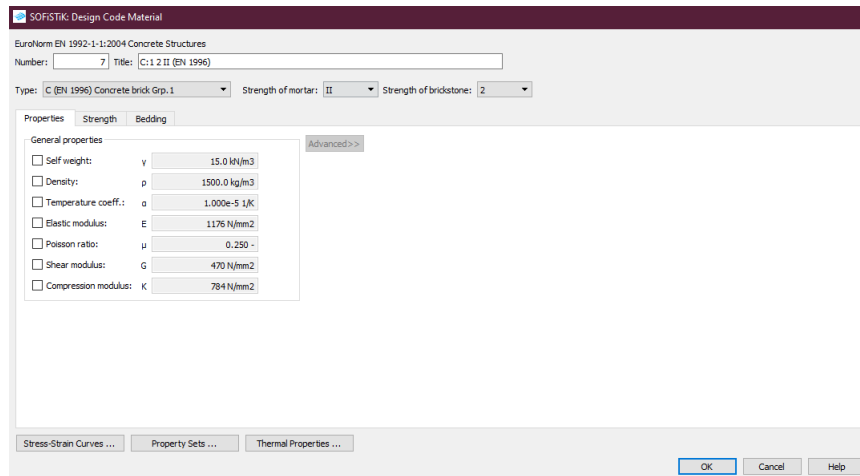


(β')

Σχήμα 5.2: (α'), (β') Προσομοίωση ποιότητας αργολιθοδομής στο Sofistik. Τα χαρακτηριστικά που υπολογίστηκαν παραπάνω εισήχθησαν στο πρόγραμμα.

5.2.2 Τσιμεντολιθοδομή

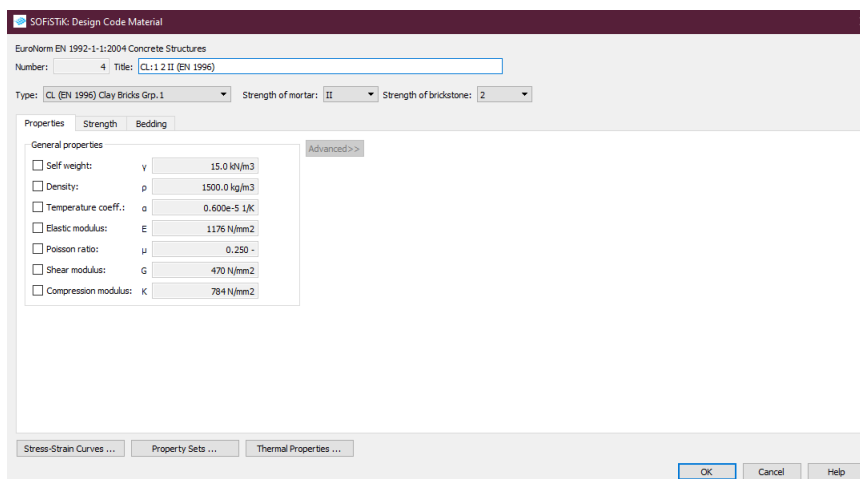
Αντίστοιχα με την αργολιθοδομή, η ποιότητα της τσιμεντολιθοδομής του ανωγείου λήφθηκε επί το δυσμενέστερο ίση με την ελάχιστη ποιότητα που υπήρχε στη βιβλιοθήκη του προγράμματος (C 1 2 II). Η ελάχιστη ποιότητα επιλέχθηκε λόγω της παλαιάς κατασκευής του ανωγείου.



Σχήμα 5.3: Προσομοίωση ποιότητας τσιμεντολιθοδομής στο SOFiSTiK.

5.2.3 Οπτοπλινοδομή

Αντίστοιχα με την τσιμεντολιθοδομή, η ποιότητα της οπτοπλινοδομής του ανωγείου λήφθηκε επί το δυσμενέστερο ίση με την ελάχιστη ποιότητα που υπήρχε στη βιβλιοθήκη του προγράμματος (CL 1 2 II).

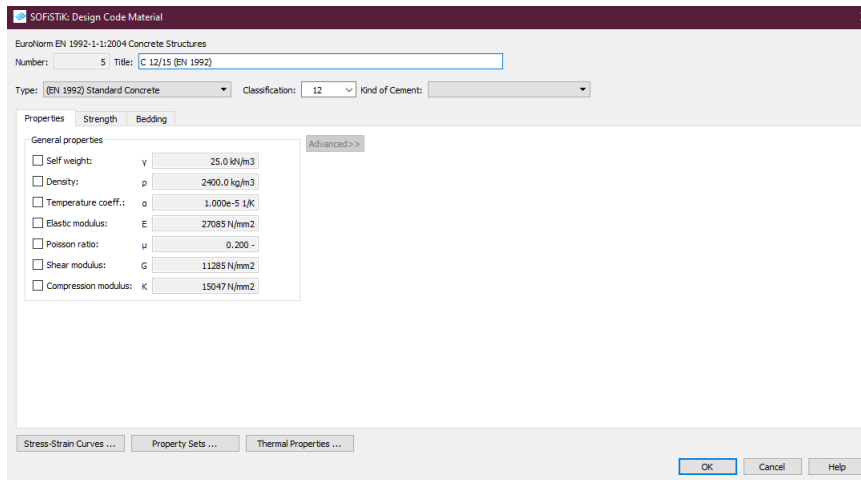


Σχήμα 5.4: Προσομοίωση ποιότητας οπτοπλινοδομής στο SOFiSTiK.

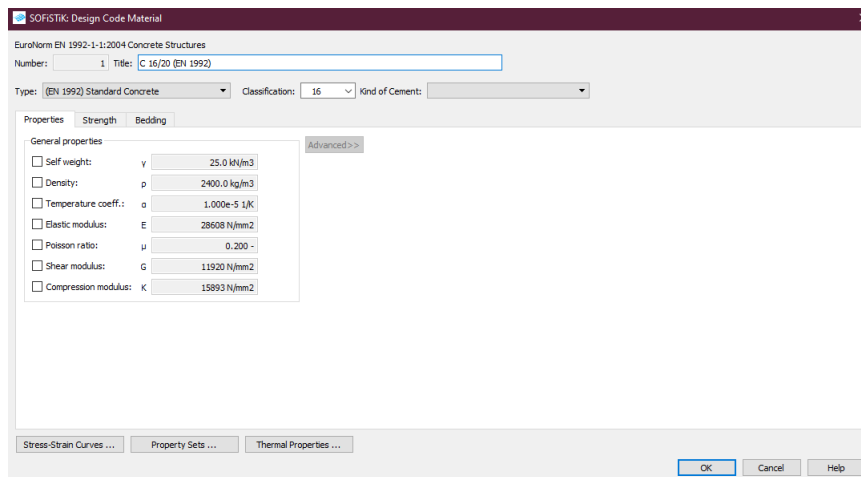
5.2.4 Οπλισμένο σκυρόδεμα

Όσον αφορά στο σκυρόδεμα, θεωρείται ότι, με βάση τις χρονολογίες των φάσεων κατασκευής, στις πρώτες τέσσερις φάσεις η ποιότητα του σκυροδέματος είναι C12/15, ενώ στην πέμπτη φάση είναι C16/20. Ο οπλισμός των στοιχείων δεν έχει προσδιοριστεί με δοκιμές

επί τόπου, επομένως γίνονται δεκτές οι διατάξεις και η ποιότητα (B500C) των οπλισμών που τοποθετούνται από το πρόγραμμα αυτόματα.

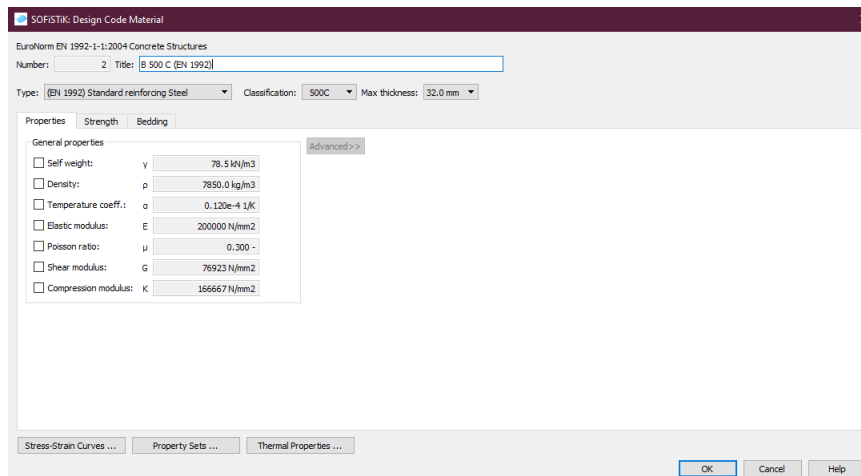


(α')



(β')

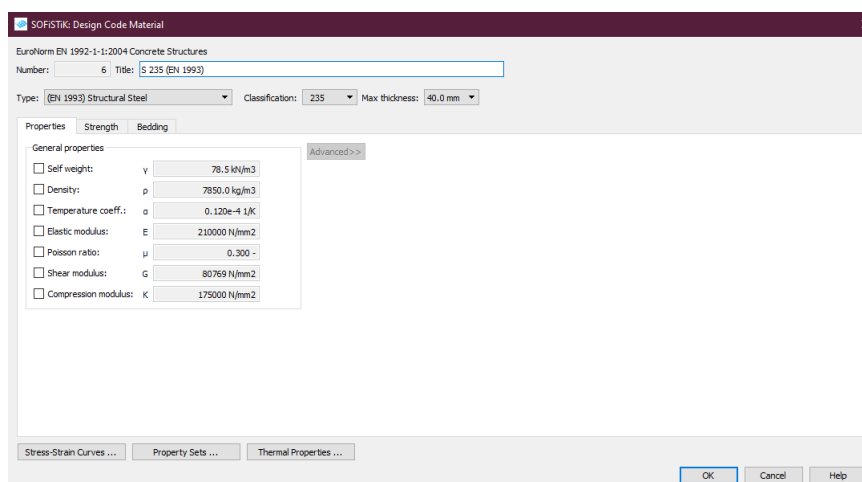
Σχήμα 5.5: (α'), (β') Προσομοίωση ποιότητας σκυροδέματος στο SOFiSTiK.



Σχήμα 5.6: Προσομοίωση ποιότητας χάλυβα οπλισμού στο SOFiSTiK.

5.2.5 Δομικός χάλυβας

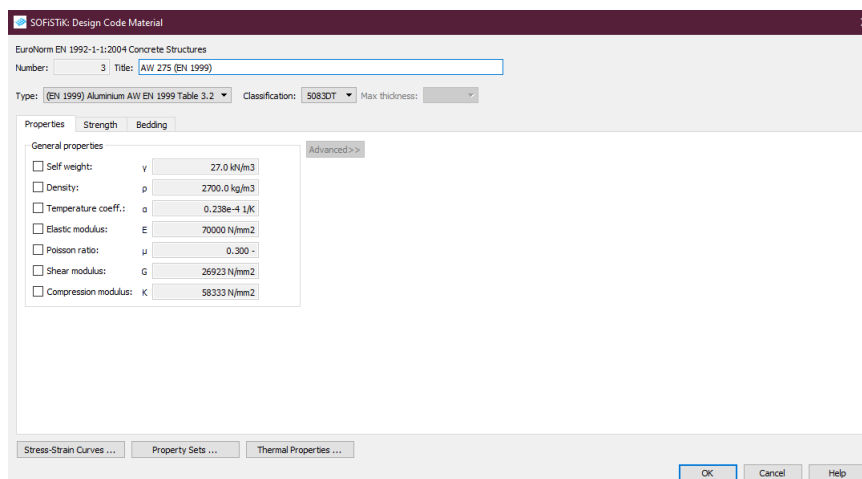
Όσον αφορά στον δομικό χάλυβα, δεν διενεργήθηκαν έλεγχοι στα μεταλλικά στοιχεία και συνεπώς ως ποιότητα του χάλυβα λήφθηκε επί το δυσμενέστερο η ελάχιστη ποιότητα που υπήρχε στη βιβλιοθήκη του προγράμματος (S 235).



Σχήμα 5.7: Προσομοίωση ποιότητας δομικού χάλυβα στο SOFiSTiK.

5.2.6 Αλουμίνιο

Τέλος, ομοίως με τον χάλυβα, η ποιότητα του αλουμινίου λήφθηκε επί το δυσμενέστερο ίση με την ελάχιστη ποιότητα που υπήρχε στη βιβλιοθήκη του προγράμματος (AW 275).



Σχήμα 5.8: Προσομοίωση ποιότητας αλουμινίου στο SOFiSTiK.

5.3 Δράσεις και Συνδυασμοί δράσεων

5.3.1 Κατακόρυφες δράσεις

Τα κατακόρυφα φορτία που δρουν στον φορέα είναι τα μόνιμα (G), τα πρόσθετα μόνιμα (G'), τα κινητά (Q) και το χιόνι (S).

Μόνιμα φορτία G

Τα μόνιμα φορτία των φερόντων στοιχείων του φορέα λαμβάνονται υπόψη αυτόματα από το SOFiSTiK, σύμφωνα με τις ιδιότητες των υλικών.

Τα μόνιμα φορτία των μη φερόντων στοιχείων, τα πρόσθετα μόνιμα φορτία των επικαλύψεων και τα κινητά φορτία υπολογίστηκαν και εισήχθησαν στο πρόγραμμα. Ο υπολογισμός τους παρουσιάζεται παρακάτω.

Πρόσθετα μόνιμα φορτία G'

Διαμόρφωση επιφάνειας και επικάλυψη βεράντας. Το πάχος της τσιμεντοκονίας αθροιστικά με το πάχος των πλακών επικάλυψης από σκυρόδεμα, κυμαίνεται μεταξύ 0,24m (βόρεια όψη) και 0,08m (νότια όψη). Γίνεται η παραδοχή μέσου πάχους 0,16m, ομοιόμορφα κατανεμημένου στην επιφάνεια της βεράντας. Οπότε υπολογίζεται το επιφανειακό φορτίο:

$$g_k = \gamma \times h = 25 \frac{kN}{m^3} \times 0,16m = 4,00 \frac{kN}{m^2}$$

Διαμόρφωση επιφάνειας και επικάλυψη στον χώρο των γραφείων. Το πάχος της τσιμεντοκονίας είναι 0,15m, ενώ το πάχος των πλακών επικάλυψης 0,05m. Έτσι, προκύπτει σκαλοπάτι συνολικού ύψους 0,20m και υπολογίζεται το επιφανειακό φορτίο:

$$g_k = \gamma_{τσιμ.} \times h_{τσιμ.} + \gamma_{επικ.} \times h_{επικ.} = 23 \frac{kN}{m^3} \times 0,15m + 0,24 \frac{kN}{m^2} = 3,70 \frac{kN}{m^2}$$

Επικάλυψη στον χώρο της αίθουσας εκδηλώσεων. Η επιφάνεια αυτή επικαλύπτεται με μωσαϊκό πάχους 0,07m. Οπότε υπολογίζεται το επιφανειακό φορτίο:

$$g_k = \gamma \times h = 25 \frac{kN}{m^3} \times 0,07m = 1,75 \frac{kN}{m^2}$$

Στηθαία στη βεράντα. Το στηθαίο που εκτείνεται περιμετρικά της βεράντας έχει ύψος 0,30m και είναι κατασκευασμένο από οπτόπλινθους. Το γραμμικό φορτίο που του αντιστοιχεί είναι:

$$g_k = g_w \times h_w = 2,10 \frac{kN}{m^2} \times 0,30m = 0,63 \frac{kN}{m}$$

Στο συνεχές στηθαίο παρεμβάλλονται 10 διακοσμητικοί πεσσοί τετραγωνικής διατομής 0,50m × 0,50m και ύψους 0,80m, κατασκευασμένοι επίσης από οπτόπλινθους. Το σημειακό φορτίο που αντιστοιχεί σε κάθε έναν πεσσό είναι:

$$g_k = \gamma \times b \times h \times l = 21 \frac{kN}{m^3} \times 0,50m \times 0,50m \times 0,80m = 4,20kN$$

Με αναγωγή του φορτίου των πεσσών στην περίμετρο της βεράντας, προκύπτει γραμμικό φορτίο:

$$g_k = \frac{4,20kN \times 10}{97,31m} = 0,43 \frac{kN}{m}$$

Οπότε αθροιστικά προκύπτει γραμμικό φορτίο:

$$g_k = 0,63 \frac{kN}{m} + 0,43 \frac{kN}{m} = 1,06 \frac{kN}{m}$$

Το φορτίο προσαυξάνεται προκειμένου να ληφθούν υπόψιν τα κιγκλιδώματα και εν τέλει λαμβάνεται ίσο με 1,20kN/m.

Διαχωριστικοί τοίχοι στον χώρο των γραφείων. Πρόκειται για εσωτερικούς τοίχους από οπτόπλινθους ύψους 3,10m. Το γραμμικό φορτίο που τους αντιστοιχεί είναι:

$$g_k = g_w \times l = 2,1 \frac{kN}{m^2} \times 3,10m = 6,51 \frac{kN}{m}$$

Διαχωριστικές κολώνες στον χώρο του ανωγείου. Μεταξύ του χώρου των γραφείων και της αίθουσας εκδηλώσεων εντοπίζονται δύο κυκλικής διατομής, γύψινες κολώνες. Αυτές έχουν διάμετρο 0,24m και ύψος 2,45m. Οπότε υπολογίζεται το σημειακό φορτίο που εφαρμόζεται στο κέντρο κάθε κολώνας, ως:

$$g_k = \gamma \times l \times A = 25 \frac{kN}{m^3} \times 2,45m \times \frac{\pi \times 0,24^2}{4} = 2,77kN$$

Περιμετρική διαμόρφωση της αίθουσας εκδηλώσεων. Η αίθουσα εκδηλώσεων περιβάλλεται από γυάλινη τζαμαρία, πάχους 0,008m. Στην ανατολική και τη δυτική όψη, η τζαμαρία έχει ύψος 3,20m, ενώ στην όψη προς θάλασσα 2,30m. Έτσι υπολογίζονται τα επιμέρους γραμμικά φορτία:

$$g_k = \gamma \times h \times l = 25 \frac{kN}{m^3} \times 0,008m \times 3,20m = 0,64 \frac{kN}{m}$$

$$g_k = \gamma \times h \times l = 25 \frac{kN}{m^3} \times 0,008m \times 2,30m = 0,46 \frac{kN}{m}$$

Οροφή αίθουσας εκδηλώσεων. Η στέγη της αίθουσας εκδηλώσεων διαμορφώνεται με panels οροφής (θερμομονωτικά πετάσματα πολυουρεθάνης επικάλυψης), πάχους 0,08m και συνολικού ύψους 0,122m, με έλασμα αλουμινίου. Το βάρος της επικάλυψης αυτής είναι 6,90kg/m². Γίνεται η αναγωγή από το κεκλιμένο επίπεδο σε οριζόντιο και προκύπτει:

$$g_k = 6,90 \frac{kg}{m^2} \times \frac{6,54}{\sqrt{6,54^2 + 0,5^2}} = 6,88 \frac{kg}{m^2} = 0,0688 \frac{kN}{m^2}$$

Το φορτίο αυτό μεταφέρεται στα τέσσερα υποστυλώματα αλουμινίου της νότιας όψης και μοιράζεται με βάση τη ζώνη επιρροής κάθε υποστυλώματος. Το μήκος της ζώνης επιρροής είναι 6,15m για όλα τα υποστυλώματα, ενώ το πλάτος της για τα ακριανά υποστυλώματα είναι 1,695m και για τα ενδιάμεσα 3,39m. Να σημειωθεί ότι τα τέσσερα υποστυλώματα της δυτικής και της ανατολικής όψης της αίθουσας εκδηλώσεων δεν παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία, αλλά μόνο οριζόντια φορτία ανέμου. Αυτό συμπεραίνεται από τον τρόπο σύνδεσής τους στον συνολικό σκελετό αλουμινίου της αίθουσας. Έτσι, υπολογίζονται τα σημειακά φορτία:

$$G_k = 0,0688 \frac{kN}{m^2} \times 6,15m \times 1,695m = 0,72kN$$

$$G_k = 0,0688 \frac{kN}{m^2} \times 6,15m \times 3,39m = 1,43kN$$

Το πρώτο εφαρμόζεται στα δύο ακριανά υποστυλώματα και το δεύτερο στα δύο ενδιάμεσα.

Υποστυλώματα αίθουσας εκδηλώσεων. Τα υποστυλώματα της αίθουσας εκδηλώσεων είναι από αλουμίνιο, διατομής RHS 80x40x5 και έχουν ύψος 3,30m. Το ειδικό βάρος του αλουμινίου είναι $\gamma_{al} = 27kN/m^3$. Έτσι, υπολογίζεται το ίδιο βάρος κάθε υποστυλώματος ως σημειακό φορτίο:

$$G_k = (0,08 \times 0,04 - 0,07 \times 0,03)m^2 \times 3,30m \times 27 \frac{kN}{m^3} = 0,098kN$$

Δικτυώματα αίθουσας εκδηλώσεων. Στην οροφή της αίθουσας εκδηλώσεων υπάρχουν δύο ειδών δικτυώματα, δικτυώματα-γέφυρες και τριγωνικά δικτυώματα. Τα τριγωνικά δικτυώματα είναι τέσσερα και ορίζουν τρεις «ζώνες», σε καθεμία από τις οποίες υπάρχουν πέντε δικτυώματα-γέφυρες. Τα δικτυώματα αυτά είναι από αλουμίνιο και τα μέλη τους είναι διατομής L40x4 ($A=3,08m^2$). Ο υπολογισμός του ίδιου βάρους τους γίνεται αδρομερώς και παρουσιάζεται παρακάτω.

Το συνολικό μήκος των μελών κάθε δικτυώματος-γέφυρας είναι 7,23m και συνεπώς το συνολικό ίδιο βάρους του είναι:

$$G_k = A \times l \times \gamma_{al} = 3,08 \times 10^{-4} m^2 \times 7,23m \times 27 \frac{kN}{m^3} = 0,60kN$$

Το φορτίο των πέντε δικτυωμάτων-γεφυρών κάθε «ζώνης» παραλαμβάνεται από τα δύο εκατέρωθεν τριγωνικά δικτυώματα. Τα δύο ενδιάμεσα τριγωνικά δικτυώματα έχουν διπλάσιο πλάτος ζώνης επιρροής από τα δύο ακριανά, οπότε παραλαμβάνουν διπλάσιο φορτίο. Έτσι, υπολογίζονται τα σημειακά φορτία:

$$G_k = 5 \times \frac{0,60kN}{2} = 1,50kN$$

$$G_k = 5 \times \left(\frac{0,60kN}{2} + \frac{0,60kN}{2} \right) = 3,00kN$$

Το πρώτο εφαρμόζεται στα δύο ακριανά τριγωνικά δικτυώματα και το δεύτερο στα δύο ενδιάμεσα.

Το συνολικό μήκος των μελών κάθε τριγωνικού δικτυώματος είναι 21,34m και συνεπώς το συνολικό ίδιο βάρους του είναι:

$$G_k = A \times l \times \gamma_{al} = 3,08 \times 10^{-4} m^2 \times 21,34m \times 27 \frac{kN}{m^3} = 1,77kN$$

Συνεπώς, τα ακριανά και τα ενδιάμεσα τριγωνικά δικτυώματα έχουν συνολικό φορτίο αντίστοιχα:

$$G_k = 1,77kN + 1,50kN = 3,27kN$$

$$G_k = 1,77kN + 3,00kN = 4,77kN$$

Θεωρείται ότι το φορτίο κάθε τριγωνικού υποστυλώματος ισομοιράζεται στο σημείο επαφής του με τον χώρο των γραφείων και σε καθεμία από τα τέσσερα υποστυλώματα της νότιας όψης ως εξής:

$$G_k = \frac{3,27kN}{2} = 1,635kN$$

$$G_k = \frac{4,77kN}{2} = 2,385kN$$

Το πρώτο εφαρμόζεται στα ακριανά υποστυλώματα και το δεύτερο στα ενδιάμεσα.

Διαμόρφωση επιφάνειας και επικάλυψη στο μη βατό δώμα. Η επικάλυψη εκατέρωθεν των ανεστραμμένων δοκών έχει πάχος 0,33m, ενώ μεταξύ αυτών έχει πάχος 0,46m. Οπότε υπολογίζονται τα επιφανειακά φορτία:

$$g_k = \gamma_{τσιμ.} \times h = 23 \frac{kN}{m^3} \times 0,33m = 7,59 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_k = \gamma_{τσιμ.} \times h = 23 \frac{kN}{m^3} \times 0,46m = 10,58 \frac{kN}{m^2}$$

Αυτά εφαρμόζονται εκατέρωθεν και ενδιάμεσως των ανεστραμμένων δοκών, αντίστοιχως.

Στηθαία στο μη βατό δώμα. Το στηθαίο της νότιας όψης είναι κατασκευασμένο από οπτόπλινθους και έχει ύψος $0,80m$. Το γραμμικό φορτίο που του αντιστοιχεί είναι:

$$g_k = g_w \times h_w = 2,10 \frac{kN}{m^2} \times 0,80m = 1,68 \frac{kN}{m}$$

Τα στηθαία της δυτικής και ανατολικής όψης έχουν πλάτος $0,22m$, ύψος $0,80m$ και είναι κατασκευασμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το γραμμικό φορτίο που τους αντιστοιχεί είναι:

$$g_k = \gamma \times h \times b = 25 \frac{kN}{m^3} \times 0,80m \times 0,22m = 4,40 \frac{kN}{m}$$

Το στηθαίο της βόρειας όψης έχει πλάτος $0,22m$, ύψος $0,55m$ και είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το γραμμικό φορτίο που του αντιστοιχεί είναι:

$$g_k = \gamma \times h \times b = 25 \frac{kN}{m^3} \times 0,55m \times 0,22m = 3,025 \frac{kN}{m}$$

Κινητά φορτία Q

Τα κινητά φορτία που δρουν σε μια κατασκευή καθορίζονται ανάλογα με την κατηγορία χρήσης του εκάστοτε χώρου. Οι τιμές αυτές προβλέπονται από τον EN 1991-1-1 και διορθώνονται, όπου χρειάζεται, από το Εθνικό Προσάρτημα.

Χώρος γραφείου ανωγείου. Από πίνακα 6.1 του EN 1991-1-1:

B: Χώροι γραφείων.

Από πίνακα 6.2 για κατηγορία χρήσης B:

$$q_k = 2,0 - 3,0 kN/m^2$$

Το Εθνικό Προσάρτημα ορίζει για δάπεδο:

$$q_k = 2,0 kN/m^2$$

Οπότε λαμβάνεται $q_k = 2,0 kN/m^2$.

Αίθουσα εκδηλώσεων ανωγείου. Από πίνακα 6.1 του EN 1991-1-1:

C1: Χώροι με τραπέζια κλπ, π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφεενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.

Από πίνακα 6.2 για κατηγορία χρήσης C1:

$$q_k = 2,0 - 3,0 kN/m^2$$

Το Εθνικό Προσάρτημα ορίζει για κατηγορία χρήσης C1:

$$q_k = 3,0 kN/m^2$$

Μπαλκόνι ανωγείου. Από πίνακα 6.1 του EN 1991-1-1:

C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφεενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.

Από πίνακα 6.2 για κατηγορία χρήσης C1:

$$q_k = 2,0 - 3,0 kN/m^2$$

Το Εθνικό Προσάρτημα ορίζει για κατηγορία χρήσης C1:

$$q_k = 3,0 kN/m^2$$

ενώ για μπαλκόνι

$$q_k = 5,0 kN/m^2$$

Οπότε λαμβάνεται $q_k = 5,0 kN/m^2$.

Βατό δώμα ισογείου. Από πίνακα 6.9 του EN 1991-1-1:

I: Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D.

Οπότε το βατό δώμα συγκαταλέγεται στην κατηγορία C1 και επομένως από πίνακα 6.2:

$$q_k = 2,0 - 3,0 kN/m^2$$

Το Εθνικό Προσάρτημα ορίζει για κατηγορία χρήσης C1:

$$q_k = 3,0 kN/m^2$$

Οπότε λαμβάνεται $q_k = 3,0 kN/m^2$.

Μη βατό δώμα ανωγείου και οροφή αίθουσας εκδηλώσεων. Από πίνακα 6.9 του EN 1991-1-1:

H: Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή. Από πίνακα 6.10 του EN 1991-1-1 προτείνεται:

$$q_k = 0,40 kN/m^2$$

Το Εθνικό Προσάρτημα ορίζει για κατηγορία χρήσης H:

$$q_k = 0,50 kN/m^2$$

Οπότε λαμβάνεται $q_k = 0,50 kN/m^2$.

Να σημειωθεί ότι τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά φορτία του δαπέδου του ισογείου δε λαμβάνονται υπόψη και δεν προσομοιώνονται στο πρόγραμμα, καθώς μεταφέρονται απευθείας στο έδαφος, χωρίς να δρουν καθόλου στην κατασκευή.

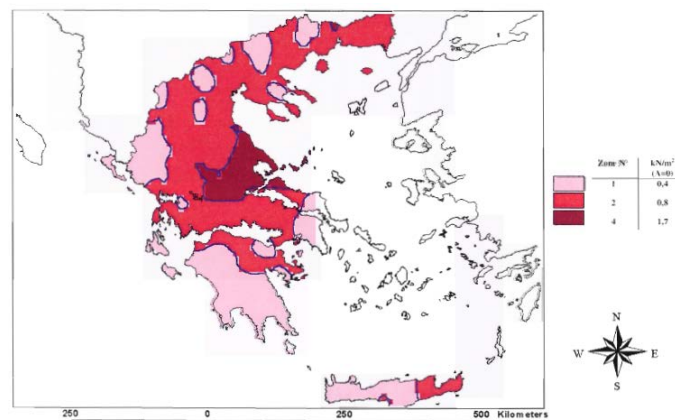
5.3.2 Χιόνι

Το φορτίο του χιονιού δρα στο μπαλκόνι του ανωγείου, στο βατό δώμα του ισογείου (βεράντα), στο μη βατό δώμα του ανωγείου και στην οροφή της αίθουσας εκδηλώσεων. Ο υπολογισμός του παρουσιάζεται παρακάτω.

Από τον πίνακα C.1 του παραρτήματος C του EN 1991-1-3, η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στο έδαφος στην Ελλάδα υπολογίζεται από τη σχέση:

$$s_k = (0,42 \times Z - 0,03) \times [1 + (\frac{A}{917})^2],$$

όπου A το υψόμετρο της περιοχής από την επιφάνεια της θάλασσας (m) και Z ο συντελεστής της ζώνης στην οποία ανήκει η περιοχή ενδιαφέροντος, με βάση τον ακόλουθο χάρτη.



Σχήμα 5.9: Χάρτης ζωνών φορτίου χιονιού στην Ελλάδα.

Για τον Πειραιά ισχύει $A=0m$ και $Z=0,40kN/m^2$, οπότε προκύπτει:

$$s_k = 0,42 \times 0,40 - 0,03 = 0,138 \frac{kN}{m^2}$$

Βάσει του EN 1991-1-3, η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού σε στέγη υπολογίζεται από τη σχέση:

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k,$$

όπου μ_i ο συντελεστής σχήματος του φορτίου, C_e συντελεστής έκθεσης, C_t θερμικός συντελεστής και s_k η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στο έδαφος. Από τον πίνακα 5.1 του EN 1991-1-3, για κανονικές συνθήκες έκθεσης, λαμβάνεται $C_e = 1,00$. Επίσης, θεωρείται $C_t = 1,00$. Τέλος, από τον πίνακα 5.2 του EN 1991-1-3, για στέγη με κλίση $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$, λαμβάνεται $\mu_i = 0,80$. Έτσι, προκύπτει:

$$s = 0,80 \times 1,00 \times 1,00 \times 0,138 = 0,11 \frac{kN}{m^2}$$

Υπάρχουν δύο πιθανοί συνδυασμοί ΟΚΑ που λαμβάνουν υπόψη το χιόνι:

α. θεωρώντας ως κύριο φορτίο το κινητό: $1,35 \times (G + G') + 1,50 \times Q + 1,50 \times \psi_0 \times S$

β. θεωρώντας ως κύριο φορτίο το χιόνι: $1,35 \times (G + G') + 1,50 \times S + 1,50 \times \psi_0 \times Q$

Σε κάθε επιφάνεια φόρτισης από το χιόνι, θα βρεθεί ο δυσμενέστερος από τους δύο συνδυασμούς. Για λόγους διευκόλυνσης, προκειμένου να μην επιβαρυνθεί το προσομοίωμα με φορτία χιονιού και πρόσθετους συνδυασμούς φορτίων, θα γίνει προσαύξηση του κινητού φορτίου κάθε επιφάνειας, ώστε να ληφθεί έμμεσα υπόψη το φορτίο χιονιού.

Μη βατό δώμα ανωγείου και οροφή αίθουσας εκδηλώσεων. Οι δύο πιθανοί συνδυασμοί είναι οι εξής:

α. $1,35 \times (G + G') + 1,50 \times Q + 1,50 \times \psi_0 \times S =$

$$= 1,35 \times (G + G') + 1,50 \times 0,50 \frac{kN}{m^2} + 1,50 \times 0,50 \times 0,11 \frac{kN}{m^2} =$$

$$= 1,35 \times (G + G') + 0,8325 \frac{kN}{m^2}, \text{ όπου } \psi_0 = 0,50 \text{ για υψόμετρο } H \leq 1000m.$$

β. $1,35 \times (G + G') + 1,50 \times S + 1,50 \times \psi_0 \times Q =$

$$= 1,35 \times (G + G') + 1,50 \times 0,11 \frac{kN}{m^2} + 1,50 \times 0 \times 0,50 \frac{kN}{m^2} =$$

$$= 1,35 \times (G + G') + 0,165 \frac{kN}{m^2}, \text{ όπου } \psi_0 = 0 \text{ για στέγες κατηγορίας Η.}$$

Συνεπώς, δυσμενέστερος είναι ο πρώτος συνδυασμός. Το προσαυξημένο κινητό φορτίο στο μη βατό δώμα του ανωγείου προκύπτει

$$1,5 \times q_k = 0,8325 \Rightarrow q_k = 0,555 \frac{kN}{m^2}$$

Ειδικότερα, για το πάνελ οροφής της αίθουσας, γίνεται αναγωγή του φορτίου από το κεκλιμένο στο οριζόντιο επίπεδο:

$$q_k = 0,455 \frac{kN}{m^2} \times \frac{6,54}{\sqrt{6,54^2 + 0,50^2}} = 0,454 \frac{kN}{m^2}$$

Το φορτίο αυτό μεταφέρεται στα τέσσερα υποστυλώματα αλουμινίου της νότιας όψης και μοιράζεται με βάση τη ζώνη επιρροής κάθε υποστυλώματος. Το μήκος της ζώνης επιρροής είναι $6,15m$ για όλα τα υποστυλώματα, ενώ το πλάτος της για τα αχριανά υποστυλώματα είναι $1,695m$ και για τα ενδιάμεσα $3,39m$. Υπενθυμίζεται ότι τα τέσσερα υποστυλώματα της δυτικής και της ανατολικής όψης της αίθουσας εκδηλώσεων δεν παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία, αλλά μόνο οριζόντια φορτία ανέμου. Έτσι, υπολογίζονται τα σημειακά φορτία:

$$Q_k = 0,454 \frac{kN}{m^2} \times 6,15m \times 1,695m = 4,73kN$$

$$Q_k = 0,454 \frac{kN}{m^2} \times 6,15m \times 3,39m = 9,47kN$$

Το πρώτο εφαρμόζεται στα δύο ακριανά υποστυλώματα και το δεύτερο στα δύο ενδιάμεσα.

Βατό δώμα ισογείου. Οι δύο πιθανοί συνδυασμοί είναι οι εξής:

α. $1,35 \times (G + G') + 1,50 \times Q + 1,50 \times \psi_0 \times S = 1,35 \times (G + G') + 1,50 \times 3,00 \frac{kN}{m^2} + 1,50 \times 0,50 \times 0,11 \frac{kN}{m^2} = 1,35 \times (G + G') + 4,5825 \left(\frac{kN}{m^2} \right)$, όπου $\psi_0 = 0,50$ για υψόμετρο $H \leq 1000m$.

β. $1,35 \times (G + G') + 1,50 \times S + 1,50 \times \psi_0 \times Q = 1,35 \times (G + G') + 1,50 \times 0,11 \frac{kN}{m^2} + 1,50 \times 0,70 \times 3,00 \frac{kN}{m^2} = 1,35 \times (G + G') + 3,315 \left(\frac{kN}{m^2} \right)$, όπου $\psi_0 = 0,70$ για την κατηγορία C1.

Συνεπώς, δυσμενέστερος είναι ο πρώτος συνδυασμός. Το προσαυξημένο κινητό φορτίο στο μη βατό δώμα του ανωγείου προκύπτει

$$1,5 \times q_k = 4,5825 \Rightarrow q_k = 3,055 \frac{kN}{m^2}$$

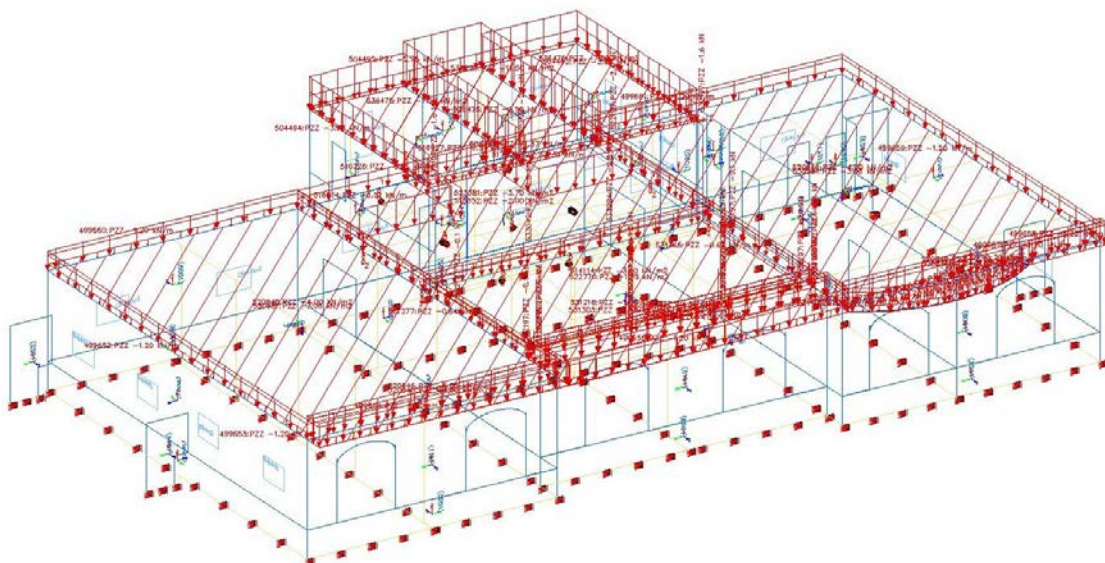
Μπαλκόνι ανωγείου. Οι δύο πιθανοί συνδυασμοί είναι οι εξής:

α. $1,35 \times (G + G') + 1,50 \times Q + 1,50 \times \psi_0 \times S = 1,35 \times (G + G') + 1,50 \times 5,00 \frac{kN}{m^2} + 1,50 \times 0,50 \times 0,11 \frac{kN}{m^2} = 1,35 \times (G + G') + 7,5825 \left(\frac{kN}{m^2} \right)$, όπου $\psi_0 = 0,50$ για υψόμετρο $H \leq 1000m$.

β. $1,35 \times (G + G') + 1,50 \times S + 1,50 \times \psi_0 \times Q = 1,35 \times (G + G') + 1,50 \times 0,11 \frac{kN}{m^2} + 1,50 \times 0,70 \times 5,00 \frac{kN}{m^2} = 1,35 \times (G + G') + 5,415 \left(\frac{kN}{m^2} \right)$, όπου $\psi_0 = 0,70$ για την κατηγορία C1.

Συνεπώς, δυσμενέστερος είναι ο πρώτος συνδυασμός. Το προσαυξημένο κινητό φορτίο στο μη βατό δώμα του ανωγείου προκύπτει

$$1,5 \times q_k = 7,5825 \Rightarrow q_k = 5,055 \frac{kN}{m^2}$$



Σχήμα 5.10: Το αναλυτικό μοντέλο του κτηρίου μαζί με τα προαναφερθέντα φορτία στο SOFiPLUS.

5.3.3 Σεισμός

Όσον αφορά στον σεισμό, αυτός εισάγεται στο υπολογιστικό πρόγραμμα μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης που παρουσιάζεται παρακάτω. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις, οριζόντιες και κατακόρυφες, που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί της κατασκευής. Σημαντικότερες θεωρούνται οι οριζόντιες δυνάμεις. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτηρίου λόγω του σεισμού, που ονομάζονται σεισμικές δονήσεις.

5.3.4 Άνεμος

Τέλος, πρέπει να σημειωθεί ότι η κατακόρυφη και η οριζόντια δράση του ανέμου δεν λαμβάνονται υπόψη, καθώς η μάζα, και συνεπώς η αδράνεια, του κτηρίου είναι τόσο μεγάλη, ώστε η επιρροή του ανέμου στο δομικό σύστημα να είναι σχεδόν μηδενική. Το φορτίο του ανέμου θεωρητικά θα επηρέαζε μόνο την προσθήκη από αλουμίνιο, το οποίο έχει επιλεγθεί, σε πρώτο τουλάχιστον στάδιο, να μην αναλυθεί. Έτσι, το φορτίο του ανέμου δεν εισάγεται στο πρόγραμμα.

5.3.5 Συνδυασμοί δράσεων

Το εν λόγω κτήριο περιλαμβάνει διάφορα τμήματα, καθένα από τα οποία έχει διαφορετική χρήση, συνεπώς άλλο φορτίο και άρα άλλο συντελεστή για οιονεί μόνιμη τιμή μεταβλητής δράσης ψ_2 . Το ψ_2 λαμβάνεται ως το δυσμενέστερο από τα παρακάτω (που έχουν επισημανθεί μέσα σε πλαίσιο) και επομένως $\psi_2 = 0,60$.

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: 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 $\leq 30kN$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30kN < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160kN$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3) Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία			
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊές) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Σχήμα 5.11: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών ψ για κτήρια.

Η ανάλυση του κτηρίου έγινε για τους ακόλουθους συνδυασμούς φορτίσεων:

- $1,35 \times (G + G') + 1,5 \times Q$
- $(G + G') + Q$
- $(G + G') + 0,60 \times Q + E_x + 0,30 \times E_y$
- $(G + G') + 0,60 \times Q + E_x - 0,30 \times E_y$
- $(G + G') + 0,60 \times Q - E_x + 0,30 \times E_y$
- $(G + G') + 0,60 \times Q - E_x - 0,30 \times E_y$
- $(G + G') + 0,60 \times Q + E_y + 0,30 \times E_x$

- $(G + G') + 0,60 \times Q + E_y - 0,30 \times E_x$
- $(G + G') + 0,60 \times Q - E_y + 0,30 \times E_x$
- $(G + G') + 0,60 \times Q - E_y - 0,30 \times E_x$

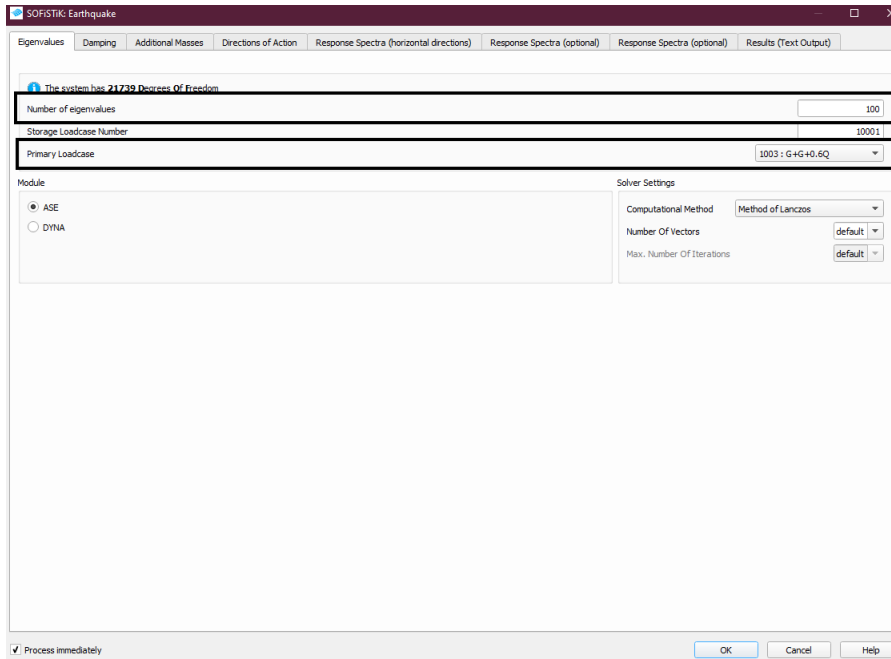
5.4 Μέθοδος ανάλυσης

Για την εξέταση της συμπεριφοράς του κτηρίου υπό κατακόρυφα και οριζόντια φορτία, χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης (ελαστικής δυναμικής ανάλυσης). Σύμφωνα με αυτή, η κίνηση της κατασκευής οποιαδήποτε χρονική στιγμή μπορεί να γραφεί ως άθροισμα των ιδιομορφικών αποκρίσεων. Ως ιδιομορφική απόκριση ορίζεται η συμμετοχή κάθε κανονικής μορφής στη συνολική απόκριση. Κάθε ιδιομορφή ενεργοποιεί ένα ποσοστό της συνολικής μάζας του κτηρίου (ενεργός ιδιομορφική μάζα), το οποίο δηλώνει πόσο πολύ ή πόσο λίγο συμμετέχει η ιδιομορφή στη συνολική κίνηση. Η ενεργός ιδιομορφική μάζα εξαρτάται από τη διεύθυνση της σεισμικής δράσης. Έτσι, κάποια κανονική μορφή μπορεί να έχει μεγάλη ιδιομορφική μάζα για μία διεύθυνση σεισμικής δράσης, δηλαδή μεγάλη συμμετοχή στην απόκριση της κατασκευής, και πολύ μικρή ή ακόμη και μηδενική ιδιομορφική μάζα για κάποια άλλη διεύθυνση της σεισμικής δράσης, δηλαδή ασήμαντη συμμετοχή. Για μία δεδομένη διεύθυνση σεισμού, η ιδιομορφή με τη μεγαλύτερη ιδιομορφική μάζα ονομάζεται δεσπόζουσα. Σημειώνεται ότι το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών όλων των κανονικών μορφών ισούται με τη συνολική μάζα της κατασκευής που ενεργοποιείται στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμού. Σύμφωνα με τα παραπάνω, η συμμετοχή των ιδιομορφών στη συνολική απόκριση της κατασκευής δεν είναι εξίσου σημαντική για όλες τις κανονικές μορφές. Συνήθως, η συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών είναι μικρή και μπορεί να αμεληθεί. Γι' αυτό, ο αντισεισμικός σχεδιασμός γίνεται λαμβάνοντας υπόψη ορισμένες πρώτες μόνον ιδιομορφές. Το κριτήριο που καθορίζει το ελάχιστο πλήθος ιδιομορφών που πρέπει να ληφθούν υπόψη βασίζεται στο ποσοστό της συνολικής μάζας που ενεργοποιείται από την κίνηση της κατασκευής σε αυτές τις κανονικές μορφές. Σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ, το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών που λαμβάνονται υπόψη στον αντισεισμικό σχεδιασμό πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο με το 75% της συνολικής μάζας που αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμικής δράσης, δηλαδή εάν λαμβάνονται υπόψη οι k πρώτες ιδιομορφές πρέπει να ισχύει:

$$\sum_{i=1}^k m_i^* \geq 0,75 \times m_{tot},$$

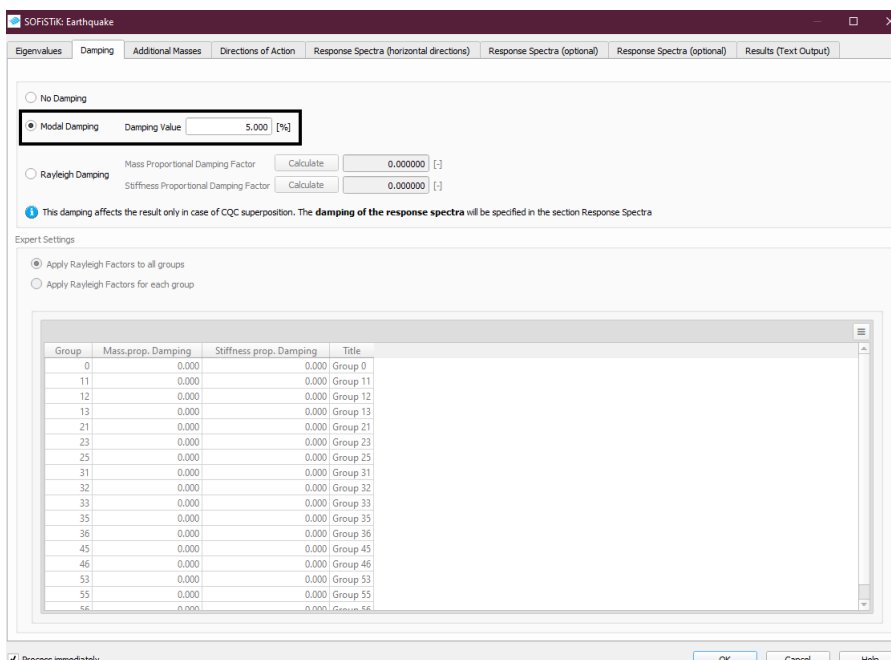
όπου m_{tot} είναι η συνολική μάζα που ενεργοποιείται στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμού. Επιπρόσθετα της παραπάνω ανίσωσης, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και όλες οι ιδιομορφές με $m_i^* > 0,05 \times m_{tot}$. Σημειώνεται ότι στον υπολογισμό της m_{tot} πρέπει να μη λαμβάνονται υπόψη μάζες οι οποίες δεν συμμετέχουν στην παραμόρφωση της κατασκευής, όπως π.χ. η μάζα θεμελίωσης.

Για την εκτέλεση της ιδιομορφικής ανάλυσης, απαραίτητη είναι η εισαγωγή σεισμολογικών στοιχείων σχετικά με το κτήριο και το έδαφος θεμελίωσής του στο SOFiSTiK. Αρχικά, επιλέγεται ο αριθμός των ιδιομορφών που είναι επιθυμητός να παραχθεί από το υπολογιστικό πρόγραμμα στο τέλος της ανάλυσης, καθώς και ο συνδυασμός των φορτίων για τον οποίο θα γίνει η ανάλυση. Εν προκειμένω, επιλέχθηκε να παρουσιαστούν 100 ιδιομορφές, προκειμένου να ικανοποιηθούν τα κριτήρια που προαναφέρθηκαν, και ως συνδυασμός φορτίσεων για την ιδιομορφική ανάλυση ο συνδυασμός $(G + G') + \psi_2 \times Q$. Η επαλληλία των σημαντικών ιδιομορφών υλοποιείται με τη μέθοδο CQC για κάθε διεύθυνση σεισμού (x, y).



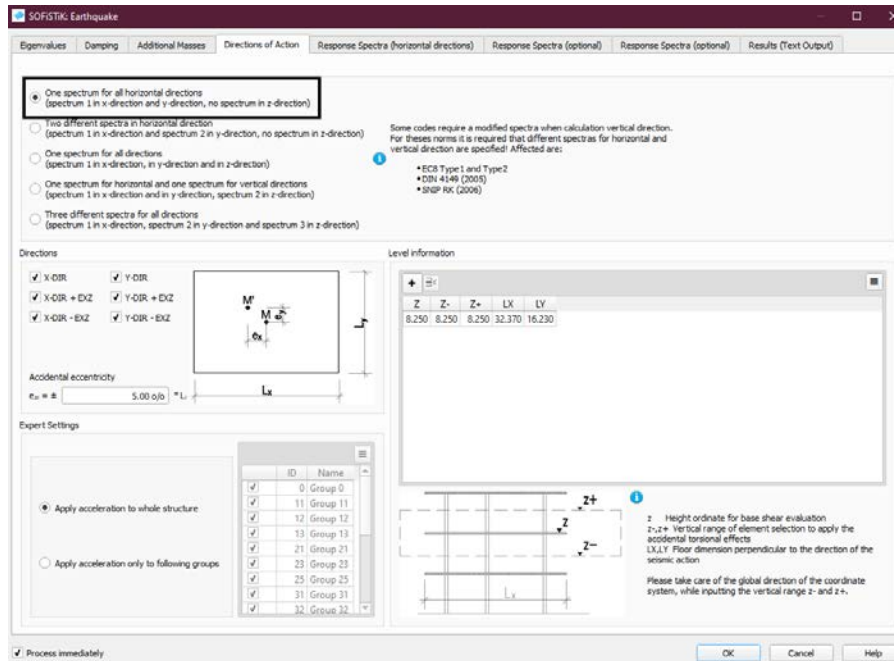
Σχήμα 5.12: Επιλογή ιδιομορφών και συνδυασμού φορτίσεων.

Στη συνέχεια, εισάγεται η απόσβεση του κτηρίου ζ , η οποία λαμβάνεται ίση με 5% για άοπλη τοιχοποιία.



Σχήμα 5.13: Εισαγωγή της απόσβεσης του κτηρίου.

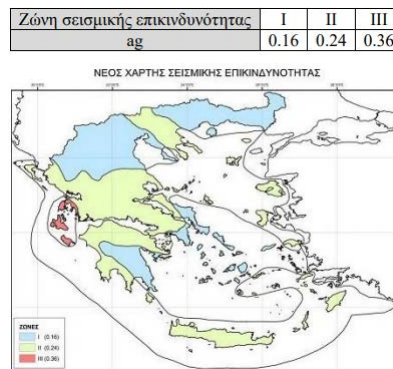
Ακολούθως, επιλέγεται να αγνοηθεί η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού και να ληφθούν υπόψη μόνο οι οριζόντιες συνιστώσες κατά x και y, στις οποίες το φάσμα σχεδιασμού είναι το ίδιο.



Σχήμα 5.14: Επιλογή ίδιου φάσματος κατά x και y .

Τέλος, εισάγονται στο SOFiSTiK τα στοιχεία που καθορίζουν το φάσμα σχεδιασμού:

- Ο Όμιλος Ερετών βρίσκεται στον Πειραιά, ο οποίος ανήκει στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I, οπότε λαμβάνεται $a_{gR} = 0,16g$.



Σχήμα 5.15: Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.

- Το υπό μελέτη κτήριο είναι συνήθους σπουδαιότητας, συνεπώς $\gamma_I = 1,00$.

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια	γ_I	ν
I	Κτίρια ήσσονος σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. αγροτικά οικηματα	0.8	0.5
II	Κανονικά κτίρια τα οποία δεν ανήκουν στις υπόλοιπες κατηγορίες	1.0	0.5
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική αντίσταση είναι σημαντική σε ότι αφορά τις συνέπειες που συνδέονται με πιθανή κατάρρευση, π.χ. σχολεία, χώροι συνάθροισης κοινού.	1.2	0.4
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια των σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας.	1.4	0.4

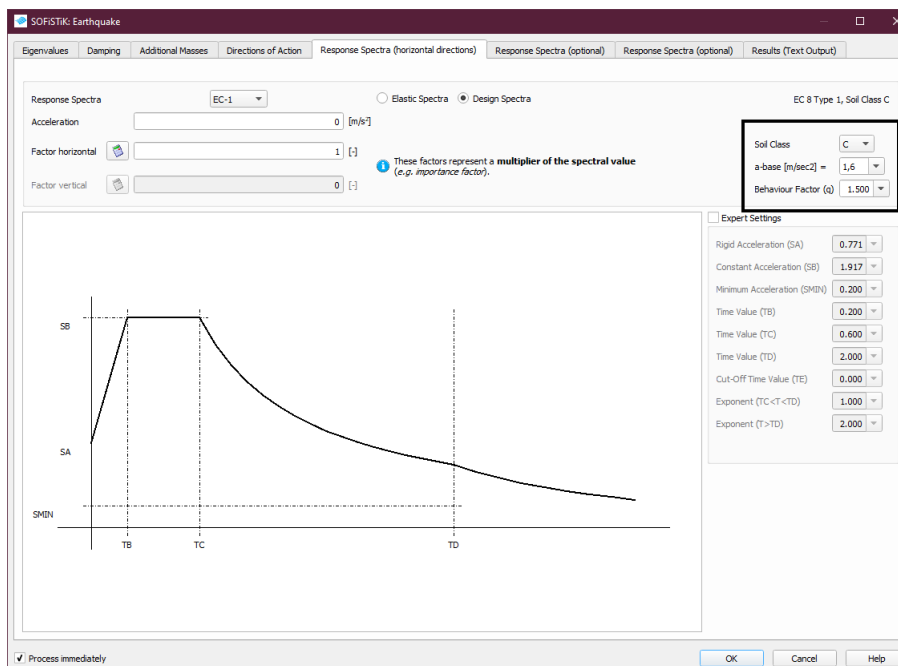
Σχήμα 5.16: Κατηγορία σπουδαιότητας κτηρίου.

- Το έδαφος θεμελίωσης θεωρείται ότι είναι κοκκώδες, μέσης πυκνότητας και επομένως είναι κατηγορίας C .

Κατηγορία εδάφους	$V_{s,30}$ (m/sec)	N _{SPT}	c_u (kPa)
A: Βράχος, με 5m το πολύ επικάλυψη από μαλακότερο έδαφος	>800	-	-
B: Πολύ πυκνά κοκκώδη εδάφη ή πολύ σκληρή άργιλος, βάθους αρκετών δεκάδων μέτρων	360-800	>50	>250
C: Κοκκώδη εδάφη υψηλής ή μέσης πυκνότητας, ή σκληρή άργιλος βάθους αρκετών δεκάδων έως πολλών εκατοντάδων μέτρων	180-360	15-50	70-250
D: Κοκκώδη εδάφη μικρής έως μέσης πυκνότητας ή μαλακή άργιλος	<180	<15	<70
E: 5-20m έδαφος C ή D πάνω από βράχο			
S ₁ : ≥ 10 m μαλακή άργιλος/ύλος με δείκτη πλαστικότητας PI>40 και υψηλή περιεκτικότητα νερού	<100	-	10-20
S ₂ : Ευαίσθητη άργιλος, εδάφη ρευστοποιήσιμα ή εκτός A-E ή S ₁			

Σχήμα 5.17: Κατηγορίες εδάφους.

- Το κτήριο συνίσταται από τοιχοποιία σε συνδυασμό με στοιχεία σκυροδέματος, οπότε ως συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται $q = 1, 50$.



Σχήμα 5.18: Εισαγωγή στοιχείων εδάφους και κτηρίου για καθορισμό του φάσματος.

Κεφάλαιο 6

Αποτελέσματα ανάλυσης και έλεγχος επάρκειας του υφιστάμενου κτηρίου

Στο παρόν κεφάλαιο, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε στο SOFiSTiK. Συγκεκριμένα, γίνεται έλεγχος σε συγκεκριμένα φέροντα στοιχεία για τον εντοπισμό των περιοχών που είτε έχουν αστοχήσει είτε είναι ευάλωτες σε αστοχία. Επιπλέον, γίνεται έλεγχος συμφωνίας των αποτελεσμάτων της ανάλυσης με την υφιστάμενη παθολογία του κτηρίου, ώστε να επαληθευτεί η αξιοπιστία του προσομοιώματος, αλλά και να διερευνηθούν με ακρίβεια τα αίτια των βλαβών του κτηρίου.

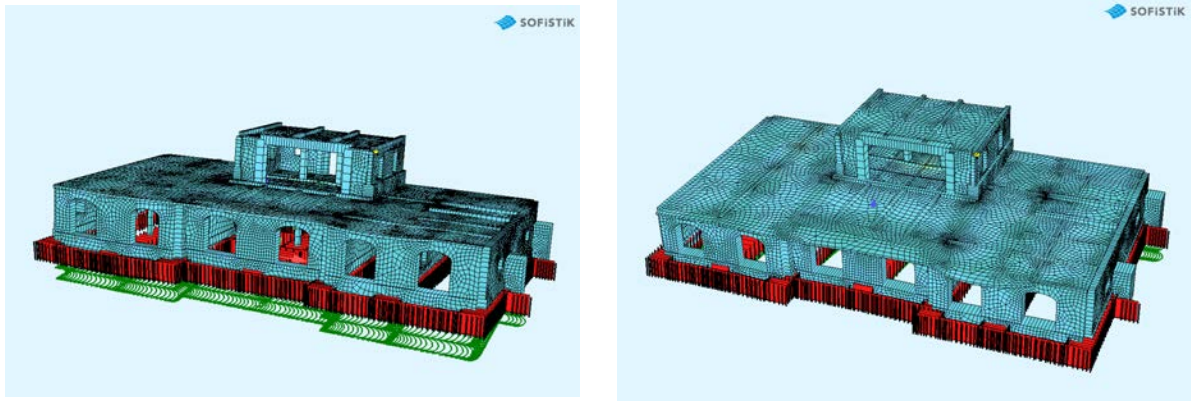
6.1 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Για την ενεργοποίηση τουλάχιστον του 75% της συνολικής μάζας που αντιστοιχεί σε κάθε εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμικής δράσης (x, y) χρειάζονται 51 ιδιομορφές. Αναλυτικότερα, στις 51 ιδιομορφές ενεργοποιείται το 82,96% της συνολικής μάζας στη διεύθυνση x και το 75,60% της συνολικής μάζας στη διεύθυνση y.

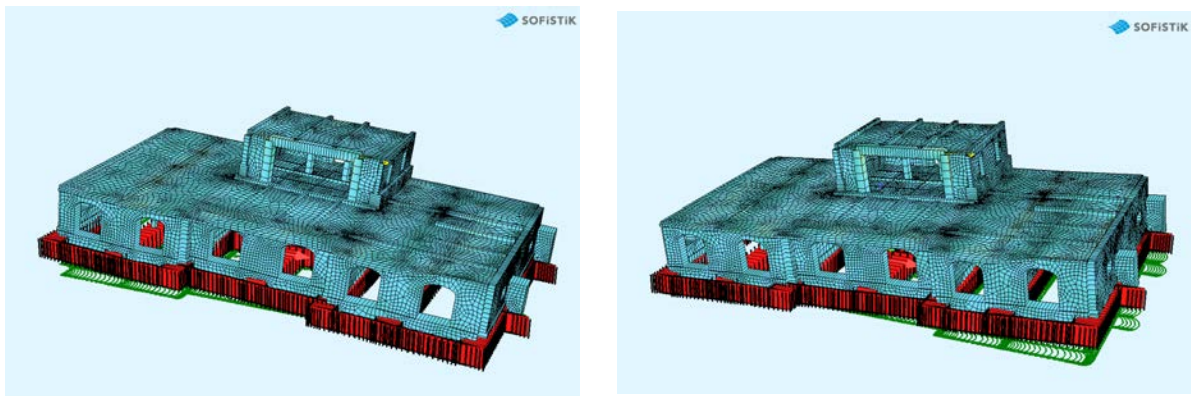
Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)	m_{ix}^* (%)	m_{iy}^* (%)	Σm_{ix}^* (%)	Σm_{iy}^* (%)
1	0,3585	0,40	29,84	0,40	29,84
2	0,3261	19,21	0,59	19,61	30,43
3	0,3040	0,58	0,10	20,19	30,53
4	0,1993	0,29	0,03	20,48	30,56
5	0,1961	19,43	0,00	39,91	30,56
...
51	0,0667	0,30	1,15	82,96	75,60

Πίνακας 6.1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης υφιστάμενου κτηρίου.

Από τον παραπάνω πίνακα, διαπιστώνεται ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση y είναι η πρώτη, η οποία ενεργοποιεί το 29,84% της συνολικής μάζας που αντιστοιχεί σε αυτή τη διεύθυνση. Κατά τη διεύθυνση x η θεμελιώδης ιδιομορφή είναι η δεύτερη, η οποία ενεργοποιεί το 19,21% της συνολικής μάζας που αντιστοιχεί στη διεύθυνση αυτή. Συγκρίνοντας τις θεμελιώδεις ιδιομορφές κατά x και y, παρατηρείται ότι $T_x = 0,3261sec < T_y = 0,3585sec$ και συνεπώς συμπεραίνεται ότι το κτήριο έχει μεγαλύτερη δυσκαμψία κατά τη διεύθυνση x.



Σχήμα 6.1: Πρώτη ιδιομορφή ($T_y = 0,3585sec$).



Σχήμα 6.2: Δεύτερη ιδιομορφή ($T_x = 0,3261sec$).

6.2 Έλεγχοι φέρουσας αργολιθοδομής

Η επάρκεια των τοιχοποιιών του δομήματος καθορίζεται από το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8 («Αποτίμηση και ενίσχυση κτηρίων») και από τον Κανονισμό για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ). Ειδικότερα, οι στόχοι της αποτίμησης αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας (στοχευόμενη συμπεριφορά) και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτηρίου» (σεισμός σχεδιασμού).

- Επιδιώκεται στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες» για πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών, δηλαδή επιλέγεται στόχος B1.

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

Σχήμα 6.3: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού. (Πίνακας 2.1 ΚΑΔΕΤ)

Άλλωστε, ο ελάχιστος ανεκτός στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφισταμένου κτηρίου κατηγορίας σπουδαιότητας II, είναι ο Γ1 σύμφωνα με το Παράρτημα 2.1 του

ΚΑΔΕΤ, και εφόσον ισχύει $B1 > G1$, ο στόχος που επιλέχθηκε είναι υπέρ της ασφαλείας.

- Δεδομένου ότι δεν υπάρχουν σχέδια της αρχικής μελέτης και όλα τα γεωμετρικά δεδομένα έχουν ευλόγως θεωρηθεί από την κρίση του Μηχανικού, η Σ.Α.Δ. καθορίζεται ως «Ανεκτή».
- Από §4.4.1.4 του ΚΑΔΕΤ, η δυσκαμψία και η δυστησιότητα μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό (50%) αυτής του σταδίου I (μη ρηγματωμένα στοιχεία).
- Από §4.4.3 του ΚΑΔΕΤ, εφόσον «ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών («δυνάμεων»), οι ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών συγκεκριμένου (επιμέρους) δομικού στοιχείου αντιπροσωπεύονται γενικώς με τις οιοσδήποτε χαρακτηριστικές τιμές, ίσες με τις μέσες τιμές μειωμένες κατά 30% για ΣΑΔ ανεκτή...». Θεωρείται ότι οι υπολογισμένες τιμές αντοχών της τοιχοποιίας που παρουσιάστηκαν παραπάνω καλύπτουν την απαίτηση αυτή.
- Από §4.5.2 του ΚΑΔΕΤ, για Σ.Α.Δ. «Ανεκτή» και αυξημένες διασπορές, επιτρέπεται να εφαρμοστεί η τιμή $\gamma_g = 1,35$, όπου γ_g ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για μόνιμες δράσεις.
- Από §4.5.3.1 του ΚΑΔΕΤ, εάν ο έλεγχος ασφαλείας των υφιστάμενων υλικών γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών, για Σ.Α.Δ «Ανεκτή», μπορεί να ληφθεί $\gamma_m = 1,50$, όπου γ_m ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τοιχοποιία.

Επισημαίνεται ότι όλα τα παραπάνω αφορούν, εκτός από την αργολιθοδομή, και τις φέρουσες τοιχοποιίες του δομήματος από τσιμεντόλιθους και οπτόπλινθους, οι έλεγχοι των οποίων θα παρουσιαστούν εν συνεχεία.

Σε πρώτη φάση, πραγματοποιούνται έλεγχοι στα κρίσιμα κατά περίπτωση σημεία της φέρουσας αργολιθοδομής του κτηρίου έναντι των εξής οριακών καταστάσεων αστοχίας:

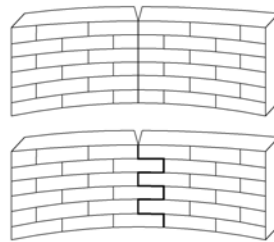
- Έλεγχος της τοιχοποιίας σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς της.
- Έλεγχος της τοιχοποιίας σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς της.
- Έλεγχος της τοιχοποιίας σε εντός επιπέδου διάτμηση.

Οι παραπάνω έλεγχοι πραγματοποιούνται για τον εκάστοτε δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίων. Να σημειωθεί ότι δεν πραγματοποιείται έλεγχος της τοιχοποιίας σε θλίψη, καθώς προκύπτουν πολύ μικρές θλιπτικές τάσεις σε σχέση με την αντοχή της τοιχοποιίας σε μονοαξονική θλίψη.

Κατά τη διαδικασία των ελέγχων, σημειώνονται οι περιοχές όπου είναι πιθανή η εκδήλωση αστοχίας και στη συνέχεια γίνεται ο κατάλληλος έλεγχος για να διαπιστωθεί αν τελικά επήλθε αστοχία. Οι περιοχές της τοιχοποιίας που ελέγχονται δεν είναι μόνο τα σημεία που εμφανίζουν σημαντικά εντατικά μεγέθη, αλλά και οι περιοχές όπου, κατά την διερεύνηση της παθολογίας του κτηρίου, εντοπίστηκαν ρωγμές.

6.2.1 Έλεγχος αργολιθοδομής σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς (M_{xx})

Στην περίπτωση που η θραύση γίνεται κάθετα στους οριζόντιους αρμούς της τοιχοποιίας, ο έλεγχος γίνεται μέσω της σύγκρισης της εφελκυστικής τάσεως, που αναπτύσσεται λόγω αξονικής δύναμης και ροπής στην ακραία εφελκυσόμενη ίνα της διατομής, με την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας. Σε αυτή την περίπτωση, θετικό ρόλο διαδραματίζει η αλληλοεμπλοκή των λιθοσωμάτων.



Σχήμα 6.4: Αστοχία τοιχοποιίας σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετα στους οριζόντιους αρμούς της.

Οι κατακόρυφες καμπτικές ροπές που αναπτύσσονται στην τοιχοποιία προκαλούν εφελκυστικές τάσεις, οι οποίες υπολογίζονται ως εξής:

$$\sigma_t = \frac{M_{Sd}}{W} = \frac{6 \times M_{Sd}}{l \times t_w^2},$$

όπου l το μήκος της τοιχοποιίας, t_w το πάχος της τοιχοποιίας και M_{Sd} η κατακόρυφη καμπτική ροπή στο σημείο ελέγχου. Σε κάθε τοίχο, ο τοπικός άξονας x είναι ο κατακόρυφος, ενώ ο τοπικός άξονας y είναι ο οριζόντιος.

Για να μην συμβεί αστοχία πρέπει η εφελκυστική τάση που αναπτύσσεται να μην υπερβαίνει την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας, δηλαδή:

$$\sigma_t \leq f_{wt}^{\perp} \Rightarrow \frac{M_{Sd}}{l} = M_{xx} \leq \frac{f_{wt}^{\perp} \times t_w^2}{6},$$

όπου M_{xx} η ανά μέτρο κατακόρυφη καμπτική ροπή που αντέχει η τοιχοποιία σύμφωνα με τον συμβολισμό του SOFiSTiK και $f_{wt}^{\perp} = 0,23MPa$ η εφελκυστική αντοχή της αργολιθοδομής για αστοχία κάθετα στους οριζόντιους αρμούς.

Στο κτήριο υπάρχουν διαφορετικά πάχη αργολιθοδομής. Για κάθε τοιχοποιία, η απαιτούμενη M_{xx} για να μην υπάρξει αστοχία είναι:

$$\text{για } t_w = 0,68m: M_{xx} \leq 17,73 \frac{kNm}{m}$$

$$\text{για } t_w = 0,80m: M_{xx} \leq 24,53 \frac{kNm}{m}$$

$$\text{για } t_w = 0,86m: M_{xx} \leq 28,35 \frac{kNm}{m}$$

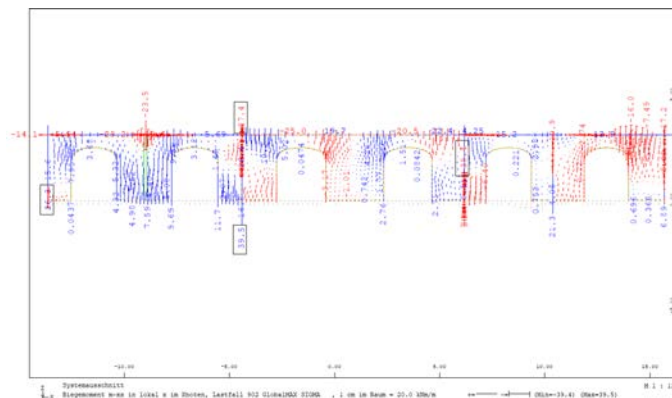
Παρακάτω παρουσιάζονται οι έλεγχοι επάρκειας στους τοίχους του ισογείου. Υπογραμμίζεται ότι δεν ελέγχεται η περιοχή της τοιχοποιίας που βρίσκεται κάτω από την επιφάνεια της θάλασσας, δηλαδή η θεμελίωση, καθώς δεν υπάρχουν δεδομένα παθολογίας γι' αυτή την περιοχή.

$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$M_{Rd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
6,89	24,53	0,28	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
70,40	24,53	2,87	ΑΣΤΟΧΙΑ
82,00	24,53	3,34	ΑΣΤΟΧΙΑ
29,90	24,53	1,22	ΑΣΤΟΧΙΑ
25,20	24,53	1,03	ΑΣΤΟΧΙΑ
27,00	24,53	1,10	ΑΣΤΟΧΙΑ
30,40	24,53	1,24	ΑΣΤΟΧΙΑ
32,30	24,53	1,32	ΑΣΤΟΧΙΑ
85,00	24,53	3,47	ΑΣΤΟΧΙΑ
27,00	24,53	1,10	ΑΣΤΟΧΙΑ
25,00	24,53	1,02	ΑΣΤΟΧΙΑ
49,40	24,53	2,01	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.3: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς για την τοιχοποιία της ανατολικής όψης.

Όψη προς θάλασσα (νότια όψη)

Στη νότια όψη του ισογείου δεν παρατηρήθηκαν ρωγμές. Ωστόσο, ελέγχονται οι κρίσιμες περιοχές που παρουσιάζουν μεγάλες καμπτικές ροπές M_{xx} . Πρόκειται για τοιχοποιία πάχους $t_w = 0,80m$, συνεπώς $M_{Rd} = 24,53 \frac{kNm}{m}$.



Σχήμα 6.7: Κατανομή καμπτικής ροπής M_{xx} στη νότια όψη του ισογείου για τη δεύτερη ιδιομορφή.

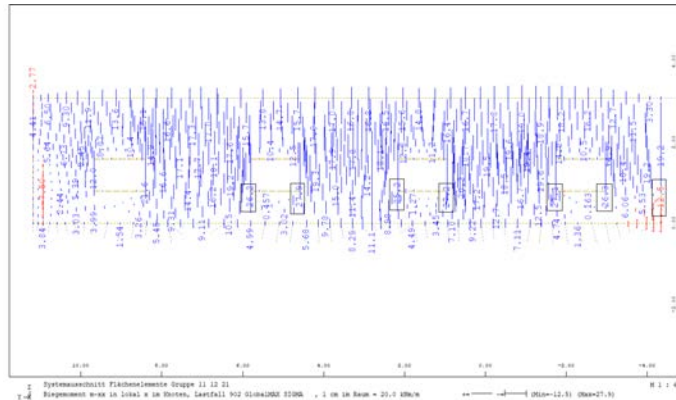
$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$M_{Rd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
27,40	24,53	1,12	ΑΣΤΟΧΙΑ
39,40	24,53	1,61	ΑΣΤΟΧΙΑ
26,30	24,53	1,07	ΑΣΤΟΧΙΑ
39,50	24,53	1,61	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.4: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς για την τοιχοποιία της νότιας όψης.

Δυτική όψη

Στη δυτική όψη του ισογείου δεν παρατηρήθηκαν κατακόρυφες ρωγμές. Ωστόσο, ελέγχονται οι περιοχές με τη μέγιστη θετική και αρνητική καμπτική ροπή M_{xx} , καθώς και οι περιοχές

που παρουσιάζουν μεγάλες τιμές καμπτικής ροπής M_{xx} . Πρόκειται για τοιχοποιία πάχους $t_w = 0,80m$, συνεπώς $M_{Rd} = 24,53 \frac{kNm}{m}$.



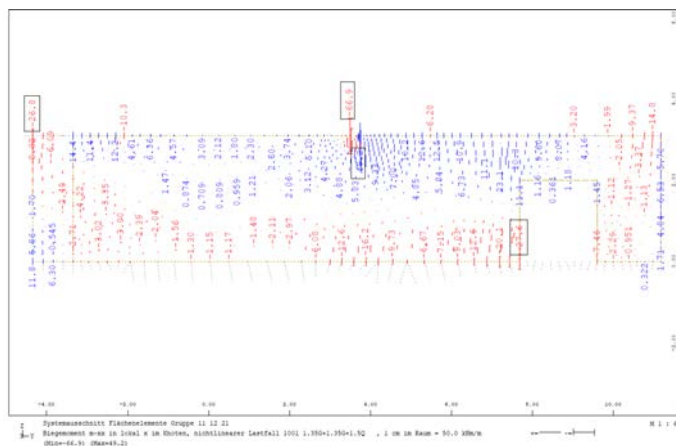
Σχήμα 6.8: Κατανομή καμπτικής ροπής M_{xx} στη δυτική όψη του ισογείου για τη δεύτερη ιδιομορφή.

$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$M_{Rd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
12,50	24,53	0,51	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
26,30	24,53	1,07	ΑΣΤΟΧΙΑ
27,10	24,53	1,10	ΑΣΤΟΧΙΑ
27,20	24,53	1,11	ΑΣΤΟΧΙΑ
25,20	24,53	1,03	ΑΣΤΟΧΙΑ
27,90	24,53	1,14	ΑΣΤΟΧΙΑ
26,20	25,53	1,03	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.5: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς για την τοιχοποιία της δυτικής όψης.

Δυτικός τοίχος μεσαίας πτέρυγας

Ο τοίχος αυτός είναι επενδυμένος με πλακάκια, και στις δύο πλευρές του. Συνεπώς, παρά το γεγονός ότι δεν εντοπίστηκαν ρωγμές, είναι πιθανό να υπάρχουν αφανείς ρωγμές υπό των πλακιδίων. Γι' αυτό, πραγματοποιείται έλεγχος έναντι εκτός επιπέδου κάμψης. Πρόκειται για τοιχοποιία πάχους $t_w = 0,80m$, συνεπώς $M_{Rd} = 24,53 \frac{kNm}{m}$.



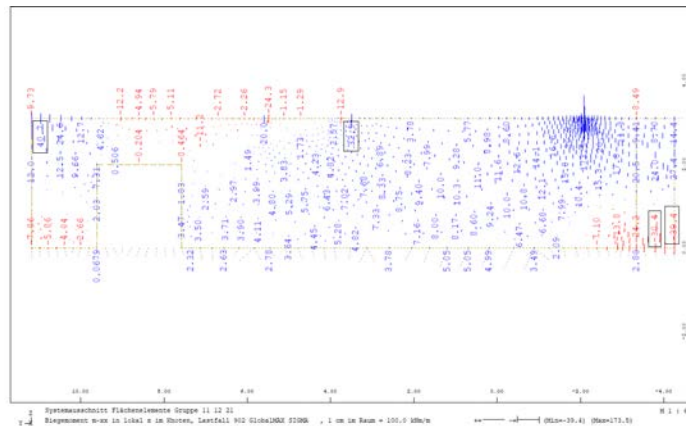
Σχήμα 6.9: Κατανομή καμπτικής ροπής M_{xx} στον δυτικό τοίχο της μεσαίας πτέρυγας για τον συνδυασμό $1,35 \times (G + G') + 1,50 \times Q$.

$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$M_{Rd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
26,80	24,53	1,09	ΑΣΤΟΧΙΑ
66,90	24,53	2,73	ΑΣΤΟΧΙΑ
49,20	24,53	2,01	ΑΣΤΟΧΙΑ
27,60	24,53	1,13	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.6: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς για τον δυτικό τοίχο της μεσαίας πτέρυγας.

Ανατολικός τοίχος μεσαίας πτέρυγας

Όπως και προηγουμένως, ο τοίχος αυτός είναι επενδυμένος με πλακάκια, και στις δύο πλευρές του. Συνεπώς, παρά το γεγονός ότι δεν εντοπίστηκαν ρωγμές, είναι πιθανό να υπάρχουν αφανείς ρωγμές υπό των πλακιδίων. Γι' αυτό, πραγματοποιείται έλεγχος έναντι εκτός επιπέδου κάμψης. Πρόκειται για τοιχοποιία πάχους $t_w = 0,86m$, συνεπώς $M_{Rd} = 28,35 \frac{kNm}{m}$.



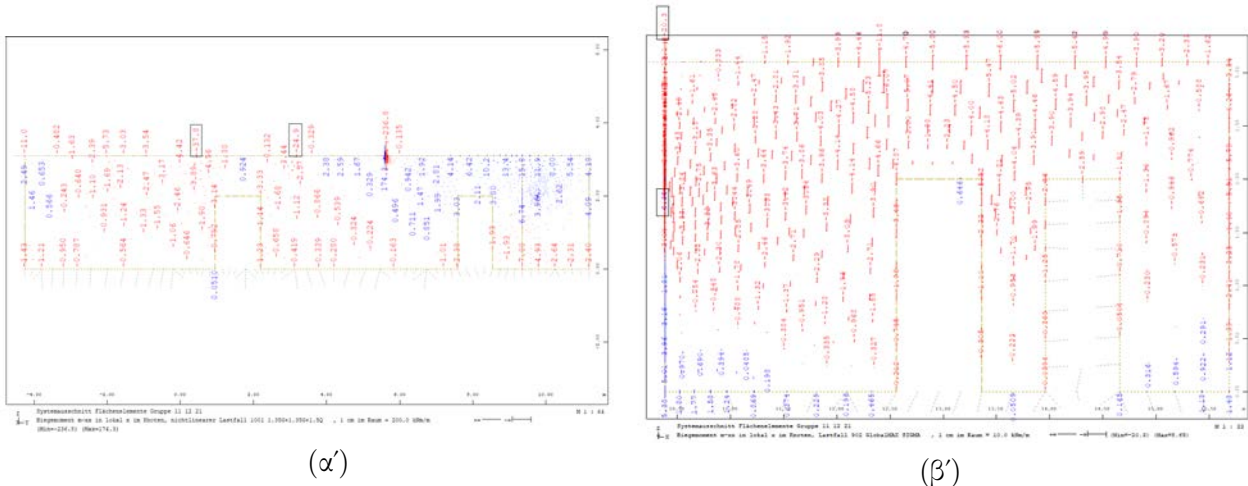
Σχήμα 6.10: Κατανομή καμπτικής ροπής M_{xx} στον ανατολικό τοίχο της μεσαίας πτέρυγας για τη δεύτερη ιδιομορφή.

$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$M_{Rd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
40,70	28,35	1,44	ΑΣΤΟΧΙΑ
32,90	28,35	1,16	ΑΣΤΟΧΙΑ
30,40	28,35	1,07	ΑΣΤΟΧΙΑ
39,40	28,35	1,39	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.7: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς για τον ανατολικό τοίχο της μεσαίας πτέρυγας. Η υπερβολικά μεγάλη τιμή καμπτικής ροπής $M_{Sd} = 173,50 \frac{kNm}{m}$ στο πάνω δεξιό τμήμα του τοίχου δε λαμβάνεται υπόψη, διότι οφείλεται σε μη ομαλή διακριτοποίηση του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων της περιοχής αυτής.

Εσωτερικοί διαχωριστικοί τοίχοι ανατολικής πτέρυγας

Στους εσωτερικούς τοίχους της ανατολικής πτέρυγας παρατηρήθηκαν λίγες κατακόρυφες ρωγμές. Παρακάτω ελέγχονται οι περιοχές που παρουσιάζουν τη μέγιστη θετική και αρνητική καμπτική ροπή M_{xx} , καθώς και περιοχές με μεγάλες καμπτικές ροπές M_{xx} . Πρόκειται για τοιχοποιίες πάχους $t_w = 0,68m$, συνεπώς $M_{Rd} = 17,73 \frac{kNm}{m}$.



Σχήμα 6.11: (α') Κατανομή καμπτικής ροπής M_{xx} στον διαμήκη εσωτερικό τοίχο της ανατολικής πτέρυγας για τον συνδυασμό 1, $35 \times (G+G') + 1, 50 \times Q$. (β') Κατανομή καμπτικής ροπής M_{xx} στον εγκάρσιο εσωτερικό τοίχο της ανατολικής πτέρυγας για τη δεύτερη ιδιομορφή.

$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$M_{Rd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
37,80	17,73	2,13	ΑΣΤΟΧΙΑ
24,90	17,73	1,40	ΑΣΤΟΧΙΑ

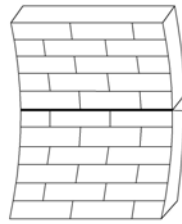
Πίνακας 6.8: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς για τον διαμήκη εσωτερικό τοίχο της ανατολικής πτέρυγας. Σημειώνεται ότι οι υπερβολικά μεγάλες τιμές καμπτικής ροπής $M_{xx} = 236,80 \frac{kNm}{m}$ και $M_{xx} = 174,30 \frac{kNm}{m}$ δε λαμβάνονται υπόψη, διότι οφείλονται στη μη ομαλή διακριτοποίηση του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων της περιοχής αυτής.

$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$M_{Rd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
20,30	17,73	1,14	ΑΣΤΟΧΙΑ
8,65	17,73	0,49	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.9: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς για τον εγκάρσιο εσωτερικό τοίχο της ανατολικής πτέρυγας.

6.2.2 Έλεγχος αργολιθοδομής σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς (M_{yy})

Στην περίπτωση που το επίπεδο θραύσεως είναι παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς, θετικό ρόλο στην αντοχή της τοιχοποιίας παίζει το κατακόρυφο θλιπτικό αξονικό φορτίο, καθώς αυτό αυξάνει το μήκος της θλιβόμενης ζώνης και συνεπώς αυξάνει την τιμή της καμπτικής ροπής που οδηγεί στην αστοχία της τοιχοποιίας. Εφόσον από την ανάλυση προκύψει εφελκυστικό αξονικό φορτίο, θα πρέπει να θεωρηθεί ότι ο τοίχος αστόχησε.



Σχήμα 6.12: Αστοχία τοιχοποιίας σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς της.

Ο έλεγχος εφαρμόζεται σε χαρακτηριστικές οριζόντιες διατομές καθ' ύψος των πεσσών, στις οποίες πραγματοποιείται ο έλεγχος

$$M_{Sd} \leq M_{Rd},$$

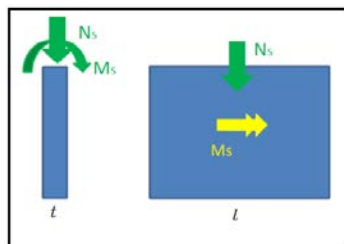
όπου M_{Sd} η δρώσα ροπή και M_{Rd} η ροπή αντοχής. Στην περίπτωση που δεν ικανοποιείται η παραπάνω σχέση, το μέλος αστοχεί σε εκτός επιπέδου κάμψη.

Η ροπή αντοχής M_{Rd} στην εξεταζόμενη διατομή υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_0 \times l \times t^2}{2} \times \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_{wc}}\right),$$

όπου σ_0 η θλιπτική τάση στη διατομή ελέγχου, l και t το μήκος και το πάχος της τοιχοποιίας στο σημείο ελέγχου αντίστοιχα και $f_{wc} = 1,15MPa$ η θλιπτική αντοχή της αργολιθοδομής. Για λόγους διευκόλυνσης, το μήκος της τοιχοποιίας στο σημείο ελέγχου μπορεί να απαλειφθεί, όπως φαίνεται παρακάτω:

$$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} = \frac{M_{sofistik} \times l(kNm)}{\frac{\sigma_0 \times l \times t^2}{2} \times \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_{wc}}\right)(kNm)} = \frac{M_{sofistik} \left(\frac{kNm}{m}\right)}{\frac{\sigma_0 \times t^2}{2} \times \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_{wc}}\right) \left(\frac{kNm}{m}\right)}$$

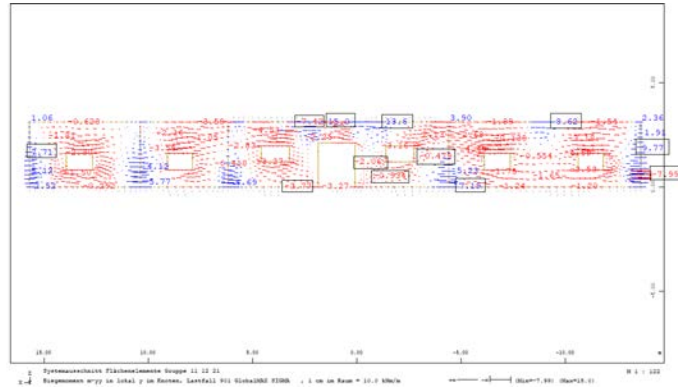


Σχήμα 6.13: Τα εντατικά μεγέθη που δρουν στην εξεταζόμενη τομή και βάσει των οποίων ελέγχεται η επάρκεια της τοιχοποιίας.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι έλεγχοι επάρκειας στους τοίχους του ισογείου. Πρέπει να τονιστεί ότι δεν ελέγχεται η περιοχή της τοιχοποιίας που βρίσκεται κάτω από την επιφάνεια της θάλασσας, δηλαδή η θεμελίωση, καθώς δεν υπάρχουν δεδομένα παθολογίας γι' αυτή την περιοχή.

Όψη προς οδό (βόρεια όψη)

Στη βόρεια όψη του ισογείου παρατηρήθηκαν αρκετές οριζόντιες καμπτικές ρωγμές. Παρακάτω ελέγχονται οι κρίσιμες περιοχές που παρουσιάζουν μεγάλες καμπτικές ροπές M_{yy} και οι περιοχές με μικρές τιμές κατακόρυφης θλιπτικής τάσης σ_0 .



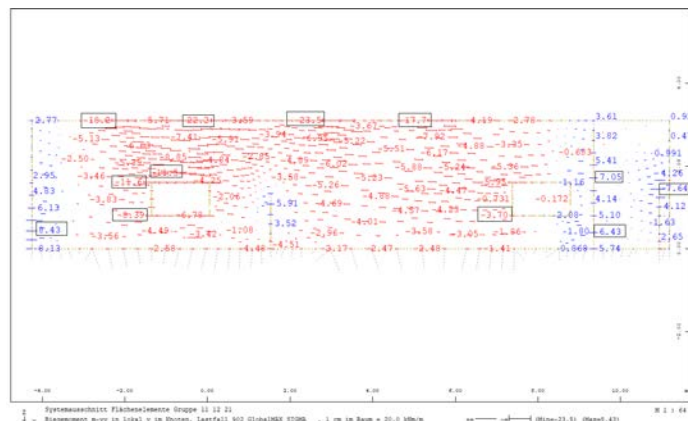
Σχήμα 6.14: Κατανομή καμπτικής ροπής M_{yy} στη βόρεια όψη του ισογείου για την πρώτη ιδιομορφή.

$t_w(m)$	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wc}(MPa)$	$M_{Rd}(\frac{kN}{m})$	$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,80	2,00	1,15	0,64	7,71	12,07	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	33,00	1,15	10,26	7,42	0,72	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	371,00	1,15	80,42	15,00	0,19	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	351,00	1,15	78,04	13,60	0,17	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	0,49	1,15	0,16	7,19	45,87	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	173,00	1,15	47,03	8,62	0,18	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	6,40	1,15	2,04	9,77	4,80	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	2,20	1,15	0,70	7,99	11,37	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,57	1,15	0,18	3,77	20,68	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,17	1,15	0,05	0,93	17,17	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,14	1,15	0,04	2,06	45,99	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,10	1,15	0,35	0,48	1,36	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.10: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς για την τοιχοποιία της βόρειας όψης.

Ανατολική όψη

Στην ανατολική όψη του ισογείου παρατηρήθηκαν, κατά τη διερεύνηση της παθολογίας, οριζόντιες ρωγματώσεις. Παρακάτω ελέγχονται οι περιοχές που παρουσιάζουν μεγάλες καμπτικές ροπές M_{yy} , καθώς και οι περιοχές με μικρές τιμές κατακόρυφης θλιπτικής τάσης σ_0 .



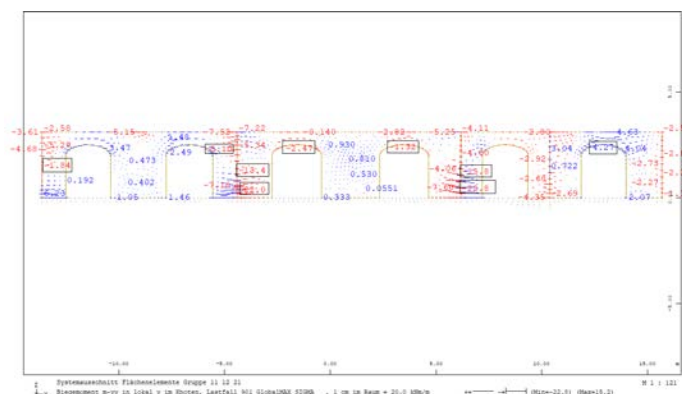
Σχήμα 6.15: Κατανομή καμπτικής ροπής M_{yy} στην ανατολική όψη του ισογείου για τη δεύτερη ιδιομορφή.

$t_w(m)$	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wc}(MPa)$	$M_{Rd}(\frac{kN}{m})$	$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,80	3,80	1,15	1,21	8,43	6,96	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	629,00	1,15	91,19	18,20	0,20	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	165,00	1,15	45,22	22,20	0,49	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	32,40	1,15	10,08	11,50	1,14	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	205,00	1,15	53,91	11,60	0,22	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	1,30	1,15	0,42	8,39	20,19	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	723,00	1,15	85,90	23,50	0,27	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	370,00	1,15	80,31	17,70	0,22	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	0,57	1,15	0,18	7,05	38,67	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	3,50	1,15	1,12	7,64	6,84	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,42	1,15	0,13	6,43	47,86	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,10	1,15	0,35	3,70	10,52	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.11: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς για την τοιχοποιία της ανατολικής όψης.

Όψη προς θάλασσα (νότια όψη)

Στη νότια όψη του ισογείου δεν παρατηρήθηκαν ρωγμές κατά τη διερεύνηση της παθολογίας. Ωστόσο, ελέγχονται οι κρίσιμες περιοχές που παρουσιάζουν μεγάλες τιμές καμπτικής ροπής M_{yy} , καθώς και περιοχές με μικρή κατακόρυφη θλιπτική τάση σ_0 .



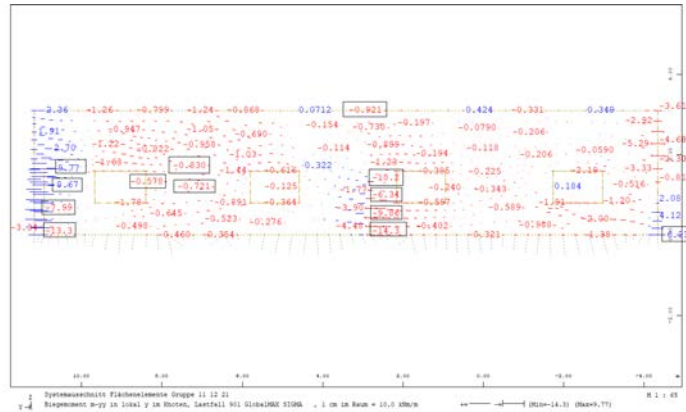
Σχήμα 6.16: Κατανομή καμπτικής ροπής M_{yy} στη νότια όψη του ισογείου για την πρώτη ιδιομορφή

$t_w(m)$	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wc}(MPa)$	$M_{Rd}(\frac{kN}{m})$	$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,80	101,00	1,15	29,48	13,40	0,45	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	114,00	1,15	32,86	22,00	0,67	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	137,00	1,15	38,62	15,80	0,41	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	129,00	1,15	36,65	22,80	0,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	0,14	1,15	0,04	1,84	41,08	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,60	1,15	0,19	5,10	26,58	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	3,70	1,15	1,18	2,47	2,09	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	3,10	1,15	0,99	1,32	1,33	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	4,20	1,15	1,34	4,27	3,19	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.12: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς για την τοιχοποιία της νότιας όψης.

Δυτική όψη

Στη δυτική όψη του ισογείου παρατηρήθηκαν οριζόντιες ρωγματώσεις, πιθανώς λόγω τοπικών φθορών. Παρακάτω ελέγχονται οι περιοχές που παρουσιάζουν μεγάλες τιμές καμπτικής ροπής M_{yy} και οι περιοχές με μικρές τιμές κατακόρυφης θλιπτικής τάσης σ_0 .



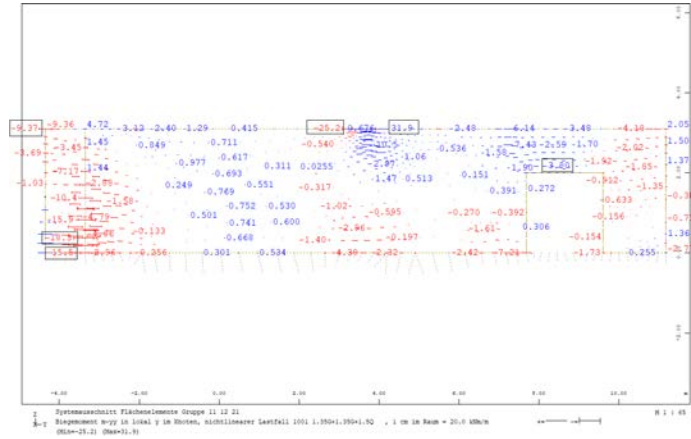
Σχήμα 6.17: Κατανομή καμπτικής ροπής M_{yy} στη δυτική όψη του ισογείου για την πρώτη ιδιομορφή.

$t_w(m)$	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wc}(MPa)$	$M_{Rd}(\frac{kN}{m})$	$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,80	6,40	1,15	2,04	9,77	4,80	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	3,50	1,15	1,12	8,67	7,76	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	4,60	1,15	1,47	7,99	5,45	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	12,00	1,15	3,80	13,30	3,50	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	39,00	1,15	12,06	10,20	0,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	25,00	1,15	7,83	6,34	0,81	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	40,30	1,15	12,44	9,86	0,79	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	41,40	1,15	12,77	14,30	1,12	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	155,00	1,15	42,91	6,23	0,15	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	0,17	1,15	0,05	0,72	13,26	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,12	1,15	0,04	0,58	15,05	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,50	1,15	0,16	0,83	5,19	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,60	1,15	0,51	0,92	1,80	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.13: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς για την τοιχοποιία της δυτικής όψης.

Δυτικός τοίχος μεσαίας πτέρυγας

Ο τοίχος αυτός είναι επενδυμένος με πλακάκια, και στις δύο πλευρές του. Συνεπώς, παρά το γεγονός ότι δεν εντοπίστηκαν ρωγμές, είναι πιθανό να υπάρχουν αφανείς ρωγμές υπό των πλακιδίων. Γι' αυτό, πραγματοποιείται έλεγχος έναντι εκτός επιπέδου κάμψης.



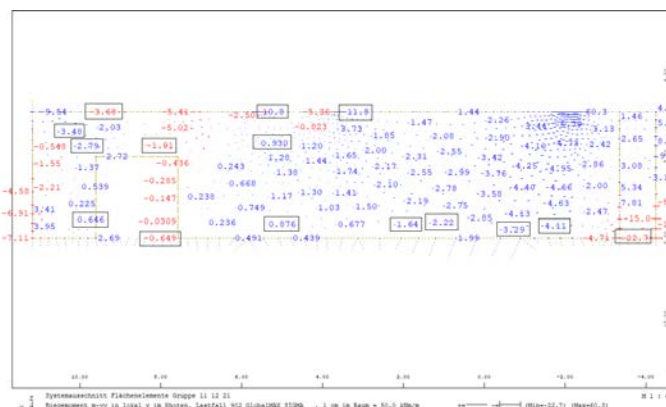
Σχήμα 6.18: Κατανομή καμπτικής ροπής M_{yy} στον δυτικό τοίχο της μεσαίας πτέρυγας του ισογείου για τον συνδυασμό $1,35 \times (G + G') + 1,50 \times Q$.

$t_w(m)$	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wc}(MPa)$	$M_{Rd}(\frac{kNm}{m})$	$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,80	411,00	1,15	84,52	9,37	0,11	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	117,00	1,15	33,63	15,90	0,47	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	125,00	1,15	35,65	18,30	0,51	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	872,00	1,15	67,45	25,20	0,37	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	331,00	1,15	75,43	31,90	0,42	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	11,00	1,15	3,49	3,80	1,09	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.14: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς για τον δυτικό τοίχο της μεσαίας πτέρυγας.

Ανατολικός τοίχος μεσαίας πτέρυγας

Όπως και προηγουμένως, ο τοίχος αυτός είναι επενδυμένος με πλακάκια, και στις δύο πλευρές του. Συνεπώς, παρά το γεγονός ότι δεν εντοπίστηκαν ρωγμές, είναι πιθανό να υπάρχουν αφανείς ρωγμές υπό των πλακιδίων. Γι' αυτό, πραγματοποιείται έλεγχος έναντι εκτός επιπέδου κάμψης. Ελέγχονται οι περιοχές με τη μέγιστη θετική και αρνητική καμπτική ροπή M_{yy} , καθώς επίσης και οι κρίσιμες περιοχές που παρουσιάζουν μικρές τιμές κατακόρυφης θλιπτικής τάσης σ_0 .



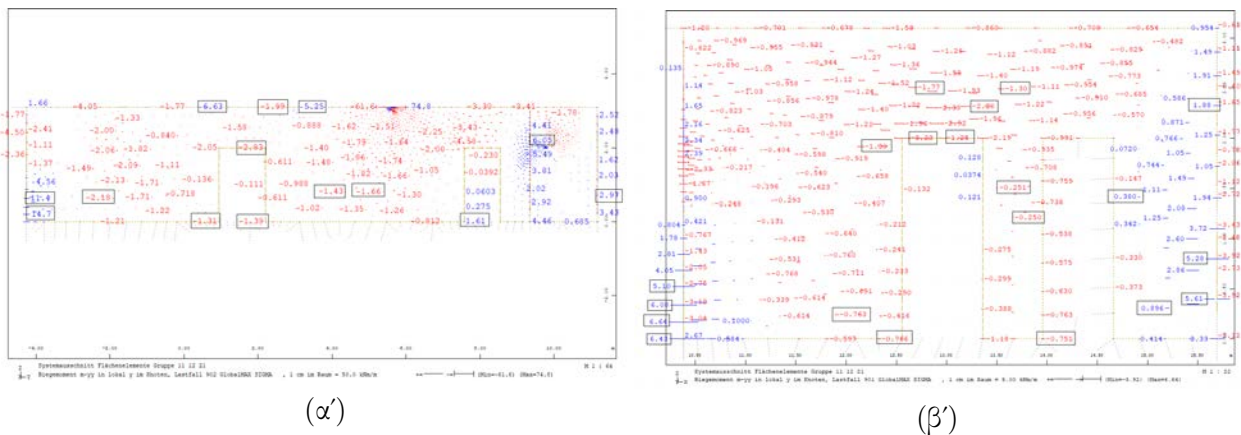
Σχήμα 6.19: Κατανομή καμπτικής ροπής M_{yy} στον ανατολικό τοίχο της μεσαίας πτέρυγας του ισογείου για τη δεύτερη ιδιομορφή.

$t_w(m)$	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wc}(MPa)$	$M_{Rd}(\frac{kNm}{m})$	$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,86	29,40	1,15	10,59	3,68	0,35	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,86	4,00	1,15	1,47	3,48	2,36	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,86	0,79	1,15	0,29	2,79	9,56	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,86	0,23	1,15	0,09	0,646	7,60	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,86	3,70	1,15	1,36	1,91	1,40	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,86	0,22	1,15	0,08	0,649	7,98	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,86	68,40	1,15	23,79	10,80	0,45	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,86	335,00	1,15	87,80	11,80	0,13	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,86	0,44	1,15	0,16	0,93	5,72	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,86	0,29	1,15	0,11	0,876	8,17	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,86	2,90	1,15	1,07	1,64	1,53	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,86	14,20	1,15	5,19	2,22	0,43	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,86	6,40	1,15	2,35	3,29	1,40	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,86	2,30	1,15	0,85	4,11	4,84	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,86	492,00	1,15	104,10	22,70	0,22	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.15: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς για τον ανατολικό τοίχο της μεσαίας πτέρυγας. Σημειώνεται ότι η μεγάλη τιμή καμπτικής ροπής $M_{yy} = 60,30 \frac{kNm}{m}$ στο πάνω δεξιό τμήμα του τοίχου δε λαμβάνεται υπόψη, διότι οφείλεται στη μη ομαλή διακριτοποίηση του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων της περιοχής αυτής.

Εσωτερικοί διαχωριστικοί τοίχοι ανατολικής πτέρυγας

Στους εσωτερικούς τοίχους της ανατολικής πτέρυγας παρατηρήθηκαν αρκετές οριζόντιες ρωγμές. Παρακάτω εξετάζονται οι περιοχές που παρουσιάζουν μεγάλες καμπτικές ροπές M_{yy} , αλλά και οι κρίσιμες περιοχές με μικρές τιμές κατακόρυφης θλιπτικής τάσης σ_0 .



Σχήμα 6.20: (α') Κατανομή καμπτικής ροπής M_{yy} στον διαμήκη εσωτερικό τοίχο της ανατολικής πτέρυγας για τη δεύτερη ιδιομορφή. (β') Κατανομή καμπτικής ροπής M_{yy} στον εγκάρσιο εσωτερικό τοίχο της ανατολικής πτέρυγας για την πρώτη ιδιομορφή.

$t_w(m)$	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wc}(MPa)$	$M_{Rd}(\frac{kN}{m})$	$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,68	73,30	1,15	15,87	11,40	0,72	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,68	161,00	1,15	32,01	14,70	0,46	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,68	0,65	1,15	0,15	2,18	14,51	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	0,48	1,15	0,11	1,31	11,81	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	223,00	1,15	41,56	6,63	0,16	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,68	0,74	1,15	0,17	1,99	11,64	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	102,00	1,15	21,49	5,25	0,24	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,68	0,00	1,15	0,00	2,83	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	1,30	1,15	0,30	1,39	4,63	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	0,19	1,15	0,04	1,43	32,56	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	0,25	1,15	0,06	1,66	28,73	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	1,90	1,15	0,44	1,61	3,67	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	1,50	1,15	0,35	6,05	17,47	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	1,40	1,15	0,32	2,97	9,19	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.16: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς για τον διαμήκη εσωτερικό τοίχο της ανατολικής πτέρυγας. Υπογραμμίζεται ότι οι μεγάλες τιμές καμπτικής ροπής $M_{yy} = 61,60 \frac{kNm}{m}$ και $M_{yy} = 74,80 \frac{kNm}{m}$ στο πάνω δεξιό τμήμα του τοίχου δε λαμβάνονται υπόψη, διότι οφείλονται στη μη ομαλή διακριτοποίηση του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων της περιοχής αυτής.

$t_w(m)$	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wc}(MPa)$	$M_{Rd}(\frac{kN}{m})$	$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,68	23,20	1,15	5,26	5,10	0,97	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,68	96,50	1,15	20,44	6,08	0,30	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,68	0,30	1,15	0,07	6,64	95,76	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	10,10	1,15	2,31	6,43	2,78	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	0,44	1,15	0,10	0,763	7,50	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	14,60	1,15	3,33	1,30	0,39	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,68	15,60	1,15	3,56	3,23	0,91	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,68	2,20	1,15	0,51	1,25	2,46	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	21,60	1,15	4,90	1,77	0,36	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,68	24,90	1,15	5,63	2,20	0,39	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,68	21,00	1,15	4,77	1,30	0,27	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,68	0,71	1,15	0,16	0,251	1,53	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	0,74	1,15	0,17	0,25	1,46	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	0,19	1,15	0,04	0,751	17,10	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	0,13	1,15	0,03	1,88	62,56	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	19,60	1,15	4,45	0,766	0,17	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,68	1,30	1,15	0,30	0,38	1,27	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	2,10	1,15	0,48	5,28	10,89	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	4,20	1,15	0,97	5,61	5,80	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,68	0,14	1,15	0,03	0,896	27,69	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.17: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς για τον εγκάρσιο εσωτερικό τοίχο της ανατολικής πτέρυγας.

6.2.3 Έλεγχος αργολιθοδομής σε εντός επιπέδου διάτμηση

Διάτμηση της τοιχοποιίας εντός του επιπέδου της πραγματοποιείται με την ταυτόχρονη δράση οριζόντιου (εντός επιπέδου) φορτίου και κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου. Το οριζόντιο φορτίο οφείλεται στη σεισμική διέγερση και το κατακόρυφο στο ίδιο βάρος του τοίχου και στα φορτία που αυτός φέρει.

Οι πιθανοί τρόποι αστοχίας που οφείλεται σε εντός επιπέδου διάτμηση είναι οι εξής:

- διατμητική ολίσθηση περί το μέσον του τοίχου με την εμφάνιση βαθμιδωτών ρωγμών που διαπερνούν τους αρμούς του κονιάματος
- αστοχία των λιθοσωμάτων περί το μέσον του τοίχου λόγω δυσμενούς συνδυασμού θλιπτικών και διατμητικών τάσεων
- καμπτική θραύση στη βάση του τοίχου με άνοιγμα εφελκυστικών ρωγμών στην αντιδιαμετρική γωνία (υπό μικρές τιμές του κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου)
- καμπτική θραύση στη βάση του τοίχου χωρίς την παρουσία εφελκυστικών ρωγμών στην αντιδιαμετρική γωνία στη βάση του τοίχου (για μέσες-μικρές τιμές θλιπτικού φορτίου).

Ο υπολογισμός της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας για αυτόν τον τρόπο αστοχίας γίνεται από τον Ευρωκώδικα 6 με τη χρήση του προσομοιώματος Coulomb. Θεωρείται ότι η μέση διατμητική τάση αστοχίας του τοίχου ισούται με το άθροισμα της συνοχής και της τριβής κατά το μήκος της βαθμιδωτής ρωγμής, δηλαδή $t_u = c + \mu \times \sigma_0$, όπου c η συνοχή και μ ο φαινόμενος συντελεστής τριβής. Στον Ευρωκώδικα 6 το κριτήριο Coulomb λαμβάνει τη μορφή (EN1996-1, §3.6.3):

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,40 \times \sigma_0 \leq 0,065 \times f_b,$$

όπου f_{vk} η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας, $f_{vk0} = 0,10MPa$ η χαρακτηριστική τιμή της συνοχής της τοιχοποιίας, f_b η ανηγμένη θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος και τέλος σ_0 η θλιπτική τάση της διατομής ελέγχου, η οποία αφορά το θλιβόμενο τμήμα του τοίχου, αφού το εφελκυσμένο τμήμα δεν μπορεί να παραλάβει διατμητικά φορτία.

Η σ_0 υπολογίζεται από τον τύπο $\sigma_0 = \frac{F_{yy}}{t}$ για τις ζώνες των ανωφλίων και από τον τύπο $\sigma_0 = \frac{F_{xx}}{t}$ για τους πεσσούς, όπου F_{yy} η οριζόντια αξονική δύναμη ανά μονάδα μήκους, η οποία λαμβάνεται ως η μέση τιμή των αρνητικών (θλιπτικών) τιμών της οριζόντιας αξονικής δύναμης στην εξεταζόμενη στάθμη, που προκύπτουν από τις αναλύσεις του προσομοιώματος με το λογισμικό Sofistik, F_{xx} η κατακόρυφη αξονική δύναμη ανά μονάδα μήκους, η οποία λαμβάνεται ως η μέση τιμή των αρνητικών (θλιπτικών) τιμών της κατακόρυφης αξονικής δύναμης στην εξεταζόμενη στάθμη, που προκύπτουν από τις αναλύσεις του προσομοιώματος με το λογισμικό Sofistik και t το πάχος της εξεταζόμενης διατομής.

Ο έλεγχος έναντι εντός επιπέδου διάτμησης πραγματοποιείται με χρήση της σχέσης

$$V_{Sd} \leq V_{Rd},$$

όπου V_{Sd} η δρώσα τέμνουσα και η V_{Rd} η τέμνουσα αντοχής στη διατομή ελέγχου.

Η δρώσα τέμνουσα υπολογίζεται από τον τύπο

$$V_{Sd} = F_{xy} \times l,$$

όπου F_{xy} η δρώσα τέμνουσα εντός επιπέδου ανά μονάδα μήκους και l το μήκος του στοιχείου τοιχοποιίας.

Η τέμνουσα αντοχής υπολογίζεται από τον τύπο

$$V_{Rd} = f_{wv} \times t \times l_c,$$

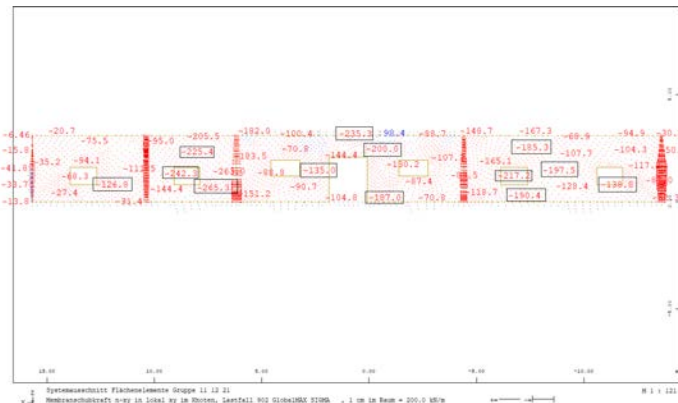
όπου $f_{wv} = f_{vk}$ η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας, t το πάχος της τοιχοποιίας στην εξεταζόμενη διατομή και l_c το θλιβόμενο μήκος πεσσού (το μήκος όπου η αξονική δύναμη ασκεί θλίψη στην εξεταζόμενη διατομή, δηλαδή $F_{yy} < 0$ ή $F_{xx} < 0$).

Να σημειωθεί ότι ο έλεγχος αυτός δεν εφαρμόζεται σε πεσσούς, πίσω από τους οποίους υπάρχει εγκάρσιος τοίχος. Ο λόγος είναι ότι, παρά την αυξημένη διατμητική καταπόνηση που δέχονται οι συγκεκριμένοι πεσσοί, είναι τοπικά πολύ αυξημένο το πάχος του τοίχου (περιλαμβάνει θεωρητικά και κάποιο «συνεργαζόμενο» τμήμα του μήκους του εγκαρσίου τοίχου) και επομένως είναι αδύνατο να εκδηλωθεί διαμπερής διατμητική ρωγμή.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι έλεγχοι επάρκειας στους τοίχους του ισογείου. Υπογραμμίζεται ότι δεν ελέγχεται η περιοχή της τοιχοποιίας που βρίσκεται κάτω από την επιφάνεια της θάλασσας, δηλαδή η θεμελίωση, καθώς δεν υπάρχουν δεδομένα παθολογίας γι' αυτή την περιοχή.

Όψη προς οδό (βόρεια όψη)

Στη βόρεια όψη του ισογείου δεν παρατηρήθηκαν, κατά τη διερεύνηση της παθολογίας, διατμητικές ρωγμές. Ωστόσο, ελέγχονται κρίσιμες περιοχές με μεγάλες τιμές τέμνουσας δύναμης F_{xy} .



Σχήμα 6.21: Κατανομή τέμνουσας δύναμης F_{xy} στη βόρεια όψη του ισογείου για τη δεύτερη ιδιομορφή.

$t_w(m)$	$l(m)$	$l_c(m)$	F_{xx} ή $F_{yy} (\frac{kN}{m})$	$F_{xy}(\frac{kN}{m})$	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wv}(kPa)$	$V_{Rd}(kN)$	$V_{Sd}(kN)$	$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,80	0,80	0,00	94,60	126,80	118,25	147,300	0,00	101,44	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,60	0,00	61,30	225,40	76,63	130,650	0,00	360,64	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,10	0,00	96,10	242,30	120,13	148,050	0,00	266,53	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,80	0,00	117,20	265,30	146,50	158,600	0,00	212,24	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,10	0,40	-62,10	235,30	77,63	131,050	41,94	258,83	6,17	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,10	0,80	-351,30	200,00	439,13	275,650	176,42	220,00	1,25	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,20	0,00	243,10	135,00	303,88	221,550	0,00	162,00	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,00	0,00	725,90	187,00	907,38	462,950	0,00	187,00	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,60	1,60	-21,20	185,30	26,50	110,600	141,57	296,48	2,09	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,80	1,80	-281,80	217,20	352,25	240,900	346,90	390,96	1,13	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,80	0,80	-29,60	190,40	37,00	114,800	73,47	152,32	2,07	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	3,30	3,30	-27,30	197,50	34,13	113,650	300,04	651,75	2,17	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,80	0,80	-112,40	138,80	140,50	156,200	99,97	111,04	1,11	ΑΣΤΟΧΙΑ

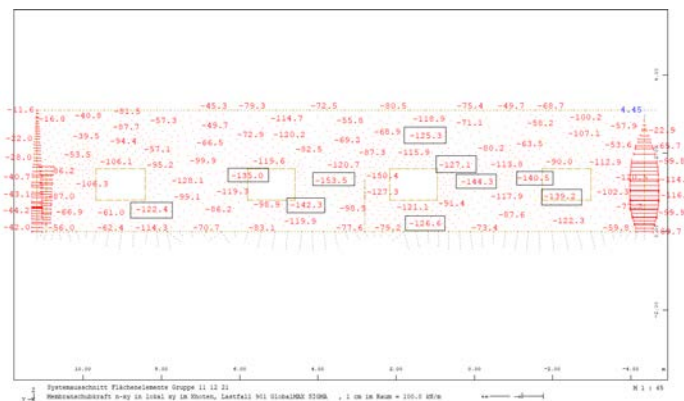
Πίνακας 6.18: Αποτελέσματα ελέγχων έναντι εντός επιπέδου διάτμησης για την τοιχοποιία της βόρειας όψης.

$t_w(m)$	$l(m)$	$l_c(m)$	F_{xx} ή F_{yy} ($\frac{kN}{m}$)	F_{xy} ($\frac{kN}{m}$)	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wu}(kPa)$	$V_{Rd}(kN)$	$V_{Sd}(kN)$	$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,80	1,15	1,15	-239,00	292,40	298,75	219,500	201,94	336,26	1,67	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,15	1,15	-826,60	629,20	1033,25	513,300	472,24	723,58	1,53	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,15	1,15	-783,10	542,50	978,88	491,550	452,23	623,88	1,38	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,80	0,00	972,60	339,60	1215,75	586,300	0,00	271,68	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,00	1,00	-1531,00	400,00	1913,75	865,500	692,40	400,00	0,58	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	1,10	1,10	-567,50	418,40	709,38	383,750	337,70	460,24	1,36	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,10	0,00	576,90	435,30	721,13	388,450	0,00	478,83	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,40	1,40	-1010,00	294,90	1262,50	605,000	677,60	412,86	0,61	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	1,15	1,15	-453,90	419,10	567,38	326,950	300,79	481,97	1,60	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,15	0,00	365,50	432,70	456,88	282,750	0,00	497,61	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,20	1,10	-324,00	444,40	405,00	262,000	230,56	533,28	2,31	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,15	0,00	525,10	465,40	656,38	362,550	0,00	535,21	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,50	0,00	1156,00	315,80	1445,00	678,000	0,00	473,70	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,80	0,00	434,00	361,10	542,50	317,000	0,00	288,88	-	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.20: Αποτελέσματα ελέγχων έναντι εντός επιπέδου διάτμησης για την τοιχοποιία της νότιας όψης.

Δυτική όψη

Στη δυτική όψη του ισογείου παρατηρήθηκαν μικρές διατμητικές ρωγμές, οι οποίες πιθανώς οφείλονται σε περιβαλλοντικές φθορές. Παρακάτω ελέγχονται οι κρίσιμες περιοχές με μεγάλες τέμνουσες δυνάμεις F_{xy} . Σημειώνεται ότι δεν εξετάζονται οι περιοχές όπου υπάρχει εγκάρσιος τοίχος.



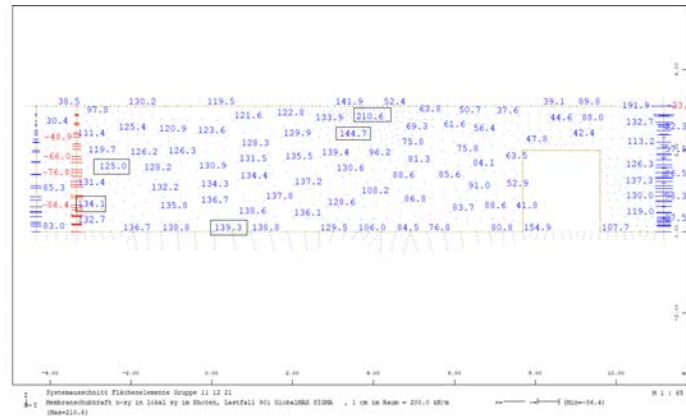
Σχήμα 6.24: Κατανομή τέμνουσας δύναμης F_{xy} στη δυτική όψη του ισογείου για την πρώτη ιδιομορφή.

$t_w(m)$	$l(m)$	$l_c(m)$	F_{xx} ή F_{yy} ($\frac{kN}{m}$)	F_{xy} ($\frac{kN}{m}$)	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wu}(kPa)$	$V_{Rd}(kN)$	$V_{Sd}(kN)$	$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,80	0,80	0,00	21,80	122,40	27,25	110,900	0,00	97,92	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	2,50	0,00	59,00	135,00	73,75	129,500	0,00	337,50	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,60	0,00	27,40	153,50	34,25	113,700	0,00	245,60	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,80	0,00	92,30	142,30	115,38	146,150	0,00	113,84	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,60	0,80	-6,14	125,30	7,68	103,070	65,96	200,48	3,04	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,60	1,60	-281,80	127,10	352,25	240,900	308,35	203,36	0,66	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	2,50	2,50	-14,80	144,30	18,50	107,400	214,80	360,75	1,68	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,80	0,80	-8,37	126,60	10,46	104,185	66,68	101,28	1,52	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	2,50	2,50	-39,20	140,50	49,00	119,600	239,20	351,25	1,47	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,80	0,80	-275,40	139,20	344,25	237,700	152,13	111,36	0,73	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.21: Αποτελέσματα ελέγχων έναντι εντός επιπέδου διάτμησης για την τοιχοποιία της δυτικής όψης.

Δυτικός τοίχος μεσαίας πτέρυγας

Ο τοίχος αυτός είναι επενδυμένος με πλακάκια. Συνεπώς, παρά το γεγονός ότι δεν εντοπίστηκαν ρωγμές, είναι πιθανό να υπάρχουν αφανείς ρωγμές υπό των πλακιδίων. Γι' αυτό, πραγματοποιείται έλεγχος έναντι διάτμησης. Σημειώνεται ότι δεν ελέγχονται οι περιοχές όπου υπάρχει εγκάρσιος τοίχος.



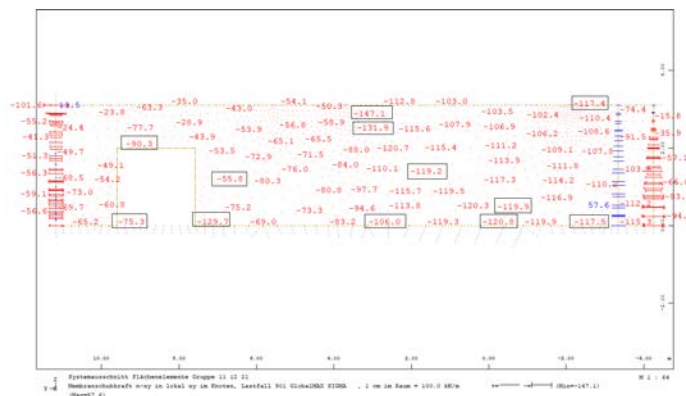
Σχήμα 6.25: Κατανομή τέμνουσας δύναμης F_{xy} στον δυτικό τοίχο της μεσαίας πτέρυγας για την πρώτη ιδιομορφή.

$t_w(m)$	$l(m)$	$l_c(m)$	F_{xx} ή F_{yy} ($\frac{kN}{m}$)	F_{xy} ($\frac{kN}{m}$)	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wu}(kPa)$	$V_{Rd}(kN)$	$V_{Sd}(kN)$	$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,80	8,00	8,00	-48,60	134,10	60,75	124,300	795,52	1072,80	1,35	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	8,00	8,00	-38,60	125,00	48,25	119,300	763,52	1000,00	1,31	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	8,00	8,00	-31,50	139,30	39,38	115,750	740,80	1114,40	1,50	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	8,00	8,00	-240,90	144,70	301,13	220,450	1410,88	1157,60	0,82	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	8,00	8,00	-240,90	210,60	301,13	220,450	1410,88	1684,80	1,19	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.22: Αποτελέσματα ελέγχων έναντι εντός επιπέδου διάτμησης για τον δυτικό τοίχο της μεσαίας πτέρυγας.

Ανατολικός τοίχος μεσαίας πτέρυγας

Όπως και προηγουμένως, ο τοίχος αυτός είναι επενδυμένος με πλακάκια. Συνεπώς, παρά το γεγονός ότι δεν εντοπίστηκαν ρωγμές, είναι πιθανό να υπάρχουν αφανείς ρωγμές υπό των πλακιδίων. Γι' αυτό, πραγματοποιείται έλεγχος έναντι διάτμησης. Υπογραμμίζεται ότι δεν ελέγχονται οι περιοχές όπου υπάρχει εγκάρσιος τοίχος.



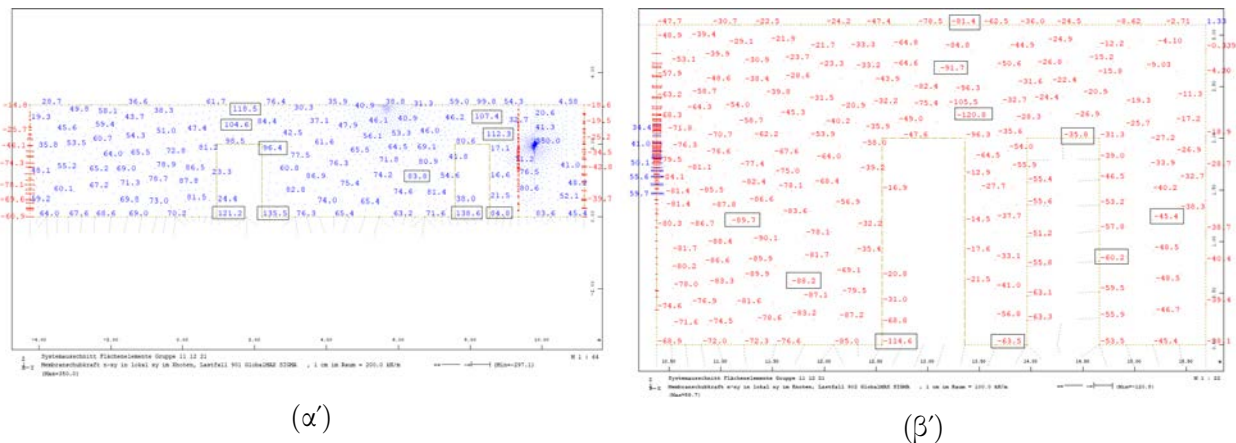
Σχήμα 6.26: Κατανομή τέμνουσας δύναμης F_{xy} στον ανατολικό τοίχο της μεσαίας πτέρυγας για την πρώτη ιδιομορφή.

$t_w(m)$	$l(m)$	$l_c(m)$	F_{xx} ή F_{yy} ($\frac{kN}{m}$)	F_{xy} ($\frac{kN}{m}$)	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wu}(kPa)$	$V_{Rd}(kN)$	$V_{Sd}(kN)$	$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,80	1,10	0,00	75,80	90,30	94,75	137,900	0,00	99,33	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,20	0,20	-47,30	75,30	59,13	123,650	19,78	15,06	0,76	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	0,50	0,00	34,20	55,80	42,75	117,100	0,00	27,90	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	4,00	4,00	-73,00	147,10	91,25	136,500	436,80	588,40	1,35	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	4,00	4,00	-69,40	131,90	86,75	134,700	431,04	527,60	1,22	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	5,00	5,00	-30,10	119,20	37,63	115,050	460,20	596,00	1,30	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	6,00	6,00	-26,40	106,00	33,00	113,200	543,36	636,00	1,17	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	8,00	8,00	-98,00	117,40	122,50	149,000	953,60	939,20	0,98	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	8,00	8,00	-40,70	120,80	50,88	120,350	770,24	966,40	1,25	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	8,00	8,00	-41,80	119,90	52,25	120,900	773,76	959,20	1,24	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	8,00	8,00	-64,80	117,50	81,00	132,400	847,36	940,00	1,11	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.23: Αποτελέσματα ελέγχων έναντι εντός επιπέδου διάτμησης για τον ανατολικό τοίχο της μεσαίας πτέρυγας.

Εσωτερικοί διαχωριστικοί τοίχοι ανατολικής πτέρυγας

Στους εσωτερικούς τοίχους της ανατολικής πτέρυγας παρατηρήθηκαν αρκετές διατμητικές ρωγμές. Παρακάτω ελέγχονται περιοχές που παρουσιάζουν μεγάλες τιμές τέμνουσας δύναμης F_{xy} .



Σχήμα 6.27: (α) Κατανομή τέμνουσας δύναμης F_{xy} στον διαμήκη εσωτερικό τοίχο της ανατολικής πτέρυγας για την πρώτη ιδιομορφή. (β) Κατανομή τέμνουσας δύναμης F_{xy} στον εγκάρσιο εσωτερικό τοίχο της ανατολικής πτέρυγας για τη δεύτερη ιδιομορφή.

$t_w(m)$	$l(m)$	$l_c(m)$	F_{xx} ή F_{yy} ($\frac{kN}{m}$)	F_{xy} ($\frac{kN}{m}$)	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wu}(kPa)$	$V_{Rd}(kN)$	$V_{Sd}(kN)$	$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,80	1,10	1,10	-7,81	118,50	9,76	103,905	91,44	130,35	1,43	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,10	1,10	-33,70	104,60	42,13	116,850	102,83	115,06	1,12	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,50	0,00	272,40	96,40	340,50	236,200	0,00	48,20	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,40	0,00	323,50	121,20	404,38	261,750	0,00	48,48	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,80	0,80	528,00	135,50	660,00	364,000	232,96	108,40	0,47	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	1,50	1,50	-459,80	83,80	574,75	329,900	395,88	125,70	0,32	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,80	1,10	1,05	-11,20	107,40	14,00	105,600	88,70	118,14	1,33	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,40	0,00	42,10	112,30	52,63	121,050	0,00	44,92	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	3,00	0,00	451,30	138,60	564,13	325,650	0,00	415,80	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,50	0,50	-293,60	84,80	367,00	246,800	98,72	42,40	0,43	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.24: Αποτελέσματα ελέγχων έναντι εντός επιπέδου διάτμησης για τον διαμήκη εσωτερικό τοίχο της ανατολικής πτέρυγας. Η περιοχή με τιμή τέμνουσας $F_{xy} = 350 \frac{kN}{m}$ στο δεξιό τμήμα του τοίχου δεν ελέγχεται, διότι δεν έχει γίνει από το πρόγραμμα ομαλή διακριτοποίηση του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων της περιοχής αυτής.

$t_w(m)$	$l(m)$	$l_c(m)$	F_{xx} ή F_{yy} ($\frac{kN}{m}$)	F_{xy} ($\frac{kN}{m}$)	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wv}(kPa)$	$V_{Rd}(kN)$	$V_{Sd}(kN)$	$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,80	2,00	0,00	81,30	89,70	101,63	140,650	0,00	179,40	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	2,00	0,00	113,20	88,20	141,50	156,600	0,00	176,40	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	2,00	0,00	541,30	114,60	676,63	370,650	0,00	229,20	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,10	0,00	10,40	81,40	13,00	105,200	0,00	89,54	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,10	0,00	2,70	91,70	3,38	101,350	0,00	100,87	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,50	0,00	34,30	120,80	42,88	117,150	0,00	181,20	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,10	0,00	35,90	35,80	44,88	117,950	0,00	39,38	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	0,50	0,00	86,00	63,50	107,50	143,000	0,00	31,75	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,00	0,00	106,20	60,20	132,75	153,100	0,00	60,20	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,80	1,00	0,00	77,60	45,40	97,00	138,800	0,00	45,40	-	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.25: Αποτελέσματα ελέγχων έναντι εντός επιπέδου διάτμησης για τον εγκάρσιο εσωτερικό τοίχο της ανατολικής πτέρυγας.

6.2.4 Συμπεράσματα – Σχολιασμός αποτελεσμάτων

Λόγω της εκτός επιπέδου ροπής κάμψης M_{xx} , δημιουργούνται ρωγμές κάθετες στους οριζόντιους αρμούς σε διάφορες περιοχές των αργολιθοδομών. Οι περιοχές όπου εντοπίζονται οι πιο πολλές αστοχίες είναι οι παρειές των εγκάρσιων τοίχων. Εκεί εντοπίζονται μεγάλες τιμές των κατακόρυφων εκτός επιπέδου ροπών, γεγονός που οφείλεται στη στήριξη των εξεταζομένων τοίχων στους εγκάρσιους, όταν οι πρώτοι παραλαμβάνουν οριζόντια φορτία κάθετα στο επίπεδό τους. Συγκεκριμένα, αυτό παρατηρείται στα σημεία σύνδεσης των εσωτερικών διαχωριστικών τοίχων της ανατολικής πτέρυγας με τους εξωτερικούς αλλά και μεταξύ τους, καθώς και στα σημεία όπου ο νότιος τοίχος της μεσαίας πτέρυγας τέμνει τους εγκάρσιους σε αυτόν τοίχους. Ακόμη, εντοπίζεται αύξηση των κατακόρυφων ροπών στην ανώτερη ζώνη του ισογείου. Αυτό υποδεικνύει τη μη ισχυρή διαφραγματική λειτουργία, πιθανώς λόγω κακής σύνδεσης της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος με την τοιχοποιία, που έχει ως αποτέλεσμα ο εξεταζόμενος τοίχος να συμπεριφέρεται σαν κατακόρυφη πλάκα με ελεύθερο το πάνω άκρο της. Συνεπώς, εμφανίζονται μεγαλύτερες παραμορφώσεις με την καθ' ύψος απομάκρυνση από το πακτωμένο τμήμα του τοίχου, όπως παρατηρείται στο βόρειο και ανατολικό εξωτερικό τοίχο. Τέλος, αυξημένες ροπές δρουν στα κατώφλια των παραθύρων της δυτικής όψης, ενδεχομένως λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας της τοιχοποιίας θεμελίωσης, η οποία συσσωρεύει μεγάλες ροπές στο κατώτατο τμήμα της τοιχοποιίας.

Η εκτός επιπέδου ροπή κάμψης M_{yy} δημιουργεί ρωγμές παράλληλες στους οριζόντιους αρμούς σε διάφορες περιοχές των αργολιθοδομών. Οι εκτός επιπέδου ροπές M_{yy} είναι αυξημένες σε σημεία που υποστηρίζονται από εγκάρσιους τοίχους και έτσι εκεί εμφανίζονται οριζόντιες ρωγμές. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί ο εσωτερικός τοίχος της ανατολικής πτέρυγας που τέμνει κάθετα τον εξωτερικό ανατολικό τοίχο και εμφανίζει αστοχία σε όλο το ύψος του στο σημείο σύνδεσης με αυτόν. Επίσης, πρόβλημα παρουσιάζουν οι περιοχές περιμετρικά των ανοιγμάτων, όπου το πάχος της τοιχοποιίας μειώνεται. Αυτό εντοπίζεται κυρίως στα τοξωτά υπέρθυρα της νότιας όψης και περιμετρικά των θυρών των εσωτερικών τοίχων. Αξίζει να σημειωθεί ότι τέτοιου είδους αστοχία εντοπίζεται περιμετρικά της θύρας του εγκάρσιου διαχωριστικού τοίχου της ανατολικής πτέρυγας, η οποία έχει πλέον πληρωθεί μερικώς. Επομένως, η αστοχία αυτή πιθανώς να οφείλεται είτε στο μικρότερο πάχος του τοίχου στην περιοχή αυτή, είτε στην ύπαρξη πεσσών μικρού πλάτους προ πλήρωσης σε προγενέστερη φάση κατασκευής. Οι πεσσοί της νότιας όψης έχουν σημαντικό πλάτος και αναπτύσσουν ικανοποιητική αντοχή έναντι εκτός επιπέδου κάμψης. Αντίθετα, το μικρό πλάτος των πεσσών εκατέρωθεν των παραθύρων στις υπόλοιπες όψεις έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία οριζόντιων καμπτικών ρωγμών. Τέλος, μεγάλη καμπτική καταπόνηση παρουσιάζουν τα κατώτατα τμήματα των αργολιθοδομών. Συνολικά, ως επί το πλείστον, η απουσία

θλιπτικής τάσης στις διατομές ελέγχου αποτελεί το κύριο αίτιο δημιουργίας οριζόντιων καμπτικών ρωγμών.

Περισσότερες αστοχίες προέκυψαν από τον έλεγχο της αργολιθοδομής σε εντός επιπέδου διάτμηση. Σημαντικότερο αίτιο αποτελεί η ύπαρξη ορθών εφελκυστικών τάσεων ή μειωμένων ορθών θλιπτικών τάσεων στη διατομή ελέγχου, η οποία έχει ως αποτέλεσμα να μειώνεται σημαντικά ή και να μηδενίζεται τοπικά η αντοχή της τοιχοποιίας σε διάτμηση. Κρισιμότερες είναι οι περιοχές των υπερθύρων κυρίως στη βόρεια όψη, στη νότια όψη και στους εσωτερικούς τοίχους, όπου δεν αναπτύσσεται αρκετή οριζόντια θλιπτική δύναμη, ώστε να αναληφθούν οι κατακόρυφες διατμητικές δυνάμεις μέσω της τριβής. Το γεγονός αυτό φαίνεται και από το μικρό λόγο του θλιβόμενου μήκους της κάθε διατομής ελέγχου προς το συνολικό μήκος της τομής. Ακόμη και στις περιπτώσεις όπου όλο το μήκος της εξεταζόμενης τομής συνεργάζεται στην ανάληψη των διατμητικών δυνάμεων, η δρώσα διατμητική δύναμη είναι πολύ μεγαλύτερη από αυτή που μπορεί να αναλάβει η τοιχοποιία. Αυτό το φαινόμενο παρατηρείται στους πεσσούς μεγάλου πλάτους που εντοπίζονται κυρίως στην ανατολική και στη βόρεια όψη.

6.3 Έλεγχοι φέρουσας τσιμεντολιθοδομής

Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται στην τσιμεντολιθοδομή του ανωγείου είναι οι ίδιοι που έγιναν και στην αργολιθοδομή του ισόγειου. Οι έλεγχοι αυτοί εφαρμόζονται για τον εκάστοτε δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίων. Να σημειωθεί ότι δεν πραγματοποιείται έλεγχος της τοιχοποιίας σε θλίψη, καθώς προκύπτουν πολύ μικρές θλιπτικές τάσεις σε σχέση με την αντοχή της τοιχοποιίας σε μονοαξονική θλίψη.

6.3.1 Έλεγχος τσιμεντολιθοδομής σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς (M_{xx})

Υπενθυμίζεται ότι οι κατακόρυφες καμπτικές ροπές που αναπτύσσονται στην τοιχοποιία προκαλούν εφελκυστικές τάσεις, οι οποίες υπολογίζονται ως εξής:

$$\sigma_t = \frac{M_{Sd}}{W} = \frac{6 \times M_{Sd}}{l \times t_w^2},$$

όπου l το μήκος της τοιχοποιίας, t_w το πάχος της τοιχοποιίας και M_{Sd} η κατακόρυφη καμπτική ροπή στο σημείο ελέγχου. Σε κάθε τοίχο, ο τοπικός άξονας x είναι ο κατακόρυφος, ενώ ο τοπικός άξονας y είναι ο οριζόντιος.

Για να μην συμβεί αστοχία πρέπει η εφελκυστική τάση που αναπτύσσεται να μην υπερβαίνει την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας, δηλαδή:

$$\sigma_t \leq f_{wt}^{\perp} \Rightarrow \frac{M_{Sd}}{l} = M_{xx} \leq \frac{f_{wt}^{\perp} \times t_w^2}{6},$$

όπου M_{xx} η ανά μέτρο κατακόρυφη καμπτική ροπή που αντέχει η τοιχοποιία, σύμφωνα με τον συμβολισμό του SOFiSTiK, και $f_{wt}^{\perp} = 0,50MPa$ η εφελκυστική αντοχή της τσιμεντολιθοδομής για αστοχία κάθετα στους οριζόντιους αρμούς. Η εφελκυστική αντοχή της τσιμεντολιθοδομής λαμβάνεται απευθείας από το SOFiSTiK, καθώς δεν υπάρχουν επαρκή εργαστηριακά δεδομένα για την ακριβέστερη προσέγγιση της αντοχής του εν λόγω υλικού.

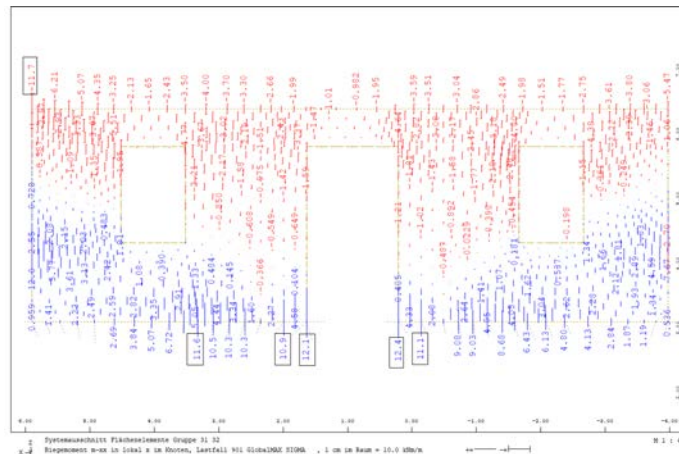
Παρ' όλα αυτά, θεωρείται ότι το πρόγραμμα προσφέρει τη δυνατότητα μιας αρκετά ικανοποιητικής προσέγγισης της αντοχής, τουλάχιστον στο επίπεδο της παρούσας εργασίας.

Στο κτήριο υπάρχουν διαφορετικά πάχη τσιμεντολιθοδομής. Για κάθε τοιχοποιία, η απαιτούμενη M_{xx} για να μην υπάρξει αστοχία είναι:

$$\begin{aligned} \text{για } t_w = 0,30m: M_{xx} &\leq 7,50 \frac{kNm}{m} \\ \text{για } t_w = 0,35m: M_{xx} &\leq 10,21 \frac{kNm}{m} \\ \text{για } t_w = 0,40m: M_{xx} &\leq 13,33 \frac{kNm}{m} \end{aligned}$$

Όψη προς οδό (βόρεια όψη)

Στη βόρεια όψη του ανωγείου δεν παρατηρήθηκαν κατακόρυφες ρωγμές κατά τη διερεύνηση της παθολογίας. Ωστόσο, ελέγχονται οι περιοχές που παρουσιάζουν μεγάλες τιμές καμπτικής ροπής M_{xx} . Πρόκειται για τοιχοποιία πάχους $t_w = 0,35m$, συνεπώς $M_{Rd} = 10,21 \frac{kNm}{m}$.



Σχήμα 6.28: Κατανομή καμπτικής ροπής M_{xx} στη βόρεια όψη του ανωγείου για την πρώτη ιδιομορφή.

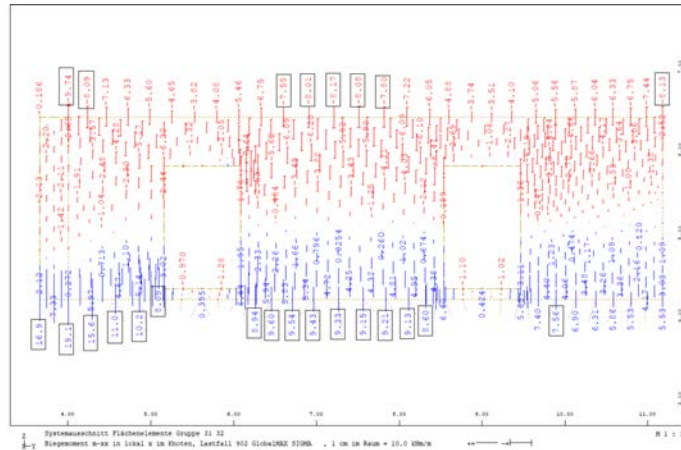
$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$M_{Rd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
11,70	10,21	1,15	ΑΣΤΟΧΙΑ
11,60	10,21	1,14	ΑΣΤΟΧΙΑ
10,90	10,21	1,07	ΑΣΤΟΧΙΑ
12,10	10,21	1,19	ΑΣΤΟΧΙΑ
12,40	10,21	1,21	ΑΣΤΟΧΙΑ
11,10	10,21	1,09	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.26: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς για την τοιχοποιία της βόρειας όψης.

Ανατολική όψη

Στην ανατολική όψη του ανωγείου δεν παρατηρήθηκαν κατακόρυφες ρωγμές. Ωστόσο, ελέγχονται οι περιοχές που παρουσιάζουν μεγάλες καμπτικές ροπές M_{xx} . Πρόκειται για τοιχοποιία πάχους $t_w = 0,30m$, συνεπώς $M_{Rd} = 7,50 \frac{kNm}{m}$. Σημειώνεται ότι το κατώτερο τμήμα της τοιχοποιίας αυτής βρίσκεται σε επαφή με τοιχίο οπλισμένου σκυροδέματος, το οποίο θεωρείται ότι παραλαμβάνει το μεγαλύτερο ποσοστό της καταπόνησης του τοίχου στην

περιοχή επαφής με αυτόν. Συνεπώς, το τμήμα αυτό της ανατολικής τοιχοποιίας του ανωγείου δεν εξετάζεται.



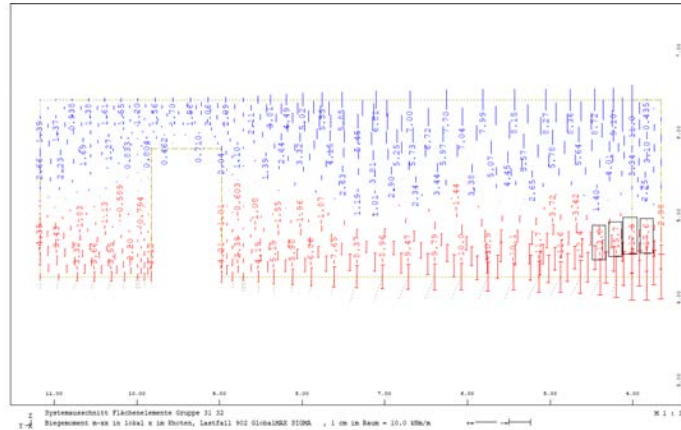
Σχήμα 6.29: Κατανομή καμπτικής ροπής M_{xx} στην ανατολική όψη του ανωγείου για τη δεύτερη ιδιομορφή.

$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$M_{Rd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
9,74	7,50	1,30	ΑΣΤΟΧΙΑ
8,17	7,50	1,09	ΑΣΤΟΧΙΑ
19,10	7,50	2,55	ΑΣΤΟΧΙΑ
9,60	7,50	1,28	ΑΣΤΟΧΙΑ
7,56	7,50	1,01	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.27: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς για την τοιχοποιία της ανατολικής όψης. Όλες οι επισημασμένες περιοχές του Σχήματος 6.29 αστοχούν. Στον πίνακα παρουσιάζονται χαρακτηριστικές τιμές από κάθε περιοχή.

Δυτική όψη

Στη δυτική όψη του ανωγείου δεν παρατηρήθηκαν, κατά τη διερεύνηση της παθολογίας, κατακόρυφες ρωγμές. Ωστόσο, ελέγχονται οι περιοχές με μεγάλες τιμές καμπτικής ροπής M_{xx} . Πρόκειται για τοιχοποιία πάχους $t_w = 0,40m$, συνεπώς $M_{Rd} = 13,33 \frac{kNm}{m}$. Όπως και προηγουμένως, το κατώτερο τμήμα της τοιχοποιίας βρίσκεται σε επαφή με τοίχιο οπλισμένου σκυροδέματος και συνεπώς δεν εξετάζεται.



Σχήμα 6.30: Κατανομή καμπτικής ροπής M_{xx} στη δυτική όψη του ανωγείου για τη δεύτερη ιδιομορφή.

$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$M_{Rd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
13,80	13,33	1,04	ΑΣΤΟΧΙΑ
15,70	13,33	1,18	ΑΣΤΟΧΙΑ
17,80	13,33	1,34	ΑΣΤΟΧΙΑ
17,60	13,33	1,32	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.28: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς για την τοιχοποιία της δυτικής όψης.

6.3.2 Έλεγχος τσιμεντολιθοδομής σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς (M_{yy})

Υπενθυμίζεται ότι ο έλεγχος εφαρμόζεται σε χαρακτηριστικές οριζόντιες διατομές καθ' ύψος των πεσσών, στις οποίες πραγματοποιείται ο έλεγχος

$$M_{Sd} \leq M_{Rd},$$

όπου M_{Sd} η δρώσα ροπή και M_{Rd} η ροπή αντοχής. Στην περίπτωση που δεν ικανοποιείται η παραπάνω σχέση, το μέλος αστοχεί σε εκτός επιπέδου κάμψη.

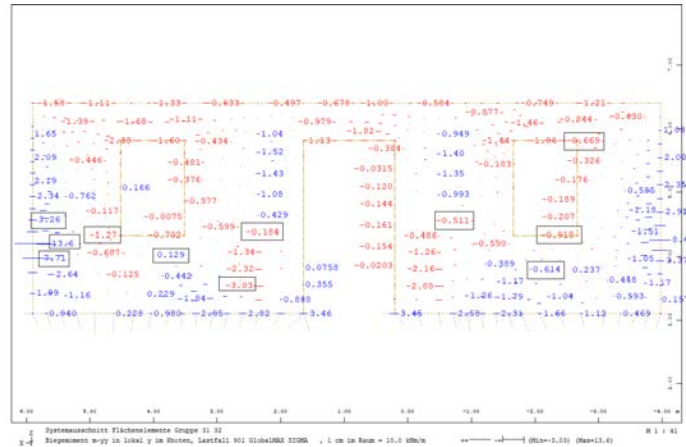
Η ροπή αντοχής M_{Rd} στην εξεταζόμενη διατομή υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_0 \times l \times t^2}{2} \times \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_{wc}}\right),$$

όπου σ_0 η θλιπτική τάση στη διατομή ελέγχου, l και t το μήκος και το πάχος της τοιχοποιίας στο σημείο ελέγχου αντίστοιχα και $f_{wc} = 1,18MPa$ η θλιπτική αντοχή της τσιμεντολιθοδομής, η οποία λαμβάνεται απευθείας από το SOFiSTiK. Για λόγους διευκόλυνσης, το μήκος της τοιχοποιίας στο σημείο ελέγχου μπορεί να απαλειφθεί.

Όψη προς οδό (βόρεια όψη)

Στη βόρεια όψη του ανωγείου παρατηρήθηκαν οριζόντιες καμπτικές ρωγμές. Παρακάτω ελέγχονται οι κρίσιμες περιοχές που παρουσιάζουν μεγάλες καμπτικές ροπές M_{yy} και οι περιοχές με μικρές τιμές κατακόρυφης θλιπτικής τάσης σ_0 .



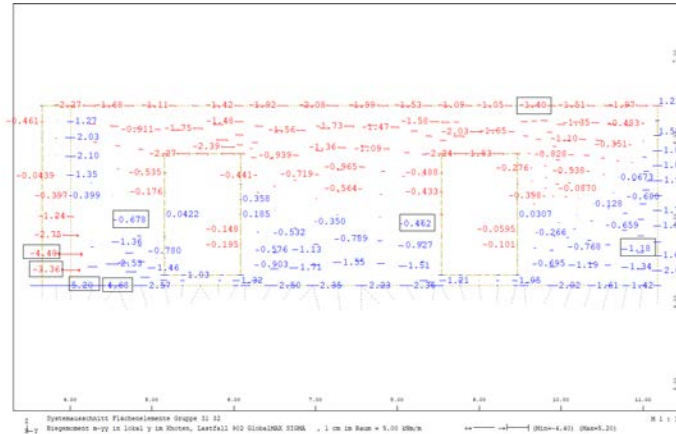
Σχήμα 6.31: Κατανομή καμπτικής ροπής M_{yy} στη βόρεια όψη του ανωγείου για την πρώτη ιδιομορφή.

$t_w(m)$	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wc}(MPa)$	$M_{Rd}(\frac{kN}{m})$	$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,35	4,00	1,18	0,24	3,26	13,35	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,35	163,00	1,18	8,60	13,60	1,58	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,35	237,00	1,18	11,60	7,71	0,66	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,35	0,86	1,18	0,05	1,27	24,13	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,35	38,40	1,18	2,28	0,129	0,06	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,35	0,66	1,18	0,04	0,184	4,55	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,35	10,90	1,18	0,66	3,03	4,58	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,35	0,48	1,18	0,03	0,511	17,39	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,35	38,60	1,18	2,29	0,669	0,29	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,35	2,00	1,18	0,12	0,918	7,51	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,35	14,90	1,18	0,90	0,614	0,68	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.29: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς για την τοιχοποιία της βόρειας όψης.

Ανατολική όψη

Στην ανατολική όψη του ανωγείου παρατηρήθηκαν, κατά τη διερεύνηση της παθολογίας, οριζόντιες ρωγματώσεις. Παρακάτω ελέγχονται οι περιοχές που παρουσιάζουν μεγάλες καμπτικές ροπές M_{yy} , καθώς και οι περιοχές με μικρές τιμές κατακόρυφης θλιπτικής τάσης σ_0 .



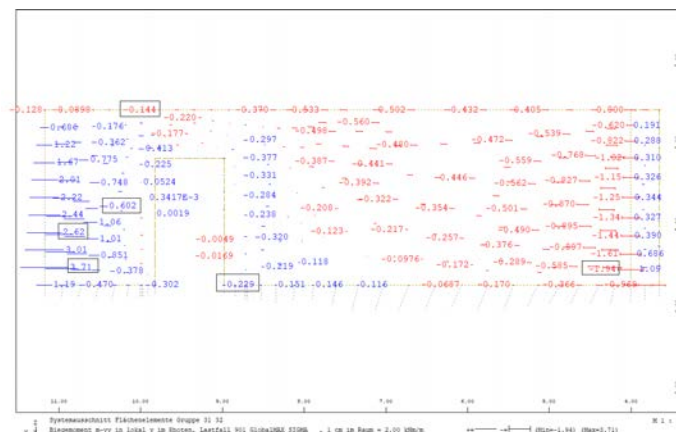
Σχήμα 6.32: Κατανομή καμπτικής ροπής M_{yy} στην ανατολική όψη του ανωγείου για τη δεύτερη ιδιομορφή.

$t_w(m)$	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wc}(MPa)$	$M_{Rd}(\frac{kN}{m})$	$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,30	41,30	1,18	1,79	4,40	2,45	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,30	169,00	1,18	6,52	3,36	0,52	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,30	986,00	1,18	7,29	5,20	0,71	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,30	886,00	1,18	9,93	4,68	0,47	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,30	13,00	1,18	0,58	0,678	1,17	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,30	11,20	1,18	0,50	0,462	0,93	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,30	14,80	1,18	0,66	1,40	2,13	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,30	1,70	1,18	0,08	1,18	15,45	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.30: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς για την τοιχοποιία της ανατολικής όψης.

Δυτική όψη

Στη δυτική όψη του ανωγείου δεν παρατηρήθηκαν οριζόντιες ρωγματώσεις. Παρακάτω ελέγχονται οι περιοχές που παρουσιάζουν μεγάλες τιμές καμπτικής ροπής M_{yy} και οι περιοχές με μικρές τιμές κατακόρυφης θλιπτικής τάσης σ_0 .



Σχήμα 6.33: Κατανομή καμπτικής ροπής M_{yy} στη δυτική όψη του ανωγείου για την πρώτη ιδιομορφή.

$t_w(m)$	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wc}(MPa)$	$M_{Rd}(\frac{kN}{m})$	$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,40	0,25	1,18	0,02	0,144	7,20	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,40	0,30	1,18	0,02	0,602	25,09	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,40	0,79	1,18	0,06	2,62	41,48	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,40	0,84	1,18	0,07	3,71	55,25	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,40	0,14	1,18	0,01	0,229	20,45	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,40	38,70	1,18	2,99	1,94	0,65	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.31: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς για την τοιχοποιία της δυτικής όψης.

6.3.3 Έλεγχος τσιμεντολιθοδομής σε εντός επιπέδου διάτμηση

Ο υπολογισμός της διατμητικής αντοχής τοιχοποιίας γίνεται ως εξής:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,40 \times \sigma_0 \leq 0,065 \times f_b,$$

όπου f_{vk} η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας, $f_{vk0} = 0,10MPa$ η χαρακτηριστική τιμή της συνοχής της τοιχοποιίας, f_b η ανηγμένη θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος και τέλος σ_0 η θλιπτική τάση της διατομής ελέγχου, η οποία αφορά το θλιβόμενο τμήμα του τοίχου, αφού το εφελκυσμένο τμήμα δεν μπορεί να παραλάβει διατμητικά φορτία.

Η σ_0 υπολογίζεται από τον τύπο $\sigma_0 = \frac{F_{yy}}{t}$ για τις ζώνες των ανωφλίων και από τον τύπο $\sigma_0 = \frac{F_{xx}}{t}$ για τους πεσσούς.

Ο έλεγχος έναντι εντός επιπέδου διάτμησης πραγματοποιείται με χρήση της σχέσης

$$V_{Sd} \leq V_{Rd},$$

όπου V_{Sd} η δρώσα τέμνουσα και η V_{Rd} η τέμνουσα αντοχής στη διατομή ελέγχου.

Η δρώσα τέμνουσα υπολογίζεται από τον τύπο

$$V_{Sd} = F_{xy} \times l,$$

όπου F_{xy} η δρώσα τέμνουσα εντός επιπέδου ανά μονάδα μήκους και l το μήκος του στοιχείου τοιχοποιίας.

Η τέμνουσα αντοχής υπολογίζεται από τον τύπο

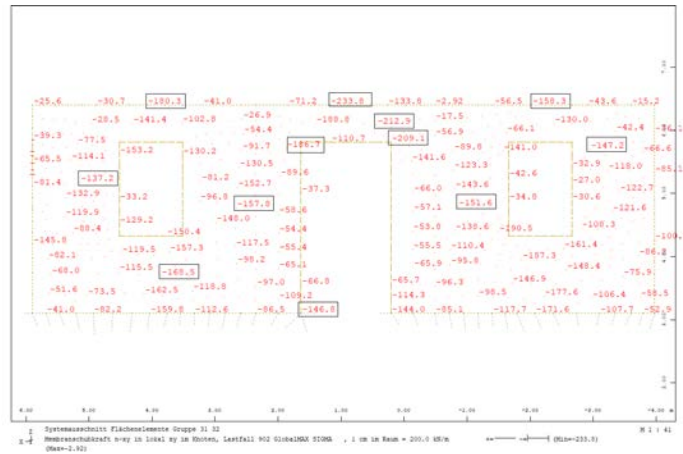
$$V_{Rd} = f_{wv} \times t \times l_c,$$

όπου f_{wv} η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας, t το πάχος της τοιχοποιίας στην εξεταζόμενη διατομή και l_c το θλιβόμενο μήκος πεσσού (το μήκος όπου η αξονική δύναμη ασκεί θλίψη στην εξεταζόμενη διατομή, δηλαδή $F_{yy} < 0$ ή $F_{xx} < 0$).

Υπενθυμίζεται ότι ο έλεγχος αυτός δεν εφαρμόζεται σε πεσσούς, πίσω από τους οποίους υπάρχει εγκάρσιος τοίχος.

Όψη προς οδό (βόρεια όψη)

Στη βόρεια όψη του ανωγείου δεν παρατηρήθηκαν, κατά τη διερεύνηση της παθολογίας, διατμητικές ρωγμές. Ωστόσο, ελέγχονται οι περιοχές με μεγάλες τιμές τέμνουσας δύναμης F_{xy} σε διάφορα τμήματα του τοίχου.



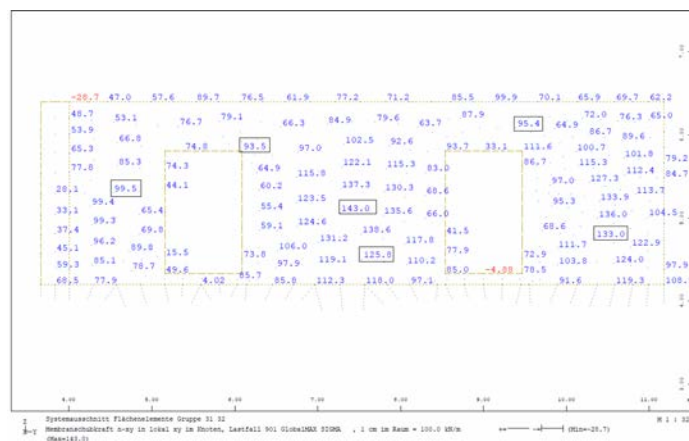
Σχήμα 6.34: Κατανομή τέμνουσας δύναμης F_{xy} στη βόρεια όψη του ανωγείου για τη δεύτερη ιδιομορφή.

$t_w(m)$	$l(m)$	$l_c(m)$	F_{xx} ή $F_{yy} (\frac{kN}{m})$	$F_{xy} (\frac{kN}{m})$	$\sigma_0 (kPa)$	$f_{uw} (kPa)$	$V_{Rd} (kN)$	$V_{Sd} (kN)$	$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,35	0,60	0,00	1,23	180,30	3,51	101,406	0,00	108,18	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,35	1,40	0,00	50,90	137,20	145,43	158,171	0,00	192,08	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,35	1,40	0,00	45,00	168,50	128,57	151,429	0,00	235,90	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,35	1,70	0,00	24,90	157,80	71,14	128,457	0,00	268,26	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,35	1,00	1,00	-623,30	146,80	1780,86	812,343	284,32	146,80	0,52	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,35	1,40	0,00	128,60	186,70	367,43	246,971	0,00	261,38	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,35	0,60	0,30	-6,54	233,80	18,69	107,474	11,28	140,28	12,43	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,35	0,60	0,50	-141,80	212,90	405,14	262,057	45,86	127,74	2,79	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,35	0,60	0,50	-746,20	209,10	2132,00	952,800	166,74	125,46	0,75	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,35	1,80	1,80	-20,20	151,60	57,71	123,086	77,54	272,88	3,52	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,35	0,60	0,00	1,20	158,30	3,43	101,371	0,00	94,98	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,35	0,80	0,80	-82,70	147,20	236,29	194,514	54,46	117,76	2,16	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.32: Αποτελέσματα ελέγχων έναντι εντός επιπέδου διάτμησης για την τοιχοποιία της βόρειας όψης.

Ανατολική όψη

Στην ανατολική όψη του ανωγείου παρατηρήθηκε διατμητική ρωγμάτωση. Παρακάτω ελέγχονται οι περιοχές που παρουσιάζουν μεγάλες τιμές τέμνουσας δύναμης F_{xy} σε διάφορα τμήματα του τοίχου.



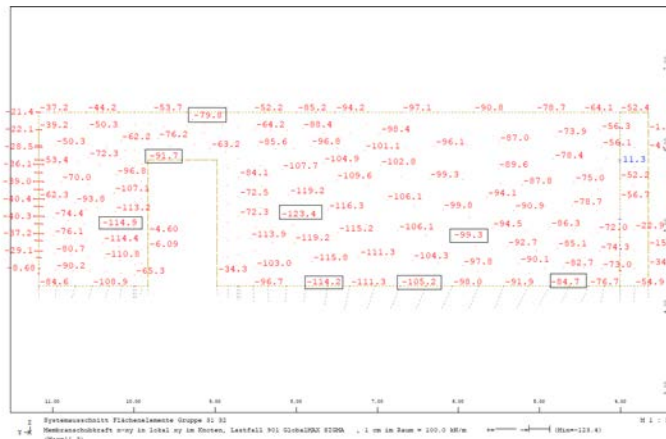
Σχήμα 6.35: Κατανομή τέμνουσας δύναμης F_{xy} στην ανατολική όψη του ανωγείου για την πρώτη ιδιομορφή.

$t_w(m)$	$l(m)$	$l_c(m)$	F_{xx} ή $F_{yy} (\frac{kN}{m})$	$F_{xy}(\frac{kN}{m})$	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wu}(kPa)$	$V_{Rd}(kN)$	$V_{Sd}(kN)$	$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,30	1,40	1,40	-35,30	99,50	117,67	147,067	61,77	139,30	2,26	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,30	0,60	0,60	-205,00	93,50	683,33	373,333	67,20	56,10	0,83	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,30	1,50	0,00	5,49	143,00	18,30	107,320	0,00	214,50	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,30	1,30	0,00	19,70	125,80	65,67	126,267	0,00	163,54	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,30	0,60	0,00	33,70	95,40	112,33	144,933	0,00	57,24	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,30	1,00	0,00	30,60	133,00	102,00	140,800	0,00	133,00	-	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.33: Αποτελέσματα ελέγχων έναντι εντός επιπέδου διάτμησης για την τοιχοποιία της ανατολικής όψης.

Δυτική όψη

Στη δυτική όψη του ανωγείου δεν παρατηρήθηκαν διατμητικές ρωγμές. Παρακάτω ελέγχονται οι κρίσιμες περιοχές με μεγάλες τέμνουσες δυνάμεις F_{xy} σε διάφορα τμήματα του τοίχου. Σημειώνεται ότι δεν εξετάζονται οι περιοχές όπου υπάρχει εγκάρσιος τοίχος.



και διαστάσεων στο σημείο σύνδεσης του ανατολικού και του δυτικού τοίχου με το τοιχίο οπλισμένου σκυροδέματος, προκαλεί απότομη μεταβολή της δυσκαμψίας και συνεπώς συγκέντρωση μεγάλων καμπτικών ροπών στην περιοχή αυτή.

Όσον αφορά στην οριζόντια εκτός επιπέδου ροπή M_{yy} , εμφανίζεται αστοχία σε διάσπαρτα σημεία των τοίχων λόγω μικρής θλιπτικής τάσης στις διατομές ελέγχου.

Διατμητικές αστοχίες παρουσιάζονται σε πολλά σημεία των πεσσών και στα ανώφλια των ανοιγμάτων. Κύριο αίτιο εμφάνισής τους συνιστά η απουσία μεγάλης ορθής θλιπτικής τάσης στα σημεία ελέγχου, με αποτέλεσμα να μην μπορούν να αναληφθούν οι δρώσες διατμητικές δυνάμεις μέσω της τριβής.

6.4 Έλεγχοι φέρουσας οπτοπλινθοδομής

Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται στην οπτοπλινθοδομή του ανωγείου είναι οι ίδιοι που έγιναν και στις δύο προηγούμενες περιπτώσεις τοιχοποιίας. Οι έλεγχοι αυτοί εφαρμόζονται για τον εκάστοτε δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίων. Όπως και προηγουμένως, δεν πραγματοποιείται έλεγχος της τοιχοποιίας σε θλίψη, καθώς προκύπτουν πολύ μικρές θλιπτικές τάσεις σε σχέση με την αντοχή της τοιχοποιίας σε μονοαξονική θλίψη.

6.4.1 Έλεγχος οπτοπλινθοδομής σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς (M_{xx})

Υπενθυμίζεται ότι οι κατακόρυφες καμπτικές ροπές που αναπτύσσονται στην τοιχοποιία προκαλούν εφελκυστικές τάσεις, οι οποίες υπολογίζονται ως εξής:

$$\sigma_t = \frac{M_{Sd}}{W} = \frac{6 \times M_{Sd}}{l \times t_w^2},$$

όπου l το μήκος της τοιχοποιίας, t_w το πάχος της τοιχοποιίας και M_{Sd} η κατακόρυφη καμπτική ροπή στο σημείο ελέγχου. Σε κάθε τοίχο, ο τοπικός άξονας x είναι ο κατακόρυφος, ενώ ο τοπικός άξονας y είναι ο οριζόντιος.

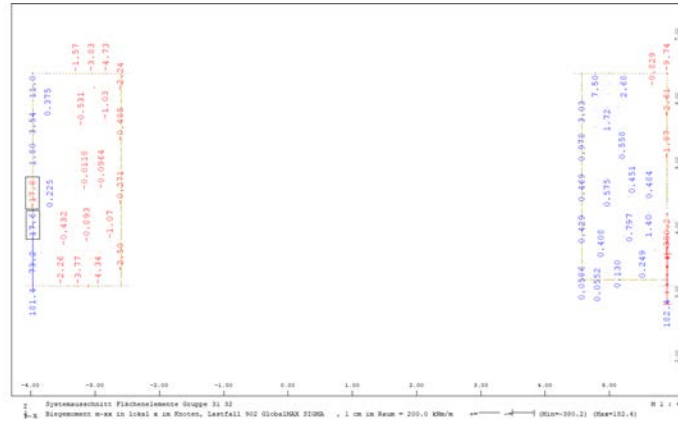
Για να μην συμβεί αστοχία πρέπει η εφελκυστική τάση που αναπτύσσεται να μην υπερβαίνει την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας, δηλαδή:

$$\sigma_t \leq f_{wt}^\perp \Rightarrow \frac{M_{Sd}}{l} = M_{xx} \leq \frac{f_{wt}^\perp \times t_w^2}{6},$$

όπου M_{xx} η ανά μέτρο κατακόρυφη καμπτική ροπή που αντέχει η τοιχοποιία, σύμφωνα με τον συμβολισμό του SOFiSTiK, και $f_{wt}^\perp = 0,90 \text{ MPa}$ η εφελκυστική αντοχή της οπτοπλινθοδομής για αστοχία κάθετα στους οριζόντιους αρμούς. Η εφελκυστική αντοχή της οπτοπλινθοδομής λαμβάνεται απευθείας από το SOFiSTiK, καθώς δεν υπάρχουν επαρκή εργαστηριακά δεδομένα για την ακριβέστερη προσέγγιση της αντοχής του εν λόγω υλικού. Παρ' όλα αυτά, θεωρείται ότι το πρόγραμμα προσφέρει τη δυνατότητα μιας αρκετά ικανοποιητικής προσέγγισης της αντοχής, τουλάχιστον στο επίπεδο της παρούσας εργασίας.

Στο κτήριο υπάρχει μόνο μία οπτοπλινθοδομή με πάχος $t_w = 0,30 \text{ m}$, συνεπώς για να μην υπάρξει αστοχία πρέπει $M_{xx} \leq 13,50 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$.

Στην οπτοπλινθοδομή του ανωγείου δεν παρατηρήθηκαν ρωγμές κατά τη διερεύνηση της παθολογίας. Ωστόσο, ελέγχονται οι κρίσιμες περιοχές που παρουσιάζουν μεγάλες καμπτικές ροπές M_{xx} .



Σχήμα 6.37: Κατανομή καμπτικής ροπής M_{xx} στην οπτοπλινθοδομή για τη δεύτερη ιδιομορφή.

$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$M_{Rd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
17,80	13,50	1,32	ΑΣΤΟΧΙΑ
17,60	13,50	1,30	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.35: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς της οπτοπλινθοδομής. Οι πολύ μεγάλες τιμές καμπτικής ροπής $M_{xx} = 73,20 \frac{kNm}{m}$, $M_{xx} = 181,40 \frac{kNm}{m}$, $M_{xx} = 380,20 \frac{kNm}{m}$ και $M_{xx} = 182,40 \frac{kNm}{m}$ στα κάτω ακριανά τμήματα του τοίχου δε λαμβάνονται υπόψη, καθώς οφείλονται σε μη ομαλή διακριτοποίηση του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων στην περιοχή αυτή.

6.4.2 Έλεγχος οπτοπλινθοδομής σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς (M_{yy})

Υπενθυμίζεται ότι ο έλεγχος εφαρμόζεται σε χαρακτηριστικές οριζόντιες διατομές καθ' ύψος των πεσσών, στις οποίες πραγματοποιείται ο έλεγχος

$$M_{Sd} \leq M_{Rd},$$

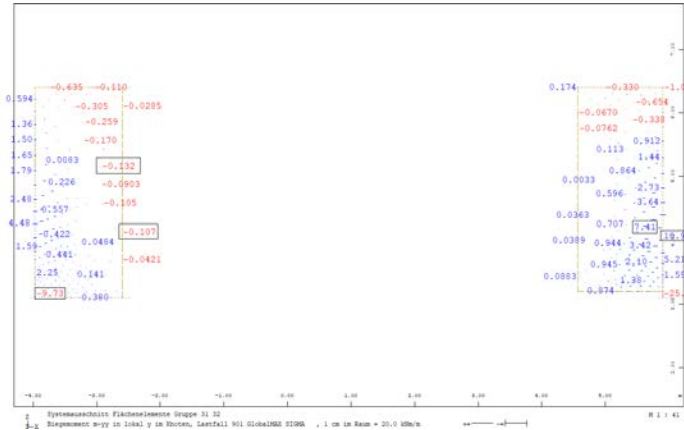
όπου M_{Sd} η δρώσα ροπή και M_{Rd} η ροπή αντοχής. Στην περίπτωση που δεν ικανοποιείται η παραπάνω σχέση, το μέλος αστοχεί σε εκτός επιπέδου κάμψη.

Η ροπή αντοχής M_{Rd} στην εξεταζόμενη διατομή υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_0 \times l \times t^2}{2} \times \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_{wc}}\right),$$

όπου σ_0 η θλιπτική τάση στη διατομή ελέγχου, l και t το μήκος και το πάχος της τοιχοποιίας στο σημείο ελέγχου αντίστοιχα και $f_{wc} = 1,18 MPa$ η θλιπτική αντοχή της οπτοπλινθοδομής, η οποία λαμβάνεται απευθείας από το SOFiSTiK. Για λόγους διευκόλυνσης, το μήκος της τοιχοποιίας στο σημείο ελέγχου μπορεί να απαλειφθεί.

Στην οπτοπλινθοδομή του ανωγείου δεν παρατηρήθηκαν ρωγμές κατά τη διερεύνηση της παθολογίας. Ωστόσο, ελέγχονται οι κρίσιμες περιοχές που παρουσιάζουν μεγάλες καμπτικές ροπές M_{yy} και οι περιοχές με μικρές τιμές κατακόρυφης θλιπτικής τάσης σ_0 .



Σχήμα 6.38: Κατανομή καμπτικής ροπής M_{yy} στην οπτοπλινθοδομή για την πρώτη ιδιομορφή.

$t_w(m)$	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wc}(MPa)$	$M_{Rd}(\frac{kN}{m})$	$M_{Sd}(\frac{kNm}{m})$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,30	3,50	1,18	0,16	0,132	0,84	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,30	2,10	1,18	0,09	0,107	1,13	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,30	371,00	1,18	11,45	9,73	0,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,30	637,00	1,18	13,19	7,41	0,56	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,30	295,00	1,18	9,96	10,90	1,09	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.36: Αποτελέσματα ελέγχων σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσεως κάθετο στους οριζόντιους αρμούς της οπτοπλινθοδομής. Η μεγάλη τιμή καμπτικής ροπής $M_{xx} = 25,10 \frac{kNm}{m}$ στο άκρο του τοίχου δε λαμβάνεται υπόψη, καθώς οφείλεται σε μη ομαλή διακριτοποίηση του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων στην περιοχή αυτή.

6.4.3 Έλεγχος οπτοπλινθοδομής σε εντός επιπέδου διάτμηση

Ο υπολογισμός της διατμητικής αντοχής τοιχοποιίας γίνεται ως εξής:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,40 \times \sigma_0 \leq 0,065 \times f_b,$$

όπου f_{vk} η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας, $f_{vk0} = 0,10MPa$ η χαρακτηριστική τιμή της συνοχής της τοιχοποιίας, f_b η ανηγμένη θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος και τέλος σ_0 η θλιπτική τάση της διατομής ελέγχου, η οποία αφορά το θλιβόμενο τμήμα του τοίχου, αφού το εφελκυσμένο τμήμα δεν μπορεί να παραλάβει διατμητικά φορτία.

Η σ_0 υπολογίζεται από τον τύπο $\sigma_0 = \frac{F_{yy}}{t}$ για τις ζώνες των ανωφλίων και από τον τύπο $\sigma_0 = \frac{F_{xx}}{t}$ για τους πεσσούς.

Ο έλεγχος έναντι εντός επιπέδου διάτμησης πραγματοποιείται με χρήση της σχέσης

$$V_{Sd} \leq V_{Rd},$$

όπου V_{Sd} η δρώσα τέμνουσα και η V_{Rd} η τέμνουσα αντοχής στη διατομή ελέγχου.

Η δρώσα τέμνουσα υπολογίζεται από τον τύπο

$$V_{Sd} = F_{xy} \times l,$$

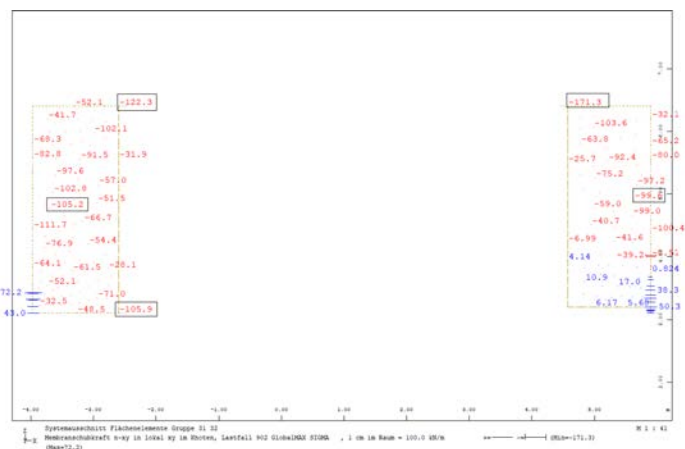
όπου F_{xy} η δρώσα τέμνουσα εντός επιπέδου ανά μονάδα μήκους και l το μήκος του στοιχείου τοιχοποιίας.

Η τέμνουσα αντοχής υπολογίζεται από τον τύπο

$$V_{Rd} = f_{wv} \times t \times l_c,$$

όπου f_{wv} η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας, t το πάχος της τοιχοποιίας στην εξεταζόμενη διατομή και l_c το θλιβόμενο μήκος πεσσού (το μήκος όπου η αξονική δύναμη ασκεί θλίψη στην εξεταζόμενη διατομή, δηλαδή $F_{yy} < 0$ ή $F_{xx} < 0$).

Στην οπτοπλινθοδομή δεν παρατηρήθηκαν διατμητικές ρωγμές. Παρακάτω ελέγχονται οι κρίσιμες περιοχές με μεγάλες τέμνουσες δυνάμεις F_{xy} σε διάφορα τμήματα του τοίχου. Υπενθυμίζεται ότι ο έλεγχος αυτός δεν εφαρμόζεται σε πεσσούς, πίσω από τους οποίους υπάρχει εγκάρσιος τοίχος.



Σχήμα 6.39: Κατανομή τέμνουσας δύναμης F_{xy} στην οπτοπλινθοδομή για τη δεύτερη ιδιομορφή.

$t_w(m)$	$l(m)$	$l_c(m)$	F_{xx} ή F_{yy} ($\frac{kN}{m}$)	F_{xy} ($\frac{kN}{m}$)	$\sigma_0(kPa)$	$f_{wv}(kPa)$	$V_{Rd}(kN)$	$V_{Sd}(kN)$	$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,30	0,50	0,50	-660,00	122,30	2200,00	980,000	147,00	61,15	0,42	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,30	0,60	0,60	-36,50	105,20	121,67	148,667	26,76	63,12	2,36	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,30	1,00	0,00	614,70	105,90	2049,00	919,600	0,00	105,90	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,30	1,20	0,00	943,70	171,30	3145,67	1358,267	0,00	205,56	-	ΑΣΤΟΧΙΑ
0,30	1,20	0,00	37,50	99,60	125,00	150,000	0,00	119,52	-	ΑΣΤΟΧΙΑ

Πίνακας 6.37: Αποτελέσματα ελέγχων έναντι εντός επιπέδου διάτμησης για την οπτοπλινθοδομή.

6.4.4 Συμπεράσματα – Σχολιασμός αποτελεσμάτων

Οι αστοχίες λόγω εκτός επιπέδου κάμψης στην οπτοπλινθοδομή εμφανίζονται στα σημεία επαφής της με τους εγκάρσιους τοίχους, εξαιτίας της ασθενούς σύνδεσης μεταξύ τους. Εξάλλου, οι μεγάλες τιμές των κατακόρυφων εκτός επιπέδου ροπών στα σημεία αυτά οφείλονται στη στήριξη των εξεταζομένων τοίχων στους εγκάρσιους, όταν οι πρώτοι παραλαμβάνουν οριζόντια φορτία κάθετα στο επίπεδό τους.

Όσον αφορά στη διάτμηση, αστοχίες εντοπίζονται στα ανώτερα τμήματα της οπτοπλινθοδομής και οφείλονται στη μικρή θλιπτική δύναμη ή ακόμη και στην ύπαρξη εφελκυσμού στα σημεία αυτά.

6.5 Έλεγχοι φερόντων στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα

Η επάρκεια των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος του δομήματος καθορίζεται από το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 8 («Αποτίμηση και ενίσχυση κτηρίων») και από τον πρόσφατο Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Ειδικότερα, οι στόχοι της αποτίμησης αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας (στοχευόμενη συμπεριφορά) και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτηρίου» (σεισμός σχεδιασμού).

- Επιδιώκεται στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες» για πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών, δηλαδή επιλέγεται στόχος B1.

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

Σχήμα 6.40: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού. (Πίνακας 2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Ούτως ή άλλως ο ελάχιστος ανεκτός στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφισταμένου κτηρίου κατηγορίας σπουδαιότητας II, είναι ο Γ1 σύμφωνα με το Παράρτημα 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., και εφόσον ισχύει $B1 > \Gamma1$, ο στόχος που επιλέχθηκε είναι υπέρ της ασφαλείας.

- Δεδομένου ότι δεν υπάρχουν σχέδια της αρχικής μελέτης και όλα τα γεωμετρικά δεδομένα έχουν ευλόγως θεωρηθεί από την κρίση του Μηχανικού, η Σ.Α.Δ. καθορίζεται ως «Ανεκτή», σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- Από §4.4.1.4. του ΚΑΝ.ΕΠΕ., για την «εφαρμογή ελαστικών μεθόδων, με χρήση ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q , όπου γενικώς οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων, η δυσκαμψία μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό αυτής του σταδίου I (μη ρηγματωμένα στοιχεία)».

A/a	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστόλωμα εσωτερικό	0,8*(E _c I ₀)
1.2	Υποστόλωμα περιμετρικό	0,6*(E _c I ₀)
2.1	Τοίχωμα, μη - ρηγματωμένο	0,7*(E _c I ₀)
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	0,5*(E _c I ₀)
3	Δοκός (2)	0,4*(E _c I ₀)

Σχήμα 6.41: Τιμές δυσκαμψίας. (Πίνακας Σ4.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

- Από §4.4.3. του ΚΑΝ.ΕΠΕ., εφόσον «ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών («δυνάμεων»), οι ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών συγκεκριμένου (επιμέρους) δομικού στοιχείου αντιπροσωπεύονται γενικώς με τις μέσες τιμές τους μειούμενες κατά μία τυπική απόκλιση...». Για σκυρόδεμα ποιότητας B160 (που πιθανόν χρησιμοποιήθηκε την περίοδο της κατασκευής) θεωρείται ότι η μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση αντιπροσωπεύεται από τη χαρακτηριστική τιμή του σκυροδέματος ποιότητας C12/15. Αντίστοιχα οι πιο πρόσφατες προσθήκες στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος θεωρείται ότι αντιπροσωπεύονται από τη χαρακτηριστική τιμή του C16/20.

- Από §4.5.2. του ΚΑΝ.ΕΠΕ., για Σ.Α.Δ. «Ανεκτή» και αυξημένες διασπορές, επιτρέπεται να εφαρμοστεί η τιμή $\gamma_g = 1,35$, όπου γ_g ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για μόνιμες δράσεις.
- Από §4.5.3. του ΚΑΝ.ΕΠΕ., για υφιστάμενα υλικά των οποίων η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με τη μέση τιμή μείον μια τυπική απόκλιση και για Σ.Α.Δ. «Ανεκτή», μπορεί να ληφθεί $\gamma_c = 1,45$ και $\gamma_s = 1,25$, όπου γ_c και γ_s οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για σκυρόδεμα και χάλυβα οπλισμού αντίστοιχα.

Ο έλεγχος επάρκειας των δομικών στοιχείων για την περίπτωση της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης γίνεται σε όρους δυνάμεων. Στους κάτωθι πίνακες συγκρίνονται οι οπλισμοί που βρέθηκαν ότι απαιτούνται από την ανάλυση στο Sofistik ($A_{s,cal}$) με τους υπάρχοντες οπλισμούς των δομικών μελών ($A_{s,prv}$).

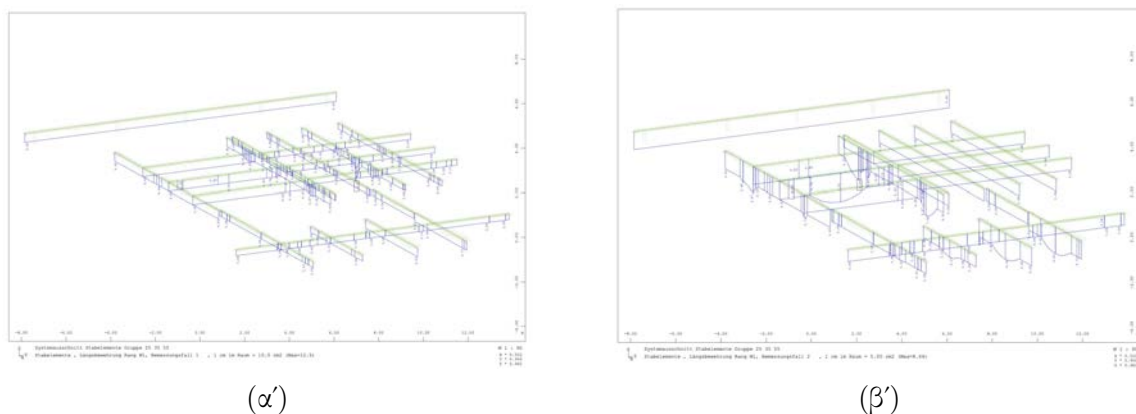
6.5.1 Έλεγχος επάρκειας δοκών

Στις δοκούς, ο έλεγχος επάρκειας πραγματοποιείται για το μέσο (κεντρικό τμήμα) και για τα άκρα του (αριστερό και δεξί τμήμα) και αφορά τον κάτω, τον ενδιάμεσο (όπου απαιτείται), τον άνω οπλισμό και τους συνδετήρες.

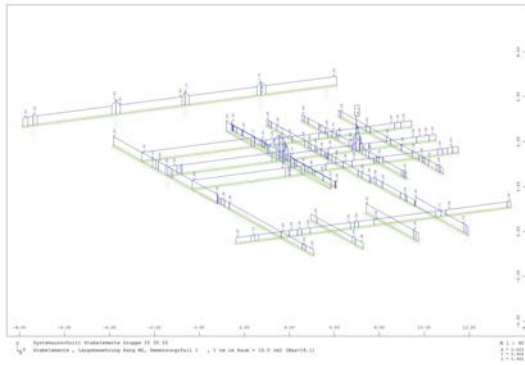
Διατομή (mm/mm)	Διαμήκης οπλισμός	Εγκάρσιος οπλισμός
100/200, 100/270, 100/400, 200/200, 250/340	4Φ14	Φ6/25
300/250, 300/300, 350/400	6Φ14	Φ6/25
300/550, 300/650, 350/550, 350/600	8Φ14	Φ6/25
650/650	12Φ14	Φ6/25

Πίνακας 6.38: Διατιθέμενος οπλισμός $A_{s,prv}$.

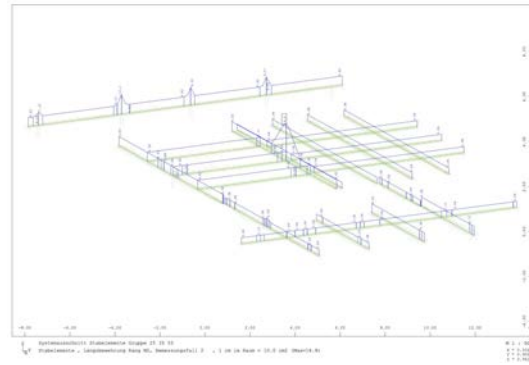
Οι οπλισμοί ($A_{s,prv}$) δεν προσδιορίστηκαν με κάποια ενδεδειγμένη μέθοδο, αλλά έγινε η παραδοχή αυτών με βάση τις κατασκευαστικές συνήθειες της εποχής. Από την ανάλυση του προγράμματος Sofistik προκύπτει ο απαιτούμενος οπλισμός για τους σεισμικούς και τους μη σεισμικούς συνδυασμούς. Από αυτούς τους οπλισμούς επιλέγεται ο δυσμενέστερος σε κάθε θέση και συγκρίνεται με τον υπάρχοντα. Παρακάτω παρατίθενται αναλυτικά τα αποτελέσματα της ανάλυσης και οι πίνακες όπου υπολογίζεται η επάρκεια ή μη των οπλισμών.



Σχήμα 6.42: Απαιτούμενος κάτω διαμήκης οπλισμός δοκών ισογείου για τους μη σεισμικούς συνδυασμούς (α') και τους σεισμικούς (β').

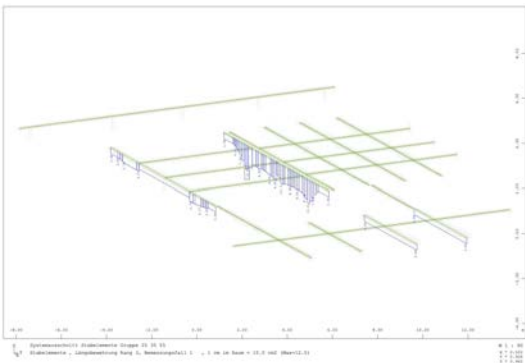


(α')

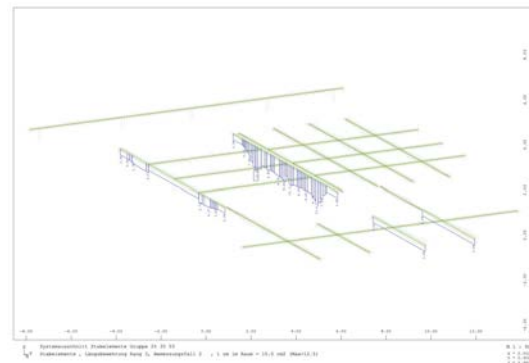


(β')

Σχήμα 6.43: Απαιτούμενος άνω διαμήκης οπλισμός δοκών ισογείου για τους μη σεισμικούς συνδυασμούς (α') και τους σεισμικούς (β').

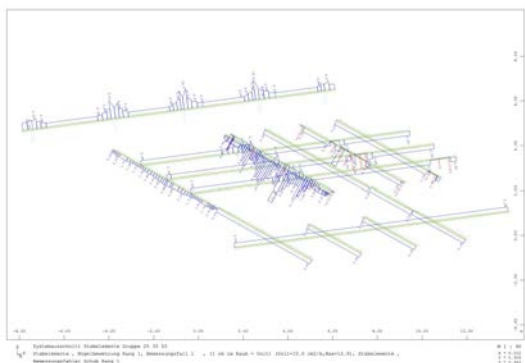


(α')

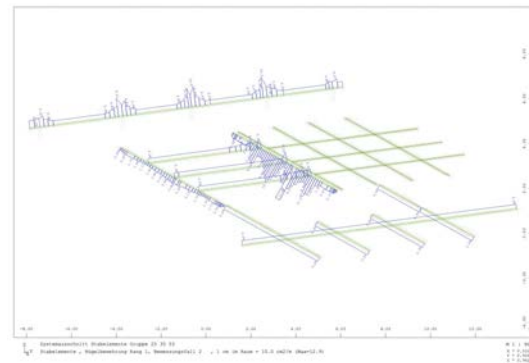


(β')

Σχήμα 6.44: Απαιτούμενος ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός δοκών ισογείου για τους μη σεισμικούς συνδυασμούς (α') και τους σεισμικούς (β').



(α')



(β')

Σχήμα 6.45: Απαιτούμενοι συνδετήρες δοκών ισογείου για τους μη σεισμικούς συνδυασμούς (α') και τους σεισμικούς (β').

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΟΥ
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

α/α	Διατομή	Αριστερά								
		Κάτω			Άνω			Ενδιάμεσως		
		$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,prev}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,prev}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,prev}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
Δ1.1.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ1.2.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ1.3.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ1.4.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ2.1.	100/400	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ2.2.	100/400	12,50	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	18,10	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3.1.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3.2.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3.3.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3.4.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ4.1.	100/400	3,09	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,56	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ4.2.	100/400	4,75	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	8,45	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ5.1.	100/270	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ5.2.	100/270	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ6.1.	100/270	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ6.2.	100/270	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ7.1.	100/270	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ7.2.	100/270	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ8.1.	300/250	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ8.2.	300/250	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	9,57	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ8.3.	300/250	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	9,30	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ8.4.	300/250	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	10,20	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ9.1.	350/600	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ9.2.	350/600	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	18,80	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	9,66	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ10.1.	350/600	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ10.2.	350/600	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,88	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ11	350/400	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ12	350/400	5,04	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5,04	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ13	350/400	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,84	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ14	250/340	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ15	350/550	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ16	300/550	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ17	250/340	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ18	250/340	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ19	250/340	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.1.	200/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.2.	200/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.3.	200/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.4.	200/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.5.	200/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.39: Έλεγχος επάρκειας αριστερού τμήματος δοκών οροφής ισογείου.

α/α	Διατομή	Κέντρο								
		Κάτω			Άνω			Ενδιάμεσως		
		$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,pre}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,pre}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,pre}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
Δ1.1.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ1.2.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ1.3.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ1.4.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ2.1.	100/400	4,39	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,40	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ2.2.	100/400	5,83	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3.1.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3.2.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3.3.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3.4.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ4.1.	100/400	4,78	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,00	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ4.2.	100/400	3,79	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ5.1.	100/270	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ5.2.	100/270	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ6.1.	100/270	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ6.2.	100/270	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ7.1.	100/270	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ7.2.	100/270	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ8.1.	300/250	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ8.2.	300/250	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ8.3.	300/250	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ8.4.	300/250	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ9.1.	350/600	8,44	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	12,50	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ9.2.	350/600	7,82	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	12,40	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ10.1.	350/600	6,87	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,21	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ10.2.	350/600	5,73	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,84	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ11	350/400	4,66	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ12	350/400	7,32	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ13	350/400	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ14	250/340	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ15	350/550	6,90	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ16	300/550	6,65	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ17	250/340	4,27	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ18	250/340	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ19	250/340	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.1.	200/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.2.	200/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.3.	200/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.4.	200/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.5.	200/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.40: Έλεγχος επάρκειας κεντρικού τμήματος δοκών οροφής ισογείου.

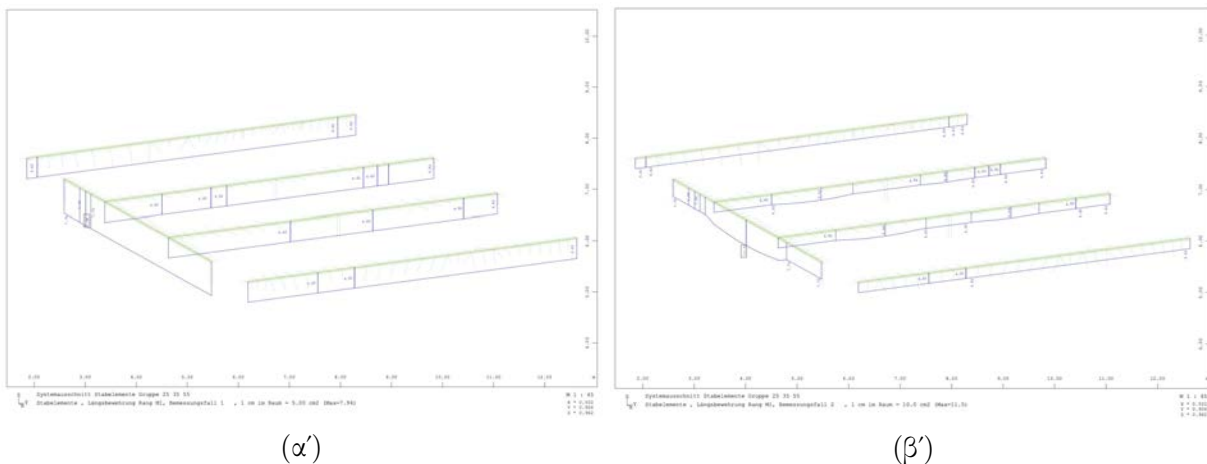
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΟΥ
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

α/α	Διατομή	Δεξιά								
		Κάτω			Άνω			Ενδιάμεσως		
		$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,pre}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,pre}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,pre}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
Δ1.1.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ1.2.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ1.3.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ1.4.	100/200	3,46	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,49	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ2.1.	100/400	12,50	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	18,10	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ2.2.	100/400	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,81	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3.1.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3.2.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3.3.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3.4.	100/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ4.1.	100/400	4,75	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	8,45	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ4.2.	100/400	3,09	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,90	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ5.1.	100/270	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ5.2.	100/270	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ6.1.	100/270	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ6.2.	100/270	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ7.1.	100/270	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ7.2.	100/270	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ8.1.	300/250	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	9,57	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ8.2.	300/250	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	9,30	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ8.3.	300/250	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	10,20	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ8.4.	300/250	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	7,07	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ9.1.	350/600	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	18,80	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	9,66	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ9.2.	350/600	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ10.1.	350/600	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,88	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ10.2.	350/600	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ11	350/400	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,71	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ12	350/400	4,79	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,76	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ13	350/400	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ14	250/340	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ15	350/550	4,71	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,72	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ16	300/550	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,95	4,62	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ17	250/340	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,56	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ18	250/340	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,64	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ19	250/340	3,32	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.1.	200/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.2.	200/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.3.	200/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.4.	200/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.5.	200/200	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,00	0,00	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

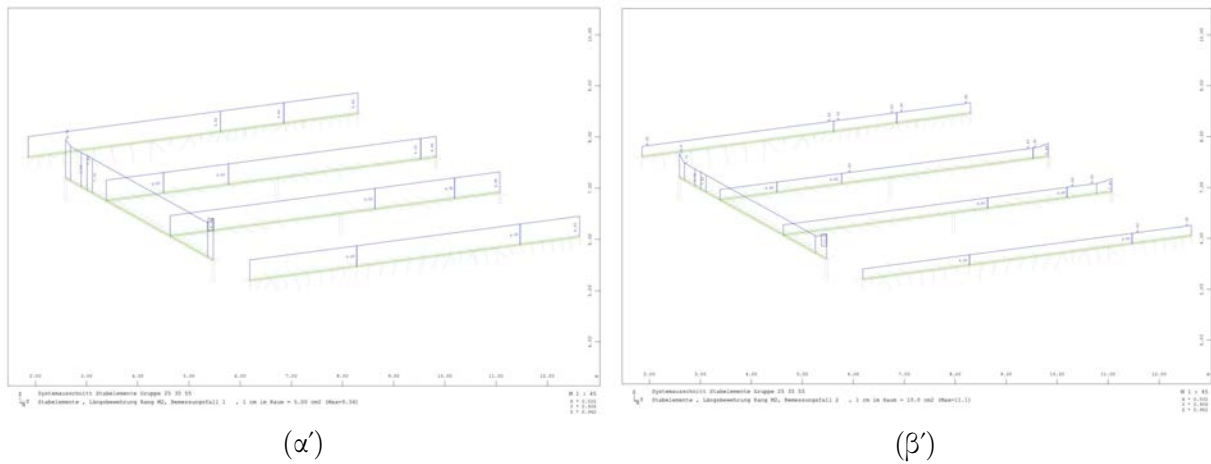
Πίνακας 6.41: Έλεγχος επάρκειας δεξιού τμήματος δοκών οροφής ισογείου.

α/α	Διοτομή	Αριστερά			Κέντρο			Δεξιά		
		$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prov}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prov}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prov}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
Δ1.1.	100/200	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ1.2.	100/200	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ1.3.	100/200	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ1.4.	100/200	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,73	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ2.1.	100/400	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	5,26	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ2.2.	100/400	5,26	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3.1.	100/200	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3.2.	100/200	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3.3.	100/200	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3.4.	100/200	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ4.1.	100/400	8,67	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6,72	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,34	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ4.2.	100/400	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	7,58	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ5.1.	100/270	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,51	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ5.2.	100/270	2,79	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	5,57	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ6.1.	100/270	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,1	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ6.2.	100/270	5,26	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	5,76	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ7.1.	100/270	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ7.2.	100/270	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,3	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ8.1.	300/250	4,27	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,32	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	10,3	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ8.2.	300/250	10,3	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	10,2	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ8.3.	300/250	10,2	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,8	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	9,21	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ8.4.	300/250	9,21	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,68	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5,22	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ9.1.	350/600	2,98	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	9,09	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,56	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ9.2.	350/600	4,56	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	12,9	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,37	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ10.1.	350/600	2,2	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,29	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,98	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ10.2.	350/600	2,98	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,34	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,02	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ11	350/400	3,38	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ12	350/400	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,35	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ13	350/400	3,32	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ14	250/340	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ15	350/550	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ16	300/550	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ17	250/340	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ18	250/340	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ19	250/340	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.1.	200/200	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.2.	200/200	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.3.	200/200	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.4.	200/200	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ20.5.	200/200	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

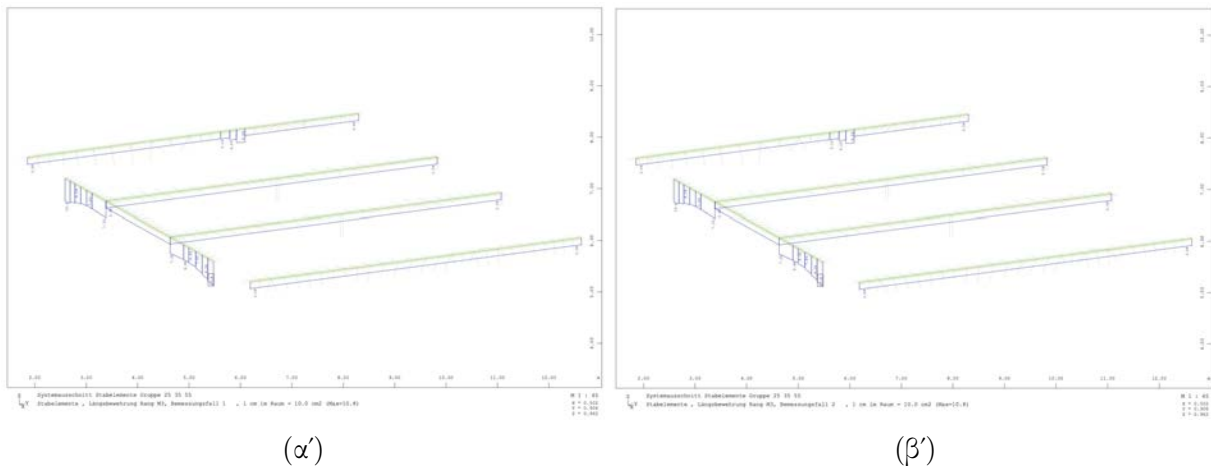
Πίνακας 6.42: Έλεγχος επάρκειας συνδετήρων δοκών οροφής ισογείου.



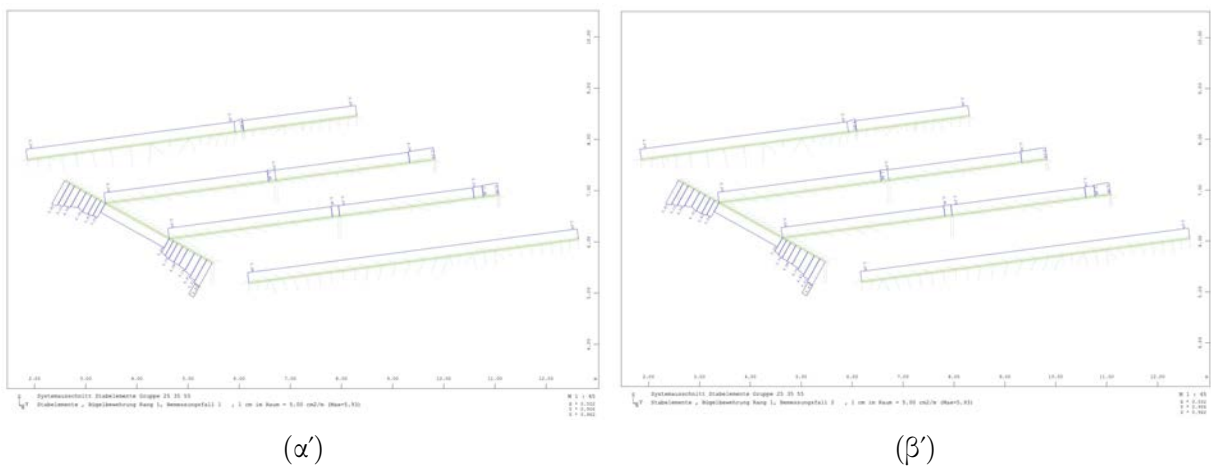
Σχήμα 6.46: Απαιτούμενος κάτω διαμήκης οπλισμός δοκών ανωγείου για τους μη σεισμικούς συνδυασμούς (α) και τους σεισμικούς (β).



Σχήμα 6.47: Απαιτούμενος άνω διαμήκης οπλισμός δοκών ανωγείου για τους μη σεισμικούς συνδυασμούς (α') και τους σεισμικούς (β').



Σχήμα 6.48: Απαιτούμενος ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός δοκών ανωγείου για τους μη σεισμικούς συνδυασμούς (α') και τους σεισμικούς (β').



Σχήμα 6.49: Απαιτούμενοι συνδετήρες δοκών ανωγείου για τους μη σεισμικούς συνδυασμούς (α') και τους σεισμικούς (β').

α/α	Διατομή	Αριστερά								
		Κάτω			Άνω			Ενδιάμεσος		
		$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,prv}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,prv}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,prv}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
Δ1	300/650	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ2	300/650	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3	300/650	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ4	300/650	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ5	300/650	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ6	300/650	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ7	650/650	7,7	7,7	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	10,6	7,7	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	10,4	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.43: Έλεγχος επάρκειας αριστερού τμήματος δοκών οροφής ανωγείου.

α/α	Διατομή	Κέντρο								
		Κάτω			Άνω			Ενδιάμεσος		
		$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,prv}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,prv}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,prv}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
Δ1	300/650	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	6,09	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ2	300/650	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3	300/650	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ4	300/650	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ5	300/650	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ6	300/650	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ7	650/650	11,5	7,7	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	7,7	7,7	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.44: Έλεγχος επάρκειας κεντρικού τμήματος δοκών οροφής ανωγείου.

α/α	Διατομή	Δεξιά								
		Κάτω			Άνω			Ενδιάμεσος		
		$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,prv}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,prv}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,prv}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
Δ1	300/650	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ2	300/650	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3	300/650	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ4	300/650	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ5	300/650	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ6	300/650	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,62	4,62	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,08	3,08	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ7	650/650	7,7	7,7	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	11,1	7,7	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	10,8	3,08	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.45: Έλεγχος επάρκειας δεξιού τμήματος δοκών οροφής ανωγείου.

α/α	Διατομή	Αριστερά			Κέντρο			Δεξιά		
		$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
Δ1	300/650	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,65	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ2	300/650	2,55	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,38	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,48	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ3	300/650	2,55	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,38	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,48	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ4	300/650	2,38	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,38	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,38	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ5	300/650	2,38	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,38	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,38	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ6	300/650	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
Δ7	650/650	5,82	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,26	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	5,93	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.46: Έλεγχος επάρκειας συνδετήρων δοκών οροφής ανωγείου.

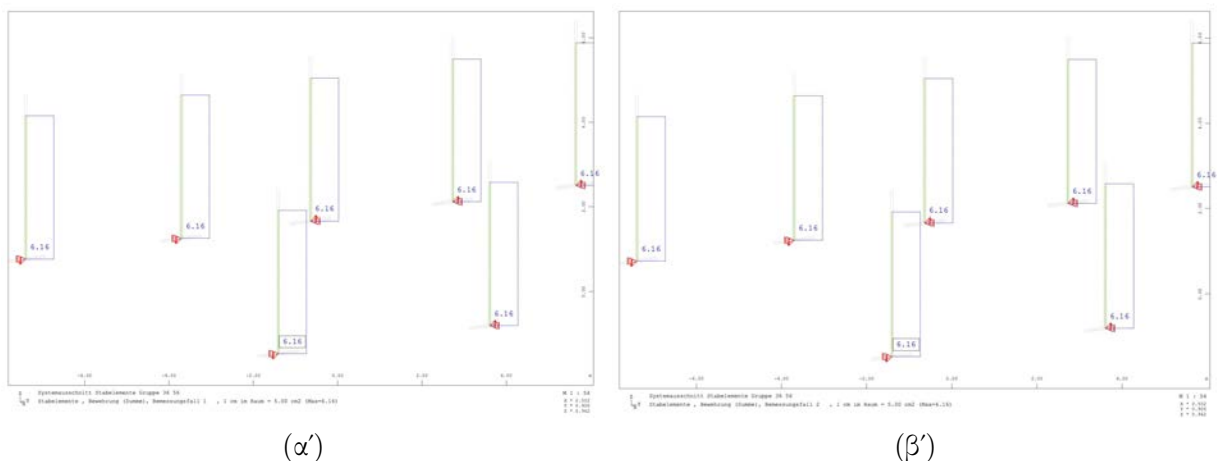
Από τα παραπάνω αποτελέσματα του ελέγχου των δοκών του ισόγειου, συμπεραίνεται η ανάγκη ενίσχυσης με κάτω και άνω διαμήκη οπλισμό σε όλους τους κόμβους συμβολής των δοκών Δ2 και Δ4 με τις εγκάρσιες σε αυτές δοκούς. Επιπρόσθετα, στους κόμβους αυτούς απαιτείται ενίσχυση του οπλισμού διάτμησης. Αντίστοιχη ενίσχυση με διαμήκη οπλισμό (άνω, κάτω και ενδιάμεσος), καθώς και με συνδετήρες χρειάζεται στους κόμβους συμβολής των δοκών Δ9 και Δ10 με τις εγκάρσιες σε αυτές δοκούς. Ωστόσο, αυτή η ανάγκη ενδεχομένως να είναι πλασματική, καθώς στην πραγματικότητα έχουν κατασκευασθεί στους ενδιάμεσους κόμβους των Δ9 και Δ10 συνδέσεις ροπής, όπως διαπιστώνεται από την ειδική κατασκευαστική διάταξη της κεφαλής των υποστυλωμάτων στις θέσεις αυτές. Ακόμη, όλοι οι κόμβοι της δοκού Δ8 απαιτούν άνω οπλισμό, καθώς και συνδετήρες. Η ενίσχυση των κόμβων ήταν αναμενόμενη λόγω της ανάπτυξης μεγάλων διατμητικών δυνάμεων και καμπτικών ροπών. Επίσης, οι δοκοί Δ11 και Δ12 χρειάζονται στο μέσο του μήκους τους επιπρόσθετο κάτω διαμήκη οπλισμό, που δικαιολογείται από το μεγάλο άνοιγμά τους και συνεπώς την παρουσία μεγάλης καμπτικής ροπής στο σημείο αυτό. Επιπροσθέτως, οι κόμβοι συμβολής της δοκού

Δ20 με τις εγκάρσιες δοκούς χρειάζονται διαμήκη οπλισμό, όπως και οι δοκοί Δ15, Δ16, Δ17, Δ19 στα σημεία σύνδεσής τους με τον ανατολικό εξωτερικό τοίχο, λόγω ανάπτυξης μεγάλης καμπτικής ροπής στα σημεία αυτά.

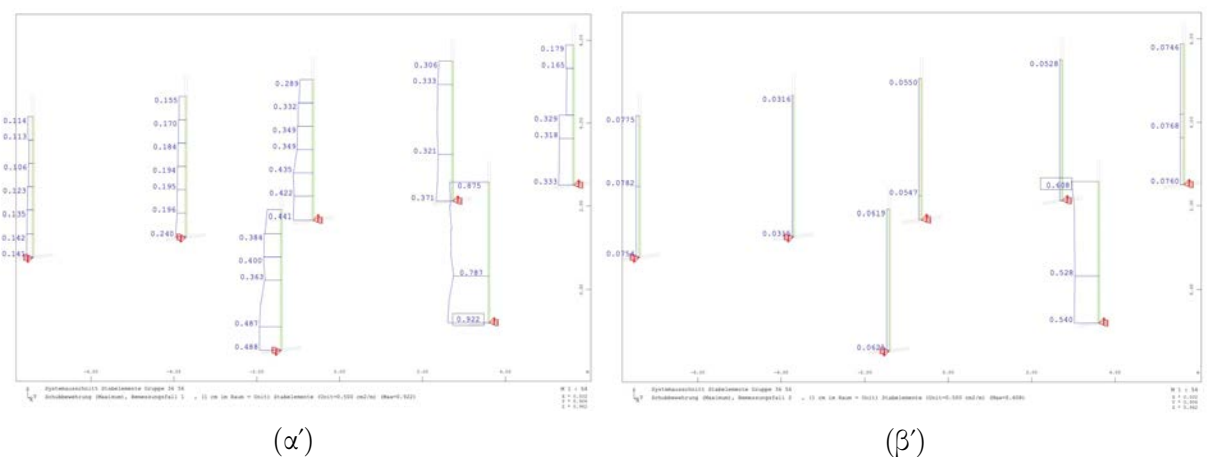
Όσον αφορά στις δοκούς του ανωγείου, απαιτούνται συνδετήρες στα άκρα των δοκών Δ2, Δ3, Δ4, Δ5 και Δ7, το οποίο ήταν αναμενόμενο λόγω της ανάπτυξης μεγάλης διάτμησης στις περιοχές αυτές. Επιπλέον, η δοκός Δ7 χρήζει ενίσχυσης με διαμήκη οπλισμό στα άκρα (άνω και ενδιάμεσως) και στο άνοιγμα (κάτω). Τέλος, η δοκός Δ1 απαιτεί διαμήκη οπλισμό στις περιοχές σύνδεσης αυτής με τα υποστυλώματα εκατέρωθεν του ανοίγματος.

6.5.2 Έλεγχος επάρκειας υποστυλωμάτων

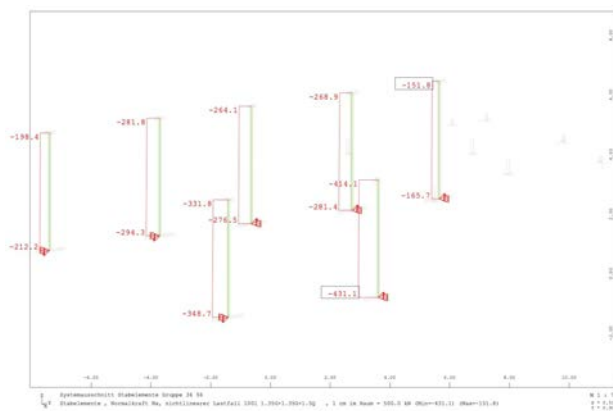
Ακολουθεί ο έλεγχος επάρκειας των υποστυλωμάτων. Συγκεκριμένα, συγκρίνονται οι διατιθέμενοι οπλισμοί ($A_{s,prv}$) με τους απαιτούμενους ($A_{s,cal}$) και πραγματοποιείται ο έλεγχος του ανηγμένου αξονικού φορτίου. Ο υφιστάμενος διαμήκης οπλισμός είναι 4Φ14 και ο εγκάρσιος είναι Φ6/25 για όλα τα υποστυλώματα, γεγονός που αποτελεί παραδοχή με βάση τις κατασκευαστικές συνήθειες της εποχής κατασκευής, επί το δυσμενέστερο. Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται για τις κρίσιμες θέσεις του κάθε μέλους.



Σχήμα 6.50: Απαιτούμενος συνολικός διαμήκης οπλισμός υποστυλωμάτων ισογείου για τους μη σεισμικούς συνδυασμούς (α') και τους σεισμικούς (β').



Σχήμα 6.51: Απαιτούμενος εγκάρσιος οπλισμός υποστυλωμάτων ισογείου για τους μη σεισμικούς συνδυασμούς (α') και τους σεισμικούς (β').



Σχήμα 6.52: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων υποστυλωμάτων ισογείου για τον συνδυασμό ΟΚΑ, που είναι ο δυσμενέστερος.

α/α	Διατομή (mm/mm)	$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,prv}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
K1	200/500	6,16	6,16	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K2	300/300	6,16	6,16	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K3	300/300	6,16	6,16	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K4	300/300	6,16	6,16	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K5	200/500	6,16	6,16	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K6	350/350	6,16	6,16	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K7	350/350	6,16	6,16	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

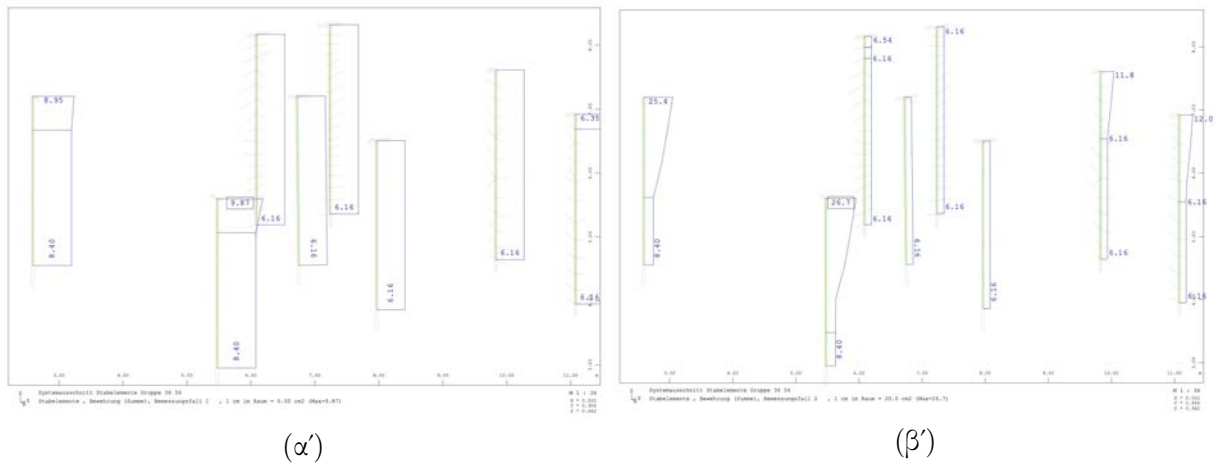
Πίνακας 6.47: Έλεγχος επάρκειας διαμήκους οπλισμού υποστυλωμάτων ισογείου.

α/α	Διατομή	Κεφαλή			Πόδας		
		$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
K1	200/500	0,179	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,333	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K2	300/300	0,304	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,371	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K3	300/300	0,289	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,441	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K4	300/300	0,155	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,24	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K5	200/500	0,114	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,142	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K6	350/350	0,875	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,922	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K7	350/350	0,384	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,488	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

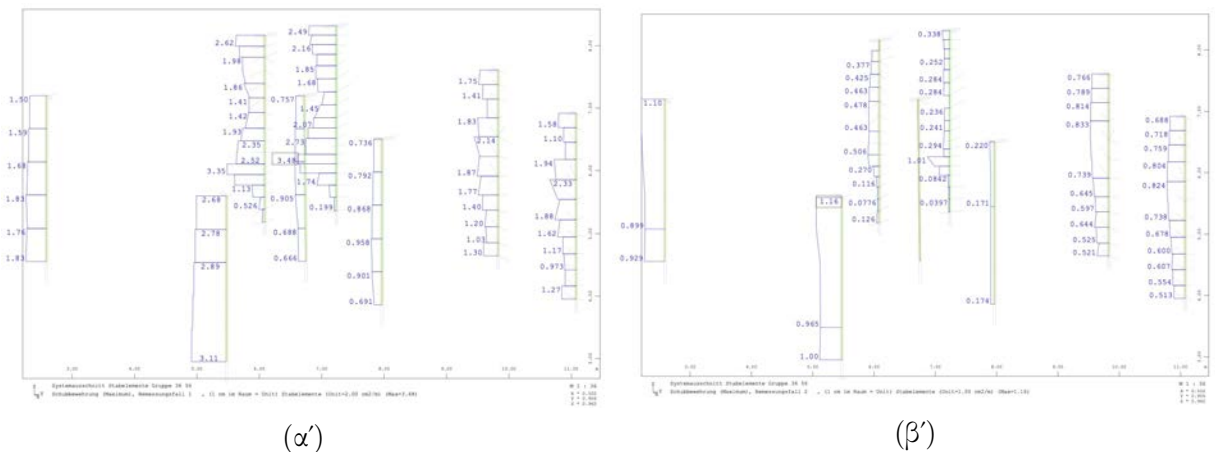
Πίνακας 6.48: Έλεγχος επάρκειας εγκάρσιου οπλισμού υποστυλωμάτων ισογείου.

α/α	$N(kN)$	$b(m)$	$h(m)$	ν	$\nu < 0,65$
K1	165,7	0,2	0,5	0,177	OK
K2	281,4	0,3	0,3	0,333	OK
K3	276,5	0,3	0,3	0,328	OK
K4	294,3	0,3	0,3	0,349	OK
K5	212,2	0,2	0,5	0,226	OK
K6	431,1	0,35	0,35	0,375	OK
K7	348,7	0,35	0,35	0,303	OK

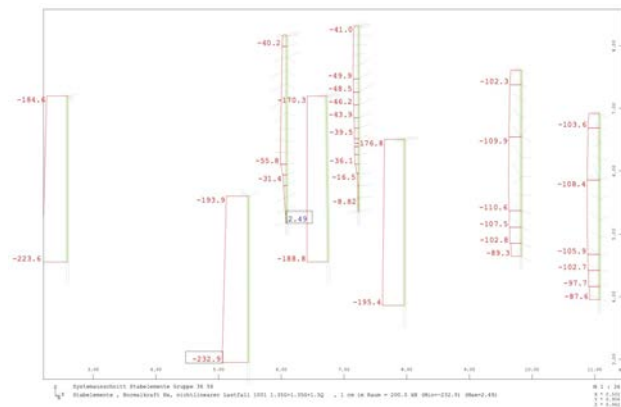
Πίνακας 6.49: Έλεγχος ανηγμένου αξονικού φορτίου για τα υποστυλώματα του ισογείου.



Σχήμα 6.53: Απαιτούμενος συνολικός διαμήκης οπλισμός υποστυλωμάτων αγωγείου για τους μη σεισμικούς συνδυασμούς (α') και τους σεισμικούς (β').



Σχήμα 6.54: Απαιτούμενος εγκάρσιος οπλισμός υποστυλωμάτων αγωγείου για τους μη σεισμικούς συνδυασμούς (α') και τους σεισμικούς (β').



Σχήμα 6.55: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων υποστυλωμάτων αγωγείου για τον συνδυασμό OKA, που είναι ο δυσμενέστερος.

α/α	Διατομή	Κεφαλή			Πόδας		
		$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,prv}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{s,prv}(cm^2)$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
K1	400/500	11,8	6,16	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6,16	6,16	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K2	400/500	12	6,16	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6,16	6,16	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K3	350/500	6,16	6,16	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	6,16	6,16	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K4	350/500	6,54	6,16	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6,16	6,16	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K5	400/500	6,16	6,16	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	6,16	6,16	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K6	400/500	6,16	6,16	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	6,16	6,16	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K7	600/700	25,4	6,16	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	8,4	6,16	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
K8	600/700	26,7	6,16	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	8,4	6,16	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.50: Έλεγχος επάρκειας διαμήκους οπλισμού υποστυλωμάτων ανώγειου.

α/α	Διατομή	Κεφαλή			Μέσο			Πόδας		
		$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
K1	400/500	1,75	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,14	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,3	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K2	400/500	1,58	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,33	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,27	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K3	350/500	2,49	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,48	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,199	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K4	350/500	2,62	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,35	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,526	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K5	400/500	0,757	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,905	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,666	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K6	400/500	0,736	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,958	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,691	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K7	600/700	1,5	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,83	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,83	2,26	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K8	600/700	2,68	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,89	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,11	2,26	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.51: Έλεγχος επάρκειας εγκάρσιου οπλισμού υποστυλωμάτων ανώγειου.

α/α	$N(kN)$	$b(m)$	$h(m)$	ν	$\nu < 0,65$
K1	110,6	0,4	0,5	0,079	OK
K2	108,4	0,4	0,5	0,077	OK
K3	49,9	0,35	0,5	0,041	OK
K4	55,8	0,35	0,5	0,045	OK
K5	188,8	0,4	0,5	0,134	OK
K6	195,4	0,4	0,5	0,139	OK
K7	223,6	0,6	0,7	0,057	OK
K8	232,9	0,6	0,7	0,059	OK

Πίνακας 6.52: Έλεγχος ανηγμένου αξονικού φορτίου για τα υποστυλώματα του ανώγειου.

Από τα παραπάνω αποτελέσματα, συμπεραίνεται ότι τα υποστυλώματα του ισογείου κρίνονται επαρκή. Όσον αφορά στο ανώγειο, τα υποστυλώματα K1, K2, K4, K7 και K8 παρουσιάζουν ανεπάρκεια διαμήκους οπλισμού στην κεφαλή, οπότε χρειάζεται οπλισμός κάμψης. Το υποστυλώμα K8 χρήζει επιπλέον ενίσχυσης του οπλισμού κάμψης και στον πόδα. Επίσης, τα υποστυλώματα K2, K3, K4 και K8 απαιτούν διατμητική ενίσχυση.

6.5.3 Έλεγχος επάρκειας πλακών

Ο έλεγχος επάρκειας των πλακών του κτηρίου πραγματοποιείται μέσω σύγκρισης του υπάρχοντος οπλισμού τους ($A_{s,prv}$) με τον απαιτούμενο οπλισμό που υπολογίζεται από το SOFiSTiK ($A_{s,cal}$), βάσει της καταπόνησης που υφίστανται οι πλάκες. Σε περίπτωση που ο απαιτούμενος οπλισμός προκύψει μικρότερος ή ίσος από τον υφιστάμενο, δηλαδή αν $A_{s,cal} \leq A_{s,prv}$, η υπάρχουσα κατάσταση της πλάκας κρίνεται επαρκής. Σε αντίθετη περίπτωση, δηλαδή αν $A_{s,cal} > A_{s,prv}$, τότε η κατάσταση της πλάκας κρίνεται ανεπαρκής και συνεπώς χρειάζεται αύξηση του οπλισμού.

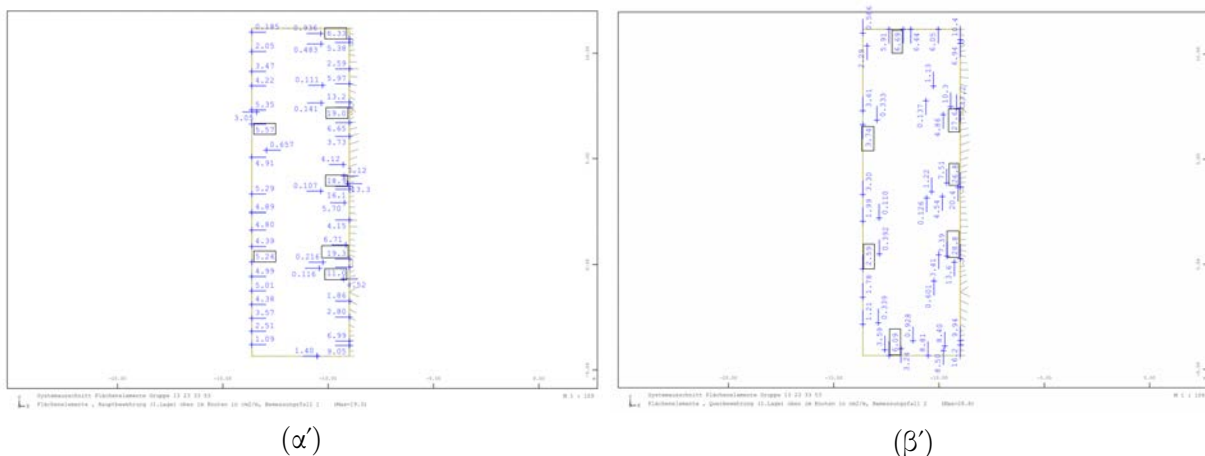
Παρακάτω, σε κάθε μία πλάκα γίνεται έλεγχος του άνω και του κάτω, κύριου και δευτερεύοντος οπλισμού σε διάφορες κρίσιμες θέσεις της πλάκας. Ο έλεγχος πραγματοποιείται σε κάθε περίπτωση για την εκάστοτε δυσμενέστερη καταπόνηση της πλάκας, δηλαδή για την περιβάλλουσα είτε των σεισμικών είτε των μη σεισμικών συνδυασμών.

Σύμφωνα με επιτόπου παρατηρήσεις των πλακών σε σημεία όπου έχει αποκαλυφθεί ο οπλισμός, θεωρείται ότι οι υπάρχοντες οπλισμοί είναι οι εξής:

- στις πλάκες Π1, Π2, Π5, Π6, Π7 του ισογείου και Π1, Π2, Π3 του ανωγείου:
 - άνω κύριος οπλισμός: $\Phi 14/20$ ($A_{s,prv} = 7,70 \frac{cm^2}{m}$)
 - άνω δευτερεύων οπλισμός: $\Phi 14/40$ ($A_{s,prv} = 3,85 \frac{cm^2}{m}$)
 - κάτω κύριος οπλισμός: $\Phi 14/20$ ($A_{s,prv} = 7,70 \frac{cm^2}{m}$)
 - κάτω δευτερεύων οπλισμός: $\Phi 14/40$ ($A_{s,prv} = 3,85 \frac{cm^2}{m}$)
- στις πλάκες Π3, Π4 του ισογείου:
 - άνω οπλισμός: πλέγμα $\Phi 14/20$ ($A_{s,prv} = 7,70 \frac{cm^2}{m}$ σε κάθε διεύθυνση)
 - κάτω οπλισμός: πλέγμα $\Phi 14/20$ ($A_{s,prv} = 7,70 \frac{cm^2}{m}$ σε κάθε διεύθυνση)

Πλάκα Π1 ισογείου

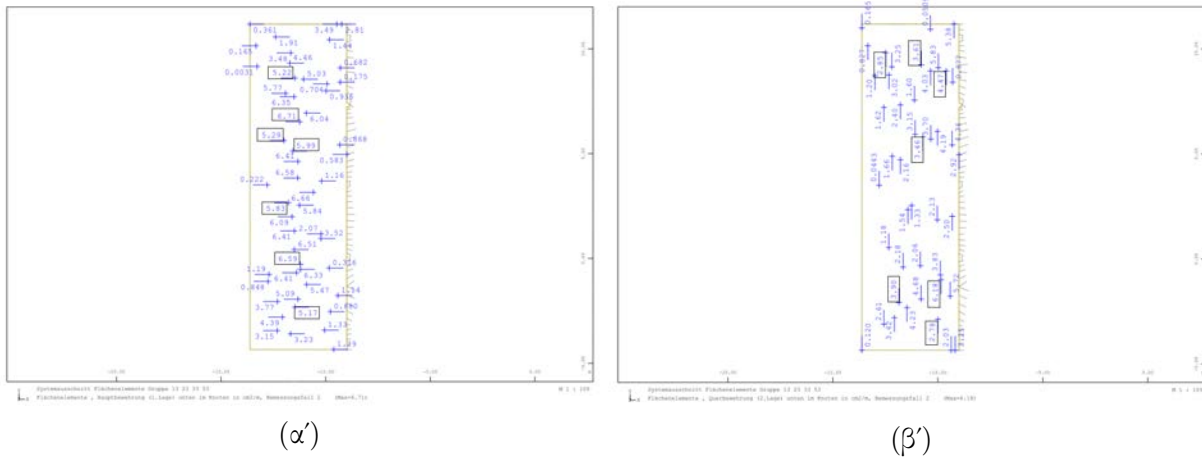
Η πλάκα Π1 του ισογείου δεν παρουσιάζει ρωγμές και αποφλοιώσεις. Ωστόσο, παρακάτω ελέγχεται η επάρκεια του υφιστάμενου οπλισμού σε χαρακτηριστικές περιοχές της πλάκας.



Σχήμα 6.56: (α') Κατανομή απαιτούμενου άνω κύριου οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π1 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β') Κατανομή απαιτούμενου άνω δευτερεύοντος οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π1 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Άνω					
Κύριος			Δευτερεύων		
$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
6,33	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	6,69	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
19,00	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	27,60	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
5,57	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	26,80	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
18,90	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	28,80	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
19,30	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,59	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
5,24	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	6,09	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
11,00	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,74	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.53: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου άνω οπλισμού της πλάκας Π1 του ισογείου.



Σχήμα 6.57: (α') Κατανομή απαιτούμενου κάτω κύριου οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π1 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β') Κατανομή απαιτούμενου κάτω δευτερεύοντος οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π1 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

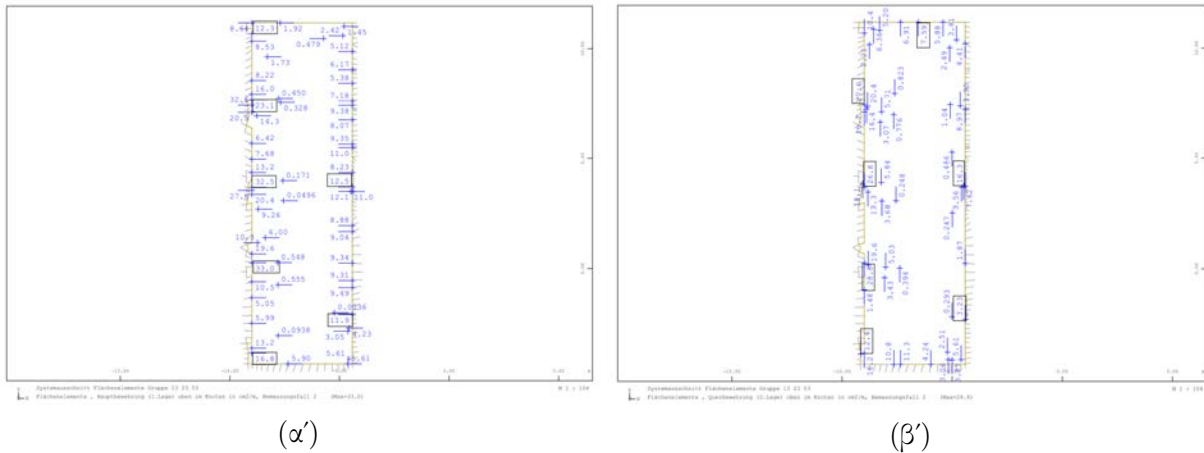
Κάτω					
Κύριος			Δευτερεύων		
$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
5,22	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,85	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
6,71	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,61	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
5,99	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,47	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
5,83	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,46	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
6,59	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,90	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
5,17	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	6,18	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
5,29	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,78	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.54: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου κάτω οπλισμού της πλάκας Π1 του ισογείου.

Πλάκα Π2 ισογείου

Στην πλάκα Π2 του ισογείου δεν εντοπίστηκαν ρωγμές κατά τη διερεύνηση της παθολογίας. Ωστόσο, παρακάτω ελέγχεται η επάρκεια του υφιστάμενου οπλισμού σε χαρακτηριστικές

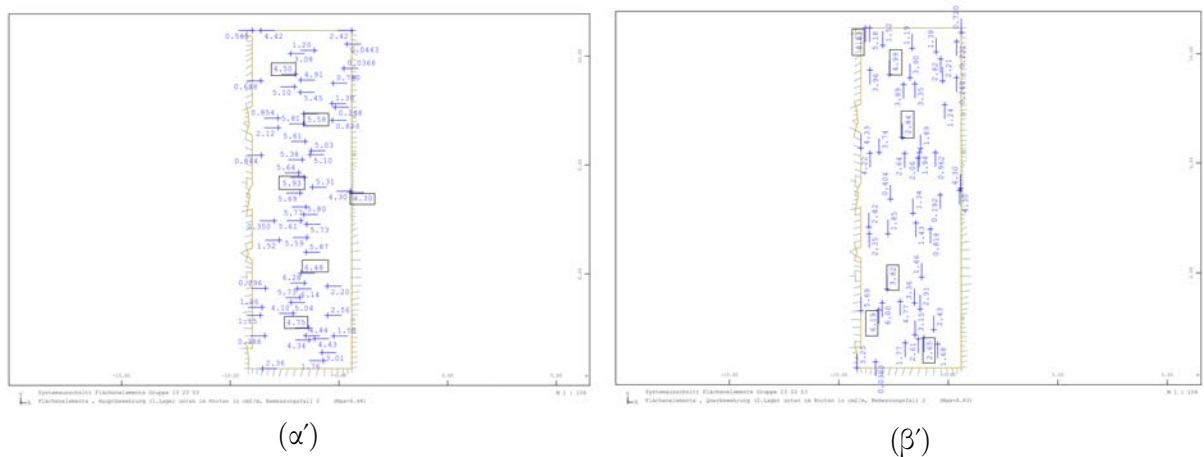
περιοχές της πλάκας.



Σχήμα 6.58: (α) Κατανομή απαιτούμενου άνω κύριου οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π2 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β) Κατανομή απαιτούμενου άνω δευτερεύοντος οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π2 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Άνω					
Κύριος			Δευτερέων		
$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
12,30	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	7,59	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
23,10	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	27,60	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
32,50	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	26,80	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
12,50	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	16,30	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
33,00	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	28,80	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
11,90	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,23	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
16,80	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	12,40	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.55: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου άνω οπλισμού της πλάκας Π2 του ισογείου.



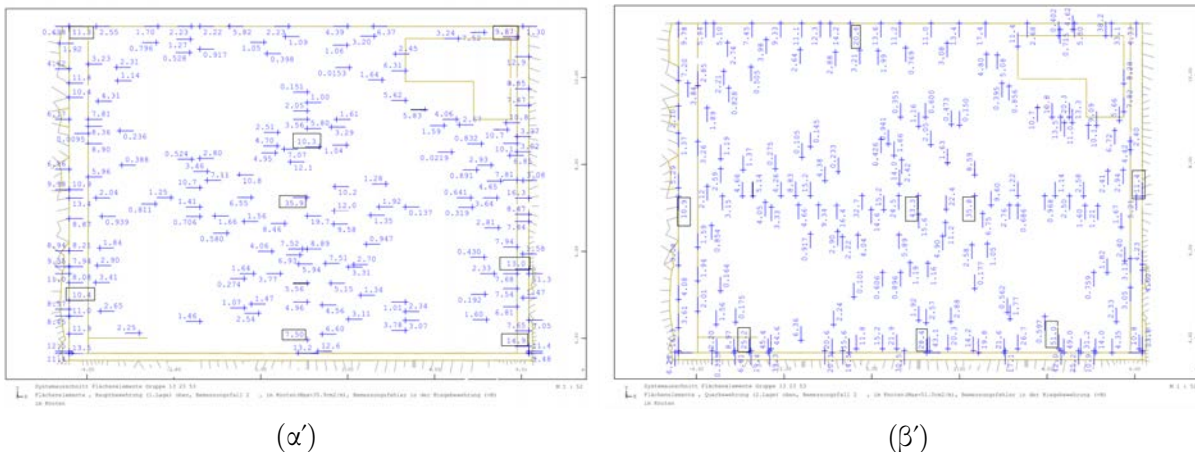
Σχήμα 6.59: (α) Κατανομή απαιτούμενου κάτω κύριου οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π2 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β) Κατανομή απαιτούμενου κάτω δευτερεύοντος οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π2 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Κάτω					
Κύριος			Δευτερεύων		
$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
4,50	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	6,83	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
5,58	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,99	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
5,93	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,84	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
6,48	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,82	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
4,75	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	6,19	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
4,30	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,65	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.56: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου κάτω οπλισμού της πλάκας Π2 του ισογείου.

Πλάκα Π3 ισογείου

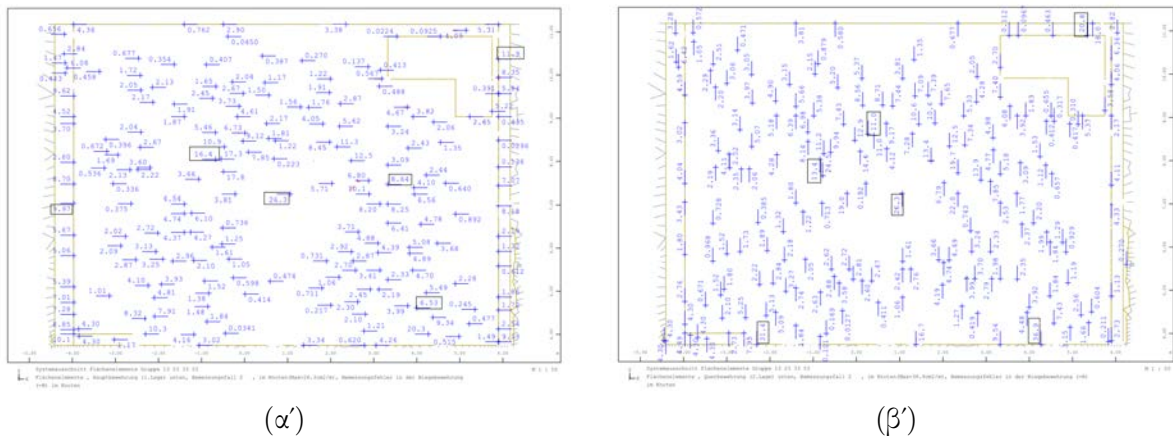
Η πλάκα Π3 του ισογείου δεν παρουσιάζει ρωγματώσεις. Ωστόσο, παρακάτω ελέγχεται η επάρκεια του υφιστάμενου οπλισμού σε χαρακτηριστικές περιοχές της πλάκας.



Σχήμα 6.60: (α) Κατανομή απαιτούμενου άνω οπλισμού κατά x ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π3 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β) Κατανομή απαιτούμενου άνω οπλισμού κατά y ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π3 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Άνω					
Κατά x			Κατά y		
$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
10,40	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	10,90	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
10,30	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	43,30	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
35,90	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	20,60	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
7,50	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	35,80	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
9,87	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	11,40	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
13,00	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	25,20	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
11,30	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	28,40	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
14,90	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	51,00	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.57: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου άνω οπλισμού της πλάκας Π3 του ισογείου.



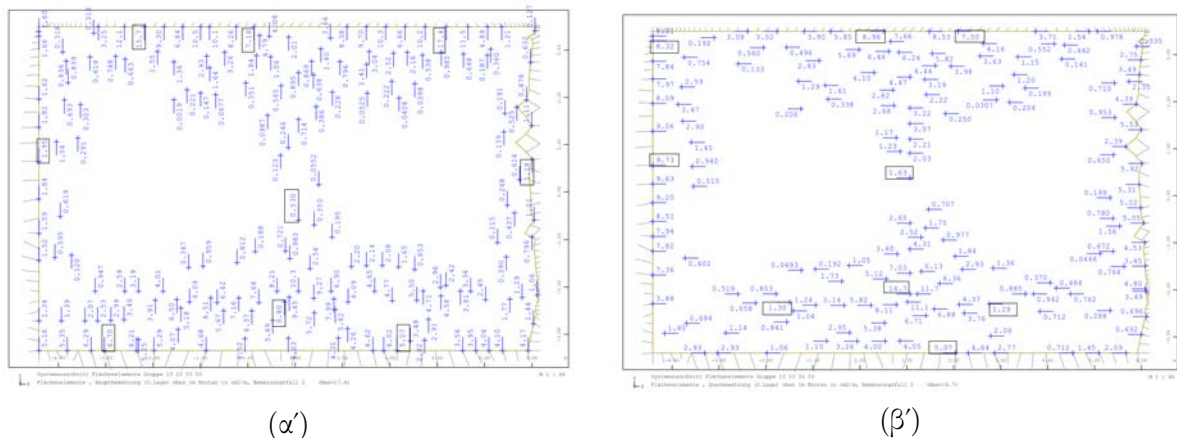
Σχήμα 6.61: (α) Κατανομή απαιτούμενου κάτω οπλισμού κατά x ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π3 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β) Κατανομή απαιτούμενου κάτω οπλισμού κατά y ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π3 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Κάτω					
Κατά x			Κατά y		
$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
9,97	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	13,40	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
16,40	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	31,40	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
6,53	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	11,00	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
26,30	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	26,30	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
11,90	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	20,80	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
8,64	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	36,90	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.58: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου κάτω οπλισμού της πλάκας Π3 του ισογείου.

Πλάκα Π4 ισογείου

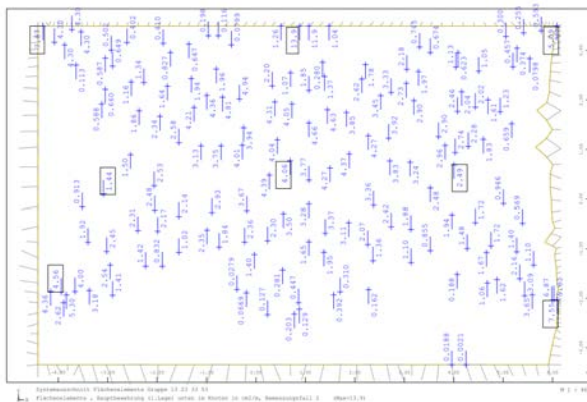
Στην πλάκα Π4 του ισογείου έχει αποκαλυφθεί σε λίγα σημεία ο οπλισμός. Παρακάτω ελέγχεται η επάρκεια του υφιστάμενου οπλισμού σε χαρακτηριστικές περιοχές της πλάκας.



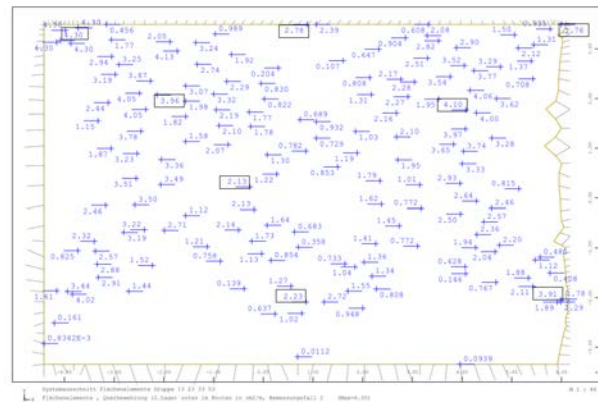
Σχήμα 6.62: (α) Κατανομή απαιτούμενου άνω οπλισμού κατά y ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π4 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β) Κατανομή απαιτούμενου άνω οπλισμού κατά x ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π4 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Άνω					
Κατά y			Κατά x		
$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
15,70	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	8,32	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
7,18	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	8,96	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
17,40	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	7,50	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1,95	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	9,73	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
1,18	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,63	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
6,70	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,30	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
9,80	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	14,70	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
5,07	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,29	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,53	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	5,07	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.59: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου άνω οπλισμού της πλάκας Π4 του ισογείου.



(α')



(β')

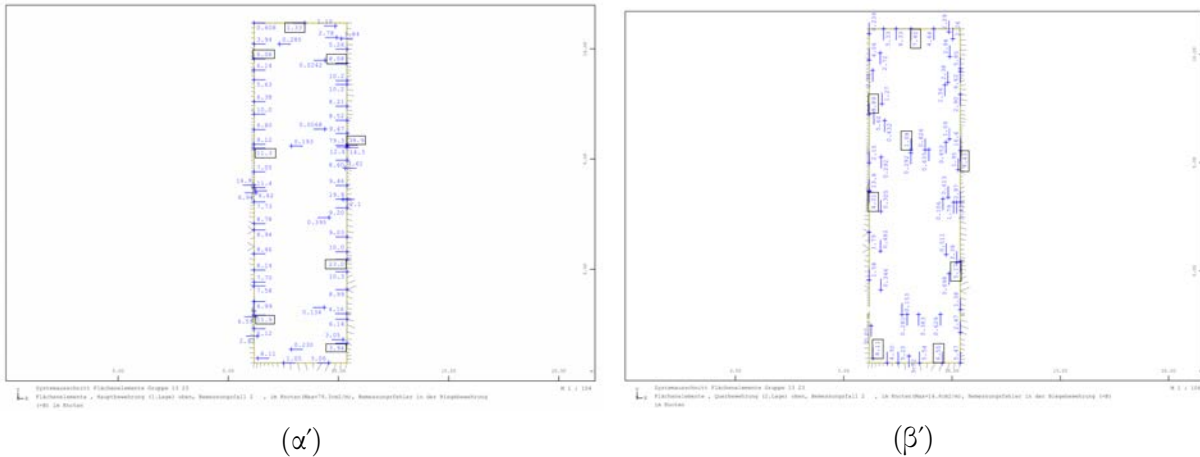
Σχήμα 6.63: (α') Κατανομή απαιτούμενου κάτω οπλισμού κατά y ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π4 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β') Κατανομή απαιτούμενου κάτω οπλισμού κατά x ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π4 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Κάτω					
Κατά y			Κατά x		
$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
7,87	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,30	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
13,90	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,78	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
5,09	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,76	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1,44	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,96	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
4,06	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,10	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
2,49	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,13	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
4,56	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,23	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
7,55	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,91	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.60: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου κάτω οπλισμού της πλάκας Π4 του ισογείου.

Πλάκα Π5 ισογείου

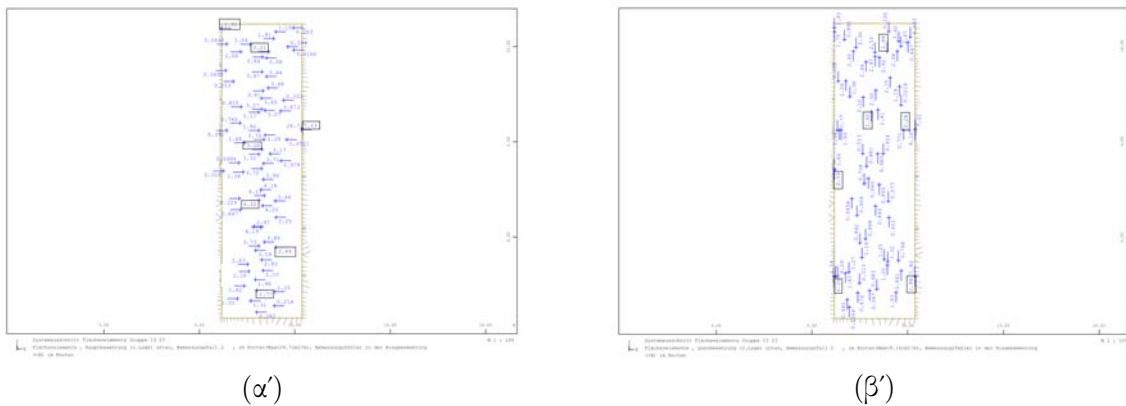
Η πλάκα Π5 του ισογείου παρουσιάζει αποφλοίωση και αποκάλυψη του οπλισμού σε πολλά σημεία. Παρακάτω ελέγχεται η επάρκεια του υφιστάμενου οπλισμού σε χαρακτηριστικές περιοχές της πλάκας.



Σχήμα 6.64: (α) Κατανομή απαιτούμενου άνω κύριου οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π5 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β) Κατανομή απαιτούμενου άνω δευτερεύοντος οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π5 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Άνω					
Κύριος			Δευτερέων		
$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
6,06	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	7,40	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
11,30	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	9,89	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
38,90	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,08	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
23,00	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	9,43	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
11,90	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,31	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
3,94	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	5,17	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
1,33	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	8,11	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
8,08	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	6,55	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.61: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου άνω οπλισμού της πλάκας Π5 του ισογείου. Η υπερβολικά μεγάλη τιμή απαιτούμενου κύριου οπλισμού $A_{s,cal} = 79,30 \frac{cm^2}{m}$ στο δεξί τμήμα της πλάκας δε λαμβάνεται υπόψη, διότι οφείλεται σε μη ομαλή διακριτοποίηση του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων της περιοχής αυτής.



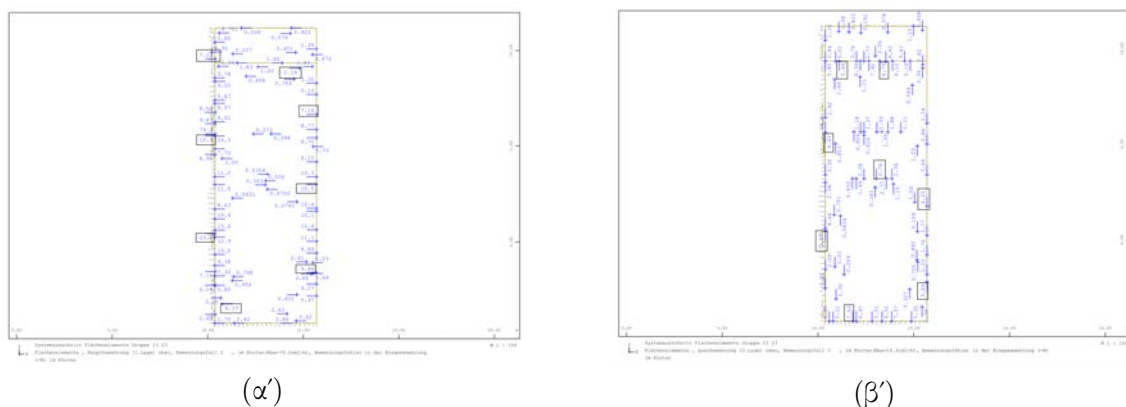
Σχήμα 6.65: (α) Κατανομή απαιτούμενου κάτω κύριου οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π5 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β') Κατανομή απαιτούμενου κάτω δευτερεύοντος οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π5 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Κάτω					
Κύριος			Δευτερεύων		
$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
3,21	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,88	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
2,64	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,40	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
3,28	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,28	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
4,22	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,56	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1,77	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	6,09	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
1,31	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,88	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
7,03	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,868	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.62: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου κάτω οπλισμού της πλάκας Π5 του ισογείου. Η μη αναμενόμενη μεγάλη τιμή απαιτούμενου κύριου οπλισμού $A_{s,cal} = 24,70 \frac{cm^2}{m}$ στο δεξί τμήμα της πλάκας δε λαμβάνεται υπόψη.

Πλάκα Π6 ισογείου

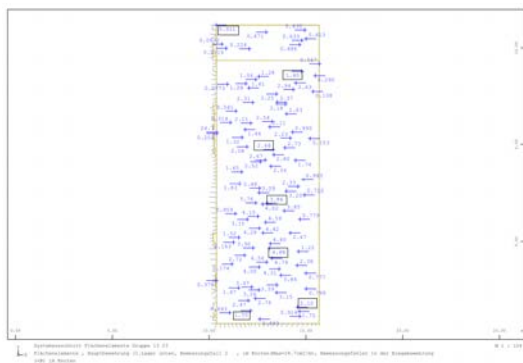
Στην πλάκα Π6 του ισογείου εντοπίστηκε αποκόλληση της επικάλυψης και αποκάλυψη του οπλισμού σε πολλά σημεία. Παρακάτω ελέγχεται η επάρκεια του υφιστάμενου οπλισμού.



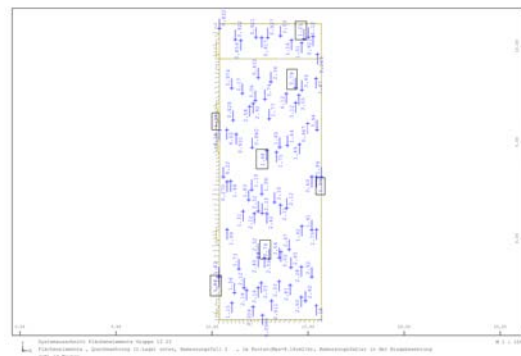
Σχήμα 6.66: (α) Κατανομή απαιτούμενου άνω κύριου οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π6 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β') Κατανομή απαιτούμενου άνω δευτερεύοντος οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π6 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Άνω					
Κύριος			Δευτερέων		
$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
7,13	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	9,43	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
2,19	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	5,99	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
7,16	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	8,79	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
12,30	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	7,63	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
10,50	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,69	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
23,00	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,78	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
9,86	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,05	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
4,13	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	5,17	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.63: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου άνω οπλισμού της πλάκας Π6 του ισόγειου. Η υπερβολικά μεγάλη τιμή απαιτούμενου κύριου οπλισμού $A_{s,cal} = 79,30 \frac{cm^2}{m}$ στο αριστερό τμήμα της πλάκας δε λαμβάνεται υπόψη, διότι οφείλεται σε μη ομαλή διακριτοποίηση του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων της περιοχής αυτής.



(α')



(β')

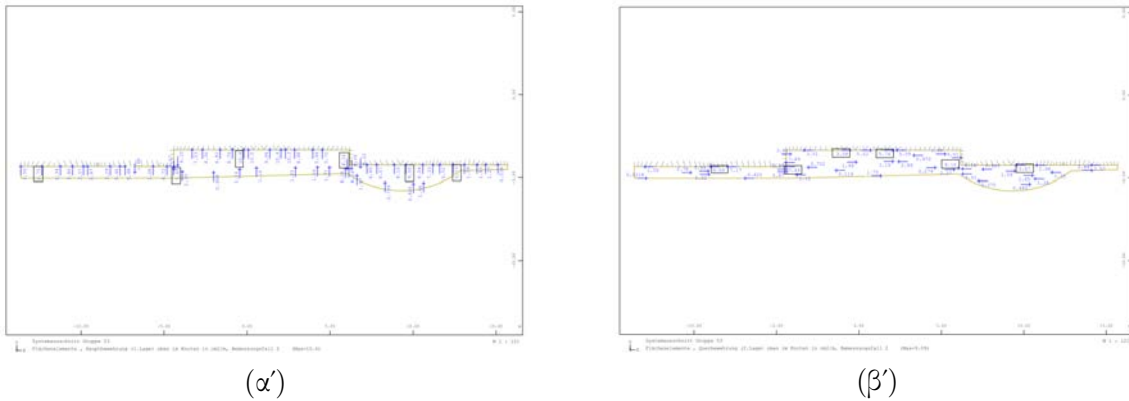
Σχήμα 6.67: (α') Κατανομή απαιτούμενου κάτω κύριου οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π6 του ισόγειου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β') Κατανομή απαιτούμενου κάτω δευτερεύοντος οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π6 του ισόγειου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Κάτω					
Κύριος			Δευτερέων		
$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,911	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,21	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1,80	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,79	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
2,66	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,94	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
3,86	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,48	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
4,88	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,99	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
2,10	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,74	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1,55	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,88	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.64: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου κάτω οπλισμού της πλάκας Π6 του ισόγειου. Η μη αναμενόμενα μεγάλη τιμή απαιτούμενου κύριου οπλισμού $A_{s,cal} = 24,70 \frac{cm^2}{m}$ στο αριστερό τμήμα της πλάκας δε λαμβάνεται υπόψη.

Πλάκα Π7 ισογείου

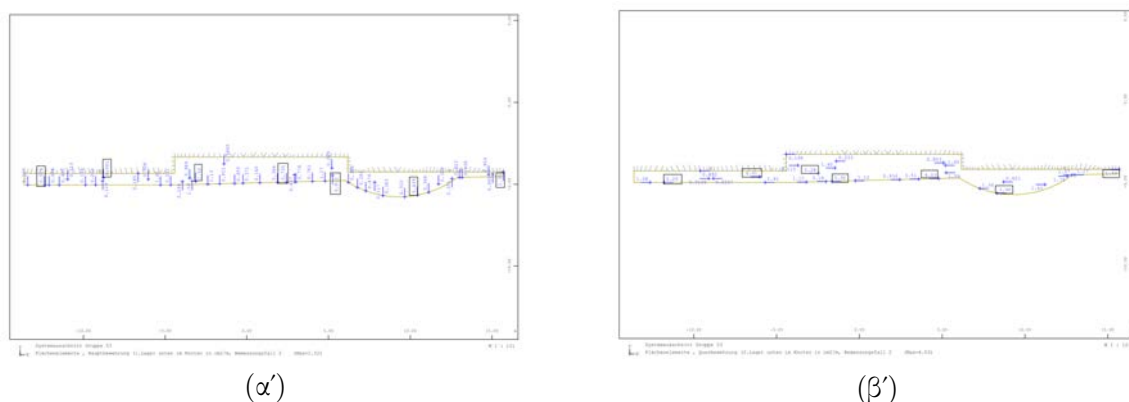
Στην πλάκα Π7 του ισογείου παρατηρήθηκε ρωγμάτωση κατά τη διερεύνηση της παθολογίας. Παρακάτω ελέγχεται η επάρκεια του υφιστάμενου οπλισμού σε χαρακτηριστικές περιοχές της πλάκας.



Σχήμα 6.68: (α) Κατανομή απαιτούμενου άνω κύριου οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π7 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β) Κατανομή απαιτούμενου άνω δευτερεύοντος οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π7 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Άνω					
Κύριος			Δευτερέων		
$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
7,65	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	9,09	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
10,60	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	7,49	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
9,00	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,59	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
8,16	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	5,74	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
2,75	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	8,16	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
5,73	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,67	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.65: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου άνω οπλισμού της πλάκας Π7 του ισογείου.



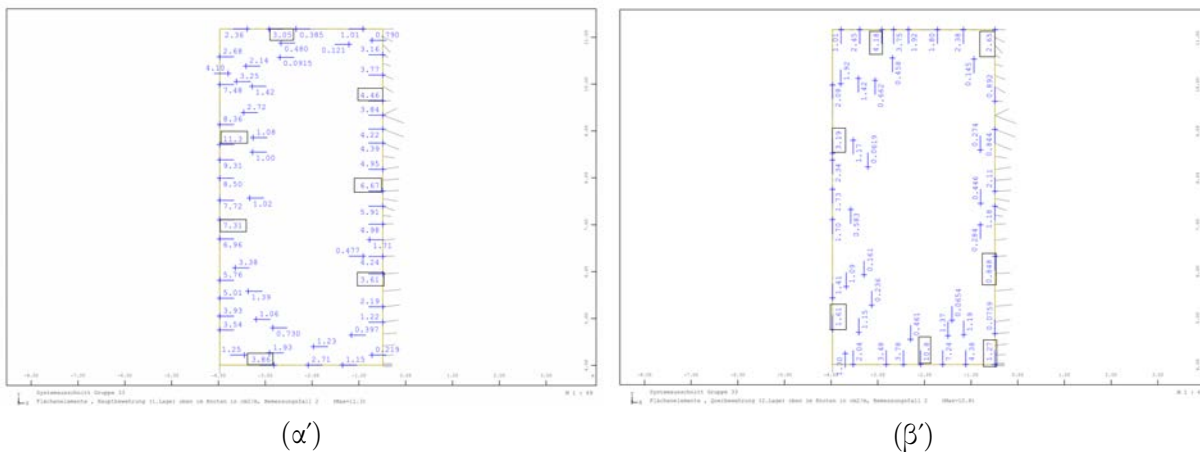
Σχήμα 6.69: (α) Κατανομή απαιτούμενου κάτω κύριου οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π7 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β) Κατανομή απαιτούμενου κάτω δευτερεύοντος οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π7 του ισογείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Κάτω					
Κύριος			Δευτερεύων		
$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
0,513	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,20	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1,52	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,01	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,735	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,28	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,812	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,30	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1,35	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,03	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,361	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,92	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,439	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,69	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.66: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου κάτω οπλισμού της πλάκας Π7 του ισογείου.

Πλάκα Π1 ανωγείου

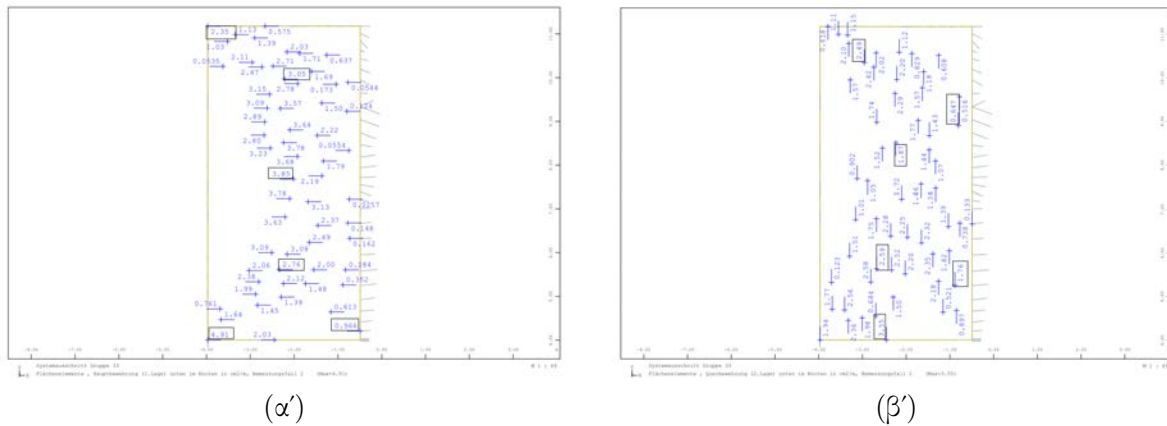
Η πλάκα Π1 του ανωγείου δεν παρουσιάζει ρωγμές και αποφλοιώσεις. Ωστόσο, παρακάτω ελέγχεται η επάρκεια του υφιστάμενου οπλισμού σε χαρακτηριστικές περιοχές της πλάκας.



Σχήμα 6.70: (α) Κατανομή απαιτούμενου άνω κύριου οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π1 του ανωγείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β) Κατανομή απαιτούμενου άνω δευτερεύοντος οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π1 του ανωγείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Άνω					
Κύριος			Δευτερεύων		
$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
3,05	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,18	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
4,46	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,65	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
11,30	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,19	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
6,67	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,61	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
7,31	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,848	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
3,61	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	10,80	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
3,86	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,27	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.67: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου άνω οπλισμού της πλάκας Π1 του ανωγείου.



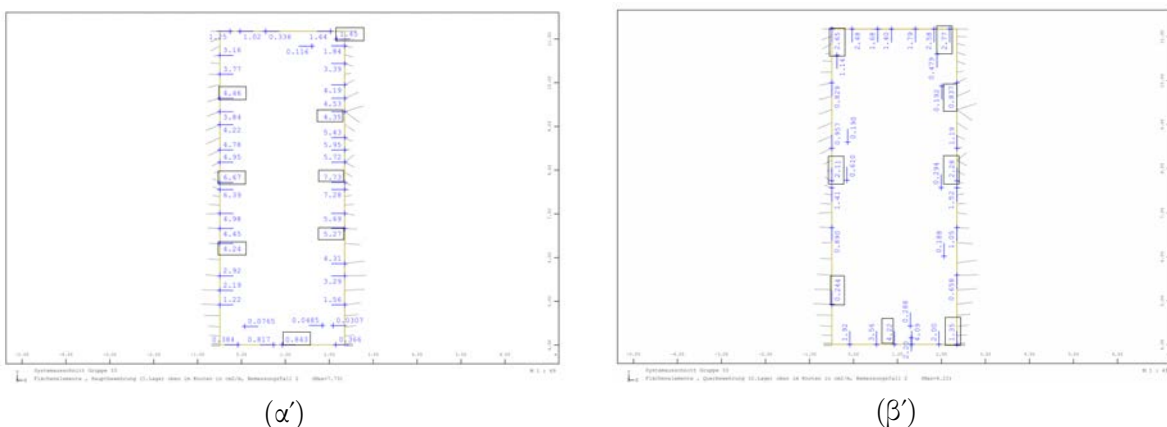
Σχήμα 6.71: (α) Κατανομή απαιτούμενου κάτω κύριου οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π1 του ανωγείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β) Κατανομή απαιτούμενου κάτω δευτερεύοντος οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π1 του ανωγείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Κάτω					
Κύριος			Δευτερέων		
$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
2,35	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,49	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
3,05	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,87	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
3,85	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,59	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
2,76	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,55	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
4,91	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,647	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,966	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,76	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.68: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου κάτω οπλισμού της πλάκας Π1 του ανωγείου.

Πλάκα Π2 ανωγείου

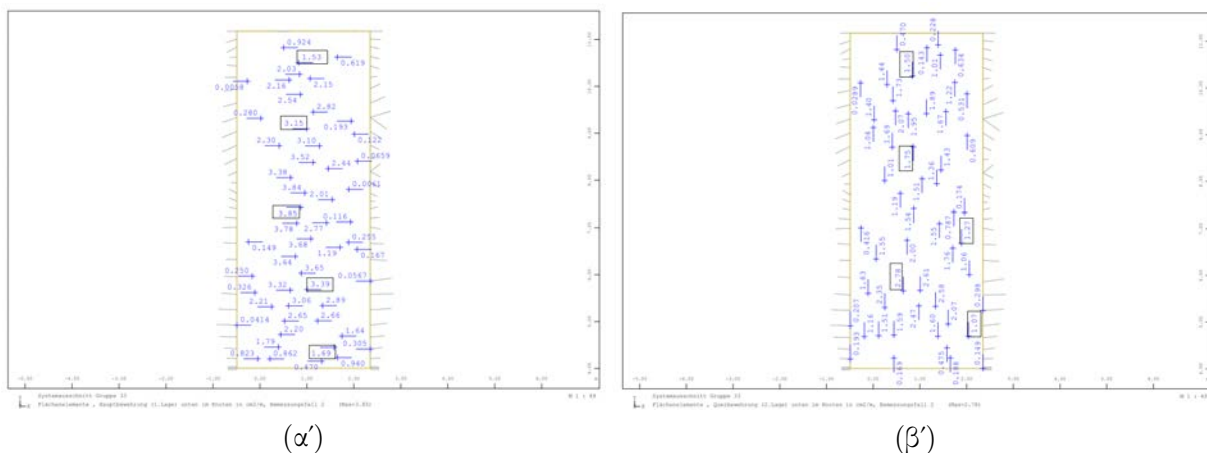
Η πλάκα Π2 του ανωγείου δεν παρουσιάζει ρηγματώσεις. Ωστόσο, παρακάτω ελέγχεται η επάρκεια του υφιστάμενου οπλισμού σε χαρακτηριστικές περιοχές της πλάκας.



Σχήμα 6.72: (α) Κατανομή απαιτούμενου άνω κύριου οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π2 του ανωγείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β) Κατανομή απαιτούμενου άνω δευτερεύοντος οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π2 του ανωγείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Άνω					
Κύριος			Δευτερεύων		
$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
1,45	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,65	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
4,46	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,77	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
4,35	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,11	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
6,67	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,28	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
7,73	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,22	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
4,24	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,35	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
5,27	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,837	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,843	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	0,244	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.69: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου άνω οπλισμού της πλάκας Π2 του ανωγείου.



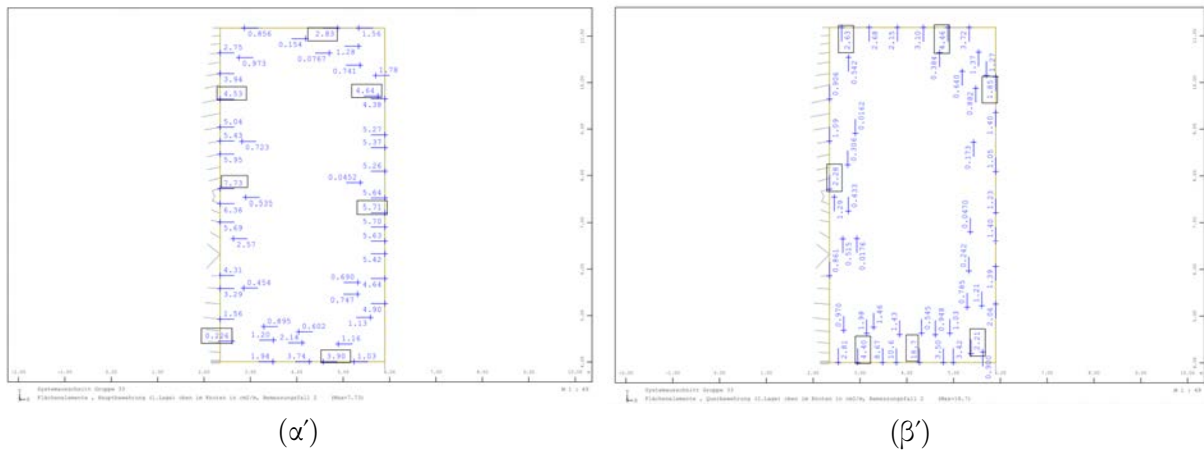
Σχήμα 6.73: (α) Κατανομή απαιτούμενου κάτω κύριου οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π2 του ανωγείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β) Κατανομή απαιτούμενου κάτω δευτερεύοντος οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π2 του ανωγείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Κάτω					
Κύριος			Δευτερεύων		
$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
1,53	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,50	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
3,15	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,75	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
3,85	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,27	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
3,39	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,78	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
1,69	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,07	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.70: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου κάτω οπλισμού της πλάκας Π2 του ανωγείου.

Πλάκα Π3 ανωγείου

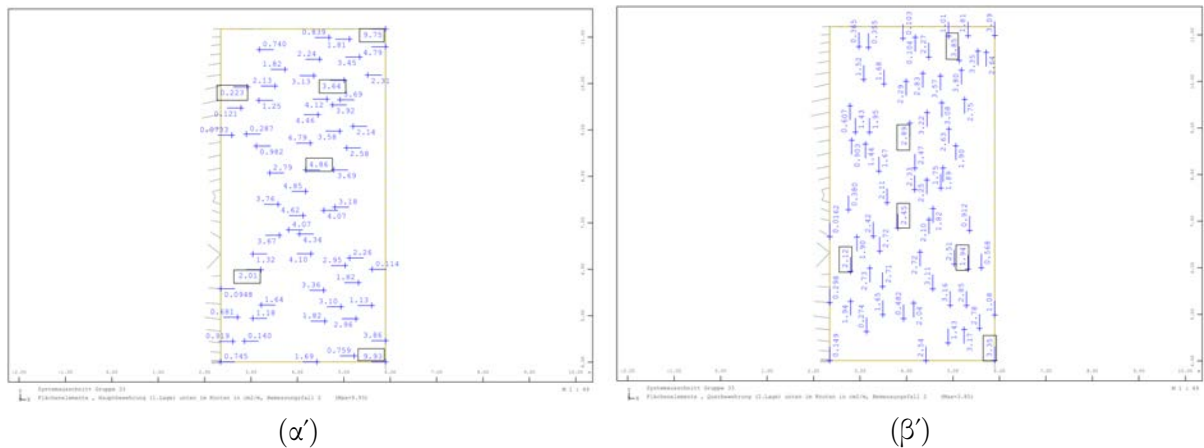
Στην πλάκα Π2 του ανωγείου δεν εντοπίστηκαν ρωγμές κατά τη διερεύνηση της παθολογίας. Ωστόσο, παρακάτω ελέγχεται η επάρκεια του υφιστάμενου οπλισμού σε χαρακτηριστικές περιοχές της πλάκας.



Σχήμα 6.74: (α) Κατανομή απαιτούμενου άνω κύριου οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π3 του ανωγείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β') Κατανομή απαιτούμενου άνω δευτερεύοντος οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π3 του ανωγείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Άνω					
Κύριος			Δευτερεύων		
$A_{s,cal} (\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv} (\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal} (\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv} (\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
2,83	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,63	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
4,53	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,46	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
4,64	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,85	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
7,73	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,28	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
5,71	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	4,40	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
3,90	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	18,70	3,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,226	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,21	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.71: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου άνω οπλισμού της πλάκας Π3 του ανωγείου.



Σχήμα 6.75: (α) Κατανομή απαιτούμενου κάτω κύριου οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π3 του ανωγείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς. (β') Κατανομή απαιτούμενου κάτω δευτερεύοντος οπλισμού ($A_{s,cal}$) στην πλάκα Π3 του ανωγείου για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Κάτω					
Κύριος			Δευτερεύων		
$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$A_{s,cal}(\frac{cm^2}{m})$	$A_{s,prv}(\frac{cm^2}{m})$	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ
9,75	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,85	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
3,64	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,89	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
4,86	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,45	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
2,01	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	2,12	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
9,93	7,70	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	1,94	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
0,223	7,70	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	3,35	3,85	ΕΠΑΡΚΕΙΑ

Πίνακας 6.72: Αποτελέσματα ελέγχου επάρκειας του υφιστάμενου κάτω οπλισμού της πλάκας Π3 του ανωγείου.

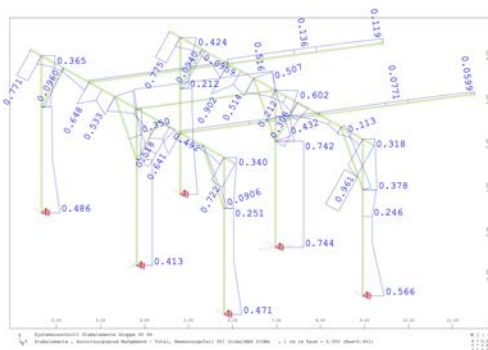
Από τα παραπάνω αποτελέσματα, συμπεραίνεται ότι στις πλάκες οροφής ισογείου χρειάζεται ενίσχυση του άνω οπλισμού στα σημεία στήριξης στους περιμετρικούς τοίχους και στις δοκούς, ενώ ανά περιοχές οι περισσότερες πλάκες απαιτούν ενίσχυση του κάτω οπλισμού στην περιοχή του ανοίγματος. Συγκεκριμένα, η πλάκα Π3 χρήζει ενίσχυσης άνω και κάτω και στις δύο διευθύνσεις, ιδιαίτερα στα σημεία όπου δρουν τα συγκεντρωμένα φορτία των υποστυλωμάτων του ανωγείου.

Όσον αφορά στις πλάκες του ανωγείου, δεν παρουσιάζουν σημαντική ανεπάρκεια. Σε όλες τις πλάκες, απαιτείται ενίσχυση του άνω οπλισμού τοπικά στα σημεία στήριξης στις δοκούς, ενώ μόνο στην πλάκα Π3 χρειάζεται ενίσχυση και του κάτω οπλισμού στο άνοιγμα. Η ανεπάρκεια του άνω οπλισμού στις στηρίξεις και του κάτω οπλισμού στα ανοίγματα ήταν αναμενόμενη, λόγω της ανάπτυξης μεγάλης εφελκυστικής ροπής στο άνοιγμα και μεγάλης θλιπτικής ροπής στη στήριξη.

6.6 Έλεγχοι φερόντων στοιχείων από χάλυβα

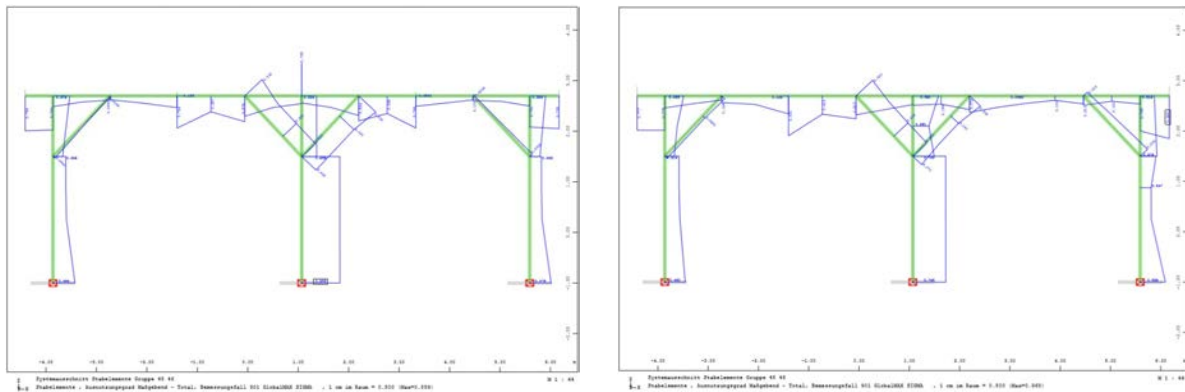
Οι βασικές αρχές και τα κριτήρια του ΚΑΝ.ΕΠΕ. μπορούν να εφαρμοστούν και στα στοιχεία από δομικό χάλυβα, που αποτελούν τμήμα του φέροντος οργανισμού, σύμφωνα με την §1.2.1 του Κανονισμού. Επιλέγεται συντηρητικά επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τον δομικό χάλυβα $\gamma_s = 1,10$ και ισχύουν οι ίδιες βασικές παραδοχές που αναλύθηκαν στην ενότητα των ελέγχων φερόντων στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Η επάρκεια ελέγχεται μέσω του ποσοστού εκμετάλλευσης του κάθε μέλους που έχει προκύψει από το σύνολο των φορτίσεων.



Σχήμα 6.76: Ποσοστό εκμετάλλευσης μελών δομικού χάλυβα από την περιβάλλουσα των φορτίσεων.

Σε όλες τις θέσεις προκύπτει το ποσοστό εκμετάλλευσης μικρότερο της μονάδος, οπότε όλα τα μέλη επαρκούν. Αξίζει να αναφερθεί ότι τα ποσοστά σε αρκετές θέσεις είναι υψηλά και σε ορισμένες περιπτώσεις κοντά στη μονάδα, γεγονός που υποδηλώνει ότι αυτή η επέμβαση ήταν απαραίτητη για τη στατική επάρκεια του φορέα.



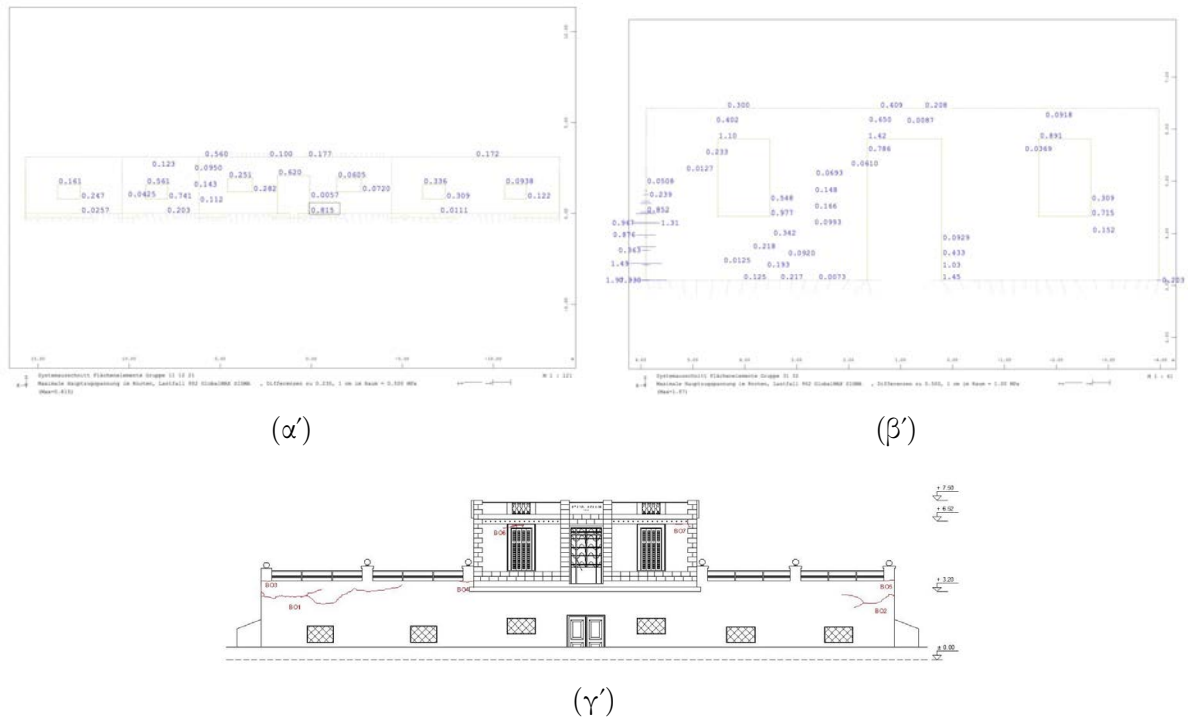
Σχήμα 6.77: Επάρκεια μεταλλικών πλαισίων.

6.7 Έλεγχος συμφωνίας των αποτελεσμάτων της ανάλυσης με την παθολογία του υφιστάμενου κτηρίου

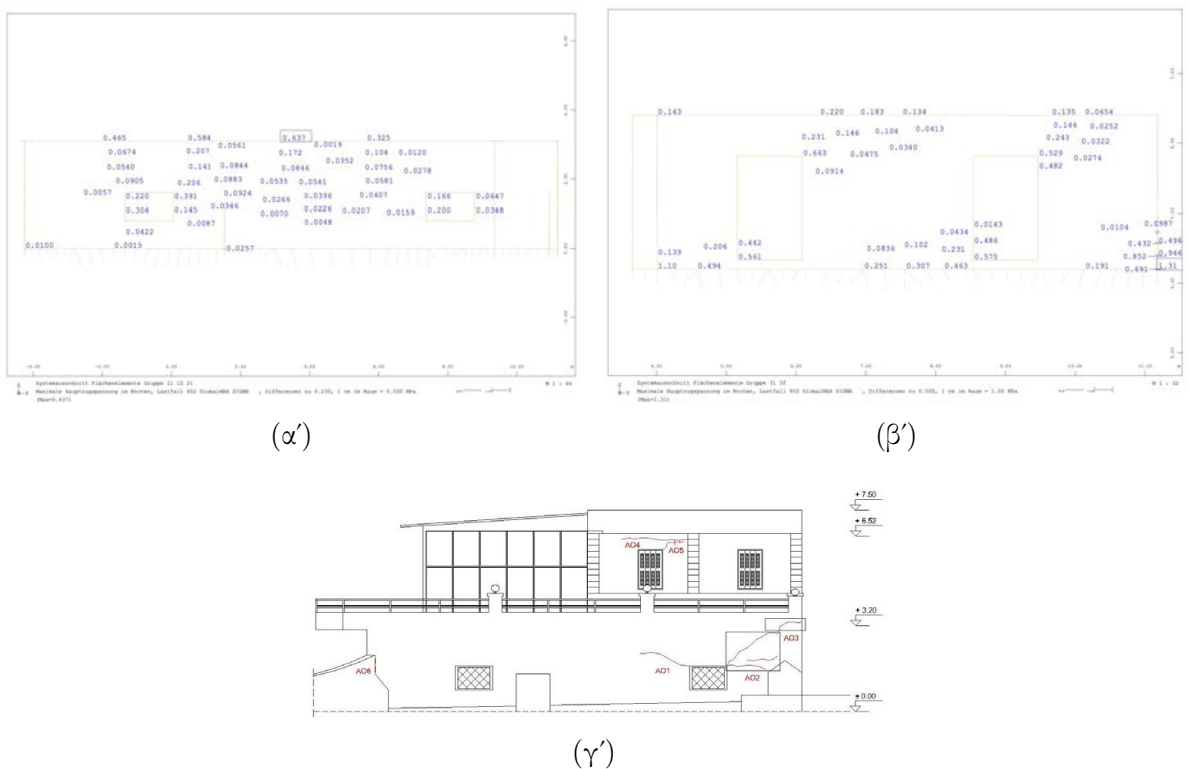
Οι περισσότερες ρωγμές που παρουσιάζονται στις τοιχοποιίες του κτηρίου είναι μικρού ανοίγματος και δεν οφείλονται σε αστοχία, όπως διαπιστώθηκε και από τους ελέγχους. Η δημιουργία τους οφείλεται στην υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής στα σημεία όπου δέχονται την μεγαλύτερη ένταση. Παρακάτω παρατίθενται εικόνες της κατανομής των κύριων εφελκυστικών τάσεων (συγκεκριμένα, της διαφοράς των κύριων εφελκυστικών τάσεων από την εφελκυστική αντοχή) σε κάθε φέροντα τοίχο του κτηρίου για τον εκάστοτε δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίων. Οι εικόνες αυτές παρέχουν τη δυνατότητα εκτίμησης των σημείων που είναι πιθανό να εκδηλωθούν ρηγματώσεις στο κτήριο. Η σύγκρισή τους με τη σημερινή παθολογία του κτηρίου αποτελεί έλεγχο για την εγκυρότητα ή μη του υπολογιστικού προσομοιώματος του κτηρίου που χρησιμοποιήθηκε για τη μελέτη του. Για την επαλήθευση του προσομοιώματος ελέγχεται η ύπαρξη εφελκυστικών τάσεων μεγαλύτερων της εφελκυστικής αντοχής της εκάστοτε τοιχοποιίας στα σημεία όπου έχουν εκδηλωθεί ρωγμές στην πραγματικότητα. Υπενθυμίζεται ότι:

- για την αργολιθοδομή: $f_{wt} = 0,23MPa$
- για την τσιμεντολιθοδομή: $f_{wt} = 0,50MPa$
- για την οπτοπλινθοδομή: $f_{wt} = 0,90MPa$

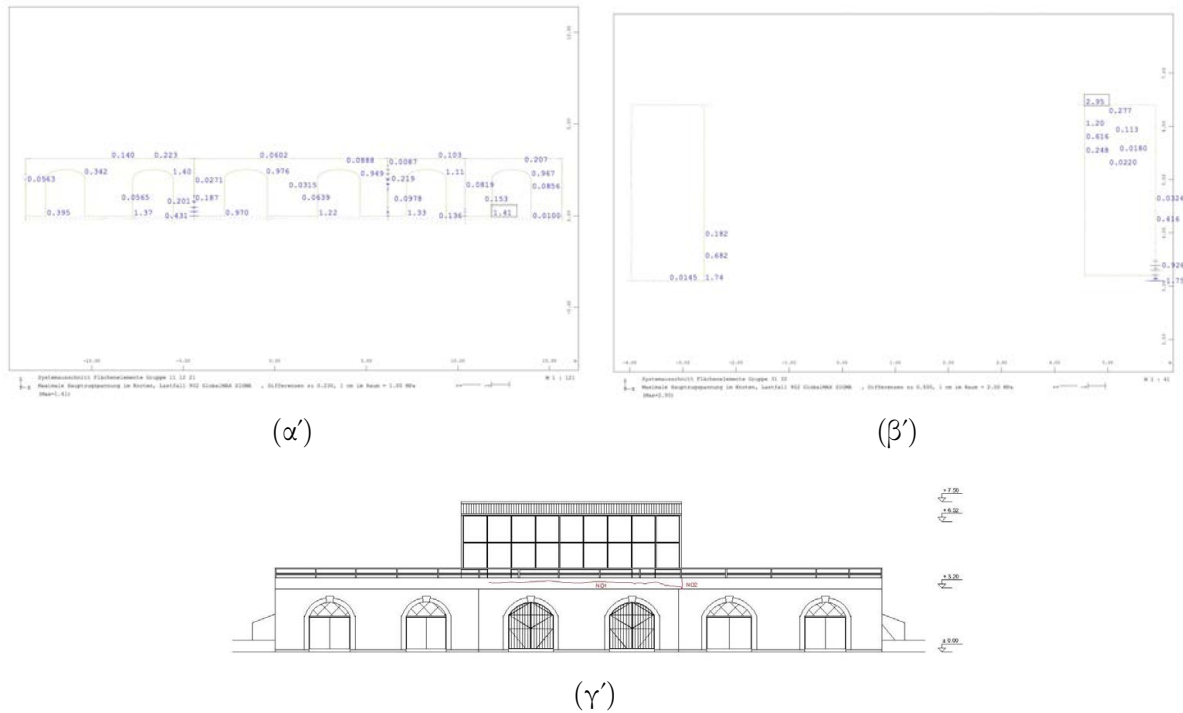
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ



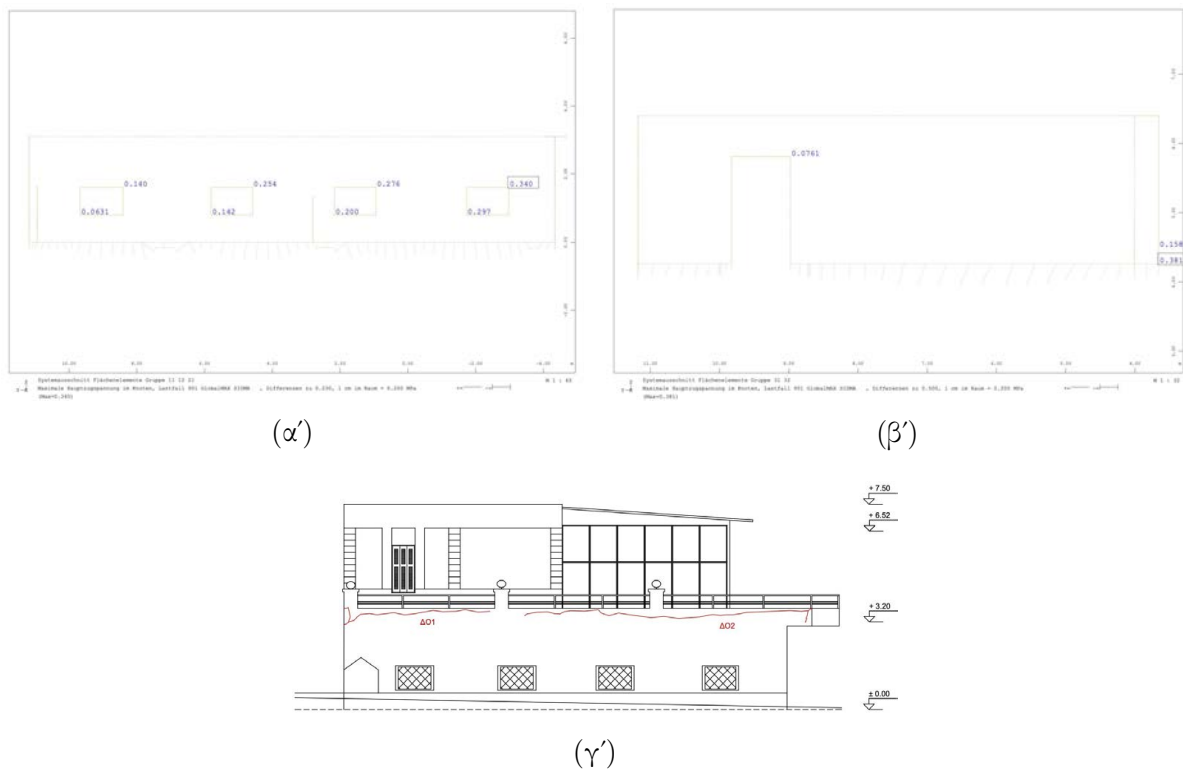
Σχήμα 6.78: (α') Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής στον βόρειο τοίχο του ισογείου για τη δεύτερη ιδιομορφή. (β') Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής στον βόρειο τοίχο του ανωγείου για τη δεύτερη ιδιομορφή. (γ') Βλάβες στη βόρεια όψη του κτηρίου.



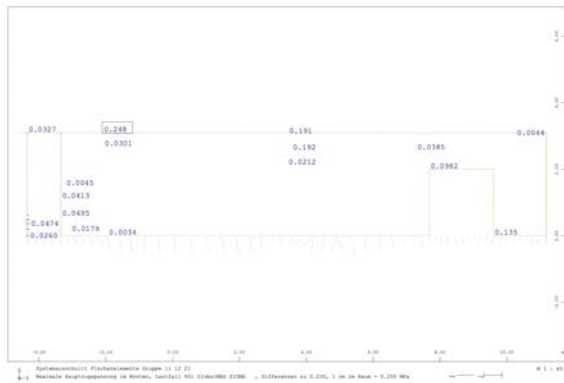
Σχήμα 6.79: (α) Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής στον ανατολικό τοίχο του ισογείου για τη δεύτερη ιδιομορφή. (β') Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής στον ανατολικό τοίχο του ανωγείου για τη δεύτερη ιδιομορφή. (γ') Βλάβες στην ανατολική όψη του κτηρίου.



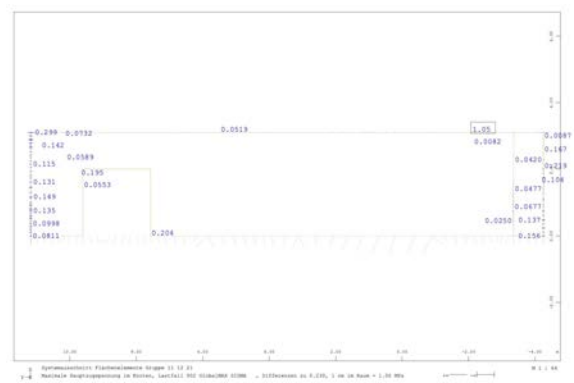
Σχήμα 6.80: (α') Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής στον νότιο τοίχο του ισογείου για τη δεύτερη ιδιομορφή. (β') Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής στον νότιο τοίχο του ανωγείου για τη δεύτερη ιδιομορφή. (γ') Βλάβες στη νότια όψη του κτηρίου. Σημειώνεται ότι δεν έχουν καταγραφεί βλάβες στην οπτοπλινθοδομή του ανωγείου.



Σχήμα 6.81: (α') Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής στον δυτικό τοίχο του ισογείου για την πρώτη ιδιομορφή. (β') Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής στον δυτικό τοίχο του ανωγείου για την πρώτη ιδιομορφή. (γ') Βλάβες στη δυτική όψη του κτηρίου.

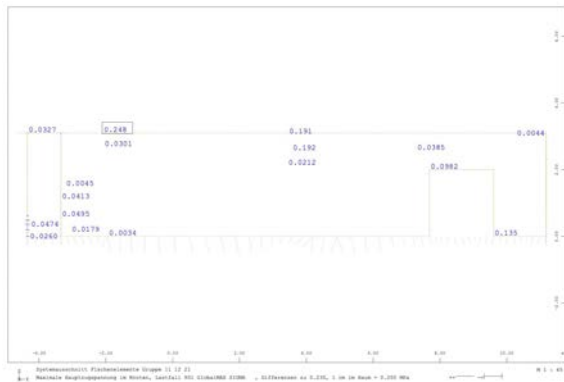


(α')

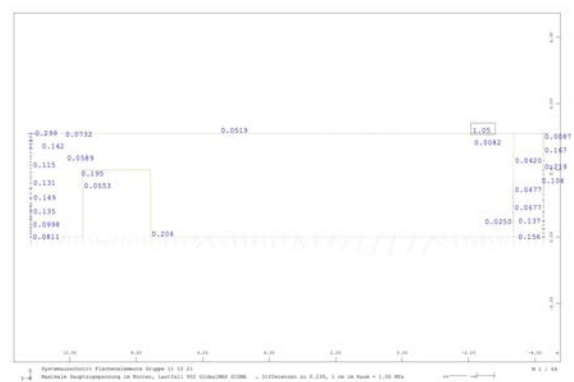


(β')

Σχήμα 6.82: (α') Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής στον δυτικό τοίχο της μεσαίας πτέρυγας του ισογείου για την πρώτη ιδιομορφή. (β') Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής στον ανατολικό τοίχο της μεσαίας πτέρυγας του ισογείου για τη δεύτερη ιδιομορφή. Στους τοίχους αυτούς δεν ήταν δυνατή η αποτύπωση της παθολογίας λόγω της επικάλυψης με πλακάκια.

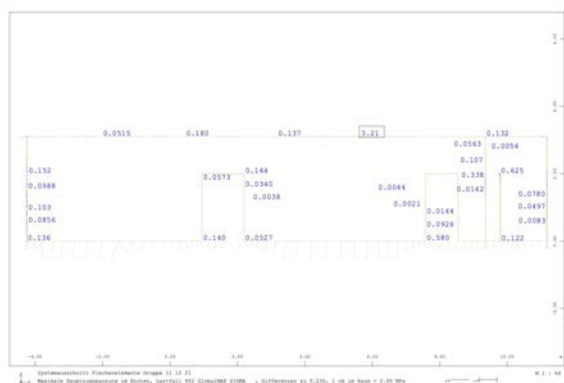


(α')

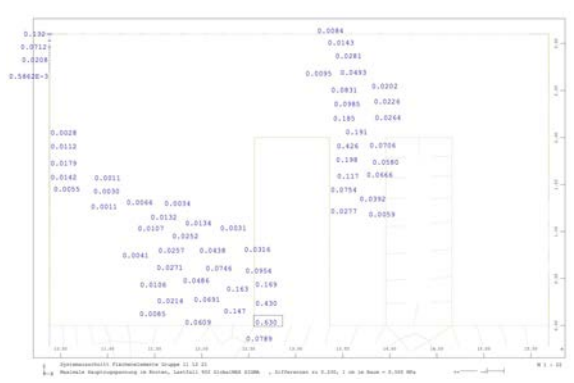


(β')

Σχήμα 6.83: (α') Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής στον δυτικό τοίχο της μεσαίας πτέρυγας του ισογείου για την πρώτη ιδιομορφή. (β') Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής στον ανατολικό τοίχο της μεσαίας πτέρυγας του ισογείου για τη δεύτερη ιδιομορφή. Στους τοίχους αυτούς δεν ήταν δυνατή η αποτύπωση της παθολογίας λόγω της επικάλυψης με πλακάκια.



(α')



(β')

Σχήμα 6.84: (α') Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής στον διαμήκη εσωτερικό τοίχο της ανατολικής πτέρυγας του ισογείου για τη δεύτερη ιδιομορφή. (β') Περιοχές υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής στον εγκάρσιο εσωτερικό τοίχο της ανατολικής πτέρυγας του ισογείου για τη δεύτερη ιδιομορφή. Στους τοίχους αυτούς καταγράφηκαν μεγάλες οριζόντιες ρωγμές (Σχήμα 4.36).

Αρκετές από τις ρωγμές που απεικονίζονται στην παθολογία του κτηρίου προκύπτουν και από την ανάλυση του προσομοιώματός του (ΒΟ6, ΑΟ1, ΑΟ2, ΑΟ4, ΑΟ5, ρωγμές στους εσωτερικούς διαχωριστικούς τοίχους της ανατολικής πτέρυγας). Επίσης, η εκτενής αποκόλληση επιχρισμάτων και οι τριχοειδείς ρωγμές που παρατηρήθηκαν κατά την παθολογία στο κατώτατο τμήμα της βόρειας, της νότιας και της ανατολικής όψης του ισογείου, που αρχικά ερμηνεύτηκαν ως αποτέλεσμα περιβαλλοντικών παραγόντων, εν τέλει αιτιολογήθηκαν από τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Ωστόσο, προκύπτουν ακόμη κι άλλες κρίσιμες περιοχές όπου στην πραγματικότητα μπορεί να μην έχουν εκδηλωθεί ή παρατηρηθεί ακόμη αστοχίες. Επισημαίνεται ότι πολλές από τις ρωγμές που καταγράφηκαν στην παθολογία, αλλά δεν αποτυπώθηκαν στα αποτελέσματα της ανάλυσης, πολύ πιθανόν να προκλήθηκαν από καταπονήσεις σε παλαιότερη φάση κατασκευής του κτηρίου. Επίσης, ενδεχομένως να μην αποτελούν απόρροια αστοχίας, αλλά περιβαλλοντικών φθορών ή κατασκευαστικών λαθών (ασθενής σύνδεση διαφορετικών υλικών). Τα παραπάνω οδηγούν στο συμπέρασμα ότι η προσομοίωση που έγινε στο κτήριο και η μέθοδος ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε ανταποκρίνεται σε ικανοποιητικό βαθμό στην πραγματικότητα και παράγει συντηρητικά αποτελέσματα.

Κεφάλαιο 7

Προτεινόμενες επεμβάσεις

Σκοπός της μελέτης της φέρουσας ικανότητας και της παθολογίας ενός υφιστάμενου κτηρίου είναι η επιλογή προτεινόμενων επεμβάσεων που κρίνονται καταλληλότερες από τον μελετητή μηχανικό μέσα από μια πληθώρα μεθόδων που είναι διαθέσιμες στον τομέα των ενισχύσεων των κατασκευών. Οι επεμβάσεις στοχεύουν στην άρση των αιτιών που προκάλεσαν τις βλάβες (επισκευές), καθώς και τη γενικότερη αύξηση της αντοχής της κατασκευής έναντι των σεισμικών δράσεων (ενισχύσεις). Σε κτήρια που έχουν χαρακτηριστεί ως μνημεία, οι επεμβάσεις απαιτείται να είναι όσο το δυνατόν λιγότερο παρεμβατικές, με στόχο τη διάσωση της μορφής και της δομής της κατασκευής, διατηρώντας την αυθεντικότητά της. Ο μηχανικός καλείται να σεβαστεί και να διατηρήσει την τεχνολογία κατασκευής του μνημείου και να αξιοποιήσει τον υπάρχοντα φέροντα οργανισμό για την αποφυγή μελλοντικών αστοχιών. Η γενική αρχή ορίζει ότι στα διατηρητέα κτήρια οι επεμβάσεις πρέπει να είναι οι ελάχιστες δυνατές που επιτυγχάνουν ένα αποδεκτό επίπεδο ασφαλείας. Επιπλέον, οι τεχνικές ενίσχυσης πρέπει να έχουν μεγάλο προσδόκιμο ζωής για να αποφεύγονται οι δυσμενείς επιπτώσεις από τη γήρανσή τους και να διακρίνονται από αναστρεψιμότητα, ώστε να μπορεί να εφαρμοστεί με ευκολία η μελλοντική γνώση και τεχνολογία. Οι επεμβάσεις πρέπει να είναι συμβατές και εναρμονισμένες με το γενικότερο αισθητικό και ιστορικό πλαίσιο του κτίσματος, χωρίς να κυριαρχούν στη γενική εικόνα του κτηρίου, αλλά να το προβάλλουν. Γενικά, η αισθητική, η οικονομία και η εξασφάλιση ικανοποιητικής στάθμης επιτελεστικότητας συνιστούν τους τρεις βασικούς πυλώνες μιας μελέτης αποκατάστασης.

Το υπό μελέτη διατηρητέο κτήριο χρήζει αρκετών τεχνικών αποκατάστασης, πρωτίστως για την αισθητική βελτίωση και αναβίωσή του. Στατικά το κτήριο φαίνεται να μην έχει σοβαρές βλάβες και συνεπώς δεν υπάρχει ανάγκη για σημαντικές στατικές επεμβάσεις. Παρακάτω παρουσιάζονται προτεινόμενες επεμβάσεις που στοχεύουν στην επαναφορά και αναβίωση του Ομίλου Ερετών στη δεκαετία του 1960. Τότε το κτήριο είχε λάβει συνολικά την τελική του μορφή, πριν την μετατροπή της ξύλινης επέκτασης του ανωγείου σε μεταλλική και αρκετό καιρό πριν τις παρεμβατικές ανακαινίσεις που έγιναν στο εσωτερικό του κατά την περίοδο των Ολυμπιακών Αγώνων του 2004, οι οποίες μετέβαλαν αρνητικά τη φυσιογνωμία του ιστορικού κτηρίου. Το επιθυμητό αποτέλεσμα των ενισχύσεων είναι η αύξηση των μηχανικών χαρακτηριστικών και της δυσκαμψίας των φερόντων στοιχείων, χωρίς ωστόσο την αύξηση της μάζας του φορέα. Η αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα συνεπάγεται μείωση της ιδιοπεριόδου του, με αποτέλεσμα να μην βρίσκεται στο πλατό του φάσματος απόκρισης και συνεπώς να μην δέχεται τις μέγιστες επιταχύνσεις.

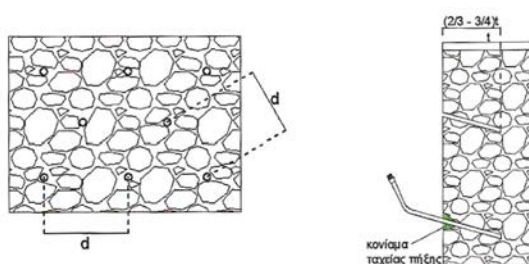
7.1 Επισκευή και ενίσχυση αργολιθοδομής

Με βάση την παθολογία και τα αποτελέσματα της ανάλυσης, διαπιστώθηκε η ανάγκη αύξησης της διατμητικής και της καμπτικής αντοχής της αργολιθοδομής. Συνεπώς, απαραίτητη είναι η εφαρμογή τεχνικών όχι μόνο επισκευής, αλλά και ενίσχυσης. Έχοντας ως κριτήριο το μεγάλο πάχος της τοιχοδομής, κρίθηκε καταλληλότερη η τεχνική της ομογενοποίησης με ενέματα. Η τεχνική αυτή πραγματοποιείται με την εισπίεση ενεμάτων για την πλήρωση ενδεχόμενων ρωγμών, αλλά και όλων των κενών της τοιχοποιίας, με στόχο τη βελτίωση των μηχανικών της χαρακτηριστικών. Με την επέμβαση αυτή ενισχύεται η σύνδεση μεταξύ των λιθοσωμάτων και η συνοχή των υλικών, με αποτέλεσμα την αύξηση της θλιπτικής και διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας. Επίσης, η επέμβαση βελτιώνει τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας όσον αφορά στην αντοχή και τη δυσκαμψία. Παρ' όλο που η ομογενοποίηση αποτελεί μία μη αναστρέψιμη επέμβαση, δεν τροποποιεί την εξωτερική εμφάνιση και την αισθητική του κτηρίου, αν γίνει χρήση ενέματος κατάλληλης σύνθεσης. Το ένεμα αυτό, μέσω της φυσικοχημικής του συμβατότητας με τα υφιστάμενα υλικά, εξασφαλίζει ικανοποιητική διαχρονική συμπεριφορά του κτηρίου. Η σύσταση του ενέματος και ο τρόπος εφαρμογής του πρέπει να σχεδιαστούν κατάλληλα, ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις αναστρεψιμότητας-συμβατότητας για εφαρμογή της μεθόδου στο διατηρητέο κτήριο του Ομίλου Ερετών. Η διαδικασία εφαρμογής της μεθόδου που συνιστάται είναι η ακόλουθη:

- Καθαίρεση επιχρισμάτων από όλους τοίχους και πλακιδίων από τις επιφάνειες των εσωτερικών τοίχων και οπτικός έλεγχος προκειμένου να εντοπιστούν οι κρίσιμες περιοχές που χρήζουν ενίσχυσης με ενέματα. Αποκατάσταση υδραυλικών εγκαταστάσεων όπου εντοπίζεται βλάβη.
- Καθαρισμός της επιφάνειας των τοίχων με νερό με υψηλή ή χαμηλή πίεση.
- Αρμολόγημα και σφράγιση των ρωγμών, ώστε να αποφευχθεί η απώλεια του ενέματος από ενδεχόμενες ρωγμές ή από αδύνατους αρμούς. Χρησιμοποιείται κονίαμα με χαρακτηριστικά συμβατά με αυτά του κονιάματος της υφιστάμενης τοιχοποιίας.
- Καθορισμός βέλτιστης απόστασης οπών ενεμάτωσης (d) και διάνοιξη αυτών. Οι οπές κατασκευάζονται με διάταξη ισόπλευρου τριγώνου πλευράς d , προκειμένου να μειωθεί ο όγκος της τοιχοποιίας στην οποία δεν φτάνει το ένεμα. Οι οπές εφαρμόζονται στην ίδια πλευρά του τοίχου, έχουν βάθος διάνοιξης μεταξύ των $\frac{2}{3}$ και των $\frac{3}{4}$ του πάχους του τοίχου και κατασκευάζονται με κλίση από πάνω προς τα κάτω.
- Τοποθέτηση των σωλήνων πλήρωσης στις οπές, περιμετρικά των οποίων τοποθετείται κονίαμα ταχείας πήξης, ώστε να αποφευχθεί η έξοδος του ενέματος κατά τη διάρκεια της ενεμάτωσης (Σχήμα 7.1).
- Πλύσιμο και διαβροχή του τοίχου μέχρι κορεσμού, ώστε να αποφευχθεί η απορρόφηση νερού από το ένεμα στην επόμενη φάση της ενεμάτωσης.
- Ενεμάτωση τοιχοποιίας με πίεση μέσω αντλίας. Η ενεμάτωση αρχίζει στα χαμηλότερα σημεία της τοιχοποιίας και συνεχίζεται σε υψηλότερα επίπεδα. Ο καθορισμός της κατάλληλης πίεσης για την εφαρμογή της μεθόδου προκύπτει από δοκιμές, ξεκινώντας από $1atm$ και φτάνοντας έως $5atm$.
- Σοβάτισμα εσωτερικών επιφανειών τοίχων. Εφαρμόζεται αρχικά η πρώτη στρώση του επιχρίσματος, το επονομαζόμενο «πεταχτό». Στη συνέχεια, τοποθετείται υαλόπλεγμα

οπλισμού στεγανώσεων για τη σύνδεση των υλικών και παραλαβή των εφελκυστικών τάσεων, ώστε να αποφευχθούν ρηγματώσεις. Παράλληλα, τοποθετούνται οδηγοί (ψευτόκασες), με σκοπό την κατασκευαστική διευκόλυνση. Ακολουθεί η δεύτερη στρώση του σοβατίσματος, που ονομάζεται «λάσπωμα». Αυτό εξομαλύνει το υπόβαθρο, ώστε να δεχθεί το τελικό επίχρισμα. Η τελευταία στρώση δίνει την τελική μορφή στην επιφάνεια του τοίχου. Πρόκειται για επαλειφόμενο στεγανωτικό κονίαμα τσιμεντοειδούς βάσης, το οποίο παρέχει πλήρη στεγανότητα, ιδανικό για την περίπτωση του κτηρίου του Ομίλου Ερετών που είναι εκτεθειμένο σε υγρασία.

- Βαφή εσωτερικών επιφανειών τοίχων με διαπνέοντα υλικά για αποβολή ανερχόμενων υγρασιών, αλλά και άλλων εξωτερικών υδάτινων προσβολών. Προτείνεται η αποφυγή εγκλεισμού επιφανειών με πλακίδια.
- Οι εξωτερικές επιφάνειες των τοίχων συνιστάται να μην σοβατιστούν, προκειμένου να αποκατασταθεί η εξωτερική όψη του κτηρίου κατά τη δεκαετία του 1960 και να αναδειχθεί η αρχιτεκτονική του αίγλη.



Σχήμα 7.1: Διάνοιξη των οπών και τοποθέτηση των σωλήνων πλήρωσης. [47]

Στην περίπτωση του Ομίλου Ερετών που αποτελεί διατηρητέο κτήριο, γίνεται χρήση ανόργανου τριμερούς ενέματος που αποτελεί σύνθεση με υδράσβεστο σε σκόνη, φυσική ποζολάνη, πολύ μικρό ποσοστό ρευστοποιητή και χαμηλό ποσοστό λευκού τσιμέντου. Η επιλογή αυτής της κατηγορίας ενέματος έγκειται στο γεγονός ότι το ένεμα αυτό έχει κοινά μηχανικά χαρακτηριστικά (αντοχή, μέτρο ελαστικότητας, συντελεστή θερμοδιαστολής) και φυσικοχημική συμβατότητα με τα υλικά της υφιστάμενης τοιχοποιίας. Η μέση τιμή της θλιπτικής αντοχής ομογενοποιημένης τρίστρωτης τοιχοποιίας υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση (Vintzileou, Tassios, 1995):

$$f_{wcs} = f_{wc0} \times \left(1 + 1,25 \times \frac{V_{gr}}{V_0} \times \sqrt{\frac{f_{gr,c}}{f_{wc0}}} \right),$$

όπου:

f_{wcs} : η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας μετά την εφαρμογή των ενεμάτων σε MPa

$f_{wc,0}$: η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας πριν την εφαρμογή των ενεμάτων

V_{gr} : ο όγκος του υλικού πλήρωσης της τρίστρωτης λιθοδομής

V_0 : ο αρχικός όγκος της τοιχοποιίας

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

Η αύξηση του μέτρου ελαστικότητας προκύπτει μέσω της αύξησης της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας, αφού τα δύο μεγέθη συνδέονται με τη σχέση:

$$E_{we,s} = \zeta_e \times f_{wcs}$$

όπου $\zeta_e = 500$ για αργολιθοδομή.

Η εφελκυστική αντοχή της ομογενοποιημένης τριστρωτής τοιχοποιίας για αστοχία παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς προκύπτει από τη σχέση (Tassios, 2004):

$$f_{wt,s} = \frac{f_{wc,s}}{7}$$

7.2 Επισκευή και ενίσχυση στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος

Μετά από την εκτέλεση της ανάλυσης του προσομοιώματος καταγράφηκαν οι αδυναμίες της κατασκευής και εντοπίστηκαν τα σημεία στα οποία απαιτείται ενίσχυση των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος του κτηρίου. Συγκεκριμένα, διαπιστώθηκε ανάγκη καμπτικής και διατμητικής ενίσχυσης των δοκών και των υποστυλωμάτων, καθώς και καμπτικής ενίσχυσης των πλακών. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στην ενίσχυση των κόμβων μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων, καθώς η πλειοψηφία αυτών κρίθηκε ανεπαρκής κατά την ανάλυση.

7.2.1 Επισκευή και καμπτική ενίσχυση πλακών

Πριν από οποιαδήποτε εργασία ενίσχυσης των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος πρέπει να ολοκληρωθούν οι απαραίτητες ενέργειες για την αποκατάσταση των φθορών που έχουν υποστεί. Ειδικότερα, πρέπει να αντιμετωπιστεί το πρόβλημα της αποκάλυψης και διάβρωσης των οπλισμών και της αποκόλλησης των επικαλύψεων των στοιχείων. Σε επίπεδο πέραν της παρούσας εργασίας, θα έπρεπε να γίνουν αποκαλυπτικές τομές σε διάφορα σημεία, ώστε να προσδιοριστεί αν η διάβρωση του οπλισμού προκάλεσε την αποκόλληση των επικαλύψεων, οπότε το πρόβλημα είναι μεγαλύτερης κλίμακας, ή το αντίστροφο. Ακόμη κρίνεται αναγκαία η πλήρωση των οπών στο μπαλκόνι και έπειτα η ενίσχυση των πλακών οροφής ισογείου. Τέλος, δίνεται προσοχή ώστε η ενίσχυση να εξασφαλίζει ισχυρότερη διαφραγματική λειτουργία στις πλάκες. Εν πάσει περιπτώσει, προτείνεται η ακόλουθη διαδικασία:

- Περαιτέρω διάνοιξη των περιοχών περιμετρικά των υπαρχουσών οπών στο μπαλκόνι, με σκοπό την απομάκρυνση του αποσπασμένου σκυροδέματος και των διαβρωμένων οπλισμών των περιοχών αυτών.
- Σύνδεση παλαιού και νέου σκυροδέματος με την τοποθέτηση βλήτρων, αφού πρώτα δημιουργηθούν οπές στο παλαιό σκυρόδεμα. Για την σωστή αγκύρωση του σιδηρού οπλισμού με το παλαιό σκυρόδεμα τοποθετείται ρητίνη στις οπές.
- Καλούπωση των διανοιγμένων περιοχών και σκυροδέτησή τους.
- Καθαίρεση σαθρών σοβάδων και αποκάλυψη διαβρωμένου οπλισμού στις βλαμμένες πλάκες οροφής ισογείου.
- Τράχυνση υγιούς σκυροδέματος και καθαρισμός από σκόνες, σκουριές κλπ.
- Καθαρισμός του διαβρωμένου οπλισμού και τρίψιμο με αμμοβολή, υδροβολή, συρματοβουρτσα κλπ για την απομάκρυνση της σκουριάς.
- Εφαρμογή τσιμεντοειδούς αντιδιαβρωτικής επάλειψης.

- Τοποθέτηση νέου οπλισμού και σύνδεση με τον υπάρχοντα μέσω ηλεκτροσυγκόλλησης ή αγκυρίων.
- Εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος (guniting) με υψηλή πίεση, με στόχο της δημιουργία στρώσης πάχους 5cm. Έτσι, οι πλάκες θα έχουν τελικό συνολικό πάχος 20cm.
- Επικάλυψη των επιφανειών με κατάλληλα διαπνεόντα υλικά.

Τα πλεονεκτήματα του εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι τα εξής:

- Έχει υψηλές αντοχές λόγω του χαμηλού συντελεστή νερού/τσιμέντου.
- Δεν απαιτείται ξυλότυπος (καλούπωμα).
- Επιτυγχάνεται καλύτερη συνεργασία και πρόσφυση με το υπάρχον-παλιό σκυρόδεμα λόγω της εκτόξευσης με υψηλή πίεση.
- Δίνει τη δυνατότητα σκυροδέτησης σε δυσπρόσιτες θέσεις.

Η επιλογή της μεθόδου ενίσχυσης (guniting) με τοποθέτηση νέου οπλισμού γίνεται έτσι ώστε να καλυφθεί η ανάγκη καμπτικής ενίσχυσης των πλακών. Ο υπολογισμός των απαιτούμενων οπλισμών γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε να μην απαιτηθούν και πρόσθετα ελάσματα σύνθετων υλικών στα εφελκυσόμενα πέλματα. Αδρομερώς, γίνεται η παραδοχή πως η καμπτική ένταση παραλαμβάνεται πλέον εξ ολοκλήρου από τον νέο οπλισμό, καθώς ο παλιός βρίσκεται πιο κοντά στον ουδέτερο άξονα της διατομής. Με την αύξηση του πάχους των πλακών, υπό την προϋπόθεση ισχυρής σύνδεσης πλάκας-τοιχοποιίας, επιτυγχάνεται αύξηση της δυσκαμψίας τους, ευνοώντας τη λειτουργία του απαραμόρφωτου διαφράγματος. Η μέθοδος (guniting) επιλέχθηκε έναντι της λύσης των σύνθετων υλικών, διότι εκτός από την ενίσχυση των πλακών, συνεισφέρει στην αύξηση του βάρους που δέχεται η τοιχοποιία. Έτσι, αντιμετωπίζεται και το πρόβλημα της έλλειψης αρκετής θλίψης, η οποία προκάλούσε πολλές αστοχίες στην αργολιθοδομή.



Σχήμα 7.2: Εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος σε πλάκα.

7.2.2 Επισκευή δοκών

Προτείνεται η ακόλουθη διαδικασία αποκατάστασης των φθορών:

- Καθαίρεση σαθρών σοβάδων.
- Κατάλληλη αντισκωριακή επέμβαση όπου εμφανίζεται οπλισμός και τελική επικάλυψή του με νοπλισμένο επισκευαστικό τσιμεντοκονίαμα υψηλών αντοχών.
- Επαναφορά της αρχικής κατάστασης των επιφανειών με κατάλληλα διαπνεόντα υλικά.

7.2.3 Καμπτική ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων

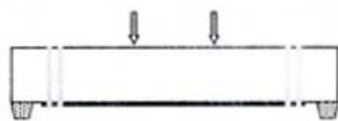
Προτείνεται να χρησιμοποιηθούν ελάσματα από σύνθετα υλικά με σκοπό την καμπτική ενίσχυση των βλαμμένων στοιχείων. Από την ευρεία γκάμα υλικών του εμπορίου, επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν σύνθετα υλικά απο ινοπλισμένα πολυμερή (ΙΟΠ-FRP), τα οποία αποτελούνται από ίνες άνθρακα μίας διεύθυνσης εμποτισμένες σε οργανική μήτρα (εποξειδική ρητίνη). Η ενίσχυση σε κάμψη επιτυγχάνεται με την εξωτερική επικόλληση των σύνθετων υλικών στο εφελκυσμένο πέλμα. Έτσι, επιτυγχάνεται αύξηση της καμπτικής αντοχής, μείωση των παραμορφώσεων και βελτίωση της συμπεριφοράς σε κόπωση.

Τα ελάσματα ανθρακονημάτων παρουσιάζουν τα εξής πλεονεκτήματα:

- Έχουν μικρό βάρος, διατίθενται σε ρολά και κόβονται επιτόπου στο επιθυμητό μήκος. Γενικά, η εφαρμογή τους είναι εύκολη, γρήγορη και οικονομική.
- Αντέχουν στον χρόνο, την κόπωση, την υγρασία και τη διάβρωση.
- Έχουν μικρό πάχος και βάζονται πολύ εύκολα.

Η διαδικασία εφαρμογής της μεθόδου που συνιστάται για την καμπτική ενίσχυση είναι η ακόλουθη:

- Καθαρισμός υποστρώματος και σχολαστικό τρίψιμο της επιφάνειας, προκειμένου να γίνει επίπεδη.
- Επάλειψη της μίας επιφάνειας του ελάσματος με εποξειδική ρητίνη.
- Τοποθέτηση του ελάσματος στην επιφάνεια εφαρμογής παράλληλα στον καμπτικό οπλισμό του στοιχείου και έλεγχος εντοπισμού τυχόν εγκλωβισμένου αέρα.
- Βελτίωση της αγκύρωσης των ελασμάτων στα άκρα του στοιχείου με χρήση λωρίδων από σύνθετα υλικά που λειτουργούν και ως οπλισμός διάτμησης για τις δοκούς και τα υποστυλώματα.



Σχήμα 7.3: Καμπτική ενίσχυση δοκού.

7.2.4 Διατμητική ενίσχυση δοκών και υποστυλωμάτων

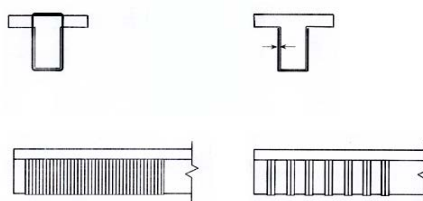
Προτείνεται να χρησιμοποιηθούν υφάσματα από σύνθετα υλικά (ΙΟΠ), με σκοπό την διατμητική ενίσχυση των βλαμμένων στοιχείων. Με την επικόλληση υφασμάτων σε διεύθυνση κάθετη προς αυτή των δοκών επιδιώκεται αύξηση της διατμητικής αντοχής, δραστική μείωση της πιθανότητας φαθυρής αστοχίας, βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς των δοκών και αύξηση της πλαστιμότητας. Η ενίσχυση μπορεί να πραγματοποιηθεί με τη μορφή συνεχών μανδυών ή λωρίδων ανά διαστήματα, κλειστών μανδυών (περιβάλλουν εντελώς το στοιχείο) ή μανδυών ανοιχτού τύπου (λωρίδες με αγκύρωση στα άκρα τους). Οι μανδύες παρουσιάζουν τα εξής πλεονεκτήματα:

- Ευκολία και ταχύτητα εφαρμογής.
- Αύξηση της αντοχής των δομικών στοιχείων χωρίς μεταβολή της γεωμετρίας ή αύξηση της δυσκαμψίας τους.
- Ανθεκτικότητα στον χρόνο και προστασία του οπλισμού από την υγρασία και τη δι-άβρωση.

Η διαδικασία εφαρμογής της μεθόδου που συνιστάται για τη διατμητική ενίσχυση είναι η ακόλουθη:

- Καθαρισμός υποστρώματος και σχολαστικό τρίψιμο της επιφάνειας, προκειμένου να γίνει επίπεδη.
- Πλήρωση υφιστάμενων ρηγματώσεων με τη βοήθεια ρητινενέσεων.
- Επάλειψη της επιφάνειας εφαρμογής με εποξειδική ρητίνη.
- Τοποθέτηση υφάσματος ανθρακονήματος στην επιφάνεια και πίεση αυτού για καλύτερη επαφή με το υπόστρωμα, πλήρη εμποτισμό του και απομάκρυνση των φυσαλίδων αέρα.
- Επανάληψη της παραπάνω διαδικασίας εφαρμογής σε περίπτωση απαίτησης περισσότερων στρώσεων.
- Επάλειψη της τελευταίας στρώσης με χαλαζιακή άμμο, προκειμένου να ακολουθήσει αργότερα προστατευτική τσιμεντοειδής επικάλυψη.

Η παραπάνω διαδικασία ακολουθείται και στην περίπτωση εφαρμογής μανδύα για την περίσφιξη των υποστυλωμάτων. Ο εγκιβωτισμός του σκυροδέματος μέσω μανδύα επιφέρει αύξηση της παραμορφωσιμότητας, αύξηση της θλιπτικής αντοχής, μείωση της πιθανότητας τοπικού λυγισμού των οπλισμών και βελτίωση της συνάφειας σε κρίσιμες περιοχές ενώσεων οπλισμών με μάλτιση.



Σχήμα 7.4: Διατμητική ενίσχυση δοκού.

7.3 Επισκευή τσιμεντολιθοδομής

Η επισκευή της πρόσοψης αποτελεί μια ιδιαίτερη διαδικασία, μιας και πρέπει να διατηρηθούν όλα εκείνα τα στοιχεία που έχουν συντελέσει στον χαρακτηρισμό του κτηρίου ως διατηρητέου. Υπενθυμίζεται ότι η επισκευή βλαβών και φθορών δε συμβάλλει στην αύξηση της αντοχής της τοιχοποιίας. Στο εν λόγω κτήριο τα στοιχεία της πρόσοψης που χρήζουν άμεσης επισκευής είναι κυρίως το ανώφλι του αριστερού παραθύρου, στο οποίο απαιτείται αντικατάσταση του σαθρού ξύλινου πρεκιού. Γενικά, προτείνεται η καθαίρεση και αντικατάσταση των φθαρμένων στοιχείων περιμετρικά των παραθύρων και στη συνέχεια βαφή όλης της πρόσοψης με διαπνέοντα υλικά για αποβολή διαφόρων εξωτερικών υδάτινων προσβολών.

7.4 Επισκευή στοιχείων δομικού χάλυβα

Από την ανάλυση δεν προέκυψε ανάγκη ενίσχυσης των στοιχείων δομικού χάλυβα. Συνιστάται μόνο η επιδιόρθωση κακοτεχνιών στις συνδέσεις μεταξύ των μελών των πλαισίων που διαπιστώθηκαν κατά τον οπτικό έλεγχο.

7.5 Επισκευή βεράντας

Η διαδικασία εφαρμογής της μεθόδου που προτείνεται για την επισκευή της βεράντας είναι η ακόλουθη:

- Αφαίρεση των πλακών της επικάλυψης και δημιουργία περιμετρικού αυλακιού με ρύσεις προς την υδρορροή.
- Αφαίρεση της στρώσης τσιμεντοκονίας, έλεγχος της επιφάνειας για ρύσεις και ομαλοποίηση αυτής αν κριθεί απαραίτητη.
- Αντικατάσταση των κιγκλιδωμάτων και επιδιόρθωση των περιμετρικών στηθαίων.
- Εφαρμογή ελαστομερών πολυουρεθανικής βάσης σε όλη την επιφάνεια για στεγάνωση και επίταση της επιφάνειας με χαλαζιακή άμμο.
- Διάστρωση των πλακών επικάλυψης με κατάλληλες ρητινούχες κόλλες για συνθήκες εξωτερικής χρήσης.

7.6 Επισκευή ξύλινων και μεταλλικών στοιχείων

Προτείνεται η αντικατάσταση όλων των ξύλινων και μη δομικών μεταλλικών στοιχείων, καθώς έχουν υποστεί σημαντική διάβρωση λόγω των περιβαλλοντικών συνθηκών. Λόγω της ανάγκης να μείνει η φυσιογνωμία της κατασκευής αναλλοίωτη, κρίνεται αναγκαία η αντικατάσταση των παλαιών σαθρών εξωτερικών στοιχείων (πχ πορτών, παραθύρων) με νέα παρόμοιας φιλοσοφίας.

7.7 Ανακατασκευή αίθουσας εκδηλώσεων

Η επαναφορά και αναβίωση του κτηρίου του Ομίλου Ερετών στη δεκαετία του 1960 απαιτεί την αντικατάσταση της μεταλλικής προσθήκης του ανωγείου με ξύλινη, όπως αρχικά κατασκευάστηκε. Η ξύλινη κατασκευή, άλλωστε, αρμόζει καλύτερα στην αρχιτεκτονική φυσιογνωμία του συνόλου του κτηρίου και προβάλλει το κάλλος του και το μακροχρόνιο παρελθόν του.

Κεφάλαιο 8

Συμπεράσματα – Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα

8.1 Συμπεράσματα

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετήθηκε το κτήριο του Ομίλου Ερετών, ενός κωπηλατικού ομίλου που βρίσκεται στον Πειραιά και σημειώνει μακρόχρονη πορεία στον χώρο του αθλητισμού, γεγονός που οδήγησε στον χαρακτηρισμό του κτηρίου ως διατηρητέου. Το στέγασμα αυτό χτίστηκε το 1891 στον λιμένα Ζέας και θεμελιώθηκε στη θάλασσα. Πρόκειται για δώροφο κτίσμα, του οποίου ο φέρων οργανισμός συνίσταται από φέρουσα τοιχοποιία, οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβα. Τα θέματα που ζητήθηκαν να αντιμετωπιστούν στην παρούσα έρευνα είναι τα εξής:

- Αποτύπωση της υπάρχουσας κατασκευής
- Αναγνώριση των αρχιτεκτονικών χαρακτηριστικών και των φάσεων κατασκευής
- Διερεύνηση παθολογίας του υφισταμένου κτηρίου
- Αποτίμηση συμπεριφοράς κατασκευής υπό κατακόρυφα και σεισμικά φορτία
- Προτάσεις επεμβάσεων στο υπάρχον κτίσμα

Σε πρώτη φάση, έγινε η αποτύπωση του κτηρίου σε διδιάστατα σχέδια στο AutoCAD, μετά από επανειλημμένες επισκέψεις στον Όμιλο, προκειμένου να επιτευχθεί η ζητούμενη ακρίβεια των μετρήσεων. Η έρευνα συνεχίστηκε με την αναγνώριση της επιρροής του αρχιτεκτονικού σχεδιασμού του κτίσματος από το ρεύμα του ώριμου κλασικισμού και ύστερα με την καταγραφή των φάσεων κατασκευής του, βάσει ιστορικών φωτογραφιών και στοιχείων. Στην κατανόηση των φάσεων κατασκευής βοήθησε καταλυτικά η κατάρτιση ενός τρισδιάστατου μοντέλου του κτηρίου στο Revit, το οποίο επιπλέον διαδραμάτισε σημαντικό ρόλο και στη διερεύνηση της παθολογίας του κτίσματος, καθώς προσέφερε καλύτερη εποπτεία της κατασκευής στον χώρο. Στο υπό μελέτη κτήριο εντοπίστηκαν ελάχιστες σημαντικές ρωγμές στις τοιχοποιίες, καθώς οι περισσότερες βλάβες συνιστούσαν είτε ρωγμές μικρού εύρους στο επίχρισμα, είτε φθορές λόγω των δύσκολων περιβαλλοντικών συνθηκών. Επιπλέον, διάσπαρτες περιοχές αποκάλυψης του οπλισμού εντοπίστηκαν στις πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος του ισογείου, χωρίς ωστόσο να φαίνονται ιδιαίτερα εκτεταμένες. Όσον αφορά στα μεταλλικά δομικά μέλη, δεν εντοπίστηκε καμία βλάβη.

Επόμενο βήμα της εργασίας ήταν η τρισδιάστατη προσομοίωση της κατασκευής στο υπολογιστικό πρόγραμμα SOFiSTiK, στο οποίο εισήχθη το αρχικό τρισδιάστατο μοντέλο από το Revit. Η άμεση αυτή μετάβαση από το σχεδιαστικό στο υπολογιστικό πρόγραμμα διευκόλυνε ιδιαίτερα την διεκπεραίωση της προσομοίωσης, χωρίς να δημιουργούνται επαναλαμβανόμενα σφάλματα. Το προσομοίωμα αναλύθηκε με τη μέθοδο της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης και μελετήθηκε η απόκρισή του υπό κατακόρυφα και σεισμικά φορτία. Με την ανάλυση αυτή, ελέγχθηκαν όλες οι φέρουσες τοιχοποιίες σε εκτός επιπέδου κάμψη με επίπεδο θραύσης παράλληλο και κάθετο στους οριζόντιους αρμούς, καθώς και σε εντός επιπέδου διάτμηση. Όσον αφορά στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, έγινε έλεγχος επάρκειας του υφιστάμενου οπλισμού τους, με βάση τις διατάξεις των σύγχρονων κανονισμών. Στα μεταλλικά στοιχεία πραγματοποιήθηκε έλεγχος του ποσοστού εκμετάλλευσης των διατομών και των μελών. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης και των ελέγχων που εκτελέστηκαν δικαιολογούν ορισμένες από τις αστοχίες που έχουν εκδηλωθεί, ενώ υποδεικνύουν και άλλες κρίσιμες θέσεις, όπου δεν έχουν παρατηρηθεί ακόμη βλάβες. Επίσης, προσδιορίστηκαν οι θέσεις υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας, ώστε να γίνει σύγκριση με την καταγεγραμμένη παθολογία του δομήματος. Έτσι, ελέγχθηκε η εγκυρότητα του προσομοιώματος και προέκυψε ότι είναι ικανοποιητική.

Εν συνεχεία, προτάθηκαν μέθοδοι επισκευής και ενίσχυσης, με στόχο την αναβίωση του στεγάσματος στη δεκαετία του 1960. Συγκεκριμένα, για την αργολιθοδομή προτάθηκε η ενίσχυση αυτής με την τεχνική της ομογενοποίησης με ενέματα. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος, αφού επισκευασθούν, συστάθηκε να ενισχυθούν διατμητικά και καμπτικά με ινοπλισμένα πολυμερή, όπου απαιτείται. Οι πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος, αφού επισκευασθούν, συστάθηκε να ενισχυθούν με την εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Όσον αφορά στα υπόλοιπα στοιχεία του δομήματος (φέροντα και μη), προτάθηκε να επισκευασθούν με μεθόδους και τεχνικές που υιοθετούν την αρχιτεκτονική ταυτότητα του δομήματος και μπορούν να ανταπεξέλθουν στις αντίξοες περιβαλλοντικές συνθήκες. Τέλος, καθώς είναι επιθυμητή η επαναφορά του δομήματος στη δεκαετία του 1960, προτάθηκε η αντικατάσταση του μεταλλικού σκελετού της αίθουσας εκδηλώσεων με ξύλινο. Η επιλογή των συγκεκριμένων επεμβάσεων αποσκοπεί στη στατική αναβάθμιση του κτηρίου, με γνώμονα τη διατήρηση της ισορροπίας μεταξύ ποιότητας και κόστους.

8.2 Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα

Για την πληρότητα της έρευνας και την εφαρμογή της σε πραγματικές συνθήκες, χρειάζονται να γίνουν κάποιοι πρόσθετοι έλεγχοι. Καταρχάς, σημαντική, αν και κοστοβόρα, είναι η διεξαγωγή γεωτεχνικής έρευνας και η διερεύνηση του τρόπου θεμελίωσης του κτηρίου μέσα στη θάλασσα, προκειμένου να προσδιοριστεί ακριβέστερα ο τρόπος προσομοίωσής της στο SOFiSTiK. Επιπλέον, για τη σωστότερη προσομοίωση των υλικών, είναι απαραίτητη η λήψη δειγμάτων και η υποβολή τους σε εργαστηριακούς ελέγχους, με σκοπό να καταγραφούν τα ακριβή μηχανικά και χημικά χαρακτηριστικά τους. Ενδιαφέρον επίσης θα είχε η ανάλυση του φορέα σε κάθε μία φάση κατασκευής. Με αυτόν τον τρόπο, ο έλεγχος των δομικών μελών του κτηρίου θα είναι πιο έγκυρος και τα αποτελέσματα ορθότερα. Επιπροσθέτως, σε περίπτωση που διατηρηθεί η μεταλλική επέκταση του ανωγείου, στο αναλυτικό προσομοίωμα θα πρέπει να προστεθεί και αυτή και να εξεταστεί, επιβάλλοντας αυτή τη φορά και το φορτίο ανέμου που αναμένεται να δυσμενοποιεί την εντατική της κατάσταση. Ακόμη, ωφέλιμη είναι η εκ νέου ανάλυση και ο έλεγχος των αποτελεσμάτων με τα νέα μηχανικά χαρακτηριστικά των φερόντων στοιχείων που θα προκύψουν από τις επεμβάσεις, ώστε να επαληθευτεί η αποτελεσματικότητα των προτεινόμενων αλλαγών. Τέλος, σε πραγματικές συνθήκες, απαραίτητη

είναι η επιμέτρηση και η προμέτρηση των συνιστώμενων υλικών που θα χρειαστούν για τις επεμβάσεις και η παραχή προσφοράς στον Όμιλο.

Κεφάλαιο 9

Παράρτημα: Συμφωνητικό
Ανέγερσης (1886)

Όροι συμφωνιών

διὰ τὴν ἀνίχνυσιν τῆς οὐροδότης τοῦ Κ^ε Δαμναίου ^{ἡμετέρου}
ὡς ποσὶ δὲ αὐτὴν ἐπιφέρει ἐν τῷ ἐπιπέδῳ

Α. Λιθοδομῆς

1) Ἡ λιθοδομῆς τῶν θυμίων γινώσκεται διὰ τὴν συνηρῶν ὁμοίαν ἐπι-
μέτρην τῆς οὐρίας Κ^ε ἄλλοῦ καὶ ἀμεινόνισται, ἢ ἐν θηραϊκοῦσι ἐν
ἐπιπέδῳ. 4 μερῶν θηραϊκῆς γῆς, 2 μερῶν ἀσπίδου. ~

2) Ἡ ἀνάστασις τῆς οὐροδότης τοῦ ἐδάφους λιθοδομῆς γινώσκεται διὰ τὴν
συνηρῶν ἢ ἀμεινόνισται σάχους 970 ἢ ὕψους ἀσπίδου ἐπιπέδου τοῦ ἐδά-
φους 450. Ἡ οὐροδότης τῶν θυμίων ὅρασι νὰ γίνηται μετὰ προσοχῆς.
ἢ δι' ἀμεινόνισται ἔχοντες καὶ ἐστὶν ἀναγογία ἐξ ἀμεινόνισται
καὶ 3 μερῶν ἢ 2 ἀσπίδου σάχους. ἢ δι' ὅρασι ἐπιπέδου τῆς
λιθοδομῆς δέχουσι μετασυνασπῆ διὰ στυαίου-τορμύλου: αἱ δὲ γυ-
νῆσαι τῶν θυμίων ἢ σαρὰδύρα τοῦ κυρίου νὰ γίνωσι δι' ἀμεινόνισται.

ἡμετέρου
ἡμετέρου

Β. Ἀμεινόνισται

3) Ἀσπίδα ἐν γῆ καὶ ἀμεινόνισται καὶ ἐπιπέδου γινώσκονται
διὰ τὴν οὐροδότης ἢ καὶ τὸ ὄρασι στυαίου-τορμύλου, ἐπιπέδου
διὰ χονδρῆς ἀμεινόνισται ἢ ὄρασι διὰ τῆς. Ἡ ἔργασι ἐπιπέδου
δ' ἀμεινόνισται ἐπιπέδου γῆ καὶ ἢ ἀμεινόνισται μετασυνασπῆ
μὲν τῆς οὐρίας διὰ τῆς προσοχῆς. ~

4) Μετὰ καὶ ἐπιπέδου σάχους ἀσπίδου αἱ δὲ ἀμεινόνισται ἐπι-
πέδου ἐπιπέδου ἐπιπέδου ἐπιπέδου δὺο φορές,
τὸ ἕδος τοῦ χρέματος ἐπιπέδου σαρὰ τοῦ κυρίου.

Γ. Στυαίου-τορμύλου

5) Ταὶ σαρὰδύρα ἐν τῇ γῆ καὶ οὐροδότης ἐπιπέδου ἐπιπέδου
ἐπιπέδου ὕψους 970. ἢ καὶ σαρὰδύρα ἢ τοῦ φηγγίλας δακτύλου ἐπιπέδου
ἐπιπέδου μετ' ἐπιπέδου ἢ τῶν ἀναγογιῶν στυαίου-τορμύλου, ἐπιπέδου
ἐπιπέδου.

6) Ταὶ διὰ τὰ σαρὰδύρα ἢ τῆς γῆς χονδρῆς καὶ οὐροδότης ἐπιπέδου
ἐπιπέδου μετασυνασπῆ ἐπιπέδου σάχους 975. ~

7) Ἡ γῆ καὶ οὐροδότης ἐπιπέδου ἐπιπέδου ἐπιπέδου, μετασυνα-
σπῆ δὲ ἐν τῶν Κερωνδίας ἢ σαρὰδύρα ἐπιπέδου ἐπιπέδου
975 ἢ ὕψους 300, δὲ καὶ διὰ τῆς ἐπιπέδου (ἐπιπέδου) ~

4ε 8,00 υφους 4,50 βαίχας, δέ του λαιχόν. αὐ τῶν δευτερίων ὅσαι 960.

2. Τῆμα

15) Ἡ Τῆμα δέ με παρασω αὐτῆ ἡμερῶν δὲ ἐφορῆσαι εἰς
ἡμερῶν γιδίνου (παλαιοῦ) ἐν μ. υφους, δέ με παρασω
αὐτῆ ἐν σκιδαν λαφίνων 905 σάχου, μὲν αὐτῶν γιδίνων.

Ἡ ἑπιχρῶν ἔργασίας.

16) Ἐπιχρῶν ὁ ἔργον αὐτῶν ἐπιχρῶν ἐπιχρῶν ἐπιχρῶν ἐπιχρῶν
δὲ με ἐπιχρῶν τοῦ ἀναγκασίου ἡμερῶν ἡμερῶν ἀναγκασίου
διὰ τῶν ἐπιχρῶν τοῦ ἔργου. ἡμερῶν ἡμερῶν.

17) Ἀναγκασίου καὶ ἡμερῶν δὲ με ἐπιχρῶν τῶν ἀναγκασίου
ἐπιχρῶν ἐπιχρῶν δὲ με ἀναγκασίου ἐπιχρῶν δὲ με
ἐπιχρῶν τοῦ ἔργου ἀναγκασίου, ἐπιχρῶν δὲ με ἡμερῶν
ἐπιχρῶν ἡμερῶν ἀναγκασίου ἐπιχρῶν τοῦ ἐπιχρῶν
τῶν ἔργων ἀναγκασίου.

18) Ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν τοῦ ἔργου ἡμερῶν ὁ ἀναγκασίου
καὶ ἐπιχρῶν ἐπιχρῶν, ὁ ἔργον αὐτῶν καὶ ἐπιχρῶν
δὲ με αὐτῶν, ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν ἀναγκασίου ἀναγκασίου
ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν ἐπιχρῶν ἐπιχρῶν ἐπιχρῶν
τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἀναγκασίου.

19) Ὁ ἔργον αὐτῶν ἐπιχρῶν καὶ ἐπιχρῶν τῶν ἔργων ἐπιχρῶν
15-ἡμερῶν. ἀναγκασίου τῶν ἐπιχρῶν τοῦ ἐπιχρῶν, ἐπιχρῶν
δὲ με αὐτῶν τῶν ἐπιχρῶν.

20) Πᾶσα μετὰ τῶν ἐπιχρῶν τοῦ ἔργου ἀναγκασίου, ἀναγκασίου
τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν
ἐπιχρῶν δὲ με δὲ με δὲ με δὲ με δὲ με δὲ με δὲ με
ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν
ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν
ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν

21) Ἀναγκασίου τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν
ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν
ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν
ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν
ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν τῶν ἐπιχρῶν

... ενιστάται κατά την άποψη μου. -
22) Ο έργοτάβλος υπόκειται υπό τας διατάξεις του από 20 Μαρτίου
1884 Β.Δ. περί δημοσίων έργων του Κράτους. -

Εν Αθήναις εν 1886

Ο έργοτάβλος

Ο έργοτάβλος

Α. Δαμάσκος

Γεωργίου Καραγιάννη

Κατά τας διατάξεις του άρθρου 10

Μυστακας

Καραγιάννης

Σταυροειδ.

Ο υπογραφεύμενος έργοτάβλος συνίδει καταρτισμένη
επιχείρησι με σκοπό να ενιστάται εν τω παρόντι έργο
με όλα αναγκαία και εμπεδοσθενή κατ' εγγυη
σησμένους με τας συσκευάς, υλικά & διαμ
ω & έργον με σύντηκον έχον άνωθεν
διδόνον έργονία φελίκα.

Εν Αθήναις εν 19 Φεβρουαρίου 1886.

Γεωργίου Καραγιάννη



Βιβλιογραφία

- [1] <http://www.hippodamos.edu.gr/>. (ανακτήθηκε: 31/05/2020).
- [2] <https://www.mixanitouxronou.gr/>. (ανακτήθηκε: 31/05/2020).
- [3] www.zeaharbourproject.dk. (ανακτήθηκε: 01/06/2020).
- [4] <https://www.isomat.gr/solutions/>. (ανακτήθηκε: 28/09/2020).
- [5] *Κωπηλατικά Νέα*, τεύχ. 19 (12/01/2012).
- [6] Αρχείο Ομίλου Ερετών.
- [7] *Περ. Αττικόν Μουσείον*, έτος Δ', τεύχ. 4 (31/08/1891), Αθήνα.
- [8] Δ. Άννινος. <https://www.flickr.com/photos/> (ανακτήθηκε: 16/06/2020).
- [9] Δ. Άννινος. http://pireorama.blogspot.com/2013/04/blog-post_29.html. (ανακτήθηκε: 16/06/2020).
- [10] Δ. Άννινος. http://pireorama.blogspot.com/2013/04/blog-post_29.html. (ανακτήθηκε: 16/06/2020).
- [11] Δ. Κρασονικολάκης. <https://dimitriskrasonikolakis.blogspot.com/>. (ανακτήθηκε: 16/06/2020).
- [12] *Νεώτερον Εγκυκλοπαιδικόν Λεξικόν «Ηλίου»*, τόμ. 15ος.
- [13] Γ. Σταϊνχάουερ Μ. Μαλικούτη Β. Τσοκόπουλος Β. Γκανιάτσας, *Πειραιάς, Κέντρο Ναυτιλίας και Πολιτισμού, Αιγής*, Αθήνα, 2000.
- [14] Επιχειρησιακό πρόγραμμα Δήμου Πειραιώς 2015-2019.
- [15] Θ. Θεοδούλου, *Πειραιάς-Ζέα*, <http://limenoscope.ntua.gr/ports/view/piraeus-zea>. (ανακτήθηκε: 16/06/2020).
- [16] Ι. Τσαμπή Α. Γαλανού, *Η εξέλιξη της νεοκλασικής αρχιτεκτονικής στον Πειραιά, Το παράδειγμα του κτηρίου Κάνιγγος 14 (Καστέλλα)*, 2011.
- [17] Β. Πετρίδου Ν. Ηλιάκη, *Αναλυτική προσέγγιση του αστικού χώρου του Πειραιά*, Προπτυχιακή εργασία, Σχολή Αρχιτεκτόνων Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα, 2018.
- [18] Α. Μαυρομιχάλη Β. Δημητρίου, *Μελέτη αποκατάστασης υφισταμένου διατηρητέου βυρσοδεψείου στην περιοχή Ταμπακαρίων Χανίων*, 23ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών, 2017.

- [19] *Ανοίγματα-Κουφώματα*. <http://5a.arch.ntua.gr/project/982/1678>. (ανακτήθηκε: 25/07/2020).
- [20] *Η Πόλη*. <https://piraeus.gov.gr/city-of-piraeus/>. (ανακτήθηκε: 28/05/2020).
- [21] *Όμιλος Ερετών: 135 Χρόνια Κωληπασίας*. <http://www.omilosereton.gr/>. (ανακτήθηκε: 16/06/2020).
- [22] Ν. Παπαχατζής, *Παυσανίου Ελλάδος Περιήγησις*, τόμ. Ι., Εκδοτική Αθηνών, Αθήνα, 1974.
- [23] Μ. Σίμφας, *Το ναυτικό στην ιστορία των Ελλήνων*, τόμ. Ι., Γενικό Επιτελείο Ναυτικού, 1982.
- [24] Β. Λαμπρινουδάκης, *Οικοδομικά προγράμματα στην αρχαία Αθήνα 479-431 π.Χ.*, Καρδαμίτσα, Αθήνα, 1986.
- [25] Δ. Φερούσης, *Ιστορική πορεία του Πειραιά, Η Καθημερινή Επτά Ημέρες*, σελ. 2-4, 1995.
- [26] Γ. Χατζημανωλάκης, *Το λιμάνι του Πειραιά, Η Καθημερινή Επτά Ημέρες*, σελ. 5-7, 1995.
- [27] Σ. Μαλικούτη, *Λειτουργική συγκρότηση και αρχιτεκτονική εξέλιξη του ιστορικού κέντρου του Πειραιά 1835-1912*, Διδακτορική διατριβή, Σχολή Αρχιτεκτόνων Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα, 1999.
- [28] Σ. Μαλικούτη, *Πειραιάς 1834-1912: λειτουργική συγκρότηση και πολεοδομική εξέλιξη*, Πολιτιστικό Ίδρυμα Ομίλου Πειραιώς, Πειραιάς, 2004.
- [29] Ν. Μυωφά, *Εγκαταλελειμμένες-αδόμητες εκτάσεις στον δήμο Πειραιά και πολιτική διαχείρισης*, Διπλωματική εργασία, Τμήμα Γεωγραφίας Χαροκόπειου Πανεπιστημίου, Αθήνα, 2007.
- [30] Α. Βαγγελάκος, *Εντατική κατάσταση και παθολογία μεγάλων ιστορικών κτιρίων στην κεντρική Ελλάδα*, Διδακτορική διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ, Θεσσαλονίκη, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ, 2008.
- [31] Α. Δημητσάντου-Κρεμεζή, *Νεοκλασικά σπίτια της Αττικής*, 2009.
- [32] Μ. Δημοσθένους, *Μέθοδοι και υλικά αποκατάστασης και ενίσχυσης διατηρητέων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία*, ΤΕΕ, 2009.
- [33] Α. Παπαπαναγιώτου, *Αρχιτεκτονικές και οικοδομικές λεπτομέρειες νεοκλασικών κτιρίων*, Τμήμα Πολιτικών Δομικών Έργων ΤΕΙ Πειραιά, 2009.
- [34] Μ. Τσέλιου, *Διατηρητέα κτίρια και ιστορικά διατηρητέα μνημεία: νομικό πλαίσιο προστασίας και τρόποι ενίσχυσης*, Διπλωματική εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα, 2010.
- [35] Μ. Σίμφας, *170 χρόνια Πολυτεχνείο, οι μηχανικοί και η τεχνολογία στην Ελλάδα*, τόμ. Α, ΕΜΠ, Αθήνα, 2012.

- [36] Μ. Θερμού, *Πολιτισμός – Οι αρχαίοι νεώσοικοι του Πειραιά στο φως*, <https://www.tovima.gr/2012/10/11/culture/>, 2012.
- [37] Σ. Σαλούστρου, *Αποτύπωση, αποτίμηση και επεμβάσεις σε ιστορικό κτήριο στην περιοχή Πόρου Ηρακλείου Κρήτης*, Διπλωματική εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα, 2012.
- [38] Σ. Δεσμαδώρα, *Αποτίμηση και πρόταση επεμβάσεων σε ιστορικό λιθόδομητο κτήριο στην περιοχή Πάλος της νήσου Αστυπάλαιας*, Διπλωματική εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα, 2012.
- [39] Δ. Κρασονικολάκης, *Τα γραμματόσημα με πειραιϊκά θέματα*, http://pireorama.blogspot.com/2013/04/blog-post_29.html, 2013.
- [40] Σ. Μίλεσης, *Όμιλος Ερετών. Το αρχαιότερο Ελληνικό Αθλητικό Σωματείο*. http://pireorama.blogspot.com/2014/01/blog-post_11.html, 2014.
- [41] Μ. Ανδρεόπουλος. *Αποτύπωση βλαβών, αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς και προτάσεις επεμβάσεων στο διατηρητέο κτήριο «Αχίλλειον» της οδού Αριστομένου 3 στην Καλαμάτα*, Μεταπτυχιακή εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα, 2015.
- [42] Α. Χάμφας, *Μελέτη ενίσχυσης σχολικού κτιρίου με συμβατικές και νέες τεχνικές*, Διπλωματική εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα, 2016.
- [43] Ε. Επιτροπάκης, *Αποτίμηση και ενίσχυση πολυώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8*, Μεταπτυχιακή εργασία, Γενικό Τμήμα Πολυτεχνείου Κρήτης, 2016.
- [44] Α. Παπούλιας, *Αποτίμηση και ενίσχυση πενταώροφου κτιρίου ΩΣ με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.*, Διπλωματική εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα, 2017.
- [45] Μ. Κυνηγού, *Αποτίμηση και αποκατάσταση διατηρητέου κτιρίου φέρουσας τοιχοποιίας μέσω ανελαστικών αναλύσεων*, Μεταπτυχιακή εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα, 2018.
- [46] Σ. Αβραμόπουλος, *Έλεγχος επάρκειας υφιστάμενου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος, μελέτη προσθήκης ορόφου και πρόταση ενίσχυσης*, Διπλωματική εργασία, Σχολή Θετικών Επιστημών και Τεχνολογίας ΕΑΠ, 2018.
- [47] Κ. Σπυράκος, *Κατασκευές από τοιχοποιία. Αποτίμηση και επεμβάσεις για σεισμικά φορτία*, ΕΡΓΟΝΟΜΟΣ ΙΚΕ, Αθήνα, 2019.
- [48] Ε. Τσιάγα, *Αποτύπωση, αποτίμηση και προτάσεις επεμβάσεων στο διατηρητέο κτήριο «Στέμμα» της οδού Καποδιστρίου 4 στο Αήλιο*, Μεταπτυχιακή εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα, 2019.
- [49] *Εγκυκλοπαίδεια Νέα Δομή*, Τραυλός, 1996.
- [50] *EN 1991-1-1: Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδια βάρη και επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια*, Αθήνα, 2002.
- [51] *EN 1998-1: Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια*, Αθήνα, 2005.

- [52] EN 1998-3: Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας κτιρίων και επεμβάσεις, Αθήνα, 2005.
- [53] Όμιλος Ερετών [1888]. https://mlp-blo-g-spot.blogspot.com/2012/12/blog-post_6.html, 2012.
- [54] Ο.Α.Σ.Π. Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Αθήνα, 2017.
- [55] Ο.Α.Σ.Π. Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑ-ΔΕΤ), Αθήνα, 2019.
- [56] Baumeister *Denkmäler des klassischen Altertums*, τόμ. I. Band I., Αθήνα, 1885.
- [57] Elva Hunting. Kelvin Smith Library: Digital Case, the Digital Library of Case Western Reserve University, 1960.
- [58] Jean-Philippe Goiran K. P. Pavlopoulos E. Fouache M. Triantaphyllou R. Etienne, *Piraeus, the ancient island of Athens: Evidence from Holocene sediments and historical archives*, 2011.
- [59] Lifoteam, *Αφιέρωμα: Η αρχαία Αθήνα - Ζέα: Ο πολεμικός ναύσταθμος της Αρχαίας Αθήνας*. <https://www.lifo.gr/mag/features/4450>, 2014.