



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΗ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
ΚΑΙ ΑΕΙΦΟΡΟΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ
ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ :

ΚΑΔΕΤ & ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8 ΜΕΡΟΣ 3

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ : ΜΕΛΕΤΗ ΔΟΜΗΤΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑΤΟΣ
ΠΑΤΗΤΗΡΙΟΥ ΣΤΟΝ ΑΝΑΓΚΑΣΤΙΚΟ ΣΥΝΕΤΑΙΡΙΣΜΟ "ΜΑΡΚΟ" ΜΑΡΚΟΠΟΥΛΟΥ
ΑΤΤΙΚΗΣ

του ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟΥ ΦΟΙΤΗΤΗ

ΙΩΑΝΝΗ ΧΑΣΙΩΤΗ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

ΧΡΙΣΤΟΣ ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ, ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ ΕΜΠ

ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ MSc

ΑΘΗΝΑ ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2019



**UNIVERSITY of WESTERN ATTICA
CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
POSTGRADUATE PROGRAMME
SEISMIC AND ENERGY RETROFIT OF STRUCTURES
AND SUSTAINABLE DEVELOPMENT**

MSc DISSERTATION

ASSESSMENT AND RETROFIT OF MASONRY STRUCTURES:

**HELLENIC REGULATION FOR STRUCTURAL ASSESSMENT
AND RETROFITTING OF MASONRY BUILDINGS – “KAΔΕΤ”
& EN 1998-3**

**APPENDIX : STRUCTURAL ASSESSMENT OF THE WINE PRESS BUILDING
COMPLEX AT THE STATUTORY PARTNERSHIP “MARKO”, MARKOPOULON, ATTICA**

STUDENT

IOANNIS CHASIOTIS

SUPERVISOR

CHRISTOS PAPADOPOULOS, CIVIL ENGINEER NTUA

MSc STRUCTURAL ENGINEER

ATHENS OCTOBER 2019

Ευχαριστίες

Η παρούσα Διπλωματική Εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια της λήψης του Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης "ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΗ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΚΑΙ ΑΕΙΦΟΡΟΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗ" του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής.

Θα ήθελα να εκφράσω τόσο τις ευχαριστίες όσο και την ευγνωμοσύνη μου προς τον επιβλέποντα καθηγητή Κο Χρίστο Παπαδόπουλο για την ανάθεση ενός τόσο ενδιαφέροντος θέματος όπως και για την πολύτιμη καθοδήγηση, συνεργασία και τις εύστοχες παρατηρήσεις του καθ' όλη τη διάρκεια της προετοιμασίας της Διπλωματικής Εργασίας. Χωρίς τη συμβολή του η ολοκλήρωσή της θα ήταν αδύνατη.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους τους καθηγητές του ΜΔΕ για τις γνώσεις που μου μεταβίβασαν.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου, τους φίλους και συγγενείς για την υποστήριξη και την ανοχή τους.

Ιωάννης Χασιώτης

Αθήνα

Οκτώβριος 2019

Δήλωση περί μη λογοκλοπής

Δηλώνω ότι είμαι ο συγγραφέας της παρούσας διπλωματικής εργασίας με τίτλο **ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ : ΚΑΔΕΤ & ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8 ΜΕΡΟΣ 3 & ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ : Μελέτη Δομητικής Αποτίμησης Συγκροτήματος Πατητηριού στον Αναγκαστικό Συνεταιρισμό "ΜΑΡΚΟ" Μαρκοπούλου Αττικής** που συντάχθηκε στο πλαίσιο της απόκτησης Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης από το Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής και παραδόθηκε το μήνα Νοέμβριο του 2019. Η παρούσα διπλωματική εργασία αποτελεί προσωπική εργασία και δεν είναι προϊόν αντιγραφής ή ανάθεσης σε τρίτους. Οι πηγές πληροφοριών των οποίων έγινε "θεμιτή χρήση" αναφέρονται ρητώς στη βιβλιογραφία ενώ εργασία άλλων συγγραφέων που μπορεί να αφορά ιδέες, εξισώσεις, πίνακες, διαγράμματα και εικόνες αναφέρεται στο σημείο χρήσης της εντός του σώματος της διπλωματικής. ***Η παρούσα εργασία έχει μη-κερδοσκοπικό/πληροφοριακό χαρακτήρα και παραδίδεται προς εξέταση με σεβασμό προς εκείνους τους ανθρώπους που έχουν μοχθήσει σκληρά για την πρόοδο της γνώσης στον χώρο των κτηριακών κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία.***

Ιωάννης Χασιώτης

Αθήνα

Οκτώβριος 2019

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η ανάπτυξη του μεθοδολογικού πυρήνα της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού κτηριακών κατασκευών από Φέρουσα Τοιχοποιία όπως προβλέπεται από το Εθνικό Κανονιστικό Κείμενο “**ΣΧΕΔΙΟ 1. ΚΑΔΕΤ Μάρτιος 2019**” και το αντίστοιχο Ευρωπαϊκό “**CEN EN1998-3:20xx**”. Λόγω συντομίας εντός του κειμένου θα αναφέρονται ως **ΚΑΔΕΤ** και **EN 1998-3** αντίστοιχα.

Στο πρώτο μέρος της εργασίας, παρουσιάζονται γενικά στοιχεία που αφορούν τις κτηριακές κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία. Γίνεται μία συνοπτική ιστορική αναδρομή στην κατασκευή τέτοιων κτηρίων, παρουσιάζονται οι μέθοδοι όπως και τα υλικά κατασκευής τους και γίνεται αναφορά στην παθολογία τους υπό στατική ή σεισμική φόρτιση. Τέλος γίνεται αναφορά στην αναγκαιότητα της σεισμικής αποτίμησης τέτοιων κατασκευών που υποστηρίζεται από στατιστικά στοιχεία και αποτελέσματα ερευνών.

Στο δεύτερο μέρος της εργασίας, παρουσιάζεται συνοπτικά ο ΚΑΔΕΤ όσον αφορά τα μηχανικά χαρακτηριστικά της άοπλης τοιχοποιίας πριν και μετά τις επεμβάσεις, την προσομοίωση και την ανάλυση της τοιχοποιίας, τα προσομοιώματα απόκρισης των δομικών μελών σε εντός και εκτός επιπέδου ένταση και τους ελέγχους επάρκειας.

Στο τρίτο μέρος της εργασίας, παρουσιάζεται συνοπτικά ο EN 1998-3 όσον αφορά τα μηχανικά χαρακτηριστικά της άοπλης τοιχοποιίας πριν και μετά την επέμβαση, την προσομοίωση και την ανάλυση της τοιχοποιίας, τα προσομοιώματα απόκρισης των δομικών μελών σε εντός και εκτός επιπέδου ένταση και τους ελέγχους επάρκειας.

Στο τέταρτο μέρος της εργασίας, γίνεται συνοπτική σύγκριση μεταξύ του ΚΑΔΕΤ και του EN 1998-3.

Στο πέμπτο μέρος της εργασίας παρουσιάζεται η αποτίμηση του “Ιπποκράτειου” Λυκείου της Κω μετά τις επεμβάσεις επισκευής – ενίσχυσης λόγω του σεισμικού γεγονότος της 21^{ης} Ιουλίου 2017. Η αποτίμηση έγινε χρησιμοποιώντας την ανελαστική στατική ανάλυση στο χωρικό προσομοίωμα του κτηρίου μέσω του λογισμικού 3MURI.

Στο Παράρτημα της παρούσης Διπλωματικής εργασίας παρουσιάζεται ως συμπληρωματική εργασία η Μελέτη Δομητικής Αποτίμησης του Υφιστάμενου Συγκροτήματος Πατητηριού στον Αναγκαστικό Συνεταιρισμό “ΜΑΡΚΟ” στο Μαρκόπουλο Αττικής μέσω της εκπαιδευτικής έκδοσης του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων SOFiSTiK FEA 2018.

SUMMARY

The subject of this MSc Thesis is the development of the methodological core for the assessment and retrofitting of masonry structures through the National and the European Standard. The National Standard is the "**Regulation for Assessment and Retrofitting of Masonry Buildings - KAΔET, Draft 1. March 2019**" while the European Standard is the "**CEN EN 1998-3:20xx**". In the text for abbreviation the two Standards will be referred as KAΔET and EN 1998-3 respectively.

At the first part of this thesis, general information about buildings constructed from masonry is given with respect to the history of masonry, the methods of construction, the materials used and the pathology of masonry buildings under static or seismic loading. At the end of this part, the necessity of the seismic assessment of such buildings is depicted through statistical data and research results.

At the second part of this thesis, the National Standard "KAΔET" is introduced with respect to the mechanical properties of unreinforced masonry before and after interventions, the types of structural modelling and analysis used, the resistance models in global in plane and out of plane failure and the verification of Limit States.

At the third part of this thesis, the European Standard "EN 1998-3" is introduced with respect to the mechanical properties of unreinforced masonry before and after interventions, the types of structural analysis used, the resistance models in global in plane and out of plane failure and the verification of Limit States.

At the fourth part of this thesis, a concise comparison of the two Standards is presented.

At the fifth part of this thesis the assessment of the strengthened model of the Ippokrateio High School at the Island of Kos is analyzed which sustained the earthquake that shook the island on the July 21st of 2017. The assessment was made by using the non-linear static analysis on the 3D model of the building through 3MURI software.

At the Appendix as supplementary work it is presented the Structural Assessment of the Wine Press building complex of the Statutory Partnership "MARKO" at Markopoulon Attica through the Student edition software package SOFISTIK FEA 2018.

Πίνακας Περιεχομένων

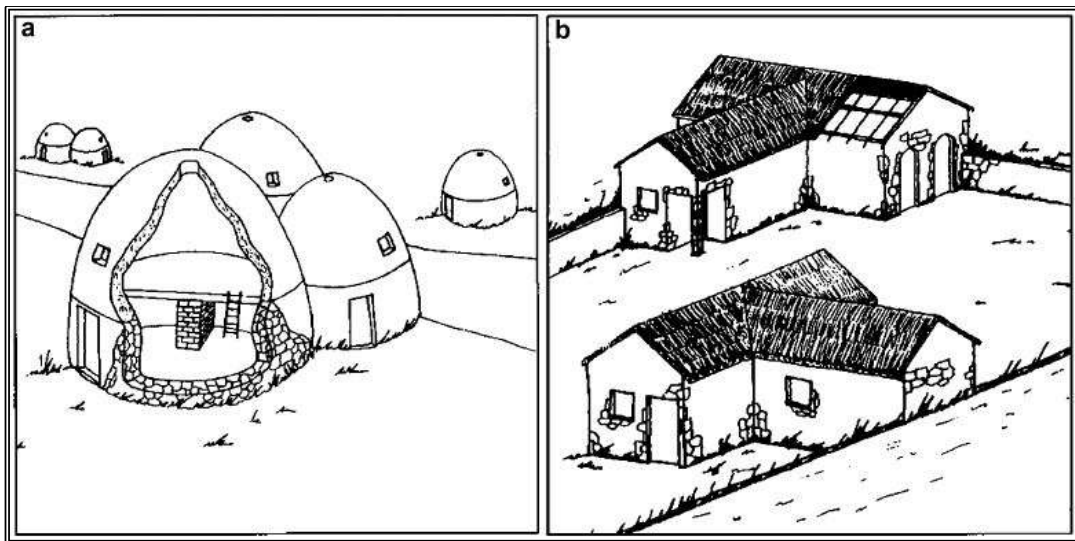
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ	1
1.2 Η ΑΝΑΓΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ.....	4
1.3 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ.....	6
1.3.1 Βλάβες από κατακόρυφα φορτία	7
1.3.2 Βλάβες από σεισμική καταπόνηση	8
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2. ΟΙ ΒΑΣΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ ΚΑΔΕΤ	10
2.1 ΤΑ ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΠΕΜΒΑΣΗ	10
2.1.1 Η άοπλη τοιχοποιία υπό θλίψη	10
2.1.2 Η άοπλη τοιχοποιία υπό εφελκυσμό.....	12
2.1.3 Η άοπλη τοιχοποιία υπό διάτμηση	12
2.2 Η ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΤΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΗΣ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΠΕΜΒΑΣΗ.....	12
2.2.1 Βαθύ αρμολόγημα	12
2.2.2 Υδραυλικά ενέματα	13
2.2.3 Λοιπές Επεμβάσεις Αναβάθμισης	14
2.3 Η ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ Η ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΦΕΡΟΥΣΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΩΝ.....	14
2.3.1 Σεισμική Δράση - Δυσκαμψίες	14
2.3.2 Υπολογιστική θεώρηση των διαφραγμάτων.....	15
2.3.3 Μεθόδοι Ανάλυσης	17
2.3.4 Η Υπολογιστική Αντιμετώπιση της Εκτός Επιπέδου Συμπεριφοράς	19
2.4 ΤΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ – ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ ΤΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ.....	20
2.4.1 Βασικά Χαρακτηριστικά Απόκρισης - Αντίστασης των Δομικών Μελών	20
2.4.2 Αντίσταση Δομικών Μελών σε Εντός Επιπέδου Ένταση σε Όρους Δυνάμεων	21
2.4.3 Αντίσταση Δομικών Μελών σε Εντός Επιπέδου Ένταση σε Όρους Παραμορφώσεων	24
2.4.4 Αντίσταση Δομικών Μελών σε Εκτός Επιπέδου Ένταση σε Όρους Δυνάμεων	24
2.4.5 Αντίσταση Δομικών Μελών σε Εκτός Επιπέδου Ένταση σε Όρους Παραμορφώσεων	24
2.5 ΑΝΙΣΩΣΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ	25
2.5.1 Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων	25
2.5.2 Οι Επιμέρους Συντελεστές Ασφαλείας	27
2.5.3 Οι Έλεγχοι Επάρκειας.....	28
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3. ΟΙ ΒΑΣΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ ΕΝ 1998-3	31

3.1	ΤΑ ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΠΕΜΒΑΣΗ	31
3.1.1	Η άοπλη τοιχοποιία υπό θλίψη, διάτμηση και εφελκυσμό	31
3.2	Η ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΤΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΗΣ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΠΕΜΒΑΣΗ.....	34
3.2.1	Ενίσχυση με ένεμα κονίας υδρασβέστου.....	34
3.2.2	Ενίσχυση με ωπλισμένους μανδύες	34
3.2.3	Ενίσχυση με ωπλισμένο αρμολόγημα και εγκάρσιους συνδέσμους.....	34
3.3	Η ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ Η ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΦΕΡΟΥΣΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΩΝ.....	35
3.3.1	Σεισμική Δράση - Δυσκαμφίες	35
3.3.2	Υπολογιστική Θεώρηση των Διαφραγμάτων	35
3.3.3	Μεθόδοι Ανάλυσης.....	36
3.3.4	Η Υπολογιστική Αντιμετώπιση της Εκτός Επιπέδου Συμπεριφοράς	37
3.4	ΤΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ - ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ ΤΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ	39
3.4.1	Βασικά Χαρακτηριστικά Απόκρισης - Αντίστασης των Δομικών Μελών	39
3.4.2	Αντίσταση Δομικών Μελών σε Εντός Επιπέδου Ένταση σε Όρους Δυνάμεων	39
3.4.3	Αντίσταση Δομικών Μελών σε Εντός Επιπέδου Ένταση σε Όρους Παραμορφώσεων	42
3.4.4	Αντίσταση Δομικών Μελών σε Εκτός Επιπέδου Ένταση σε Όρους Δυνάμεων/Παραμορφώσεων.....	44
3.5	ΑΝΙΣΩΣΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ	46
3.5.1	Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων	46
3.5.2	Έλεγχοι Επάρκειας - Επιμέρους Συντελεστές Ασφαλείας	48
	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ ΚΑΔΕΤ & ΕΝ 1998-3.....	53
	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ “ΙΠΠΟΚΡΑΤΕΙΟΥ” ΛΥΚΕΙΟΥ ΤΗΣ ΚΩ ΜΕΣΩ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ 3ΜΥΡΙ ΜΕΤΑ ΤΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΕΠΙΣΚΕΥΗΣ/ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	55
5.1	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΗΡΙΟΥ - ΙΣΤΟΡΙΚΟ-ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ	55
5.2	ΤΑ ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΩΝ ΦΕΡΟΥΣΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΩΝ.....	57
5.3	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΣΧΗΜΑΤΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ.....	58
5.4	ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΤΗΡΙΟΥ	59
5.4.1	Η φιλοσοφία του επιτελεστικού σχεδιασμού.....	59
5.4.2	Οι τοπικοί εκτός επιπέδου μηχανισμοί αστοχίας.....	59
5.5	ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ 3ΜΥΡΙ ΓΙΑ ΤΗΝ ΧΩΡΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΗΡΙΟΥ ΑΠ’Ο ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ.....	60
5.6	ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΚΘΕΣΗΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ 3ΜΥΡΙ.....	63
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	73
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ	76

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Η τοιχοποιία είναι από τα παλαιότερα υλικά κατασκευής κτηρίων μαζί με το ξύλο, το άχυρο και το δέρμα, τα οποία αντικατέστησε λόγω της ανθεκτικότητας της στους περιβαλλοντικούς παράγοντες [1]. Οι πρώτες τοιχοποιίες χρησιμοποιήθηκαν για να παρέχουν στέγη και προστασία στον πρωτόγονο άνθρωπο από τις καιρικές συνθήκες και τα άγρια ζώα [Εικόνα 1-1]. Η τοιχοποιία εξελίχθηκε από την απλή εναπόθεση φυσικών λίθων τον έναν πάνω στον άλλο χωρίς τη χρήση συνδετικής κονιάς (ξηρολιθοδομή), στην χρήση λαξεμένων λίθων και επακολούθως στην δημιουργία τεχνητών τοιχοσωμάτων από πηλό ξεραμένο στον ήλιο [Εικόνα 1-2]. Με την πάροδο των αιώνων και την πρόοδο της τεχνολογίας η τοιχοποιία χρησιμοποιήθηκε για να κατασκευαστούν γέφυρες οδοποιίας, υδραυλικά έργα, να ανεγερθούν αμφιθέατρα [Εικόνα 1-3] και δομήματα που ακόμα απασχολούν τους μηχανικούς ως προς τον τρόπο κατασκευής τους [Εικόνα 1-4].



Εικόνα 1-1 Δείγματα προϊστορικής αρχιτεκτονικής από τοιχοποιία στην Εγγύς και Μέση Ανατολή : α) θολωτές κατοικίες από προϊστορικό οικισμό στην Κύπρο (περίπου 5650 π.Χ.), (b) ορθογωνικές κατοικίες από προϊστορικό οικισμό στο Ιράκ [2].

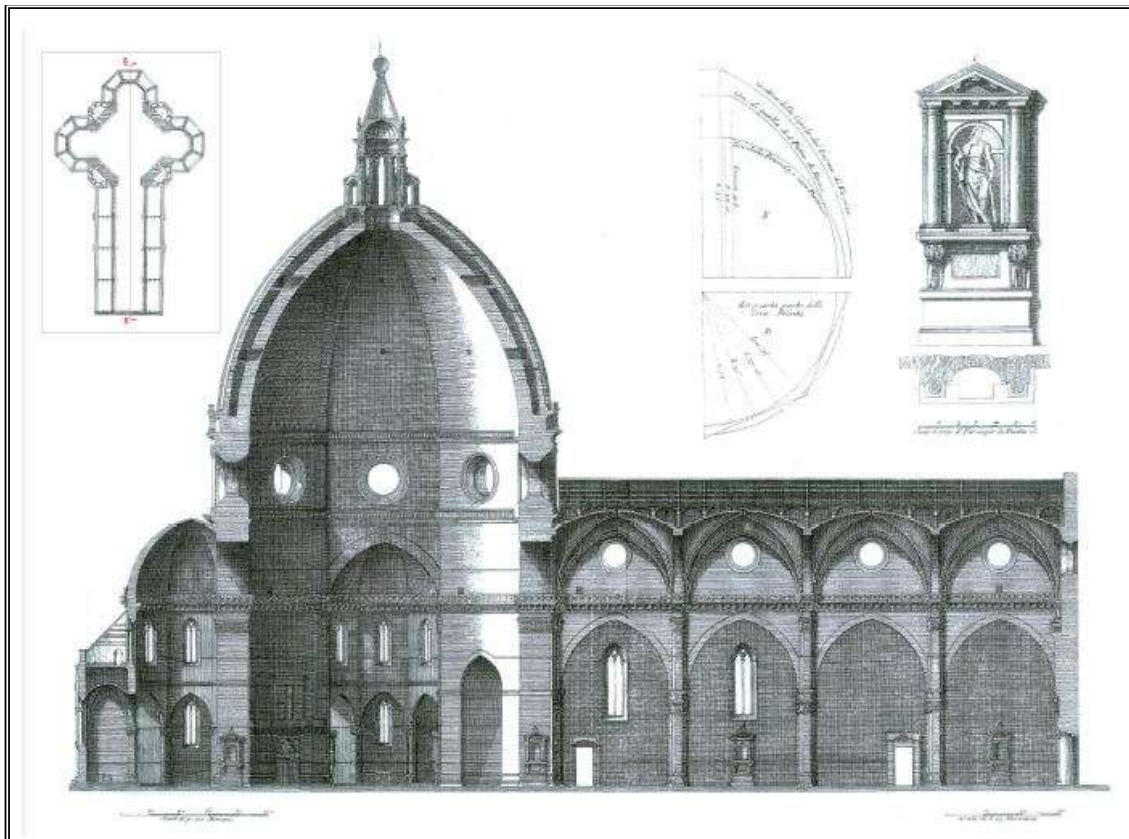


Εικόνα 1-2 Η αφίδα του Κτησιφών, Ιράκ. Η μεγαλύτερη αφίδα μονού ανοίγματος από οπτοπλινοδομή του αρχαίου κόσμου [3].

Οι πρώτες συνδετικές κονίες που χρησιμοποιήθηκαν αποτελούνταν από την ανάμιξη αργίλου με νερό, μία τεχνική που ακόμα εμφανίζεται σε κατασκευές έως το μέσο του 20^{ου} αιώνα. Οι αρχαίοι Αιγύπτιοι προσέθεταν γύψο στο μίγμα αργίλου και νερού, ενώ οι Πέρσες χρησιμοποιούσαν πίσσα (bitumen). Η ανακάλυψη του ασβεστοπολτού από τους Ρωμαίους ως συνδετική κονία έδωσε στην τοιχοποιία την μορφή που φτάνει έως τις μέρες μας [1].

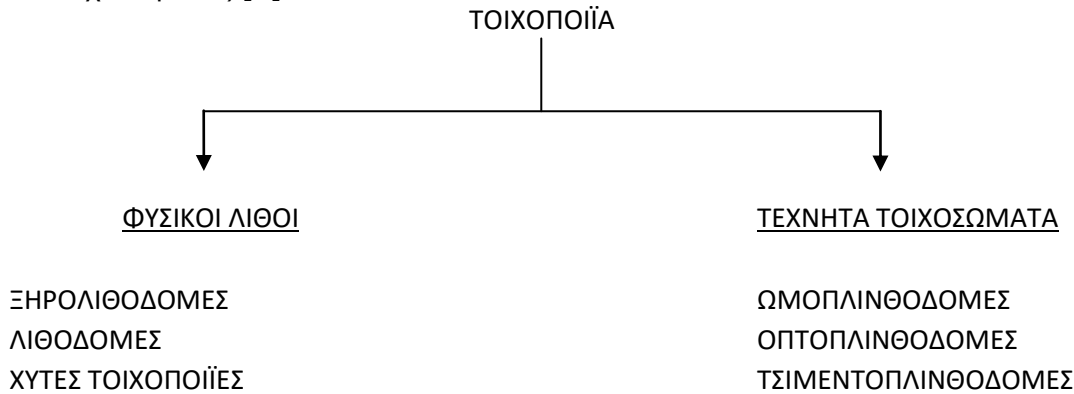


Εικόνα 1-3 Αναπαράσταση του Κολοσσαίου (Flavian Amphitheatre) στη Ρώμη (“The Colosseum Seen From The Southeast”, Gaspar Van Wittel, μέσα του 18^{ου} αιώνα) [1].



Εικόνα 1-4 Κατά μήκος τομή του Καθεδρικού Ναού της Φλωρεντίας Santa Maria del Fiore “DUOMO” με τον περίφημο τρούλο του Filippo Brunelleschi από οπτοπλινθοδομή ο οποίος ανεγέρθηκε χωρίς τη χρήση υποστηρικτικού ικριώματος (Sgrilli B.S., Φλωρεντία, 1733) [4].

Οι τοιχοποιίες μπορούν να διαχωριστούν σε δύο μεγάλες κατηγορίες ανάλογα με τον τύπο του τοιχοσώματος [5]:



Οι τοιχοποιίες ανάλογα με την λειτουργία τους μπορούν να κατηγοριοποιηθούν σε [5]:

- Φέρουσες, όταν εκτός από το ίδιο βάρος τους μεταφέρουν στο έδαφος και επιπλέον κατακόρυφο ή οριζόντιο φορτίο
- Πληρώσεως, όταν φέρουν μόνο το ίδιο βάρος τους και χρησιμοποιούνται για διαμόρφωση χώρων
- Αντιστήριξης, όταν χρησιμοποιούνται ως τοίχοι αντιστήριξης βαρύτητας σε πρηνή
- Επένδυσης, όταν χρησιμοποιούνται για διακοσμητικό σκοπό

Οι τοιχοποιίες αναλόγως του τρόπου δόμησης μπορούν να κατηγοριοποιηθούν σε [5]:

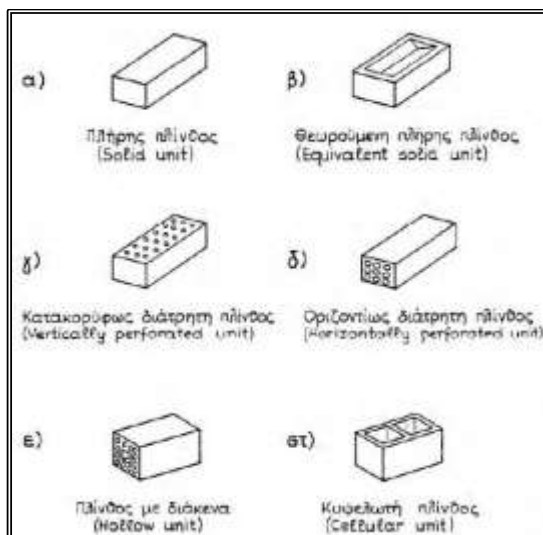
- Συμπαγείς, δηλαδή με σταθερές ιδιότητες σε ολόκληρο το πάχος τους
- Κοίλες, που αποτελούνται από δύο παράλληλους μονόστρωτους τοίχους με εσωτερικό διάκενο
- Με πυρήνα, που αποτελούνται από δύο εξωτερικές στρώσεις τοιχοποιίας και πληρωμένο διάκενο



Εικόνα 1-5 Τομές δίστρων και τρίστρων τοιχοποιιών από φυσικούς λίθους (Binda et al, 2003) [6].

Η πιο συνήθης κατηγορία υφιστάμενης τοιχοποιίας είναι η λιθοδομή αφού οι φυσικοί λίθοι απαντώνται εύκολα στο περιβάλλον. Η συνηθέστερη πρακτική κατασκευής της ήταν να χτίζεται η εξωτερική παρειά από τον τεχνίτη που ήταν και η πιο επιμελημένη, η εσωτερική παρειά να χτίζεται από τον βοηθό τεχνίτη (παραγιό) και ο ενδιάμεσος χώρος να γεμίζεται με λιθοσύντριμμα – μικρότερους λίθους (μολώματα). Στην **Εικόνα 1-5** αποτυπώνονται οι κατά το πάχος τομές υφιστάμενων δίστρων και τρίστρων λιθοδομών από φυσικούς λίθους. Οι τοιχοποιίες που παρουσιάζονται αποτελούν κομμάτι μελέτης με θέμα την κατηγοριοποίηση των ιστορικών τοιχοποιιών στην Ιταλία και την συσχέτισή τους με κατάλληλα προσομοιώματα.

Οι οπτόπλινθοδομές είναι άλλη μία κατηγορία τοιχοποιίας με συχνή εμφάνιση σε υφιστάμενες κατασκευές. Συνήθως αποτελείται από συμπαγείς αργιλικούς (κόκκινο χρώμα) ή ασβεστοπυριτικούς (λευκό χρώμα) οπτόπλινθους. Στην **Εικόνα 1-6** φαίνονται οι πιο κοινοί τύποι οπτόπλινθων που χρησιμοποιούνται ακόμα και σήμερα στις κτιριακές κατασκευές όπως είναι οι δ), ε) (σύγχρονοι διάτρητοι αργιλικοί οπτόπλινθοι) και στ) (τσιμεντόπλινθοι) ενώ οι οπτόπλινθοι α) και β) απαντώνται συνήθως σε παλαιές κατασκευές.



Εικόνα 1-6 Τύποι τεχνητών τοιχοσωμάτων (ΤΕΕ Κεντρικής Μακεδονίας, Σεμινάριο Μικρής Διάρκειας, 2009) [7].

1.2 Η ΑΝΑΓΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ

Οι κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία αποτελούν αναπόσπαστο κομμάτι του δομημένου πλούτου της Ελλάδας είτε πρόκειται για χώρους θρησκευτικού ενδιαφέροντος όπως είναι

Περιφέρση	Σύνολο κτηρίων	Χρονική περίοδος κατασκευής κτηρίων										Σύνολο κτηρίων								
		Πριν το 1970	%	1971 - 1980	%	1981 - 1990	%	1991 - 1995	%	1996 - 2000	%		2001 - 2005	%	2006 και μετά	%	Υπό κατασκευή			
ΣΥΝΟΛΟ ΕΛΛΑΔΟΣ	4.105.637	1.691.432	41,2	704.340	17,2	402.388	9,8	316.799	7,7	259.394	6,3	254.797	6,2	237.460	5,8	186.861	4,6	52.186	1,3	100,0
ΑΝΑΤΟΛΙΚΗΣ ΜΑΚΕΔΟΝΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΑΚΗΣ	286.365	136.062	47,2	48.185	16,8	22.727	7,9	16.599	5,8	15.406	5,4	15.825	5,5	16.741	5,8	12.649	4,5	3.141	1,1	100,0
ΚΕΝΤΡΙΚΗΣ ΜΑΚΕΔΟΝΙΑΣ	600.436	226.942	37,8	113.242	18,9	59.756	10,0	47.070	7,8	30.756	5,1	38.120	6,3	38.073	6,3	31.124	5,2	6.353	1,1	100,0
ΔΥΤΙΚΗΣ ΜΑΚΕΔΟΝΙΑΣ	142.816	68.619	47,9	26.279	18,4	13.063	9,2	9.181	6,4	7.042	4,9	15.438	10,8	6.690	4,7	4.842	3,4	1.632	1,1	100,0
ΗΠΕΙΡΟΥ	176.352	74.686	42,4	33.705	19,1	18.508	10,5	12.907	7,3	9.677	5,5	8.870	5,0	8.718	4,9	7.706	4,4	1.576	0,9	100,0
ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ	342.557	163.279	47,7	64.162	18,7	31.878	9,3	21.832	6,4	16.661	4,9	15.060	4,4	14.476	4,2	11.600	3,4	3.589	1,0	100,0
ΣΤΕΡΕΑΣ ΕΛΛΑΔΑΣ	302.172	124.268	41,1	50.602	16,7	33.564	11,1	24.614	8,1	19.613	6,5	17.550	5,8	15.870	5,3	12.343	4,1	3.747	1,2	100,0
ΙΟΝΙΩΝ ΝΗΣΩΝ	140.810	65.863	46,8	16.530	11,7	12.067	8,6	11.599	8,2	8.840	6,3	8.302	5,9	8.208	5,8	7.621	5,4	1.780	1,3	100,0
ΔΥΤΙΚΗΣ ΕΛΛΑΔΑΣ	303.064	122.797	40,5	56.645	18,7	31.663	10,4	24.362	8,0	19.490	6,4	18.018	5,9	14.628	4,8	11.474	3,8	3.987	1,3	100,0
ΠΕΛΟΠΟΝΝΗΣΟΥ	355.761	172.596	48,5	50.001	14,1	32.951	9,3	25.882	7,3	19.693	5,5	17.843	5,0	17.654	5,0	15.329	4,3	3.812	1,1	100,0
ΑΤΤΙΚΗΣ	783.752	231.875	29,6	163.074	20,8	90.833	11,6	72.863	9,3	60.653	7,7	57.801	7,4	55.942	7,1	38.055	4,9	12.656	1,6	100,0
ΒΟΡΕΙΟΥ ΑΙΓΑΙΟΥ	153.957	90.310	58,7	16.396	10,6	11.122	7,2	8.649	5,7	7.356	4,8	6.646	4,3	6.091	4,0	5.362	3,5	1.821	1,2	100,0
ΝΟΤΙΟΥ ΑΙΓΑΙΟΥ	219.681	87.132	39,7	27.109	12,3	19.841	9,0	18.908	8,6	16.938	7,7	16.262	7,4	15.574	7,1	12.987	5,9	4.930	2,2	100,0
ΚΡΗΤΗΣ	297.914	138.002	46,3	38.410	12,9	24.365	8,2	22.133	7,4	18.267	6,1	19.210	6,4	18.795	6,3	15.570	5,2	3.162	1,1	100,0

Πίνακας 1-1 Χρονική Περίοδος Κατασκευής των Κτηρίων ανά Περιφέρεια (ΕΛΣΤΑΤ, 2011) [8].

τα μοναστήρια και οι εκκλησίες, είτε πρόκειται για αρχαιολογικούς χώρους, για κατοικίες, βιομηχανικά κτήρια και σχολεία. Το κοινό χαρακτηριστικό που έχουν όλα αυτά τα δομήματα είναι πως έχουν κατασκευαστεί χωρίς υπολογισμό των φορτίων και διαστασιολόγηση των δομικών μελών, “**non engineered masonry**” [9]. Δηλαδή το κανονιστικό πλαίσιο που τα διέπει είναι με βάση την τεχνογνωσία της εκάστοτε εποχής κατασκευής τους. Ο μεγάλος όγκος υφιστάμενων κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία και η ενδεχόμενη υψηλή τρωτότητα τους σε σεισμική φόρτιση απαιτούν την γνώση της συμπεριφοράς τους και την επακόλουθη επισκευή ή/και ενίσχυσή τους.

Περιγραφή	Σύνολο	Βασικό υλικό κατασκευής του κτιρίου										Σύνολο		
		Μπετόν	%	Μέταλλο	%	Λίθο	%	Τούβλα - Τσιμεντόλιθοι	%	Πέτρα	%		Άλλο υλικό	%
ΣΥΝΟΛΟ ΕΛΛΑΔΟΣ	4.105.637	2.368.696	57,7	34.868	0,8	19.968	0,5	881.593	21,5	723.249	17,6	77.263	1,9	100,0
ΑΝΑΤΟΛΙΚΗΣ ΜΑΚΕΔΟΝΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΑΚΗΣ	286.365	118.375	41,3	2.301	0,8	2.138	0,7	111.531	38,9	39.541	13,8	12.479	4,4	100,0
ΚΕΝΤΡΙΚΗΣ ΜΑΚΕΔΟΝΙΑΣ	600.436	359.492	59,9	7.639	1,3	3.253	0,5	177.807	29,6	40.391	6,7	11.854	2,0	100,0
ΔΥΤΙΚΗΣ ΜΑΚΕΔΟΝΙΑΣ	142.816	61.298	42,9	1.282	0,9	458	0,3	46.974	32,9	28.526	20,0	4.278	3,0	100,0
ΗΠΕΙΡΟΥ	176.352	80.268	45,5	1.270	0,7	732	0,4	42.661	24,2	49.680	28,2	1.741	1,0	100,0
ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ	342.557	162.718	47,5	2.951	0,9	1.633	0,5	107.241	31,3	55.781	16,3	12.233	3,6	100,0
ΣΤΕΡΕΑΣ ΕΛΛΑΔΑΣ	302.172	168.369	55,7	2.724	0,9	1.649	0,5	58.346	19,3	64.910	21,5	6.174	2,0	100,0
ΙΟΝΙΩΝ ΝΗΣΩΝ	140.810	79.381	56,4	981	0,7	2.789	2,0	25.829	18,3	30.868	21,9	962	0,7	100,0
ΔΥΤΙΚΗΣ ΕΛΛΑΔΑΣ	303.064	161.850	53,4	3.009	1,0	1.281	0,4	78.288	25,8	53.103	17,5	5.533	1,8	100,0
ΠΕΛΟΠΟΝΝΗΣΟΥ	355.761	158.280	44,5	2.773	0,8	998	0,3	70.594	19,8	113.129	31,8	9.987	2,8	100,0
ΑΤΤΙΚΗΣ	783.752	655.285	83,6	6.224	0,8	3.632	0,5	81.185	10,4	28.702	3,7	8.724	1,1	100,0
ΒΟΡΕΙΟΥ ΑΙΓΑΙΟΥ	153.957	49.486	32,1	630	0,4	288	0,2	29.269	19,0	73.463	47,7	821	0,5	100,0
ΝΟΤΙΟΥ ΑΙΓΑΙΟΥ	219.681	137.859	62,8	1.127	0,5	459	0,2	20.277	9,2	58.847	26,8	1.112	0,5	100,0
ΚΡΗΤΗΣ	297.914	176.035	59,1	1.957	0,7	658	0,2	31.591	10,6	86.308	29,0	1.365	0,5	100,0

Πίνακας 1-2 Υλικά Κατασκευής των Κτηρίων ανά Περιφέρεια (ΕΛΣΤΑΤ, 2011) [8].

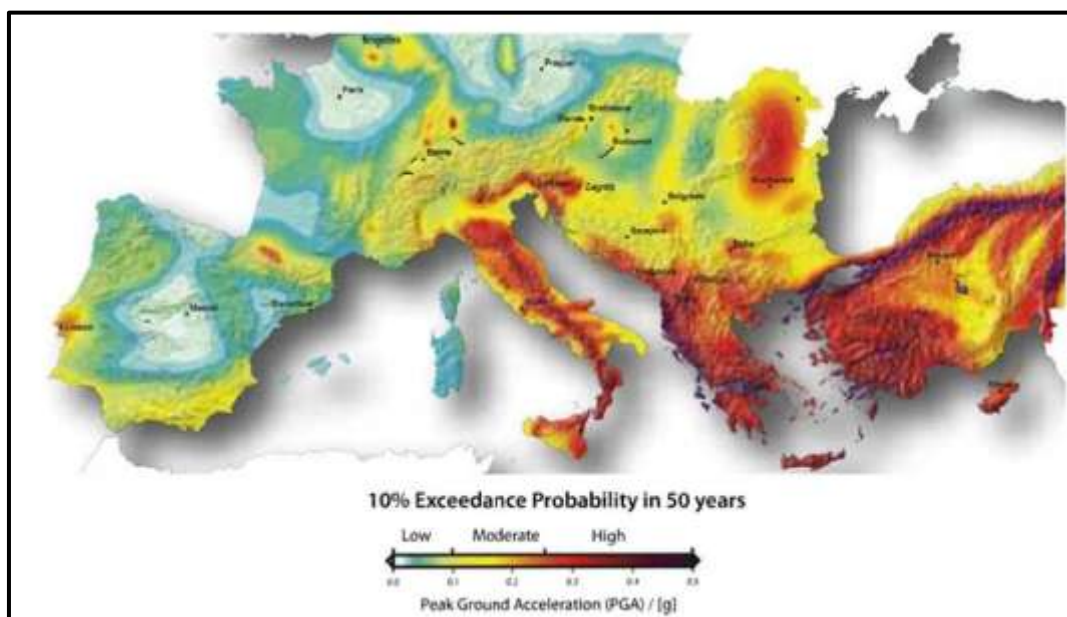
Από την απογραφή του 2011 με βάση τα στοιχεία της Ελληνικής Στατιστικής Αρχής όπως αυτά φαίνονται στον **Πίνακα 1-1**, μπορεί να υπολογιστεί πως το 68,2% των κτηρίων έχουν κατασκευαστεί πριν το 1985 το οποίο σημαίνει πως στην ευνοϊκότερη περίπτωση είναι κατασκευασμένα βάσει του Αντισεισμικού κανονισμού του 1959. Από τον **Πίνακα 1-2** της ίδιας απογραφής, μπορεί να εξαχθεί το ποσοστό των δομημάτων ανά την επικράτεια ανάλογα με το κύριο υλικό κατασκευής τους. Το ποσοστό που αφορά την φέρουσα τοιχοποιία (φυσικοί λίθοι, τούβλα, τσιμεντόλιθοι) αγγίζει συνολικά το 39%. Λαμβάνοντας υπόψιν το ποσοστό των κτηρίων που έχουν κατασκευαστεί με Κανονισμούς με χαμηλή σεισμική επιτάχυνση, το αποτέλεσμα είναι πως $39\% \times 68,2\% = 26,6\%$ των κτηρίων της χώρας είναι κατασκευασμένα με κάποια μορφή Φέρουσας Τοιχοποιίας με χαμηλότερο σεισμικό συντελεστή από τον σύγχρονο απαιτούμενο. Με βάση τον **Πίνακα 1-3** στον οποίο φαίνεται η χρήση των κτηρίων λαμβάνοντας υπόψιν τα ποσοστά από τους **Πίνακες 1-1** και **1-2** και θεωρώντας πως από Φέρουσα Τοιχοποιία κατασκευάζονται μόνο Κατοικίες και Εκκλησίες – Μοναστήρια τα οποία συνολικά αποτελούν το 80,5% των κτηρίων της χώρας, μπορεί να εξαχθεί με συντηρητικό υπολογισμό πως $26,6\% \times 80,5\% = 21,4\%$ είναι Κατοικίες – Εκκλησίες – Μοναστήρια από τοιχοποιία απροσδιόριστης αντοχής. Αυτό το ποσοστό τονίζει την σημασία που πρέπει να δοθεί στον προσεισμικό έλεγχο αυτών των δομημάτων και την ενδεχόμενη επισκευή ή/και ενίσχυσή τους λαμβάνοντας ταυτόχρονα υπόψιν και την συν τω χρόνω γήρανση των υλικών κατασκευής.

Ο χάρτης της σεισμικής επικινδυνότητας που φαίνεται στην **Εικόνα 1-7** ο οποίος συντάχθηκε από τους **Giardini et al** [10] για λογαριασμό της Ελβετικής Σεισμολογικής Υπηρεσίας το 2013 στα πλαίσια του προγράμματος Εναρμόνισης του Σεισμικού Κινδύνου στην Ευρώπη “Seismic Hazard Harmonization in Europe”, δείχνει ξεκάθαρα την υψηλή

πιθανότητα εμφάνισης μείζονος σεισμικού γεγονότος στην Ελλάδα στα επόμενα πενήντα έτη.

Πίνακας 1-3 Κτήρια Αποκλειστικής Χρήσης ανά Χρήση και Περιφέρεια (ΕΛΣΤΑΤ, 2011) [8]

Περιγραφή	Κτήρια αποκλειστικής χρήσης														Σύνολο κτηρίων αποκλειστικής χρήσης					
	Σύνολο κτηρίων αποκλειστικής χρήσης	Χρήση κτηρίων																		
		Κατοικία	%	Εκκλησία - Μοναστήρι	%	Ξενοδοχείο	%	Εργοστάσιο - Εργαστήριο	%	Σχολικό κτήριο	%	Κατάστημα - Γραφείο	%	Σταθμός αυτοκινήτων (παρκινγκ)		%	Νοσοκομείο, κλινική κλπ.	%	Άλλη χρήση	%
ΣΥΝΟΛΟ ΕΛΛΑΔΟΣ	3.775.848	2.990.324	79,2	47.872	1,3	34.736	0,9	30.731	0,8	19.474	0,5	153.510	4,1	16.952	0,4	1.749	0,0	480.500	12,7	100,0
ΑΝΑΤΟΛΙΚΗΣ ΜΑΚΕΔΟΝΙΑΣ ΚΑΙ ΘΡΑΚΗΣ	263.167	187.310	71,2	1.723	0,7	1.024	0,4	1.739	0,7	1.577	0,6	9.995	3,8	1.142	0,4	125	0,0	58.532	22,2	100,0
ΚΕΝΤΡΙΚΗΣ ΜΑΚΕΔΟΝΙΑΣ	533.601	404.726	75,8	3.040	0,6	2.743	0,5	5.629	1,1	2.888	0,5	19.645	3,7	2.860	0,5	287	0,1	91.783	17,2	100,0
ΔΥΤΙΚΗΣ ΜΑΚΕΔΟΝΙΑΣ	132.823	88.508	66,6	1.778	1,3	316	0,2	962	0,7	950	0,7	4.094	3,1	1.766	1,3	57	0,0	34.392	25,9	100,0
ΗΠΕΙΡΟΥ	166.715	126.302	75,8	3.399	2,0	1.145	0,7	1.075	0,6	1.139	0,7	5.678	3,4	489	0,3	51	0,0	27.437	16,5	100,0
ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ	325.750	246.990	75,8	2.861	0,9	2.322	0,7	2.358	0,7	1.556	0,5	12.377	3,8	689	0,2	132	0,0	56.465	17,3	100,0
ΣΤΕΡΕΑΣ ΕΛΛΑΔΑΣ	280.277	229.363	81,8	4.308	1,5	1.677	0,6	2.426	0,9	1.298	0,5	9.070	3,2	694	0,2	89	0,0	31.352	11,2	100,0
ΙΟΝΙΩΝ ΝΗΣΩΝ	133.501	103.780	77,7	1.840	1,4	4.557	3,4	756	0,6	523	0,4	6.740	5,0	1.190	0,9	39	0,0	14.076	10,5	100,0
ΔΥΤΙΚΗΣ ΕΛΛΑΔΑΣ	281.266	229.541	81,6	4.012	1,4	1.046	0,4	1.777	0,6	1.572	0,6	9.596	3,4	463	0,2	112	0,0	33.147	11,8	100,0
ΠΕΛΟΠΟΝΝΗΣΟΥ	334.089	267.128	80,0	6.843	2,0	2.459	0,7	2.638	0,8	1.629	0,5	9.849	2,9	1.350	0,4	99	0,0	42.094	12,6	100,0
ΑΤΤΙΚΗΣ	696.647	624.278	89,6	3.098	0,4	1.293	0,2	7.126	1,0	3.454	0,5	35.545	5,1	1.447	0,2	470	0,1	19.936	2,9	100,0
ΒΟΡΕΙΟΥ ΑΙΓΑΙΟΥ	147.898	113.483	76,7	3.059	2,1	1.998	1,4	961	0,6	602	0,4	6.168	4,2	1.585	1,1	73	0,0	19.969	13,5	100,0
ΝΟΤΙΟΥ ΑΙΓΑΙΟΥ	205.206	150.638	73,4	6.352	3,1	8.946	4,4	1.221	0,6	770	0,4	11.808	5,8	2.834	1,4	101	0,0	22.536	11,0	100,0
ΚΡΗΤΗΣ	274.908	218.277	79,4	5.559	2,0	5.210	1,9	2.063	0,8	1.516	0,6	12.945	4,7	443	0,2	114	0,0	28.781	10,5	100,0



Εικόνα 1-7 Σεισμική Επικινδυνότητα των Ευρωπαϊκών Μεσογειακών Χωρών (Giardini et al, "SHARE", 2013) [10].

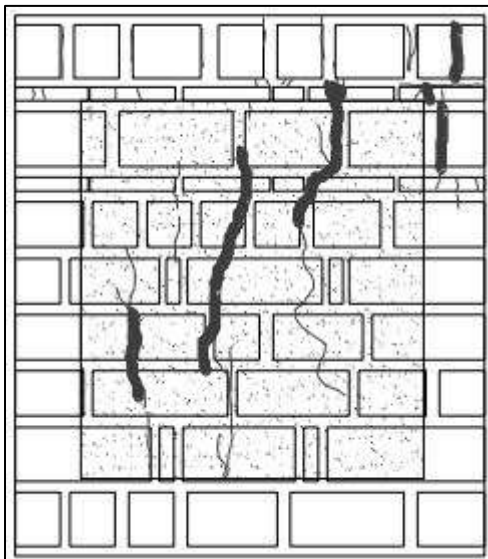
1.3 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Η παθολογία των κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία μπορεί να κατηγοριοποιηθεί στις παρακάτω δύο κατηγορίες [7]:

- Βλάβες από κατακόρυφα φορτία
- Βλάβες από σεισμική καταπόνηση

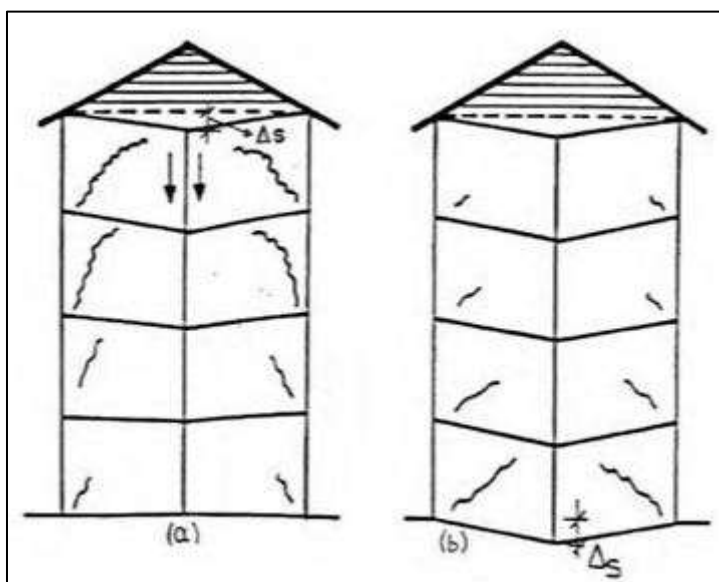
1.3.1 Βλάβες από κατακόρυφα φορτία

Οι βλάβες από κατακόρυφα φορτία προκύπτουν λόγω κακού σχεδιασμού όπως είναι η μη κανονικότητα των ανοιγμάτων καθ' ύψος, από διαφορικές καθιζήσεις της θεμελίωσης, από επεμβάσεις στην υφιστάμενη κατασκευή που αλλάζουν την κατανομή των μόνιμων και κινητών φορτίων όπως είναι η αλλαγή χρήσης ή η προσθήκη καθ' ύψος και από γήρανση των υλικών ειδικά σε παλαιές τοιχοποιίες όπου η συνδετική κονία είναι από άργιλο αναμεμιγμένη με νερό (αερική κονία) και πλέον είναι αποσαθρωμένη. Η πιο συνήθης μορφή αστοχίας λόγω κατακόρυφων φορτίων είναι η εμφάνιση κατακόρυφων ρωγμών λόγω εγκάρσιων εφελκυστικών τάσεων [**Εικόνα 1-9**].



Εικόνα 1-9 Κατακόρυφες ρωγμές στην όψη της τοιχοποιίας λόγω εγκάρσιων εφελκυστικών τάσεων [9].

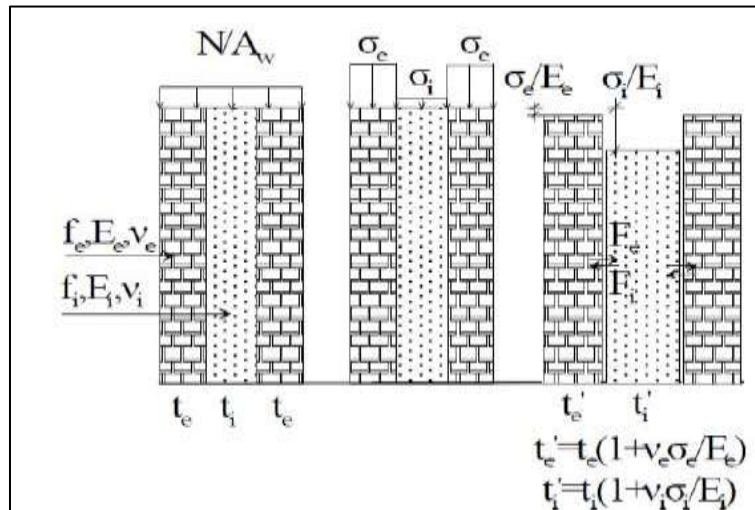
Οι διαφορικές καθιζήσεις που είναι άλλη μία μορφή βλάβης από κατακόρυφο φορτίο, προκαλούν τοπική διαγώνια ρηγμάτωση στο τμήμα εκείνο που έχει καθιζάνει.



Εικόνα 1-10 Ρηγμάτωση λόγω διαφορικής καθίζησης (ΤΕΕ Κεντρικής Μακεδονίας, Σεμινάριο Μικρής Διάρκειας, 2009) [7].

Στην **Εικόνα 1-10(a)** φαίνεται η βλάβη που θα υποστούν οι τοίχοι που είναι κάθετοι σε αυτούς που καθιζάνουν ενώ στην **Εικόνα 1-10(b)** φαίνεται η βλάβη που θα υποστούν οι τοίχοι που υπόκεινται σε διαφορετική καθίζηση. Σημαντική διαφορά είναι η στάθμη που

εμφανίζονται οι εντονότερες ρηγματώσεις κατά περίπτωση. Η τιμή Δ_s αντιστοιχεί στην κατακόρυφη βύθιση του τμήματος της τοιχοποιίας. Ειδικότερα για τις τρίστρωτες τοιχοποιίες, η ύπαρξη μονόπλευρου φουσκώματος είναι ευρέως διαδεδομένη λόγω της μη σύνδεσης των δύο εξωτερικών στρώσεων με διάτονα λιθοσώματα και της πολύ κακής κατασκευής του πυρήνα που αυτοσυμπυκνώνεται προκαλώντας οριζόντιες ωθήσεις [Εικόνα 1-11].

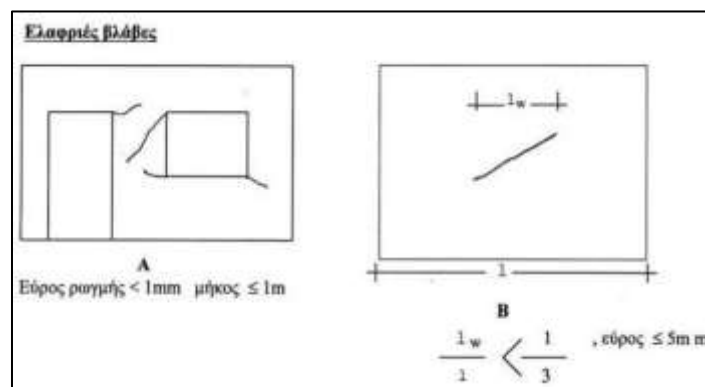


Εικόνα 1-11 Τρίστρωτη τοιχοποιία υπό κατακόρυφο φορτίο [9].

1.3.2 Βλάβες από σεισμική καταπόνηση

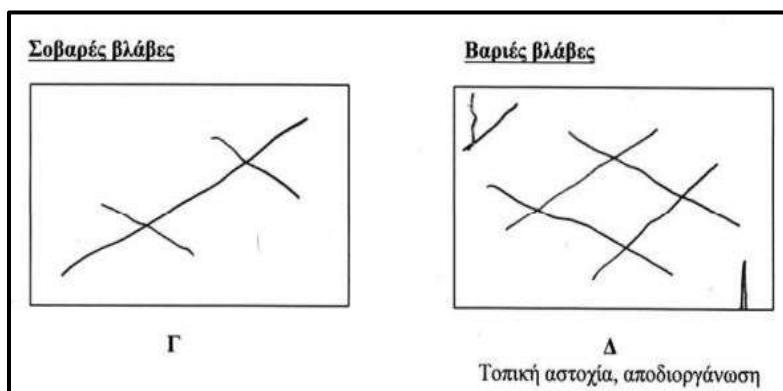
Οι βλάβες που σχετίζονται με την σεισμική καταπόνηση μπορούν να κατηγοριοποιηθούν ως [5] :

- Βλάβες εντός του επιπέδου του τοίχου [Εικόνες 1-12 και 1-13]
 - Καμπτική αστοχία με τοπική σύνθλιψη του θλιβόμενου πέλματος
 - Διατμητική αστοχία λόγω διαγώνιας ρηγματώσης, με ρωγμές που εμφανίζονται περί το μέσον του φαντώματος και αναπτύσσονται υπό γωνία 45° προς τις άκρες
 - Διατμητική αστοχία λόγω ολίσθησης κατά μήκος των οριζόντιων αρμών κονιάματος
- Βλάβες εκτός του επιπέδου του τοίχου [Εικόνες 1-14 και 1-15]
 - Καμπτική αστοχία, που εμφανίζεται ως οριζόντια ρωγμή στην έδραση του τοίχου εάν υπάρχει ευπαράμορφωτο διάφραγμα
 - Καμπτική αστοχία, που εμφανίζεται ως οριζόντια ρωγμή περί το μέσον του τοίχου εάν υπάρχει οιονεί άκαμπτο διάφραγμα
 - Αποκόλληση της ένωσης κάθετων μεταξύ τους τοίχων λόγω πλημμελούς αλληλεμπλοκής των λιθοσωμάτων και μη ικανοποιητικής διαφραγματικής λειτουργίας του οριζόντιου φορέα

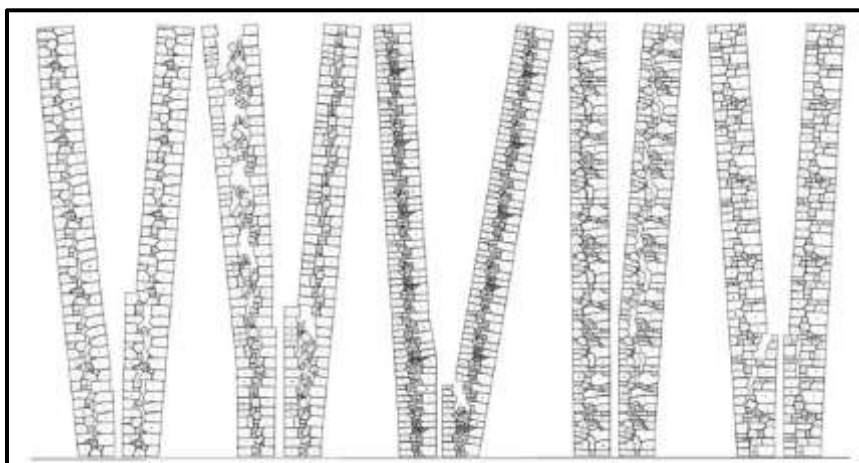


Εικόνα 1-12 Ελαφριές Εντός Επιπέδου Βλάβες σε Φέρουσα Τοιχοποιία λόγω Σεισμού (Υπουργείο Δημοσίων Έργων, 2013) [11].

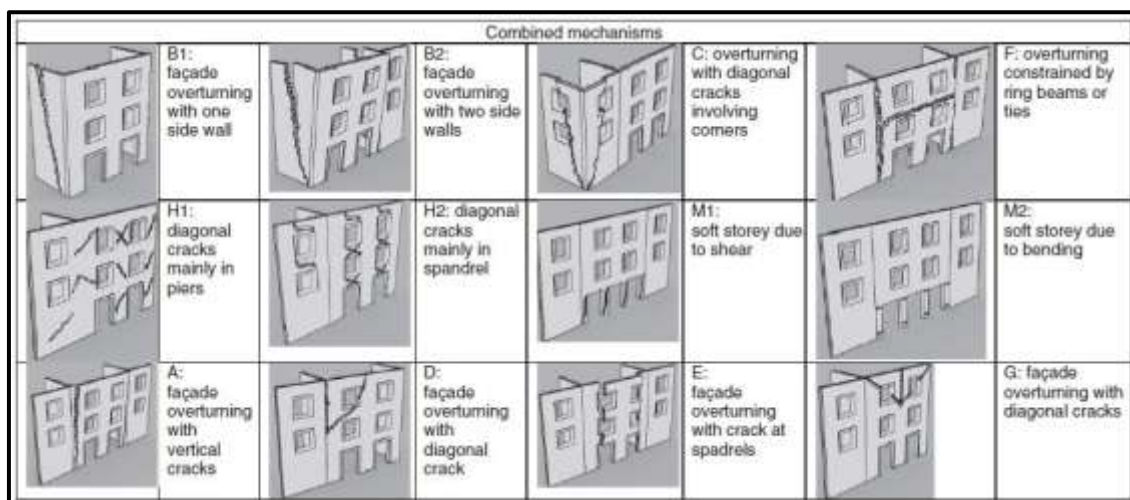
Οι αστοχίες που φαίνονται στην **Εικόνα 1-14** προέρχονται από την μελέτη που έγινε από τον **de Felice** [12] για την εκτός επιπέδου απόκριση κοίλων τοίχων από λιθοδομή. Αποδείχθηκε και πειραματικά αυτό που έχει παρατηρηθεί μετασεισμικά, πως η πλημμελής αλληλεμπλοκή εγκάρσιων μεταξύ τους τοίχων, η μη ύπαρξη περιμετρικώς τουλάχιστον διαζωμάτων και η οριζόντια ώθηση των μη ορθώς εδραζόμενων πατωμάτων στην τοιχοποιία δημιουργεί τοπικούς εκτός επιπέδου μηχανισμούς καμπτικής αστοχίας.



Εικόνα 1-13 Σοβαρές και Βαριές Εντός Επιπέδου Βλάβες σε Φέρουσα Τοιχοποιία λόγω Σεισμού (Υπουργείο Δημοσίων Έργων, 2013) [11].



Εικόνα 1-14 Βλάβες σε Κάμψη Εκτός Επιπέδου Δίστρωτης και Τρίστρωτης Τοιχοποιίας (de Felice, 2011) [12].



Εικόνα 1-15 Βλάβες εκτός του επιπέδου του τοίχου σε όψη κτηρίου "Façade" (D' Ayala, 2013) [13].

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2. ΟΙ ΒΑΣΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ ΚΑΔΕΤ

Στην παρούσα Ενότητα γίνεται επιλεκτική ανάπτυξη των Κεφαλαίων του ΚΑΔΕΤ (**Σχέδιο 1. Μάρτιος 2019**) που αποσκοπούν στην κατανόηση της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού κτηριακών κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία. Το παρόν Κεφάλαιο έχει καθαρά πληροφοριακό χαρακτήρα. Παρουσιάζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας πριν και μετά τις επεμβάσεις, η προσομοίωση και ανάλυση των φερουσών τοιχοποιιών, τα προσομοιώματα απόκρισης/αντίστασης των δομικών μελών και οι έλεγχοι επάρκειας.

2.1 ΤΑ ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΠΕΜΒΑΣΗ

2.1.1 Η άοπλη τοιχοποιία υπό θλίψη (ΚΑΔΕΤ §6.2.2)

Η άοπλη τοιχοποιία είναι η πιο κοινά εμφανιζόμενη μορφή τοιχοποιίας. Αποτελείται από τοιχοσώματα και συνδετικό κονιάμα. Οι σύγχρονες άοπλες τοιχοποιίες κατασκευάζονται κατά βάση με υδραυλικά κονιάματα (με βάση το τσιμέντο) ενώ οι υφιστάμενες τοιχοποιίες κατασκευάζονταν συνήθως με αερικές κονίες (μίγμα αργίλου/νερού, υδράσβεστος). Γενικώς η αντοχή του τοιχοσώματος είναι πάντα μεγαλύτερη από την αντοχή του κονιάματος, εκτός από την περίπτωση ωμοπλινθοδομών. Η αντοχή της άοπλης τοιχοποιίας όπως φαίνεται και από το τυπολόγιο που ακολουθεί εξαρτάται από :

- Την επιμέρους αντοχή των λιθοσωμάτων (f_{bc}) και του κονιάματος (f_{mc})
- Τον τρόπο δόμησης (μονόστρωτη, δίστρωτη με ή χωρίς διάτονα λιθοσώματα, τριόστρωτη με ή χωρίς διάτονα λιθοσώματα)

Θλιπτική αντοχή μονόστρωτης ή δίστρωτης τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ §6.2.4)

- Καλοδομημένη Οπτοπλινθοδομή

$$f_{wc} = [f_{mc} + 0.4 \cdot (f_{bc} - f_{mc})] \cdot (1 - 0.8 \cdot \sqrt[3]{a}) \text{ όταν } f_{bc} > f_{mc} \quad (\text{Σελ. 6-17, ΚΑΔΕΤ})$$

$$f_{wc} = f_{bc} \cdot (1 - 0.8 \cdot \sqrt[3]{a}) \text{ όταν } f_{bc} < f_{mc} \quad (\text{Σελ. 6-17, ΚΑΔΕΤ})$$

$$a = \frac{t_{jm}}{h_{bm}}$$

t_{jm} μέσο πάχος οριζόντιων αρμών κονιάματος

h_{bm} μέσο ύψος λιθοσωμάτων

- Χαμηλής Αντοχής Λιθοδομή

$$f_{wc} = \xi \cdot \left[\left(\frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_{bc}} - f_0 \right) + \lambda \cdot f_{mc} \right] \quad (\text{Σελ. 6-17, ΚΑΔΕΤ})$$

f_{bc} (25 – 75)MPa

f_{mc} (0,5 – 2,5)MPa

V_m όγκος κονιάματος

V_w όγκος τοιχοποιίας

f_{bc} θλιπτική αντοχή λιθοσώματος

λ συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος – κονιάματος $\begin{cases} 0,5 & \text{για τραχείς λίθους} \\ 0,1 & \text{για πολύ λείους λίθους} \end{cases}$

$$f_0 \quad \text{συντελεστής (MPa)} \begin{cases} 0,00 & \text{για λαξευτή λιθοδομή} \\ 0,5 - 1,0 & \text{για λιθοδομή από ημικανονικούς λίθους} \\ 1,5 - 2,5 & \text{για αργολιθοδομή} \end{cases}$$

ξ συντελεστής που λαμβάνει υπόψιν τη δυσμενή επιρροή των αρμών κονιάματος

$$\xi = \frac{1}{[1+3,5 \cdot (\kappa - \kappa_0)]} < 1,0 \quad k = \frac{V_m}{V_w} \geq 0,30$$

$$\xi = 1 \quad k = \frac{V_m}{V_w} \leq 0,30$$

$$\kappa_0 = 0,30$$

Θλιπτική αντοχή δίστρωτης τοιχοποιίας χωρίς διάτονα λιθοσώματα (ΚΑΔΕΤ §6.2.4.2)

$$f_{wc} = \min(f_{wc1}, f_{wc2}) \quad (\text{Σελ. 6-19, ΚΑΔΕΤ})$$

f_{wc1} θλιπτική αντοχή εσωτερικής στρώσης

f_{wc2} θλιπτική αντοχή εξωτερικής στρώσης

Θλιπτική αντοχή τρίστρωτης τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ §6.2.4.3)

➤ Εάν οι εξωτερικές στρώσεις είναι περίπου ισόπαχες και έχουν περίπου την ίδια θλιπτική αντοχή, λαμβάνεται από τον κάτωθι τύπο :

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \frac{[2 \cdot \lambda_e \cdot \delta \cdot f_{c,e} + \lambda_i \cdot f_{c,i}]}{1 + 2 \cdot \delta} \quad (\text{Σελ. 6-19, ΚΑΔΕΤ})$$

➤ Εάν οι εξωτερικές στρώσεις δεν είναι ισόπαχες και ίδιας θλιπτικής αντοχής, λαμβάνεται από τον κάτωθι τύπο :

$$f_{wc} = \frac{[\lambda_e \cdot (\delta_{e1} \cdot f_{c,e1} + \delta_{e2} \cdot f_{c,e2}) + \lambda_i \cdot f_{c,i}]}{1 + \delta_{e1} + \delta_{e2}} \quad (\text{Σελ. 6-20, ΚΑΔΕΤ})$$

δ_{e1}, δ_{e2} ο λόγος του πάχους της κάθε εξωτερικής παρειάς προς το πάχος του υλικού πληρώσεως

$f_{c,e1}, f_{c,e2}$ θλιπτική αντοχή των δύο εξωτερικών παρειών

$f_{c,i}$ θλιπτική αντοχή του υλικού πληρώσεως

λ_e, λ_i συντελεστές που λαμβάνουν υπόψιν την αλληλεπίδραση των εξωτερικών παρειών και του υλικού πληρώσεως και λαμβάνονται 0,8 και 1,20 αντίστοιχα

γ_{Rd} συντελεστής αβεβαιότητας, 1,50

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας υπό γωνία λαμβάνεται ίση με το 60% της αντοχής της υπό κατακόρυφη θλίψη.

Μέτρο Ελαστικότητας τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ §6.2.5)

$$E_{wc} \approx 1300 \cdot \left(1 - \frac{f_{wc}}{5}\right) \cdot f_{wc} \pm 140 \cdot f_{wc}^2 \quad (\text{Σελ. 6-21, ΚΑΔΕΤ})$$

Ο άνωθεν τύπος ισχύει για θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας μεταξύ 1 MPa και 3 MPa.

2.1.2 Η άοπλη τοιχοποιία υπό εφελκυσμό (ΚΑΔΕΤ §6.4)

Η αντοχή της άοπλης τοιχοποιίας σε οριζόντιο εφελκυσμό είναι περίπου διπλάσια εκείνης υπό κατακόρυφο εφελκυσμό. Για ενδιάμεσες γωνίες δράσης της εφελκυστικής δύναμης ισχύει το κριτήριο παρεμβολής, δηλαδή χρησιμοποιούνται ενδιάμεσες τιμές της εφελκυστικής αντοχής. Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας λαμβάνεται υπόψιν μόνο για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας "Περιορισμός Βλαβών" (Damage Limitation).

2.1.3 Η άοπλη τοιχοποιία υπό διάτμηση (ΚΑΔΕΤ §6.6)

Τρόπος αστοχίας άοπλης τοιχοποιίας υπό διάτμηση (ΚΑΔΕΤ §6.6.1)

Η αστοχία παρουσιάζεται με τη μορφή διαγώνιων ρωγμών κατά τη μία ή και τις δύο διευθύνσεις του τοιχώματος.

- Εάν η αντοχή του λιθοσώματος είναι ίση με την αντοχή του κονιάματος, οι ρωγμές είναι παράλληλες με τον οριζόντιο αρμό (bed joint).
- Εάν η αντοχή του λιθοσώματος είναι πολλή μεγαλύτερη από την αντοχή κονιάματος, οι ρωγμές είναι βαθμιδωτές (stepped cracks).
- Εάν το μέγεθος των λιθοσωμάτων είναι μικρό, οι ρωγμές είναι ευθείες.
- Εάν η τοιχοποιία είναι δίστρωτη ή τρίστρωτη, η μορφή των διατμητικών ρωγμών είναι διαφορετική στις εξωτερικές στρώσεις.

Αντοχή άοπλης τοιχοποιίας σε διάτμηση (ΚΑΔΕΤ §6.6.2)

Ο ΚΑΔΕΤ για την αντοχή της άοπλης τοιχοποιίας υπό διάτμηση χρησιμοποιεί το κριτήριο αστοχίας Mohr – Coulomb, δηλαδή, όσο αυξάνεται η κατακόρυφη αξονική ένταση τόσο αυξάνεται και η διατμητική αντοχή του τοιχώματος. Η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας με χρήση άνω ορίου υπολογίζεται από τον τύπο :

$$f_v = f_{v0} + \mu \cdot \sigma \leq 0.065 \cdot f_b \quad (\text{Σελ. 6-28, ΚΑΔΕΤ})$$

- f_{v0} η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας υπό μηδενικό αξονικό φορτίο
 μ συντελεστής τριβής, ισούται με 0.4
 σ η αξονική θλιπτική τάση
 f_b η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος

Η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας λαμβάνεται υπόψιν μόνο στο θλιβόμενο μέρος του τοιχώματος.

2.2 Η ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΤΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΠΕΜΒΑΣΗ (Κεφάλαιο 8, ΚΑΔΕΤ)

2.2.1 Βαθύ αρμολόγημα (ΚΑΔΕΤ §8.1.1)

Για να είναι αποτελεσματικό το αρμολόγημα θα πρέπει να εφαρμόζεται αμφίπλευρα και σε τοιχοποιίες περιορισμένου πάχους, περίπου μέχρι 30 cm. Προτείνεται ο συνδυασμός του και με άλλες μεθόδους τοπικής ενίσχυσης όπως είναι τα κλειδιά συρραφής, ενεματώσεις ρωγμών, κ.λπ. [14].

Η θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας μετά από βαθύ αρμολόγημα υπολογίζεται από τον τύπο:

$$f_{cs} = f_{c0} \cdot \left[1 + k \cdot \frac{V_{new}}{V_{tot}} \right] \quad (\text{Σελ. 8-2, ΚΑΔΕΤ})$$

f_{cs} θλιπτική αντοχή μετά την ενίσχυση

f_{c0} θλιπτική αντοχή πριν την ενίσχυση

V_{new} όγκος κονιάματος αρμολογήματος

V_{tot} υφιστάμενος συνολικός όγκος κονιάματος

k 1,50

2.2.2 Υδραυλικά ενέματα (ΚΑΔΕΤ §8.1.2)

Τα υδραυλικά ενέματα χρησιμοποιούνται για την "ομογενοποίηση" της τοιχοποιίας μέσω της πλήρωσης των κενών της.

- Για δίστρωτη τοιχοποιία, βελτιώνεται η συνάφεια μεταξύ των υλικών της τοιχοποιίας.
- Για τρίστρωτη τοιχοποιία, ενισχύεται ο χαμηλής αντοχής πυρήνας και βελτιώνεται η συνάφεια μεταξύ των υλικών της τοιχοποιίας.

Συνίσταται η χρήση ενεμάτων με χαμηλό ποσοστό τσιμέντου [14].

Ενέματα μάζας σε δίστρωτες τοιχοποιίες (ΚΑΔΕΤ §8.1.2.1)

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας μετά από την ενεμάτωση υπολογίζεται από τον τύπο :

$$f_{wcs} = f_{wc0} \cdot \left[1 + 0,013 \cdot \left(\frac{100 \cdot G_{gr}}{G_0} \right)^3 \right] \quad (\text{Σελ.8-4, ΚΑΔΕΤ})$$

G_{gr} το βάρος του ενέματος που εισάγεται

G_0 το βάρος της υφιστάμενης τοιχοποιίας

Ενέματα μάζας σε τρίστρωτες τοιχοποιίες (ΚΑΔΕΤ §8.1.2.2)

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας μετά από την ενεμάτωση υπολογίζεται από τον τύπο (Βιντζηλαίου, Τάσσιος, 1995) :

$$f_{wcs} = f_{wc0} \cdot \left[1 + 1,25 \cdot \frac{V_i}{V_w} \cdot \frac{\sqrt{f_{gr,c}}}{f_{wc0}} \right] \quad (\text{Σελ. 8-5, ΚΑΔΕΤ})$$

V_i όγκος κονιάματος πλήρωσεως

V_w όγκος τοιχοποιίας

$f_{gr,c}$ θλιπτική αντοχή κονιάματος

Η μόνη άλλη μηχανική παράμετρος της τοιχοποιίας που αλλάζει μετά την εφαρμογή του ενέματος πέραν της θλιπτικής αντοχής είναι η διατμητική αντοχή σύμφωνα με τα παρακάτω :

- Για εφαρμογή ενέματος υδραυλικής ασβέστου, η αύξηση της f_{wv0} είναι 100%
- Για εφαρμογή τριμερούς ενέματος, η αύξηση της f_{wv0} είναι 200%

2.2.3 Λοιπές Επεμβάσεις Αναβάθμισης (ΚΑΔΕΤ §8.1.3, §8.1.4 και §8.1.5)

Για την αναβάθμιση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας εκτός από τις προηγούμενες μεθόδους χρησιμοποιούνται επίσης οι παρακάτω :

- Αμφίπλευρα Ωπλισμένα επιχρίσματα σε τοιχοποιίες πάχους μικρότερου των 40cm μετά την ομογενοποίηση της τοιχοποιίας μέσω ενεμάτων. Αναβαθμίζεται η εκτός επιπέδου αντίσταση της τοιχοποιίας λόγω της ενσωμάτωσης του οπλισμού [15].
- Μανδύες ωπλισμένου σκυροδέματος. Ενδείκνυται να είναι αμφίπλευροι και θεωρούνται ως έσχατη λύση λόγω της υψηλής παρεμβατικότητας στην τοιχοποιία [14].

- Ινωπλισμένα υλικά, σε μορφή ράβδων, ελασμάτων ή υφασμάτων. Η ταυτόχρονη εντός επιπέδου και εκτός επιπέδου ανακυκλιζόμενη δράση κατά τη διάρκεια σεισμικού γεγονότος αυξάνει τον κίνδυνο αποκόλλησής τους (debonding) [15]. Επειδή τα ινωπλισμένα υλικά έχουν πολύ υψηλότερα μηχανικά χαρακτηριστικά σε σχέση με την τοιχοποιία ή αστοχία τοιχωμάτων ενισχυμένων με ινωπλισμένα υλικά συμβαίνει με εκτεταμένη αποφλοίωση της τοιχοποιίας. Σε τοιχώματα μεγάλου πάχους θα πρέπει να έχει προηγηθεί η εφαρμογή ενεμάτων. Τα ινωπλισμένα υλικά χρειάζονται επίχρισμα και προστασία έναντι πυρκαγιάς καθότι οι ρητίνες που χρησιμοποιούνται στην εφαρμογή τους είναι ευαίσθητες στην υψηλή θερμοκρασία.

2.3 Η ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΗ ΚΑΙ Η ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΦΕΡΟΥΣΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΩΝ

Ο προσδιορισμός της συμπεριφοράς του φορέα σε εντατικά μεγέθη γίνεται μέσω της ανάλυσης του εξιδανικευμένου δομικού συστήματος και του αντίστοιχου υπολογιστικού προσομοιώματος του. Τα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψιν τους αυξητικούς συντελεστές ασφάλειας και τα μεγέθη αντίστασης του φορέα υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψιν τους μειωτικούς συντελεστές ασφάλειας.

Η προσομοίωση του φορέα μπορεί να γίνει μέσω των κάτωθι μεθόδων (**ΚΑΔΕΤ §5.3.3**) :

- Πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Analysis – Shell Elements)
- Μακροστοιχείων (Macroelements)
- Ισοδύναμου πλαισίου (Equivalent Frame Method – Beam Elements)
- Συστήματος θλιπτήρων – ελκυστήρων (Strut and Tie)

Η ανάλυση των φορέων από φέρουσα τοιχοποιία μπορεί να γίνει με βάση τις μεθόδους που προτείνονται από τους Κανονισμούς και για τα υπόλοιπα υλικά, όπως είναι το Ωπλισμένο Σκυρόδεμα και ο Χάλυβας και οι οποίες είναι (**ΚΑΔΕΤ §5.1.1**) :

- Ελαστική Στατική Ανάλυση (Linear Elastic Analysis)
- Ιδιομορφική Ελαστική Ανάλυση (Modal Analysis)
- Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Non Linear Static Analysis)
- Ανελαστική Ανάλυση Χρονοϊστορίας (Time History Analysis)

Οι πιο κοινά χρησιμοποιούμενες μέθοδοι είναι η Ελαστική Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση με συντελεστή συμπεριφοράς q (σεισμική δράση από το μειωμένο φάσμα απόκρισης) και η Ανελαστική Στατική Ανάλυση (σεισμική δράση από το ελαστικό φάσμα απόκρισης).

2.3.1 Σεισμική Δράση - Δυσκαμψίες

Η σεισμική δράση επιλέγεται σύμφωνα με τον στόχο αποτίμησης ή ανασχεδιασμού από τον **Πίνακα 2-1** και λαμβάνοντας υπόψιν τον Συντελεστή Σπουδαιότητας γ_I από τον **Πίνακα 2-2** (**ΚΑΔΕΤ §4.4.1.2**).

Για πιθανότητα υπέρβασης 10% [**Πίνακας 2-1**] λαμβάνεται η πλήρης σεισμική δράση, ενώ για πιθανότητα υπέρβασης 50% [**Πίνακας 2-1**] λαμβάνεται το 60% της πλήρους σεισμικής δράσης.

Οι διατομές που θα εισάγονται στο προσομοίωμα προς ανάλυση θα θεωρούνται ρηγματωμένες με συνέπεια η δυσκαμψία (E) και η δυσστησία (G) της ρηγματωμένης διατομής να λαμβάνονται ως το 50% της αρηγμάτωσης διατομής. Η δυσκαμψία και η δυσστησία της αρηγμάτωσης διατομής θα υπολογίζονται με βάση τις **μέσες τιμές** ιδιοτήτων των υλικών (**ΚΑΔΕΤ §4.4.1.4**).

Πίνακας 2-1 Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού (Σελ. 2-7, ΚΑΔΕΤ)

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Περιορισμένες Βλάβες	Σημαντικές Βλάβες	Οιονεί Κατάρρευση
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 2-2 Κατηγορίες σπουδαιότητας κτηρίων (Πίνακας 4-3, EN 1998-1:2004)

Κατηγορία Σπουδαιότητας	γI	Περιγραφή
I	0.80	Κτήρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτήρια.
II	1.00	Συνήθη κτήρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες, π.χ. κατοικίες.
III	1.20	Κτήρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψιν τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης κοινού.
IV	1.40	Κτήρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας.

2.3.2 Υπολογιστική θεώρηση των διαφραγμάτων

Σε αυτήν την Ενότητα παρουσιάζονται σημεία στον ΚΑΔΕΤ στα οποία γίνεται αναφορά σε διάφραγμα/διαφραγματική λειτουργία.

Στα υφιστάμενα κτήρια τα δάπεδα που προσομοιώνονται με ραβδωτά μέλη όπως και οι στέγες δεν μπορούν να θεωρηθούν πακτωμένα στην έδρασή τους. Όταν η δοκίδωση του δαπέδου είναι προς μία διεύθυνση, θα πρέπει να ληφθεί υπόψιν ότι φορτίζονται συγκεκριμένοι πεσσοί από κατακόρυφα φορτία αλλά και ότι η σεισμική δύναμη δίνει συγκεντρωμένη δύναμη που ασκείται οριζοντίως τον τοίχο (**ΚΑΔΕΤ §5.3.1**).

Τα διαφράγματα χωρίζονται σε τρεις τύπους (**ΚΑΔΕΤ §5.3.6**) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Ευπαράμορφα} \\ \text{Δυσπαράμορφα} \\ \text{Απαράμορφα} \end{array} \right.$$

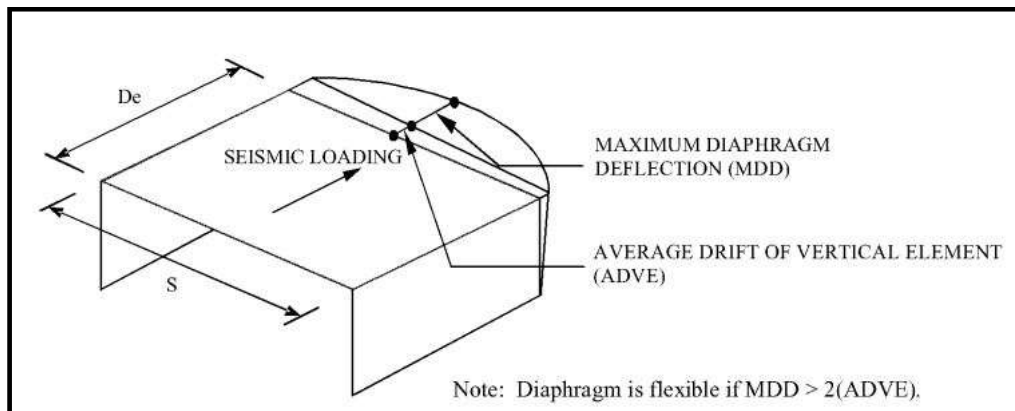
Ευπαράμορφο ή εύκαμπτο, ορίζεται το διάφραγμα εκείνο για το οποίο η μέγιστη οριζόντια παραμόρφωσή εντός του επιπέδου του υπερβαίνει το διπλάσιο του μέσου σχετικού βέλους των κατακόρυφων φορέων του υποκείμενου ορόφου όπως φαίνεται στην **Εικόνα 2-1**. Όταν πρόκειται για άνω πλάκα υπογείου, τότε η μέγιστη εντός επιπέδου παραμόρφωσή του συγκρίνεται με το βέλος του υπερκείμενου ορόφου.

Απαράμορφο ή άκαμπτο, ορίζεται το διάφραγμα εκείνο για το οποίο η μέγιστη εντός επιπέδου οριζόντια παραμόρφωσή του είναι μικρότερη του μισού του μέσου σχετικού βέλους των κατακόρυφων φορέων του υποκείμενου ορόφου όπως φαίνεται στην **Εικόνα 2-1**.

Δυσπαράμορφο ή ημι-εύκαμπτο, ορίζεται το διάφραγμα εκείνο που δεν ανήκει ούτε στα απαραμόρφα, ούτε στα ευπαράμορφα.

Όταν δεν υπάρχουν επαρκή στοιχεία για τον χαρακτηρισμό ενός διαφράγματος, εμπειρικά απαραμόρφο θα ορίζεται εκείνο για το οποίο ισχύουν τα κάτωθι (**ΚΑΔΕΤ, Σελ. 5-18**) :

- Υφίστανται περιμετρικοί τοίχοι στήριξης, ισόπαχοι και με συμμετρία.
- Οι ανισοσταθμίες στον ίδιο όροφο δεν είναι έντονες. Οι υψομετρικές διαφορές είναι μικρότερες από $2 \cdot h_{sl}$ όπου h_{sl} είναι το μέσο ύψος πλακών.
- Η μορφή της κάτοψης δεν παρουσιάζει μεγάλες εσοχές ή εξοχές ή επιμήκειες πτέρυγες, είναι δηλαδή κυρτή και συμπαγής.
- Δεν υπάρχουν μεγάλα ανοίγματα στο διάφραγμα.



Εικόνα 2-1 Ευπαράμορφωτο Διάφραγμα (ASCE, 2013) [16].

Παράδειγμα απαραμόρφωτου διαφράγματος αποτελεί η έγχυτη τετραέρειστη πλάκα Ω/Σ. Τα ευπαράμορφωτα διαφράγματα θα προσομοιώνονται ως σύνολο ραβδωτών στοιχείων. Για τον σκοπό της ταξινόμησης των διαφραγμάτων, το σχετικό βέλος των ορόφων και οι παραμορφώσεις του διαφράγματος επιτρέπεται να υπολογίζονται με βάση τα ισοδύναμα στατικά φορτία. Το διάφραγμα μπορεί να προσομοιωθεί ως υψίκορμη δοκός στο μέσο-επίπεδό του, με τη σεισμική δύναμη που αναλογεί στη μάζα του και την επιτάχυνση της στάθμης του στο κέντρο βάρους του. Η εντός επιπέδου παραμόρφωση του διαφράγματος θα υπολογίζεται :

- Από προσομοίωση στην οποία θα συμπεριλαμβάνεται το διάφραγμα.
- Από αυτοτελές προσομοίωμα του διαφράγματος, στο οποίο θα λαμβάνονται υπόψη η συνδυασμένη δράση των αδρανειακών δυνάμεων με τα εντός του επιπέδου του διαφράγματος φορτία που προκύπτουν λόγω ασυνεχειών στους κατακόρυφους φορείς ανάληψης σεισμικών δυνάμεων στο επίπεδο του διαφράγματος.

Σε κτήρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα θα λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της στρέψης (**ΚΑΔΕΤ §5.3.2**). Σε κτήρια με ευπαράμορφωτα διαφράγματα, η ομοιόμορφη καθ' ύψος κατανομή είναι πιο ρεαλιστική για την Ελαστική Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση (**ΚΑΔΕΤ §5.4**).

Κατανομή οριζόντιας σεισμικής φόρτισης ανάλογα με τον τύπο διαφράγματος

- Εάν υφίσταται απαραμόρφωτο διάφραγμα, οι οριζόντιες δυνάμεις θα κατανέμονται στα διατμητικά τοιχώματα ανάλογα με τις δυσκαμψίες των τοιχωμάτων. Δηλαδή η ικανότητα του κτηρίου ανά διεύθυνση είναι το άθροισμα των αντοχών σε τέμνουσα των μεμονωμένων στοιχείων.
- Εάν το διάφραγμα δεν είναι απαραμόρφωτο, οι οριζόντιες δυνάμεις θα κατανέμονται στα τοιχώματα ανάλογα με την έδραση του. Δηλαδή η ικανότητα του κτηρίου ανά διεύθυνση ελέγχεται για κάθε μεμονωμένο στοιχείο.

Έλεγχος για φορτία εκτός επιπέδου του τοίχου σε κτήρια με ευπαράμορφωτα διαφράγματα (Παράρτημα 5B, ΚΑΔΕΤ)

- Θα αγνοείται η επιρροή του ευπαράμορφωτου διαφράγματος και ο πεσσός θα μορφώνεται ως πρόβολος από τη θεμελίωση έως τη στέψη, εξαιρούμενου του αετώματος.

- Εάν δεν υφίσταται διάφραγμα, γίνεται έλεγχος αποκόλλησης κατά μήκος των ακμών των φερόντων τοίχων στις γωνίες της περιμέτρου του κτηρίου (**ΚΑΔΕΤ, Σελ. 9-12**).

2.3.3 Μέθοδοι Ανάλυσης

➤ Ελαστική Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση (**ΚΑΔΕΤ §5.4**)

Η μέθοδος χρησιμοποιείται πριν την εφαρμογή της Ανελαστικής Στατικής ανάλυσης, γιατί η συγκέντρωση των τάσεων δείχνει τα σημεία δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης στα οποία θα εισαχθούν στο προσομοίωμα κατάλληλες ανελαστικές ιδιότητες. Επίσης προσδιορίζεται η διαδρομή των δυνάμεων στον φέροντα οργανισμό. Η εφαρμογή της μεθόδου μπορεί να γίνει ανεξαρτήτως Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων (**ΚΑΔΕΤ §2.5.2**)

Χρησιμοποιούνται δύο (2) κατανομές των οριζόντιων σεισμικών φορτίων :

- Ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή
- Ομοιόμορφη ορθογωνική κατανομή

Ο υπολογισμός της ιδιοπεριόδου του κτηρίου μπορεί να γίνει προσεγγιστικά μέσω του τύπου :

$$T_{1max} = c_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

Η ύψος κτηρίου από θεμελίωση ή άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου

$$c_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \geq 0.05$$

A_c συνολική δρώσα επιφάνεια τοιχωμάτων ισογείου (m^2)

$$A_c = \sum \left[A_i \cdot \left(0.2 + \frac{l_{w,i}}{H} \right)^2 \right]$$

A_i δρώσα επιφάνεια κάθε τοίχου παράλληλου στη σεισμική δράση

$l_{w,i}$ μήκος κάθε τοίχου παράλληλου στη σεισμική δράση με $\frac{l_{w,i}}{H} \leq 0.9$

Η θεμελιώδης ιδιομορφή προκύπτει από :

- Τη Θεωρία Δυναμικής
- Τις ανηγμένες μετατοπίσεις, εάν φορτιστεί το κτήριο οριζόντια υπό το ίδιο βάρος του, $T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$, d είναι η ελαστική μετατόπιση της κορυφής του κτηρίου (**EN 1998-1:2004, Σελ. 58**)

➤ Μέθοδος Καθολικού Δείκτη Συμπεριφοράς q (**ΚΑΔΕΤ §7.5.1**)

Μέσω του Κανονισμού δίνονται διαφοροποιημένες τιμές q^* του συντελεστή συμπεριφοράς (**Πίνακας 2-3**), με τιμή αναφοράς q' για την Σ.Ε. "Προστασία Ζωής" (**Πίνακας 2-4**) αναλόγως του τρόπου δόμησης και της ύπαρξης βλαβών.

Πίνακας 2-3 Τιμές του λόγου q^*/q' ανάλογα με την επιθυμητή Στάθμη Επιτελεστικότητας (ΚΑΔΕΤ, Σελ. 4-13) [17]

Στάθμη Επιτελεστικότητας		
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό (Α)	Προστασία Ζωής (Β)	Αποφυγή Κατάρρευσης (Γ)
0,6 $1,0 < q^* < 1,5$	1,0	1,4

Πίνακας 2-4 Τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q' για την Σ.Ε. "B" (ΚΑΔΕΤ, Σελ. 4-14) [17]

ΤΟΙΧΟΔΟΜΕΣ	ΟΥΣΙΩΔΕΙΣ ΒΛΑΒΕΣ ΚΑΙ ΦΘΟΡΕΣ ΣΕ ΠΡΩΤΕΥΟΝΤΑ ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	
	ΝΑΙ	ΟΧΙ
ΑΟΠΛΕΣ	1,20	1,50
ΔΙΑΖΩΜΑΤΙΚΕΣ	1,50	2,00

Οι τιμές q' για στοιχεία χωρίς βλάβες του **Πίνακα 2-4** μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον ανασχεδιασμό όταν εφαρμόζονται ήπιες αλλά εκτεταμένες επεμβάσεις σε όλα τα φέροντα στοιχεία, πρωτεύοντα και δευτερεύοντα. Ο δείκτης συμπεριφοράς q συνδέεται με την πλαστιμότητα όπως φαίνεται από τις παρακάτω σχέσεις :

$$q = 1 + \frac{T}{T_c} \cdot (\mu_\delta - 1) \quad \text{για } T \leq T_c \quad (\text{Σελ. 7-29, ΚΑΔΕΤ})$$

$$q = \mu_\theta = \mu_\delta \quad \text{για } T > T_c \quad (\text{Σελ. 7-29, ΚΑΔΕΤ})$$

T η φαινόμενη θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτηρίου στην υπόψη διεύθυνση
 T_c η περίοδος στην αρχή του φθίνοντος κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων όπως ορίζεται στον **EN 1998-1:2004**
 μ_δ ο δείκτης πλαστιμότητας συνολικής οριζόντιας μετάθεσης του κτηρίου, που αναφέρεται στην κορυφή του κτηρίου ή στο σημείο εφαρμογής της συνισταμένης ολικής οριζόντιας σεισμικής δύναμης

Μέσω της Ελαστικής ανάλυσης με Καθολικό Δείκτη Συμπεριφοράς q μπορεί να εκτιμηθεί η ανελαστική μετακίνηση στο σημείο ελέγχου του κτηρίου (Control Node) η οποία δίνεται από την φασματική μετακίνηση $S_d(T)$ πολλαπλασιασμένη με τον λόγο $\frac{\mu_\delta}{q}$ μέσω του τύπου :

$$\Delta_{CN} = S_d(T) \cdot \frac{\mu_\delta}{q} = S_e(T) \cdot \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot \frac{\mu_\delta}{q} \quad (\text{Σελ. 7-29, ΚΑΔΕΤ})$$

➤ **Ανελαστική Στατική Ανάλυση (ΚΑΔΕΤ §5.6)**

Για την Ανελαστική Στατική Ανάλυση συνίσταται η διασφάλιση "**ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗΣ**" Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων (**ΚΑΔΕΤ, §2.5.2**).

Επιλογή Κόμβου Ελέγχου για την ανάλυση του κτηρίου ανάλογα με τον τύπο διαφράγματος

- Σε κτήρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα, ο κόμβος ελέγχου θα είναι το κέντρο βάρους των πλακών στην ανώτερη στάθμη των τοίχων, π.χ. η τελευταία πλάκα Ω/Σ.
- Σε κτήρια με εύκαμπτα ή ευπαραμόρφωτα διαφράγματα, ο κόμβος ελέγχου θα είναι ο περισσότερο μετακινούμενος κόμβος στη στέψη των τοίχων, εξαιρούμενων των αετωμάτων και των έρκερ.

Ανάλυση πριν και μετά την επέμβαση - Γενικές αρχές

Η απόκριση του δομήματος μπορεί να υπολογίζεται από μη – γραμμική θεωρία είτε για τα υλικά, είτε για τις διεπιφάνειες μεταξύ των υλικών μέσω ανελαστικών ελατηριακών συνδέσμων. Η χρήση λεπτομερούς ανελαστικής προσομοίωσης μέσω πεπερασμένων στοιχείων δεν υποστηρίζεται επαρκώς από το περιορισμένο επίπεδο γνώσης των ιδιοτήτων υφιστάμενων κτηρίων.

- Σε κτήρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα η μετακίνηση – στόχος (target displacement) ορίζεται ως η σεισμική απαίτηση σε όρους μετακίνησης που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα απόκρισης για ένα ισοδύναμο σύστημα μίας ελευθερίας κινήσεως (SDOF System).

- Σε κτήρια με εύκαμπτα ή ημιάκαμπτα διαφράγματα η μετακίνηση στόχος (target displacement) θα προσδιορίζεται από το ελαστικό φάσμα απόκρισης για την τιμή ισοδύναμης απόσβεσης που επιλέγεται για τον τύπο κτίσματος.

Η μετατροπή του πολυβάθμιου συστήματος (MDOF) σε μονοβάθμιο (SDOF) θα γίνεται κατά τον **EN 1998-1:2004** (Παράρτημα Β, Σελ. 215), που είναι η μέθοδος N2 [18]. Επειδή η μάζα των κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία είναι κατανεμημένη χωρικά σε αντίθεση με τα κτήρια από Ω/Σ στα οποία μπορεί να θεωρηθεί προσεγγιστικά πως η μάζα είναι συγκεντρωμένη στις στάθμες των ορόφων, τα οριζόντια φορτία θα υπολογίζονται με την μορφή οριζόντιας πίεσης από το γινόμενο του ειδικού βάρους της τοιχοποιίας επί ένα ομοιόμορφο ποσοστό λ του σεισμικού συντελεστή ($0 \leq \lambda \leq 1,0$). Κατά τη διεξαγωγή της ανελαστικής ανάλυσης για τον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας, η τελική τιμή έντασης του φορτίου θα υπολογίζεται εφόσον έχει αναπτυχθεί μετακίνηση στον κόμβο ελέγχου τουλάχιστον 150% της στοχευόμενης μετακίνησης (*Target Displacement*).

2.3.4 Υπολογιστική Αντιμετώπιση της Εκτός Επιπέδου Συμπεριφοράς (Παράρτημα 5B, ΚΑΔΕΤ)

Σε κτήρια με ευπαράμορφα διαφράγματα ενεργοποιούνται τοπικοί μηχανισμοί εκτός επιπέδου αστοχίας καθώς δεν υφίσταται η επιρροή διαφράγματος. Το ύψος των πεσσών μετράται από την στάθμη θεμελίωσης έως την στέψη εξαιρουμένων των αετωμάτων, δηλαδή ο πεσσός θεωρείται ως πρόβολος. Το ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο που δρα κάθετα στο επίπεδο του τοίχου υπολογίζεται από τον τύπο :

$$w_{Ed} = S_e(T_c) \cdot B \cdot C_m \cdot S \cdot \frac{n}{g} \quad (\text{Σελ. 5-46, ΚΑΔΕΤ})$$

$S_e(T_c)$ η επιτάχυνση από το ελαστικό φάσμα απόκρισης

B το ίδιο βάρος ανά μονάδα επιφάνειας του τοίχου (kN/m^2)

C_m συντελεστής δρώσας μάζας, 1 για μονώροφα και διώροφα κτήρια, 0,8 για τρεις ορόφους και άνω

S συντελεστής εδάφους

n συντελεστής ιξώδους απόσβεσης

g βαρυτική επιτάχυνση ($9.81 m/sec^2$)

Εμπηγμένοι δοκοί τους τοίχους δίνουν οριζόντιες εκτός επιπέδου ωθήσεις στους τοίχους που υπολογίζονται από τον τύπο :

$$F_{Ed} = S_e(T_c) \cdot C_m \cdot S \cdot n \cdot M_{dia} \quad (\text{Σελ. 5-47, ΚΑΔΕΤ})$$

M_{dia} η μάζα του τμήματος του διαφράγματος που στηρίζεται στο τοίχωμα.

Η συνισταμένη δύναμη λόγω σεισμού και συγκεντρωμένων δυνάμεων λόγω έδρασης δοκών στους τοίχους είναι :

$$F_{Rd} = \lambda \cdot (w_{Ed} \cdot A_{L,w} + F_{Ed}) \quad (\text{Σελ. 7-23, ΚΑΔΕΤ})$$

$A_{L,w}$ η επιφάνεια του τοίχου κάθετα στη σεισμική δράση

λ $\begin{cases} 2 & \text{για πάκτωση άνω – κάτω και αριστερά – δεξιά} \\ 1 & \text{για όλες τις άλλες περιπτώσεις} \end{cases}$

Εάν η αντοχή των εγκάρσιων προς τους υπό εξέταση τοίχους σε κάμψη εκτός επιπέδου επαρκεί για την ανάληψη φορτίου $w_u < w_{Ed}$, τότε η φέρουσα ικανότητα του δομήματος λαμβάνεται ίση με :

$$V_b \cdot \frac{w_u}{w_{Ed}}$$

(Σελ. 5-48, ΚΑΔΕΤ)

Στην εκτός επιπέδου ανάλυση θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψιν οι ασυνέχειες όπως και οι συνθήκες στήριξης και συνέχειας στις εδράσεις.

- Υπολογισμός δρώσας ροπής όταν ο τοίχος εδράζεται κατά μήκος τριών ή τεσσάρων πλευρών

Επίπεδο αστοχίας παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς :

$$M_{Ed1} = \mu \cdot \alpha_2 \cdot w_{Ed} \cdot l^2 \quad (\text{Σελ. 5-51, ΚΑΔΕΤ})$$

Επίπεδο αστοχίας κάθετο στους οριζόντιους αρμούς :

$$M_{Ed2} = \alpha_2 \cdot w_{Ed} \cdot l^2 \quad (\text{Σελ. 5-51, ΚΑΔΕΤ})$$

l μήκος του τοίχου

α_1, α_2 Παράρτημα Ε του Κανονισμού EN 1996-1-1 το οποίο αφορά μονόστρωτη τοιχοποιία φορτιζόμενη εκτός του επιπέδου της με πάχος μικρότερο ή ίσο των 25 cm ($\alpha_1 = \mu \cdot \alpha_2$)

μ ο λόγος των καμπτικών αντοχών σχεδιασμού κατά δύο κύριες διευθύνσεις, f_{xd1}, f_{xd2} (Οι τιμές αφορούν σύγχρονες τοιχοποιίες κατά τον EN 1996-1-1:2005)

- Υπολογισμός δρώσας ροπής όταν ο τοίχος εδράζεται στη βάση και στη στέψη

Ο υπολογισμός της δρώσας ροπής όταν ο τοίχος εδράζεται κατά μήκος της βάσης και της στέψης θα γίνεται θεωρώντας τον τοίχο ως αμφιέριστη δοκό σύμφωνα με τη θεωρία της Στατικής.

2.4 ΤΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ – ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ ΤΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ

2.4.1 Βασικά Χαρακτηριστικά Απόκρισης – Αντίστασης των Δομικών Μελών (ΚΑΔΕΤ §7.1.2)

Η μηχανική συμπεριφορά των φερουσών τοιχοποιιών μπορεί να διακριθεί σε εντός και εκτός επιπέδου. Η τοιχοποιία εντός του επιπέδου της μπορεί να παραλάβει κάμψη ή διάτμηση ενώ εκτός του επιπέδου της μπορεί να παραλάβει κάμψη περί οριζόντιο ή κατακόρυφο άξονα.

Όριο αστοχίας και πλαστιμότητα (ΚΑΔΕΤ §7.1.4)

Η διάκριση μεταξύ ψαθυρής και πλάστιμης αστοχίας μπορεί να γίνει μέσω του δείκτη πλαστιμότητας. Η τιμή του δείκτη πλαστιμότητας που καθορίζει τον τύπο της αστοχίας μπορεί να ληφθεί ως 1.50. Η διάκριση γίνεται για να αποφασιστεί εάν ο έλεγχος επάρκειας της τοιχοποιίας θα γίνει σε όρους δυνάμεων (ψαθυρή αστοχία) ή παραμορφώσεων (πλάστιμη αστοχία).

Δείκτης πλαστιμότητας παραμορφώσεων

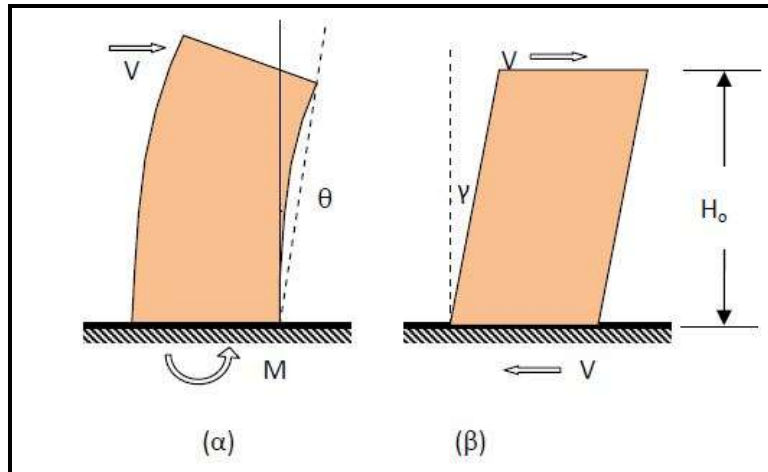
$$\mu_\delta = \frac{\delta}{\delta_y} = \frac{\theta}{\theta_y} \quad (\text{Σελ. 7-6, ΚΑΔΕΤ})$$

Μέγιστη τιμή δείκτη πλαστιμότητας

$$\mu_{\delta u} = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (\text{Σελ. 7-6, ΚΑΔΕΤ})$$

2.4.2 Αντίσταση Δομικών Μελών σε Εντός Επιπέδου Ένταση σε Όρους Δυνάμεων (ΚΑΔΕΤ §7.2)

Η εντός επιπέδου συμπεριφορά είναι η πιο κρίσιμη κατά την σεισμική απόκριση της κατασκευής εφόσον υφίσταται ικανό διάφραγμα που θα καταναίμει σε όλα τα φέροντα στοιχεία τη σεισμική δράση και θα αποφευχθεί μηχανισμός εκτός επιπέδου αστοχίας. Η εντός επιπέδου συμπεριφορά της φέρουσας τοιχοποιίας χαρακτηρίζεται από την κάμψη και τη διάτμηση. Για την διάτμηση το εντατικό μέγεθος είναι η τέμνουσα V και το παραμορφωσιακό μέγεθος είναι η γωνιακή παραμόρφωση γ , ενώ για την κάμψη το εντατικό μέγεθος είναι η ροπή M και το παραμορφωσιακό μέγεθος είναι η στρόφη χορδής θ όπως φαίνεται και στην **Εικόνα 2-2**. Όταν το τοίχωμα χάσει το 20% της μέγιστης αντοχής του, τότε θεωρείται πως έχει αστοχήσει όπως φαίνεται στο **Διάγραμμα 2-1**.



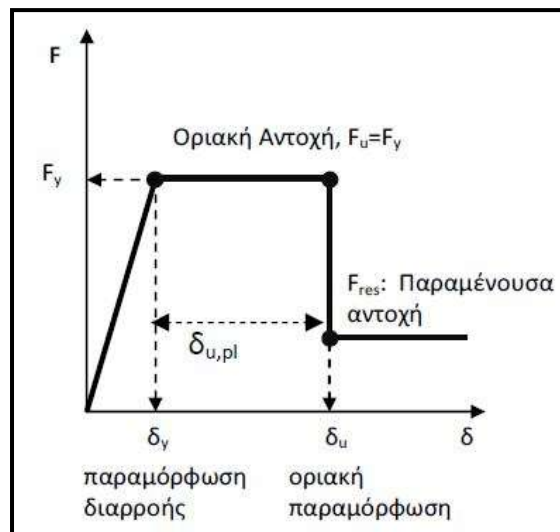
Εικόνα 2-2 Αριστερά) Στροφή Χορδής λόγω Κάμψης, Δεξιά) Γωνιακή Παραμόρφωση λόγω Διάτμησης (ΚΑΔΕΤ, Σχέδιο 1, 2019) [17].

Απομένουσα αντίσταση (ΚΑΔΕΤ §7.1.5)

για εντός επιπέδου τέμνουσα και κατακόρυφη θλίψη $F_{res} = 50\%F_u$

για κάμψη εκτός επιπέδου και κατακόρυφη θλίψη

- για διαζωματική τοιχοποιία, $F_{res} = 30\%F_u$
- για άοπλη ψαθυρή τοιχοποιία, $F_{res} = 0$



Διάγραμμα 2-1 Σχέση Τέμνουσα βάσης – Μετατόπισης (ΚΑΔΕΤ, Σχέδιο 1, 2019) [17].

Δομικά στοιχεία υποβαλλόμενα σε κατακόρυφη αξονική δύναμη και εντός επιπέδου τέμνουσα (ΚΑΔΕΤ §7.2)

➤ Άοπλη τοιχοποιία σε εντός επιπέδου κάμψη

$$M_{Rd} = N_{sd} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_{sd}) \cdot \frac{L}{2} \quad (\text{Σελ. 7-8, ΚΑΔΕΤ})$$

v_{sd} ανηγμένο αξονικό φορτίο, $\frac{N_{sd}}{L \cdot t \cdot f_d}$

f_d θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας, $\frac{f_{wc}}{\gamma_w}$

L μήκος του τοιχώματος

f_{wc} μέση θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας

γ_w συντελεστής ασφαλείας σύμφωνα με την Σ.Α.Δ. Αντιστοιχεί στο γ_m του Πίνακα 2.9 του παρόντος για έλεγχο σε όρους δυνάμεων

➤ Ικανοτική τέμνουσα λόγω κάμψης (ΚΑΔΕΤ §7.2.1)

Η ικανοτική τέμνουσα βρίσκεται σε ισορροπία με την καμπτική ροπή και υπολογίζεται ως :

$$V_f = \frac{L \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_{sd}) \quad (\text{Σελ. 7-8, ΚΑΔΕΤ})$$

H_0 η απόσταση μεταξύ της διατομής που αναπτύσσεται η μέγιστη ροπή και του σημείου μηδενισμού της ροπής

➤ Φέρουσα ικανότητα έναντι τέμνουσας (ΚΑΔΕΤ §7.2.2)

Διατμητική Αντίσταση V_v

$$V_v = f_{vd} \cdot L' \cdot t \quad (\text{Σελ. 7-11, ΚΑΔΕΤ})$$

$$f_{vd} = f_{vm0} + 0,4 \cdot \frac{N}{L' \cdot t} \leq 0,065 \cdot f_b \quad (\text{Σελ. 7-11, ΚΑΔΕΤ})$$

L' μήκος θλιβόμενης περιοχής τοίχου

t πάχος τοίχου

f_{vm0} διατμητική αντοχή υπό μηδενικό αξονικό φορτίο

f_b αντοχή λιθοσώματος

Απαιτείται ο υπολογισμός του μήκους της θλιβόμενης περιοχής του φέροντος τοίχου για τριγωνική κατανομή τάσεων από τον τύπο :

$$L' = 3 \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{|M|}{N} \right)$$

L' το θλιβόμενο μήκος του τοιχώματος

M η δρώσα ροπή στο τοίχωμα

N η αξονική δύναμη στο τοίχωμα

➤ **Φέρουσα Ικανότητα έναντι Διαγώνιας Ρηγμάτωσης**

$$f_{vd,t} = \left[\left(-f_{wtd} - \frac{v_d \cdot f_d}{2} \right)^2 - \left(\frac{v_d \cdot f_d}{2} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Σελ. 7-13, ΚΑΔΕΤ})$$

$f_{vd,t}$ η διατμητική αντοχή σε σχέση με διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση

f_{wtd} η μέση αντοχή τοιχοποιίας σε εφελκυσμό

f_d η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας, $\frac{f_m}{\gamma_w}$

➤ **Διατμητική Ολίσθηση κατά μήκος των οριζόντιων αρμών κονιάματος**

$$f_{vd,s} = f_{vm0} + \mu \cdot v_d \cdot f_d \quad (\text{Σελ. 7-14, ΚΑΔΕΤ})$$

f_{vm0} η διατμητική αντοχή υπό μηδενικό αξονικό φορτίο

μ 0,4

$v_d \cdot f_d$ η υπερκείμενη θλιπτική τάση στο επίπεδο ολισθήσεως

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ

$$V_f = \frac{L \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_{sd}) \quad V_{flexural}$$

$$V_{vd,t} = \sqrt{f_{wtd} \cdot (f_{wtd} + v_d \cdot f_d)} \cdot L' \cdot t \quad V_{diagonal\ cracking}$$

$$V_{vd,s} = (f_{vm0} + \mu \cdot v_d \cdot f_d) \cdot L' \cdot t \quad V_{shear\ sliding}$$

Η μικρότερη των ανωτέρω τιμών ελέγχει την συμπεριφορά του τοίχου.

2.4.3 Αντίσταση Δομικών Μελών σε Εντός Επιπέδου Ένταση σε Όρους Παραμορφώσεων (ΚΑΔΕΤ §7.4.1)

- Άοπλη τοιχοποιία σε κάμψη

$$d_u = 0,008 \cdot H_0/L \quad \text{πρωτεύοντες σεισμικοί τοίχοι}$$

$$d_u = 0,012 \cdot H_0/L \quad \text{δευτερεύοντες σεισμικοί τοίχοι}$$

- Άοπλη τοιχοποιία σε τέμνουσα

$$d_u = 0,004 \quad \text{πρωτεύοντες σεισμικοί τοίχοι}$$

$$d_u = 0,006 \quad \text{δευτερεύοντες σεισμικοί τοίχοι}$$

2.4.4 Αντίσταση Δομικών Μελών σε Εκτός Επιπέδου Ένταση σε Όρους Δυνάμεων (ΚΑΔΕΤ §7.3)

- Αντίσταση διατομής σε εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιο άξονα

$$M_{Rd1,0} = \frac{1}{2} \cdot l \cdot t_w^2 \cdot \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_d}\right) \quad (\text{Σελ. 7-1, ΚΑΔΕΤ})$$

$$\sigma_0 \quad \text{μέση θλιπτική τάση υπό αξονικό φορτίο, } \frac{N_{Sd}}{l \cdot t_w}$$

$$l \quad \text{μήκος της καμπτόμενης διατομής}$$

$$t_w \quad \text{πάχος της καμπτόμενης διατομής}$$

$$f_d \quad \text{θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας}$$

- Αντίσταση διατομής σε εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα

$$M_{Rd2,0} = \frac{1}{6} \cdot l \cdot t_w^2 \cdot f_{wt,d} \quad (\text{Σελ. 7-19, ΚΑΔΕΤ})$$

$$l \quad \text{μήκος της καμπτόμενης διατομής}$$

$$t_w \quad \text{πάχος της καμπτόμενης διατομής}$$

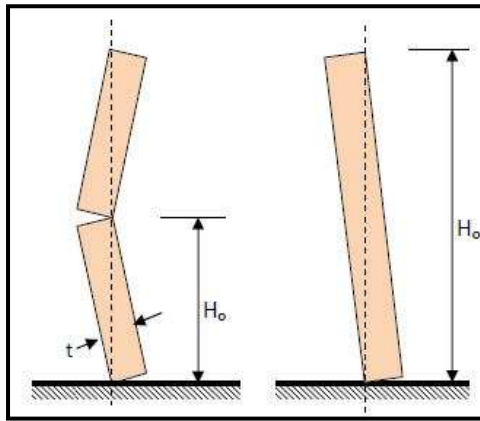
$$f_{wt,d} \quad \text{εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας, } \frac{f_{wt}}{\gamma_w}$$

2.4.5 Αντίσταση Δομικών Μελών σε Εκτός Επιπέδου Ένταση σε Όρους Παραμορφώσεων (ΚΑΔΕΤ §7.4.2)

Αντίσταση δομικών μελών σε εκτός επιπέδου κάμψη

Η απόκριση ενός τοιχώματος σε εκτός επιπέδου ένταση [Εικόνα 2-3] εξαρτάται από τις κάτωθι παραμέτρους :

- Τον τρόπο δομήσεως της τοιχοποιίας
- Τις συνθήκες στήριξης στην βάση, στη στέψη και στις κατακόρυφες ακμές του τοίχου
- Την παρουσία ανοιγμάτων
- Την παρουσία στοιχείων "οπλισμού" στο σώμα της τοιχοποιίας



Εικόνα 2-3 Οριακή στροφή $\theta_{R,u}$ λόγω κάμψης εκτός επιπέδου περί οριζόντιο άξονα. Αριστερά, εκτός επιπέδου κάμψη σε κτήριο με δυσπαραμόρφωτο διάφραγμα, Δεξιά, εκτός επιπέδου κάμψη σε κτήριο με ευπαραμόρφωτο διάφραγμα (τοιχος πρόβολος) (ΚΑΔΕΤ, Σχέδιο 1., 2019) [17].

Για τοίχους που ελέγχονται από την κάμψη σε εκτός επιπέδου δράση, η ικανότητα παραμόρφωσης θα είναι (ΚΑΔΕΤ, Σελ.7-26):

$$\min = \begin{cases} \theta_{u,1} = 0.003 \cdot \frac{H_0}{t} \\ \theta_{u,2} = \theta_{R,u} \cdot \left(1 - \frac{F_y}{F_{Rd}}\right) \end{cases}$$

H_0 μήκος ανάμεσα στο σημείο της μέγιστης ροπής και στο σημείο μηδενισμού της

t πάχος του τοιχώματος

$\theta_{R,u}$ στροφή ανατροπής του τοίχου, θεωρώντας τον τοίχο μονολιθικό, $\frac{t}{H_0}$

F_y ικανότητα παραμόρφωσης του μέλους (ΚΑΔΕΤ, Σελ. 7-24)

F_{Rd} η συνισταμένη δύναμη που προκαλεί την αστοχία (Σελ. 19 του παρόντος)

2.5 ΑΝΙΣΩΣΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ

2.5.1 Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΚΑΔΕΤ §4.2)

Στις υφιστάμενες κατασκευές, οι αριθμητικές τιμές των δεδομένων που χρησιμοποιούνται στους υπολογισμούς της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού υπόκεινται σε σφάλματα σημαντικότερα από ότι στην περίπτωση των νέων κατασκευών. Λόγω αυτού, ο ΚΑΔΕΤ προβλέπει την αντιστοίχιση του όγκου των δεδομένων που έχουν συλλεχθεί για την υφιστάμενη κατασκευή με Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων. Όσο περισσότερα στοιχεία έχουν συλλεχθεί για την υφιστάμενη κατασκευή που αφορούν την αποτύπωση του Φ.Ο., την καταγραφή του ιστορικού του κτηρίου και την διενέργεια επί τόπου και εργαστηριακών ελέγχων μέτρησης των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών κατασκευής, τόσο ο ΚΑΔΕΤ "επιβραβεύει" αναλογικά με την επίτευξη υψηλότερης ΣΑΔ. Όπως φαίνεται και στους Πίνακες 2-7, 2-8 και 2-9 η επίτευξη όσο το δυνατόν πιο υψηλής ΣΑΔ αντιστοιχεί σε αναλογική μείωση των μειωτικών συντελεστών για τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών και των συντελεστών δράσεων. Στον Πίνακα 2-5 αναφέρεται η έκταση των απαιτούμενων διερευνητικών ελέγχων ανά ΣΑΔ.

Όσον αφορά τη θεμελίωση πέρα των όσων αναφέρονται στον Πίνακα 2-5 και όταν θα πρέπει να συμπεριληφθεί η αλληλεπίδρασή της με το έδαφος στο προσομοίωμα, ο ΚΑΔΕΤ επιτρέπει την χρήση τιμών των εδαφικών παραμέτρων από την βιβλιογραφία για κτήρια κατηγορίας σπουδαιότητας I & II (ΚΑΔΕΤ, §3.5.4.7).

Πίνακας 2-5 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.) σε σχέση με την έκταση των διερευνητικών ελέγχων (§3.10.5 ΚΑΔΕΤ).

ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ		
ΑΝΕΚΤΗ	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΥΨΗΛΗ
Αποτύπωση Φέροντος Οργανισμού (Γενικά Σχέδια Κατασκευής)	Αποτύπωση Φέροντος Οργανισμού (Λεπτομερή Σχέδια Κατασκευής)	Και Σχέδια Εμφανών & Αφανών δομικών στοιχείων & Συνδέσεων
Ιστορικό (Αδρομερές)	Ιστορικό (Λεπτομερές)	Ιστορικό (Επιβεβαίωση με επί τόπου παρατήρηση)
Καταγραφή φθορών και βλαβών (Αδρομερές)	Καταγραφή φθορών και βλαβών (Λεπτομερές) & φωτογραφική αποτύπωση	Και σχεδιαστική αποτύπωση φθορών & βλαβών
Τρία λιθοσώματα/ τύπο τοιχοποιίας	Πέντε λιθοσώματα/ τύπο τοιχοποιίας	Δέκα λιθοσώματα/ τύπο τοιχοποιίας
Τρία τεμάχια κονιάματος/ τύπο τοιχοποιίας	Πέντε τεμάχια κονιάματος/ τύπο τοιχοποιίας	Δέκα τεμάχια κονιάματος/ τύπο τοιχοποιίας
15% πεσσών/τύπο τοιχοποιίας	30% πεσσών	50% πεσσών
8% οριζόντιων στοιχείων/τύπο τοιχοποιίας	15% υπέρθυρων δίσκων	25% υπέρθυρων δίσκων
Τρόπος δόμησης όψεων/τρεις θέσεις/τύπο τοιχοποιίας	30% πεσσών, 15% υπέρθυρων δίσκων, 30% γωνιών & ακμών κτηρίου (συνδέσεις), 30% τοίχων για ύπαρξη οριζόντιων διαζωμάτων	50% πεσσών, 25% υπέρθυρων δίσκων, 50% γωνιών & ακμών κτηρίου (συνδέσεις), 50% τοίχων για ύπαρξη οριζόντιων διαζωμάτων
Τρόπος δόμησης σε πάχος/τρεις θέσεις/τύπο τοιχοποιίας	30% πεσσών, 15% υπέρθυρων δίσκων	50% πεσσών, 25% υπέρθυρων δίσκων
Τεκμηρίωση θεμελίωσης ΟΧΙ (Μη - Παρουσία βλαβών λόγω εδάφους ή ανεπάρκειας θεμελίων)	Μία διερευνητική τομή (Μη - Παρουσία βλαβών λόγω εδάφους ή ανεπάρκειας θεμελίων). Τρεις διερευνητικές τομές (Παρουσία βλαβών λόγω εδάφους ή ανεπάρκειας θεμελίων)	Τουλάχιστον Τρεις διερευνητικές τομές. Γεώτρηση (Παρουσία Βλαβών)
15% πατωμάτων (Οπτική παρατήρηση)	30% πατωμάτων (Οπτική παρατήρηση - Επί τόπου μετρήσεις)	50% πατωμάτων (Οπτική παρατήρηση - Επί τόπου μετρήσεις)
15% θόλων (Οπτική παρατήρηση)	30% θόλων (Οπτική παρατήρηση - Επί τόπου μετρήσεις)	50% θόλων (Οπτική παρατήρηση - Επί τόπου μετρήσεις)
15% στεγών (Οπτική παρατήρηση)	30% στεγών (Οπτική παρατήρηση - Επί τόπου μετρήσεις)	50% στεγών (Οπτική παρατήρηση - Επί τόπου μετρήσεις)

2.5.2 Οι Επιμέρους Συντελεστές Ασφαλείας (ΚΑΔΕΤ §4.5)

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χωρίζονται σε δύο κατηγορίες όπως αναφέρθηκε στην προηγούμενη ενότητα :

- Συντελεστές ασφαλείας των δράσεων (αυξητικοί)
- Συντελεστές ασφαλείας των υλικών (μειωτικοί)

Οι βασικοί συνδυασμοί δράσεων για έλεγχο σε στατικά φορτία και σεισμό είναι αντίστοιχα (**EN 1991-1-1:2002**) :

$$S_d = \sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$S_d = \sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Ed} \cdot E + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_{k,i}$$

Στον **Πίνακα 2-6** δίνεται ο συντελεστής γ_{Ed} για τον βασικό συνδυασμό δράσεων με σεισμό.

Πίνακας 2-6 Επιμέρους Συντελεστές Ασφαλείας των Σεισμικών Δράσεων, γ_{Ed}

ΕΝΤΟΝΕΣ ΚΑΙ ΕΚΤΕΤΑΜΕΝΕΣ ΒΛΑΒΕΣ Ή/ΚΑΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ	ΕΛΑΦΡΕΣ ΚΑΙ ΤΟΠΙΚΕΣ ΒΛΑΒΕΣ Ή/ΚΑΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ	ΧΩΡΙΣ ΒΛΑΒΕΣ ΚΑΙ ΧΩΡΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ
1,10	1,05	1,00

Στον **Πίνακα 2-7** δίνεται ο συντελεστής γ_g των μόνιμων δράσεων.

Πίνακας 2-7 Συντελεστές Ασφαλείας για βασικούς συνδυασμούς και δυσμενή επιρροή δράσεων.

ΒΑΣΙΚΟΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΚΑΙ ΔΥΣΜΕΝΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗ ΔΡΑΣΕΩΝ γ_g		
ΑΝΕΚΤΗ	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΥΨΗΛΗ
1,5	1,35	1,20

Πίνακας 2-8 Συντελεστές Ασφαλείας για υπόλοιπους συνδυασμούς και ευμενή επιρροή δράσεων.

ΥΠΟΛΟΙΠΕΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΩΝ ΚΑΙ ΕΥΜΕΝΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗ ΔΡΑΣΕΩΝ γ_g		
ΑΝΕΚΤΗ	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΥΨΗΛΗ
1,20	1,10	1,00

Οι τιμές του **Πίνακα 2-9** χρησιμεύουν μόνο για τον έλεγχο επάρκειας σε όρους δυνάμεων για την Στάθμη Επιτελεστικότητας "Α" Περιορισμός Βλαβών (DL) και για τον έλεγχο επάρκειας μέσω Ανελαστικής ανάλυσης όταν ο τρόπος αστοχίας του μέλους είναι ψαθυρός.

Πίνακας 2-9 Επιμέρους Συντελεστές Ασφαλείας Υλικών για έλεγχο σε όρους δυνάμεων.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ			
ΣΑΔ	ΑΝΕΚΤΗ	ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΤΙΚΗ	ΥΨΗΛΗ
γ_m	1,50	1,35	1,20

2.5.3 Οι Έλεγχοι Επάρκειας (ΚΑΔΕΤ, Κεφάλαιο 9)

Κριτήρια αποδοχής (ΚΑΔΕΤ §9.2)

Τα κριτήρια αποδοχής χωρίζονται σε δύο κατηγορίες :

- Κριτήρια Ελέγχου Δυνάμεων
- Κριτήρια Ελέγχου Παραμορφώσεων

Εάν η αποτίμηση έχει σκοπό την επιβεβαίωση της στοχευόμενης ικανότητας, όλα τα δομικά στοιχεία θα πρέπει να ικανοποιούν τα σχετικά κριτήρια ελέγχου. Εάν η αποτίμηση γίνεται για την λήψη αποφάσεων για τον ανασχεδιασμό, όλα τα δομικά στοιχεία θα πρέπει να ικανοποιούν τα σχετικά κριτήρια ελέγχου μετά τον ανασχεδιασμό.

➤ **Στάθμη Επιτελεστικότητας "Α" Περιορισμός Βλαβών (DL) (ΚΑΔΕΤ §9.2.1)**

• Έλεγχοι σε όρους εντατικών μεγεθών

$$S_d \leq R_d \quad (\text{Σελ. 9-3, ΚΑΔΕΤ})$$

S_d εντατικό μέγεθος από ελαστική ανάλυση, $\gamma_{S,d}$

R_d τιμή σχεδιασμού αντίστασης, $\gamma_m, \gamma_{R,d} = 1$

Η τέμνουσα βάσης υπολογίζεται από ελαστική ανάλυση ή απλοποιητικά από τον τύπο :

$$V_{Ed} = C_m \cdot S_e(T) \cdot \frac{W}{g} \quad (\text{Σελ. 9-4, ΚΑΔΕΤ})$$

W το συνολικό βάρος κτηρίου για σεισμικό συνδυασμό $G + \psi_2 \cdot Q$

$S_e(T)$ η φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην ιδιοπερίοδο κτηρίου T

g 9,80665m/sec²

C_m συντελεστής δρώσας μάζας $\begin{cases} 1 & \text{μονώροφα και διώροφα κτήρια} \\ 0,8 & \text{για όλα τα υπόλοιπα} \end{cases}$

• Έλεγχοι σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών

$$S_d \leq R_d \quad (\text{Σελ. 9-5, ΚΑΔΕΤ})$$

S_d εντατικό μέγεθος, $\gamma_{S,d}$

R_d τιμή σχεδιασμού αντίστασης κατά την διαρροή, $\gamma_{R,d} = 1$

➤ **Στάθμη Επιτελεστικότητας "Β" Σημαντικές Βλάβες (SD) (ΚΑΔΕΤ §9.2.2)**

Ο έλεγχος ισχύει για πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία.

- Τα πρωτεύοντα στοιχεία επιτρέπεται να υποστούν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις έχοντας όμως σημαντικό περιθώριο ασφαλείας.
- Τα δευτερεύοντα στοιχεία επιτρέπεται να υποστούν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις χωρίς περιορισμούς.

Ικανότητα σε κάμψη δ_u, θ_u $\begin{cases} 0,008 \cdot \frac{H_0}{L} & \text{για πρωτεύοντα στοιχεία} \\ 0,012 \cdot \frac{H_0}{L} & \text{για δευτερεύοντα στοιχεία} \end{cases}$

$$\text{Ικανότητα σε διάτμηση } \delta_u, \theta_u \quad \begin{cases} 0,004 & \text{για πρωτεύοντα στοιχεία} \\ 0,006 & \text{για δευτερεύοντα στοιχεία} \end{cases}$$

➤ **Στάθμη Επιτελεστικότητας "Γ" Οιονεί Κατάρρευση – Προστασία Ζωής (NC) (ΚΑΔΕΤ §9.2.3)**

Ο έλεγχος ισχύει για πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία. Δεν επιτρέπεται υπέρβαση παραμόρφωσης αστοχίας ούτε για τα πρωτεύοντα, ούτε για τα δευτερεύοντα στοιχεία.

$$\text{Ικανότητα σε κάμψη } \frac{4}{3}\delta_u, \frac{4}{3}\theta_u \quad \begin{cases} \frac{4}{3} \cdot 0,008 \cdot \frac{H_0}{L} & \text{για πρωτεύοντα στοιχεία} \\ \frac{4}{3} \cdot 0,012 \cdot \frac{H_0}{L} & \text{για δευτερεύοντα στοιχεία} \end{cases}$$

$$\text{Ικανότητα σε διάτμηση } \frac{4}{3}\delta_u, \frac{4}{3}\theta_u \quad \begin{cases} \frac{4}{3} \cdot 0,004 & \text{για πρωτεύοντα στοιχεία} \\ \frac{4}{3} \cdot 0,006 & \text{για δευτερεύοντα στοιχεία} \end{cases}$$

➤ **Συνυπολογισμός πλάστιμης απόκρισης – Ανελαστική Ανάλυση (ΚΑΔΕΤ §9.3.1)**

Για πλάστιμους τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς στοιχείων του φορέα, ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών. Μόνο ξυλόπηκτες τοιχοποιίες και τοιχοποιίες με οριζόντια διαζώματα μπορούν να θεωρούνται ως οιονεί πλάστιμα στοιχεία.

S_d παραμορφωσιακό μέγεθος δ (θ , γ), $\gamma_{S,d}$

R_d τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης, $\gamma_m = 1$, $\gamma_{R,d}$ ως κατωτέρω

- Για την Στάθμη Επιτελεστικότητας "Β" ισχύει :

❖ Για πρωτεύοντα στοιχεία $R_d = \frac{\delta_u}{\gamma_{Rd}}$

Εντός επιπέδου ένταση $\gamma_{Rd} = 1,50$

Εκτός επιπέδου ένταση $\gamma_{Rd} = 2,00$

- Για δευτερεύοντα στοιχεία $R_d = \frac{\delta_u}{\gamma_{Rd,\delta}} \quad \gamma_{Rd,\delta} = 1,33$

- Για την Στάθμη Επιτελεστικότητας "Γ" ισχύει :

- Για πρωτεύοντα στοιχεία $R_d = 1,33 \cdot \frac{\delta_u}{\gamma_{Rd}}$

Έλεγχος σε κάμψη $\gamma_{Rd} = 1,50$

Έλεγχος σε διάτμηση $\gamma_{Rd} = 1,50$

- Για δευτερεύοντα στοιχεία $R_d = \frac{\delta_u}{\gamma_{Rd,\delta}} \quad \gamma_{Rd,\delta} = 1,15$

Για φαθυρούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς του φορέα, ο έλεγχος γίνεται σε όρους δυνάμεων.

S_d εντατικό μέγεθος από την ανελαστική ανάλυση, $\gamma_{S,d}$

R_d τιμή σχεδιασμού αντοχής, γ_m

Αξίζει να σημειωθεί πως "Οιονεί Πλάστιμη" συμπεριφορά μπορεί να έχει το κτήριο ή το δομικό στοιχείο μετά τις ενισχύσεις που αναφέρονται στο σχέδιο του Κανονισμού (ΚΑΔΕΤ, Σελ. 9-7). Οπότε κατά τον ανασχεδιασμό ο έλεγχος μπορεί να γίνει σε όρους παραμορφώσεων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3. ΟΙ ΒΑΣΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ EN 1998-3

Σε αυτή την Ενότητα γίνεται η επιλεκτική ανάπτυξη των χωρίων του σχεδίου Κανονισμού **EN 1998-3:20xx** "Assessment and Retrofitting of buildings and bridges" που αποσκοπούν στην κατανόηση της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού κτηριακών κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία. Το παρόν Κεφάλαιο έχει καθαρά πληροφοριακό χαρακτήρα. Παρουσιάζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά της άοπλης τοιχοποιίας πριν και μετά τις επεμβάσεις, η προσομοίωση και ανάλυση των φερουσών τοιχοποιιών, τα προσομοιώματα απόκρισης/αντίστασης των δομικών μελών και οι έλεγχοι επάρκειας σε αντιστοιχία με τις παραγράφους του **Κεφαλαίου 2** για να είναι πιο εύκολη η σύγκριση.

Ο Κανονισμός διαχωρίζει τις τοιχοποιίες σε δύο μεγάλες κατηγορίες :

- Pre – Modern Masonry, όπου αναφέρεται σε κτήρια που έχουν κατασκευαστεί χωρίς κάποιο Κανονισμό
- Modern Masonry, όπου αναφέρεται σε κτήρια που έχουν κατασκευαστεί βάσει Κανονισμού. Εάν υφιστάμενο κτήριο δεν έχει κατασκευαστεί βάσει Κανονισμού αλλά αποτελείται από Κανονική τοιχοποιία συζευγμένη με άκαμπτα διαφράγματα στις στάθμες ορόφων τότε εμπίπτει στην κατηγορία Modern Masonry.

Στην εισαγωγή του ο Κανονισμός υποδεικνύει πως η χρήση εξαιρετικά λεπτομερών προσομοιωμάτων για την ανάλυση φερουσών τοιχοποιιών ενδέχεται να μη δώσει αξιόπιστα αποτελέσματα λόγω της μη δυνατότητας επακριβούς μοντελοποίησης της συνεργασίας μεταξύ στοιχείων όπως είναι τα περιμετρικά διαζώματα/εφελκυσόμενες ράβδοι/πρέκια και οι τοιχοποιίες. Ο Κανονισμός προτείνει επίσης στην εισαγωγή του τον συνδυασμό ποσοτικής (Quantitative) όσο και ποιοτικής (Qualitative) εκτίμησης της αποτίμησης και της αποτελεσματικότητας των επεμβάσεων καθόσον υπεισέρχεται μεγαλύτερη αβεβαιότητα σε σχέση με τη μελέτη νέων κατασκευών. Η ποιοτική εκτίμηση θα καθορίζεται από το Εθνικό Κανονιστικό Πλαίσιο και η ποσοτική εκτίμηση αναφέρεται στο τυπολόγιο που υπάρχει στο παρόν σχέδιο του Κανονισμού.

3.1 ΤΑ ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΠΕΜΒΑΣΗ

3.1.1 Η άοπλη τοιχοποιία υπό θλίψη, διάτμηση και εφελκυσμό (Παράρτημα E, EN 1998-3)

Κατά το σχέδιο του Κανονισμού τα προβλήματα που παρουσιάζουν τα μη σύγχρονα κτήρια (Pre Modern Masonry) από Φέρουσα Τοιχοποιία είναι τα εξής :

- Ανομοιομορφία τοιχοσωμάτων (π.χ. αργολιθοδομή από μη λαξευμένους λίθους ακανόνιστου σχήματος, μικτή τοιχοποιία από φυσικά και τεχνητά τοιχοσώματα).
- Ο έλεγχος των μηχανικών χαρακτηριστικών των υφιστάμενων τοιχοποιιών είναι προβληματικός λόγω της μη κανονικότητας των τοιχοσωμάτων και του τρόπου δόμησης που καθιστά αβέβαιη την ποσοτικοποίηση των ελέγχων σε σχέση με την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων.
- Δεν υφίσταται ορθό προσομοίωμα των υφιστάμενων τοιχοποιιών που να συμμορφώνεται με τον Κανονισμό EN 1996-1-1:2003. Ο Κανονισμός EN 1996-1-1:2005 (E) προσδιορίζει την τοιχοποιία ως "συναρμογή τοιχοσωμάτων διαστρωμένων τη βάσει προτύπου με χρήση συνδετικού κονιάματος". Για τις υφιστάμενες τοιχοποιίες είναι δύσκολο να αναγνωρισθεί πρότυπο κατασκευής όπως και να αντιστοιχηθεί η ποιότητα κονιάματος στις κατηγορίες που προβλέπονται για σύγχρονα κτήρια.

Για τους παραπάνω λόγους και προς διευκόλυνση των Μελετητών – Μηχανικών το σχέδιο του Κανονισμού παρέχει ερήμην τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών των τοιχοποιιών ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής τους οι οποίες παρουσιάζονται στο **Παράρτημα E** στον πίνακα **E.1** [19] κατ' αντιστοιχία του Ιταλικού Κανονισμού [20] με διαφοροποιήσεις. Εκεί δίνονται ερήμην μέσες τιμές και ο συντελεστής μεταβλητότητας για μηχανικά

χαρακτηριστικά των τοιχοποιιών όπως είναι η θλιπτική αντοχή, η εφελκυστική αντοχή, η διατμητική αντοχή χωρίς αξονικό φορτίο, τα μέτρα ελαστικότητας και διάτμησης και το ειδικό βάρος.

Στον **Πίνακα Ε.1** [19] δίνονται οι μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υφιστάμενων τοιχοποιιών όπως και ο συντελεστής μεταβλητότητας. Ο Συντελεστής Μεταβλητότητας (Coefficient of Variation) και η Μέση Τιμή (Mean Value) από τον **Πίνακα Ε.1** [19] δίνουν την Τυπική Απόκλιση (Standard Deviation) της Μέσης Τιμής μέσω της εξίσωσης :

$$COV = \frac{\sigma}{\mu} \quad (\text{Εξ. 3-1})$$

COV Συντελεστής Μεταβλητότητας
 σ Τυπική Απόκλιση
 μ Μέση Τιμή

Εάν από την Μέση Τιμή αφαιρεθεί μία Τυπική Απόκλιση λαμβάνεται η Χαρακτηριστική Τιμή του μεγέθους.

Στον **Πίνακα Ε.2** του ίδιου σχεδίου Κανονισμού [19] και κατ' αντιστοιχία επίσης του Ιταλικού Κανονισμού [20] με διαφοροποιήσεις, παρέχονται διορθωτικοί συντελεστές για τις τιμές του **Πίνακα Ε.1** εφόσον η υφιστάμενη τοιχοποιία είναι κατασκευασμένη με ρητά αναφερόμενες στον **Πίνακα Ε.2** προδιαγραφές όπως είναι η ύπαρξη καλής ποιότητας συνδετικού κονιάματος, η ευθυγράμμιση των τοιχοσωμάτων στην όψη της τοιχοποιίας και η ύπαρξη εγκάρσιων συνδέσμων μεταξύ των εξωτερικών στρώσεων. Οι διορθωτικοί συντελεστές του **Πίνακα Ε.2** πολλαπλασιάζονται και άρα επαυξάνουν μόνο την Μέση Τιμή "**μ**" του μηχανικού χαρακτηριστικού από τον **Πίνακα Ε.1**.

Οι τιμές του **Πίνακα Ε.1** σχετίζονται με τοιχοπετάσματα στα οποία ο πυρήνας είναι ανύπαρκτος ή έχει περιορισμένο πάχος, δηλαδή η συνεισφορά του δεν λαμβάνεται υπόψη στην συνολική συμπεριφορά της τοιχοποιίας. Εάν όμως έχει υπολογίσιμη συνεισφορά στην συνολική συμπεριφορά της τοιχοποιίας τότε ο Κανονισμός επιβάλλει την αποτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών του πυρήνα και ακολούθως προσδιορίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά του συνολικού πάχους της τοιχοποιίας όπως παρακάτω. Τα μέτρα ελαστικότητας **E** και διάτμησης **G** λαμβάνονται από τον παρακάτω τύπο :

$$X = \frac{t_1 X_1 + t_2 X_2 + t_3 X_3}{t} \quad (\text{Εξ. E.1, EN 1998-3})$$

t_1 και t_3 τα πάχη των εξωτερικών στρώσεων της τριστηρωτης τοιχοποιίας, που μπορεί να είναι από διαφορετικό υλικό

t_2 το πάχος του πυρήνα

t το συνολικό πάχος του τοιχώματος, $t_1 + t_2 + t_3$

X_1, X_2, X_3 τα μέτρα ελαστικότητας ή διάτμησης της κάθε στρώσης

Η θλιπτική αντοχή δίνεται από τον τύπο :

$$f = \begin{cases} E \cdot \varepsilon_r & \text{εάν } \varepsilon_r \leq \frac{f_2}{E_2} \\ \frac{[(t_1 \cdot E_1 + t_3 \cdot E_3) \cdot \varepsilon_r + t_2 \cdot f_2]}{t} & \text{εάν } \varepsilon_r > f_2/E_2 \end{cases} \quad (\text{Εξ. E.2, EN 1998-3})$$

Όπου η ορθή παραμόρφωση ε_r θα πρέπει να υπολογίζεται στην επίτευξη της μέγιστης αντοχής της πιο αδύναμης στρώσης όπως δίνεται από τον τύπο :

$$\varepsilon_r = \min\left(\frac{f_1}{E_1}, \frac{f_3}{E_3}\right) \quad (\text{Εξ. E.3, EN 1998-3})$$

Στην περίπτωση πυρήνα με αμελητέες μηχανικές ιδιότητες, οι ισοδύναμες ιδιότητες του φανώματος τοιχοποιίας όπως υπολογίστηκαν από την Εξ. E.1 [19] πρέπει να

προσδιορίζονται από αυτές των εξωτερικών στρώσεων πολλαπλασιάζοντας τις με τον λόγο του ενεργού πάχους προς το ολικό πάχος $\left(\frac{t-t_2}{t}\right)$. Δηλαδή λαμβάνεται υπόψιν το πάχος του πυρήνα στους υπολογισμούς των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας αλλά έχει μειωτικό χαρακτήρα.

Στην περίπτωση διενέργειας άμεσου ελέγχου των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας το σχέδιο του Κανονισμού επιτρέπει στον Μελετητή – Μηχανικό να επικαιροποιήσει τις ερήμην τιμές του **Πίνακα Ε.1** μέσω του θεωρήματος **Bayes**. Η διαδικασία συμπεριλαμβάνει τις μέσες τιμές από τον **Πίνακα Ε.1**, τον αριθμό των δοκιμών που έχουν εκτελεστεί, τον μέσο όρο και την τυπική απόκλιση του μετρούμενου μεγέθους μέσω του άμεσου ελέγχου αλλά και μία τιμή που σχετίζεται με την αβεβαιότητα της δοκιμής και δίνεται από τον **Πίνακα Ε.3** του σχεδίου Κανονισμού.

Οι μέθοδοι άμεσου ελέγχου που προτείνονται από τον Κανονισμό είναι οι παρακάτω :

- Δοκιμή Θλιπτικής Αντοχής τμήματος τοιχοποιίας (Direct Compressive Test)
- Δοκιμή διπλού γρύλλου (Double Flat Jack Test)
- Δοκιμή Διατμητικής Αντοχής (Sheppard Test)
- Δοκιμή Διαγώνιας Θλίψης (Diagonal Compression Test)
- Δοκιμή Διατμητικής Αντοχής Αρμού Κονιάματος (Shove Test)
- Εργαστηριακές Δοκιμές σε τοιχοσώματα και κονιάματα

Από την δοκιμή θλιπτικής αντοχής τμήματος τοιχοποιίας μπορούν να υπολογιστούν το μέτρο ελαστικότητας E και η θλιπτική αντοχή f της τοιχοποιίας. Από την δοκιμή διπλού γρύλλου μπορούν να υπολογιστούν επίσης το μέτρο ελαστικότητας E και η θλιπτική αντοχή f της τοιχοποιίας. Σημειώνεται όμως πως ενδείκνυται να γίνει χρήση των εμπειρικών σχέσεων που υπάρχουν στην βιβλιογραφία για να εξαχθεί η τιμή της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας εμμέσως και να μην ληφθεί άμεσα από την δοκιμή. Από την δοκιμή διατμητικής αντοχής μπορούν να υπολογιστούν το μέτρο διάτμησης G , η εφελκυστική αντοχή f_t όπως και η διατμητική αντοχή χωρίς αξονικό φορτίο f_{v0} της τοιχοποιίας. Από την δοκιμή διαγώνιας θλίψης μπορούν να υπολογιστούν το μέτρο διάτμησης G και η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας f_t . Από την δοκιμή διατμητικής αντοχής αρμού κονιάματος μπορεί να υπολογιστεί η διατμητική αντοχή χωρίς αξονικό φορτίο f_{v0} . Για την συγκεκριμένη επί τόπου δοκιμή έχουν παρατηρηθεί αποκλίσεις ανάμεσα στα αποτελέσματα της δοκιμής και δοκιμών στο εργαστήριο [21]. Από τις εργαστηριακές δοκιμές σε δοκίμια τοιχοσωμάτων και κονιαμάτων ελέγχεται η θλιπτική αντοχή των τοιχοσωμάτων και η εφελκυστική αντοχή των κονιαμάτων (Δοκιμή μικροθραυσμάτων) η οποία συνδέεται με τη θλιπτική αντοχή [22]. Η χρήση των αποτελεσμάτων των εργαστηριακών δοκιμών σε τετραγωνισμένα λιθοσώματα, συμπαγείς ή διάτρητους οπτόπλινθους χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής f της τοιχοποιίας χρησιμοποιώντας το τυπολόγιο του προτύπου EN 1996-1-1:2003 (§3.6.1.2(1)).

3.2 Η ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΤΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΠΕΜΒΑΣΗ (Παράρτημα Ε, EN 1998-3)

Τιμές αναφοράς για τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ενισχυμένων τύπων τοιχοποιίας

Οι τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών της ενισχυμένης τοιχοποιίας προκύπτουν από τις τιμές που καθορίζονται στους **Πίνακες Ε.1** και **Ε.2** του σχεδίου Κανονισμού εφαρμόζοντας πολλαπλασιαστικούς συντελεστές ανά τεχνική ενίσχυσης, που δίνονται στον **Πίνακα Ε.6** (τιμές άνω ορίου). Ο συνδυασμός περισσότερων του ενός αυξητικών συντελεστών λόγω ενίσχυσης επιτυγχάνεται πολλαπλασιάζοντας όλους τους επιμέρους συντελεστές με το τελικό αποτέλεσμα του γινομένου όμως να μην υπερβαίνει τις τιμές που παρέχονται στην τελευταία στήλη του **Πίνακα Ε.6** (Maximum Combined Factor).

3.2.1 Ενίσχυση με ενέματα

Ο συντελεστής που δίνεται στον **Πίνακα Ε.6** εφαρμόζεται και στις παραμέτρους αντοχής (f, f_t, f_{v0}) και στις παραμέτρους ελαστικότητας (E και G). Το σχέδιο του Κανονισμού διευκρινίζει πως η ποσοστιαία αύξηση των τιμών είναι υψηλότερη όταν τα χαρακτηριστικά του υφιστάμενου κονιάματος είναι κακής ποιότητας. Αξίζει να σημειωθεί ότι η αποτελεσματικότητα του ενέματος σχετίζεται αποκλειστικά με την ευκολία της ενεμάτωσης, λόγω της παρουσίας κενών και της ικανότητας του να προσκολληθεί επαρκώς στα συστατικά της τοιχοποιίας (υφιστάμενο κονίαμα, τοιχοσώματα). Προτείνεται η εκτέλεση προκαταρκτικών δοκιμών για την επιβεβαίωση της αποτελεσματικότητας της ενίσχυσης [14]. Η χρήση π.χ. υπερήχων μετά την εκτέλεση της δοκιμής μπορεί να επιβεβαιώσει την αποτελεσματικότητα της ομογενοποίησης της τοιχοποιίας μέσω της ενεμάτωσης.

3.2.2 Ενίσχυση με ωπλισμένους μανδύες

Η βελτίωση των χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας μπορεί να εκτιμηθεί μέσω κατάλληλου προσομοιώματος που λαμβάνει υπόψιν το πάχος του υφιστάμενου τοίχου (προ ενίσχυσης) και του προστιθέμενου μανδύα (ενδεικνύεται αμφίπλευρος και επαρκώς αγκυρωμένος), όπως επίσης και των αντίστοιχων ιδιοτήτων των υλικών (κατ' αντιστοιχία του **ΚΑΔΕΤ, Σχέδιο 1. 2019, §8.1.3**). Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο συντελεστής που δίνεται στον **Πίνακα Ε.6** για την συγκεκριμένη τεχνική ενίσχυσης. Ο Κανονισμός προβλέπει πως ο συντελεστής εφαρμόζεται και στις παραμέτρους αντοχής (f, f_t, f_{v0}) και στις παραμέτρους ελαστικότητας (E και G). Εάν υφίστανται εγκάρσιοι σύνδεσμοι, δεν θα γίνεται χρήση του αντίστοιχου αυξητικού συντελεστή από τον **Πίνακα Ε.2**. Για τον προσδιορισμό των συντελεστών βελτίωσης, είναι αναγκαίο να ληφθούν υπόψιν τα χαρακτηριστικά του εφαρμοζόμενου κονιάματος (με βάση την υδράσβεστο ή το τσιμέντο) και του οπλισμού (χαλύβδινος ή πλέγμα συνθετικών ινών). Στην περίπτωση που υφίσταται κακής ποιότητας τοιχοποιία με πολλά κενά είναι αναγκαίο να έχουν προηγηθεί ενέματα. Το σχέδιο του Κανονισμού αναφέρει πως στην περίπτωση τοιχοποιίας πάχους μεγαλύτερου των 70 cm οι αυξητικοί συντελεστές λόγω ενισχύσεων θα πρέπει να **μειώνονται** καταλλήλως.

3.2.3 Ενίσχυση με ωπλισμένο αρμολόγημα και εγκάρσιους συνδέσμους

Ο συντελεστής που δίνεται στον **Πίνακα Ε.6** εφαρμόζεται στις παραμέτρους αντοχής (f, f_t, f_{v0}) πλήρως ενώ στις παραμέτρους ελαστικότητας (E και G) εφαρμόζεται μειωμένος κατά 50%. Εάν στην τοιχοποιία έχουν ήδη εφαρμοστεί εγκάρσιοι σύνδεσμοι, ο αντίστοιχος συντελεστής του **Πίνακα Ε.2** δεν θα πρέπει να εφαρμοστεί για την εκτίμηση των τιμών στην υφιστάμενη κατάσταση, επειδή το ωπλισμένο αρμολόγημα σε συνδυασμό με εγκάρσιους συνδέσμους δίνει το ίδιο αποτέλεσμα. Εάν αντικατασταθεί στην μία παρειά το ωπλισμένο αρμολόγημα με ινωπλισμένο μανδύα περιορισμένου πάχους λαμβάνεται το ίδιο αποτέλεσμα ενίσχυσης. Το σχέδιο του Κανονισμού αναφέρει πως στην περίπτωση τοιχοποιίας πάχους μεγαλύτερου των 70 cm οι αυξητικοί συντελεστές λόγω ενισχύσεων θα πρέπει να **μειώνονται** καταλλήλως.

3.3 Η ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ Η ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΦΕΡΟΥΣΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΩΝ (ΕΝ 1998-3, §11.3)

Το σχέδιο του Κανονισμού ΕΝ 1998-3:20xx δεν παρέχει λίστα με τις αποδεκτές μεθόδους προσομοίωσης της κατασκευής αλλά αναφέρει τις απαιτήσεις που πρέπει να καλύπτονται από τα προσομοιώματα και παραπέμπει στο σχέδιο Κανονισμού ΕΝ 1998-1:20xx.

3.3.1 Σεισμική Δράση - Δυσκαμψίες

Σεισμική Δράση (ΕΝ 1998-3, §6.2)

Η σεισμική δράση καθορίζεται κατά το σχέδιο του Κανονισμού ΕΝ 1998-1:20xx.

Η σεισμική δράση που θα ασκηθεί στο προσομοίωμα σχετίζεται με τον τύπο της ανάλυσης που θα χρησιμοποιηθεί.

Δυσκαμψίες (ΕΝ 1998-3, §11.3.2)

Για την Γραμμική Ελαστική Ανάλυση οι δυσκαμψίες των ρηγματωμένων διατομών του προσομοιώματος θα λαμβάνονται ως το 50% των δυσκαμψιών των μη ρηγματωμένων διατομών. Για την Μη Γραμμική Ανάλυση οι δυσκαμψίες των ρηγματωμένων διατομών στην ελαστική περιοχή θα λαμβάνονται ως το 50% των δυσκαμψιών των μη ρηγματωμένων διατομών.

3.3.2 Υπολογιστική Θεώρηση των Διαφραγμάτων (ΕΝ 1998-3, §11.3.2.2)

Τα διαφράγματα χωρίζονται σε τρεις (3) κατηγορίες :

$$\begin{cases} \text{Εύκαμπτα} \\ \text{Δύσκαμπτα} \\ \text{Ημι - εύκαμπτα} \end{cases}$$

➤ Εύκαμπτο Διάφραγμα

Εύκαμπτο ορίζεται το διάφραγμα όταν η μέγιστη εντός επιπέδου γωνιακή παραμόρφωση του διαφράγματος $\theta_{d,i}$ (στο επίπεδο i) είναι μεγαλύτερη του διπλάσιου της μέσης τιμής σχετικής παραμόρφωσης $\theta_{w,i}$ των τοιχωμάτων του υποκείμενου ορόφου που υποστηρίζουν το επίπεδο i .

- Η σχετική παραμόρφωση δύο συνεχόμενων ορόφων ορίζεται ως :

$$\theta_{w,i} = \frac{u_{w,i} - u_{w,i-1}}{h_i} \quad (\text{Εξ. 11.1, ΕΝ 1998-3})$$

$u_{w,i}$ και $u_{w,i-1}$ οι οριζόντιες μετακινήσεις των τοιχωμάτων στις στάθμες i και $i-1$
 h_i το ύψος ορόφου ανάμεσα στις στάθμες i και $i-1$

- Η μέγιστη εντός επιπέδου γωνιακή παραμόρφωση ορίζεται ως :

$$\theta_{d,i} = \max \left(\frac{|u_{w',i} - u_{w'',i}|}{l_d} \right) \quad (\text{Εξ. 11.2, ΕΝ 1998-3})$$

$u_{w',i}$ και $u_{w'',i}$ οριζόντιες μετακινήσεις δύο απέναντι τοίχων στη στάθμη i
 l_d απόσταση ανάμεσα στους τοίχους w' και w''

➤ Δύσκαμπτο Διάφραγμα

Δύσκαμπτο ορίζεται το διάφραγμα όταν η μέγιστη εντός επιπέδου γωνιακή παραμόρφωση του διαφράγματος είναι μικρότερη του μισού της μέσης σχετικής παραμόρφωσης των πρωτεύοντων στοιχείων του υποκείμενου ορόφου.

➤ **Ημι-εύκαμπο Διάφραγμα**

Ημι - εύκαμπο ορίζεται το διάφραγμα που δεν είναι ούτε εύκαμπο, ούτε δύσκαμπο.

Η απόφαση για το αν θα ληφθεί υπόψιν η πραγματική δυσκαμψία του διαφράγματος στο προσομοίωμα καθορίζεται από τα αποτελέσματα της ελαστικής ανάλυσης θεωρώντας δύσκαμπο διάφραγμα. Υπολογίζεται ο καταμερισμός της διατμητικής δύναμης σε κάθε φέρον στοιχείο θεωρώντας δύσκαμπο διάφραγμα. Υπολογίζεται η γωνιακή παραμόρφωση του διαφράγματος λαμβάνοντας υπόψιν την πραγματική δυσκαμψία του και ακολούθως συγκρίνεται η γωνιακή παραμόρφωση του διαφράγματος με την σχετική μετατόπιση των τοίχων που υποστηρίζουν το διάφραγμα.

- Για κτήρια με δύσκαμπα ή ημι - εύκαμπα διαφράγματα, το σχέδιο του Κανονισμού ορίζει ο έλεγχος να γίνεται καθολικά για το χωρικό προσομοίωμα του κτηρίου.
- Για κτήρια με εύκαμπα διαφράγματα, το σχέδιο του Κανονισμού ορίζει ο έλεγχος να γίνεται μεμονωμένα για κάθε στοιχείο φέρουσας τοιχοποιίας. Η εγκάρσια φόρτιση προκύπτει από :
 - Μάζα του τοίχου
 - Μάζα που υποστηρίζεται από τον τοίχο
 - Μάζα που δεν παραλαμβάνεται από τους εγκάρσιους τοίχους, οι οποίοι δεν παραλαμβάνουν εκτός επιπέδου φόρτιση

Τα οριζόντια διαφράγματα μπορούν να προσομοιωθούν με :

- Άκαμπτη σύνδεση (Rigid Link) μεταξύ κόμβων για δύσκαμπα διαφράγματα
- Στοιχεία Μembrάνης ισοδύναμης δυσκαμψίας ή δισδιαγώνιες αντηρίδες κατάλληλης δυσκαμψίας για ημι - εύκαμπα διαφράγματα

Το **Παράρτημα Ε** του EN 1998-3:20xx παρέχει ενδεικτικές τιμές για την δυσκαμψία διαφόρων τύπων ημι - εύκαμπτων διαφραγμάτων.

Οι έλεγχοι που πρέπει να γίνονται στα οριζόντια διαφράγματα είναι :

- Σε όρους δυνάμεων για δύσκαμπο διάφραγμα
- Σε όρους δυνάμεων ή/και παραμορφώσεων για ημι - εύκαμπο διάφραγμα
- Σε όρους παραμορφώσεων για εύκαμπο διάφραγμα
- Στη σύνδεση μεταξύ διαφραγμάτων και τοίχων

Όταν τα οριζόντια διαφράγματα ορίζονται ως ημι -εύκαμπα αλλά το προσομοίωμα δεν λαμβάνει υπόψιν την πραγματική δυσκαμψία τους, μπορεί να γίνει έλεγχος για δύσκαμπο και εύκαμπο διάφραγμα και ο συνδυασμός τους να δώσει την δυσκαμψία του ημι - εύκαμπτου διαφράγματος ή να ληφθεί υπόψιν το πιο συντηρητικό αποτέλεσμα.

3.3.3 Μέθοδοι Ανάλυσης (EN 1998-3, §6.4)

Κατ' αντιστοιχία με το Κεφάλαιο 2 αναπτύσσονται παρακάτω οι εξής μέθοδοι ανάλυσης :

- Γραμμική ελαστική ανάλυση, με ισοδύναμο ομοιόμορφο πλευρικό φορτίο ή με φορτίο βάσει συνδυασμού ιδιομορφών.
- Ανελαστική στατική ανάλυση με ανεστραμμένη τριγωνική ή ιδιομορφική κατανομή σεισμικής φόρτισης.
- Μέθοδος συντελεστή συμπεριφοράς **q**, για την οποία το σχέδιο Κανονισμού προβλέπει η ανώτατη τιμή του να είναι ίση με 1.5 για κτήρια από φέρουσα τοιχοποιία.

➤ **Ελαστική Ανάλυση**

Η Ελαστική Ανάλυση καθορίζεται από το σχέδιο του Κανονισμού EN 1998-1:20xx.

➤ **Μέθοδος Συντελεστή Συμπεριφοράς q**

Το σχέδιο του Κανονισμού προβλέπει η ανώτατη τιμή του να είναι ίση με 1.5 για κτήρια από φέρουσα τοιχοποιία.

Ειδικοί κανόνες για την εφαρμογή της μεθόδου συντελεστή συμπεριφοράς q

Η χρήση της μεθόδου **q** για την καθολική ανάλυση κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία μπορεί να εφαρμοστεί εάν ισχύουν τα παρακάτω [19]:

- Τα τοιχώματα που παραλαμβάνουν την οριζόντια σεισμική φόρτιση είναι κανονικά κατανομημένα και στις δύο διευθύνσεις.
- Τα τοιχώματα έχουν συνέχεια καθ' ύψος.
- Τα πατώματα έχουν επαρκή εντός επιπέδου δυσκαμψία και είναι ικανοποιητικά συνδεδεμένα με τα τοιχώματα ώστε διανέμουν τις αδρανειακές δυνάμεις σε όλα τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία.
- Τα πατώματα εκατέρωθεν κοινού τοιχώματος βρίσκονται στην ίδια στάθμη.
- Οι υπέρθυροι δίσκοι που περιλαμβάνονται στο προσομοίωμα είναι επαρκώς συνδεδεμένοι με τους υπέρθυρους δίσκους παρακείμενων τοιχωμάτων ή είναι συζευγμένοι με εφελκυσόμενα στοιχεία (διαζώματα, ελκυστήρες κ.λπ.).

➤ **Ανελαστική Ανάλυση**

Η Ανελαστική Ανάλυση καθορίζεται από το σχέδιο Κανονισμού EN 1998-1:20xx.

3.3.4 Η Υπολογιστική Αντιμετώπιση της Εκτός Επιπέδου Συμπεριφοράς (EN 1998-3, §11.3.3)

Για τα κτήρια που δεν έχουν κατασκευαστεί σύμφωνα με κάποιο Κανονισμό (Pre – Modern Masonry) η εκτός επιπέδου ένταση προκαλεί απώλεια ισορροπίας σε τμήματα τοιχοποιίας (Macroelements).

Οι αναλύσεις που χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο του μηχανισμού αστοχίας σε εκτός επιπέδου ένταση είναι :

- Γραμμική Κινηματική Ανάλυση (Linear Kinematic Analysis)
- Μη Γραμμική Κινηματική Ανάλυση (Non Linear Kinematic Analysis)

Μέσω της γραμμικής κινηματικής ανάλυσης υπολογίζεται ο συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης ο οποίος ενεργοποιεί τον μηχανισμό αστοχίας ενώ μέσω της μη γραμμικής κινηματικής ανάλυσης υπολογίζεται η καμπύλη απόκρισης του μηχανισμού αστοχίας. Το σχέδιο του Κανονισμού επιτρέπει την χρήση της απλοποιητικής μεθόδου που παρουσιάζεται στον EN 1996-1-1:2003 (§2.3.5 του παρόντος) για κτήρια "Pre – Modern Masonry" εφόσον υφίστανται άκαμπτα ή ημι-εύκαμπτα διαφράγματα και το τοίχωμα στηρίζεται και στις τέσσερις πλευρές του (EN 1998-3, §11.3.1(13)).

➤ **Γραμμική Κινηματική Ανάλυση (EN 1998-3, §11.3.3.1)**

Ο συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης ο οποίος ενεργοποιεί τον εκτός επιπέδου μηχανισμό υπολογίζεται από τον τύπο :

$$a_0 = \frac{\sum_{k=1}^N (G_k + Q_{1,k}) \cdot \delta_{GQ1y,k} - \sum_{k=1}^m Q_{3,k} \cdot \delta_{Q3,k} + L_i}{\sum_{k=1}^N (G_k + Q_{1,k} + Q_{2,k}) \cdot \delta_{GQ12x,k}} \quad (\text{Εξ. 11.3, EN 1998-3})$$

N αριθμός των τεμαχίων που ορίζουν το τοιχόσωμα

m αριθμός εξωτερικών μη σεισμικών δράσεων

$Q_{2,k}$	άθροισμα μεταβλητών δυνάμεων που δεν δρουν στο υπό εξέταση τεμάχιο αλλά παράγουν οριζόντια αδρανειακή δύναμη
$Q_{3,k}$	άθροισμα μεταβλητών δυνάμεων που δρουν στο υπό εξέταση τεμάχιο αλλά δεν παράγουν οριζόντια αδρανειακή δύναμη
$\delta_{GQly,k}$	κατακόρυφη μετατόπιση του κέντρου βάρους των $G_k, Q_{1,k}$ που εφαρμόζονται στο υπό εξέταση τεμάχιο, με θετική φορά προς τα άνω
$\delta_{GQ12x,k}$	οριζόντια μετατόπιση της συνισταμένης των οριζόντιων φορτίσεων $\alpha \cdot (G_k + Q_{1,k} + Q_{2,k})$ που δρουν στο υπό εξέταση τεμάχιο
$\delta_{Q3,k}$	μετατόπιση του σημείου εφαρμογής της $Q_{3,k}$
L_i	συνολικό έργο που παράγεται από τις εσωτερικές δυνάμεις

Ο συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης a_0 είναι ο μικρότερος από αυτούς που αντιστοιχούν σε όλους τους πιθανούς μηχανισμούς τοπικής εκτός επιπέδου αστοχίας. Ενδεικτικά στο **Κεφάλαιο 1** του παρόντος [**Εικόνα 1-15**] παρουσιάζονται διάφορες μορφές τοπικού εκτός επιπέδου μηχανισμού.

Η Κινηματική Αλυσίδα που χρησιμοποιείται για την Γραμμική Κινηματική Ανάλυση είναι ενός βαθμού ελευθερίας και το μέλος παρουσιάζεται ως συναρμογή άκαμπτων τεμαχίων με παραμορφώσιμες διεπαφές (απειροστή μετακίνηση ή περιστροφή).

➤ **Μη Γραμμική Κινηματική Ανάλυση (EN 1998-3, §11.3.3.2)**

Τα βήματα που ακολουθούνται είναι τα παρακάτω :

- Ταυτοποίηση του μηχανισμού αστοχίας και καθορισμός της κινηματικής αλυσίδας
- Υπολογισμός του συντελεστή σεισμικής επιτάχυνσης a_0 ο οποίος ενεργοποιεί τον μηχανισμό, λαμβάνεται από την γραμμική κινηματική ανάλυση
- Υπολογισμός του συντελεστή οριζόντιων ωθήσεων α σε σχέση με την μετατόπιση d_c έως το α να μηδενιστεί (το σύστημα δεν μπορεί να παραλάβει επιπλέον σεισμική οριζόντια δύναμη)
- Υπολογισμός των μέγιστων μετατοπίσεων d_u και d_{u2} που αντιστοιχούν σε μείωση του συντελεστή οριζόντιων ωθήσεων κατά 40% και 60% αντίστοιχα
- Κατασκευή της καμπύλης απόκρισης του μηχανισμού, η οποία θεωρεί στερρή συμπεριφορά της τοιχοποιίας πριν την ενεργοποίηση του μηχανισμού
- Διενέργεια ελέγχων επάρκειας σε όρους μετατοπίσεων

$$\alpha = a_0 \cdot \left(1 - \frac{d_c}{d_{c0}}\right) \quad (\text{Εξ. 11.4, EN 1998-3})$$

$$F^* = [a(d_c) \cdot g \cdot \sum_{k=1}^N (G_k + Q_{1,k} + Q_{2,k})] / \Gamma \quad (\text{Εξ. 11.5, EN 1998-3})$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma} \quad (\text{Εξ. 11.6, EN 1998-3})$$

$$\Gamma = \frac{\sum_{k=1}^N (G_k + Q_{1,k} + Q_{2,k}) \cdot \delta_{GQ12x,k}}{\sum_{k=1}^N (G_k + Q_{1,k} + Q_{2,k}) \cdot \delta_{GQ12x,k}^2} \quad (\text{Εξ. 11.7, EN 1998-3})$$

Εάν χρειάζεται να εισαχθεί στην καμπύλη απόκρισης και αρχικός γραμμικός κλάδος υιοθετώντας αρχική περίοδο ταλάντωσης T_0 , στη βάση απλοποιημένου προσομοιώματος, η εξίσωση που περιγράφει τον κλάδο είναι η παρακάτω :

$$F^* = \frac{4 \cdot \pi^2}{T_0^2} \cdot m^* \cdot d^* \quad (\text{Εξ. 11.8, EN 1998-3})$$

m^* η μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

$$m^* = \sum_{k=1}^N (G_k + Q_{1,k} + Q_{2,k}) \cdot \delta_{GQ12x,k} \quad (\text{Εξ. 11.9, EN 1998-3})$$

3.4 ΤΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ/ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ ΤΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ

3.4.1 Βασικά Χαρακτηριστικά Απόκρισης/Αντίστασης των Δομικών Μελών

Όπως αναφέρθηκε στην Εισαγωγή του παρόντος Κεφαλαίου, το σχέδιο του Κανονισμού EN 1998-3:20xx διαχωρίζει τις τοιχοποιίες σε δύο κατηγορίες :

- Modern Masonry
- Pre-Modern Masonry

Οι βλάβες που παρουσιάζονται στα κτήρια από φέρουσα τοιχοποιία μπορούν επίσης να κατηγοριοποιηθούν ανάλογα με τον τύπο της τοιχοποιίας, όπως φαίνεται παρακάτω :

Κτήρια Modern Masonry $\left\{ \begin{array}{l} \text{Αστοχία λόγω Διατμητικής Ολίσθησης} \\ \text{Αστοχία λόγω αξονικής καταπόνησης και κάμψης} \end{array} \right.$

Κτήρια Pre Modern Masonry $\left\{ \text{Αστοχία λόγω Διαγώνιας Ρηγμάτωσης} \right.$

Η διατμητική αντοχή άοπλης τοιχοποιίας V_R θα λαμβάνεται ως η ελάχιστη από τις κάτωθι τιμές:

V_f διατμητική αντοχή σε κάμψη
 V_s διατμητική αντοχή σε ολίσθηση
 V_d διατμητική αντοχή σε διαγώνια ρηγμάτωση

Το σχέδιο του Κανονισμού προβλέπει πως εάν η ελάχιστη διατμητική αντοχή έχει διαφορά από άλλη διατμητική αντοχή μικρότερη από 10 %, τότε θα πρέπει να ληφθεί υπόψιν μια υβριδική μορφή αστοχίας.

Η παραμόρφωση του στοιχείου θ_e καθορίζεται από τον παρακάτω τύπο :

$$\theta_e = \frac{u_j - u_i}{h} + \frac{r_j + r_i}{2} \quad (\text{Εξ. 11.13, EN 1998-3})$$

u_i η οριζόντια μετατόπιση του στοιχείου στο άκρο i

r_i η στροφή του στοιχείου στο άκρο i

h το μήκος του στοιχείου

3.4.2 Αντίσταση Δομικών Μελών σε Εντός Επιπέδου Ένταση σε Όρους Δυνάμεων

➤ Ικανοτική Τέμνουσα από Κάμψη (EN 1998-3, §11.4.1.1.2)

Η αστοχία από ικανοτική τέμνουσα λόγω κάμψης είναι διαφορετική για τους πεσσοούς (piers) και τους υπέρθυρους δίσκους (spandrels).

- Πεσσοί

$$V_f = \frac{d \cdot N}{2 \cdot h_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v) \quad (\text{Εξ. 11.14, EN 1998-3})$$

d	το μήκος του πεσσού
h_0	η απόσταση μεταξύ της διατομής που αναπτύσσεται η μέγιστη ροπή και του σημείου μηδενισμού της ροπής
N	η αξονική δύναμη στο άκρο του πεσσού
v	το κανονικοποιημένο αξονικό φορτίο, $v = \frac{N}{d \cdot t \cdot f}$
t	το πάχος του τοίχου
f	η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

- **Υπέρθυροι Δίσκοι**

Για τους υπέρθυρους δίσκους η ικανοτική τέμνουσα λόγω κάμψης σχετίζεται με την οριζόντια εφελκυστική αντοχή στα άκρα των υπέρθυρων δίσκων, λόγω αλληλεμπλοκής με τους παρακείμενους κόμβους.

Πρέπει να ελεγχθούν δύο τύποι αστοχίας λόγω οριζόντιου εφελκυσμού:

- ❖ Η θραύση των λιθοσωμάτων λόγω υπέρβασης της οριζόντιας εφελκυστικής αντοχής των λιθοσωμάτων
- ❖ Η διατμητική ολίσθηση με τριβή στους οριζόντιους αρμούς κονιάματος, στο αλληλεπικαλυπτόμενο μήκος μεταξύ των λιθοσωμάτων

Η οριζόντια εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας δίνεται από τον τύπο :

$$f_{ht} = \min\left(\frac{f_{bt}}{2}; \frac{f_{v0} + \mu_j \sigma_y}{\varphi}\right) \quad (\text{Εξ. 11.15, EN 1998-3})$$

f_{bt}	η εφελκυστική αντοχή των λιθοσωμάτων
f_{v0}	η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας χωρίς αξονικό φορτίο
σ_y	η μέση ορθή αξονική τάση που δρα στους οριζόντιους αρμούς των άκρων του υπέρθυρου δίσκου
μ_j	0,60
φ	συντελεστής αλληλεμπλοκής, η εφαπτομένη της γωνίας που σχηματίζει η κεκλιμένη ρωγμή (stair – stepped crack)

- ❖ Διατμητική αντοχή υπέρθυρου δίσκου λόγω θραύσης των λιθοσωμάτων

$$V_f = 1,15 \cdot \frac{d^2 \cdot t}{6 \cdot h_0} \cdot f_{ht} \quad (\text{Εξ. 11.16, EN 1998-3})$$

d	το ύψος του υπέρθυρου δίσκου
h_0	απόσταση ίση με το μισό του ανοίγματος του υπέρθυρου δίσκου

- ❖ Διατμητική αντοχή υπέρθυρου δίσκου λόγω ολίσθησης

$$V_f = \frac{d^2 \cdot t}{2 \cdot h_0 \cdot \left(1 + \frac{f_{ht}}{f_h}\right)} \cdot f_{ht} \quad (\text{Εξ. 11.17, EN 1998-3})$$

f_h η οριζόντια θλιπτική αντοχή που ισούται με το μισό της θλιπτικής αντοχής

Στην περίπτωση που ο υπέρθυρος δίσκος είναι συζευγμένος με στοιχείο που έχει εφελκυστική αντοχή, όπως είναι η ράβδος σύνδεσης (tie rod) ή περιμετρικό διάζωμα (ring beam), τότε ως ικανοτική τέμνουσα λόγω κάμψης θα λαμβάνεται η μέγιστη τιμή από τους παραπάνω τύπους και από τον τύπο:

$$V_f = \frac{d \cdot N_s}{h} \cdot \left(1 - 1,15 \cdot \frac{N_s}{d \cdot t \cdot f_h}\right) \quad (\text{Εξ. 11.18, EN 1998-3})$$

N_s η ελάχιστη τιμή από την εφελκυστική αντοχή του συζευγμένου στον υπέρθυρο δίσκο στοιχείου και της τιμής $0,4 \cdot h \cdot t \cdot f_h$

➤ **Διατμητική Ολίσθηση (EN 1998-3, §11.4.1.1.3)**

Αυτός ο μηχανισμός αστοχίας εξετάζεται για κτήρια από φέρουσα τοιχοποιία σύγχρονης τεχνολογίας (Modern Masonry). Η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας f_v θα λαμβάνεται από τις **χαρακτηριστικές τιμές** των υλικών.

Για κτήρια μη σύγχρονης τεχνολογίας (Pre Modern Masonry), αυτός ο μηχανισμός αστοχίας θα εξετάζεται μόνο για τους πεσσούς και για κανονική τοιχοποιία.

Η διατμητική αντοχή που αντιστοιχεί στην αστοχία από διατμητική ολίσθηση θα είναι η μικρότερη από τις τιμές που θα λαμβάνονται στα άκρα του πεσσού και θα είναι ίση με :

$$V_s = d' \cdot t \cdot \left(f_{v0} + \frac{\mu \cdot N}{d' \cdot t}\right) \leq V_{s,units} \quad (\text{Εξ. 11.19, EN 1998-3})$$

d' το μήκος της θλιβόμενης ζώνης του πεσσού

t το πάχος του τοίχου

f_{v0} η διατμητική αντοχή του τοίχου χωρίς αξονικό φορτίο

μ 0,5

$V_{s,units}$ η οριακή τιμή που μπορεί να λάβει η V_s , $V_{s,units} = \begin{cases} 0,065 \cdot f_b \cdot d' \cdot t \\ d' \cdot t \cdot f_{vt}/0,7 \end{cases}$

f_b η κανονικοποιημένη μέση θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων

➤ **Διαγώνια Ρηγμάτωση (EN 1998-3, §11.4.1.1.4)**

Ο μηχανισμός αστοχίας διαγώνιας ρηγμάτωσης θα εξετάζεται για κτήρια μη σύγχρονης τεχνολογίας (Pre Modern Masonry) που είναι δομημένα με λιθοσώματα που δεν δύναται να κατηγοριοποιηθούν στους τύπους που περιγράφονται στον Κανονισμό EN 1996-1-1:2003. Η διατμητική αντίσταση που αντιστοιχεί στον ανωτέρω μηχανισμό αστοχίας θα ελέγχεται στο μέσο του τοίχου. Σύμφωνα με το σχέδιο του Κανονισμού χρησιμοποιούνται διαφορετικά κριτήρια για Κανονική και μη Κανονική τοιχοποιία ως κάτωθι :

• **Μη Κανονική Τοιχοποιία, Πεσσοί και Υπέρθυροι Δίσκοι**

Η διατμητική αντίσταση της τοιχοποιίας σχετίζεται με την διαγώνια εφελκυστική αντοχή και θα λαμβάνεται από τον τύπο :

$$V_d = \frac{d \cdot t}{b} \cdot f_t \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} \quad (\text{Εξ. 11.20, EN 1998-3})$$

d μήκος για τους πεσσούς, ύψος για τους υπέρθυρους δίσκους

t	πάχος του τοίχου
b	διορθωτικός συντελεστής, $1 < b = \frac{h}{d} < 1,5$
h	ύψος του τοίχου
σ_0	$\begin{cases} \text{πεσσοί} & \sigma_0 = \frac{N}{D \cdot t} \\ \text{υπέρθυροι δίσκοι} & 0 \end{cases}$
f_t	διαγώνια εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας από βιβλιογραφία ή $f_t = \frac{P_u}{t \cdot (d+h)}$
P_u	φορτίο αστοχίας στην επί τόπου δοκιμή (Diagonal Compression Test)

- **Κανονική Τοιχοποιία, Πεσσοί και Υπέρθυροι Δίσκοι**

Η διατμητική αντίσταση της τοιχοποιίας σχετίζεται με τη δημιουργία βαθμιδωτής ρωγμής (stair stepped crack) και θα λαμβάνεται από τον τύπο :

$$V_d = \frac{d t}{b} (\tilde{f}_{v0} + \tilde{\mu} \sigma_0) = \frac{d t}{b} \left(\frac{f_{v0}}{1 + \mu_j \varphi} + \frac{\mu_j}{1 + \mu_j \varphi} \sigma_0 \right) \leq V_{d, lim} \quad (\text{Εξ. 11.21, EN 1998-3})$$

\tilde{f}_{v0} και $\tilde{\mu}$ η ισοδύναμη διατμητική δύναμη χωρίς τη συμμετοχή αξονικών φορτίων και ο ισοδύναμος συντελεστής τριβής που σχετίζεται με τις τοπικές μηχανικές ιδιότητες της συνδεδετικής κονιάς (f_{v0} και μ_j) και ο συντελεστής αλληλεμπλοκής φ , που ορίζεται ως ο λόγος του ύψους του λιθοσώματος και του μήκους υπερκάλυψης των λιθοσωμάτων (η εφαπτομένη της μέσης κλίσης της βαθμιδωτής ρωγμής που υπολογίζεται με επί -τόπου παρατήρηση της τοιχοποιίας). Τη ελλείψει στοιχείων, ο συντελεστής τριβής μ_j λαμβάνεται ως 0.6.

σ_0 για τους πεσσοί είναι η μέση κατακόρυφη τάση στην εγκάρσια διεύθυνση του φατνώματος ίση με $\frac{N}{D t}$, όπου N είναι η ορθή τάση στο κέντρο του φατνώματος

για τους υπέρθυρους δίσκους, η τάση σ_0 μπορεί να θεωρείται μηδενική, εκτός εάν γίνει ακριβής εκτίμηση, οπότε λαμβάνεται υπόψιν το κατανεμημένο μόνιμο φορτίο που πιθανόν μεταφέρεται από τα οριζόντια διαφράγματα ή/και τις κατακόρυφες τάσεις που προκαλούνται από τους παρακείμενους πεσσοί.

$V_{d, lim}$ σχετίζεται με την αστοχία των λιθοσωμάτων και υπολογίζεται με βάση την εφελκυστική αντοχή των λιθοσωμάτων f_{bt} και τη γεωμετρία του στοιχείου τοιχοποιίας από τον ακόλουθο τύπο :

$$V_{d, lim} = \frac{d t}{b} \frac{f_{bt}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{bt}}} \quad (\text{Εξ. 11.22, EN 1998-3})$$

Η εφελκυστική αντοχή των λιθοσωμάτων f_{bt} μπορεί να υπολογιστεί από επί - τόπου ελέγχους ή στο εργαστήριο σε δοκίμια, ή να συσχετιστεί με τη θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων από τον τύπο :

$$f_{bt} = 0.1 f_b \quad (\text{Σελ. 135, EN 1998-3})$$

3.4.3 Αντίσταση Δομικών Μελών σε Εντός Επιπέδου Ένταση σε Όρους Παραμορφώσεων (EN 1998-3, §11.4.1.2)

Ο συντελεστής ασφαλείας (**Πίνακας 3-1**) που λαμβάνει υπόψιν την αβεβαιότητα στην αντίσταση των δομικών μελών σε όρους παραμορφώσεων, σχετίζεται με το ελάχιστο εκ των Επιπέδων Γνώσης Γεωμετρίας και Κατασκευαστικών Λεπτομερειών και ισχύει για πεσσοί και υπέρθυρους δίσκους υπό όλες τις μορφές αστοχιών.

Πίνακας 3-1 Τιμές συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} που σχετίζεται με την αβεβαιότητα των αντιστάσεων σε όρους παραμορφώσεων (Πίνακας 11.7, EN 1998-3)

min (KLG,KLD)	1	2	3
γ_{Rd}	1.85	1.75	1.70

➤ **Ικανότητα Παραμόρφωσης σε Κάμψη (EN 1998-3, §11.4.1.2.2)**

- Η ικανότητα παραμόρφωσης πεσσού άοπλης τοιχοποιίας σε κάμψη εκφράζεται σε όρους σχετικής μετατόπισης του άκρου που υπόκειται σε στροφή χορδής που αντιστοιχεί στην τιμή $\theta_{f,u}$.

$$\theta_{f,u} = 0.01 \cdot (1 - \nu) \quad (\text{Σελ. 136, EN 1998-3})$$

ν το ανηγμένο αξονικό φορτίο

Ικανότητα Παραμόρφωσης σε Κάμψη στην οριακή στροφή χορδής $\theta_{f,u}$

Στροφή Χορδής Πεσσού ανά άκρο

$$\theta_i = r_i + \frac{u_0 - u_i}{H_i} \quad (\text{Εξ. 11.23, EN 1998-3})$$

$$\theta_j = r_j + \frac{u_j - u_0}{H_j} \quad (\text{Εξ. 11.23, EN 1998-3})$$

u_0 εγκάρσια μετατόπιση στο σημείο μηδενισμού της ροπής

$r_{i(j)}$ στροφή χορδής στο άκρο του πεσσού

$H_{i(j)}$ απόσταση μεταξύ του άκρου και του σημείου μηδενισμού της ροπής

- Ικανότητα παραμόρφωσης υπέρθυρου δίσκου από άοπλη τοιχοποιία που λαμβάνεται από το άκρο που υπόκειται στη στροφή χορδής $\theta_{f,u}$.

$\theta_{f,u} = 0.016$ εάν ο υπέρθυρος δίσκος είναι συζευγμένος με στοιχείο που παραλαμβάνει εφελκυστική δύναμη και υφίσταται αποτελεσματικό πρέκι με ικανή έδραση (όχι αψίδα τοιχοποιίας)

$\theta_{f,u} = 0.012$ όλες οι άλλες περιπτώσεις

- Ικανότητα Παραμόρφωσης σε Κάμψη στην οριακή στροφή χορδής στο πέρας του φθιτού κλάδου $\theta_{f,u2}$

$$\theta_{f,u2} = \frac{4}{3} \cdot \theta_{f,u} \quad (\text{Σελ. 137, EN 1998-3})$$

Για τους πεσσούς ισχύει :

$$\begin{cases} V_{fu,2} = 0.90 \cdot V_f & \text{για κανονική τοιχοποιία} \\ V_{fu,2} = 0.80 \cdot V_f & \text{για μη κανονική τοιχοποιία} \end{cases}$$

Για τους υπέρθυρους δίσκους ισχύει :

$$\begin{cases} V_{fu,2} = 0.90 \cdot V_f & \text{σύζευξη με εφελκυστικό στοιχείο} \\ V_{fu,2} = 0.80 \cdot V_f & \text{όλες οι άλλες περιπτώσεις} \end{cases}$$

➤ **Ικανότητα Παραμόρφωσης σε Διατμητική Ολίσθηση (EN 1998-3, §11.4.1.2.3)**

Για πεσσούς άοπλης τοιχοποιίας ισχύει :

$$\begin{cases} \theta_{s,u} = 0.008 \\ \theta_{s,u} = 0.006 & \text{αστοχία τοιχοσωμάτων} \\ \theta_{s,u2} = \frac{4}{3} \cdot \theta_{s,u} \end{cases}$$

Απομένουσα διατμητική αντίσταση στην οριακή στροφή χορδής $\theta_{f,u}$

$$\begin{cases} V_{s,\theta s,u2} = \mu \cdot N \\ V_{s,\theta s,u2} = 0.5 \cdot \mu \cdot N \text{ λόγω αστοχίας τοιχοσωμάτων} \end{cases}$$

➤ **Ικανότητα Παραμόρφωσης σε Διαγώνια Ρηγμάτωση (EN 1998-3, §11.4.1.2.4)**

- Για τους πεσσούς και τους υπέρθυρους δίσκους στην οριακή παραμόρφωση ισχύει :

$\theta_{d,u} = 0.006$ κανονική τοιχοποιία, βαθμιδωτή ρηγμάτωση

$\theta_{d,u} = 0.005$ μη κανονική τοιχοποιία

$\theta_{d,u} = 0.0035$ σύγχρονη τοιχοποιία, κοίλα τοιχοσώματα

$\theta_{d,u2} = 4/3 \cdot \theta_{d,u}$

- Για τους πεσσούς στην οριακή παραμόρφωση στο πέρας του φθιτού κλάδου ισχύει :

$V_{d,\theta d,u2} = 0.5 \cdot V_d$ κανονική τοιχοποιία

$V_{d,\theta d,u2} = 0.3 \cdot V_d$ μη κανονική τοιχοποιία

Απομένουσα αντίσταση

$V_{d,residual} = 0.2 \cdot V_d$ κανονική τοιχοποιία

$V_{d,residual} = 0$ μη κανονική τοιχοποιία

- Για τους υπέρθυρους δίσκους στην οριακή παραμόρφωση στο πέρας του φθιτού κλάδου ισχύει :

$V_{d,\theta d,u2} = 0.6 \cdot V_d$ πρέκι (Ω/Σ, δομικός χάλυβας)

$V_{d,\theta d,u2} = 0.4 \cdot V_d$ πρέκι (ξύλο, καλή κατάσταση)

$V_{d,\theta d,u2} = 0.1 \cdot V_d$ πρέκι (αψίδα τοιχοποιίας)

Η ανωτέρω αναφερόμενη διατμητική αντίσταση των υπέρθυρων δίσκων στην οριακή παραμόρφωση στο πέρας του φθιτού κλάδου είναι και η απομένουσα αντίσταση.

3.4.4 Αντίσταση Δομικών Μελών σε Εκτός Επιπέδου Ένταση σε Όρους Δυνάμεων/Παραμορφώσεων (EN 1998-3, §11.4.2)

Ελέγχονται και οι τρεις Στάθμες Επιτελεστικότητας, όσον αφορά την αστοχία σε εκτός επιπέδου φόρτιση :

- Στη στάθμη Περιορισμός Βλαβών, όταν υπάρχει απώλεια στατικής ισορροπίας κατά την ενεργοποίηση του μηχανισμού ο έλεγχος γίνεται σε όρους δυνάμεων.
- Στη στάθμη Προστασία Ζωής, κατά την οποία παρατηρείται το φαινόμενο του λικνισμού χωρίς κατάρρευση ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφώσεων.
- Στη στάθμη Οιονεί Κατάρρευση ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφώσεων.

➤ **Στάθμη Επιτελεστικότητας Περιορισμός Βλαβών**

Ενεργοποιείται ο μηχανισμός λικνισμού και η αντίσταση υπολογίζεται μέσω της συνθήκης ισορροπίας της κινηματικής αλυσίδας στερεών τεμαχών τοιχοποιίας λαμβάνοντας υπόψιν κατάλληλες εσωτερικές και εξωτερικές δεσμεύσεις ελευθεριών κίνησης.

Με την προϋπόθεση πως όλα τα στερεά τεμάχια κινούνται σαν ένα στέρεο σώμα μέχρι την ενεργοποίηση του μηχανισμού, η δύναμη που ενεργοποιεί τον μηχανισμό στο αντίστοιχο σύστημα μίας ελευθερίας κίνησης υπολογίζεται από τον τύπο :

$$F_{DL}^* = \left[a_0 \cdot g \cdot \sum_{k=1}^N (G_k + Q_{1,k} + Q_{2,k}) \right] / \Gamma \quad (\text{Εξ. 11.25, EN 1998-3})$$

Εάν πριν την ενεργοποίηση του μηχανισμού λικνισμού υπάρχει σημαντική ελαστική παραμόρφωση, τότε η περίοδος ταλάντωσης T_0 του συστήματος πρέπει να ληφθεί υπόψη και αυτό ενδείκνυται για στοιχεία τοιχοποιίας μορφής προβόλου (στηθαίο – προπέτασμα, αέτωμα). Οπότε η δύναμη ενεργοποίησης του μηχανισμού λικνισμού στη στάθμη Επιτελεστικότητας Περιορισμός Βλαβών υπολογίζεται από τον τύπο :

$$F_{DL}^* = F^*(d_{DL}) \cong \left[a_0 \cdot g \cdot \sum_{k=1}^N (G_k + Q_{1,k} + Q_{2,k}) \right] / \Gamma \quad (\text{Εξ. 11.26, EN 1998-3})$$

d_{DL} η μετατόπιση στην συμβολή των δύο κλάδων της καμπύλης απόκρισης

$$a_0 = \frac{\sum_{k=1}^N (G_k + Q_{1,k}) \cdot \delta_{GQly,k} - \sum_{k=1}^m Q_{3,k} \cdot \delta_{Q3,k} + L_i}{\sum_{k=1}^N (G_k + Q_{1,k} + Q_{2,k}) \cdot \delta_{GQ12x,k}}$$

$$a = a_0 \cdot \left(1 - \frac{d_c}{d_{c0}} \right)$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

Οι Στάθμες Επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες και Οιονεί Κατάρρευση υπολογίζονται με βάση την μετατόπιση στην καμπύλη απόκρισης που λαμβάνεται από την κλιμακωτή ανάλυση των συνθηκών ισορροπίας θεωρώντας τις γεωμετρικές μη γραμμικότητες έως το σημείο που ο οριζόντιος σεισμικός πολλαπλασιαστής λαμβάνει την τιμή μηδέν (0) [19]. Σε αυτό το σημείο ασκούνται μόνο τα φορτία βαρύτητας. Συγκεκριμένα, το κατώφλι της τιμής d^* που αντιστοιχεί στην κάθε στάθμη Επιτελεστικότητας του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος καθορίζεται ως κάτωθι [19]:

➤ **Στάθμη Επιτελεστικότητας “Σημαντικές Βλάβες”**

Η μετατόπιση d_{SD} θα λαμβάνεται ως η μικρότερη από τις παρακάτω :

- 40% της μετατόπισης d_0 (μετατόπιση d_u) για την οποία η δύναμη F^* γίνεται μηδενική
- Η μετατόπιση που αντιστοιχεί σε αστοχία μελών όπως είναι οι ράβδοι σύνδεσης ή άλλα στοιχεία σύνδεσης, η οποία παρόλο που δεν προκαλεί αστάθεια αντιστοιχεί σε μείωση της μέγιστης οριζόντιας αντίστασης μεγαλύτερη του 50%.

➤ **Στάθμη Επιτελεστικότητας “Οιονεί Κατάρρευση”**

Η μετατόπιση d_{NC} θα είναι η μικρότερη από τις παρακάτω :

- 60% της μετατόπισης d_0 (μετατόπιση d_{u2}) για την οποία η δύναμη F^* γίνεται μηδενική
- Η μετατόπιση που αντιστοιχεί σε συνθήκες αστοχίας που δεν σχετίζονται με την ευστάθεια σχετιζόμενων μελών (π.χ. η αποκόλληση των ξύλινων δοκών του πατώματος με την επακόλουθη κατάρρευση του ορόφου, η κατάρρευση θόλου.
- Σε κάθε περίπτωση η μετατόπιση d_{SD} θα πρέπει να είναι μικρότερη ή ίση από την μετατόπιση d_{NC} .

3.5 ΑΝΙΣΩΣΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ

3.5.1 Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων

Ανάλογα με το εύρος των διερευνητικών ελέγχων και τον όγκο της πληροφορίας που έχει συλλεχθεί για την υπό εξέταση κατασκευή ανά Επίπεδο Γνώσης Γεωμετρίας, Κατασκευαστικών Λεπτομερειών και Υλικών, αντιστοιχείται μία Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων. Ανάλογα με τη Σ.Α.Δ. το σχέδιο Κανονισμού προβλέπει διαφορετικές τιμές συντελεστών ασφάλειας για τους ελέγχους επάρκειας.

➤ Επίπεδο Γνώσης Γεωμετρίας - Knowledge Level Geometry (EN 1998-3, §5.4.1)

Ανάλογα με τη διαθεσιμότητα των αρχικών σχεδίων της κατασκευής (γεωμετρία του δομητικού συστήματος) και του όγκου των διερευνητικών εργασιών για την αποτύπωση της γεωμετρίας του φορέα αποδίδεται μία στάθμη.

Πίνακας 3-2 Επίπεδο Γνώσης Γεωμετρίας κατασκευής ανάλογα με τη διαθεσιμότητα αρχικών σχεδίων και εύρους διερευνητικών ελέγχων (Πίνακας 5.1, EN 1998-3).

Διαθεσιμότητα αρχικών σχεδίων	Εύρος Διερευνητικών Ελέγχων		
	Περιορισμένη	Εκτεταμένη	Διεξοδική
Μη διαθέσιμα	KLG 1	KLG 2	KLG 3
Ελλιπής σειρά σχεδίων	KLG 2	KLG 3	
Πλήρης σειρά σχεδίων	KLG 3		

Στον **Πίνακα 3-2** καταδεικνύεται πως η πρόσβαση σε όσο το δυνατόν εκτενέστερο όγκο των αρχικών σχεδίων απαιτεί αντιστρόφως ανάλογο όγκο διερευνητικών εργασιών για την επίτευξη του επιθυμητού Επιπέδου Γνώσης Γεωμετρίας.

Η ακόλουθη εξίσωση δίνει το ποσοστό των δομικών μελών που πρέπει να ελεγχθούν ανά στάθμη διερευνητικών εργασιών. Ο αριθμός n αντιστοιχεί στο πλήθος των ίδιων δομικών μελών που υπάρχουν στην κατασκευή και οι υπόλοιπες τιμές που μπαίνουν στην εξίσωση δίνονται από τον **Πίνακα 3-3**. Για τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία το ποσοστό λαμβάνεται ολόκληρο ενώ για τα οριζόντια φέροντα στοιχεία λαμβάνεται το μισό αυτού.

Πίνακας 3-3 Τιμές των σταθερών της εξίσωσης 5.1 ανάλογα με το εύρος των διερευνητικών ελέγχων (Πίνακας 5.2, EN 1998-3).

Εύρος Διερευνητικών Ελέγχων	p_1	c
Περιορισμένη	236	0,44
Εκτεταμένη	291	0,64
Διεξοδική	221	0,86

$$p = p_1 \cdot n^{-c} \leq 100$$

(Εξ. 5.1, EN 1998-3)

➤ Επίπεδο Γνώσης Κατασκευαστικών Λεπτομερειών - Knowledge Level Construction Details (EN 1998-3, §5.4.3)

Πίνακας 3-4 Επίπεδο Γνώσης Κατασκευαστικών Λεπτομερειών κατασκευής ανάλογα με τη διαθεσιμότητα αρχικών σχεδίων και εύρους διερευνητικών ελέγχων (Πίνακας 5.3, EN 1998-3).

Διαθεσιμότητα αρχικών σχεδίων	Εύρος Διερευνητικών Ελέγχων		
	Περιορισμένη	Εκτεταμένη	Διεξοδική
Μη διαθέσιμα	KLD 1	KLD 2	KLD 3
Ελλιπής σειρά σχεδίων	KLD 2	KLD 3	
Πλήρης σειρά σχεδίων	KLD 3		

Ο Πίνακας 3.3 και η Εξίσωση 5.1 ισχύουν και για το Επίπεδο Γνώσης Κατασκευαστικών Λεπτομερειών όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 3-4.

➤ **Επίπεδο Γνώσης Υλικών - Knowledge Level Materials (EN 1998-3, §11.2.4)**

Για τα υφιστάμενα κτήρια από φέρουσα τοιχοποιία, ο καθορισμός του Επιπέδου Γνώσης Υλικών είναι προβληματικός λόγω της μη ύπαρξης τεχνικών προδιαγραφών κατά τη φάση κατασκευής τους (Pre – Modern Masonry) αλλά και της δυσκολίας ποσοτικοποίησης του ελάχιστου αριθμού διερευνητικών ελέγχων επειδή δεν υπάρχει κανονικότητα στον τρόπο δόμησης και κατηγοριοποίηση των υλικών κατασκευής. Το σχέδιο του Κανονισμού προτείνει την αντιστοίχιση του Επιπέδου Γνώσης Υλικών σε σχέση με την αξιοπιστία της μεθόδου ελέγχου, παρά με τον όγκο των ελέγχων [19].

Πίνακας 3-5 Επίπεδο Γνώσης Υλικών κατασκευής ανάλογα με το εύρος διερευνητικών ελέγχων (Πίνακας 11.1, EN 1998-3) [20]

Πληροφοριακή Πηγή	KLM
Εκτεταμένη Οπτική Διερεύνηση	KLM1
Εκτεταμένη Διενέργεια Μη Καταστροφικών Ελέγχων	KLM2
Άμεσοι Έλεγχοι	KLM3

- **Εκτεταμένη Οπτική Διερεύνηση.** Απαιτείται η αφαίρεση του επιχρίσματος σε επιφάνεια περίπου 1 m^2 . Η αποκάλυψη της τοιχοποιίας μπορεί εν μέρει να αντικατασταθεί από τη θερμογραφία. Ενδείκνυται η μερική αφαίρεση των εξωτερικών στρώσεων τοιχοποιίας για να διερευνηθεί η εγκάρσια τομή της ως προς το επίπεδο αλληλεμπλοκής των στρώσεων (διάτονα τοιχοσώματα) και η ύπαρξη ή μη εγκάρσιων συνδέσμων. Μέσω της εκτεταμένη οπτικής διερεύνησης μπορεί να γίνει κατηγοριοποίηση της τοιχοποιίας σε έναν από τους τύπους του Πίνακα E.1 [19] για την αποτίμησή.
- **Εκτεταμένη Διενέργεια Μη Καταστροφικών Ελέγχων.** Ο συσχετισμός των αποτελεσμάτων τους με τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας μπορεί να δώσει μία ευρύτερη εικόνα για την κατάσταση της τοιχοποιίας (είναι ευκολότερη η διενέργεια μη καταστροφικών ελέγχων σε σχέση με τους άμεσους ελέγχους). Ένας συνδυασμός ενδοσκόπησης με γεωραντάρ ή υπερήχους επεκτείνει την πληροφόρηση για την ύπαρξη κενών και εγκάρσιων συνδέσμων στην τοιχοποιία. Η σφύρα αναπήδησης (Schmidt Hammer Test) σε οπτόπλινθους ή κονίαμα μπορεί να δώσει συνήθως με μικρή ακρίβεια την θλιπτική αντοχή τους αλλά είναι μία γρήγορη μέθοδος και μπορεί να εφαρμοστεί σε πολλά προσβάσιμα σημεία, έτσι μπορεί να ποσοτικοποιηθεί η ομοιομορφία της κατασκευής και να αποτυπωθεί η φθορά [19].
- **Άμεσοι Έλεγχοι.** Οι παράμετροι που μπορούν να προσδιοριστούν από τους άμεσους ελέγχους είναι :
 - ❖ Διαγώνια Εφελκυστική αντοχή
 - ❖ Διατμητική αντοχή χωρίς αξονικό φορτίο (In situ “Shove” test)
 - ❖ Θλιπτική αντοχή

Μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας, όπως είναι το μέτρο διάτμησης G μπορούν να εξαχθούν έμμεσα από τα αποτελέσματα των άμεσων ελέγχων. Λόγω της δυσκολίας διενέργειας εκτεταμένων επί τόπου ελέγχων ο Κανονισμός επιτρέπει την χρήση ερήμην τιμών των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας μέσω των Πινάκων του Παραρτήματος E και της επικαιροποίησης τους μέσω του θεωρήματος Bayes [20].

3.5.2 Έλεγχος Επάρκειας – Επιμέρους Συντελεστές Ασφαλείας

➤ Έλεγχος καθολικής επάρκειας μέσω ανελαστικής στατικής ανάλυσης για όλες τις Στάθμες Επιτελεστικότητας (EN 1998-3, §11.5.1.4)

Εάν η σχέση δύναμης – μετατόπισης λαμβάνει υπόψιν την σταδιακή απομείωση αντοχής, οι ικανότητες μετατόπισης με τις αντίστοιχες Στάθμες Επιτελεστικότητας προσδιορίζονται πάνω στην καμπύλη απόκρισης (Pushover Curve).

Ο έλεγχος επάρκειας γίνεται σε καθολικό επίπεδο για κτήρια κανονικά σε όψη και με άκαμπτα διαφράγματα συγκρίνοντας την σεισμική απαίτηση (στοχευόμενη μετακίνηση) με την ικανότητα μετατόπισης της κατασκευής αφού έχουν ληφθεί υπόψιν οι συντελεστές ασφαλείας δράσεων και αντιστάσεων γ_{sd} και γ_{rd} αντίστοιχα.

Η αντοχή θα ορίζεται ως η μετατόπιση ενός χαρακτηριστικού σημείου της κατασκευής – κόμβος ελέγχου (Control Node) που θα βρίσκεται στην ανώτατη στάθμη ή στην πλάκα ενός ορόφου κατώτερου από την ανώτατη στάθμη εάν η ανώτατη στάθμη έχει μάζα λιγότερη από το 50% της μάζας του υποκείμενου ορόφου [19]. Στην περίπτωση ύπαρξης άκαμπτων διαφραγμάτων, η χαρακτηριστική μετατόπιση θα λαμβάνεται ως η μέση τιμή των μετατοπίσεων των τοίχων, συσχετισμένη με τις αντίστοιχες σεισμικές μάζες (Weighted Average Displacement).

Η μέγιστη μετατόπιση Δ_u για τη Σ.Ε. “**Οιονεί Κατάρρευση**” θα λαμβάνεται ως η μετατόπιση του Κόμβου Ελέγχου για την οποία η Τέμνουσα Βάσης θα έχει πέσει στο 80% της μέγιστης αντοχής της κατασκευής, λόγω διαδοχικών βλαβών και αστοχιών στοιχείων με αντίσταση σε πλευρικές φορτίσεις. Εκτός από την περίπτωση Κανονικών Κτηρίων με άκαμπτα διαφράγματα, η μέγιστη ικανότητα μετατόπισης θα πρέπει να συμμορφώνεται με τις παρακάτω συνθήκες [19]:

- η παραμόρφωση στη Σ.Ε. “**Οιονεί Κατάρρευση**” ($\theta_{NC} = \theta_{u2}$) δεν θα υφίσταται σε όλους τους πεσσούς σε οποιαδήποτε στάθμη του κτηρίου
- κανένα στοιχείο τοιχοποιίας δεν θα έχει σχετική μετατόπιση που αντιστοιχεί στο 1.5 αυτής που αντιστοιχεί στη Σ.Ε. “**Οιονεί Κατάρρευση**” (οι υπέρθυροι δίσκοι όπου το ανώφλι δεν είναι αψίδα τοιχοποιίας ή δεν έχει επαρκή έδραση, δεν υπόκεινται σε αυτόν τον έλεγχο)

Εάν έστω και μία από τις παραπάνω συνθήκες δεν ικανοποιείται στο σημείο που η τέμνουσα βάσης πέφτει κάτω από το 80% της μέγιστης αντοχής της κατασκευής, τότε η ικανότητα μετατόπισης της κατασκευής Δ_u θα υπολογίζεται στο σημείο στο οποίο εμφανίζεται η πρώτη από τις δύο παραπάνω συνθήκες.

Η ικανότητα μετατόπισης Δ_{NC} για τη Σ.Ε. “**Οιονεί Κατάρρευση**” θα υπολογίζεται από την μέγιστη μετατόπιση Δ_u μέσω του τύπου:

$$\Delta_{NC} = \Delta_u / \gamma_{rd} \quad (\text{Εξ. 11.41, EN 1998-3})$$

γ_{rd} ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψιν την αβεβαιότητα της ικανότητας μετατόπισης στη Σ.Ε. “**Οιονεί Κατάρρευση**” [Πίνακας 3-6].

Η ικανότητα μετατόπισης Δ_{NC} εξαρτάται ιδιαίτερα από τη μέγιστη σχετική μετατόπιση των μελών από τοιχοποιία που χαρακτηρίζεται από μεγάλη διασπορά και τα διαθέσιμα πειραματικά δεδομένα δεν επαρκούν για να ποσοτικοποιήσουν την επιρροή των ιδιοτήτων των υλικών. Ως εκ τούτου η τιμή του συντελεστή γ_{rd} [Πίνακας 3-6] είναι πάντα υψηλή ανεξάρτητα από την Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων Υλικών (KLM), η επιρροή της οποίας μπορεί να αγνοηθεί.

Πίνακας 3-6 Τιμές συντελεστή ασφαλείας γ_{rd} λόγω αβεβαιότητας της ικανότητας μετατόπισης στη Σ.Ε. Οιονεί Κατάρρευση (Πίνακας 11.8, EN 1998-3) [19].

min (KLG, KLD)	1	2	3
γ_{rd}	1,9	1,8	1,7

Η ικανότητα μετατόπισης Δ_{DL} που αντιστοιχεί στη Σ.Ε. "**Περιορισμός Βλαβών**" ορίζεται από την μετατόπιση Δ_y στο σημείο διαρροής της διγραμμικής καμπύλης απόκρισης. Εκτός από την περίπτωση Κανονικών Κτηρίων με άκαμπτα διαφράγματα, η μετατόπιση Δ_y θα πρέπει να συμμορφώνεται με τον όρο ότι το Επίπεδο Βλαβών που συνδέεται με τη Σ.Ε. "**Περιορισμός Βλαβών**" δεν επεκτείνεται ταυτόχρονα σε όλους τους πεσσούς που ανήκουν στην ίδια στάθμη [19]. Εάν αυτό δεν επαληθεύεται, η μετατόπιση Δ_y θα ορίζεται στο σημείο όπου η συνολική οριζόντια αντίσταση είναι τα 3/4 της μέγιστης τέμνουσας βάσης.

Η ικανότητα μετατόπισης Δ_{DL} που αντιστοιχεί στη Σ.Ε. "**Περιορισμός Βλαβών**" θα υπολογίζεται από τη μετατόπιση Δ_y μέσω του τύπου :

$$\Delta_{DL} = \Delta_y / \gamma_{Rd} \quad (\text{Εξ. 11.43, EN 1998-3})$$

γ_{Rd} ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψιν την αβεβαιότητα της ικανότητας μετατόπισης στη Σ.Ε. "**Περιορισμός Βλαβών**" [Πίνακας 3-7].

Η επιρροή των Σταθμών Αξιοπιστίας Δεδομένων για τη Γεωμετρία και τις Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες στον συντελεστή γ_{Rd} [Πίνακας 3-7] είναι περιορισμένη και μπορεί να αγνοηθεί [20].

Πίνακας 3-7 Τιμές συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} λόγω αβεβαιότητας της ικανότητας μετατόπισης στη Σ.Ε. Περιορισμός Βλαβών (Πίνακας 11.9, EN 1998-3) [19].

KLM	1	2	3
γ_{Rd}	2,0	1,7	1,5

Η ικανότητα μετατόπισης Δ_{SD} που αντιστοιχεί στη Σ.Ε. "**Σημαντικές Βλάβες**" θα καθορίζεται σε όρους μετατόπισης ανάμεσα στο ελαστικό όριο και το όριο αστοχίας χρησιμοποιώντας τις τιμές μετακίνησης που αντιστοιχούν στη Σ.Ε. "**Περιορισμός Βλαβών**" και στη Σ.Ε. "**Οιονεί Κατάρρευση**", έτσι ώστε να ληφθούν υπόψιν τυχόν αβεβαιότητες.

❖ **Στάθμη Επιτελεστικότητας "ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΒΛΑΒΩΝ" (EN 1998-3, §11.5.1.4.2)**

Η ικανότητα μετατόπισης Δ_{DL} που αντιστοιχεί στη Σ.Ε. "**Περιορισμός Βλαβών**" θα ελέγχεται από τον τύπο :

$$\gamma_{sd} \cdot d \leq \Delta_{DL} \quad (\text{Εξ. 11.44, EN 1998-3})$$

γ_{sd} 1.0 για κατασκευές χωρίς βλάβες, 1.15 για όλες τις άλλες περιπτώσεις

d η στοχευόμενη μετακίνηση

❖ **Στάθμη Επιτελεστικότητας "ΣΗΜΑΝΤΙΚΕΣ ΒΛΑΒΕΣ" (EN 1998-3, §11.5.1.4.3)**

Η ικανότητα μετατόπισης Δ_{SD} που αντιστοιχεί στη Σ.Ε. "**Σημαντικές Βλάβες**" θα ελέγχεται από τον τύπο :

$$\gamma_{sd} \cdot d \leq \Delta_{SD} \quad (\text{Εξ. 11.45, EN 1998-3})$$

γ_{sd} 1.0 για κατασκευές χωρίς βλάβες, 1.15 για όλες τις άλλες περιπτώσεις

d η στοχευόμενη μετακίνηση

❖ **Στάθμη Επιτελεστικότητας "ΟΙΟΝΕΙ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗ" (EN 1998-3, §11.5.1.4.4)**

Η ικανότητα μετατόπισης Δ_{NC} που αντιστοιχεί στη Σ.Ε. "**Οιονεί Κατάρρευση**" θα ελέγχεται από τον τύπο :

$$\gamma_{Sd} \cdot d \leq \Delta_{NC} \quad (\text{Εξ. 11.46, EN 19988-3})$$

γ_{Sd} 1.0 για κατασκευές χωρίς βλάβες, 1.15 για όλες τις άλλες περιπτώσεις

d η στοχευόμενη μετακίνηση

➤ **Έλεγχος επάρκειας σε τοπικό εκτός επιπέδου μηχανισμό αστοχίας σε όρους δυνάμεων για τη Σ.Ε. Περιορισμός Βλαβών (EN 1998-3, §11.5.2.2)**

Ο έλεγχος αυτός γίνεται για :

- τοιχώματα που δεν είναι επαρκώς συνδεδεμένα με τα εγκάρσια σε αυτά τοιχώματα
- λυγηρούς πεσσούς
- στοιχεία μορφής προβόλου

Όταν ο μηχανισμός ενεργοποιείται από τη στάθμη εδάφους

$$\gamma_{Sd} \cdot m^* \cdot S_e(T_0) \leq F_{DL}^* / \gamma_{Rd} \quad (\text{Εξ. 11.47, EN 19988-3})$$

Όταν ο μηχανισμός ενεργοποιείται από στάθμη ύψους Z από τη στάθμη εδάφους

$$\gamma_{Sd} \cdot m^* \cdot S_{eZ}(T_0) \leq F_{DL}^* / \gamma_{Rd} \quad (\text{Εξ. 11.48, EN 19988-3})$$

$S_e(T_0)$ σεισμική δράση από το ελαστικό φάσμα απόκρισης

$S_{eZ}(T_0)$ σεισμική δράση από το φάσμα απόκρισης στάθμης ορόφου

γ_{Sd} 1.0 για κατασκευές χωρίς βλάβες, 1.15 για όλες τις άλλες περιπτώσεις

m^* μάζα ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (Εξ. 11.19, EN 1998-3)

F_{DL}^* αντίσταση ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (Εξ.11.25, Εξ 11.26, EN 1998-3)

γ_{Rd} τιμές από τον Πίνακα 3-8

Πίνακας 3-8 Τιμές συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} λόγω αβεβαιότητας της ικανότητας μετατόπισης στη Σ.Ε. Περιορισμός Βλαβών (Πίνακας 11.10, EN 1998-3). Εάν τα τεμάχια θεωρηθούν με άπειρη αντίσταση, ο συντελεστής γ_{Rd} πολλαπλασιάζεται με 1.2. [19].

min (KLG,KLD)	1	2	3
Εξ.11-47 γ_{Rd}	1,35	1,20	1,10
Εξ. 11-48 γ_{Rd}	1,45	1,33	1,25

Εάν ο μηχανισμός θεωρείται άκαμπτος προ της ενεργοποίησης του :

Όταν ο μηχανισμός ενεργοποιείται από τη στάθμη εδάφους

$$\gamma_{Sd} \cdot m^* \cdot a_g \leq F_{DL}^* / \gamma_{Rd} \quad (\text{Εξ. 11.49, EN 19988-3})$$

Όταν ο μηχανισμός ενεργοποιείται από στάθμη ύψους Z από τη στάθμη εδάφους

$$\gamma_{Sd} \cdot m^* \cdot a_Z \leq F_{DL}^* / \gamma_{Rd} \quad (\text{Εξ. 11.50, EN 19988-3})$$

- a_g μέγιστη εδαφική επιτάχυνση
 a_z μέγιστη επιτάχυνση στη στάθμη Z
 γ_{Rd} τιμές από τον Πίνακα 3-9

Πίνακας 3-9 Τιμές συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} λόγω αβεβαιότητας της ικανότητας μετατόπισης στη Σ.Ε. Περιορισμός Βλαβών (Πίνακας 11.11, EN 1998-3). Εάν τα τεμάχια θεωρηθούν με άπειρη αντίσταση, ο συντελεστής γ_{Rd} πολλαπλασιάζεται με 1.2. [19].

min (KLG,KLD)	1	2	3
Εξ.11-49 γ_{Rd}	1,65	1,55	1,50
Εξ. 11-50 γ_{Rd}	1,70	1,65	1,60

- **Έλεγχος επάρκειας σε τοπικό εκτός επιπέδου μηχανισμό αστοχίας σε όρους παραμορφώσεων για τις Σ.Ε. Σημαντικές Βλάβες και Οιονεί Κατάρρευση (EN 1998-3, §11.5.2.3)**

Οι γραμμικώς ισοδύναμες περίοδοι για τις Σ.Ε. "Σημαντικές Βλάβες" και "Οιονεί Κατάρρευση" υπολογίζονται από τους τύπους :

$$T_{SD} = 1.68 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot d_{SD}}{F^*(d_{SD})}} \quad (\text{Εξ. 11.51, EN 1998-3})$$

$$T_{NC} = 1.56 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot d_{NC}}{F^*(d_{NC})}} \quad (\text{Εξ. 11.52, EN 1998-3})$$

Όταν ο μηχανισμός αναπτύσσεται στη στάθμη φυσικού εδάφους ισχύει :

$$\gamma_{Sd} \cdot S_{De}(T_{SD}) \leq d_{SD}/\gamma_{Rd} \quad (\text{Εξ. 11.53, EN 1998-3})$$

$$\gamma_{Sd} \cdot S_{De}(T_{NC}) \leq d_{NC}/\gamma_{Rd} \quad (\text{Εξ. 11.54, EN 1998-3})$$

γ_{Sd} 1.0 για κατασκευές χωρίς βλάβες, 1.15 για όλες τις άλλες περιπτώσεις

S_{De} το φάσμα απόκρισης μετατοπίσεων (EN 1998-1:20xx)

d_{SD}, d_{NC} §3.4.4 του παρόντος

γ_{Rd} τιμές από τον Πίνακα 3-10

Πίνακας 3-10 Τιμές συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} λόγω αβεβαιότητας της ικανότητας μετατόπισης στις Σ.Ε. Σημαντικές Βλάβες και Οιονεί Κατάρρευση (Πίνακας 11.12, EN 1998-3). Εάν τα τεμάχια θεωρηθούν με άπειρη αντίσταση, ο συντελεστής γ_{Rd} πολλαπλασιάζεται με 1.2. [19].

min (KLG,KLD)	1	2	3
γ_{Rd}	1,55	1,40	1,30

Όταν ο μηχανισμός αναπτύσσεται σε στάθμη Z από το φυσικό έδαφος ισχύει :

$$\gamma_{Sd} \cdot S_{eZ}(T_{SD}) \cdot \left(\frac{T_{SD}}{2 \cdot \pi}\right)^2 \leq d_{SD}/\gamma_{Rd} \quad (\text{Εξ. 11.55, EN 1998-3})$$

$$\gamma_{Sd} \cdot S_{eZ}(T_{NC}) \cdot \left(\frac{T_{NC}}{2 \cdot \pi} \right)^2 \leq d_{NC} / \gamma_{Rd} \quad (\text{Εξ. 11.56, EN 1998-3})$$

γ_{Rd} τιμές από τον Πίνακα 3-11

Πίνακας 3-11 Τιμές συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} λόγω αβεβαιότητας της ικανότητας μετατόπισης στις Σ.Ε. Σημαντικές Βλάβες και Οιονεί Κατάρρευση (Πίνακας 11.13, EN 1998-3). Εάν τα τεμάχια θεωρηθούν με άπειρη αντίσταση, ο συντελεστής γ_{Rd} πολλαπλασιάζεται με 1.2. [19].

min (KLG,KLD)	1	2	3
γ_{Rd}	1,70	1,60	1,50

Θα πρέπει να ελεγχθεί πως η απαίτηση μετατόπισης που σχετίζεται με την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T_1 δεν θα ξεπερνά την ικανότητα μετατόπισης στη θεωρούμενη διεύθυνση ελέγχου του μηχανισμού. Εάν την ξεπερνά, τότε η τιμή της T_1 αντικαθιστά τις T_{SD} και T_{NC} στις **Εξ. 11.55** και **Εξ. 11.56**.

Για την εκτίμηση της απαίτησης μετατόπισης στις **Εξ. 11.53, Εξ. 11.54, Εξ. 11.55** και **Εξ. 11.56** θα λαμβάνεται τιμή της ιξώδους απόσβεσης του μηχανισμού ως κάτωθι :

- $\xi_{SD} = 10\%$ για Σ.Ε. "**Σημαντικές Βλάβες**"
- $\xi_{NC} = 12\%$ για Σ.Ε. "**Οιονεί Κατάρρευση**"

Όταν ο μηχανισμός βρίσκεται σε υψηλότερη υψομετρική στάθμη της κατασκευής, οι τιμές της ιξώδους απόσβεσης ξ_1 και της ισοδύναμης περιόδου T_1 θα πρέπει να είναι συμβατές με την καθολική ανελαστική απόκριση για εδαφικές επιταχύνσεις που σχετίζονται με τις Σ.Ε. "**Σημαντικές Βλάβες**" και "**Οιονεί Κατάρρευση**".

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ ΚΑΔΕΤ ΚΑΙ EN 1998-3

Παρότι τα δύο σχέδια των Κανονιστικών κειμένων αποτελούν την βάση για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία, ασχολούνται δηλαδή με το ίδιο αντικείμενο, παρουσιάζουν διαφορές που μπορούν να αναπτυχθούν συνοπτικά ως :

1. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υφιστάμενων τοιχοποιιών κατά τον ΚΑΔΕΤ παρουσιάζονται με ημι-εμπειρικές σχέσεις ανάλογα με τον τύπο της τοιχοποιίας (μονόστρωτη, δίστρωτη, τρίστρωτη, Ενότητα 2.1 του παρόντος).

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υφιστάμενων τοιχοποιιών κατά τον EN 1998-3 παρουσιάζονται σε μορφή πίνακα (Παράρτημα E, EN 1998-3) και αφορούν συμπαγή τοιχοποιία από διάφορους τύπους τοιχοσωμάτων και κονιαμάτων. Επίσης επιτρέπεται στον Μελετητή μηχανικό που έχει πραγματοποιήσει επί τόπου μετρήσεις των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας να επικαιροποιήσει τις ερήμην τιμές του πίνακα μέσω του θεωρήματος Bayes. Μία σημαντική διαφορά με τον ισχύοντα Κανονισμό (EN 1998-3:2005) είναι πως αναφέρεται μόνο σε τοιχοποιία από οπτόπλινθους (brick masonry) ή τοιχοσώματα τσιμεντοδέματος (concrete masonry).

2. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ενισχυμένων τοιχοποιιών κατά τον ΚΑΔΕΤ παρουσιάζονται με ημι- εμπειρικές σχέσεις ανά τύπο ενίσχυσης και αφορούν κατά κανόνα δίστρωτες και τρίστρωτες λιθοδομές (Ενότητα 2.2 του παρόντος).

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ενισχυμένων τοιχοποιιών κατά τον EN 1998-3:20xx δίνονται μέσω πολλαπλασιαστικών συντελεστών επί των μηχανικών χαρακτηριστικών των μη ενισχυμένων τοιχοποιιών ανάλογα με τον τύπο ενίσχυσης (Παράρτημα E, EN 1998-3:20xx). Επιτρέπεται η χρήση του γινομένου πολλαπλασιαστικών συντελεστών εάν εφαρμόζονται περισσότερες της μίας μέθοδοι ενίσχυσης με τήρηση άνω ορίου στην τιμή του.

3. Σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ η επέμβαση μέσω ενεμάτων επηρεάζει θετικά μόνο την θλιπτική και διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας (§2.2.2 του παρόντος) ενώ σύμφωνα με τον EN 1998-3 επηρεάζονται θετικά και η εφελκυστική αντοχή όπως και τα μέτρα ελαστικότητας και διάτμησης.

4. Ο ΚΑΔΕΤ αναφέρει ρητά τις μεθόδους που είναι αποδεκτές για την προσομοίωση των Φερουσών τοιχοποιιών που είναι οι :

- Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων
- Μέθοδος Μακροστοιχείων
- Μέθοδος Ισοδύναμου Πλαισίου
- Μέθοδος Συστήματος Θλιπτήρων – Ελκυστήρων

Σε αντίθεση στον EN 1998-3 δεν γίνεται αναφορά σε αποδεκτές μεθόδους προσομοίωσης αλλά στις ελάχιστες απαιτήσεις που πρέπει να ικανοποιεί το προσομοίωμα κατά περίπτωση ανάλυσης κατά το σχέδιο του Κανονισμού EN 1998-1:20xx.

5. Για την Μέθοδο Ενιαίου Δείκτη Συμπεριφοράς q , ο EN 1998-3:20xx προβλέπει η ανώτερη τιμή να είναι 1.5 για την τοιχοποιία (§3.3.3 του παρόντος).

Σε αντίθεση ο ΚΑΔΕΤ συσχετίζει την τιμή q^* με το δομικό σύστημα (άοπλη – διαζωματική τοιχοποιία) και την παρουσία ή μη βλαβών δίνοντας έτσι την δυνατότητα στον Μελετητή μηχανικό να χρησιμοποιήσει τιμές μεγαλύτερες του 1.5 (§2.3.3 του παρόντος).

6. Η αντιμετώπιση της εκτός επιπέδου συμπεριφοράς παρουσιάζεται με τελείως διαφορετικό τρόπο στο κάθε σχέδιο του Κανονισμού.

Στον ΚΑΔΕΤ με την προϋπόθεση πως η τοιχοποιία είναι συμπαγής (μονόστρωτη, δίστρωτη και τρίστρωτη τοιχοποιία με διάτονα λιθοσώματα) δίνεται τυπολόγιο για την δρώσα ροπή αναλόγως της ύπαρξης ή μη διαφραγματικής λειτουργίας όπως και τυπολόγιο για την ροπή αντίστασης της διατομής σε κάμψη περί οριζόντιο και κατακόρυφο άξονα. Θεωρείται δηλαδή πως η τοιχοποιία συμπεριφέρεται ως ένα ενιαίο μονολιθικό σύνολο (Continuum).

Αντίθετα στον EN 1998-3:20xx γίνεται εξαρχής η παραδοχή πως η εκτός επιπέδου ένταση σε "Pre Modern" τοιχοποιίες προκαλεί απώλεια ισορροπίας σε τμήματα των τοιχοποιιών (Macro-Elements). Μέσω Γραμμικής Κινηματικής Ανάλυσης υπολογίζεται ο συντελεστής οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης που ενεργοποιεί τον μηχανισμό αστοχίας και μέσω Μη Γραμμικής Κινηματικής Ανάλυσης υπολογίζεται η καμπύλη απόκρισης του μηχανισμού αστοχίας. Απαιτείται από τον Μελετητή Μηχανικό να έχει υψηλό επίπεδο γνώσεων ώστε να προκαθορίσει τον μηχανισμό αστοχίας όπως και την Κινηματική Αλυσίδα (Chain of Rigid Blocks). Λόγω της δυσκολίας ελέγχου της τοιχοποιίας μέσω Κινηματικής, ο EN 1998-3:20xx αφήνει περιθώριο στον Μελετητή μηχανικό να χρησιμοποιήσει απλουστευμένους τύπους (Σελ. 119, EN 1998-3) μέσω του Κανονισμού EN 1996-1-1:2003 (Modern Masonry) υπό την προϋπόθεση να υφίστανται άκαμπτα ή ημι-εύκαμπτα διαφράγματα και ταυτόχρονα οριζόντιες και κατακόρυφες συνθήκες στήριξης. Σημειώνεται πως στον ισχύοντα Κανονισμό (EN 1998-3:2005) γίνεται αναφορά μόνο σε καθολική εντός επιπέδου απόκριση της τοιχοποιίας (Global In-Plane Response).

7. Ο ΚΑΔΕΤ προτείνει για την επίτευξη συγκεκριμένης Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων όσον αφορά τα υλικά ένα συγκεκριμένο ποσοστό των δομικών μελών τα οποία θα πρέπει να ελεγχθούν. Αντιθέτως ο EN 1998-3:20xx λαμβάνοντας υπόψιν πως οι υφιστάμενες τοιχοποιίες δεν έχουν κατασκευαστεί μέσω τεχνικών προδιαγραφών συσχετίζει το Επίπεδο Γνώσης Υλικών με την αξιοπιστία της μεθόδου ελέγχου παρά με τον αριθμό των ελέγχων.
8. Ο ΚΑΔΕΤ διαχωρίζει σε τρεις κατηγορίες την τιμή του συντελεστή γ_{Ed} για τη σεισμική δράση (**Πίνακας 2-6**) ενώ ο EN 1998-3 διαχωρίζει την τιμή του συντελεστή σε δύο κατηγορίες.
9. Ο ΚΑΔΕΤ στους ελέγχους επάρκειας κάνει διάκριση ανάμεσα στους πλαστικούς και τους ψαθυρούς τρόπους αστοχίας ως προς την χρήση των συντελεστών ασφαλείας γ_{Rd} και γ_m αντίστοιχα. Αντιθέτως ο EN 1998-3 συσχετίζει μόνο έναν συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} με τα Επίπεδα Γνώσης και βάσει αυτού γίνεται ο έλεγχος για όλες τις περιπτώσεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΙΠΠΟΚΡΑΤΕΙΟΥ ΛΥΚΕΙΟΥ ΤΗΣ ΚΩ ΜΕΣΩ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ 3MURI ΜΕΤΑ ΤΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται η αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας του "Ιπποκράτειου" Λυκείου της Κω μετά τις επεμβάσεις επισκευής - ενίσχυσης που κρίθηκαν απαραίτητες λόγω του σεισμικού γεγονότος της 21^{ης} Ιουλίου 2017. Η αποτίμηση που παρουσιάζεται είναι μέρος της μελέτης που εκπονήθηκε στο τεχνικό γραφείο του επιβλέποντος καθηγητού Κου Χρίστου Παπαδόπουλου και έγινε μέσω ανελαστικής στατικής ανάλυσης με χρήση του λογισμικού 3MURI το οποίο παραχώρησε ο ίδιος.



Εικόνα 5-1 Αεροφωτογραφία, Ιπποκράτειο Λύκειο, Κως. Ο Βορράς βρίσκεται στο άνω μέρος της εικόνας (Google Earth, 2019).

5.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΗΡΙΟΥ – ΙΣΤΟΡΙΚΟ – ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ

➤ Περιγραφή και ιστορικό του κτηρίου

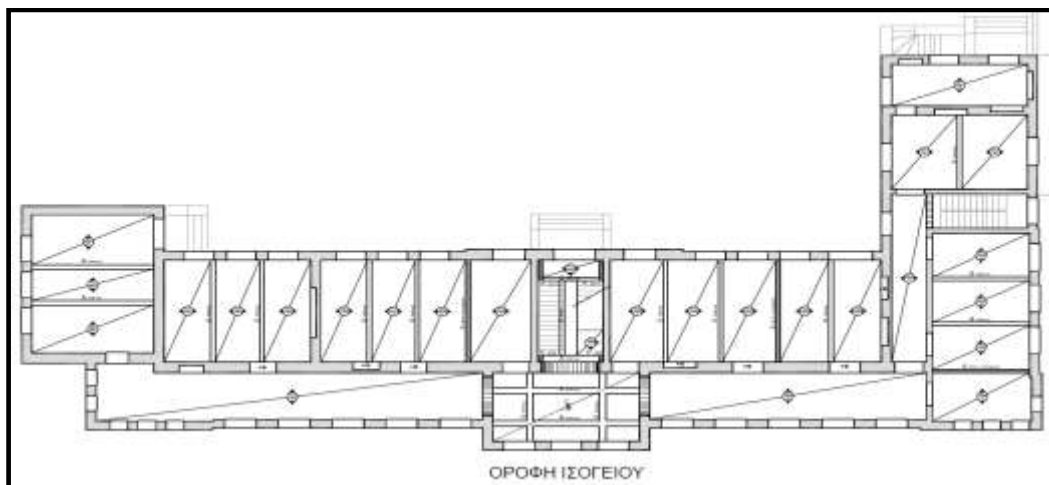
Η κατασκευή του κτηρίου ξεκίνησε στα τέλη της δεκαετίας του 1920. Το αρχικό κτήριο αναπτύσσεται σε ορθογωνική επιμήκη κάτοψη με διεύθυνση Ανατολή - Δύση και φέρει προεξέχουσα πτέρυγα στο δυτικό άκρο του [**Εικόνα 5-1, Αριστερά**]. Περί τα μέσα της δεκαετίας του 1930 προστέθηκε νέα μικρή πτέρυγα στο ανατολικό άκρο του [**Εικόνα 5-1, Δεξιά**]. Το κτήριο σε όψη [**Εικόνα 5-2**] μορφώνεται ως διώροφος φορέας με κατακόρυφα φέροντα στοιχεία από τοιχοποιία με φυσικούς ή/και τεχνητούς λίθους και οριζόντια στοιχεία (πλάκες, δοκοί, διαζώματα) από ωπλισμένο σκυρόδεμα [**Εικόνες 5-3 & 5-4**].

Οι φέρουσες τοιχοποιίες σε όλες τις στάθμες είναι τριστρωτες (three leaf masonry) πάχους περίπου 50 έως 60 cm, οιονεί διαζωματικές με συστηματικά κατακόρυφα και οριζόντια

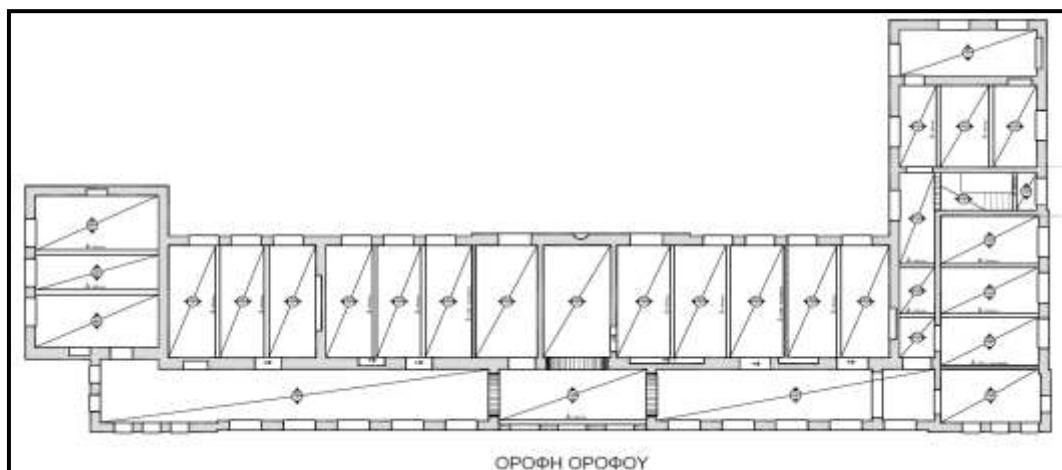
διαζώματα σκυροδέματος. Οι μη φέροντες διαχωριστικοί τοίχοι αποτελούνται από τσιμεντοπλινθοδομές. Οι φυσικοί δομικοί λίθοι αντιστοιχούν σε πετρώματα που απαντώνται και εξορύσσονται στο νησί της Κω ή και σε γειτονικά νησιά των Δωδεκανήσων. Οι συνθέσεις των κονιαμάτων δόμησης έχουν ως κύριο συνδετικό υλικό την άσβεστο ή/και το τσιμέντο ενώ τα περιεχόμενα αδρανή είναι κυρίως ασβεστολιθικής προέλευσης.



Εικόνα 5-2 Βόρεια Όψη Ιπποκράτειο Λύκειο, επί της Λεωφόρου Ιπποκράτους, Κως. Το αέτωμα της κύριας όψης υπέστη βλάβες λόγω εκτός επιπέδου καμπτικής δράσης χωρίς να καταρρεύσει.



Εικόνα 5-3 Κάτοψη Φερόντων Στοιχείων Ισογείου, Ιπποκράτειο Λύκειο, Κως. Με γκριζο χρώμα σημειώνονται οι πεσσοί λιθοδομών και τεχνητών λίθων.



Εικόνα 5-4 Κάτοψη Φερόντων Στοιχείων Ορόφου, Ιπποκράτειο Λύκειο, Κως. Με γκριζο χρώμα σημειώνονται οι πεσσοί λιθοδομών και τεχνητών λίθων.

Τα οριζόντια φέροντα στοιχεία μορφώνονται ως συμπαγείς πλάκες Ω/Σ, πάχους περίπου 13 έως 14 cm, που εδράζονται είτε επί καθαρών καμπτόμενων δοκών Ω/Σ (με κρεμάσεις 30 έως 40 cm), είτε επί φερουσών τοιχοποιιών μέσω πρεκοδοκών Ω/Σ (με αντίστοιχες κρεμάσεις). Οι πλάκες οπλίζονται ως οιονεί αμφιέριστες σε ανοίγματα από 2.00 έως 3.50m. Από την διερεύνηση των πλακών Ω/Σ προκύπτει ότι φέρουν διάταξη κύριων οπλισμών της τάξης των Φ8~Φ10/10~15cm. Οι οπλισμοί είναι από μαλακό χάλυβα που μπορεί να καταταγεί στην κανονιστική κατηγορία StI $f_y = 220MPa$, $f_u = 360MPa$.

Η φέρουσα τοιχοποιία του κτηρίου θεωρείται πως θεμελιώνεται εν μέρει επί συνεχών θεμελιολωρίδων σκυροδέματος και εν μέρει επί κρηπίδων επιμελημένη λιθοδομής.

Ο διαμήκης άξονας του κτηρίου στη διεύθυνση Ανατολή - Δύση (**Εικόνα 5-1**) χαρακτηρίζεται ως σεισμικά στιβαρός λόγω των ισχυρών διαμήκων τοιχωμάτων. Αντίθετα ο εγκάρσιος άξονας του κτηρίου στη μικρή διεύθυνση Βορράς - Νότος (**Εικόνα 5-1**) χαρακτηρίζεται ως σεισμικά ασθενής λόγω του μικρού αριθμού τοιχωμάτων παράλληλων στην συγκεκριμένη διεύθυνση.

➤ **Ο Σεισμός της 21^{ης} Ιουλίου 2017**

Την 21^η Ιουλίου στις 01:31 σημειώθηκε στην περιοχή του Νοτιοανατολικού Αιγαίου μία ισχυρή σεισμική δόνηση μεγέθους $M_w = 6.6$. Σύμφωνα με την Προκαταρκτική Έκθεση του ΙΤΣΑΚ [23], η μέση οριζόντια σεισμική επιτάχυνση για την πόλη της Κω εκτιμήθηκε περί το 0.18g. Η Κωσ ανήκει στην κατηγορία II του ΕΑΚ 2003 με τιμή $\alpha_g = 0.24g$.

➤ **Η Παθολογία του Κτηρίου**

Το εντόνως διαβρωτικό παραθαλάσσιο περιβάλλον σε συνδυασμό με την γήρανση των υλικών κατασκευής του δομήματος είναι τα αίτια για τις διαβρώσεις των κονιαμάτων των τοιχοποιιών και των οπλισμών των κατακόρυφων και οριζόντιων στοιχείων Ω/Σ. Λόγω του σεισμικού γεγονότος της 21^{ης} Ιουλίου 2017 παρατηρήθηκαν διαγώνιες ρηγματώσεις στις παράλληλες με το σεισμικό κύμα τοιχοποιίες με διεύθυνση Βορρά - Νότου.

5.2 ΤΑ ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΩΝ ΦΕΡΟΥΣΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΩΝ

➤ **Λιθοσώματα**

Η κατηγοριοποίηση των φυσικών δομικών λίθων έγινε σύμφωνα με τα ευρήματα των διερευνητικών τομών, σε συνδυασμό με βιβλιογραφικά στοιχεία από παλαιότερες έρευνες σε ιστορικές λιθόδητες κατασκευές του νησιού. Οι διακριβωθέντες φυσικοί δομικοί λίθοι, αντιστοιχούν σε πετρώματα που απαντώνται και εξορύσσονται στο νησί της Κω ή και σε γειτονικά νησιά του συμπλέγματος των Δωδεκανήσων.

➤ **Κονιάματα**

Οι συνθέσεις των κονιαμάτων δόμησης σε κτήρια της περιόδου αντίστοιχης με εκείνη του Ιπποκράτειου Λυκείου της Κω, έχουν ως κύριο συνδετικό υλικό την άσβεστο ή/και το τσιμέντο, με προσμίξεις συνήθως φυσικών ποζολανών. Τα περιεχόμενα αδρανή είναι κυρίως ασβεστολιθικής προέλευσης.

➤ **Μηχανικά χαρακτηριστικά των τοιχοποιιών**

Ο προσδιορισμός των τιμών αναφοράς (μέσες τιμές) για τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υφιστάμενων φερουσών τοιχοποιιών έγινε σύμφωνα με τον Ιταλικό Αντισεισμικό Κανονισμό (NTC 2008) [20], επισημαίνεται ότι οι αντίστοιχες τιμές δίνονται στους **Πίνακες E1** και **E2** του Παραρτήματος E του νέου σχεδίου του Ευρωκώδικα 8 Μέρος 3 [19].

5.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΣΧΗΜΑΤΟΣ ΤΩΝ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Οι προτεινόμενες δομητικές επεμβάσεις παρουσιάζονται παρακάτω :

- Όλες οι φέρουσες τοιχοποιίες του κτηρίου επενδύονται σε όλες τις στάθμες του δομήματος με αμφίπλευρη στρώση ωπλισμένου επιχρίσματος [**Εικόνες 5-3 & 5-4**]. Η αγκύρωση του ινοπλέγματος επί των φερουσών τοιχοποιιών θα εξασφαλιστεί μέσω σημειακών ανοξειδωτων βλήτρων πάκτωσης. Η αγκύρωση των ινοπλεγμάτων επί των στοιχείων Ω/Σ θα γίνει μέσω ειδικών αγκυρίων θυσάνου πολλαπλών ινών υάλου (glass anchors). Πριν την εφαρμογή των ωπλισμένων επιχρισμάτων θα γίνει καθαίρεση των αντίστοιχων υφιστάμενων επιχρισμάτων και κατάλληλη προεργασία των επιφανειών σύμφωνα με τις αντίστοιχες ΠΕΤΕΠ και αποκατάσταση των τυχόν ρηγματωμένων περιοχών.
- Οι εσωτερικές μη φέρουσες τοιχοποιίες θα επενδυθούν επίσης με αμφίπλευρη στρώση ωπλισμένου επιχρίσματος όπως και οι φέρουσες τοιχοποιίες [**Εικόνες 5-3 & 5-4**]. Η αγκύρωση των ινοπλεγμάτων επί των οπτοπλινθοδομών θα γίνει μέσω ειδικών αγκυρίων θυσάνου πολλαπλών ινών υάλου (glass anchors).
- Όλες οι υφιστάμενες εσοχές σε φέροντες τοίχους [**Εικόνες 5-3 & 5-4**] θα σφραγιστούν πλήρως με νέα λιθοσώματα και επιμελή ενσφήνωση για να εξασφαλιστεί η αλληλεμπλοκή των τοιχοσωμάτων.
- Όλα τα υφιστάμενα δομικά στοιχεία ωπλισμένου σκυροδέματος που εμφανίζουν ρηγματώσεις αποκαθίστανται τοπικά με εφαρμογή ρητινενέσεων.
- Όλες οι υφιστάμενες φέρουσες λιθοδομές που εμφανίζουν ρηγματώσεις αποκαθίστανται τοπικά με εφαρμογή κονιαμάτων αποκατάστασης και λιθοσυρραφών.
- Όλα τα υφιστάμενα στοιχεία, που εμφανίζουν ορατά προβλήματα ανθεκτικότητας (κατακόρυφα διαζώματα, οριζόντια δομικά στοιχεία στις στάθμες των δωματίων, δομικά στοιχεία στη στάθμη υπογείου), θα πρέπει να αποκατασταθούν πλήρως (αφαίρεση προϊόντων οξειδωσης από τους οπλισμούς, εφαρμογή επισκευαστικών κονιαμάτων) και να θωρακιστούν περαιτέρω έναντι διάβρωσης, μέσω επιφανειακών εμποτιζόμενων αναστολέων διάβρωσης.
- Όλες οι υφιστάμενες πλάκες Ω/Σ στις στάθμες των δωματίων θα πρέπει να σφραγιστούν, στο άνω πέλαμα τους με στρώση ινοπλισμένης τσιμεντοκονίας. Θα προηγηθεί αφαίρεση όλων των παλαιότερων στρώσεων μόνωσης έως την αποκάλυψη της υποκείμενης πλάκας σκυροδέματος.

5.4 ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΤΗΡΙΟΥ

5.4.1 Η φιλοσοφία του επιτελεστικού σχεδιασμού


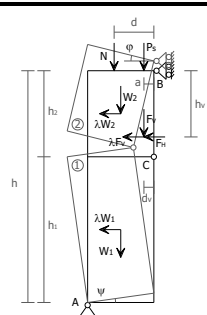
Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες Επιτελεστικότητας (Performance Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου βλαβών (στάθμη επιτελεστικότητας) ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δράσης σχεδιασμού (**Πίνακας 2-1** του παρόντος, Σελ. 15). Στην προκειμένη περίπτωση η μέθοδος του επιτελεστικού σχεδιασμού εφαρμόστηκε χρησιμοποιώντας την ανελαστική στατική ανάλυση.

5.4.2 Οι τοπικοί εκτός επιπέδου μηχανισμοί αστοχίας

Οι εκτός επιπέδου μηχανισμοί καθίστανται κρίσιμοι στις περιπτώσεις :

- Απουσίας ισχυρού διαφράγματος ή ύπαρξης λίαν ευπαράμορφωτου διαφράγματος
- Απουσίας διαζωμάτων ή/και ανεπαρκούς αγκύρωσης της στέγης
- Κακής ή ανεπαρκούς αλληλεμπλοκής/συρραφής των εγκάρσιων τοίχων

Στην **Εικόνα 5-5** φαίνεται ο μηχανισμός εκτός επιπέδου αστοχίας για τον οποίο θα ελεγχθούν οι φέρουσες τοιχοποιίες του σχολικού κτηρίου στο οποίο υφίστανται ισχυρά διαφράγματα (Πλάκες Ω/Σ) και περιμετρικά οριζόντια διαζώματα όπως αυτά εισήχθησαν στο χωρικό προσομοίωμα.

Εικόνα πιθανού Μηχανισμού	Περιγραφή	Προϋποθέσεις ενεργοποίησης (κατ' ελάχιστον)	Κινηματική αλυσίδα στερεών τεμαχών
 <p>Μηχανισμός M7</p>	<p>Εκτός επιπέδου κατακόρυφη κάμψη (άρθρωση στη μεσοστάθμη του ορόφου)</p>	<p>Δυσπαραμόρφωτο διάφραγμα στην οροφή ισογείου</p> <p>Ύπαρξη διαζώματος και επιμελής αγκύρωση της στέγης</p> <p>Επαρκής αλληλεμπλοκή/συρραφή των εγκάρσιων τοίχων</p>	

Εικόνα 5-5 Μηχανισμός εκτός επιπέδου καμπτικής αστοχίας περί οριζόντιο άξονα για τα τοιχώματα του Ιπποκράτειου Λυκείου [24].

5.5 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ 3MURI ΓΙΑ ΤΗΝ ΧΩΡΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΚΤΗΡΙΟΥ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Για τη σεισμική ανάλυση κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία χρησιμοποιούνται ευρέως μη γραμμικά προσομοιώματα και αυτό συμβαίνει γιατί τα μη γραμμικά προσομοιώματα οδηγούν σε οικονομικότερες κατασκευές.

Υπάρχουν διάφορα προσομοιώματα που χρησιμοποιούνται για την εκτίμηση της μη γραμμικής απόκρισης φερουσών τοιχοποιιών που μπορούν να κατηγοριοποιηθούν ως [25]:

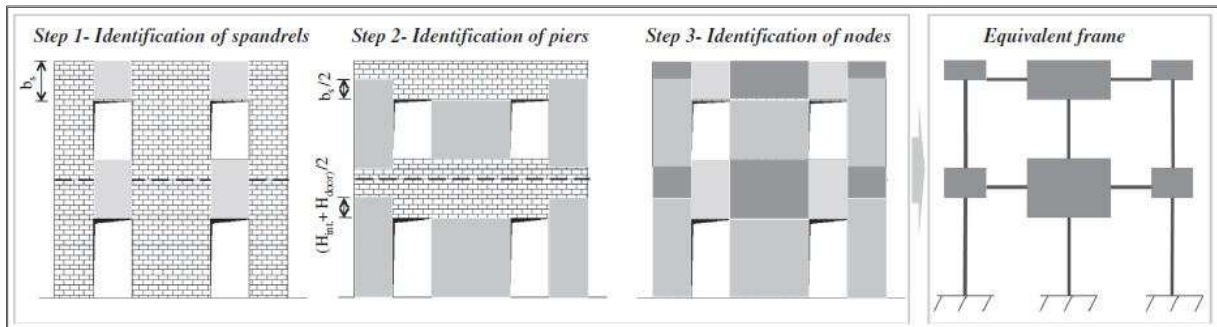
- Προσομοιώματα Ισοδύναμου Πλαισίου (Equivalent Frame Model) που παρουσιάζουν το μέλος ως ένα ραβδωτό φορέα με μη γραμμικές ιδιότητες υλικών (material non-linearities)
- Προσομοιώματα Διακριτών Στοιχείων (Discrete Element Model) που παρουσιάζουν το μέλος ως συναρμογή άκαμπτων τεμαχών (rigid blocks) με παραμορφώσιμες διεπαφές. Στο σχέδιο EN 1998-3:20xx αυτή η μέθοδος χρησιμοποιείται για την ανάλυση εκτός επιπέδου μηχανισμών αστοχίας μέσω Κινηματικής αλυσίδας [19].
- Προσομοιώματα Ομογενοποιημένων Συνεχών Στοιχείων (Finite Element Modelling) όπου οι τοιχοποιίες διακριτοποιούνται μέσω πεπερασμένων στοιχείων και χρησιμοποιούνται ευρέως για την ανάλυση φορέων από Ω/Σ.
- Προσομοιώματα Πολλαπλών Κλιμάκων (Multiscale Models – Micro/Macro Models) που λαμβάνουν υπόψιν την επιρροή της μορφής του μέλους σε μικροσκοπικό επίπεδο στην συμπεριφορά του μέλους σε μακροσκοπικό επίπεδο.

Το λογισμικό υπολογισμού κατασκευών από Φέρουσα Τοιχοποιία 3MURI χρησιμοποιεί την μέθοδο Ισοδύναμου Πλαισίου και είναι η εμπορική έκδοση του λογισμικού TREMURI, που αναπτύχθηκε από το Πανεπιστήμιο της Ραβία και το Ίδρυμα EUCENTRE (European Centre for Training and Research in Earthquake Engineering, eng. Alessandro Galasco, eng. Andrea Penna), το Πανεπιστήμιο της Genova (Professor Sergio Lagomarsino, eng. Serena Cattari) και σε συνεργασία με την εταιρεία λογισμικού S.T.A. DATA (Torino, Italy).

Η αποτίμηση γίνεται με βάση τη Στάθμη Επιτελεστικότητας και είναι προσανατολισμένη στη χρήση μη γραμμικών μεθόδων. Η Στάθμη Επιτελεστικότητας είναι συνυφασμένη με την απόκριση του εκάστοτε κτηρίου σε όρους παραμορφώσεων (Displacement Based Design) αφού ζητείται η απόκριση του κτηρίου στην πλαστική περιοχή.

Η διακριτοποίηση του κτηρίου γίνεται με πεσσοί, υπέρθυρους δίσκους και άκαμπτους κόμβους [Εικόνα 5-6]. Οι εσωτερικοί πεσσοί καθορίζονται από το ύψος των παρακείμενων ανοιγμάτων ενώ οι εξωτερικοί πεσσοί καθορίζονται από τον μέσο όρο του

ύψους ορόφου και του παρακείμενου ανοίγματος [26]. Οι υπέρθυροι δίσκοι καθορίζονται με βάση την καθ' ύψος ευθυγράμμιση των ανοιγμάτων [26]. Οι άκαμπτοι κόμβοι προκύπτουν από τις επιφάνειες που δεν μπορούν να χαρακτηριστούν ως πεσσοί ή υπέρθυροι δίσκοι [26].

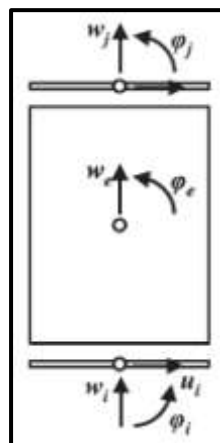


Εικόνα 5-6 Διακριτοποίηση δισδιάστατης τοιχοποιίας σε πεσσοί, υπέρθυρους δίσκους και άκαμπτους κόμβους (Lagomarsino, Cattari, Galasco, Penna, 2013) [26].

Οι άκαμπτοι κόμβοι (Rigid Nodes) χρησιμοποιούνται για να μεταβιβάζουν τις φορτίσεις. Κανένα Μακροστοιχείο [Εικόνα 5-7] δεν φορτίζεται στο μέσον του αλλά μόνο στους ακραίους κόμβους του [27]. Σε κάθε ακραίο κόμβο αντιστοιχούν τρεις (3) βαθμοί ελευθερίας ενώ στον μεσαίο κόμβο οι δύο (2) βαθμοί ελευθερίας σχετίζονται με τους βαθμούς ελευθερίας των ακραίων κόμβων μέσα από τις Εξισώσεις 5.1 και 5.2 [24, p. 173] :

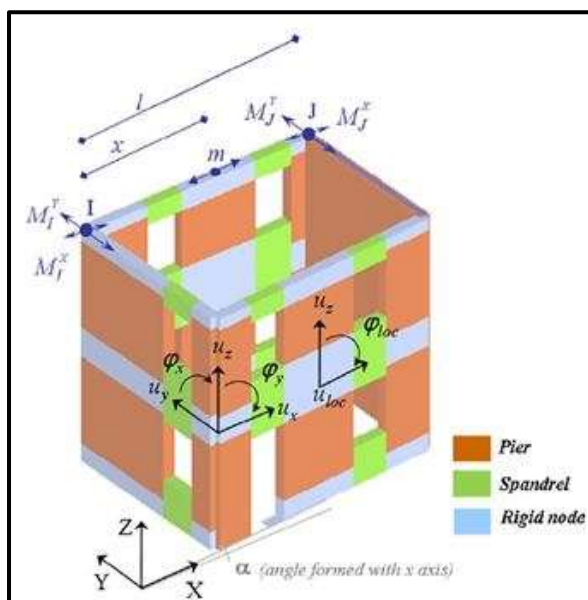
$$N_e = N_j - N_i \quad (\text{Εξ. 5.1})$$

$$M_e = M_j - M_i + V_i \cdot h \quad (\text{Εξ. 5.2})$$



Εικόνα 5-7 Μακροστοιχείο φέρουσας τοιχοποιίας (Penna, Lagomarsino, Galasco 2013) [28].

Η χωρική συναρμογή των επίπεδων τοιχωμάτων για την ανάλυση του εκάστοτε κτηρίου ως τρισδιάστατου συνόλου και με την προϋπόθεση πως τα κατακόρυφα και οριζόντια φέροντα στοιχεία είναι επαρκώς συνδεδεμένα ώστε να παραλαμβάνεται η εκτός επιπέδου δράση από τους τοίχους που φορτίζονται εντός του επιπέδου τους γίνεται υιοθετώντας την πλήρη σύζευξη εκείνων των κόμβων που συγκλίνουν στις γωνίες του κτηρίου αγνοώντας την περιστροφή περί κατακόρυφο άξονα [Εικόνα 5-8] [26].



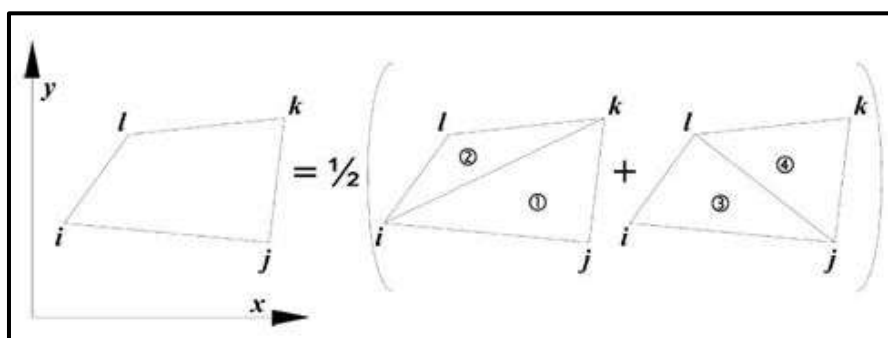
Εικόνα 5-8 Χωρική συναρμογή τοιχωμάτων στο λογισμικό 3MURI (Lagomarsino, Cattari, Galasco, Penna, 2013) [26].

Οι μάζες που σχετίζονται με την εκτός επιπέδου δράση επιβαρύνουν τα τοιχώματα που φορτίζονται εντός του επιπέδου τους μέσω των τύπων :

$$M_y^l = M_y^l + m(1 - |\sin\alpha|) \frac{l - x}{l} \quad (\text{Εξ. 5.3})$$

$$M_x^l = M_x^l + m(1 - |\cos\alpha|) \frac{l - x}{l} \quad (\text{Εξ. 5.4})$$

Στο λογισμικό 3MURI τα διαφράγματα μπορούν να ορίζονται ως άκαμπτα "Rigid" ή ως εύκαμπτα μέσω ορθοτροπικών μεμβρανικών στοιχείων (Membrane Elements) τριών ή τεσσάρων κόμβων. Στην περίπτωση εύκαμπτων διαφραγμάτων λαμβάνονται υπόψιν τα μέτρα Ελαστικότητας E_1 και E_2 που αντιπροσωπεύουν την δυσκαμψία έναντι ορθών τάσεων όπως και το μέτρο διάτμησης G_{12} (Planar). Στην περίπτωση στοιχείων με τέσσερις (4) κόμβους, το μητρώο δυσκαμψίας του διαφράγματος υπολογίζεται ως η μέση συνεισφορά των δύο πιθανών στοιχείων με τρεις (3) κόμβους [**Εικόνα 5-9**] [26].



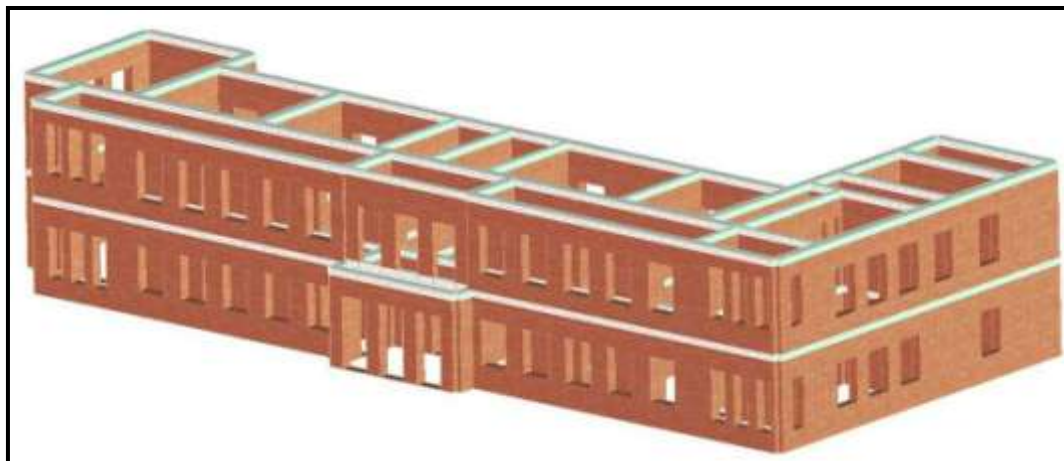
Εικόνα 5-9 Υπολογισμός Δυσκαμψίας Διαφράγματος με τέσσερις κόμβους (Lagomarsino, Cattari, Galasco, Penna, 2013) [26].

5.6 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΚΘΕΣΗΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ 3MURI

Σε αυτή την Ενότητα παρουσιάζεται μία αντιπροσωπευτική εικόνα της αναφοράς (**Report**), όπως αυτή δημιουργείται αυτόματα από το λογισμικό 3MURI [27] μετά την ανελαστική στατική ανάλυση του χωρικού προσομοιώματος και τους ελέγχους επάρκειας.

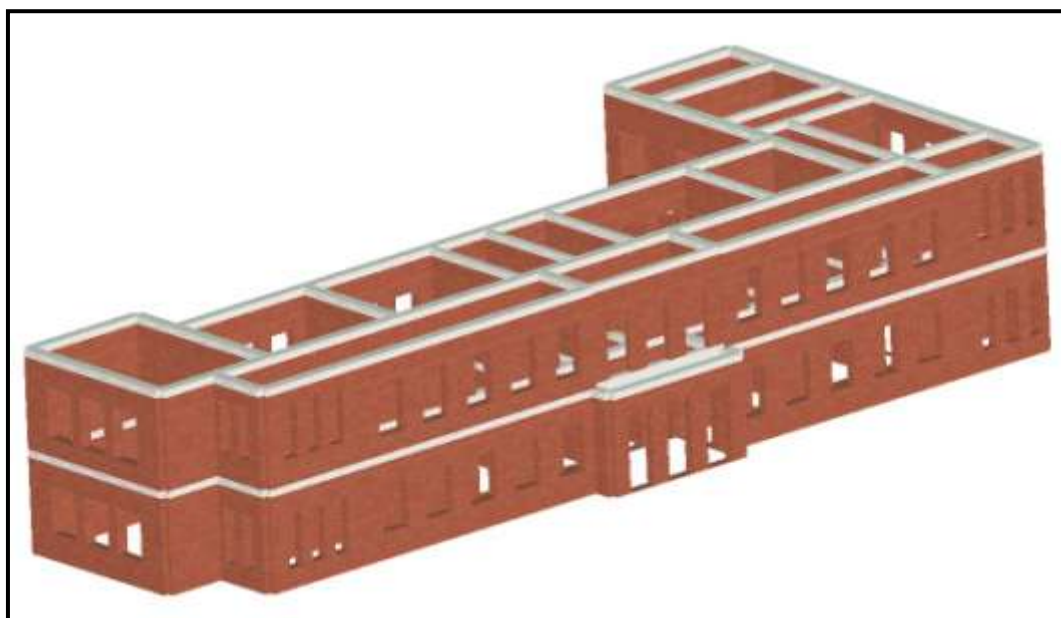
➤ Αξονομετρικές εικόνες του κτηρίου

Στις αξονομετρικές εικόνες που παρατίθενται παρακάτω είναι εμφανείς οι τοιχοποιίες του σχολικού συγκροτήματος και τα περιμετρικά διαζώματα Ω/Σ όπως εισήχθησαν στο λογισμικό. Τα κατακόρυφα διαζώματα δεν εισήχθησαν στο προσομοίωμα υπέρ της ασφάλειας.



Εικόνα 5-10 Βόρεια – Δυτική γωνία κτηρίου.

Στο αριστερό μέρος της **Εικόνας 5-11**, φαίνεται το ανατολικό άκρο του συγκροτήματος στο οποίο έχει προστεθεί η μικρή πτέρυγα περίπου το 1930.



Εικόνα 5-11 Βόρεια – Ανατολική γωνία κτηρίου.

➤ **Εισαγωγή Μηχανικών Χαρακτηριστικών των Υλικών Κατασκευής, Μόνιμων και Κινητών Φορτίων Πλακών**

Σύμφωνα με τον **Ιταλικό Κανονισμό** [20] και με βάση τα είδη των επεμβάσεων που θα γίνουν στο σχολικό κτήριο, τα βελτιωμένα μηχανικά χαρακτηριστικά των Φερουσών Τοιχοποιιών που εισήχθησαν στο λογισμικό είναι :

<i>Name</i>	<i>E</i> [N/mm ²]	<i>G</i> [N/mm ²]	<i>Specific weight</i> [kg/m ³]	<i>fm</i> [N/mm ²]	<i>Shear resistance</i> [N/mm ²]
Ippokrateio Strengthened Masonry	3300	1320	2000	4,30	0,3

<i>Name</i>	<i>E</i> [N/mm ²]	<i>G</i> [N/mm ²]	<i>Specific weight</i> [kg/m ³]	<i>fc</i> [N/mm ²]	<i>fck</i> [N/mm ²]
C12/15	27000	11250	2500	20	12

<i>Name</i>	<i>E</i> [N/mm ²]	<i>G</i> [N/mm ²]	<i>Specific weight</i> [kg/m ³]	<i>fym</i> [N/mm ²]	<i>fyk</i> [N/mm ²]
S220	200000	77000	7850	360	220

Πίνακας 5-1 Μόνιμα – Κινητά Φορτία και Συντελεστές Μεταβλητών Δράσεων ψ ανά δάπεδο.

<i>No. Floor</i>	<i>Gk1</i>	<i>Qk</i>	<i>ψ0</i>	<i>ψ2</i>
1	5,000	3,500	0,80	0,50
2	5,000	3,500	0,80	0,50
3	5,000	3,500	0,80	0,50
4	5,000	3,500	0,80	0,50
5	5,000	3,500	0,80	0,50
6	5,000	3,500	0,80	0,50
7	5,000	3,500	0,80	0,50
8	5,000	3,500	0,80	0,50
9	5,000	3,500	0,80	0,50
10	5,000	3,500	0,80	0,50
11	5,000	3,500	0,80	0,50
12	5,000	3,500	0,80	0,50
13	5,000	3,500	0,80	0,50
14	5,000	3,500	0,80	0,50
15	5,000	3,500	0,80	0,50
16	5,000	0,500	0,80	0,50
17	5,000	0,500	0,80	0,50
18	5,000	0,500	0,80	0,50
19	5,000	0,500	0,80	0,50
20	5,000	0,500	0,80	0,50
21	5,000	0,500	0,80	0,50
22	5,000	0,500	0,80	0,50
23	5,000	0,500	0,80	0,50
24	5,000	0,500	0,80	0,50
25	5,000	0,500	0,80	0,50
26	5,000	0,500	0,80	0,50
27	5,000	0,500	0,80	0,50
28	5,000	0,500	0,80	0,50
29	5,000	0,500	0,80	0,50

Στην πρώτη στήλη του **Πίνακα 5-1** φαίνεται η αρίθμηση των οριζόντιων φερόντων στοιχείων (πλάκες Ω/Σ). Στην δεύτερη και τρίτη στήλη φαίνονται οι τιμές του μόνιμου και κινητού φορτίου ανά οριζόντιο φάτνωμα μετρημένες σε κN/m². Στην τέταρτη και πέμπτη

στήλη φαίνονται οι τιμές του συντελεστή ψ για βραχυχρόνιο και μακροχρόνιο συνδυασμό δράσεων αντίστοιχα.

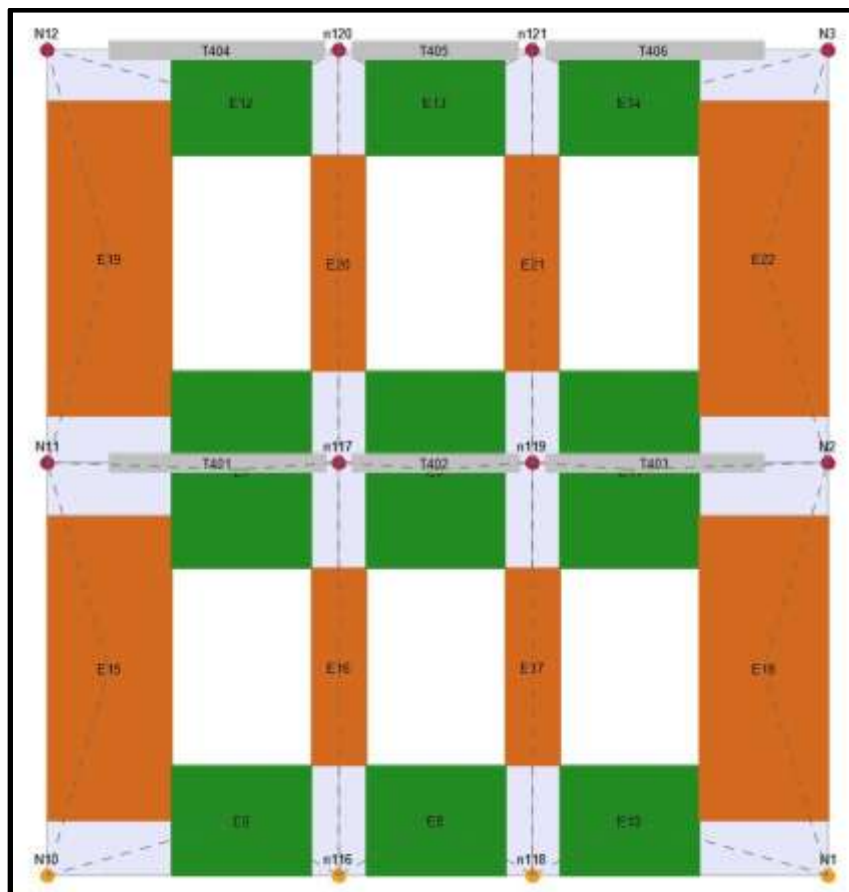
➤ Φάσμα Σεναρίου Κανονισμού

Τα φάσματα απόκρισης, σύμφωνα με όσα αναφέρονται στα κανονιστικά πρότυπα, καθορίζονται από την μέγιστη επιτάχυνση και την κατηγορία εδάφους στην περιοχή που θα κατασκευαστεί το κτήριο.

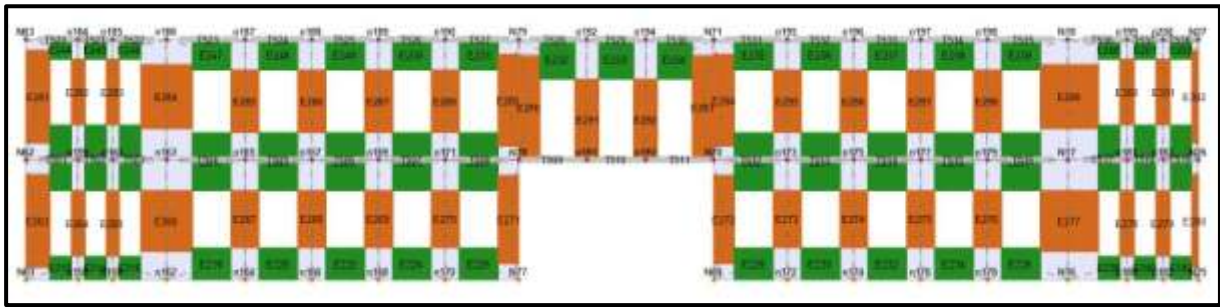
$agR (NC)$ [m/s ²]	$agR (SD)$ [m/s ²]	Soil type	S	TB [s]	TC [s]	TD [s]	γI
2,35	2,35	A	1,00	0,15	0,40	2,00	1,15

➤ Παραγωγή Πλέγματος Μακροστοιχείων

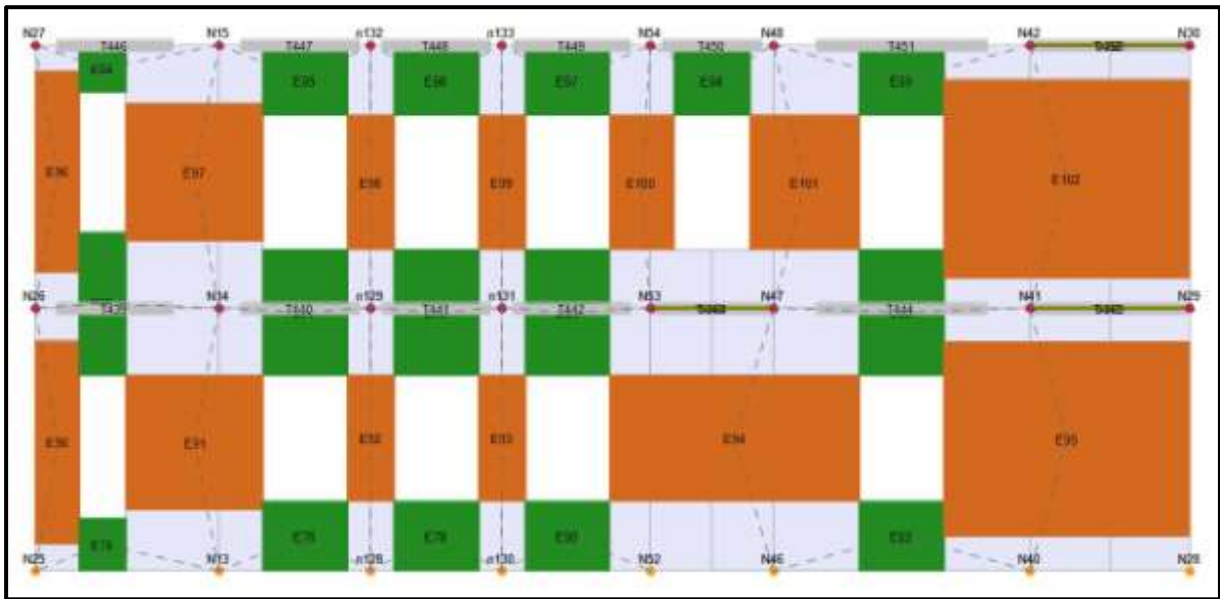
Το λογισμικό διαχωρίζει αυτόματα τα τοιχώματα σε πεσσούς, υπέρθυρους δίσκους και άκαμπτες ζώνες κατά τα αναφερόμενα στην **Παράγραφο §5.5** του παρόντος τεύχους. Με πορτοκαλί χρώμα σημειώνονται οι πεσσοί, με πράσινο χρώμα σημειώνονται οι υπέρθυροι δίσκοι, με ανοιχτό γαλάζιο χρώμα οι άκαμπτες ζώνες και με γκρι χρώμα τα οριζόντια διαζώματα Ω/Σ. Όπως φαίνεται στις **Εικόνες 5-12, 5-13** και **5-14**, το Ιπποκράτειο Λύκειο είναι κατασκευασμένο κανονικά σε όψη, αφού υπάρχει καθ' ύψος και οριζόντια ευθυγράμμιση των ανοιγμάτων.



Εικόνα 5-12 Διαχωρισμός τοιχωμάτων Ανατολικής όψης του κτηρίου σε πεσσούς, υπέρθυρους δίσκους και άκαμπτους κόμβους.



Εικόνα 5-13 Διαχωρισμός τοιχωμάτων Βόρειας όψης του κτηρίου σε πεσσούς, υπέρθυρους δίσκους και άκαμπτους κόμβους.



Εικόνα 5-14 Διαχωρισμός τοιχωμάτων Δυτικής όψης του κτηρίου σε πεσσούς, υπέρθυρους δίσκους και άκαμπτους κόμβους.

➤ **Έλεγχος των υφιστάμενων τοιχοποιιών**

Ο έλεγχος των υφιστάμενων τοιχοποιιών έγινε κατά τα προβλεπόμενα στον ισχύοντα Κανονισμό EN 1998-3 :2005 [29].

➤ **Πίνακες Αποτελεσμάτων Ανάλυσης Pushover, Καμπύλες Απόκρισης του Ανασχεδιασμένου Κτηρίου και Ενδεικτικές Αξονομετρικές Εικόνες Βλαβών στη Στοχευόμενη Μετακίνηση**

Η Ανελαστική Στατική Ανάλυση, μέσω της Μεθόδου Pushover, γίνεται για πλευρικά φορτία σε δύο κάθετες και ανεξάρτητες μεταξύ τους διευθύνσεις, χωρίς και με εκκεντρότητα πλευρικής φόρτισης (5% του μήκους της κάθετης στην υπό εξέταση διεύθυνση πλευράς) και με ομοιόμορφη (Uniform) και Ανεστραμμένη Τριγωνική (Inverted Pendulum) κατανομή πλευρικής φόρτισης όπως φαίνεται στον **Πίνακα 5-2**.

Πίνακας 5-2 Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα Υπερωθητικής Ανάλυσης (Push-over)

No.	Κατεύθυνση σεισμού	Ενιαία μορφή πλευρ. φορτ	Εκκ. [mm]	dt NC [mm]	dm NC [mm]	NC Ελεγ.	dt SD [mm]	dm SD [mm]	SD Ελεγ.
1	+X	Uniform	0	10,283	25,738	NAI	10,283	19,303	NAI
2	+X	Static	0	11,785	28,950	NAI	11,785	21,713	NAI
3	-X	Uniform	0	10,447	26,071	NAI	10,447	19,554	NAI
4	-X	Static	0	11,898	20,889	NAI	11,898	15,667	NAI
5	+Y	Uniform	0	12,135	23,746	NAI	12,135	17,809	NAI
6	+Y	Static	0	13,548	33,650	NAI	13,548	25,238	NAI
7	-Y	Uniform	0	12,177	22,160	NAI	12,177	16,620	NAI
8	-Y	Static	0	13,735	28,291	NAI	13,735	21,218	NAI
9	+X	Uniform	1.045	10,420	25,866	NAI	10,420	19,399	NAI
10	+X	Uniform	-1.045	10,202	25,613	NAI	10,202	19,209	NAI
11	+X	Static	1.045	11,890	28,387	NAI	11,890	21,290	NAI
12	+X	Static	-1.045	11,891	27,987	NAI	11,891	20,990	NAI
13	-X	Uniform	1.045	10,408	26,203	NAI	10,408	19,652	NAI
14	-X	Uniform	-1.045	10,479	25,953	NAI	10,479	19,464	NAI
15	-X	Static	1.045	11,886	20,990	NAI	11,886	15,742	NAI
16	-X	Static	-1.045	11,936	21,192	NAI	11,936	15,894	NAI
17	+Y	Uniform	2.345	11,999	21,061	NAI	11,999	15,795	NAI
18	+Y	Uniform	-2.345	13,759	20,356	NAI	13,759	15,267	NAI
19	+Y	Static	2.345	13,497	29,614	NAI	13,497	22,211	NAI
20	+Y	Static	-2.345	14,775	30,516	NAI	14,775	22,887	NAI
21	-Y	Uniform	2.345	12,030	21,454	NAI	12,030	16,091	NAI
22	-Y	Uniform	-2.345	12,989	20,770	NAI	12,989	15,578	NAI
23	-Y	Static	2.345	13,555	25,426	NAI	13,555	19,069	NAI
24	-Y	Static	-2.345	14,260	21,376	NAI	14,260	16,032	NAI

dt NC στοχευόμενη μετακίνηση στη Σ.Ε. Οιονεί Κατάρρευση – Προστασία Ζωής

dt SD στοχευόμενη μετακίνηση στη Σ.Ε. Σημαντικές Βλάβες

dm NC ικανότητα μετατόπισης στη Σ.Ε. Οιονεί Κατάρρευση – Προστασία Ζωής

dm SD ικανότητα μετατόπισης στη Σ.Ε. Σημαντικές Βλάβες

Ο Συντελεστής Σεισμικής Διακινδύνευσης “**a**” (**Πίνακας 5-3**) παρέχει την τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστεί η επιτάχυνση εδάφους, δίνοντας έτσι την μέγιστη επιτάχυνση εδάφους που μπορεί να παραλάβει το κτήριο ανά Στάθμη Επιτελεστικότητας. Στην τελευταία στήλη του **Πίνακα 5-3** παρουσιάζεται ο λόγος της μέγιστης ικανότητας μετατόπισης της κατασκευής προς την στοχευόμενη μετακίνηση στη **Σ.Ε. “Οιονεί Κατάρρευση”**.

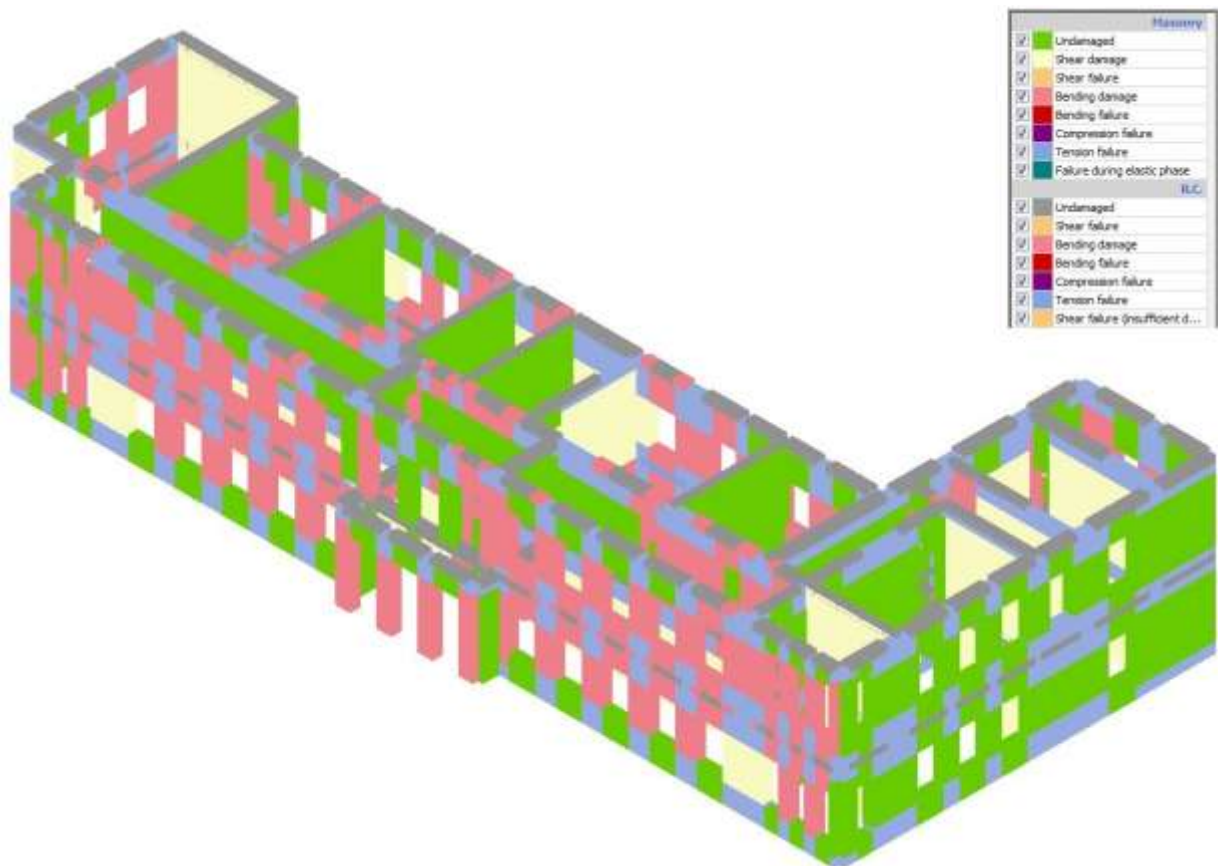
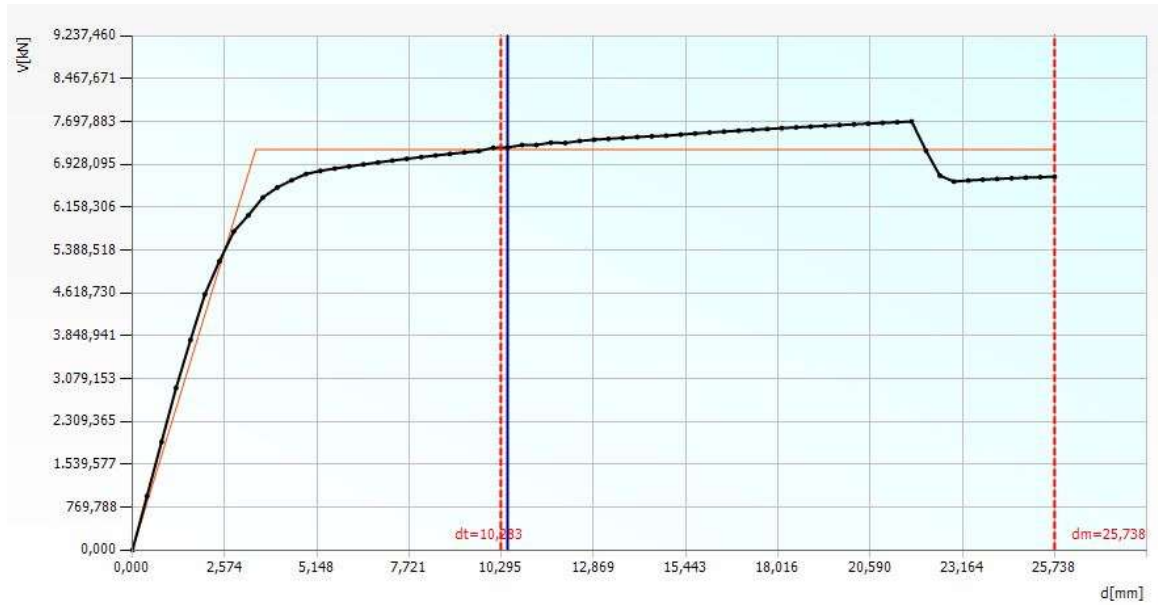
Πίνακας 5-3 Πίνακας Υπολογισμού Συντελεστή Σεισμικής Διακινδύνευσης "α"

No.	Κατεύθυνση σεισμού	Ενιαία μορφή πλευρ.φορτ.	Εκκ. [mm]	a NC	a SD	dm/dt NC
1	+X	Uniform	0	2,043	1,609	2,503
2	+X	Static	0	2,064	1,616	2,457
3	-X	Uniform	0	2,082	1,631	2,496
4	-X	Static	0	1,576	1,241	1,756
5	+Y	Uniform	0	1,734	1,359	1,957
6	+Y	Static	0	2,180	1,686	2,484
7	-Y	Uniform	0	1,634	1,282	1,820
8	-Y	Static	0	1,854	1,439	2,060
9	+X	Uniform	1.045	2,035	1,601	2,482
10	+X	Uniform	-1.045	2,044	1,610	2,511
11	+X	Static	1.045	2,018	1,580	2,387
12	+X	Static	-1.045	1,991	1,560	2,354
13	-X	Uniform	1.045	2,097	1,642	2,518
14	-X	Uniform	-1.045	2,069	1,621	2,477
15	-X	Static	1.045	1,585	1,248	1,766
16	-X	Static	-1.045	1,591	1,253	1,775
17	+Y	Uniform	2.345	1,582	1,244	1,755
18	+Y	Uniform	-2.345	1,381	1,087	1,479
19	+Y	Static	2.345	1,952	1,515	2,194
20	+Y	Static	-2.345	1,866	1,446	2,065
21	-Y	Uniform	2.345	1,604	1,260	1,783
22	-Y	Uniform	-2.345	1,476	1,158	1,599
23	-Y	Static	2.345	1,701	1,325	1,876
24	-Y	Static	-2.345	1,414	1,103	1,499

Στις εικόνες που ακολουθούν παρατίθενται οι καμπύλες απόκρισης (Pushover Curves) και οι αξονομετρικές αναπαραστάσεις βλαβών στη στοχευόμενη μετακίνηση (Target Displacement) για τις διευθύνσεις ομοιόμορφα κατανομημένης οριζόντιας φόρτισης +X και +Y χωρίς και με θετική εκκεντρότητα αντίστοιχα. Στα διαγράμματα εμφανίζεται με μαύρο χρώμα η καμπύλη απόκρισης της κατασκευής και με πορτοκαλί χρώμα η εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη. Στον άξονα των τεταγμένων δίδεται η τέμνουσα βάσης και στον άξονα των τετμημένων δίδεται η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου (Control Node). Για την Ανάλυση Pushover No 1 παρατηρούνται διατμητικές βλάβες (κίτρινο χρώμα) στα διατμητικά τοιχώματα και καμπτικές βλάβες (κόκκινο χρώμα) στους λυγηρούς πεσσούς στη διεύθυνση της φόρτισης. Το ίδιο ισχύει και για την Ανάλυση Pushover No 5. Η Ανάλυση Pushover No 9 δεν διαφέρει σημαντικά από την Ανάλυση Pushover No 1 επειδή το κτήριο είναι επίμηκες και η εκκεντρότητα με την οποία έχει υπολογιστεί είναι σχετικά μικρή οπότε το επίπεδο των βλαβών καθώς και τα τοιχώματα στα οποία παρουσιάζεται παραμένει ίδιο. Αντίθετα η Ανάλυση Pushover No 17 που έχει υπολογιστεί με εκκεντρότητα φόρτισης +2.345m διαφέρει από την Ανάλυση Pushover No 5 καθότι παρατηρούνται περισσότερες διατμητικές βλάβες στα τοιχώματα της δυτικής πτέρυγας με ταυτόχρονη αποφόρτιση των τοιχωμάτων της ανατολικής πτέρυγας, εκεί δηλαδή που τοποθετείται ο πόλος περιστροφής του κτηρίου. Παρατηρείται γενικώς πως τα δομικά μέλη με διαμήκη άξονα κάθετο στη διεύθυνση φόρτισης δεν παραλαμβάνουν οριζόντιο φορτίο.

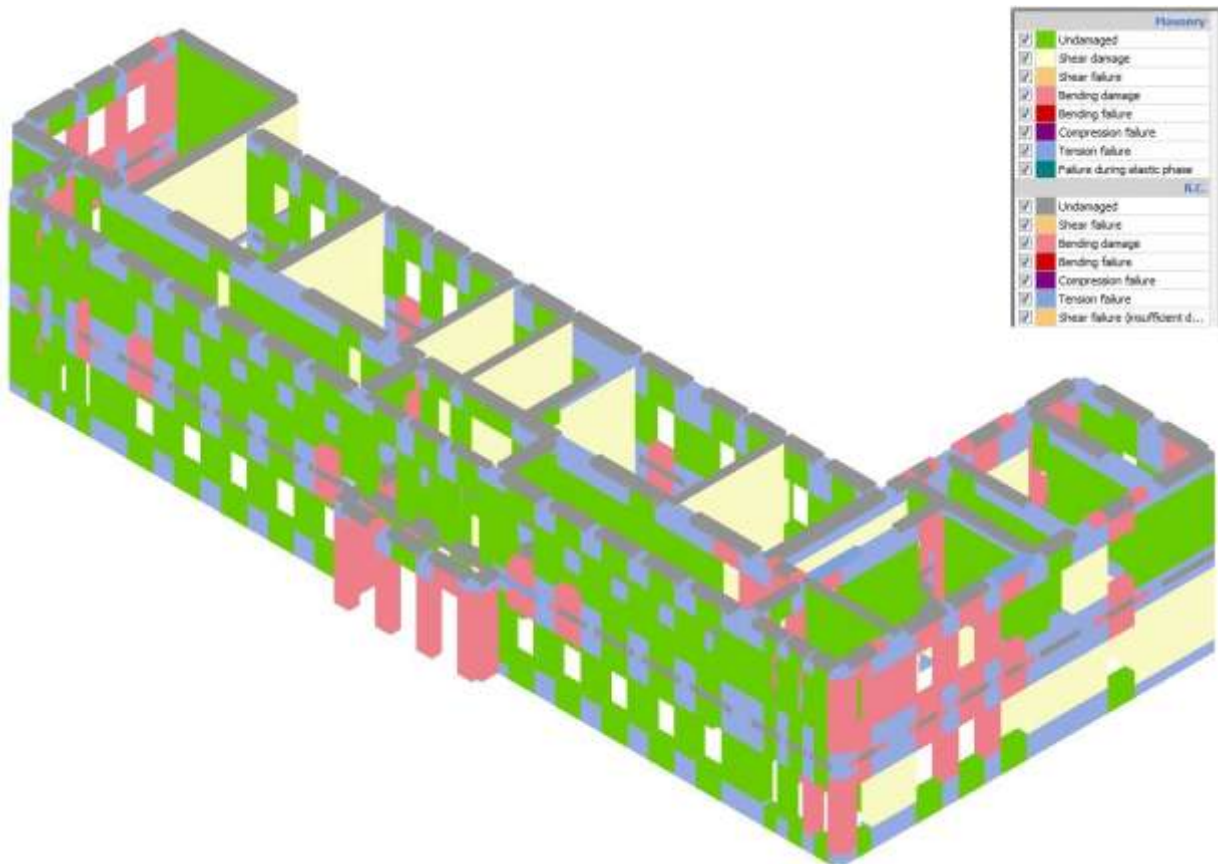
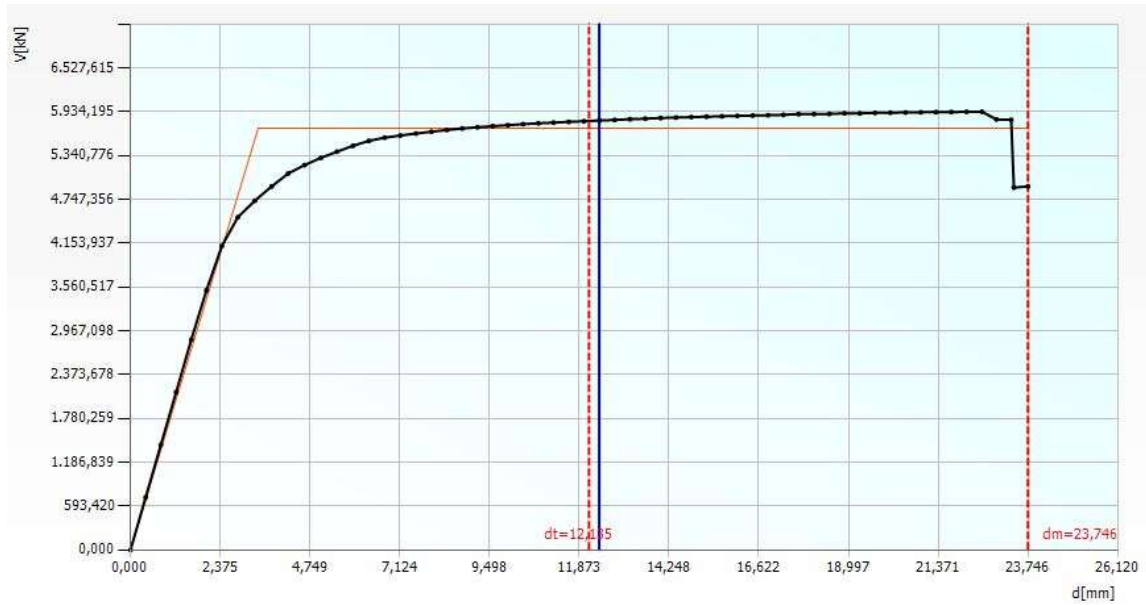
Ανάλυση Pushover No 1

No	Κατεύθυνση Σεισμού	Ενιαία Μορφή Πλευρικής Φόρτισης	Εκκ. [mm]	dt NC [mm]	dm NC [mm]	NC Έλεγ.	dt SD [mm]	dm SD [mm]	SD Έλεγ.
1	+X	Uniform	0	10.283	25.738	NAI	10.283	19.303	NAI



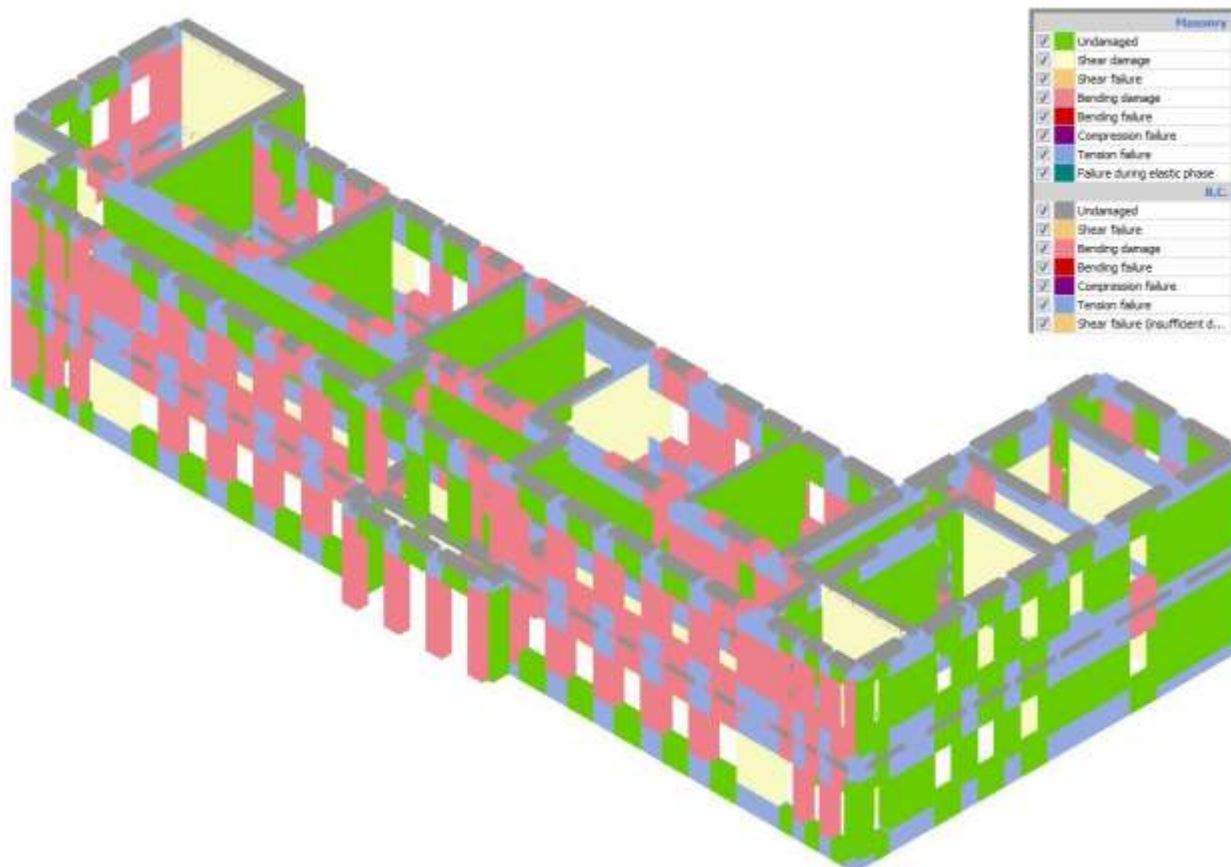
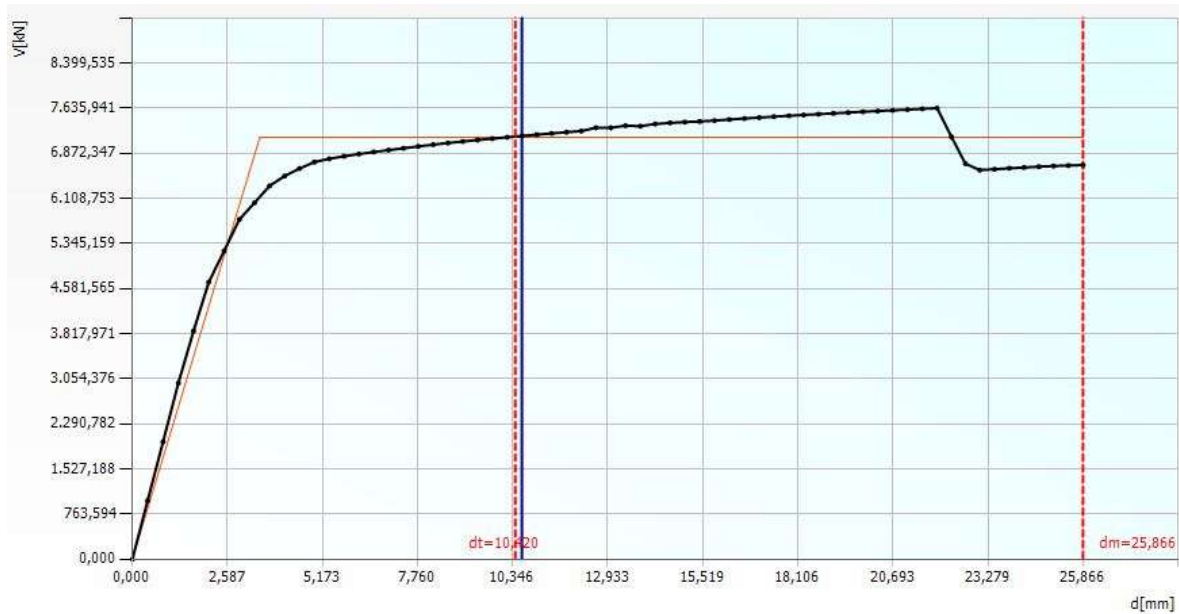
Ανάλυση Pushover No 5

No	Κατεύθυνση Σεισμού	Ενιαία Μορφή Πλευρικής Φόρτισης	Εκκ. [mm]	dt NC [mm]	dm NC [mm]	NC Έλεγ.	dt SD [mm]	dm SD [mm]	SD Έλεγ.
5	+Y	Uniform	0	12.135	23.746	NAI	12.135	17.809	NAI



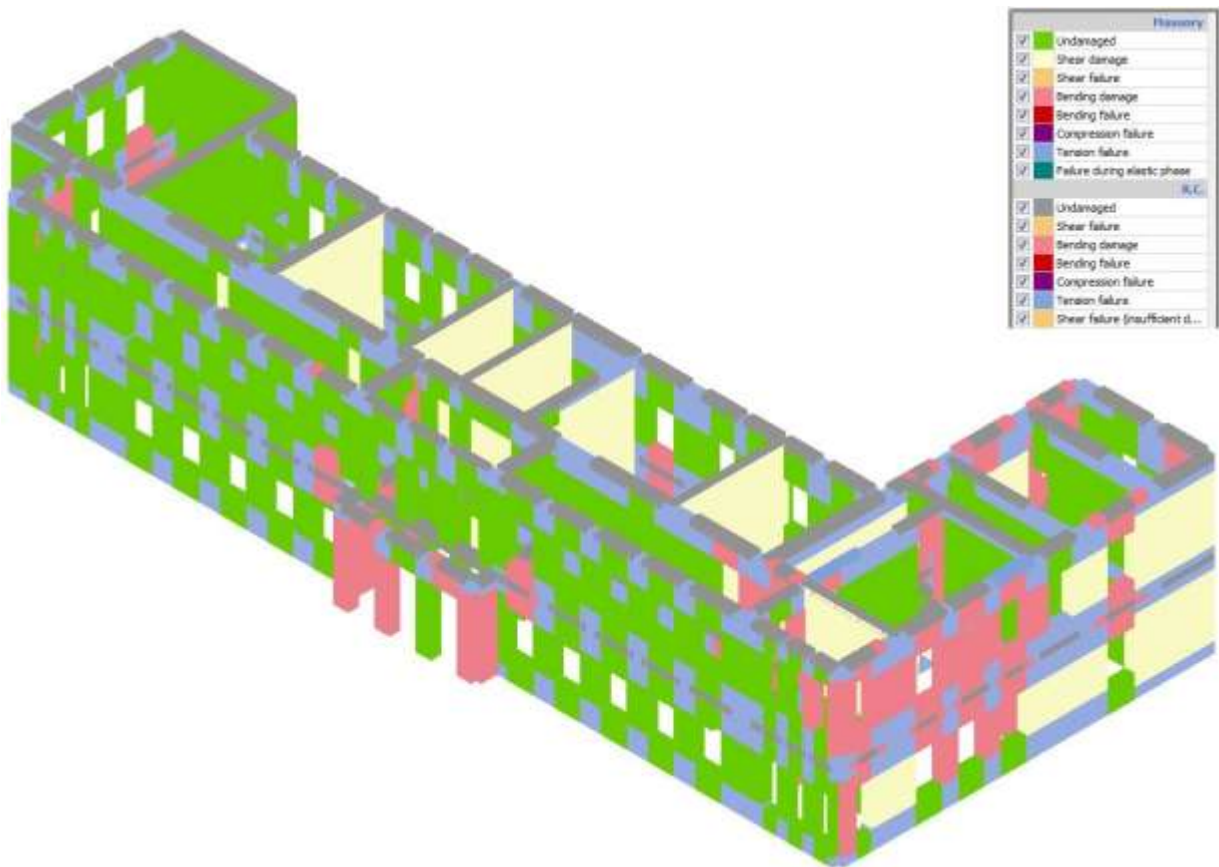
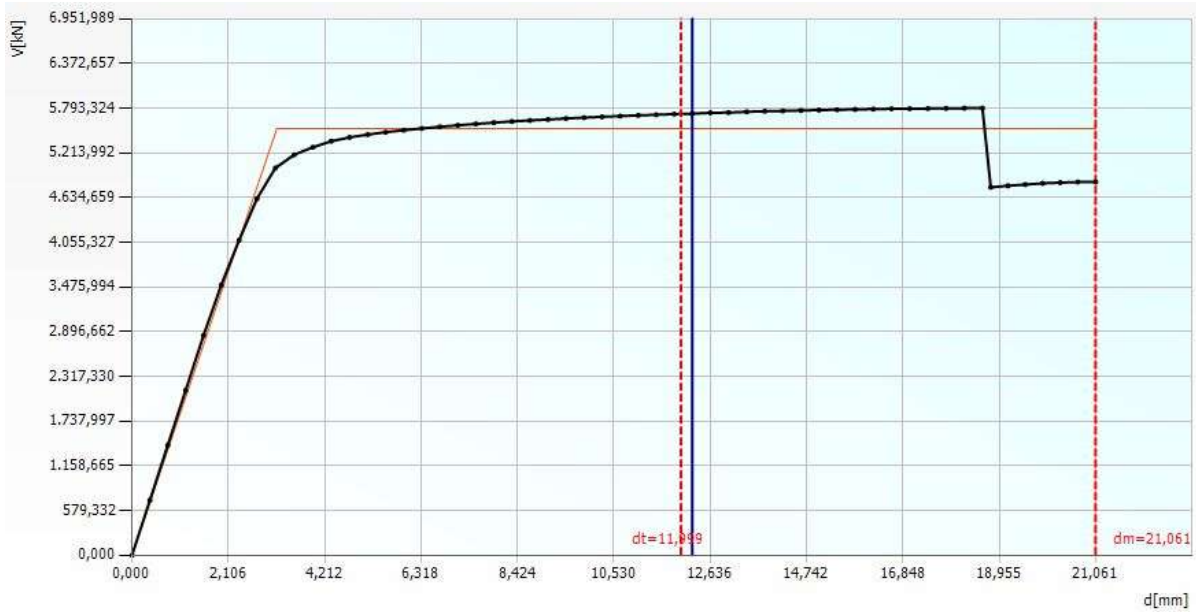
Ανάλυση Pushover No 9

No	Κατεύθυνση Σεισμού	Ενιαία Μορφή Πλευρικής Φόρτισης	Εκκ. [mm]	dt NC [mm]	dm NC [mm]	NC Έλεγ.	dt SD [mm]	dm SD [mm]	SD Έλεγ.
9	+X	Uniform	1.045	10.420	25.866	NAI	10.420	19.399	NAI



Ανάλυση Pushover No 17

No	Κατεύθυνση Σεισμού	Ενιαία Μορφή Πλευρικής Φόρτισης	Εκκ. [mm]	dt NC [mm]	dm NC [mm]	NC Έλεγ.	dt SD [mm]	dm SD [mm]	SD Έλεγ.
17	+Y	Uniform	2.345	11.999	21.061	NAI	11.999	15.795	NAI



ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] M. Como, *Statics of Historic masonry Constructions*, Heidelberg: Springer, 2013.
- [2] P. B. Lourenco, "Masonry Structures: Overview," *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, Berlin - Heidelberg, Springer, 2016, pp. 1431-1439.
- [3] U. Photographer, Artist, *Ctesiphon, Iraq, 1932*. [Art]. Library of Congress's Prints and Photographs Division, USA, 1932.
- [4] B. Sgrilli, "Descrizione e studi dell'insigne Fabbrica fi santa Maria dedl Fiore," Paperini, Firenze, 1733.
- [5] Φ. Καραντώνη, ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ - ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ, ΑΘΗΝΑ: ΕΚΔΟΣΕΙΣ ΠΑΠΑΣΩΤΗΡΙΟΥ, 2004.
- [6] L. Binda, D. Penazzi & A. Saisi, "Historic Masonry Buildings : Necessity of a classification of structures and masonries for the adequate choice of analytical models," *Proceedings of the STRUMAS VI*, Rome, 2003.
- [7] Χ. Ιγνατάκης & Κ. Στυλιανίδης, "ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΪΑ - ΣΕΜΙΝΑΡΙΟ ΜΙΚΡΗΣ ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ," ΤΕΧΝΙΚΟ ΕΠΙΜΕΛΗΤΗΡΙΟ ΕΛΛΑΔΟΣ - ΤΜΗΜΑ ΚΕΝΤΡΙΚΗΣ ΜΑΚΕΔΟΝΙΑΣ, Θεσσαλονίκη, 2009.
- [8] ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΣΤΑΤΙΣΤΙΚΗ ΑΡΧΗ, "ΑΠΟΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΩΝ 2011," ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΣΤΑΤΙΣΤΙΚΗ ΑΡΧΗ, Πειραιάς, 2011.
- [9] Ε. Βντζηλαίου, "ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ," *ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ & ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΕ ΚΤΗΡΙΑ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ & ΤΟΙΧΟΠΟΙΗΣ*, Τρίπολη, 2016.
- [10] D. Giardini, J. Woessner, L. Danciu, H. Crowley, F. Cotton & G. Grunthal, "Seismic Hazard Harmonization in Europe (SHARE)," Swiss Seismological Service, Zurich, ETH, 2013.
- [11] Υπουργείο Δημόσιων Έργων, *Διάκριση Βλαβών*, vol. ΑΡΙΘΜΟΣ ΦΥΛΛΟΥ 2661, ΑΘΗΝΑ: ΕΘΝΙΚΟ ΤΥΠΟΓΡΑΦΕΙΟ, 2013.

- [12] G. de Felice, "Out of Plane Seismic Capacity of Masonry Depending on Wall Section Morphology," *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 5, no. 4-5, pp. 466-482, 09 June 2011.
- [13] D. D' Ayala, "Assessing the seismic vulnerability of masonry buildings," *Handbook of seismic risk analysis and management of civil infrastructure systems*, Cambridge, UK, Woodhead Publishing Limited, 2013, pp. 334-365.
- [14] Α. Μιλτιάδου - Fezans, "Επεμβάσεις βελτίωσης της συμπεριφοράς κτηρίων από τοιχοποιία," *ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ & ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΣΕ ΚΤΗΡΙΑ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ & ΤΟΙΧΟΠΟΙΗΣ (ΤΕΕ, Περιφερειακό Τμήμα Πελοποννήσου)*, Τρίπολη, 2016.
- [15] E. Vintzileou, "Strengthening Techniques : Masonry and Heritage Structures," *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, Berlin Heidelberg, Springer VERLAG, 2015, pp. 3578-3604.
- [16] American Society of Civil Engineers, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures," ASCE, Reston, Virginia, USA, 2006.
- [17] Σ. Δρίτσος, Θ. Τάσιος, Ε. Βιντηλαίου, Χ. Ιγνατάκης, Τ. Καραντώνη, Χ. Κωστίκας, Α. Μιλτιάδου, Μ. Πανουτσοπούλου, Σ. Πανταζοπούλου, Κ. Στυλιανίδης & Μ. Χρονόπουλος, "ΚΑΔΕΤ ΣΧΕΔΙΟ 1.," ΟΑΣΠ, Αθήνα, 2019.
- [18] P. Fajfar, "A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design," *Earthquake Spectra*, pp. 573-592, August 2000.
- [19] CEN - European Committee for Standardization, "EN 1998-3:20xx - Design of Structures for Earthquake Resistance Part 3: Assessment and retrofitting of buildings and bridges," The European Union, Brussels, 2017.
- [20] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008, Roma: Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 2009.
- [21] G. Andreotti, F. Graziotti & G. Magenes, "Detailed micro-modelling of the direct shear tests of brick masonry specimens : The role of dilatancy," *Engineering Structures*, vol. 168, pp. 929-949, 01 August 2018.

- [22] Χ. Σπανός, Μ. Σπιθάκης & Κ. Τρέζος, ΠΡΑΚΤΙΚΑ - ΔΙΔΑΚΤΙΚΑ ΕΓΧΕΙΡΙΔΙΑ. ΜΕΘΟΔΟΙ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΤΟΠΟΥ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ, ΑΘΗΝΑ: ΤΕΕ - ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΘΩΡΑΚΙΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ - ΟΜΑΔΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ ΠΙ-3, 2001.
- [23] Μονάδα Έρευνας ΙΤΣΑΚ, ΟΑΣΠ, "Σεισμός 6,6 της 21/07/2017 - Προκαταρκτική Έκθεση," ΙΤΣΑΚ, Θεσσαλονίκη, 2017.
- [24] Χ. Παπαδόπουλος & Χ. Βαχλιώτης, "Στρατηγικές για την αντισεισμική προστασία των μνημείων," BAULAB-DOMOS, Αθήνα, 2009.
- [25] M. Berti, L. Salvatori, M. Orlando & P. Spinelli, "Unreinforced masonry walls with irregular opening layouts: reliability of equivalent-frame modelling for seismic vulnerability assessment," *Bull Earthquake Engineering*, pp. 1213-1239, 26 August 2016.
- [26] S. Lagomarsino, A. Penna, A. Galasco & S. Cattari, "TREMURI program : An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings," *Engineering Structures*, pp. 1787-1799, 02 August 2013.
- [27] A. Penna, S. Lagomarsino & A. Galasco, "A nonlinear macroelement model for the seismic analysis of masonry buildings," *EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS*, pp. 159-179, 22 July 2013.
- [28] S.T.A. DATA TEORIA IN PRATICA, 3muri User manual Version 11.4.0, Torino, Italy: S.T.A. DATA srl, 2018.
- [29] CEN - European Committee for Standardization, "Eurocode 8: Design of Structures for earthquake resistance Part 3: Assessment and retrofitting of buildings," The European Union, Brussels, 2005.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

ΜΕΛΕΤΗ ΔΟΜΗΤΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑΤΟΣ ΠΑΤΗΤΗΡΙΟΥ ΣΤΟΝ ΑΝΑΓΚΑΣΤΙΚΟ
ΣΥΝΕΤΑΙΡΙΣΜΟ "ΜΑΡΚΟ" ΣΤΟ ΜΑΡΚΟΠΟΥΛΟ ΜΕΣΟΓΑΙΑΣ



ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ

ΜΑΡΚΟΠΟΥΛΟ ΜΕΣΟΓΑΙΑΣ

Οκτώβριος 2019

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας Τεχνικής Έκθεσης είναι η αποτίμηση της στατικής και αντισεισμικής επάρκειας του συγκροτήματος πατητηριού στον Αναγκαστικό Συνεταιρισμό "ΜΑΡΚΟ", στο Μαρκόπουλο Αττικής.

Ο Αναγκαστικός Συνεταιρισμός "ΜΑΡΚΟ" ιδρύθηκε το 1914 και την ίδια χρονιά ξεκίνησαν οι εργασίες ανέγερσης των κτηρίων τα οποία αποτιμώνται στο παρόν τεύχος. Τα κτήρια λειτουργούν εδώ και πάνω από έναν αιώνα και θεωρήθηκε εύλογη η διαδικασία της δομητικής αποτίμησής τους.

Η αποτύπωση του κτηριακού συγκροτήματος έγινε στο μέτρο που εξυπηρέτησε την διαμόρφωση ενός αξιόπιστου χωρικού προσομοιώματος. Τα σχέδια της αποτύπωσης που δημιουργήθηκαν με την Εκπαιδευτική Έκδοση του λογισμικού AutoCAD 2018 της εταιρείας AUTODESK Inc. παρατίθενται στο τέλος του παρόντος τεύχους.

Για την ανάλυση του χωρικού προσομοιώματος χρησιμοποιήθηκε η Εκπαιδευτική Έκδοση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων SOFiSTiK FEA 2018. Διενεργήθηκε αρχικά Ιδιομορφική ανάλυση του χωρικού προσομοιώματος για να εξακριβωθεί η φυσική προδιάθεση ταλάντωσης του συγκροτήματος. Ακολούθως διενεργήθηκε Ελαστική Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση. Ο έλεγχος των φερουσών τοιχοποιιών έγινε σε όρους τάσεων ενώ ο έλεγχος των επιφανειακών στοιχείων Ω/Σ έγινε συγκρίνοντας τους απαιτούμενους με τους υφιστάμενους οπλισμούς. Στο τέλος του παρόντος τεύχους παρατίθεται η αναφορά όπως δημιουργήθηκε αυτόματα από το λογισμικό η οποία αφορά τα φορτία της κατασκευής, τις μέγιστες εφελκυστικές και θλιπτικές τάσεις που αναπτύχθηκαν στις φέρουσες τοιχοποιίες από την Ελαστική Ανάλυση και τους απαιτούμενους οπλισμούς των επιφανειακών στοιχείων Ω/Σ .

Στο τελευταίο μέρος της Τεχνικής Έκθεσης παρουσιάζεται μία δέσμη προτεινόμενων επεμβάσεων όπως αυτές χρησιμοποιούνται ευρέως σε κάθε εφαρμογή επισκευής/ενίσχυσης κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία καθώς και οι αντίστοιχες Ελληνικές Τεχνικές Προδιαγραφές.

SUMMARY

The subject of this Technical Report is to present the assessment of the resistance to seismic and static loading of the Wine Press Building Complex of the Statutory Partnership of Vine Growers "MARKO", at Markopoulon, Attica.

The Statutory Partnership of Vine Growers "MARKO" was founded at 1914 and at the same year the erection of the building complex under examination started. Since the buildings are operational for over a century, it is considered logical to assess their resistance.

The preparation of drawings for the existing building complex under examination was made under the condition of creating a reliable 3D model. The set of drawings was prepared through the Educational Version of AutoCAD 2018 of AUTODESK Inc. and is presented at the end of this report.

For the analysis of the 3D model it was used the Educational version of the software package SOFiSTiK FEA 2018. At first a Modal Analysis is performed in order to view the eigenmodes of the building complex. Secondly a Linear Elastic Analysis is performed. Through the Linear Elastic Analysis the maximum compressive and tensile stresses of the bearing masonry are calculated and compared to its mechanical properties. Also the requisite bending reinforcement is calculated and compared to the existing one. At the end of this report the results of the Linear Elastic analysis are presented in picture format as prepared automatically from the software.

At the last section of this report a group of interventions is presented according to the common practice for buildings made from pre - Modern bearing masonry accompanied with the Hellenic Standard Technical Specifications for these interventions.

Ευχαριστίες

Σε αυτό το μέρος θα ήθελα να εκφράσω τόσο τις ευχαριστίες, όσο και την ευγνωμοσύνη για την βοήθεια σε αυτό το πόνημα στους Θεοφανώ Σκοπελίτου, Νένα Τιλκερίδη, Ιωάννη Γιάννη "Τζάνο", στο Δ.Σ. του Αναγκαστικού Συνεταιρισμού "ΜΑΡΚΟ" και ιδιαίτερα στους κυρίους Κωνσταντίνο Νικολάου και Σωτήριο Αλλαγιάννη, στον Δημήτριο Νικολάου, στον Σταμάτιο Δράκο και στον Νικόλαο Λιάγκη. Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω την SOFISTIK Hellas για την παροχή βοήθειας στην απόκτηση της Εκπαιδευτικής Έκδοσης του Λογισμικού Πεπερασμένων Στοιχείων **SOFISTIK FEA 2018**. Ακόμα ένα μεγάλο ευχαριστώ αξίζει στον επιβλέποντα την διπλωματική εργασία Κο Χρίστο Παπαδόπουλο για την καθοδήγηση στην χρήση του λογισμικού. Το παρόν τεύχος με τα σχέδια και τις αναλύσεις που επισυνάπτονται έχει πληροφοριακό/μη κερδοσκοπικό χαρακτήρα.

Ιωάννης Χασιώτης

Μαρκόπουλο Μεσογαίας, Αττική

Οκτώβριος 2019

Για τους Σταμάτιο Δημ. Μεθενίτη και Νικήτα Νικ. Λέκκα.

***Για τον Αναγκαστικό Συνεταιρισμό "ΜΑΡΚΟ" που είχε πάντα ένα μεροκάματο στο
εμφιαλωτήριο ή στον τρύγο για αυτούς που το είχαν ανάγκη.***

Πίνακας Περιεχομένων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1 Ιστορικό του Α.Σ. ΜΑΡΚΟ και του συγκροτήματος πατητηριού	1
1.2 Στόχος Μελέτης	2
1.3 Μεθοδολογία	3
1.4 Παραδοχές & Κανονισμοί	3
1.4.1 Παραδοχές.....	4
1.4.2 Κανονισμοί	4
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ-ΙΣΤΟΡΙΚΟ-ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ	4
2.1 Περιγραφή του συγκροτήματος κτηρίων	4
2.2 Η Σεισμική Συμπεριφορά του Συγκροτήματος.....	6
2.3 Παθολογία του Συγκροτήματος	6
2.3.1 Παθολογία των Κτηρίων και των Δεξαμενών.....	6
2.3.2 Παθολογία της Στέγης.....	10
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3. ΤΑΥΤΟΠΟΙΗΣΗ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΔΟΜΗΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ .	12
3.1 Δομικά Στοιχεία Θεμελίωσης	12
3.2 Κατακόρυφα Φέροντα Στοιχεία.....	12
3.3 Οριζόντια Φέροντα Στοιχεία	15
3.4 Κεραμοσκεπές.....	16
3.5 Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών κατασκευής.....	18
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4. ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ	20
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5. ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	22
5.1 Φορτία Στεγών.....	22
5.2 Σεισμός Σχεδιασμού.....	24
5.3 Συνδυασμοί Δράσεων	24
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6. ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ – ΔΟΜΗΤΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ	24
6.1 Ιδιομορφική Ανάλυση – Eigenvalue Analysis	24
6.2 Ελαστική Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση – Linear Elastic Analysis.....	28
6.3 Ανάλυση των αποτελεσμάτων	32
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7. ΔΕΣΜΗ ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΩΝ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ	34
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	36
ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΗΣ ΑΠΟΤΥΠΩΣΗΣ ΤΟΥ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑΤΟΣ & ΤΗΣ ΑΝΑΦΟΡΑΣ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ SOFiStiK FEA 2018	37

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1. Ιστορικό του Α.Σ. ΜΑΡΚΟ και του συγκροτήματος πατητηριού

Ο Αναγκαστικός Συνεταιρισμός "ΜΑΡΚΟ" [**Εικόνα 1.1**], όπως ονομάστηκε με την ιδρυτική του πράξη στις 26 Οκτωβρίου του 1914 σαν συνέχεια της τελευταίας "Κοινοτικής Επιτροπής" ήταν ο κύριος αναπτυξιακός παράγοντας της περιοχής του Μαρκοπούλου στις αρχές του προηγούμενου αιώνα. Αυτό έγινε πράξη μέσα από την εκβιομηχάνιση της επεξεργασίας των σταφυλιών, την ρύθμιση της αγοράς γλεύκους και την χρηματοδότηση έργων κοινής ωφέλειας μέσω των κερδών του, όπως ήταν η εγκατάσταση των αλωνιστικών μηχανών, η ύδρευση του χωριού μέσω διάνοιξης φρεάτων και γεωτρήσεων και κατασκευής δικτύου διανομής νερού, η διάνοιξη του δρόμου προς Πόρτο Ράφτη, ο ηλεκτροφωτισμός με τα ηλεκτροπαραγωγά ζεύγη που στεγάζονταν στον χώρο του σημερινού μικρού εμφιαλωτηρίου, η κατασκευή του Β' Δημοτικού σχολείου, η διαχείριση των βοσκοτόπων, η συλλογή των μισθωμάτων από τους κτηνοτρόφους, κ.λπ. [1]. Στην κοινωνική του συμβολή πέραν των παραπάνω αναφερομένων, ο Συνεταιρισμός έπαιξε τον καθοριστικότερο ρόλο με τη διανομή του "Κτήματος Βραυρώνος" στους περισσότερους άπορους κατοίκους του Μαρκοπούλου.



Εικόνα 1.1 Οι εγκαταστάσεις του Α.Σ. ΜΑΡΚΟ. Στα αριστερά της Εικόνας φαίνεται το κτήριο που στέγαζε τα ηλεκτροπαραγωγά ζεύγη, στο κέντρο το παλιό ζυγιστήριο και στα δεξιά το συγκρότημα πατητηριού (Φωτό, Ιστορικό Αρχείο Α.Σ. "ΜΑΡΚΟ").

Το συγκρότημα βρίσκεται δυτικά της κεντρικής πλατείας Μαρκοπούλου επί της οδού Ιωάννη Πρίφτη και κατασκευάστηκε το έτος 1914 [**Εικόνα 1.2**]. Παραπλεύρως του πατητηριού και κατά το ίδιο έτος κατασκευάστηκαν οι πρώτες δεξαμενές από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα χωρητικότητας περίπου 1000 τόνων για την αποθήκευση του γλεύκους. Το Ωπλισμένο Σκυρόδεμα εκείνη την εποχή ήταν ακόμα ένα υλικό μη ευρέως διαδεδομένο και πιθανόν η χρήση του έγινε μέσω της τεχνογνωσίας της "**Ελληνικής Εταιρείας Οίνων και Οινοπνευμάτων**" της μετέπειτα "**ΒΟΤΡΥΣ**", που ήταν βασικός αγοραστής του γλεύκους. Αξίζει να σημειωθεί πως οι πρώτες κατασκευές από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα στον Ελλαδικό χώρο κατασκευάστηκαν περίπου το 1904 και ήταν δύο γέφυρες στον Κηφισό ενώ το πρώτο οικοδομικό έργο ήταν η οικία Αλέξανδρου Αφεντούλη γωνία Κολοκοτρώνη και Σταδίου το 1907 [2]. Αυτό καταδεικνύει την χρήση του Ω/Σ ως καινοτόμου υλικού στην ανέγερση του συγκροτήματος πατητηριού. Αυτές οι δεξαμενές είναι πλέον ανενεργές και έχουν αντικατασταθεί από σύγχρονες ανοξείδωτες δεξαμενές.



Εικόνα 1.2 Γενική κάτοψη των εγκαταστάσεων του Αναγκαστικού Συνεταιρισμού "ΜΑΡΚΟ" στο Μαρκόπουλο Αττικής. Με κίτρινο περίγραμμα σημειώνεται η κάτοψη του συνόλου των εγκαταστάσεων ενώ με κόκκινο περίγραμμα σημειώνεται το συγκρότημα πατητηριού (Google Earth Pro, 2019).

Από τις εγκαταστάσεις που ανεγέρθηκαν το 1914 παραμένουν έως και σήμερα [Εικόνα 1.3] ο χώρος του πατητηριού που στεγάζει τα σταφυλοποιεστήρια με τη δίρριχτη κεραμοσκεπή, το συγκρότημα των τεσσάρων δεξαμενών Ω/Σ βορείως του πατητηριού με το ψυκτικό συγκρότημα, το συγκρότημα των τριών από τις έξι δεξαμενές Ω/Σ νοτίως του πατητηριού, ο χώρος του παλαιού μηχανοστασίου με τη μονόριχτη κεραμοσκεπή, ο χώρος του παλαιού χημείου όπως και το δωμάτιο που στεγάζει το πηγάδι.



Εικόνα 1.3 Κάτοψη του συγκροτήματος πατητηριού. Ο Βορράς είναι στα αριστερά της εικόνας (Google Earth Pro, 2019).

1.2. Στόχος Μελέτης

Η μελέτη μέσω της αποτύπωσης του φέροντος οργανισμού του συγκροτήματος των κτηρίων αποσκοπεί στην αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας τους. Στην παρούσα τεχνική έκθεση παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης του υφιστάμενου συγκροτήματος κτηρίων ενώ στο τελευταίο μέρος της παρουσιάζονται προτάσεις επεμβάσεων ώστε να αναβαθμιστεί η φέρουσα ικανότητα του συγκροτήματος. Το κτηριακό συγκρότημα αποτιμήθηκε στην προ βλαβών κατάσταση.

1.3. Μεθοδολογία

Για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του συγκροτήματος κτηρίων, μορφώθηκε χωρικό προσομοίωμα στο οποίο εφαρμόστηκε η ελαστική ισοδύναμη στατική μέθοδος με καθολικό συντελεστή συμπεριφοράς q ανεξαρτήτως Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων χρησιμοποιώντας τις μέσες τιμές των υλικών κατασκευής και αναλύθηκε μέσω της Εκπαιδευτικής έκδοσης του λογισμικού Πεπερασμένων Στοιχείων **SOFISTIK FEA 2018**.

1.4. Παραδοχές & Κανονισμοί

1.4.1 Παραδοχές

ΥΛΙΚΑ	
Λιθοδομή	βλ. §3.5
Οπτοπλινθοδομή	βλ. §3.5
Σκυρόδεμα	C 12/15
Χάλυβας Οπλισμών	St I/S 220
Δομικός Χάλυβας	St33
Ξύλο	C 14
ΦΟΡΤΙΑ	
Μόνιμες Δράσεις	
Ειδικό Βάρος Ωπλισμένου Σκυροδέματος	25 kN/m ³
Ειδικό Βάρος Λιθοδομής	19 kN/m ³
Ειδικό Βάρος Οπτοπλινθοδομής	18 kN/m ³
Ειδικό Βάρος Χάλυβα	78,5 kN/m ³
Εγκατάσταση Ψυκτικού Συγκροτήματος	
Ψυκτικό Μηχάνημα	12,50kN
Δεξαμενή Προπυλενογλυκόλης	7,00kN
Επικάλυψη στεγών (τεγίδες, σανίδωμα, κεραμίδια)	1,0 kN/m ²
Μεταβλητές Δράσεις	
Συντελεστής Μεταβλητών Δράσεων ψ_2	0,30
Ωφέλιμο μη βατών δωματίων	1,0 kN/m ²
Χιόνι	1,0 kN/m ²
Σεισμός	
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I
Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους	0,16 g
Σπουδαιότητα Κτιρίου	$\Sigma 2/\gamma=1,00$
Κατηγορία Εδάφους	B
Συντελεστής Εδάφους	1,20
Συντελεστής Φασματικής Ενίσχυσης	$\beta_0 = 2,50$
Συντελεστής Συμπεριφοράς Τοιχοποιίας	$q=1,50$

1.4.2 Κανονισμοί

EN 1991-1-1:2002

(Actions on structures)

EN 1998-1:2004

(General rules, seismic actions and rules for buildings)

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

(**ΚΑΝ.ΕΠΕ.**, ΦΕΚ 2984/Β/30-08-2017)

ΚΑΔΕΤ (Σχέδιο 1. Μάρτιος 2019)

(Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας)

NTC 2008

Norme Tecnica per le costruzioni (2008)

Το παρόν τεύχος αποτελεί μέρος της διπλωματικής εργασίας του φοιτητή Ιωάννη Χασιώτη στο πλαίσιο ΜΔΕ στο Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ-ΙΣΤΟΡΙΚΟ-ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ

2.1. Περιγραφή του συγκροτήματος κτηρίων

Το κυρίως κτήριο των σταφυλοποιεστηρίων αναπτύσσεται σε ορθογωνική κάτοψη με διεύθυνση Ανατολή – Δύση [**Εικόνα 2.1**]. Το κτήριο σε όψη μορφώνεται ως οιονεί διώροφος φορέας με κατακόρυφα φέροντα στοιχεία από τοιχοποιία με φυσικά και τεχνητά τοιχοσώματα και δිරριχτη κεραμοσκεπή με βυζαντινό κεραμίδι. Η άνω παρειά των πλακών Ω/Σ των δεξαμενών καθορίζει την οιονεί άνω στάθμη του πατητηριού. Οι φέρουσες τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους είναι τρίστρωτες ενώ οι οπτοπλινθοδομές είναι μπατικές. Τα πρέκια των παραθύρων στη στάθμη ορόφου μορφώνονται ως δοκοί Ω/Σ με κρέμαση περί τα 30cm. Το ανώφλι της κυρίας εισόδου στην δυτική όψη του κτηρίου [**Εικόνα 2.1**] μορφώνεται από διπλή δοκό ΙΡΕ140 με εγκάρσιες σχιστόπλακες (τύπου Καρύστου). Το παράθυρο κάτω από το λογότυπο του Συνεταιρισμού στη Δυτική όψη μορφώνεται ως αψίδα οπτοπλινθοδομής από συμπαγείς οπτόπλινθους. Το ανώφλι της εισόδου στην Ανατολική όψη μορφώνεται ως δοκός Ω/Σ διαστάσεων 48cm x 28cm που εδράζεται σε υποστύλωμα Ω/Σ στην νότια παρειά, διαστάσεων 48cm x 20cm και στην φέρουσα λιθοδομή στη βόρεια παρειά. Το παράθυρο της Ανατολικής όψης μορφώνεται ως αψίδα οπτοπλινθοδομής από συμπαγείς οπτόπλινθους.



Εικόνα 2.1 Δυτική όψη. Κύρια είσοδος στον χώρο των σταφυλοποιεστηρίων. Το πλαίσιο πάνω από την κύρια είσοδο αποτελεί κομμάτι της πλαίσιακής κατασκευής Ω/Σ που στέγαζε τις μεταλλικές σταφυλοδόχους που έχουν πλέον αφαιρεθεί.

Το παλαιό μηχανοστάσιο [**Εικόνα 2.2**] αναπτύσσεται επίσης σε ορθογωνική κάτοψη με κύρια διεύθυνση Βορρά – Νότο. Μορφώνεται ως οιονεί διώροφος φορέας με μονόριχτη ξύλινη κεραμοσκεπή με βυζαντινό κεραμίδι. Ο ανατολικός τοίχος αποτελείται από τα τοιχεία Ω/Σ των δεξαμενών έως την άνω στάθμη της πλάκας και από την μπατική οπτοπλινθοδομή της ανωδομής. Τα πρέκια των παραθύρων στην Ανατολική παρειά μορφώνονται από διπλή ξύλινη δοκό διαστάσεων περίπου 5.5cm x 5.5cm και εγκάρσια τοποθετημένο συμπαγή οπτόπλινθο. Ο δυτικός τοίχος αποτελεί συνέχεια του δυτικού τοίχου του πατητηριού ως τρίστρωτη λιθοδομή. Τα ανοίγματα που υπήρχαν [**Εικόνα Εξώφυλλου**] έχουν πληρωθεί με σύμμικτη δόμηση και τα πρέκια των ανωφλίων που μορφώνονται από διπλή δοκό τύπου ΙΡΕ με εγκάρσια τοποθετημένη σχιστόπλακα έχουν παραμείνει ενσωματωμένα στην τοιχοποιία.



Εικόνα 2.2 Στα αριστερά φαίνεται το μικρό χημείο, στο κέντρο το παλαιό μηχανοστάσιο και δεξιά ο χώρος των σταφυλοπιεστηρίων. Όπισθεν του μικρού χημείου είναι το δωμάτιο του πηγαδιού.

Το μικρό χημείο [Εικόνα 2.2] αναπτύσσεται σε τετραγωνική κάτοψη και είναι κατασκευασμένο από φέρουσα οπτοπλινθοδομή και λιθοδομή. Η οροφή του είναι πλάκα Ω/Σ που χωρίζεται σε δύο μέρη από χαλύβδινη δοκό τύπου ΙΡΕ180. Η πλάκα που εδράζεται στην οπτοπλινθοδομή έχει πάχος περίπου 12 cm, ενώ η πλάκα που εδράζεται στη λιθοδομή έχει πάχος περίπου 16 cm. Τα πρέκια των παραθύρων του Χημείου μορφώνονται από διπλή δοκό τύπου ΙΡΕ80 και εγκάρσια τοποθετημένο συμπαγή οπτόπλινθο.

Το δωμάτιο του πηγαδιού [Εικόνα 2.2] είναι κατασκευασμένο από τρίστρωτη λιθοδομή και η στέγη του είναι συνέχεια της μονόριχτης κεραμοσκεπής του παλαιού μηχανοστασίου.

Οι μη φέροντες τοίχοι που διαχωρίζουν το δωμάτιο του πηγαδιού από το μικρό χημείο είναι μεταγενέστερης κατασκευής και αποτελούνται από κεραμικές δρομικές οπτοπλινθοδομές.

Οι φυσικοί δομικοί λίθοι που έχουν χρησιμοποιηθεί σε όλες τις λιθοδομές είναι ασβεστολιθικής προέλευσης. Οι συνθέσεις των κονιαμάτων έχουν ως κύριο συνδετικό υλικό την υδράσβεστο και το τσιμέντο. Τα περιεχόμενα αδρανή των κονιαμάτων είναι φυσικής προέλευσης (ποταμίσις άμμος) όπως φαίνεται από το σφαιρικό σχήμα των κόκκων των αδρανών.

Οι δεξαμενές Ω/Σ του συγκροτήματος αποτελούνται από περιμετρικά και εγκάρσια τοιχώματα καθαρού πάχους περίπου 20~22cm και πλάκες στέγασης πάχους περίπου 12cm. Μέχρι και τα μέσα περίπου της δεκαετίας του 1980 ήταν λειτουργικές.

2.2. Η Σεισμική Συμπεριφορά του Συγκροτήματος

Το συγκρότημα του πατητηριού έχει δείξει λίαν ικανοποιητική συμπεριφορά στους μεγάλους σεισμούς που έπληξαν την Αττική, στις 24 Φεβρουαρίου 1981 με μέγεθος 6.7 της κλίμακας Richter και επίκεντρο τον κόλπο των Αλκυονίδων στον Κορινθιακό κόλπο, στις 7 Σεπτεμβρίου 1999 με μέγεθος 5.9 της κλίμακας Richter και επίκεντρο την Πάρνηθα και στις 19 Ιουλίου 2019 με μέγεθος 5.3 της κλίμακας Richter και επίκεντρο τον ορεινό όγκο της Μαγούλας.

Σύμφωνα με τις μαρτυρίες των υπαλλήλων του, μετά τους σεισμούς δεν παρατηρήθηκαν βλάβες ικανές να διακόψουν την λειτουργία του συγκροτήματος ή που απαιτήσαν εργασίες επισκευών ή/και ενισχύσεων.

2.3. Παθολογία του Συγκροτήματος

2.3.1 Παθολογία των κτηρίων και των δεξαμενών

Η παθολογία του συγκροτήματος οφείλεται κατά το μεγαλύτερο ποσοστό στην απομείωση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών (προϊόντος του χρόνου) σε συνδυασμό με το διαβρωτικό περιβάλλον που δημιουργείται από τα προϊόντα απολύμανσης με βάση το χλώριο και τα φυσικά οξέα που υπάρχουν στο γλεύκος και τον οίνο.

Οι αποσαθρώσεις στα σκυροδέματα είναι εντονότερες στην εξωτερική πλευρά των δεξαμενών [**Εικόνα 2.3**]. Σε αντίθεση η εσωτερική πλευρά είναι πιο προστατευμένη από την περίοδο κατασκευής τους λόγω της επικάλυψης με πατητή τσιμεντοκονία πάχους περίπου 1 cm για την αδιαβροχοποίηση των τοιχίων και της περαιτέρω προστασία τους μετά την εφαρμογή στρώσεων εποξειδικής ρητίνης τη δεκαετία του 1980. Στα σημεία που αποκαλύφθηκαν οι οπλισμοί, η επικάλυψη του οπλισμού μετρήθηκε περίπου στα 2cm.

Αξίζει να σημειωθεί πως ακόμα και μετά τον σεισμό του 1981, που οι δεξαμενές Ω/Σ ήταν ακόμα σε λειτουργία, δεν είχε παρατηρηθεί απώλεια του υγρού περιεχομένου τους παρότι ήταν ήδη σε λειτουργία για 67 έτη.



Εικόνα 2.3 Εκτίναξη επικάλυψης σκυροδέματος στο εξωτερικό τοίχιο δεξαμενής λόγω διάβρωσης του οπλισμού.

Τα πρέκια των ανοιγμάτων που μορφώνονται με διπλή χαλύβδινη δοκό τύπου ΙΡΕ και σχιστόπλακες παρουσιάζουν έντονη διάβρωση λόγω έκθεσης στις περιβαλλοντικές συνθήκες και ελλιπούς συντήρησης [**Εικόνα 2.4**].



Εικόνα 2.4 Ανώφλι κυρίας εισόδου στη Δυτική όψη του συγκροτήματος. Διπλό ΙΡΕ 140 με σχιστόπλακες. Είναι εμφανής ο αποχρωματισμός του χάλυβα λόγω οξειδωσης.

Οι περιορισμένες αποκαλύψεις έδειξαν πως τα τοιχοσώματα, φυσικά και τεχνητά παρουσιάζουν ικανοποιητική ανθεκτικότητα χωρίς την εμφάνιση αποφλοιώσεων ή ρηγματώσεων. Το κονίαμα της λιθοδομής παρουσιάζει ήπιες αποσαθρώσεις και απομείωση αντοχής. Τα αδρανή του κονιάματος είναι φυσικής προέλευσης (ποταμίσια άμμος – κροκαλοπαγή αδρανή) [**Εικόνα 2.5**].



Εικόνα 2.5 Αποκάλυψη λιθοδομής στον τοίχο του πηγαδιού, από φυσικούς μη λαξευμένους λίθους.

Η απομείωση των μηχανικών χαρακτηριστικών των επιχρισμάτων σε συνδυασμό με την μη ύπαρξη πρώτης στρώσης (Πεταχτό), έχει οδηγήσει σε αποκόλληση του επιχρίσματος στο δωμάτιο του μικρού χημείου που μπορεί να αφαιρεθεί χειρωνακτικά χωρίς μηχανικά μέσα [**Εικόνα 2.6**]. Επίσης σε αρκετά σημεία της λιθοδομής προϋπήρχε χρωματισμός με υδράσβεστο πριν την εφαρμογή του επιχρίσματος, γεγονός που μείωσε την πρόσφυση του επιχρίσματος στην τοιχοποιία.



Εικόνα 2.6 Έντονες αποκολλήσεις του επιχρίσματος στο παλιό χημείο. Είναι εμφανής η φέρουσα μπατική οπτοπλινθοδομή όπως και το πρέκι του παραθύρου από χαλύβδινη δοκό τύπου IPE 80.

Πιθανόν λόγω οριζόντιας σεισμικής φόρτισης, παρατηρούνται οριζόντιες ρωγμές στη στάθμη έδρασης των ξύλινων ζευκτών στον χώρο του πατητηριού τόσο στη βόρεια όσο και στη νότια πλευρά, που όμως δεν είναι διαμπερείς [**Εικόνα 2.7**].



Εικόνα 2.7 Οριζόντια ρωγή στην μπατική οπτοπλινθοδομή του πατητηριού στη στάθμη στήριξης των ζευκτών.

Τα εκατέρωθεν ανοίγματα στον Ανατολικό τοίχο του πατητηριού που χρησιμεύουν στη διέλευση του κοχλία των στεμφύλων μέσα από την λιθοδομή, έχουν κατασκευαστεί χωρίς την προσθήκη πρεκίου βασιζόμενα στην αλληλεμπλοκή των τοιχοσωμάτων [**Εικόνα 2.8**]. Επίσης η λιθοδομή του Ανατολικού και του Δυτικού τοίχου του πατητηριού είναι απλώς εδραζόμενη επί των τοιχίων Ω/Σ των δεξαμενών χωρίς πλευρική εξασφάλιση.

Το παρόν τεύχος αποτελεί μέρος της διπλωματικής εργασίας του φοιτητή Ιωάννη Χασιώτη στο πλαίσιο ΜΔΕ στο Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής



Εικόνα 2.8 Διέλευση κοχλίας από τη λιθοδομή χωρίς την ύπαρξη πρεκτιού στο άνοιγμα.

Το σκυρόδεμα δαπέδου στον χώρο των σταφυλοπιεστηρίων παρουσιάζει ρηγματώσεις (thermal cracking) υπό γωνία περίπου 45° σε θέσεις επαφής των αρμών διακοπής σκυροδέτησης όπως και περιμετρικώς των ανοιγμάτων στο δάπεδο (πουρλάκια γλεούκους) [Εικόνα 2.9]. Με την εισροή του γλεούκους που περιέχει φυσικά οξέα όπως και των προϊόντων απολύμανσης με βάση το χλώριο εντός των ρηγματώσεων κατά την περίοδο λειτουργίας του πατητηριού, αναμένεται διάβρωση του χαλύβδινου οπλισμού με συνεπακόλουθη αποδιοργάνωση του περιβάλλοντος σκυροδέματος.



Εικόνα 2.9 Ρηγματώσεις στα δάπεδο σκυροδέματος του πατητηριού.

2.3.2 Παθολογία της Στέγης

Η απομείωση της αντοχής του ξύλου των ζευκτών αποτελεί την αιτία της βύθισης της στέγης [Εικόνα 2.10] σε συνδυασμό με τις μικρές διατομές ξύλινων μελών που αποτελούν μέρος των ζευκτών. Αυτό είναι προφανές και από το βέλος κάμψης που έχουν υποστεί οι



Εικόνα 2.10 Βύθιση της δόριχτης στέγης του πατητηριού.

ελκυστήρες των ζευκτών και οφείλεται σε ερπυσμό λόγω μακροχρόνιας δράσης του ίδιου βάρους αλλά και σε ρηγματώσεις στις ξύλινες διατομές των μελών. Περαιτέρω επιβάρυνση προκαλεί η απουσία ικανού αριθμού μεταλλικών συνδέσμων μεταξύ των ξύλινων μελών των ζευκτών. Η σύνδεση γίνεται μέσω απλής έδρασης εντός εντορμιών ενώ υφίστανται μεταλλικοί σύνδεσμοι μόνο στις συνδέσεις των αμειβόντων με τον ελκυστήρα όπως και του ορθοστάτη με τον ελκυστήρα που όμως δεν λειτουργεί. Δεν υφίσταται περιμετρικό διάζωμα οποιασδήποτε φύσεως στη στάθμη έδρασης των ξύλινων ζευκτών. Είναι εμφανής ο αποχρωματισμός των ξύλινων τμημάτων της στέγης [Εικόνα 2.11] που έχει προέλθει από την εισροή βρόχινου νερού μέσω κατεστραμμένων κεραμιδιών και αυτό συντείνει στην απομείωση της διαφραγματικής λειτουργίας της κεραμοσκεπής σε συνδυασμό με την απουσία αντιανέμιων συνδέσμων.



Εικόνα 2.11 Αποχρωματισμός ξύλινων μελών στέγης λόγω σήψης.

Η μη ύπαρξη ξύλινου ζευκτού που να εφάπτεται στα αετώματα της ανατολικής και δυτικής όψης του χώρου των σταφυλοπιεστηρίων [Εικόνα 2.12] κάνει μεγαλύτερη την ευαισθησία των αετωμάτων σε ενεργοποίηση τοπικού εκτός επιπέδου μηχανισμού καμπτικής αστοχίας υπό οριζόντια σεισμική διέγερση.



Εικόνα 2.12 Απουσία ζευκτού σε επαφή με το αέτωμα. Επίσης είναι εμφανής η απουσία διαζώματος στο αέτωμα. Διακρίνονται οι φάσεις κατασκευής της λιθοδομής.

Η εισροή βρόχινου νερού στον φορέα της κεραμοσκεπής του παλαιού μηχανοστασίου προκάλεσε την σήψη των τεγίδων της στέγης του, με αποτέλεσμα την αστοχία τους και την μερική κατάρρευση της κεραμοσκεπής [Εικόνα 2.13].



Εικόνα 2.13 Μερική κατάρρευση της μονόριχτης στέγης του παλαιού μηχανοστασίου.

3. Η ΤΑΥΤΟΠΟΙΗΣΗ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΔΟΜΗΤΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

3.1. Δομικά Στοιχεία Θεμελίωσης

Για την διερεύνηση της θεμελίωσης δεν έγιναν δοκιμαστικές τομές, αλλά με βάση την εργασία του Πολιτικού Μηχανικού Κου Κωνσταντίνου Καλαντζή για την κατασκευή της επέκτασης των δεξαμενών Ω/Σ κατά το έτος 1965 [3], μπορεί να θεωρηθεί το πάχος της κάτω πλάκας της δεξαμενής από 20~25cm. Στην μελέτη του 1965 προβλέπεται στρώση λιθοδέματος πάχους περίπου 80cm ως εξυγιαντική στρώση επί της οποίας θεμελιώνονται οι δεξαμενές. Όμως στις δεξαμενές Ω/Σ εκατέρωθεν του συγκροτήματος των ανοξείδωτων δεξαμενών είναι εμφανής η θεμελίωση επί λιθοδομής. Όσον αφορά την θεμελίωση των φερουσών λιθοδομών, σύμφωνα με την πρακτική εκείνης της εποχής κρίνεται λογικό να θεωρηθεί πως πρόκειται περί θεμελιολωρίδων λιθοδομής. Η ποιότητα του εδάφους σύμφωνα με μελέτες Πολιτικών Μηχανικών για νεόδμητες κατασκευές στην ευρύτερη περιοχή, μπορεί να καταταγεί στην Κατηγορία Β.



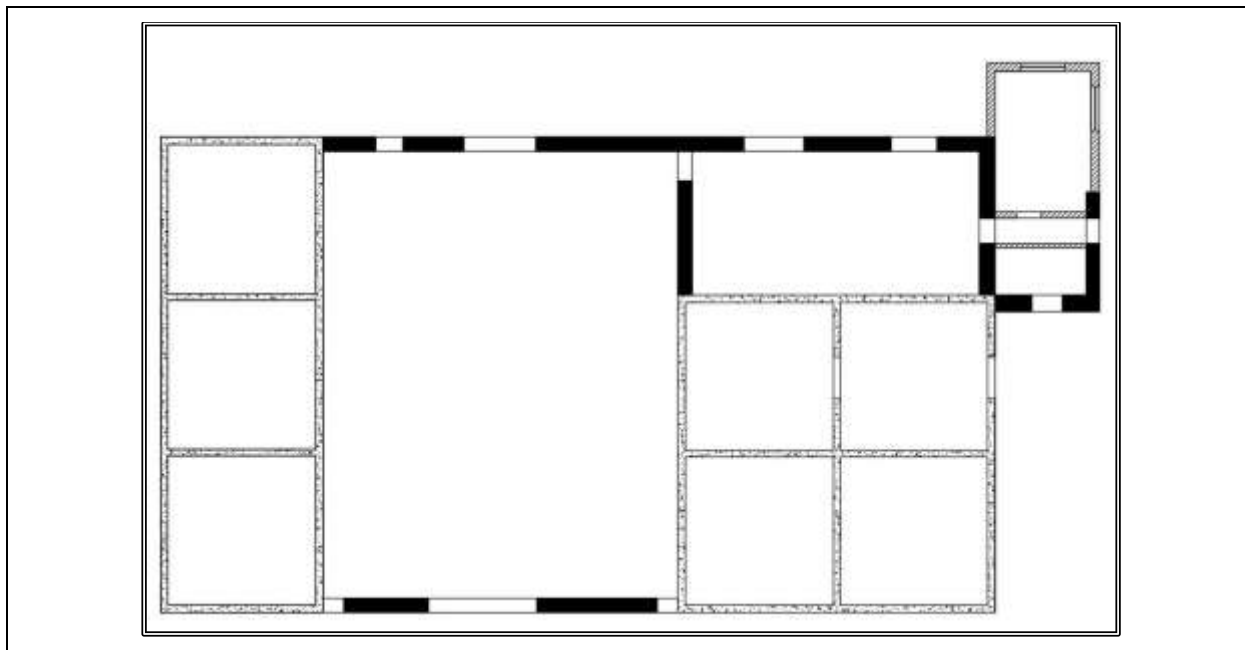
Εικόνα 3.1 Θεμελίωση δεξαμενής Ω/Σ επί λιθοδομής.

3.2. Κατακόρυφα Φέροντα Στοιχεία

Τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία αποτελούνται από τρίστρωτες λιθόδμητες τοιχοποιίες (three leaf masonry) [Εικόνα 3.4] καθαρού πάχους περίπου 45 cm και από μπατικές οπτοπλινθοδομές καθαρού πάχους 21cm και 25cm ανάλογα με τις διαστάσεις των οπτοπλίνθων [Εικόνες 3.5 & 3.6].

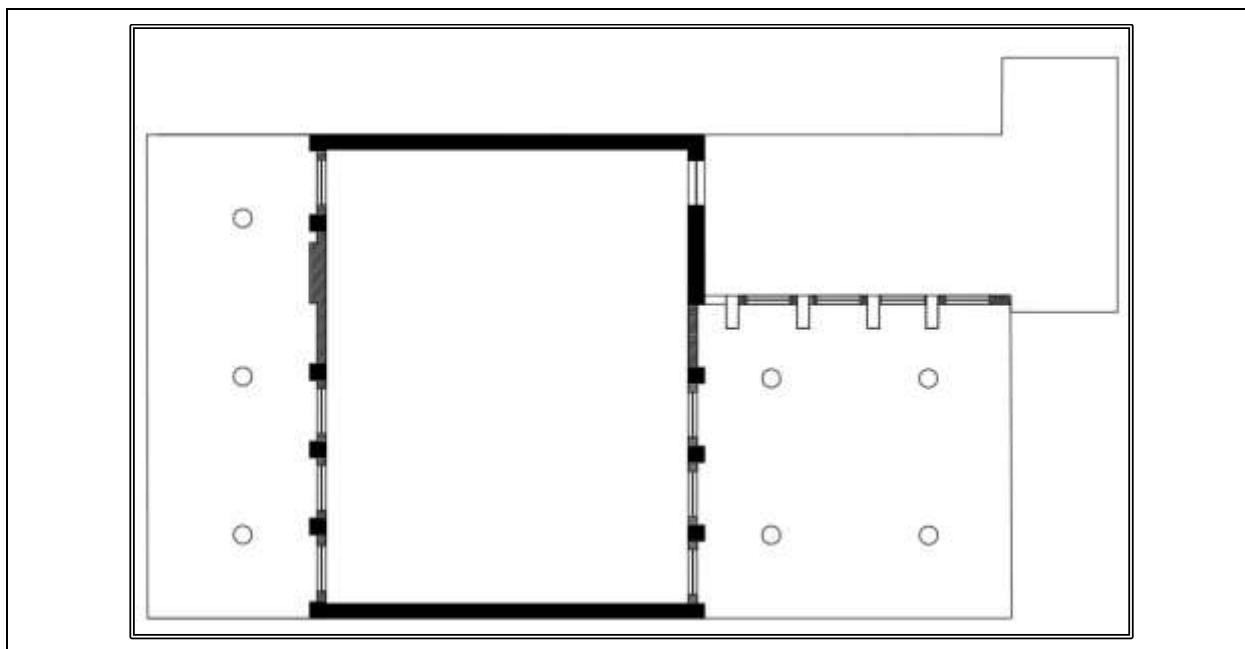
Στην Εικόνα 3.2 φαίνεται η κάτοψη των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων στη στάθμη Ισογείου. Με συμπαγές χρώμα σημειώνονται οι λιθοδομές, με διαγράμμιση σημειώνονται οι οπτοπλινθοδομές και με διάστιξη σημειώνονται τα τοιχεία Ω/Σ των δεξαμενών. Αξιοσημείωτο για την τεχνολογία της εποχής, είναι το γεγονός πως μετά την τοπογραφική αποτύπωση επιλεγμένων σημείων στο συγκρότημα, φάνηκε πως η υψομετρική διαφορά μεταξύ των

πλακών Ω/Σ εκατέρωθεν του πατητηριού είναι περίπου μόνο 1 cm. Η Ανατολική και Δυτική τοιχοποιία του πατητηριού έχουν κατασκευαστεί διαστρωματικά. Οι κατασκευαστικοί αρμοί διακοπής της τοιχοποιίας είναι ορατοί.



Εικόνα 3.2 Διάταξη κατακόρυφων φερόντων στοιχείων στη Στάθμη Ισογείου.

Στην **Εικόνα 3.3** φαίνεται η κάτοψη των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων στη στάθμη Ορόφου. Με συμπαγές χρώμα σημειώνονται οι λιθοδομές και με διαγράμμιση σημειώνονται οι μπατικές οπτοπλινθοδομές. Οι νευρώσεις στις οπτοπλινθοδομές αποτελούνται από υποστυλώματα λιθοδομής.



Εικόνα 3.3 Διάταξη κατακόρυφων φερόντων στοιχείων στη Στάθμη Ορόφου.

Τα τοιχώματα οπτοπλινθοδομής στον χώρο των σταφυλοπιεστηρίων στη στάθμη ορόφου είναι κατασκευασμένα από τον τύπο οπτόπλινθου της **Εικόνας 3.5**, όπως επίσης και τα τοιχώματα του παλαιού χημείου. Τα τοιχοσώματα της **Εικόνας 3.6** έχουν χρησιμοποιηθεί μόνο στην άνω στάθμη του ανατολικού τοίχου του μηχανουργείου. Η εσοχή στην μία εκ των

δύο παρειών του οπτόπλινθου σκαφοειδούς διατομής πιθανόν χρησίμευε για την αύξηση της πρόσφυσης με το συνδετικό κονίαμα. Το κονίαμα της οπτοπλινθοδομής παρουσιάζει μεγαλύτερη αντοχή σε σχέση με το κονίαμα της λιθοδομής όπως διαπιστώθηκε με τη χρήση χειρωνακτικών εργαλείων.



Εικόνα 3.4 Αποκάλυψη τρίστρωτης τοιχοποιίας από μη λαξευμένους λίθους ασβεστολιθικής προέλευσης.



Εικόνα 3.5 Συμπαγής οπτόπλινθος σκαφοειδούς διατομής διαστάσεων 25 x 11,5 x 6,5 cm.



Εικόνα 3.6 Συμπαγής οπτόπλινθος σκαφοειδούς διατομής διαστάσεων 21,5 x 11,5 x 6,5 cm.

Τα τοιχία των δεξαμενών είναι από σκυρόδεμα που μπορεί να καταταγεί στην κατηγορία C12/15 και ωπλισμένα με σχάρες χαλύβδινων ράβδων Φ12/12 κατηγορίας χάλυβα Stahl I σε δύο στρώσεις και έχουν καθαρό πάχος 20cm ή 22cm ανάλογα εάν πρόκειται για εσωτερικά ή εξωτερικά τοιχία αντίστοιχα [**Εικόνα 3.7**]. Τα αδρανή του σκυροδέματος είναι φυσικής προέλευσης και αυτό δικαιολογείται από το στρογγυλεμένο σχήμα τους όπως φαίνεται στα σημεία των αδιατάρακτων κοπών.



Εικόνα 3.7 Εσωτερικό Τοιχίο Ω/Σ. Στην αριστερή παρειά του είναι εμφανής η πατητή τσιμεντοκονία αδιαβροχοποίησης.

3.3. Οριζόντια Φέροντα Στοιχεία

Οι καλύψεις των δεξαμενών Ω/Σ μορφώνονται ως συμπαγείς τετραέριστες πλάκες σκυροδέματος, ωπλισμένες με σταυροειδή οπλισμό Φ12/15 όπως φαίνεται και στην αποκάλυψη [**Εικόνα 3.8**].



Εικόνα 3.8 Αποκάλυψη οπλισμών στην πλάκα στέγασης δεξαμενής Ω/Σ.

Εκτός από το ίδιο βάρος τους, φέρουν στρώση άοπλου σκυροδέματος μέσου πάχους περίπου 8cm, ενώ μόνο οι πλάκες των δεξαμενών βορείως του πατητηριού φέρουν επιπλέον φορτίο που είναι η μηχανολογική εγκατάσταση του ψυκτικού συγκροτήματος (βλ. Σχέδιο Κάτοψης Οροφών & Στεγών). Η πλάκα Ω/Σ που καλύπτει το παλαιό χημείο έχει δύο πάχη που καθορίζονται από τον τρόπο έδρασης τους στην χαλύβδινη δοκό τύπου IPE 180 που χωρίζει τον χώρο περίπου στη μέση. Η πλάκα προς την μεριά της αυλής έχει πάχος περίπου

12 cm και εδράζεται στο άνω πέλμα της δοκού IPE 180 και στην περιμετρική οπτοπλινθοδομή. Η πλάκα προς την μεριά του πηγαδιού εδράζεται εντός της δοκού IPE180 και στην περιμετρική λιθοδομή (φωλιές) και έχει πάχος περίπου 16 cm. Τα ανώφλια των θυρών μορφώνονται με διπλή χαλύβδινη δοκό τύπου IPE και σχιστόπλακες (τύπου Καρύστου) για την δημιουργία πρεκιού [**Εικόνα 3.9**].



Εικόνα 3.9 Ανώφλι ανοίγματος που συνδέει το παλιό μηχανοστάσιο με τον χώρο των σταφυλοπιεστηρίων.

Τα πρέκια στα παράθυρα του παλαιού χημείου μορφώνονται επίσης με διπλή χαλύβδινη δοκό τύπου IPE80 και εγκάρσιο οπτόπλινθο. Τα πρέκια των παραθύρων του μηχανουργείου μορφώνονται με διπλή ξύλινη δοκό διαστάσεων 5,5cm x 5,5cm περίπου και εγκάρσια τοποθετημένο οπτόπλινθο. Το πρέκι στο ανώφλι της θύρας πηγαδιού μορφώνεται ως δοκός Ω/Σ διαστάσεων περίπου 50cm x 12cm. Το ανώφλι της εισόδου στον Ανατολικό τοίχο του πατητηριού μορφώνεται ως δοκός Ω/Σ διαστάσεων περίπου 48cm x 28cm εδραζόμενο στην νότια παρειά επί υποστυλώματος διαστάσεων 48cm x 20cm. Πάνω από τα παράθυρα του πατητηριού υφίστανται πρέκια Ω/Σ διατομής 25cm x 30cm [**Εικόνα 3.10**].



Εικόνα 3.10 Πρέκι πάνω από το παράθυρο στον χώρο του πατητηριού. Στην αποκάλυψη του πρεκιού φαίνεται και ο τύπος των οπτοπλινθών από τους οποίους είναι κατασκευασμένο το τοίχωμα.

3.4. Κεραμοσκεπές

Η κάλυψη του πατητηριού γίνεται με δίρριχτη κεραμοσκεπή που στηρίζεται σε ξύλινα ζευκτά από πελεκητή ξυλεία. Η επικεράμωση έχει γίνει με βυζαντινό κεραμίδι που εδράζεται χωρίς κονίαμα πάνω στο σανίδωμα (σκουρέτα). Υφίστανται δύο τύποι ξύλινων ζευκτών που διαχωρίζονται από το μέγεθος των διατομών ξύλου που έχει χρησιμοποιηθεί. Το Ζευκτό Τύπου I αποτελείται από ελκυστήρα, ορθοστάτη και αμείβοντες διατομής 14cm x 17cm και αντηρίδες 10cm x 15cm αντίστοιχα. Το Ζευκτό Τύπου II αποτελείται από ελκυστήρα και αμείβοντες διατομής 13cm x 13cm, ορθοστάτη 13cm x 17cm και αντηρίδες 12cm x 13cm αντίστοιχα. Οι τεγίδες της κεραμοσκεπής έχουν διατομή 8cm x 8cm. Σύμφωνα με τον παραδοσιακό τρόπο κατασκευής κεραμοσκεπών κατά την περίοδο κατασκευής του κτηρίου, είναι εύλογο να θεωρηθεί πως ο τύπος του ξύλου προέρχεται από κωνοφόρο δέντρο (Soft Timber) και ειδικότερα κυπαρίσσι. Η έδραση των ζευκτών στην τοιχοποιία γίνεται χωρίς την ύπαρξη οριζόντιου περιμετρικού διαζώματος (ξύλινης επιτεγίδας ή περιμετρικής δοκού Ω/Σ) [**Εικόνα 3.11**].

Η κάλυψη του μηχανουργείου γίνεται με μονόριχτη κεραμοσκεπή που εδράζεται επί ξύλινων δοκών διατομής 10cm x 17cm και εγκαρσίως διατεταγμένων τεγίδων διατομής 8cm x 6cm. Η επικεράμωση έχει γίνει με βυζαντινό κεραμίδι που εδράζεται χωρίς κονίαμα πάνω στο σανίδωμα (σκουρέτα). Στην κάτω παρειά των ξύλινων δοκών υφίσταται ψευδοροφή από επεξεργασμένες σανίδες ξύλου.



Εικόνα 3.11 Τοιχοπήρωση με φυσικά και τεχνητά τοιχοσώματα ανάμεσα στα ξύλινα ζευκτά του πατητηριού στη στάθμη έδρασης τους. Στο κάτω μέρος της εικόνας φαίνεται η φέρουσα οπτοπλινθοδομή και η απουσία ύπαρξης οριζόντιου διαζώματος.

3.5. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών κατασκευής

➤ Φέρουσες τοιχοποιίες

Λόγω μη διενέργειας εργαστηριακών ή επί τόπου ελέγχων για την διερεύνηση των μηχανικών χαρακτηριστικών των φερουσών τοιχοποιιών, μπορούν να ληφθούν ερήμην τιμές από δόκιμη βιβλιογραφία ανάλογα με τον τύπο τοιχοποιίας που δεν μπορεί να καταταγεί σύμφωνα με τον Κανονισμό EN 1996. Εν προκειμένω χρησιμοποιήθηκε ο Ιταλικός Κανονισμός (NTC 2008, Norme Tecniche per le Costruzioni) [5] από τον οποίον ελήφθησαν οι κάτωθι τιμές :

Αργολιθοδομή	
Ειδικό βάρος τοιχοποιίας	1900 Kgr/m ³
Μέτρο Ελαστικότητας	435 N/mm ²
Μέτρο Διάτμησης	145 N/mm ²
Θλιπτική Αντοχή	1,40 N/mm ²
Διατμητική Αντοχή χωρίς αξονικό φορτίο	0,026 N/mm ²

Συμπαγή τοιχοσώματα με ασβεστοκονίαμα	
Ειδικό βάρος τοιχοποιίας	1800 Kgr/m ³
Μέτρο Ελαστικότητας	750 N/mm ²
Μέτρο Διάτμησης	250 N/mm ²
Θλιπτική Αντοχή	3,2 N/mm ²
Διατμητική Αντοχή χωρίς αξονικό φορτίο	0,08 N/mm ²

Οι τιμές των μέτρων Ελαστικότητας και Διάτμησης έχουν ληφθεί μειωμένες κατά 50%.

Πίνακας 3-1 Ερήμην Τιμές Μηχανικών Χαρακτηριστικών Σκυροδέματος (Πίνακας 1, Παράρτημα 3.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2017)

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί Μελέτης και Κατασκευής	«Ονομαστική» Μέση τιμή f_{cm} (MPa)	«Χαρακτηριστική» Μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση f_{ck} (MPa)
...<1954	10	6
1954<...<1985	12	8
1985<...<1995	16	12
1995<...	20	16

Πίνακας 3-2 Ερήμην Τιμές Μηχανικών Χαρακτηριστικών Χαλύβων Οπλισμού (Πίνακας 1, Παράρτημα 3.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2017)

Κατηγορία Χάλυβα Οπλισμού	Ονομαστική Μέση Τιμή f_{ym} (MPa)	Χαρακτηριστική μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση f_{yk} (MPa)
S220 & Stahl I	280	240
S400 & Stahl III	450	410
S 500 & Stahl IV	520	500

➤ **Σκυρόδεμα**

Παρότι ο **Πίνακας 3-1** παρέχει αντοχή σκυροδέματος που ανήκει στην κανονιστική κατηγορία **C6/10** για εφαρμοσθέντες Κανονισμούς Μελέτης & Κατασκευής πριν το 1954, σύμφωνα με τις μαρτυρίες των υπαλλήλων του Α.Σ. "ΜΑΡΚΟ" που ήταν παρόντες στις καθαιρέσεις των δεξαμενών Ω/Σ και στις αδιατάρακτες κοπές για την δημιουργία ανοιγμάτων στις δεξαμενές παραπλεύρως του μουσείου, η δυσκολία καθαίρεσης ήταν εξαιρετικά επίπονη ακόμα και με τη χρήση αερόσφυρας ανηρτημένη σε εκσκαφέα και έτσι μπορεί να δικαιολογηθεί υψηλότερη κατηγορία σκυροδέματος, τύπου **C12/15**. Σε αυτό συνέτεινε η παραγωγή σκυροδέματος από φυσικά αδρανή που απαιτούσαν αρκετά λιγότερη ποσότητα νερού για να επιτευχθεί το ίδιο εργάσιμο σε σχέση με τα θραυστά αδρανή, λόγω της σχεδόν μηδενικής περιεκτικότητας σε παιπάλη. Επίσης η στρογγυλή μορφή των κόκκων των φυσικών αδρανών διευκόλυνε την συμπύκνωση του σκυροδέματος κατά την διάστρωση του.

Ο χάλυβας των οπλισμών μπορεί να χαρακτηριστεί ως **Μαλακός χάλυβας Κατηγορίας Stahl I** με Ονομαστική Μέση Τιμή f_{ym} 280MPa και Χαρακτηριστική Τιμή f_{yk} 240MPa [**Πίνακας 3-2**].

➤ **Δομική Ξυλεία**

Ο φέρων οργανισμός των στεγών αποτελείται από ξύλινα ζευκτά, πιθανόν από ξυλεία κυπαρισσιού. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της λαμβάνονται από τη βιβλιογραφία (**EN 1995**) θεωρώντας την ξυλεία τύπου **C 14** (Soft Timber). Το Ειδικό Βάρος της ξυλείας των στεγών ελήφθη από δόκιμη βιβλιογραφία ως 550Kgr/m³.

➤ **Δομικός Χάλυβας**

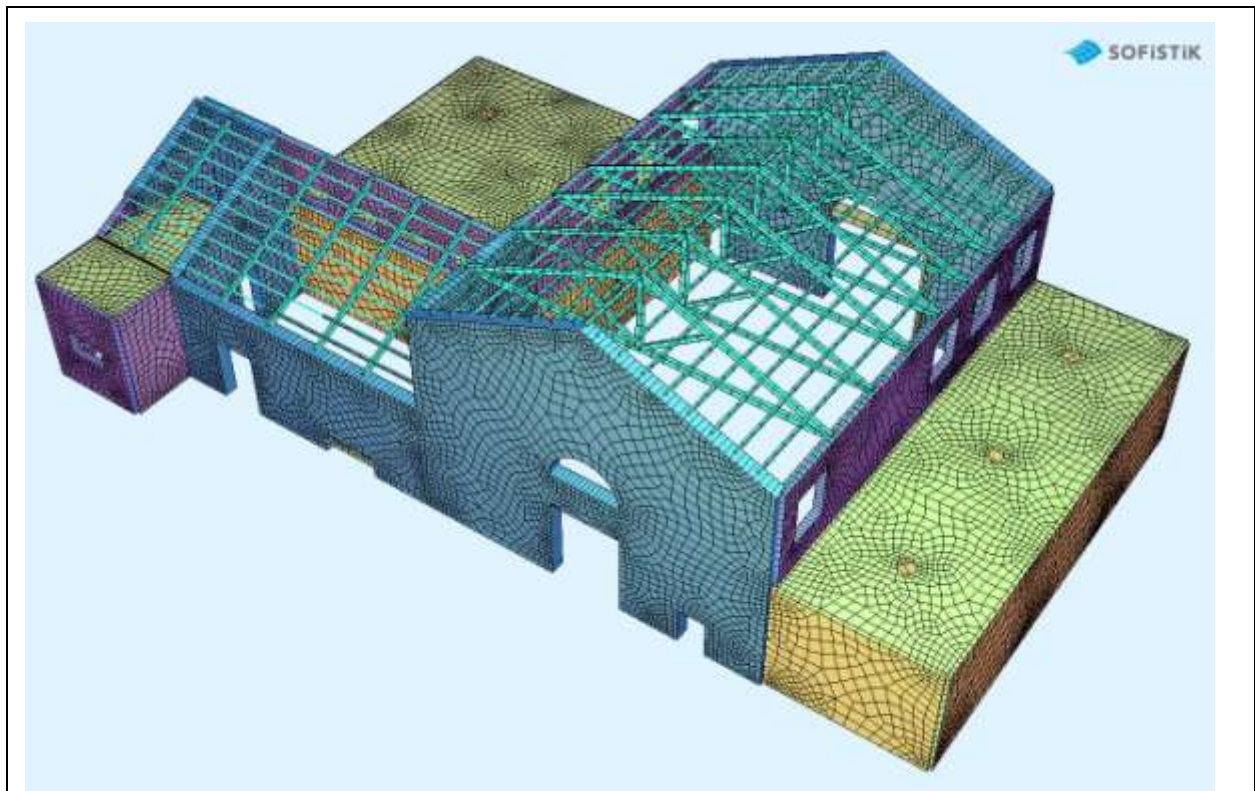
Από δόκιμη βιβλιογραφία λαμβάνονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά του δομικού χάλυβα ως κάτωθι :

Κατηγορία Δομικού Χάλυβα	St33
Όριο Διαρροής f_y	175MPa
Όριο Θραύσης f_t	290MPa
Επιμήκυνση στη Θραύση	18%

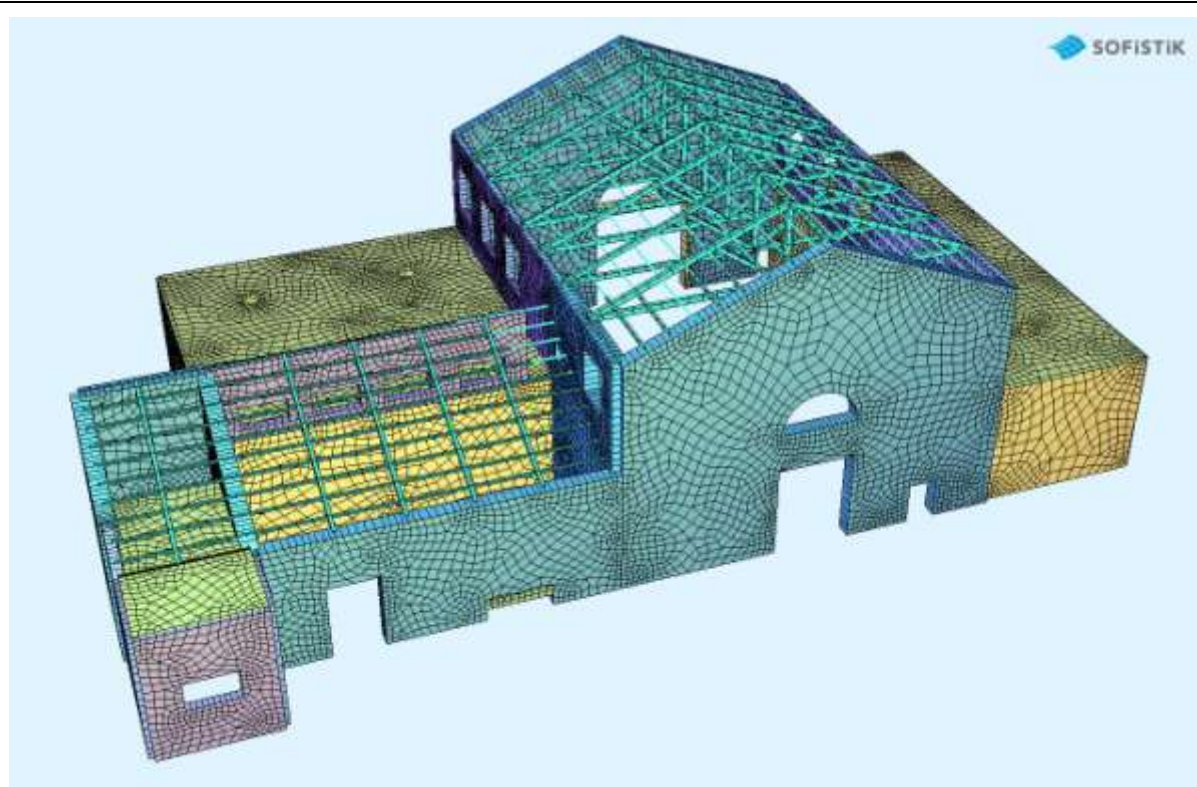
4. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ

Το χωρικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για την Ελαστική Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση συνιστά μία εξιδανικευμένη κατάσταση του πραγματικού δομικού συστήματος της κατασκευής, το οποίο αποτελείται από γραμμικά στοιχεία (δοκοί, υποστυλώματα, ξύλινα στοιχεία στέγης, υπέρθυρα) και επιφανειακά στοιχεία (φέρουσες τοιχοποιίες, τοιχώματα Ω/Σ). Η ανάλυση του προσομοιώματος πραγματοποιήθηκε μέσω της Εκπαιδευτικής Έκδοσης του λογισμικού Πεπερασμένων Στοιχείων **SOFISTIK FEA 2018**. Στο πρόγραμμα αυτό τα τοιχώματα (τοιχοποιίας και Ω/Σ) διακρίνονται με πεπερασμένα στοιχεία κελύφους τεσσάρων κόμβων (Quadrilateral Elements) που μπορούν να παραλάβουν ορθές, διατμητικές και καμπτικές δυνάμεις. Ο κάθε κόμβος του στοιχείου κελύφους έχει έξι βαθμούς ελευθερίας (τρεις μετακινήσεις & τρεις στροφές). Θα ελεγχθούν οι φέρουσες τοιχοποιίες μέσω των θλιπτικών και εφελκυστικών τάσεων όπως και τα σκυροδέματα των δεξαμενών μέσω των οπλισμών που θα διαστασιολογηθούν από το λογισμικό. Στο προσομοίωμα έχουν εισαχθεί οι δοκοί IPE των ανωφλιών όπως και οι δοκοί Ω/Σ για λόγους πληρότητας του προσομοιώματος, οι οποίες όμως δεν θα ελεγχθούν. Τα ξύλινα ζευκτά επίσης δεν ελέγχονται, αλλά έχουν τοποθετηθεί στο προσομοίωμα για να είναι όσο το δυνατόν πιο αξιόπιστη η ανάλυση και για να γίνει ανακατανομή των δυνάμεων στις φέρουσες τοιχοποιίες. Υπέρ της ασφάλειας δεν έχει εισαχθεί επίσης ο πλαισιακός φορέας από Ω/Σ στη Δυτική όψη όπως και η ενίσχυση των ακμών των παρειών (περίπου 25cm x25cm) στα τοιχώματα εσωτερικώς των δεξαμενών Ω/Σ. Δεν έχουν εισαχθεί επίσης οι πεσσοί λιθοδομής στην μπατική οπτοπλινθοδομή της στάθμης ορόφου του πατητηριού όπως και τα τοιχώματα οπτοπλινθοδομής αυξημένου πάχους [Εικόνα 3.2]. Όλα τα ανοίγματα (θύρες, παράθυρα και οπές) έχουν εισαχθεί στο προσομοίωμα. Ακολουθούν αξονομετρικές Εικόνες του κανάβου Πεπερασμένων Στοιχείων του προσομοιώματος.

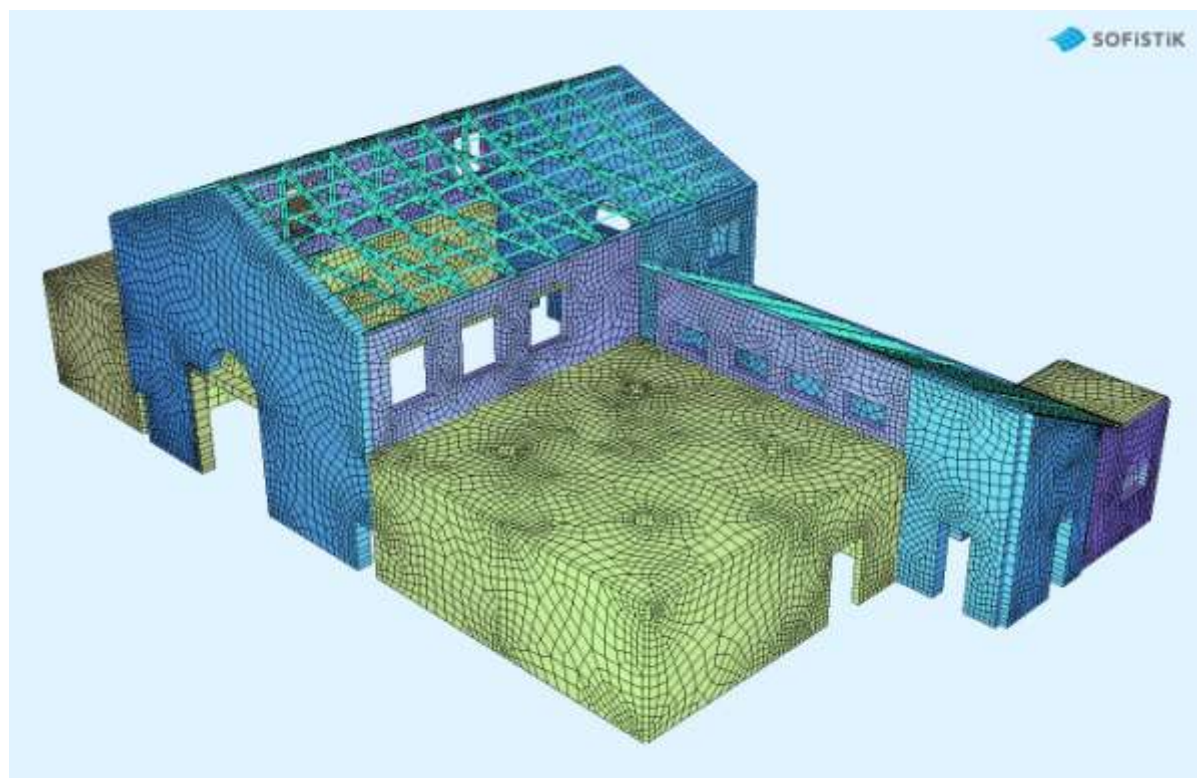
Υπόμνημα Κανάβου Πεπερασμένων Στοιχείων	
Μπλε ανοιχτό χρώμα	Φέρουσες Τρίστρωτες Λιθοδομές
Μωβ χρώμα	Φέρουσες Μπατικές Οπτοπλινθοδομές
Κίτρινο χρώμα	Επιφανειακά Στοιχεία Σκυροδέματος
Ανοιχτό πράσινο χρώμα	Ξύλινα φέροντα στοιχεία στεγών



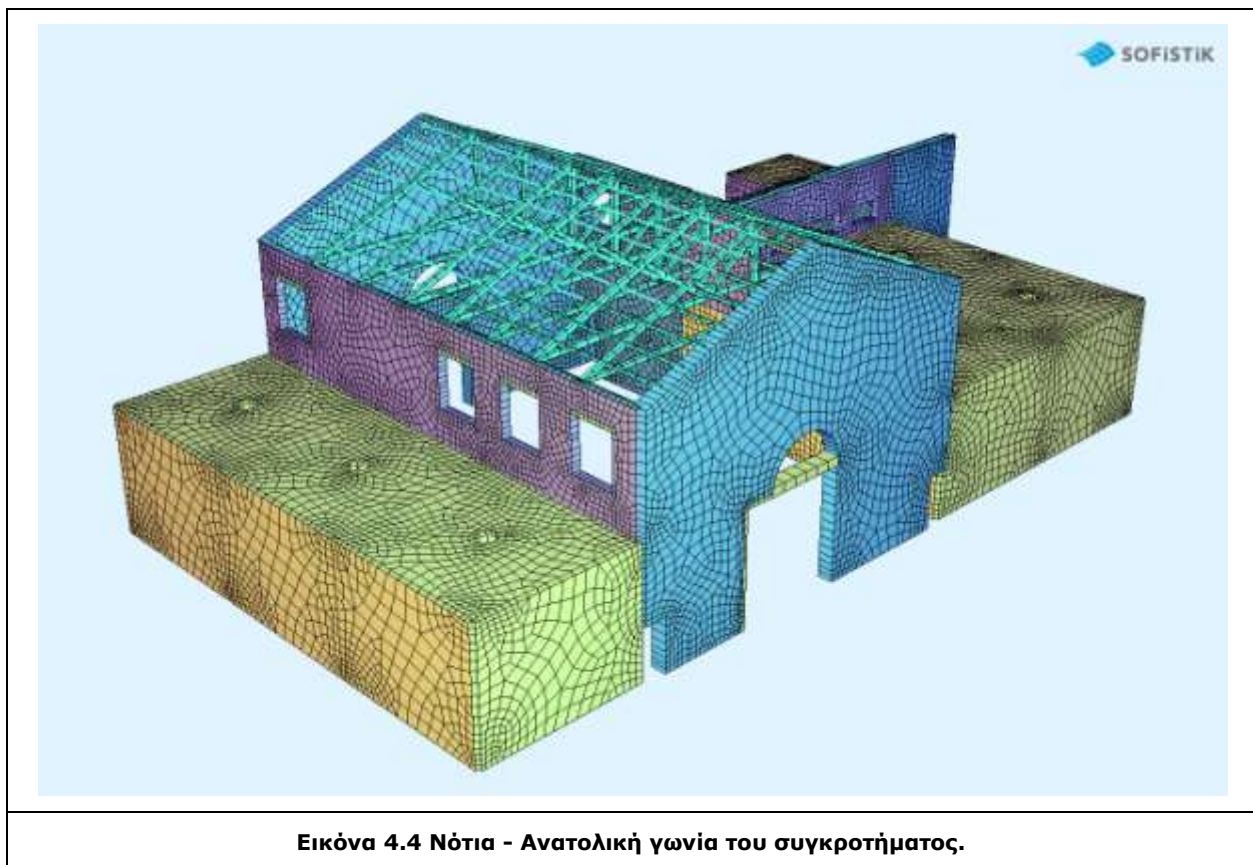
Εικόνα 4.1 Νότια-Δυτική γωνία του συγκροτήματος.



Εικόνα 4.2 Βόρεια - Δυτική γωνία του συγκροτήματος.



Εικόνα 4.3 Βόρεια - Ανατολική γωνία του συγκροτήματος.



Εικόνα 4.4 Νότια - Ανατολική γωνία του συγκροτήματος.

5. ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Στην παρούσα μελέτη ελέγχονται τα φέροντα δομικά στοιχεία στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (**Ultimate Limit State**) και μόνο.

Στις μόνιμες δράσεις συγκαταλέγονται το ίδιο βάρος της κατασκευής που προκύπτει από το ειδικό βάρος των υλικών κατασκευής και τις διαστάσεις των στοιχείων, το επιπρόσθετο μόνιμο φορτίο που προκύπτει από τα φορτία της στέγης, την επικάλυψη των δεξαμενών με σκυρόδεμα ρύσεων και το ψυκτικό συγκρότημα.

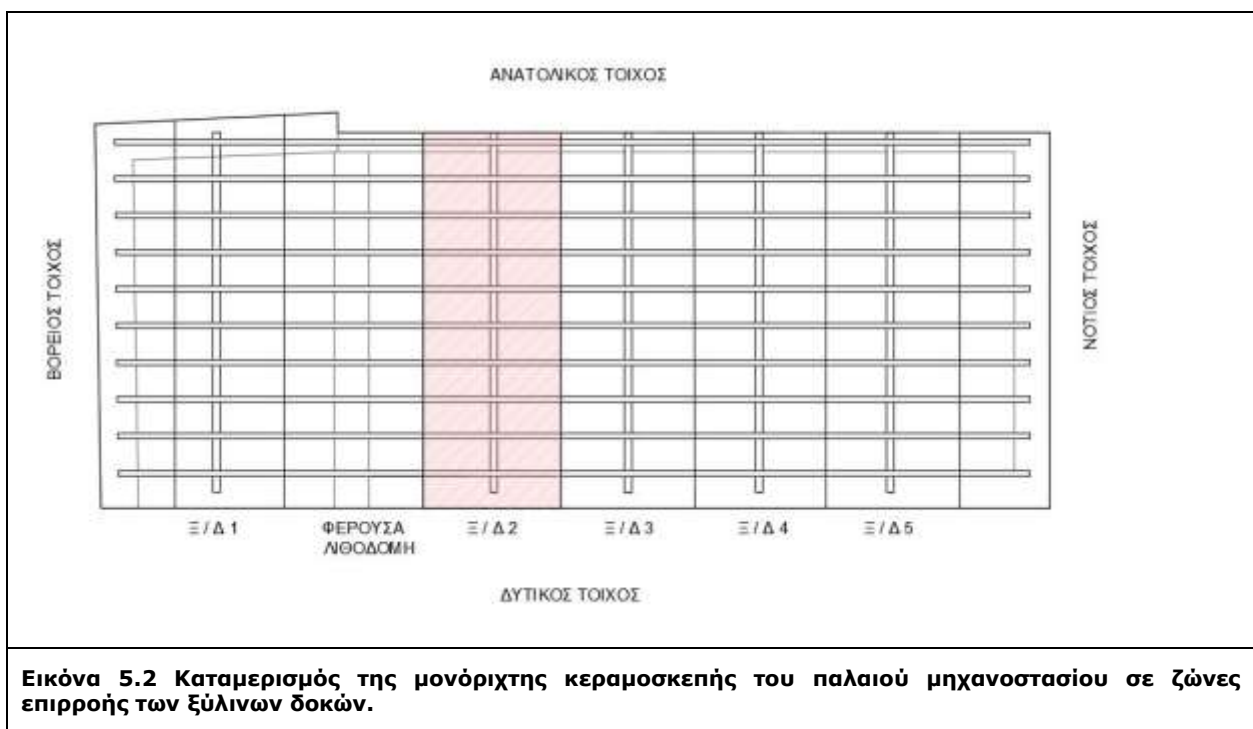
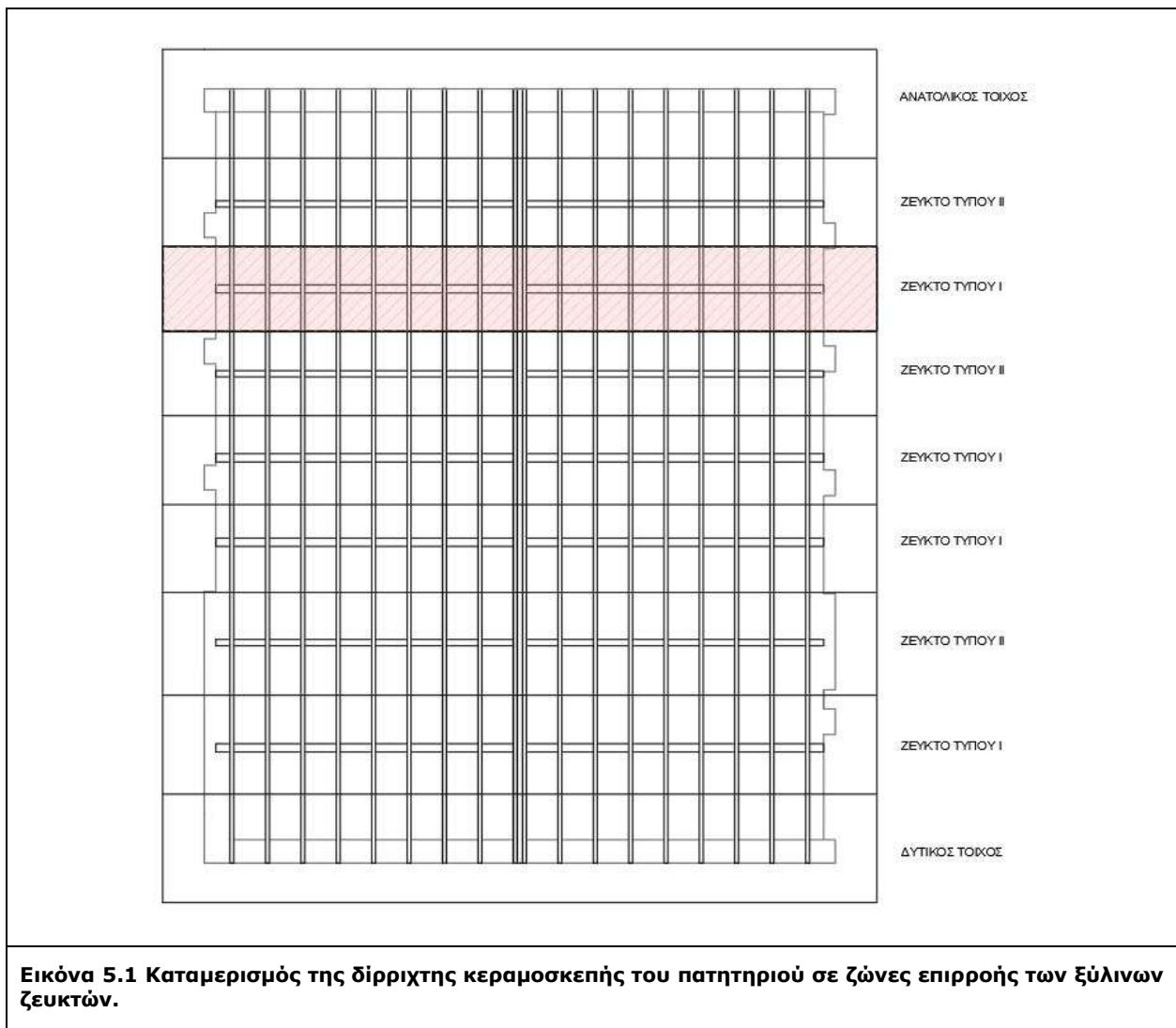
Στις μεταβλητές δράσεις ανήκουν το κινητό φορτίο και το φορτίο του χιονιού. Δεν έχει συμπεριληφθεί στους συνδυασμούς φορτίσεων το φορτίο ανέμου.

Στις τυχηματικές δράσεις ανήκει το φορτίο του σεισμού. Στους συνδυασμούς δράσεων έχουν συμπεριληφθεί μόνο οι δύο οριζόντιες σεισμικές συνιστώσες και όχι η κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα.

Στο τέλος του παρόντος τεύχους επισυνάπτεται η αναφορά με τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία της κατασκευής, όπως αυτή δημιουργείται αυτόματα από το λογισμικό **SOFISTIK FEA 2018**.

5.1. Φορτία Στεγών

Τα φορτία των στεγών δεν επιβαρύνουν τα ζευκτά αλλά μεταφέρονται ως σημειακές κατακόρυφες δράσεις στα σημεία έδρασης των ζευκτών στις φέρουσες τοιχοποιίες. Ο καταμερισμός του φορτίου των στεγών έγινε όπως φαίνεται στις **Εικόνες 5.1 & 5.2** λαμβάνοντας υπόψιν τις πραγματικές αποστάσεις μεταξύ των ζευκτών.



5.2. Σεισμός Σχεδιασμού

Σύμφωνα με τον **ΚΑΔΕΤ** (Σελ. 4-7), η σεισμική δράση σε περίπτωση εφαρμογής ελαστικών μεθόδων ανάλυσης προκύπτει από το τροποποιημένο φάσμα σχεδιασμού.

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

Υπέρ της ασφαλείας, επιλέγεται ο σεισμός σχεδιασμού στην περιοχή σταθερών επιταχύνσεων "**Plateau**" του φάσματος σχεδιασμού. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς **q** λήφθηκε 1.50. Η σεισμική επιτάχυνση υπολογίζεται από τον τύπο :

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,16 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 0,32 g$$

Σημειώνεται πως σύμφωνα με την προκαταρκτική έκθεση του ΙΤΣΑΚ για τον σεισμό της 19^{ης} Ιουλίου του 2019 [6] και τον χάρτη αισθητότητας της σεισμικής δόνησης, η εδαφική επιτάχυνση στην περιοχή του Μαρκοπούλου ήταν περίπου στο 2% της βαρυτικής επιτάχυνσης (0,02g). Σημειώνεται πως η περιοχή του Μαρκοπούλου ανήκει στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Ι με αντίστοιχη εδαφική επιτάχυνση σε βραχώδες υπόστρωμα της τάξης του 16% της βαρυτικής επιτάχυνσης (0,16g).

5.3. Συνδυασμοί Δράσεων

- Βασικός Συνδυασμός Δράσεων για Κατακόρυφα Φορτία

$$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q$$

- Σεισμικοί Συνδυασμοί με Χωρική Επαλληλία των Οριζόντιων Συνιστωσών

$$G + 0,30Q + E_x + 0,30E_y$$

$$G + 0,30Q + E_x - 0,30E_y$$

$$G + 0,30Q - E_x - 0,30E_y$$

$$G + 0,30Q - E_x + 0,30E_y$$

$$G + 0,30Q + 0,30E_x + E_y$$

$$G + 0,30Q + 0,30E_x - E_y$$

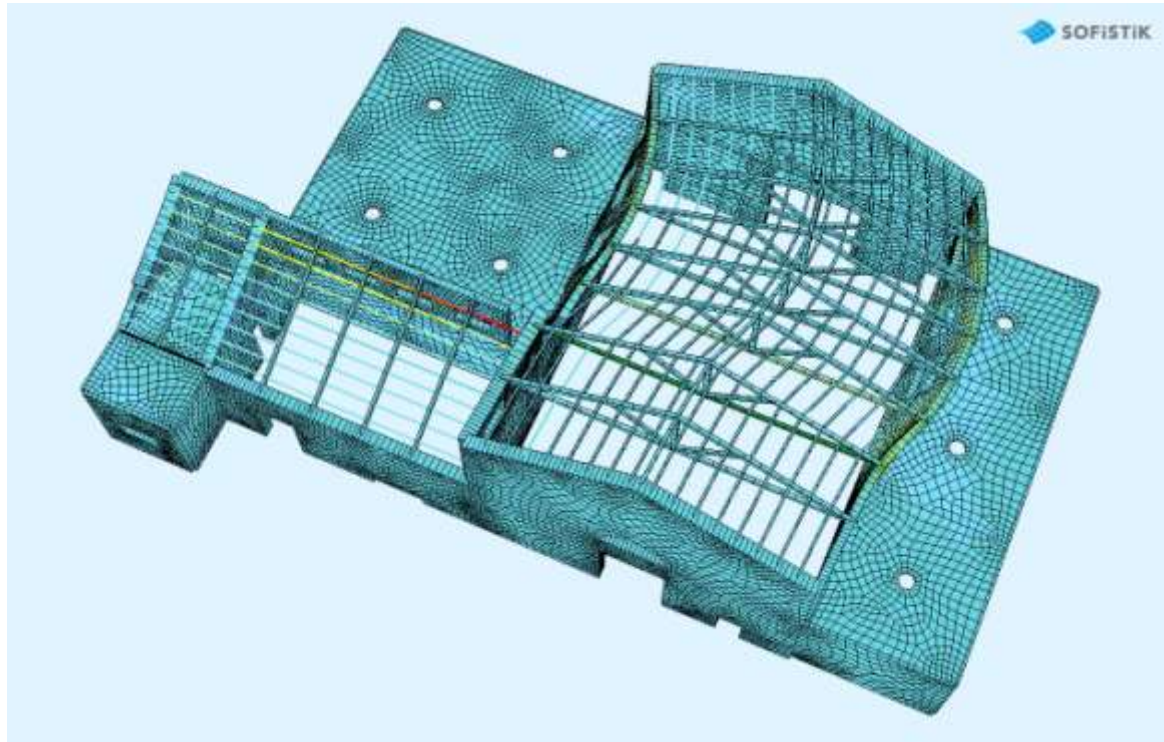
$$G + 0,30Q - 0,30E_x - E_y$$

$$G + 0,30Q - 0,30E_x + E_y$$

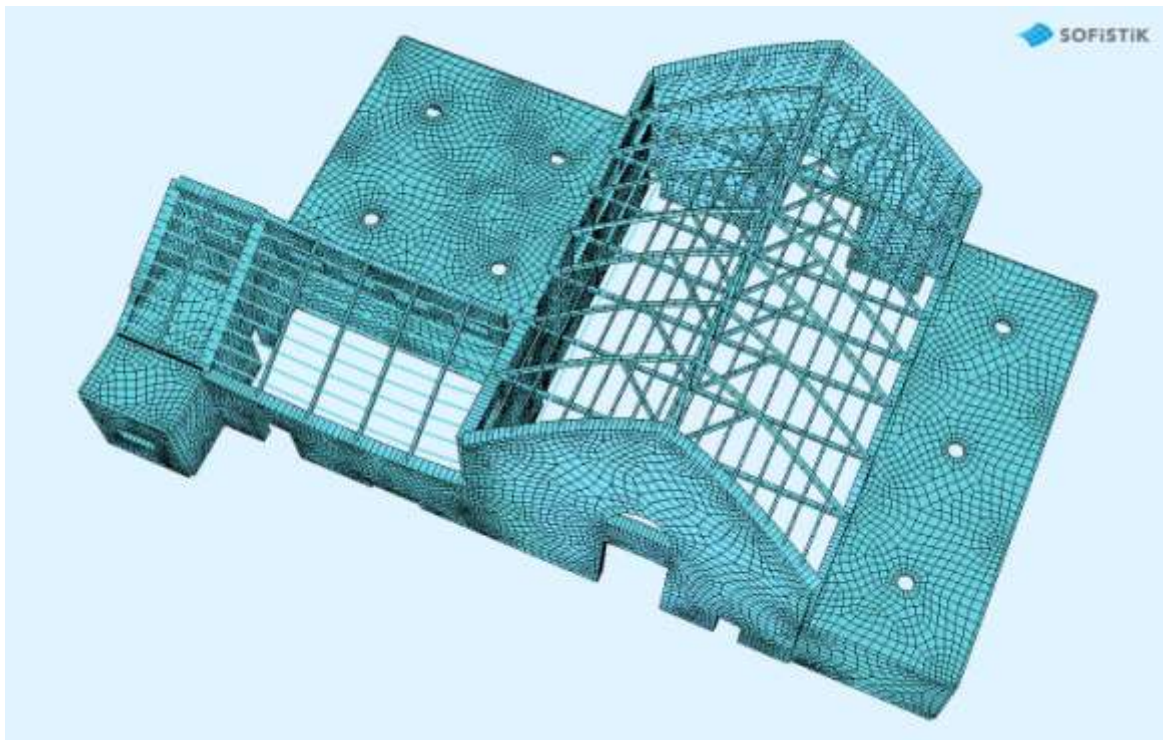
6. ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ – ΔΟΜΗΤΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ

6.1. Ανάλυση Ιδιομορφών – Eigenvalue Analysis

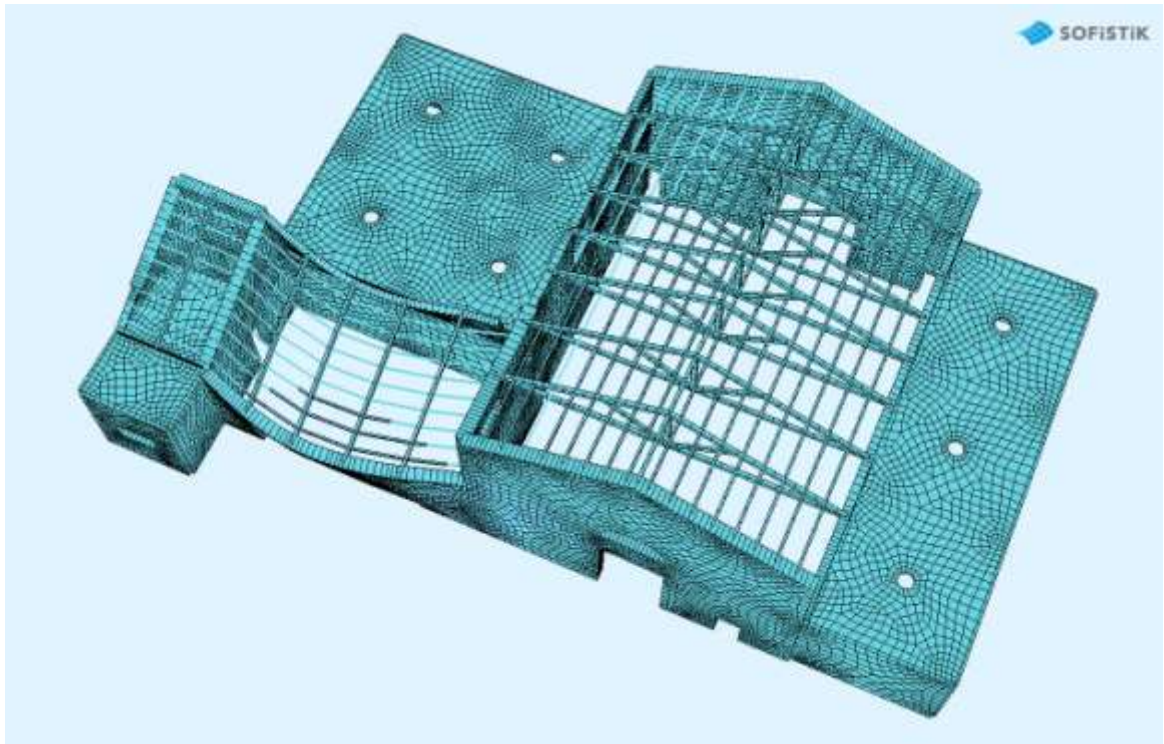
Η Ανάλυση Ιδιομορφών έγινε για να εξακριβωθεί η φυσική προδιάθεση ταλάντωσης του προσομοιώματος και να επαληθευτεί η ποιοτική εκτίμηση πως οι φέρουσες λιθοδομές ταλαντώνονται ξεχωριστά από τις δύσκαμπτες επιφάνειες Ω/Σ. Πραγματοποιήθηκε με το Module "**EIGENVALUES**" του **SOFiSTiK FEA 2018** για συνδυασμό δράσεων **G + 0,3Q**. Από τα αποτελέσματα παρατηρείται πως, οι δεξαμενές δεν συμμετέχουν καθόλου στην ταλάντωση καθώς είναι εξαιρετικά δύσκαμπτες, γεγονός που αναμενόταν. Επίσης η απουσία περιμετρικού διαζώματος στις στέγες, όπως και η απουσία ζευκτού που να εφάπτεται στα αετώματα, δίνει τις μεγάλες μετατοπίσεις των αετωμάτων της δίρριχτης στέγης του πατητηριού όπως και των τοιχωμάτων του παλαιού μηχανοστασίου [**Εικόνες 2.12 & 2.13**].



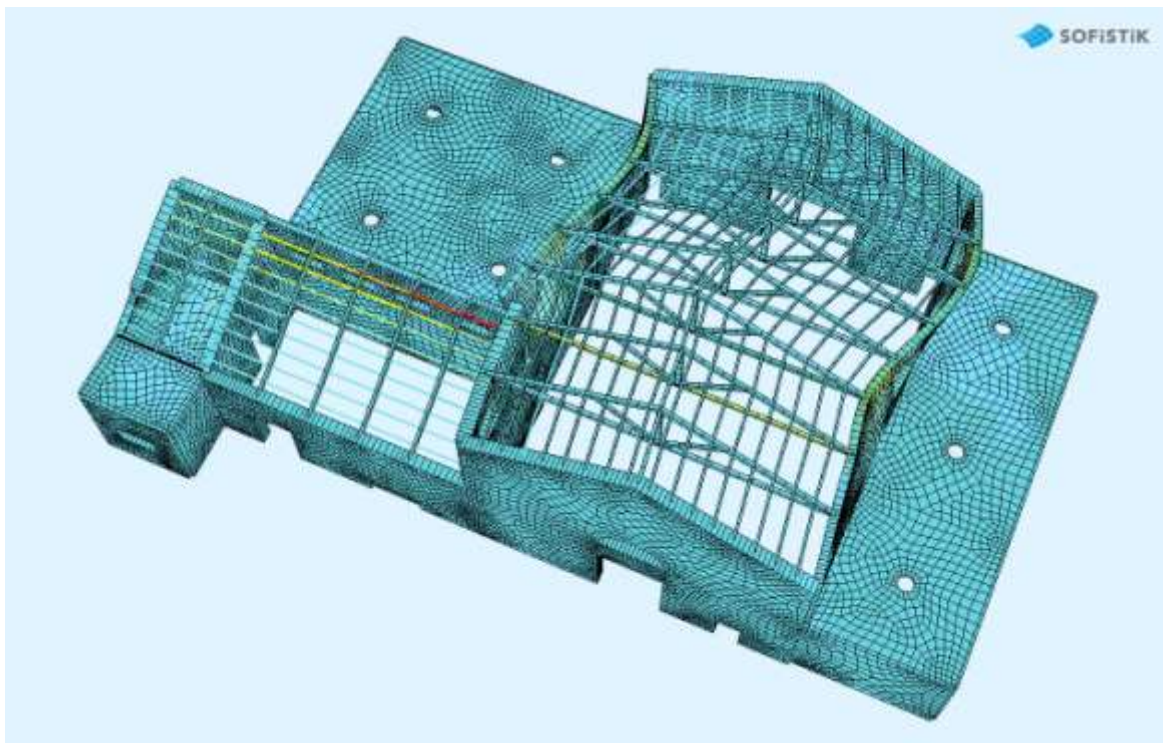
Εικόνα 6.1 Ιδιομορφή 1 0,61 Hz, 1,639sec.



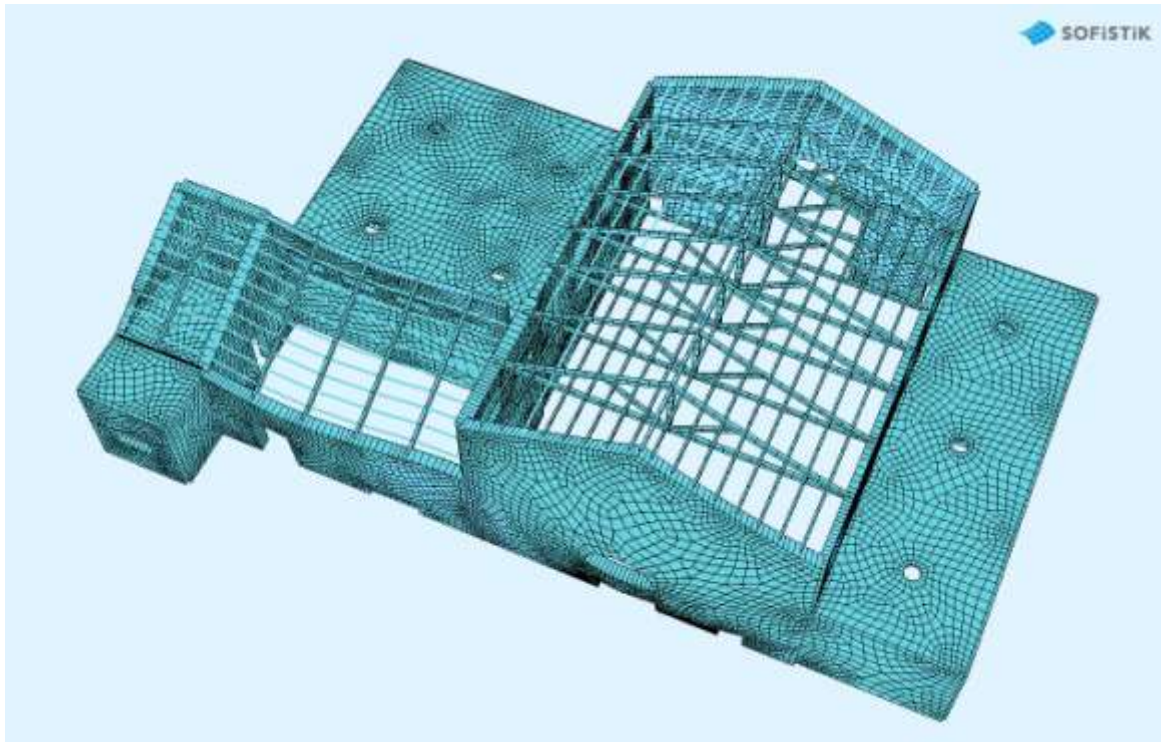
Εικόνα 6.2 Ιδιομορφή 2 0,79 Hz, 1,266sec.



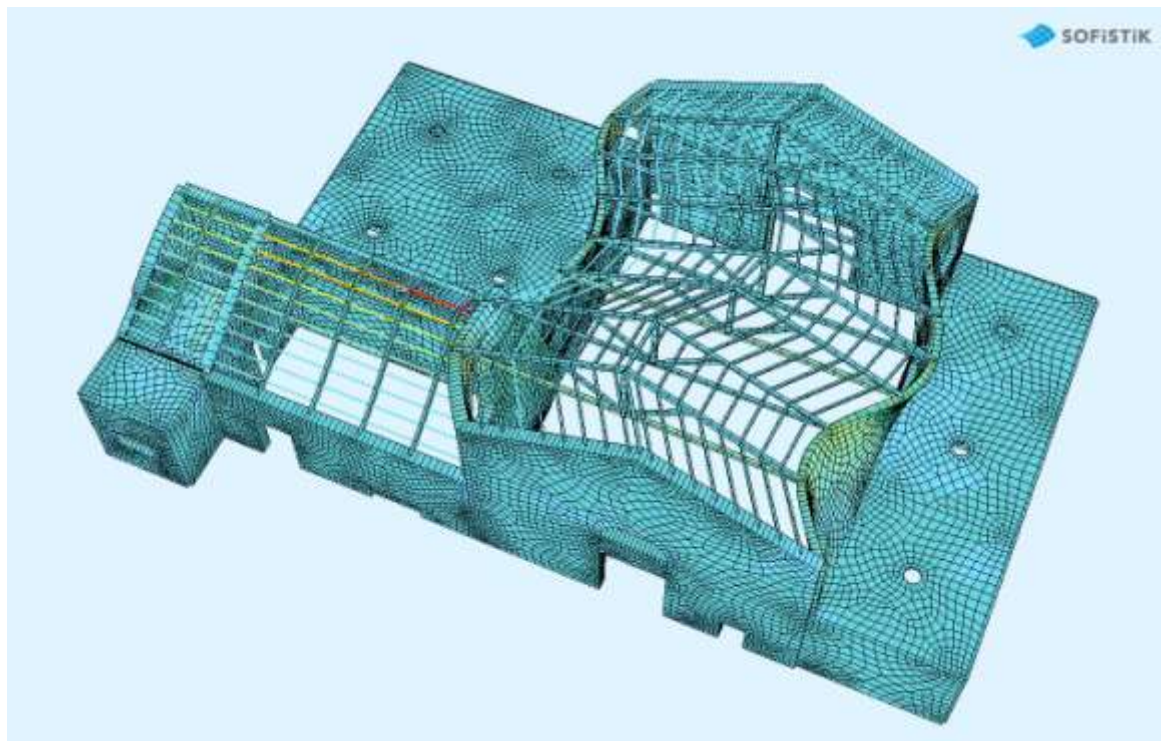
Εικόνα 6.3 Ιδιομορφή 3 1,38 Hz, 0,725sec.



Εικόνα 6.4 Ιδιομορφή 4 1,40 Hz, 0,714sec.



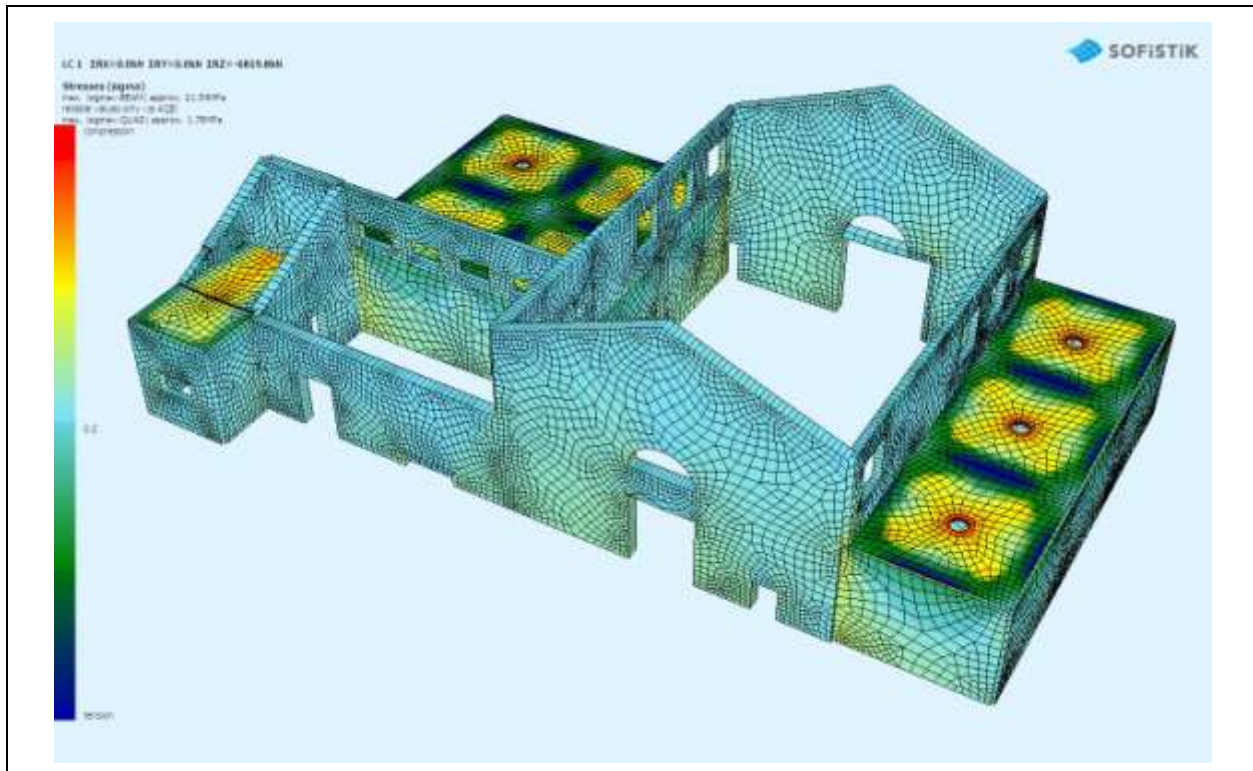
Εικόνα 6.5 Ιδιομορφή 5 1,78 Hz, 0,562sec.



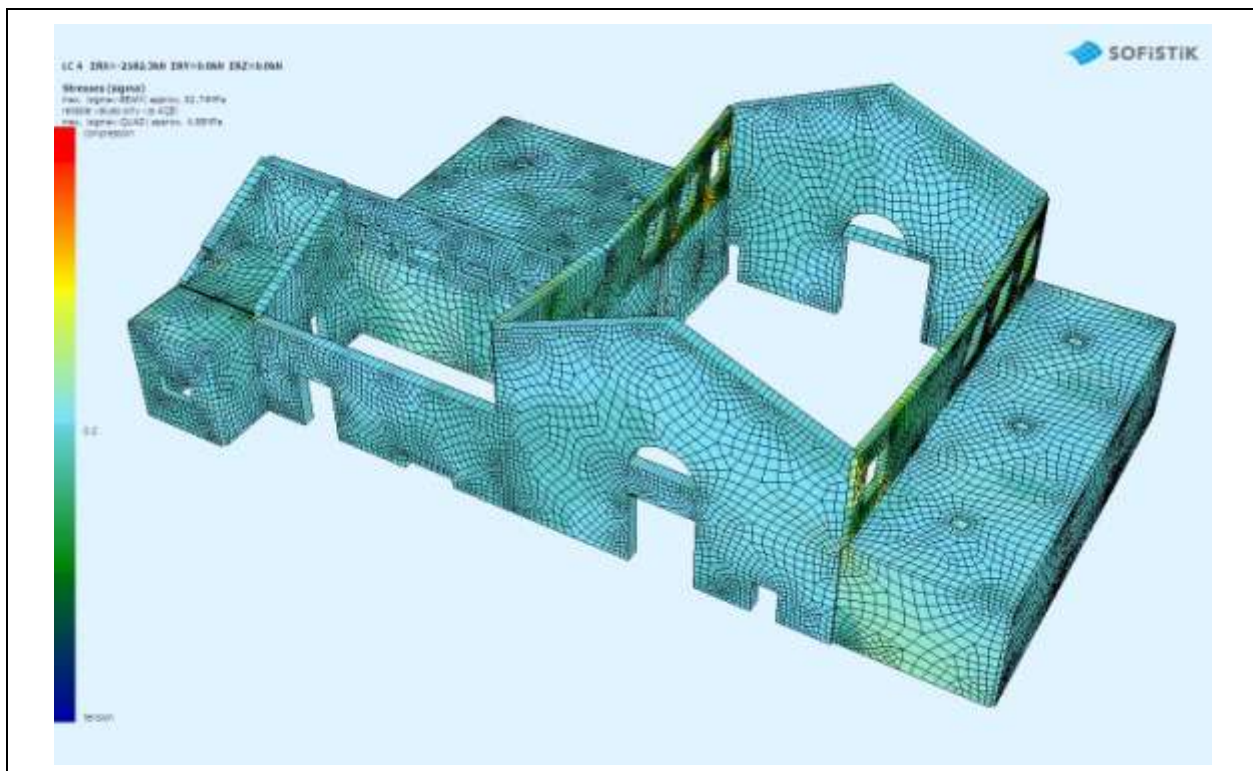
Εικόνα 6.6 Ιδιομορφή 6 2,08 Hz, 0,481sec.

6.2. Ελαστική Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση – Linear Elastic Analysis

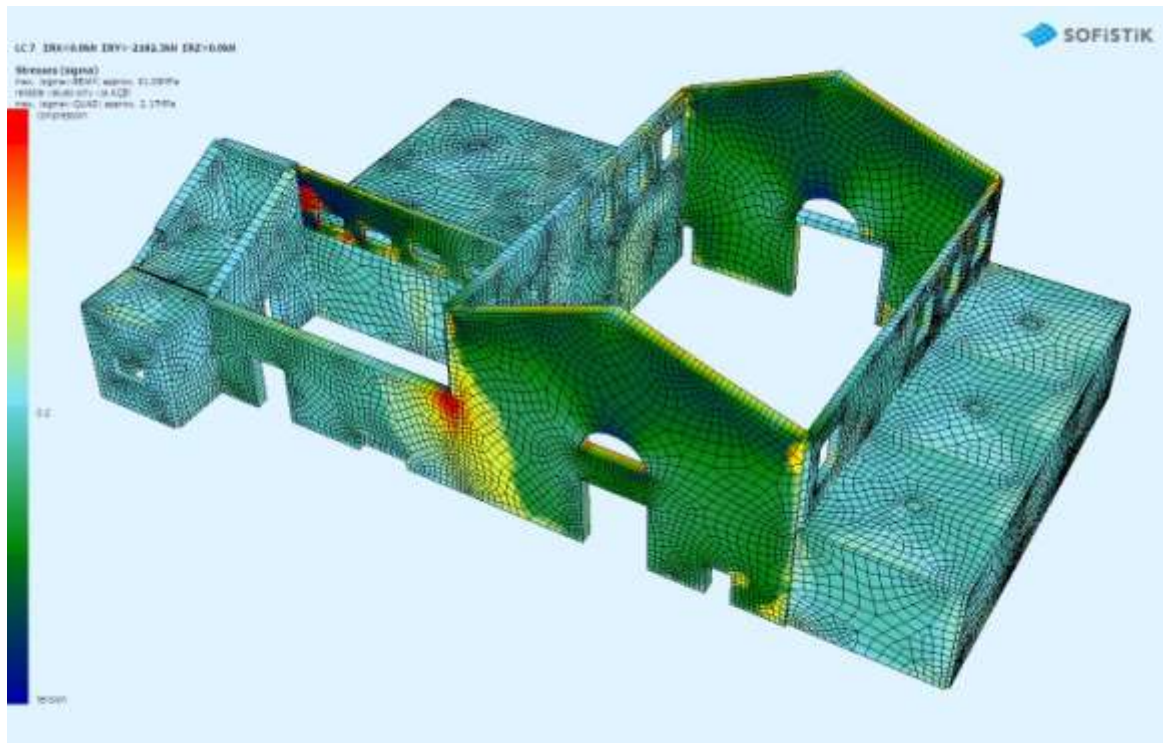
Παρατίθενται Εικόνες από την Ελαστική Ισοδύναμη Στατική ανάλυση του συγκροτήματος κτηρίων για κάθε μία από τις φορτίσεις με ενδεικτική παραμόρφωση του φέροντος οργανισμού.



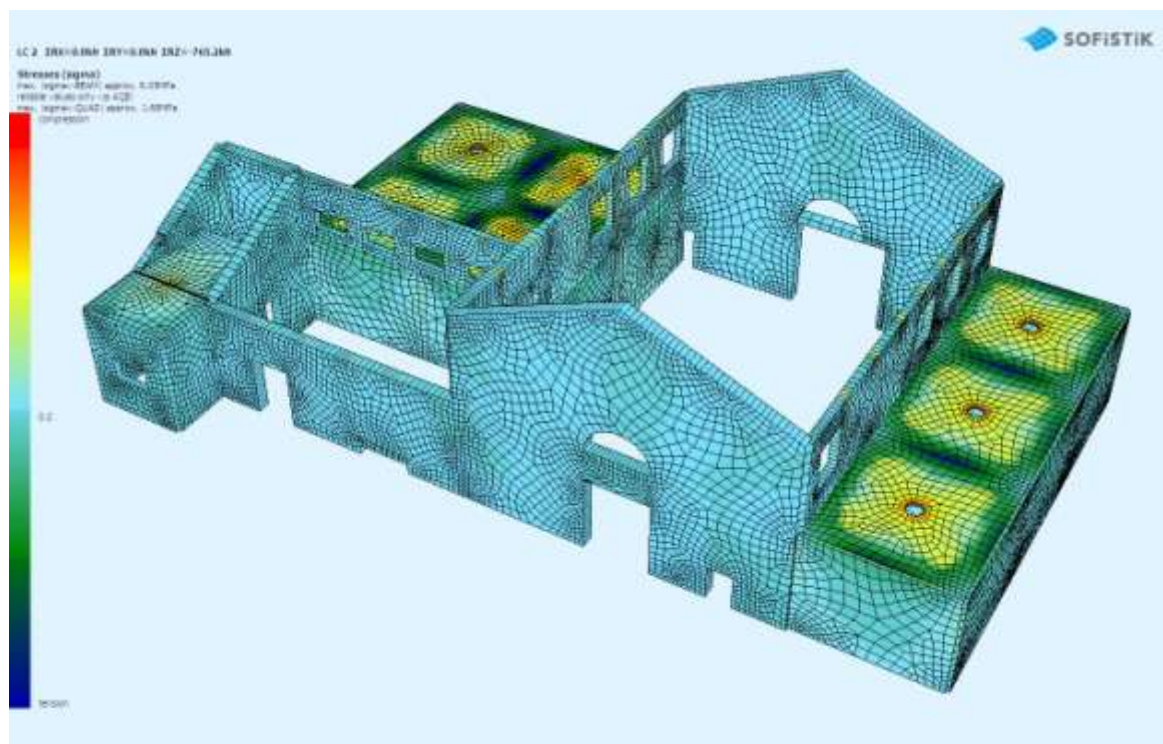
Εικόνα 6.7 Load Case Self Weight $\Sigma RZ = -6819,8 \text{ kN}$.



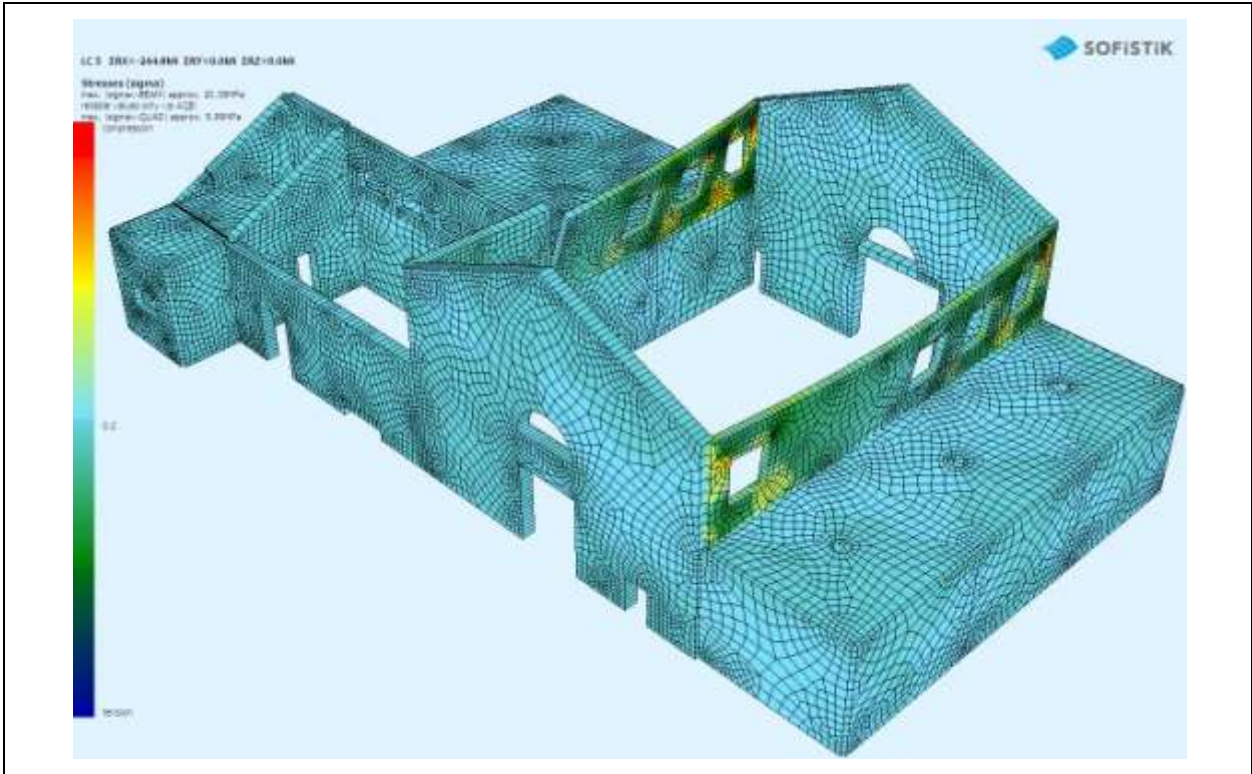
Εικόνα 6.8 Load Case Seismic Self Weight X $\Sigma RX = -2182,3 \text{ kN}$.



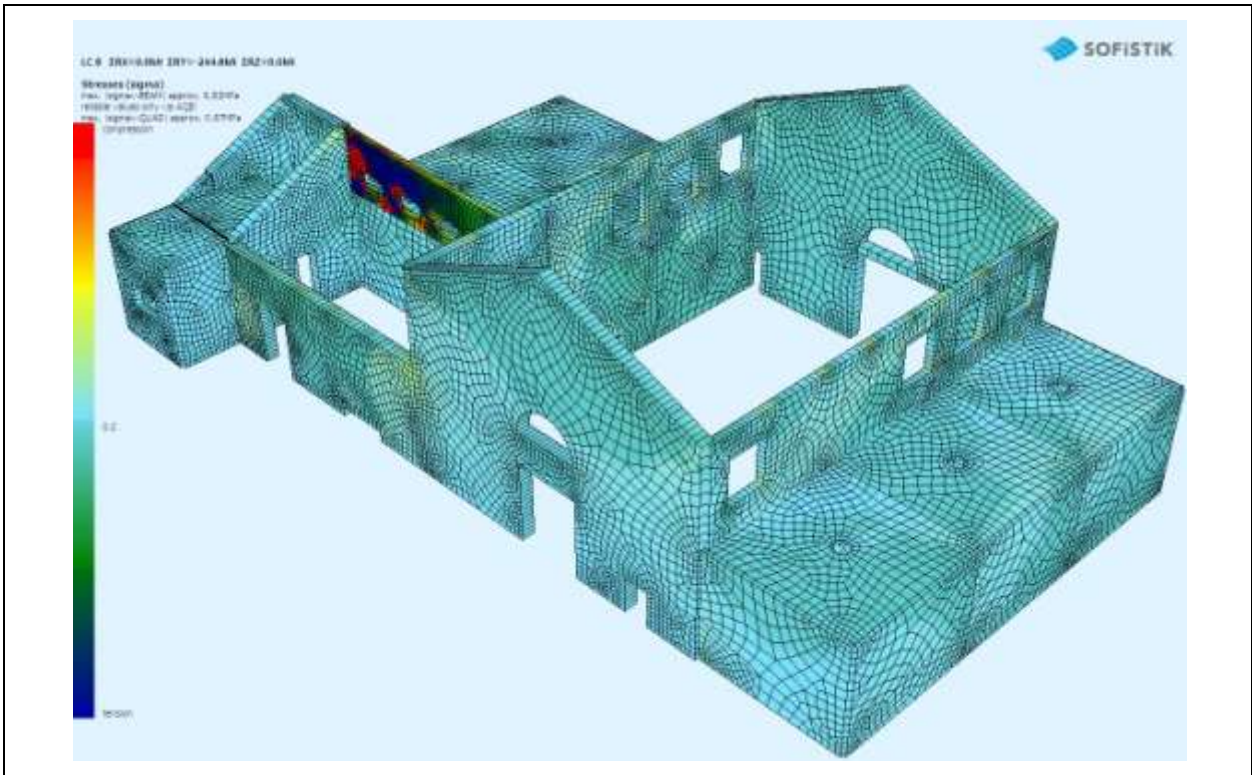
Εικόνα 6.9 Load Case Seismic Self Weight Y $\Sigma RY= -2182,3$ kN.



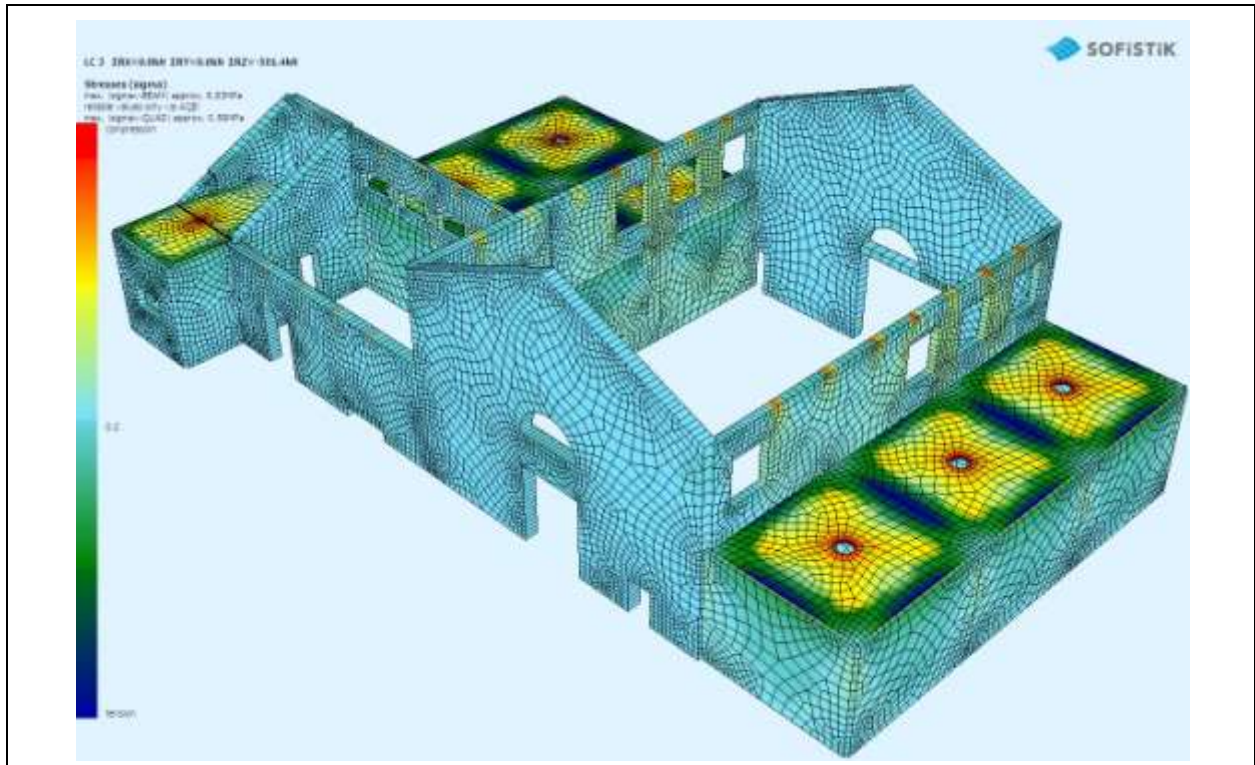
Εικόνα 6.10 Load Case ADL (Additional Dead Load) $\Sigma RZ= -765,2$ kN.



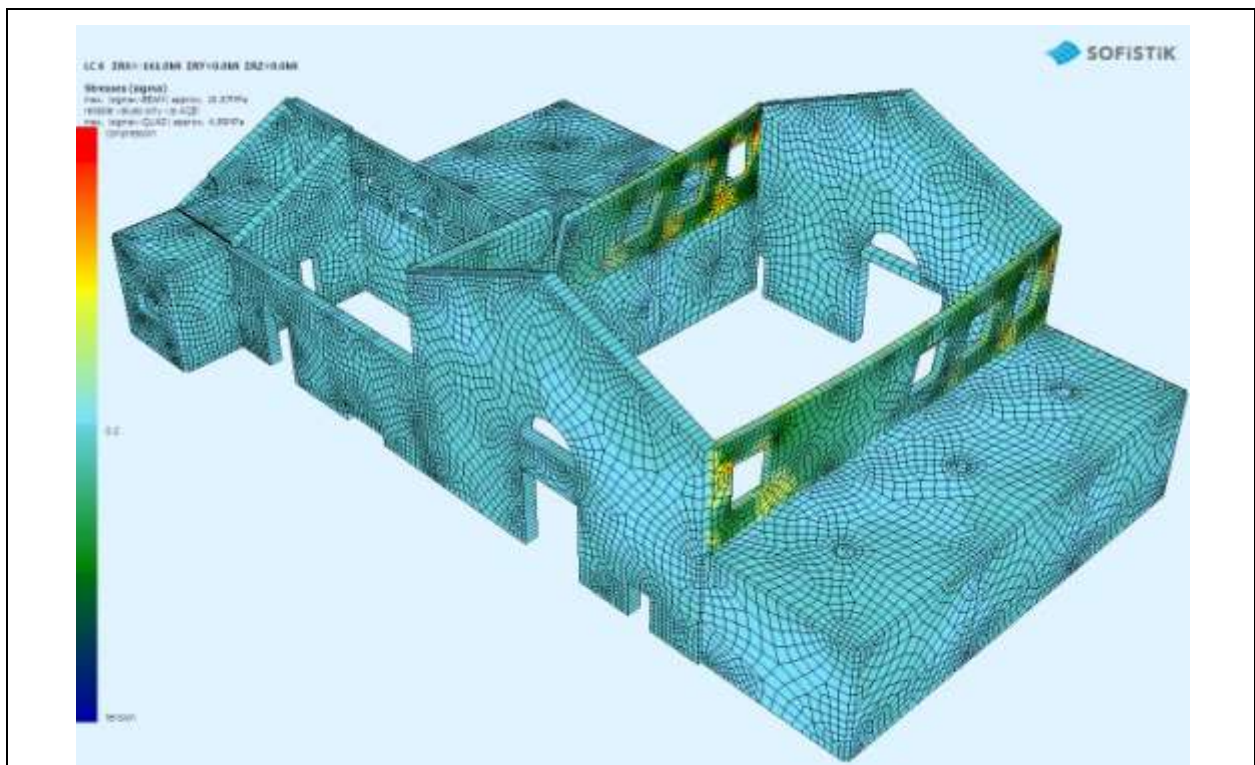
Εικόνα 6.11 Load Case Seismic ADL X $\Sigma_{RX} = -244,8 \text{ kN}$.



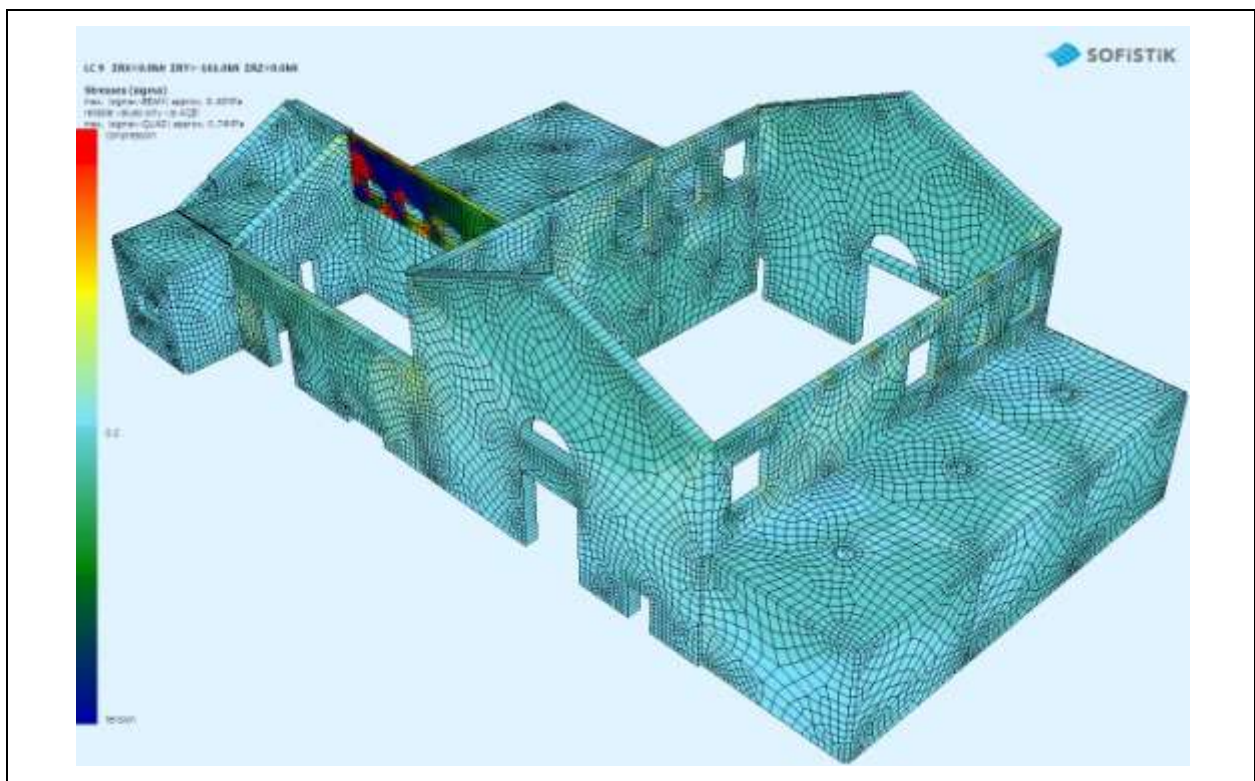
Εικόνα 6.12 Load Case Seismic ADL Y $\Sigma_{RY} = -244,8 \text{ kN}$.



Εικόνα 6.13 Load Case Seismic Live Load $\Sigma RZ = -501,4$ kN.



Εικόνα 6.14 Load Case Seismic Live Load X $\Sigma RX = -161,0$ kN.



Εικόνα 6.15 Load Case Seismic Live Load Y ΣRY= -161,0 kN.

6.3. Ανάλυση των αποτελεσμάτων

Μετά τη διενέργεια της Ελαστικής Ισοδύναμης Στατικής Ανάλυσης, έγινε επαλληλία (Superposition) των εντατικών μεγεθών ανά πεπερασμένο στοιχείο και οι περιβάλλουσες τους παρουσιάζονται στις Εικόνες που παρατίθενται στο τέλος του παρόντος τεύχους. Η σειρά παράθεσης όλων των εικόνων στην αναφορά που επισυνάπτεται στο τέλος του παρόντος τεύχους γίνεται ως εξής :

- Αποτύπωση του συγκροτήματος κτηρίων
- Κατακόρυφα και οριζόντια σεισμικά φορτία
- Μέγιστες θλιπτικές και εφελκυστικές τάσεις για τις Φέρουσες λιθοδομές με την επιφάνεια τους κάθετη στον άξονα Ανατολή-Δύση
- Μέγιστες θλιπτικές και εφελκυστικές τάσεις για τις Φέρουσες λιθοδομές με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Βορράς-Νότος
- Μέγιστες θλιπτικές και εφελκυστικές τάσεις για τις Φέρουσες οπτοπλινθοδομές με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Ανατολή-Δύση
- Μέγιστες θλιπτικές και εφελκυστικές τάσεις για τις Φέρουσες οπτοπλινθοδομές με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Βορράς-Νότος
- Κύριοι και δευτερεύοντες Οπλισμοί Τοιχωμάτων με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Ανατολή-Δύση
- Κύριοι και δευτερεύοντες Οπλισμοί Τοιχωμάτων με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Βορράς-Νότος
- Οπλισμοί άνω και κάτω παρειάς πλακών

Θα ληφθούν υπόψιν οι τάσεις και οι οπλισμοί εκατέρωθεν των σημείων συγκέντρωσης τάσεων (**Singularities**) στο προσομοίωμα.

Οι φέρουσες λιθοδομές γενικώς παρουσιάζουν επάρκεια σε κατακόρυφες θλιπτικές τάσεις εάν συγκριθούν οι τιμές από τις αντίστοιχες εικόνες (Top & Bottom Superpositioned Minimum Stress) με την μέση τιμή αντοχής που έχει ληφθεί **1,40MPa** (§3.5 του παρόντος). Τα ευνοϊκότερα αποτελέσματα παρουσιάζουν οι λιθοδομές στον χώρο του πηγαδιού και του παλαιού χημείου οι οποίες παραλαμβάνουν μικρότερα κατακόρυφα φορτία και το ύψος τους είναι σημαντικά μικρότερο σε σχέση με αυτές του πατητηριού. Η φέρουσα λιθοδομή του παλαιού μηχανοστασίου παρότι φορτίζεται εκτός του επιπέδου της από την μονόριχτη κεραμοσκεπή παρουσιάζει πολλή καλή εικόνα και αυτό οφείλεται στο περιορισμένο ύψος της. Στα μεγάλα τοιχώματα της Ανατολικής και Δυτικής όψης του χώρου των σταφυλοπαιστηρίων είναι εμφανείς οι θλιπτικές τάσεις λόγω της εκτός επιπέδου μετακίνησης των αετώματων που μπορούν να αμβλυνθούν μέσω της τοποθέτησης ζευκτού που να εφάπτεται σε αυτά. Η μεγάλη τάση που αναπτύσσεται στο "κλειδί" της αψίδας από οπτοπλινθοδομή οφείλεται στον πόλο περιστροφής του αετώματος. Λογικές επίσης είναι και οι θλιπτικές τάσεις που αναπτύσσονται στις εσωτερικές γωνίες των ανοιγμάτων λόγω "λακτίσματος" από τα ανώφλια (δοκοί ΙΡΕ/σκυροδέματος).

Λαμβάνοντας υπόψιν πως η θλιπτική αντοχή της λιθοδομής υπό γωνία μπορεί να ληφθεί περίπου στο 60% της κατακόρυφης θλιπτικής αντοχής που ισούται με **0,84MPa** [3], παρατηρείται επίσης γενική επάρκεια των λιθοδομών.

Όσον αφορά τις εφελκυστικές τάσεις, παρατηρούνται υπερβάσεις σε όλα τα τοιχώματα κάτι που είναι φυσιολογικό αφού υπέρ της ασφάλειας δεν ελήφθη υπόψιν εφελκυστική αντοχή για τις υφιστάμενες τοιχοποιίες. Οι εφελκυστικές τάσεις θα μπορούσαν να παραληφθούν μόνο μέσω της εφαρμογής ωπλισμένου επιχρίσματος ή μανδύων Ω/Σ από τον χαλύβδινο οπλισμό ή από ελκυστήρες.

Οι φέρουσες οπτοπλινθοδομές με μέση θλιπτική αντοχή **3,20MPa** (§3.5 του παρόντος) μπορούν να παραλάβουν γενικώς τις θλιπτικές τάσεις, δεν παρατηρούνται υπερβάσεις στο κυρίως σώμα τους. Είναι λογικά επιβαρυνμένη η φέρουσα οπτοπλινθοδομή του πατητηριού, η οποία φέρει τα σημειακά φορτία της δίρριχτης στέγης. Οι υπερβάσεις που παρατηρούνται στις ακμές των οπτοπλινθοδομών του πατητηριού υφίστανται λόγω της εντός επιπέδου κάμψης των πεσσών και του λακτίσματος από τα πρέκια Ω/Σ. Η οπτοπλινθοδομή του παλαιού χημείου δεν παρουσιάζει καμία υπέρβαση. Οι θλιπτικές τάσεις που παρουσιάζονται στους κοντούς πεσσούς της οπτοπλινθοδομής του παλαιού μηχανοστασίου δεν θα ληφθούν υπόψιν, καθώς

στην θέση εμφάνισής τους εδράζονται οι βάσεις στήριξης του άξονα μετάδοσης κίνησης στην αντλία του πηγαδιού.

Όσον αφορά τις εφελκυστικές τάσεις, παρατηρούνται υπερβάσεις σε όλες τις φέρουσες οπτοπλινθοδομές καθότι υπέρ της ασφαλείας αποφασίστηκε να μη ληφθεί υπόψιν τιμή για την εφελκυστική αντοχή των υφιστάμενων όπλων οπτοπλινθοδομών. Κατά συνέπεια θα μπορούσαν να παραληφθούν μόνο μέσω εφαρμογής ωπλισμένου επιχρίσματος ή μανδύων Ω/Σ από τον χαλύβδινο οπλισμό ή από ελκυστήρες.

Ο έλεγχος των τοιχιών Ω/Σ των δεξαμενών και κατά τις δύο εγκάρσιες μεταξύ τους διευθύνσεις, έδειξε την επάρκεια του χαλύβδινου οπλισμού. Η υφιστάμενη όπλιση με ράβδους **Φ12/12** κατηγορίας **StI** που αντιστοιχεί σε **10,17cm²/m** καλύπτει τις απαιτήσεις σχεδιασμού. Η επάρκεια των τοιχωμάτων είναι γενικώς πολλαπλάσια της απαιτούμενης, βεβαίως έχει υποτεθεί πως οι δεξαμενές Ω/Σ δεν θα ξαναχρησιμοποιηθούν για φορτίο που θα καταπονήσει πλευρικά τα τοιχώματα (π.χ. χύδην φορτίο).

Ο υφιστάμενος χαλύβδινος οπλισμός των πλακών Ω/Σ που αποτελείται από σχάρες ράβδων **Φ12/15** αντιστοιχεί σε **7,91cm²/m** ανά διεύθυνση. Θεωρήθηκε κοινή η πρακτική την εποχή κατασκευής των δεξαμενών, το **50%** του οπλισμού κάμψης του ανοίγματος να αγκυρώνεται στην άνω παρειά της στήριξης αφού καμφθεί, ενώ το υπόλοιπο **50%** να αγκυρώνεται στην κάτω παρειά της στήριξης. Από την παραπάνω θεώρηση αναμένονται **3,96cm²/m** χαλύβδινου οπλισμού στις άνω και κάτω ακραίες στηρίξεις και **7,91cm²/m** χαλύβδινου οπλισμού στις άνω και κάτω μεσαίες στηρίξεις. Από τις εικόνες των αποτελεσμάτων που επισυνάπτονται στην αναφορά παρατηρούνται γενικώς ελλείψεις χαλύβδινου οπλισμού (Upper Principal & Cross Reinforcements) στην άνω παρειά των ακραίων στηρίξεων. Λόγω της μη εισαγωγής στο προσομοίωμα των ενισχύσεων των ακμών διαστάσεων περίπου 25cmx25cm που μειώνουν κατά 0,50m το ελεύθερο μήκος κάμψης των πλακών και αυξάνουν την διατομή του σκυροδέματος που παραλαμβάνει θλιπτικές τάσεις, μπορούν να θεωρηθεί πως αυτές οι υπερβάσεις αμβλύνονται. Λόγω περιορισμένης έκτασης αποκαλύψεων των οπλισμών των πλακών, προτείνεται η περαιτέρω διερεύνηση τους μέσω σαρωτών σκυροδέματος για την ακριβέστερη αποτύπωση της τοποθέτησής τους, τόσο στο μέσον όσο και στις στηρίξεις των πλακών.

Οι υφιστάμενοι οπλισμοί κάμψης στο μέσον των πλακών επαρκούν για την παραλαβή των φορτίσεων.

7. ΔΕΣΜΗ ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΩΝ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Η επιλογή των επεμβάσεων γίνεται με την πρόθεση να εξασφαλιστεί ικανοποιητική στάθμη συμπεριφοράς του συγκροτήματος κτηρίων και να επιτευχθεί η ασφάλεια τόσο των χρηστών όσο και των μηχανημάτων που βρίσκονται στον χώρο. Μέσα από τις επεμβάσεις επιτυγχάνεται η αποκατάσταση του φέροντος οργανισμού και η θωράκισή του έναντι εξωγενών δράσεων με ταυτόχρονη επέκταση του χρόνου ζωής του.

Οι επεμβάσεις που προτείνονται παρατίθενται παρακάτω :

- Εφαρμογή ενεμάτων με βάση την υδράσβεστο στις τριστρωτες τοιχοποιίες για βελτίωση της συνοχής και της αντοχής τους. Συνίσταται η χαμηλή περιεκτικότητα σε τσιμέντο για να υποβοηθηθεί μόνο η ταχύτητα πήξης του ενέματος. Η σύνθεση του ενέματος θα αποφασιστεί μετά από εργαστηριακό έλεγχο της σύνθεσης του υφιστάμενου κονιάματος. Ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δοθεί ώστε να μην αυξηθεί η πίεση εισαγωγής του ενέματος σε σημείο που να διαταράξει την λιθοδομή. Η εφαρμογή του θα πρέπει να είναι αμφίπλευρη με κατεύθυνση από κάτω προς τα πάνω για την όσο το δυνατόν καλύτερη πλήρωση των κενών.
- Εφαρμογή αμφίπλευρου ωπλισμένου επιχρίσματος σε όλες τις φέρουσες τοιχοποιίες μετά την εφαρμογή των ενεμάτων με ιδιαίτερη προσοχή να λαμβάνεται στις συνδέσεις των τοιχωμάτων είτε αυτές είναι εγκάρσιες ή διαμήκεις ώστε να εξασφαλίζεται η συνεργασία των επιμέρους μελών του φέροντος οργανισμού. Το ωπλισμένο επίχρισμα θα επεκτείνεται και στα γραμμικά στοιχεία Ω/Σ που εφάπτονται των φερουσών τοιχοποιιών (δοκοί και υποστυλώματα Ω/Σ και πρέκια ανωφλιών). Η αγκύρωση του χαλύβδινου πλέγματος/ινοπλέγματος στις φέρουσες τοιχοποιίες θα γίνεται μέσω βλήτρων πακτωμένων στην τοιχοποιία ενώ η αγκύρωση του χαλύβδινου πλέγματος/ινοπλέγματος στα γραμμικά στοιχεία Ω/Σ θα γίνεται μέσω αγκυρίων θυσάνου πολλαπλών ινών υάλου. Με την παραπάνω επέμβαση θα επιτευχθεί αύξηση της εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας μέσω της ενσωμάτωσης του χαλύβδινου πλέγματος/ινοπλέγματος στο επίχρισμα.
- Στα ανοίγματα που έχουν πληρωθεί με τοιχοσώματα με πλημμελή ενσφήνωση, προτείνεται η τοπική καθαίρεση των συγκεκριμένων τοιχοσωμάτων πλήρωσης. Εάν το άνοιγμα ξανασφραγιστεί αυτό θα πρέπει να γίνει με επιμελή επανατοποθέτηση τοιχοσωμάτων που θα εξασφαλίζει την αλληλεμπλοκή τους με τις υφιστάμενες τοιχοποιίες. Επίσης θα πρέπει να καθαριστούν και προστατευτούν έναντι οξειδωσης τα μεταλλικά πρέκια.
- Τα υφιστάμενα γραμμικά στοιχεία που εμφανίζουν προβλήματα ανθεκτικότητας, όπως είναι αποτινάξεις επικαλύψεων οπλισμού, διαβρώσεις δομικών χαλύβων, θα αποκατασταθούν πλήρως μετά την αφαίρεση των προϊόντων οξειδωσης και με την εφαρμογή επισκευαστικών κονιαμάτων. Οι χαλύβδινες δοκοί τύπου ΙΡΕ των ανωφλιών θα πρέπει να καθαριστούν επιμελώς από τα προϊόντα οξειδωσης και να προστατευτούν με αντισκωριακή μπογιά πριν σφραγιστούν εντός του ωπλισμένου επιχρίσματος.
- Στα τοιχία και τις πλάκες κάλυψης των δεξαμενών θα πρέπει να εφαρμοστούν ρητινενέσεις στις ρωγμές και επισκευαστικά κονιάματα στις θέσεις που έχει εκτιναχθεί η επικάλυψη του σκυροδέματος. Οι οξειδωμένοι οπλισμοί που θα αποκαλυφθούν θα καθαριστούν επιμελώς από τα προϊόντα οξειδωσης και θα προστατευτούν με αντισκωριακή βαφή. Απαιτείται η αφαίρεση όλων των παλαιών υφιστάμενων στρώσεων στην άνω παρειά των πλακών για τον περιορισμό των κατακόρυφων φορτίων. Επίσης προτείνεται η μετατόπιση της δεξαμενής προφυλενογλυκόλης όσο το δυνατόν μακρύτερα από το μέσον της πλάκας Ω/Σ και προς τη στήριξη. Εάν αυτό δεν είναι δυνατόν, προτείνεται η υποστύλωση της υποκείμενης πλάκας ή η εφαρμογή καμπτικής ενίσχυσης στις στηρίξεις και το μέσο της πλάκας.
- Οι κεραμοσκεπές θα πρέπει να αφαιρεθούν πλήρως και να κατασκευαστεί περιμετρικό διάζωμα Ω/Σ στη στάθμη στέψης των φερουσών τοιχοποιιών το οποίο θα είναι

επαρκώς αγκυρωμένο στις υποκείμενες τοιχοποιίες. Τα υφιστάμενα ξύλινα μέλη των ζευκτών αδυνατούν να φέρουν με ασφάλεια τα κατακόρυφα φορτία και θα πρέπει να αντικατασταθούν πλήρως.

- Η πλάκα σκυροδέματος στο δάπεδο του πατητηριού που εμφανίζει ρηγματώσεις θα πρέπει να προστατευτεί έναντι περαιτέρω επιδείνωσης μέσω της εφαρμογής τουλάχιστον αναστολέων διάβρωσης εμποτισμού και εποξειδικής βαφής δαπέδου με μηδενική απορροφητικότητα για την προστασία του οπλισμού από τα οξέα του γλεύκου και τα καθαριστικά με βάση το χλώριο.

Παρατίθενται οι Τεχνικές Προδιαγραφές (ΦΕΚ Β' 2221/30-7-2012) που σχετίζονται με την προτεινόμενη δέσμη επεμβάσεων όπως αυτές ελήφθησαν από τον ιστότοπο του Πανελληνίου Συνδέσμου Τεχνικών Εταιρειών Ελλάδος (ΣΑΤΕ).

Τεχνικές Προδιαγραφές	
01-01-01-00	Παραγωγή και μεταφορά σκυροδέματος
01-01-02-00	Διάστρωση σκυροδέματος
01-01-03-00	Συντήρηση σκυροδέματος
01-01-05-00	Δονητική συμπύκνωση σκυροδέματος
01-02-01-00	Χαλύβδινοι οπλισμοί σκυροδέματος
01-03-00-00	Ικρίσματα
03-03-01-00	Επιχρίσματα
03-05-01-00	Επικεραμώσεις στεγών
03-06-02-03	Θερμομονώσεις κεραμοσκεπών στεγών
03-10-03-00	Αντισκωριακή προστασία και χρωματισμός σιδηρών επιφανειών
14-01-01-01	Καθαρισμός επιφάνειας σκυροδέματος από αποσπασίματα ή ξένα υλικά
14-01-01-02	Προετοιμασία επιφάνειας σκυροδέματος για επεμβάσεις επισκευών - ενισχύσεων
14-01-02-01	Τοπική καθαίρεση σκυροδέματος με διατήρηση του οπλισμού
14-01-02-02	Τοπική καθαίρεση σκυροδέματος χωρίς διατήρηση του οπλισμού
14-01-04-00	Αποκατάσταση τοπικής βλάβης στοιχείου σκυροδέματος οφειλόμενης σε διάβρωση του οπλισμού
14-01-06-00	Πλήρης αποκατάσταση διατομής στοιχείου από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχει αποδιοργανωθεί τοπικά
14-01-07-01	Πλήρωση ρωγμών στοιχείων σκυροδέματος μικρού εύρους
14-01-09-01	Καθαρισμός επιφάνειας αποκαλυφθέντων χαλύβδινων οπλισμών
14-02-01-01	Καθαίρεση επιχρισμάτων τοιχοποιίας
14-02-01-02	Καθαρισμός επιφάνειας τοιχοποιίας
14-02-01-03	Διεύρυνση αρμών τοιχοποιίας
14-02-02-01	Τοπική αφαίρεση τοιχοποιίας με μηχανικά μέσα
14-02-02-02	Τοπική αφαίρεση τοιχοποιίας με εργαλεία χειρός
14-02-04-00	Αποκατάσταση τοιχοποιίας με εφαρμογή ενεμάτων
14-02-05-01	Επισκευές μεγάλων ρωγμών τοιχοποιίας με σποραδική αντικατάσταση των λιθοσωμάτων κατά μήκος αυτών (λιθοσυρραφή)
14-02-07-00	Ενίσχυση υπάρχουσας τοιχοποιίας με την εφαρμογή νέου υψηλής αντοχής ή/και οπλισμένου επιχρισματος
15-04-01-00	Μέτρα υγείας - ασφάλειας και απαιτήσεις περιβαλλοντικής προστασίας κατά τις κατεδαφίσεις - καθαιρέσεις

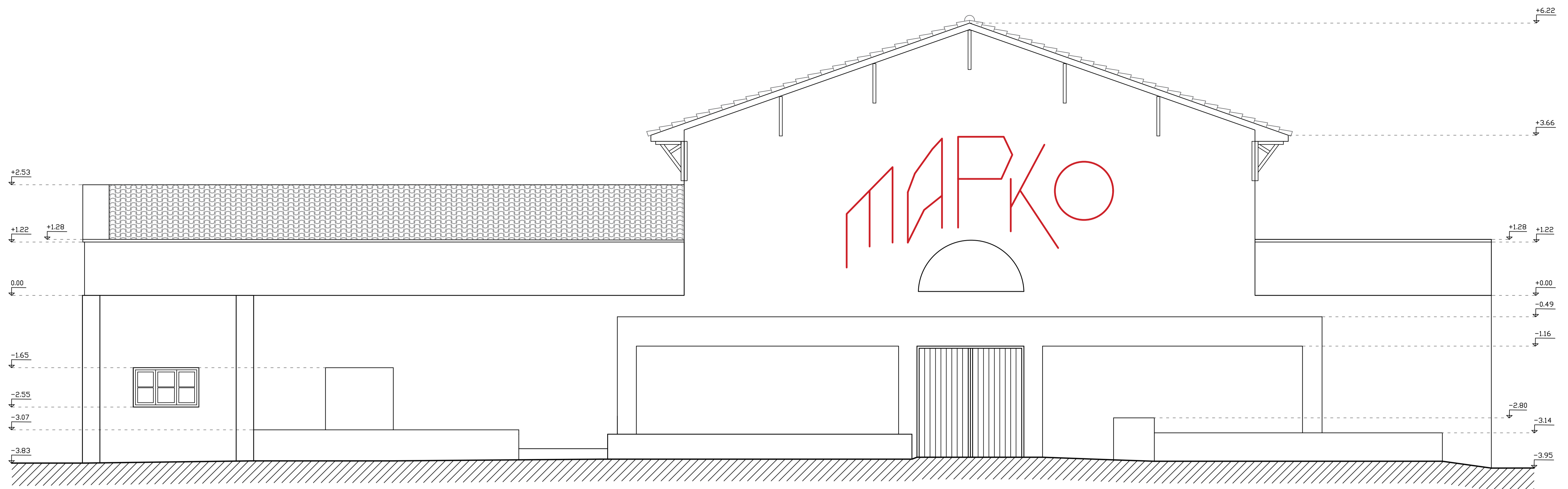
Βιβλιογραφία

- [1] Δ. Ψαρός, ΜΙΑ ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΚΟΙΝΟΤΗΣ - Ο ΑΝΑΓΚΑΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΕΤΑΙΡΙΣΜΟΣ ΜΑΡΚΟΠΟΥΛΟΥ ΑΤΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΟΙ ΘΕΣΜΟΙ ΤΗΣ ΓΕΩΡΓΟΚΤΗΝΟΤΡΟΦΙΚΗΣ ΚΟΙΝΟΠΡΑΞΙΑΣ ΤΩΝ ΚΑΤΟΙΚΩΝ, Αθήνα: Επιθεώρηση Τοπικής Αυτοδιοικήσεως, Τεύχος Β', 1955.
- [2] Δ. Φιλιππίδης, ΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΣΤΗΝ ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΤΟΥ ΕΙΚΟΣΤΟΥ ΑΙΩΝΑ, ΑΘΗΝΑ: Α.Ε. ΤΣΙΜΕΝΤΩΝ ΤΙΤΑΝ, 1992.
- [3] Κ. Καλαντζής, «Μελέτη Κατασκευής Οινοδεξαμενών 1000t στο Οινοποιείον Αναγκαστικού Συνεταιρισμού Μαρκοπούλου,» ΑΓΡΟΤΙΚΗ ΤΡΑΠΕΖΑ ΤΗΣ ΕΛΛΑΔΟΣ - ΔΙΕΥΘΥΝΣΙΣ ΓΕΩΡΓΙΚΩΝ ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΩΝ - ΤΜΗΜΑ ΜΕΛΕΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ & ΕΠΙΒΛΕΨΕΩΣ ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ, Αθήνα, 1965.
- [4] Σ. Δ. Μεθενίτης, "ΤΟ ΜΑΡΚΟΠΟΥΛΟ ΤΩΝ ΜΕΣΟΓΕΙΩΝ - Οδοιπορικό στους αιώνες", Μαρκόπουλο: ΝΙΚΟΣ Κ. ΛΥΜΠΕΡΗΣ, 2007.
- [5] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, «Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008,» Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, Roma, 2009.
- [6] Μ. Έ. ΙΤΣΑΚ, «Σεισμός ΒΔ Αττικής Μ5.3 της 19/7/2019 - Προκαταρκτική Έκθεση,» ΙΤΣΑΚ, Θεσσαλονίκη, 2019.
- [7] Θ. Τάσιος, Σ. Δρίτσος, Ε. Βιντζηλαίου, Χ. Ιγνατάκης, Τ. Καραντώνη, Χ. Κωστίκας, Α. Μιλτιάδου, Μ. Πανουτσοπούλου, Σ. Πανταζοπούλου, Κ. Στυλιανίδης & Μ. Χρονόπουλος, ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΓΙΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΔΟΜΗΤΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ (ΚΑΔΕΤ, Σχέδιο 1.), Αθήνα: ΟΑΣΠ, Μάρτιος 2019.

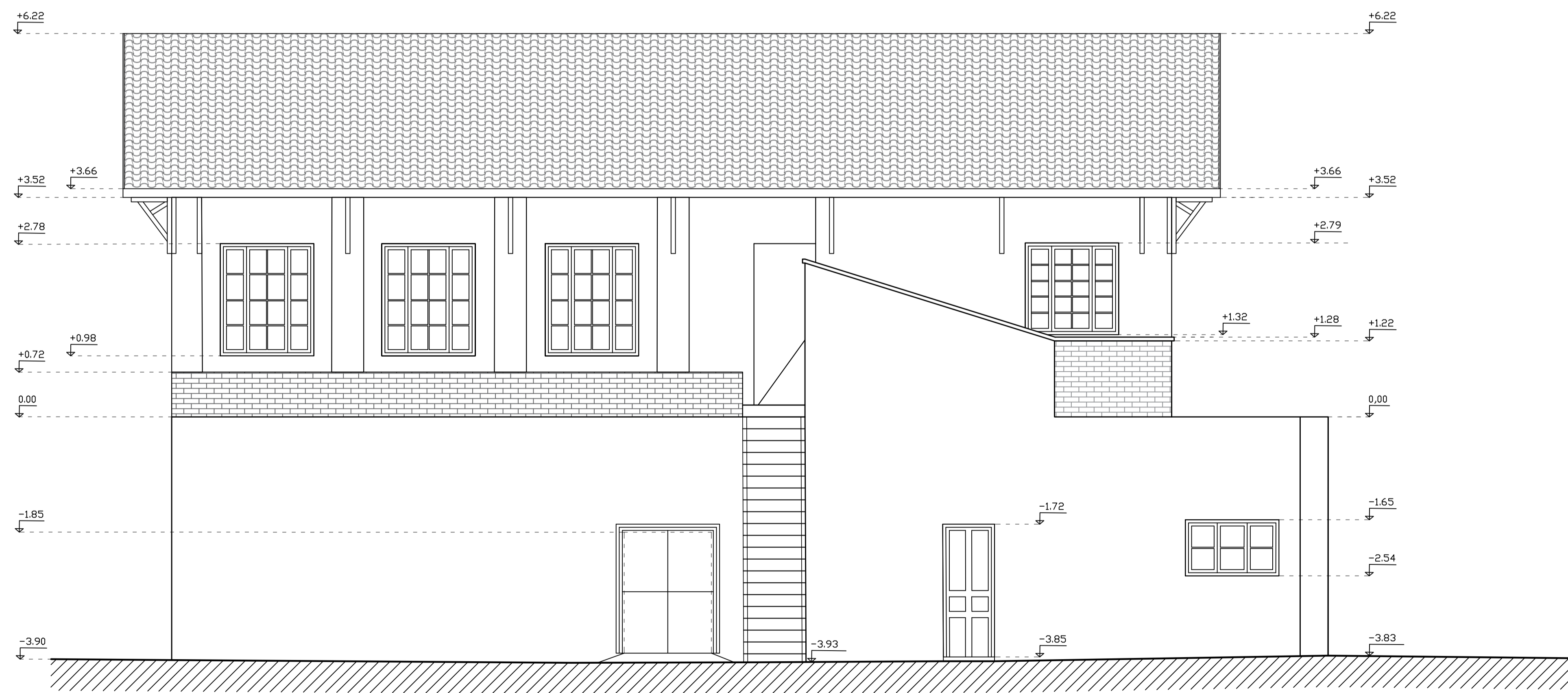
**ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΗΣ ΑΠΟΤΥΠΩΣΗΣ & ΤΗΣ ΑΝΑΦΟΡΑΣ ΤΟΥ
ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ SOFiSTiK FEA 2018**

Μελέτη Δομητικής Αποτίμησης στο συγκρότημα πατητηριού του Αναγκαστικού Συνεταιρισμού ή Κοινοπραξία "ΜΑΡΚΟ"
στο Μαρκόπουλο Μεσογαίας

**ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑΤΟΣ ΠΑΤΗΤΗΡΙΟΥ ΣΤΟΝ
ΑΝΑΓΚΑΣΤΙΚΟ ΣΥΝΕΤΑΙΡΙΣΜΟ "ΜΑΡΚΟ" ΣΤΟ
ΜΑΡΚΟΠΟΥΛΟ ΜΕΣΟΓΑΙΑΣ**



ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ



ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ

ΕΡΓΟ : ΜΕΛΕΤΗ ΔΟΜΗΤΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑΤΟΣ ΠΑΤΗΤΗΡΙΟΥ ΤΟΥ ΟΙΝΟΠΟΙΕΙΟΥ "ΜΑΡΚΟ"

ΙΔΙΟΚΤΗΤΗΣ : ΑΝΑΓΚΑΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΕΤΑΙΡΙΣΜΟΣ "ΜΑΡΚΟ"

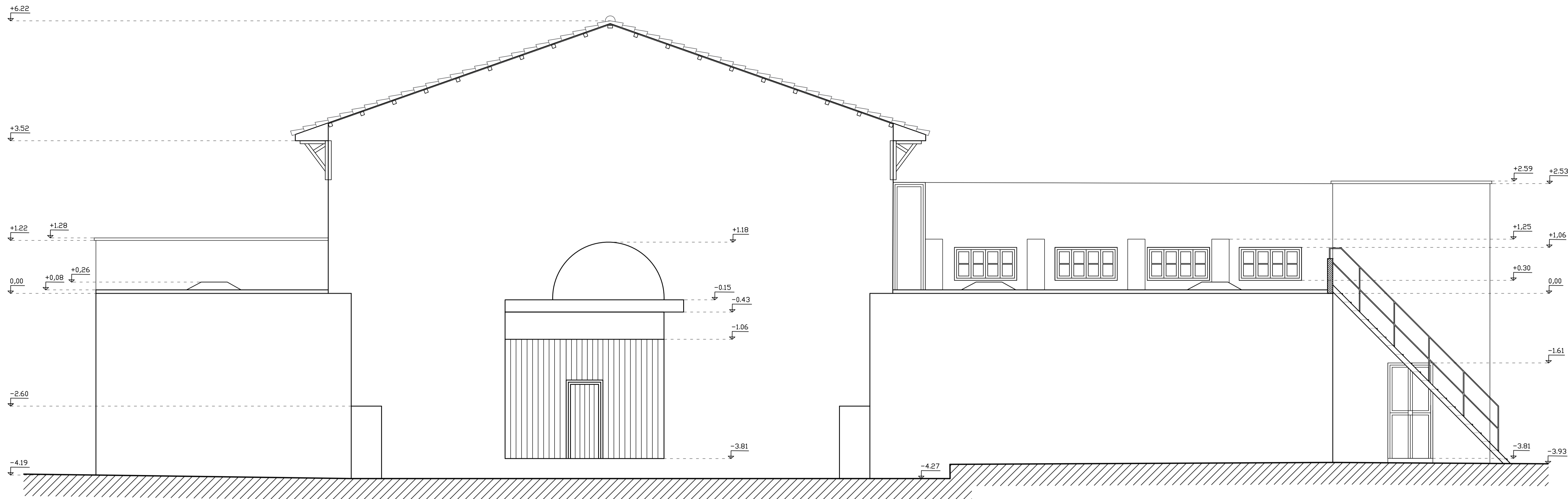
ΘΕΣΗ : ΙΩΑΝΝΗ ΠΡΙΦΤΗ 2
ΜΑΡΚΟΠΟΥΛΟ ΜΕΣΟΓΑΙΑΣ
ΑΤΤΙΚΗ Τ.Κ. 190 03

ΜΕΛΕΤΗ : ΤΟ ΠΑΡΟΝ ΣΧΕΔΙΟ, ΔΗΜΙΟΥΡΓΗΘΗΚΕ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΗΣ ΦΟΙΤΗΤΙΚΗΣ ΕΚΔΟΣΗΣ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ Η/Υ AUTOCAD ΤΗΣ ΕΤΑΙΡΕΙΑΣ AUTODESK INC

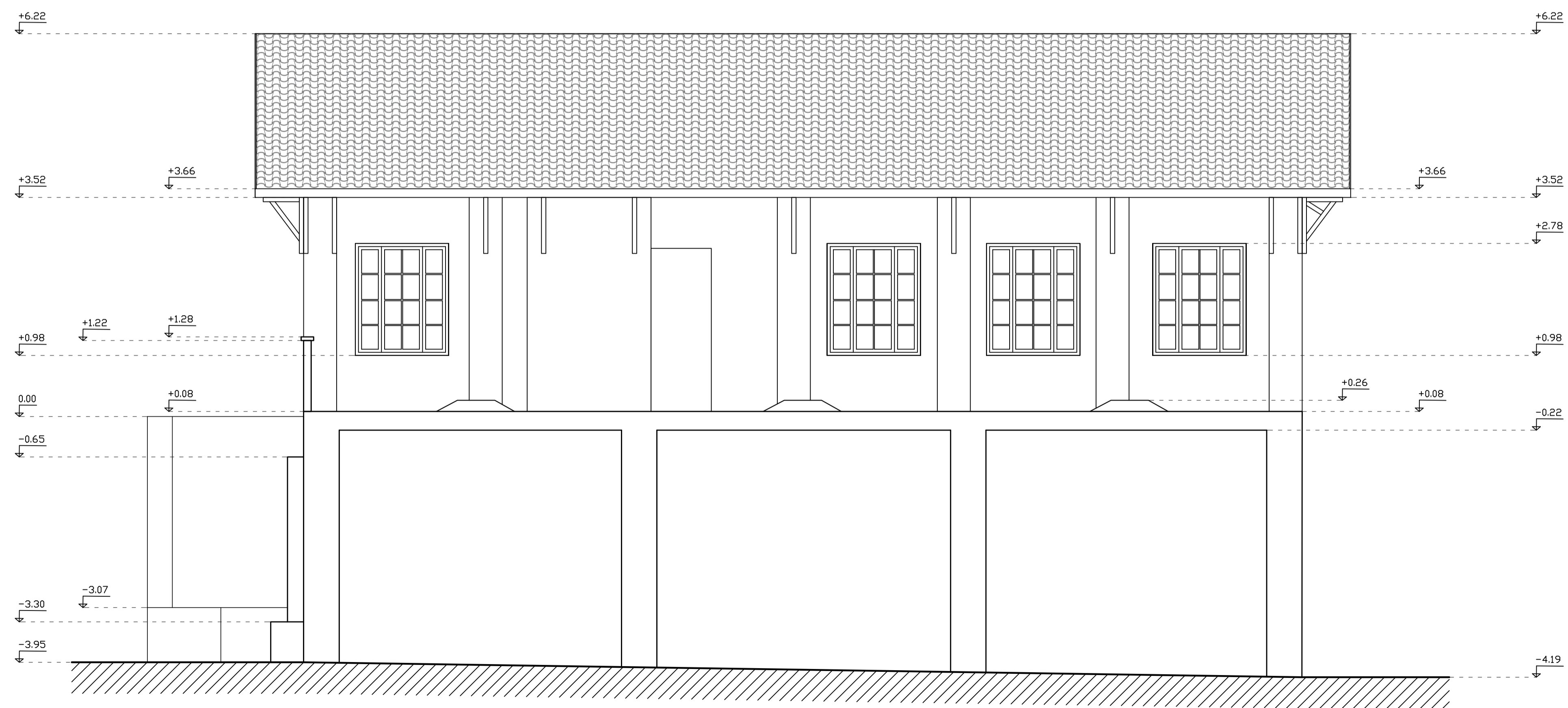
ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ : ΒΟΡΕΙΑ ΟΨΗ - ΔΥΤΙΚΗ ΟΨΗ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑΤΟΣ ΠΑΤΗΤΗΡΙΟΥ

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ : ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2019

ΤΟ ΠΑΡΟΝ ΣΧΕΔΙΟ ΑΠΟΤΕΛΕΙ ΜΕΡΟΣ ΤΗΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ ΤΟΥ ΦΟΙΤΗΤΗ ΙΩΑΝΝΗ ΧΑΣΙΩΤΗ ΣΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ ΣΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ



ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ



NOTIA ΟΨΗ

ΕΡΓΟ : ΜΕΛΕΤΗ ΔΟΜΗΤΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑΤΟΣ ΠΑΤΗΤΗΡΙΟΥ ΤΟΥ ΟΙΝΟΠΟΙΕΙΟΥ "ΜΑΡΚΟ"

ΙΔΙΟΚΤΗΤΗΣ : ΑΝΑΓΚΑΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΕΤΑΙΡΙΣΜΟΣ "ΜΑΡΚΟ"

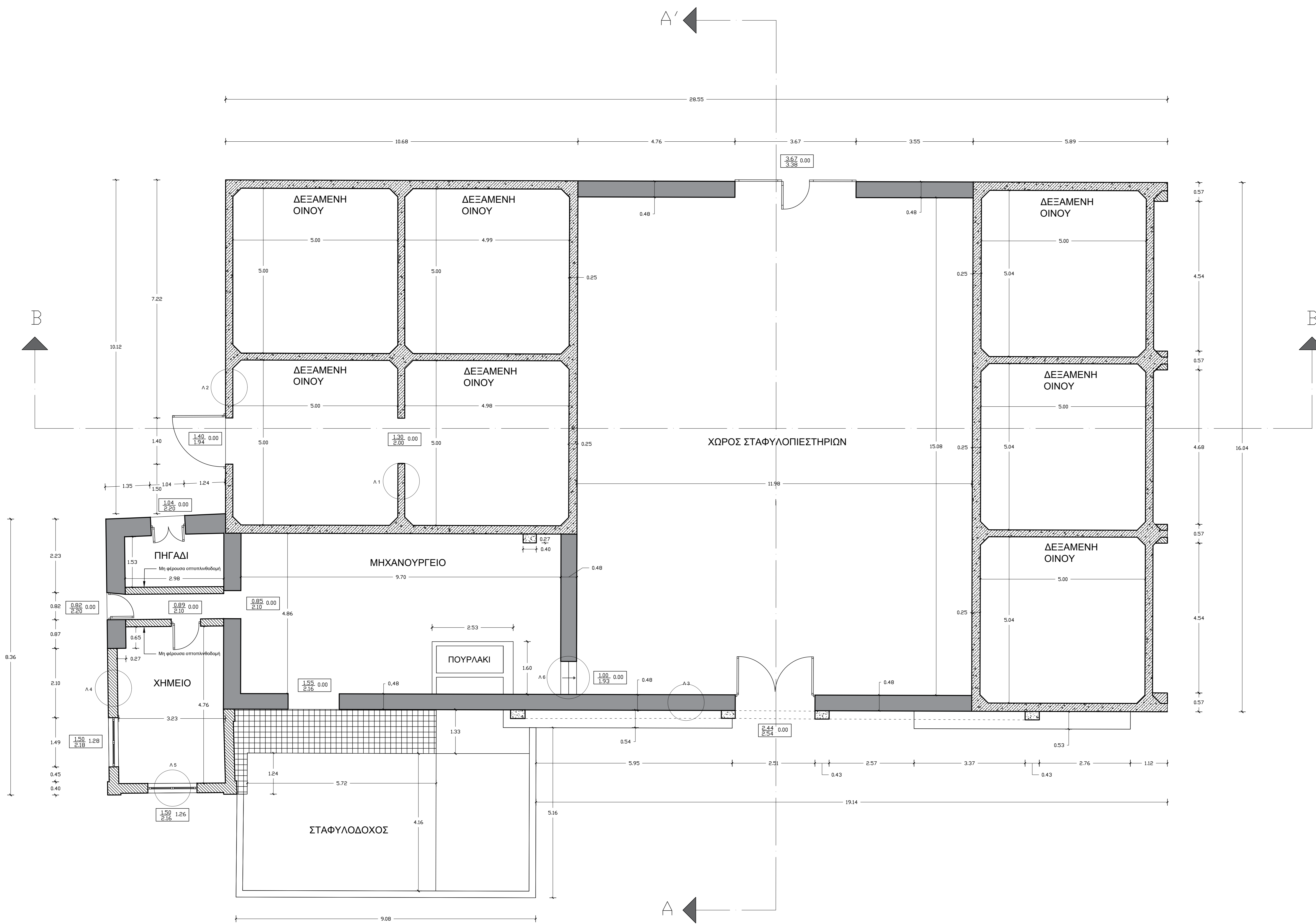
ΘΕΣΗ : ΙΩΑΝΝΗ ΠΡΙΦΤΗ 2
ΜΑΡΚΟΠΟΥΛΟ ΜΕΣΟΓΑΙΑΣ
ΑΤΤΙΚΗ Τ.Κ. 190 03

ΜΕΛΕΤΗ : ΤΟ ΠΑΡΟΝ ΣΧΕΔΙΟ, ΔΗΜΙΟΥΡΓΗΘΗΚΕ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΗΣ ΦΟΙΤΗΤΙΚΗΣ ΕΚΔΟΣΗΣ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ Η/Υ AUTOCAD ΤΗΣ ΕΤΑΙΡΕΙΑΣ AUTODESK INC

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ : ΑΝΑΤΟΛΙΚΗ ΟΨΗ - ΝΟΤΙΑ ΟΨΗ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑΤΟΣ ΠΑΤΗΤΗΡΙΟΥ

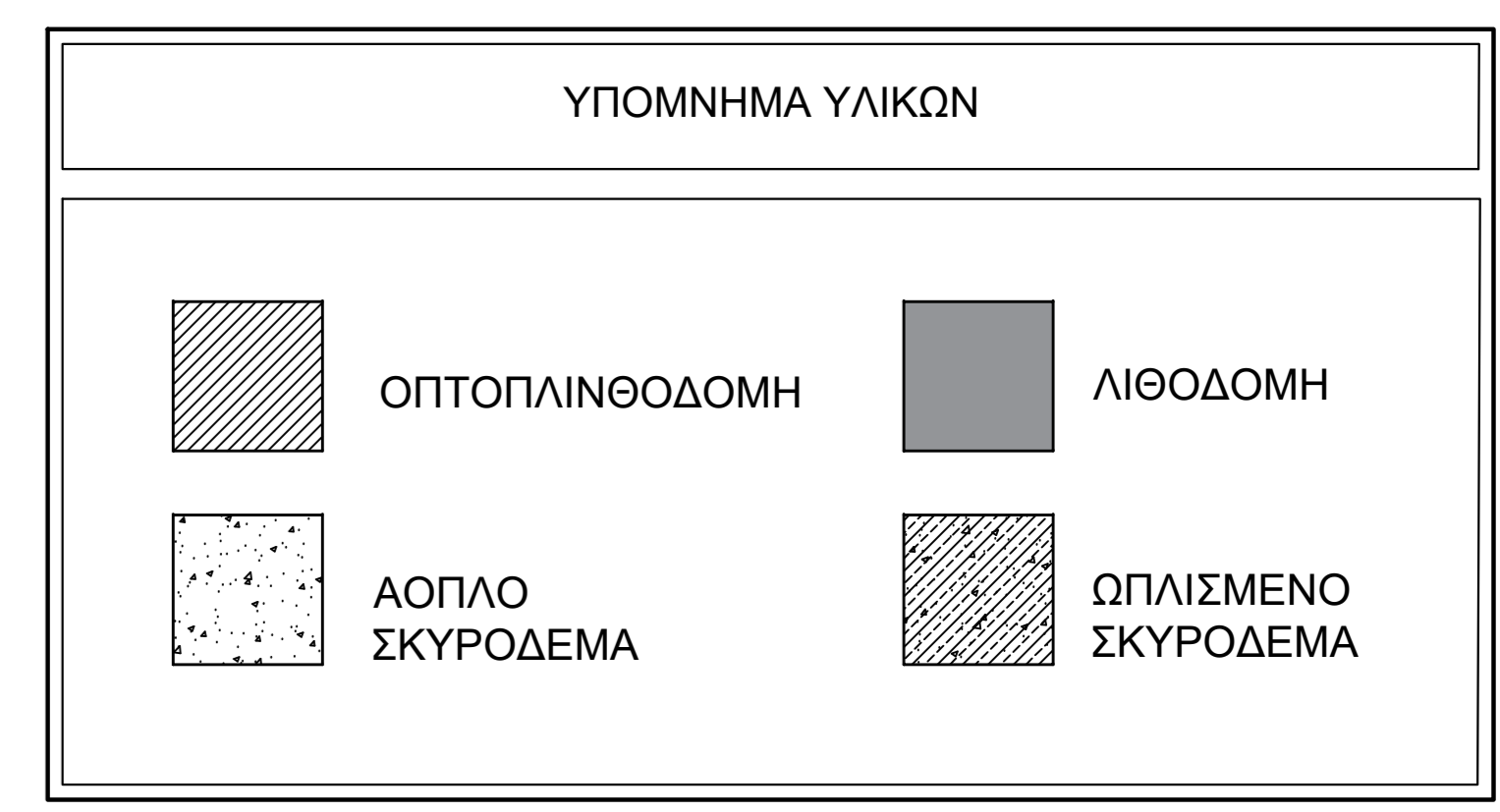
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ : ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2019

ΤΟ ΠΑΡΟΝ ΣΧΕΔΙΟ ΑΠΟΤΕΛΕΙ ΜΕΡΟΣ ΤΗΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ ΤΟΥ ΦΟΙΤΗΤΗ ΙΩΑΝΝΗ ΧΑΣΙΩΤΗ ΣΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ ΣΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

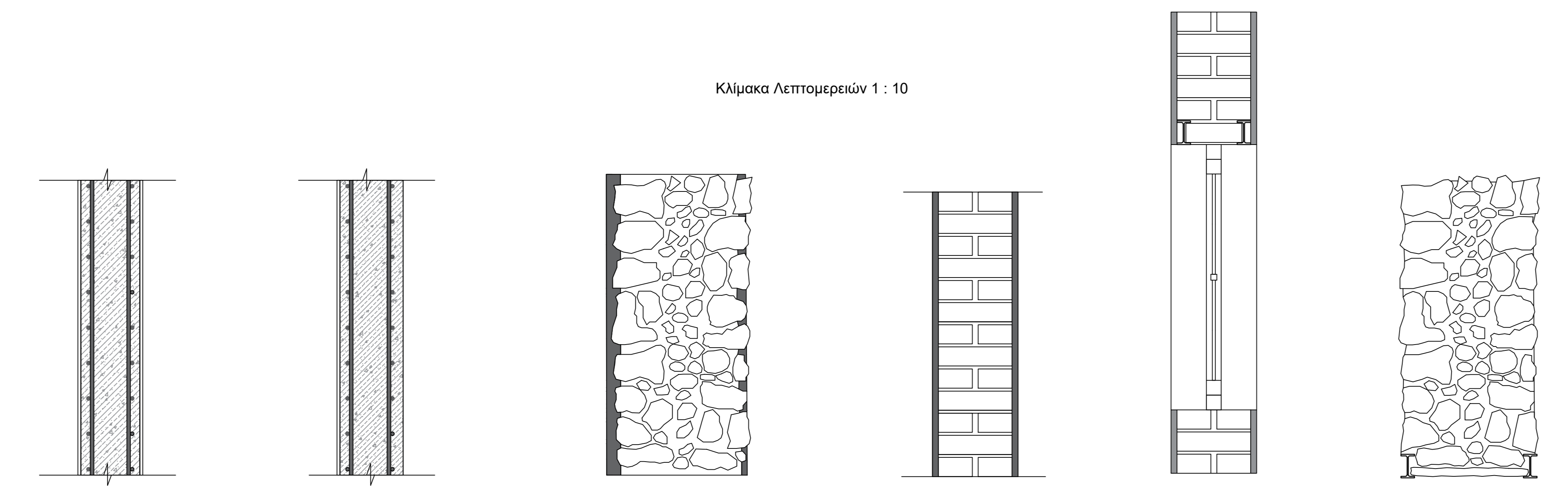


ΠΑΡΑΔΟΣΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

ΥΛΙΚΑ	Μόνιμο	Χρόνιο
Αρμετοδομή Ελαστική οπτική χωρίς οξυγόνο φραγμό	1.4 MPa	19 kN/m ³
Μέτρο Ελαστικότητας E	0.026 MPa	18 kN/m ³
Οπτοπλινθοδομή Ελαστική οπτική	8.70 MPa	25 kN/m ³
Μέτρο Ελαστικότητας E	290 MPa	78.5 kN/m ³
Ελαστική οπτική χωρίς οξυγόνο φραγμό	3.2 MPa	5.5 kN/m ³
Μέτρο Ελαστικότητας E	0.08 MPa	1.2 kN/m ³
Μέτρο Διεύθυνσης	1.900 MPa	12.50kN
Συμπίεση Κατηγορία	C 12/15	7,0kN
Χάλυβας οπλισμού Κατηγορία	S1 (S220)	1,5 kN/m ²
Δομικός χάλυβας Κατηγορία	S235	1,0 kN/m ²
Ευκλεία Κατηγορία	C 14	0,30



Κλίμακα Λεπτομεριών 1 : 10



Λεπτομέρεια Α 1
Εξωτερικό Τείχος Δεξιάμενων
Αμφοτερότερο τειχοςοικονομίας απαγορευμένης πάχους 1 cm
Οπίσθια με σφύρα χαλκιδένου ραβδίων διατομής Φ 12 ανά 10 - 12 cm
Πάχος επικάλυψης χαλκιδένου οπλισμού εξωτερικά 2 cm
Πάχος επικάλυψης χαλκιδένου οπλισμού 2 cm
Καθαρό πάχος τοιχώματος 20 cm

Λεπτομέρεια Α 2
Εξωτερικό Τείχος Δεξιάμενων
Τοιχοπλινθοδομία στεγανοποίησης οπισθενικά πάχους 1 cm
Οπίσθια με σφύρα χαλκιδένου ραβδίων διατομής Φ 12 ανά 10 - 12 cm
Πάχος επικάλυψης χαλκιδένου οπλισμού οπισθενικά 2 cm
Καθαρό πάχος τοιχώματος 22 cm

Λεπτομέρεια Α 3
Φέροντα Τοιχώματα Λιθοδομής
Φέροντα τριπλήρη τοιχώματα από ακατέργαστους λίθους ασβεστολιθικής προέλευσης καθαρού πάχους περίπου 45 cm.
Επιπλέον στην εξωτερική πλευρά της λιθοδομής πάχος περίπου 2 - 3 cm.
Αρμολόγημα στην οπισθενική πλευρά της λιθοδομής.

Λεπτομέρεια Α 4
Φέροντα Τοιχώματα Οπτοπλινθοδομής
Φέροντα μιμητική οπτοπλινθοδομή από τοιχοπλινθοδομία διαστάσεων 25 cm x 11.5 cm x 6.5 cm.
Αμφοτερότερο επίχρωμα πάχους περίπου 2 cm.
Πρίσι από δίκτυο ΙΡΕ 80.

Λεπτομέρεια Α 5
Πρίσι Παράθυρου Χημέου
Φέροντα μιμητική οπτοπλινθοδομή από τοιχοπλινθοδομία διαστάσεων 25 cm x 11.5 cm x 6.5 cm πάχους 25 cm.
Αμφοτερότερο επίχρωμα πάχους περίπου 2 cm.
Πρίσι από δίκτυο ΙΡΕ 80.

Λεπτομέρεια Α 6
Πρίσι σε τοιχώματα Λιθοδομής
Πρίσι από δίκτυο ΙΡΕ 80 και πλάκα σχιστόλιθου.

ΕΡΓΟ : ΜΕΛΕΤΗ ΔΟΜΗΤΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑΤΟΣ ΠΑΤΗΤΗΡΙΟΥ ΤΟΥ ΟΙΝΟΠΟΙΕΙΟΥ "ΜΑΡΚΟ"

ΙΔΙΟΚΤΗΤΗΣ : ΑΝΑΓΚΑΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΕΤΑΙΡΙΣΜΟΣ "ΜΑΡΚΟ"

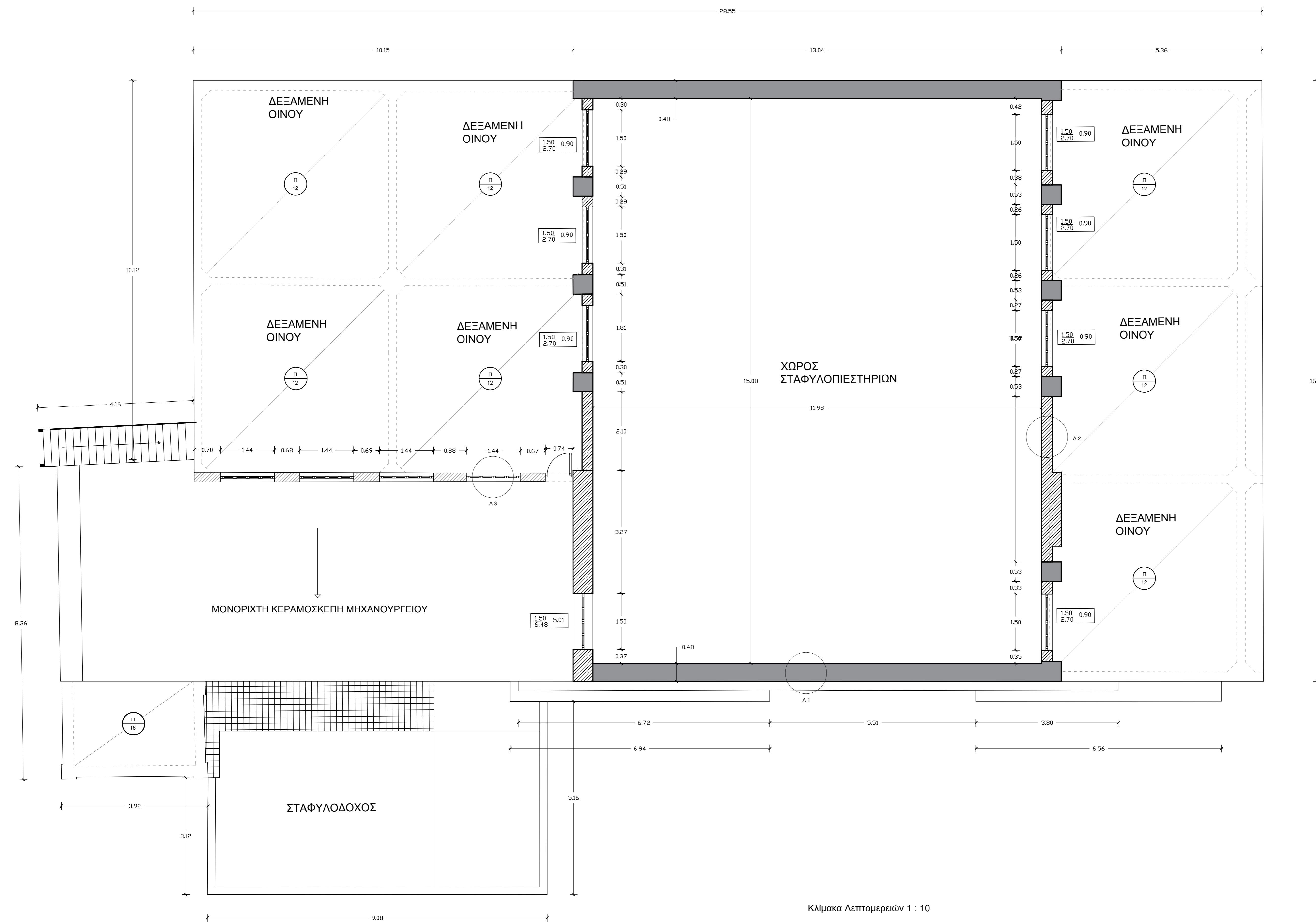
ΘΕΣΗ : ΙΩΑΝΝΗ ΠΡΙΦΤΗ 2
ΜΑΡΚΟΠΟΥΛΟ ΜΕΣΟΓΑΙΑΣ
ΑΤΤΙΚΗ Τ.Κ. 190 03

ΜΕΛΕΤΗ : ΤΟ ΠΑΡΟΝ ΣΧΕΔΙΟ ΔΗΜΙΟΥΡΓΗΘΗΚΕ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΗΣ ΦΟΙΤΗΤΙΚΗΣ ΕΚΔΟΣΗΣ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ Η/Υ AUTOCAD ΤΗΣ ΕΤΑΙΡΕΙΑΣ AUTODESK INC

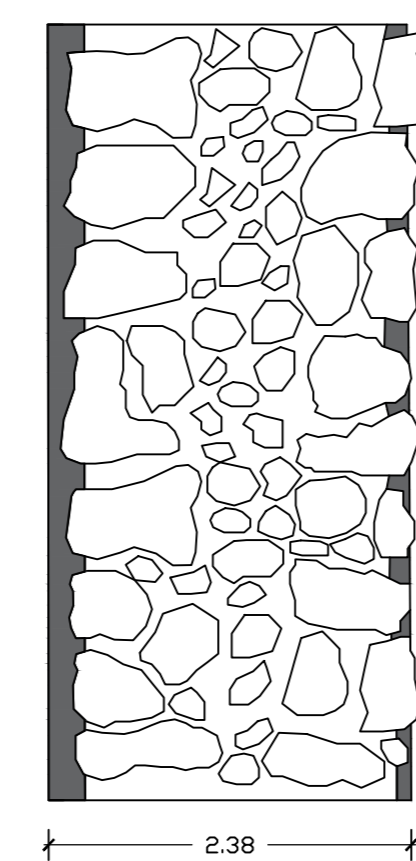
ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ : ΔΙΑΤΑΞΗ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΣΤΑΘΜΗΣ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ : ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2019

ΤΟ ΠΑΡΟΝ ΣΧΕΔΙΟ ΑΠΟΤΕΛΕΙ ΜΕΡΟΣ ΤΗΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ ΤΟΥ ΦΟΙΤΗΤΗ ΙΩΑΝΝΗ ΧΑΣΙΩΤΗ ΣΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ ΣΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

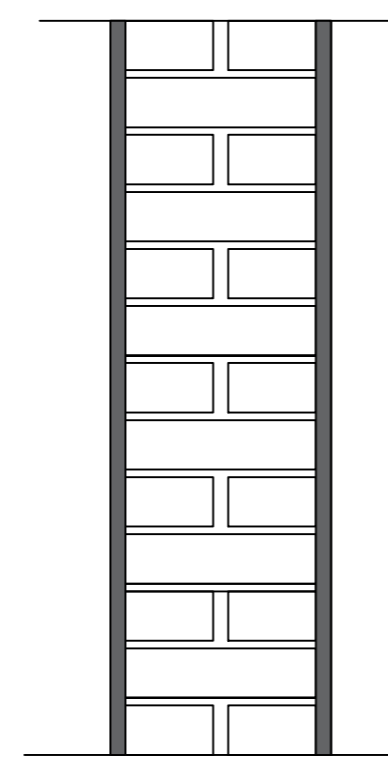


Κλίμακα λεπτομερειών 1 : 10



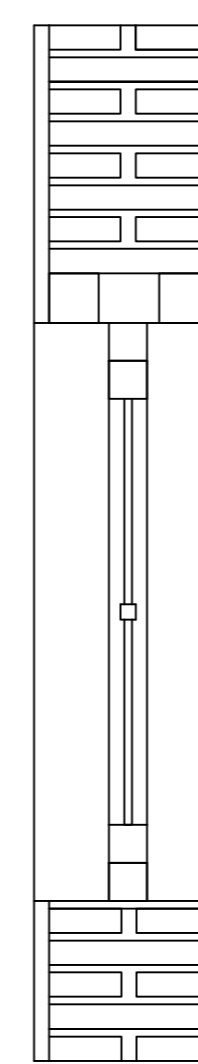
Φέρουσα Τεχνοπία Λιθοδομής

Φέρουσα τριτοβάθμια τεχνοπία από ακατέργαστους λίθους ασβεστολιθικής προέλευσης καθαρού πάχους περίπου 45 cm. Επιχρώμα στην εξωτερική πλευρά της λιθοδομής πάχους περίπου 2 - 3 cm. Αρκαλιώματα στην εσωτερική πλευρά της λιθοδομής.



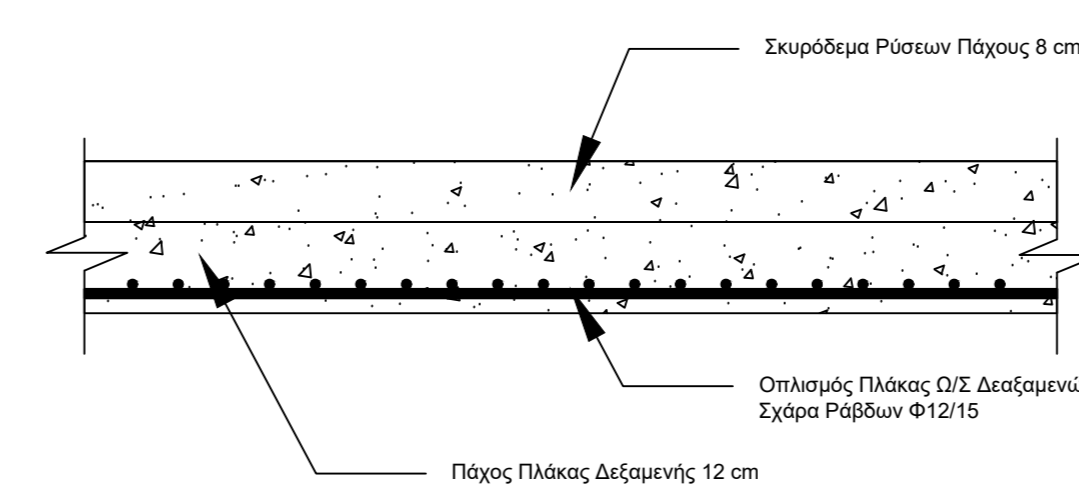
Λεπτομέρεια Α 2

Φέρουσα μιστοκί, οπτοπλινοδομή από τσιμεντοκονία διαστάσεων 21 cm x 5.5 cm x 3.5 cm. Αμφιπλευρά επιχρώμα πάχους περίπου 2 cm. Αρκαλιώματα επιχρώμα πάχους περίπου 2 cm.



Λεπτομέρεια Α 3

Φέρουσα μιστοκί, οπτοπλινοδομή από τσιμεντοκονία διαστάσεων 21 cm x 5.5 cm x 3.5 cm. Αμφιπλευρά επιχρώμα πάχους περίπου 2 cm. Πάχος παραβάρου από δύο βόλτες, βάρους 5 cm x 5 cm και μιστοκί απόπλινο.



Τμήση Πλάκας Ο/Σ Δεξαμενών

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ			
ΥΛΙΚΑ		ΦΟΡΤΙΑ	
Αρκαλιώδομη Ελαστική αντοχή	1.4 MPa	Μόνιμο Ίδιον βάρος Αρκαλιωδομής	19 kN/m ³
Ελαστική αντοχή χωρίς εφάνετο φορτίο	0.026 MPa	Ίδιον βάρος Οπτοπλινοδομής	18 kN/m ³
Μέγρο Ελαστικότητα Ε	870 MPa	Ίδιον βάρος Σκυροδέματος	25 kN/m ³
Μέγρο Διεύθυνσης	290 MPa	Ίδιον βάρος Χάλυβα	78.5 kN/m ³
Οπτοπλινοδομή Ελαστική αντοχή	3.2 MPa	Ίδιον βάρος Στάλων	5.5 kN/m ³
Ελαστική αντοχή χωρίς εφάνετο φορτίο	0.08 MPa	Επιπέδωση Εδαφών, κεραμοσκεπών	1.2 kN/m ²
Μέγρο Ελαστικότητα Ε	1500 MPa	Εγκαταστάσεις Ψυκτικού Συγκροτήματος Ψυκτικό Μηχάνημα	12,50kN
Μέγρο Διεύθυνσης	500 MPa	Διδακτική Προπαινευτικού	7,0kN
Σκυρόδεμα Κατηγορία	C 12/15	Κινητό Μη βοηθ. επένδυση	1.0 kN/m ²
Χάλυβας οπλισμού Κατηγορία	S1 (S220)	Ίδιον	1.0 kN/m ²
Δομικός χάλυβας Κατηγορία	S533	Συντελεστής Μεταβλητών Δράσεων ψ2	0,30
Ευκλεία Κατηγορία	C 14	Στοιβά Ζώνη Στοιβάς Επικουρωμένης Στοιβάς	1
		Στοιβάς Επικουρωμένης Εξόδους	0,16 g
		Στοιβάς κτηρίου	Σ2/γ=1,00
		Κατηγορία Εξόδους	g
		Συντελεστής Εξόδους Β	1,20
		Συντελεστής Φορμαγής Ενίσχυσης	β0 = 2,50
		Συντελεστής Διαμεταστροφής Τοιχοποιίας	ψ=1,50
		Συντελεστής Χωρικής Επαλληλίας Σκευών Δράσεων	0,30

ΥΠΟΜΗΜΑ ΥΛΙΚΩΝ	
	ΟΠΤΟΠΛΙΝΟΔΟΜΗ
	ΛΙΘΟΔΟΜΗ
	ΑΟΠΛΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
	ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΕΡΓΟ : ΜΕΛΕΤΗ ΔΟΜΗΤΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑΤΟΣ ΠΑΤΗΤΗΡΙΟΥ ΤΟΥ ΟΙΝΟΠΟΙΕΙΟΥ "ΜΑΡΚΟ"

ΙΔΙΟΚΤΗΤΗΣ : ΑΝΑΓΚΑΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΕΤΑΙΡΙΣΜΟΣ "ΜΑΡΚΟ"

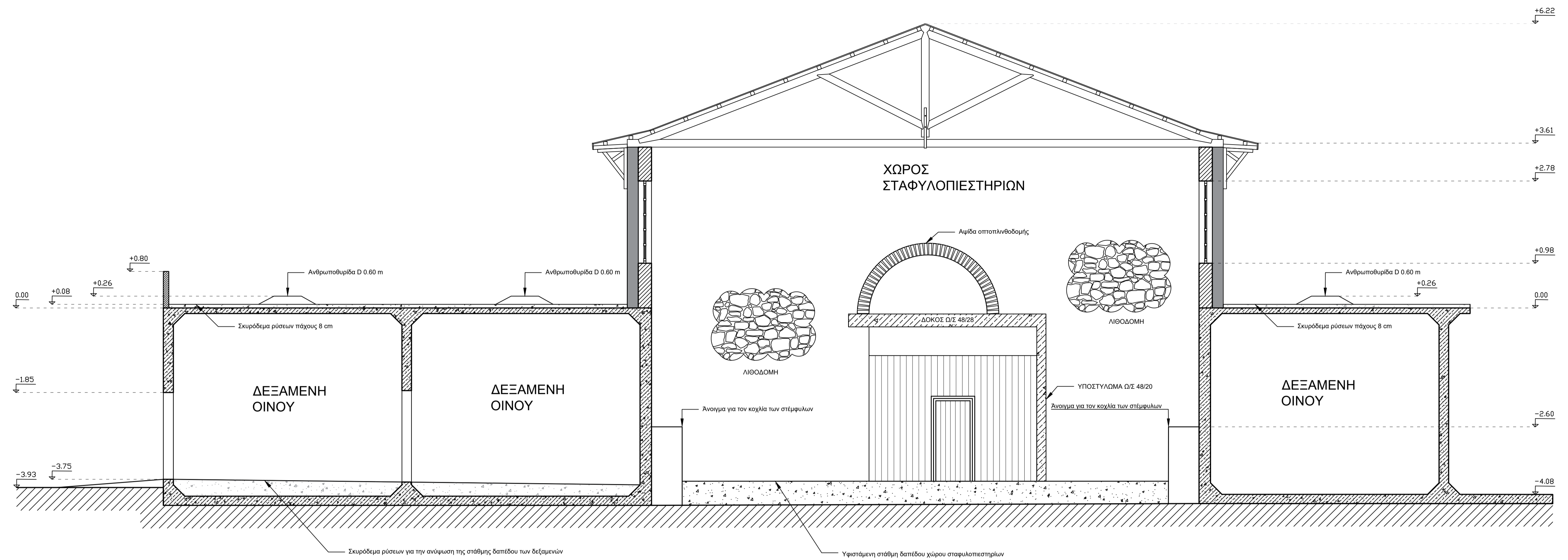
ΘΕΣΗ : ΙΩΑΝΝΗ ΠΡΙΦΤΗ 2
ΜΑΡΚΟΠΟΥΛΟ ΜΕΣΣΟΓΑΙΑΣ
ΑΤΤΙΚΗ Τ.Κ. 190 03

ΜΕΛΕΤΗ : ΤΟ ΠΑΡΟΝ ΣΧΕΔΙΟ, ΔΗΜΙΟΥΡΓΗΘΗΚΕ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΗΣ ΦΟΙΤΗΤΙΚΗΣ ΕΚΔΟΣΗΣ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ Η/Υ AUTOCAD ΤΗΣ ΕΤΑΙΡΕΙΑΣ AUTODESK INC

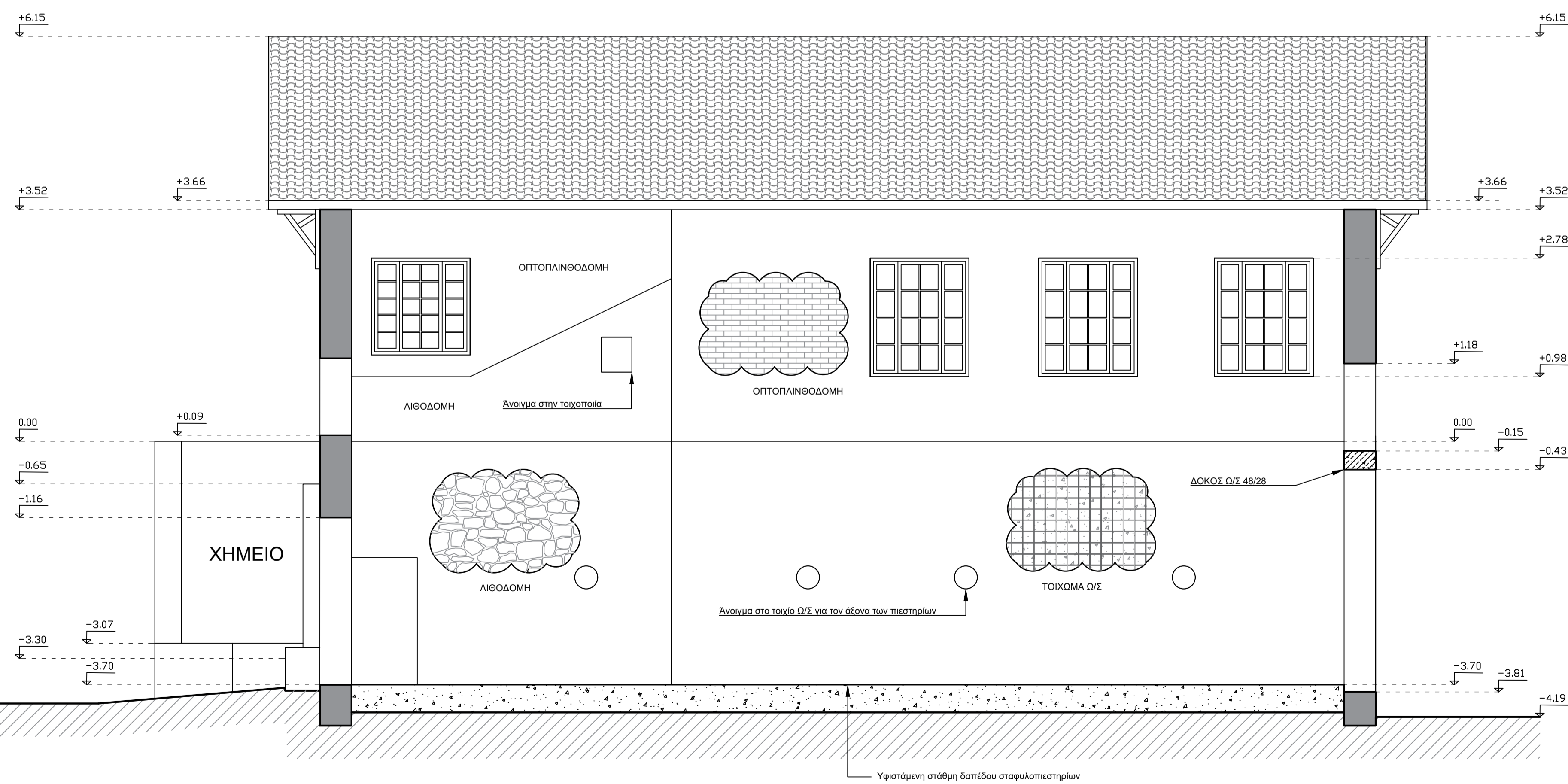
ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ : ΔΙΑΤΑΞΗ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΣΤΑΘΜΗΣ ΟΡΟΦΟΥ

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ : ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2019

ΤΟ ΠΑΡΟΝ ΣΧΕΔΙΟ ΑΠΟΤΕΛΕΙ ΜΕΡΟΣ ΤΗΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ ΤΟΥ ΦΟΙΤΗΤΗ ΙΩΑΝΝΗ ΧΑΣΙΩΤΗ ΣΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ ΣΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ



ΤΟΜΗ Β - Β'



ΤΟΜΗ Α - Α'

ΕΡΓΟ : ΜΕΛΕΤΗ ΔΟΜΗΤΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑΤΟΣ ΠΑΤΗΤΗΡΙΟΥ ΤΟΥ ΟΙΝΟΠΟΙΕΙΟΥ "ΜΑΡΚΟ"

ΙΔΙΟΚΤΗΤΗΣ : ΑΝΑΓΚΑΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΕΤΑΙΡΙΣΜΟΣ "ΜΑΡΚΟ"

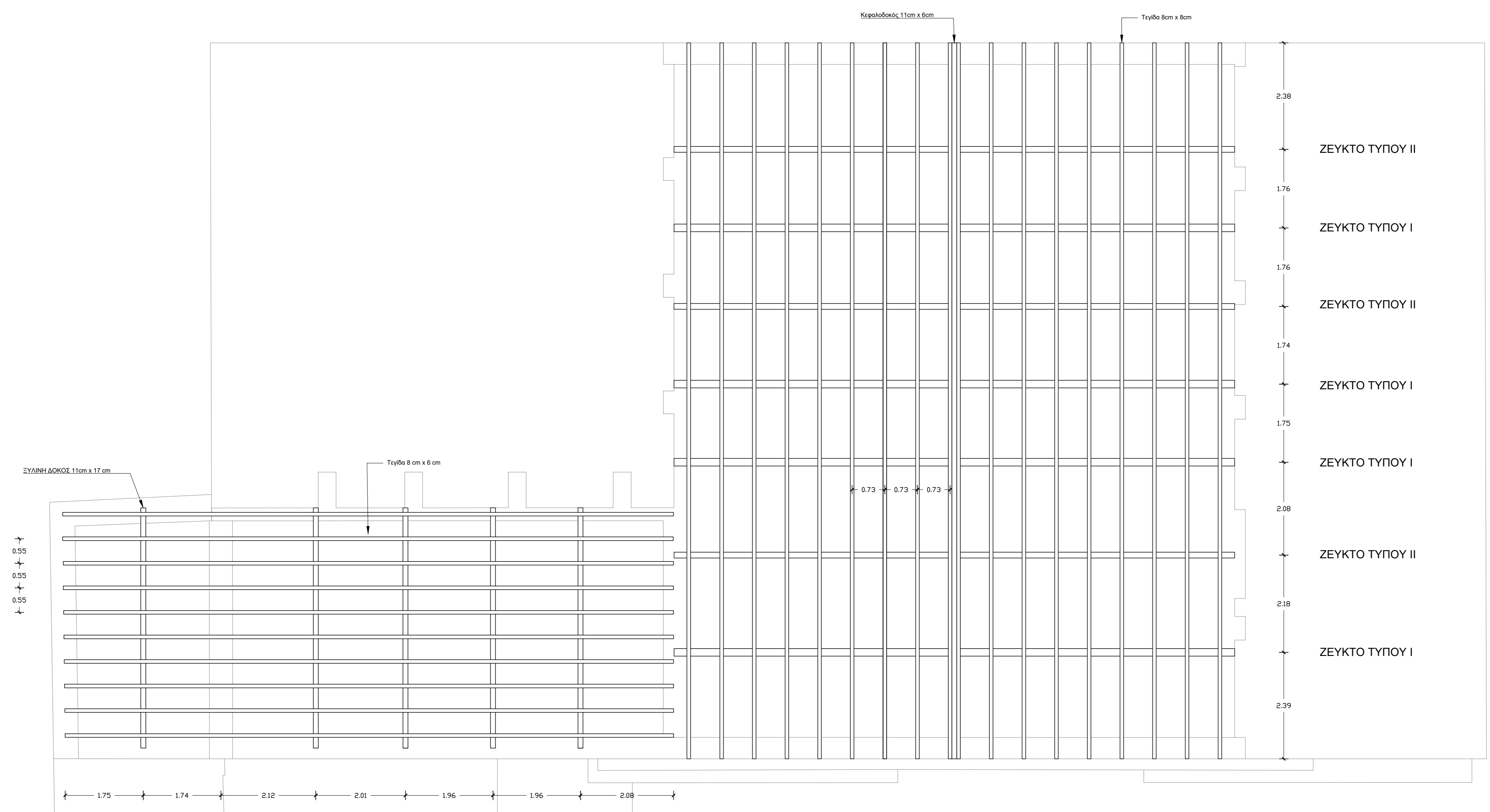
ΘΕΣΗ : ΙΩΑΝΝΗ ΠΡΙΦΤΗ 2
ΜΑΡΚΟΠΟΥΛΟ ΜΕΣΟΓΑΙΑΣ
ΑΤΤΙΚΗ Τ.Κ. 190 03

ΜΕΛΕΤΗ : ΤΟ ΠΑΡΟΝ ΣΧΕΔΙΟ, ΔΗΜΙΟΥΡΓΗΘΗΚΕ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΗΣ ΦΟΙΤΗΤΙΚΗΣ ΕΚΔΟΣΗΣ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ Η/Υ AUTOCAD ΤΗΣ ΕΤΑΙΡΕΙΑΣ AUTODESK INC

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ : ΤΟΜΕΣ Α - Α' & Β - Β'

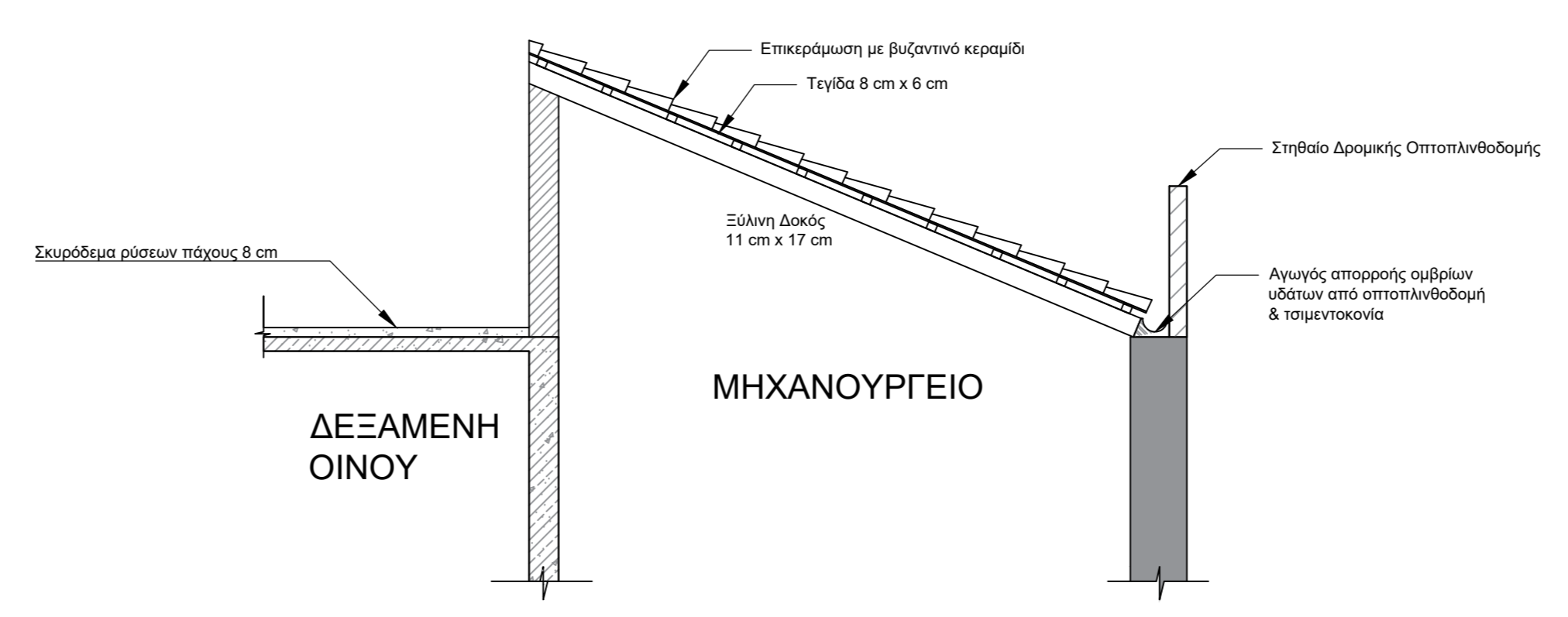
ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ : ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2019

ΤΟ ΠΑΡΟΝ ΣΧΕΔΙΟ ΑΠΟΤΕΛΕΙ ΜΕΡΟΣ ΤΗΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ ΤΟΥ ΦΟΙΤΗΤΗ ΙΩΑΝΝΗ ΧΑΣΙΩΤΗ ΣΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ ΣΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

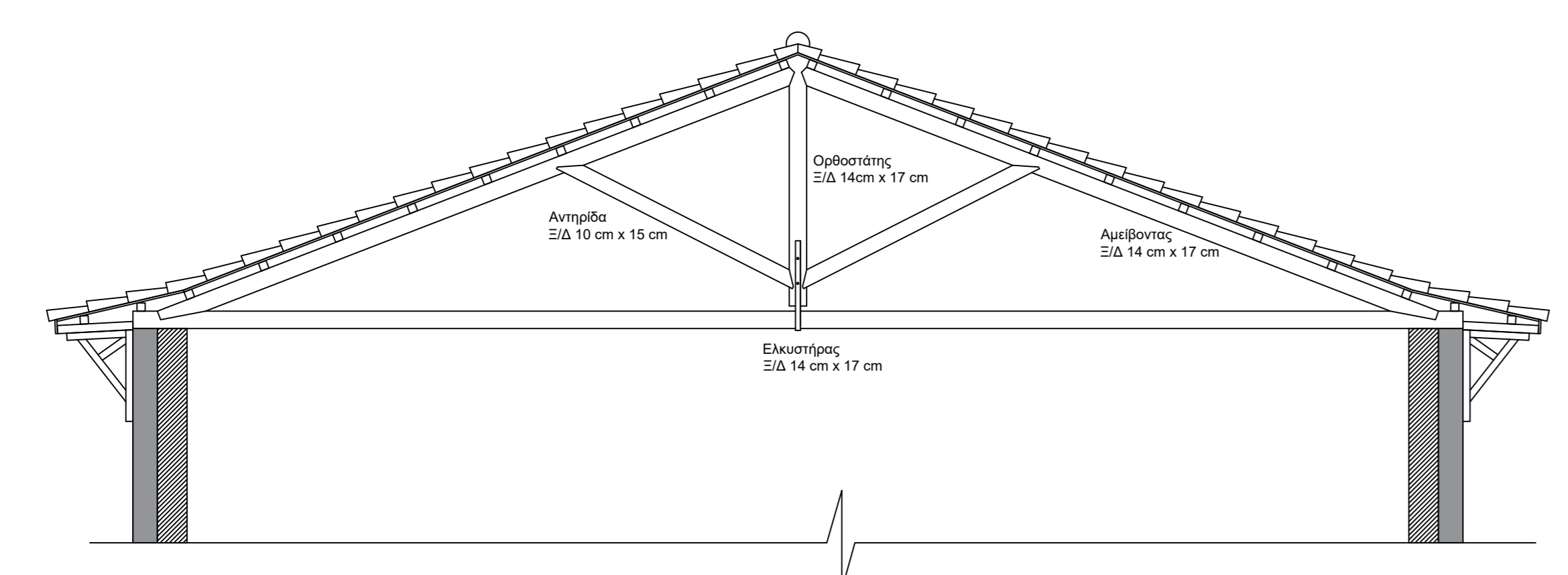


ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ		
ΥΛΙΚΑ		ΦΟΡΤΙΑ
Αργελλοδομή Ελαστική αντοχή χωρίς εφάνετο φρόντο	1.4 MPa	Ύψος Βάρος Αργελλοδομής 19 kN/m ³
Μέγρο Ελαστικότητα Ε	0,026 MPa	Ύψος Βάρος Οπτοπλινθοδομής 18 kN/m ³
Μέγρο Διεύθυνσης	870 MPa	Ύψος Βάρος Σκυροδέματος 25 kN/m ³
	290 MPa	Ύψος Βάρος Χάλυβα 78,5 kN/m ³
Οπτοπλινθοδομή Ελαστική αντοχή	3,2 MPa	Ύψος Βάρος Στάλου 5,5 kN/m ³
Διεύθυνση αντοχή χωρίς εφάνετο φρόντο	0,08 MPa	Επιπέδωση Εδαφικών κεραιοσκελών 1,2 kN/m ²
Μέγρο Ελαστικότητα Ε	1500 MPa	Εγκοπή/Πλάτος Ψακιδίου Συγκροτήματος Ψακιδίου Μιχάνηματος 12,50kN
Μέγρο Διεύθυνσης	500 MPa	Διεδραμένη Προπυλενοαιθυλοκάλυψη 7,0kN
Σκυροδέμα Κατηγορία	C 12/15	Κινητό Μη βαρή επένδυση δαπέδου 1,0 kN/m ²
Χάλυβας οπλισμού Κατηγορία	S11 (S220)	Ύψος Συντελεστής Μεταβλητών Δράσεων ψ2 1,0 kN/m ²
Δομικός χάλυβας Κατηγορία	S235	Στοιβά Ζώνη Στοιβάκης Επικωνδυοστήτας Στοιβάκη Επένδυση Εδαφους Στοιβάδα/Πλάτος κτιρίου Κατηγορία Εδαφους Συντελεστής Εδαφους Β Συντελεστής Φοροστατικής Ενίσχυσης Συντελεστής Κυριωγραφικής Τοπογραφίας Συντελεστής Χωρικής Επιδιόρθωσης Σεισμικών Δράσεων 0,30
Ευκλεία Κατηγορία	C 14	Ζώνη Στοιβάκης Επικωνδυοστήτας Στοιβάκη Επένδυση Εδαφους Στοιβάδα/Πλάτος κτιρίου Κατηγορία Εδαφους Συντελεστής Εδαφους Β Συντελεστής Φοροστατικής Ενίσχυσης Συντελεστής Κυριωγραφικής Τοπογραφίας Συντελεστής Χωρικής Επιδιόρθωσης Σεισμικών Δράσεων 0,30

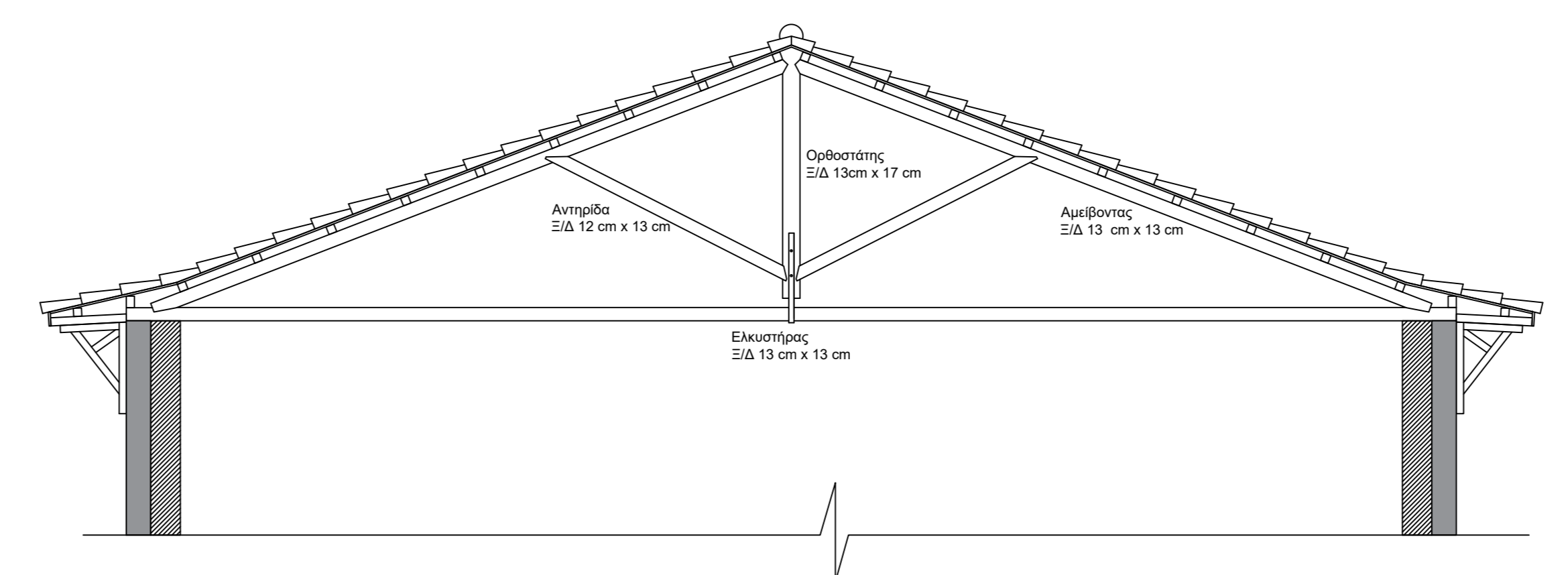
ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΥΛΙΚΩΝ	
	ΟΠΤΟΠΛΙΝΘΟΔΟΜΗ
	ΛΙΘΟΔΟΜΗ
	ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
	ΑΟΠΛΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ



ΔΙΑΤΑΞΗ ΜΟΝΟΡΙΧΤΗΣ ΚΕΡΑΜΟΣΚΕΠΗΣ ΜΗΧΑΝΟΥΡΓΕΙΟΥ



ΞΥΛΙΝΟ ΖΕΥΚΤΟ ΣΤΕΓΗΣ ΠΑΤΗΤΗΡΙΟΥ ΤΥΠΟΥ I



ΞΥΛΙΝΟ ΖΕΥΚΤΟ ΣΤΕΓΗΣ ΠΑΤΗΤΗΡΙΟΥ ΤΥΠΟΥ II

ΕΡΓΟ : ΜΕΛΕΤΗ ΔΟΜΗΤΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑΤΟΣ ΠΑΤΗΤΗΡΙΟΥ ΤΟΥ ΟΙΝΟΠΟΙΕΙΟΥ "ΜΑΡΚΟ"

ΙΔΙΟΚΤΗΤΗΣ : ΑΝΑΓΚΑΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΕΤΑΙΡΙΣΜΟΣ "ΜΑΡΚΟ"

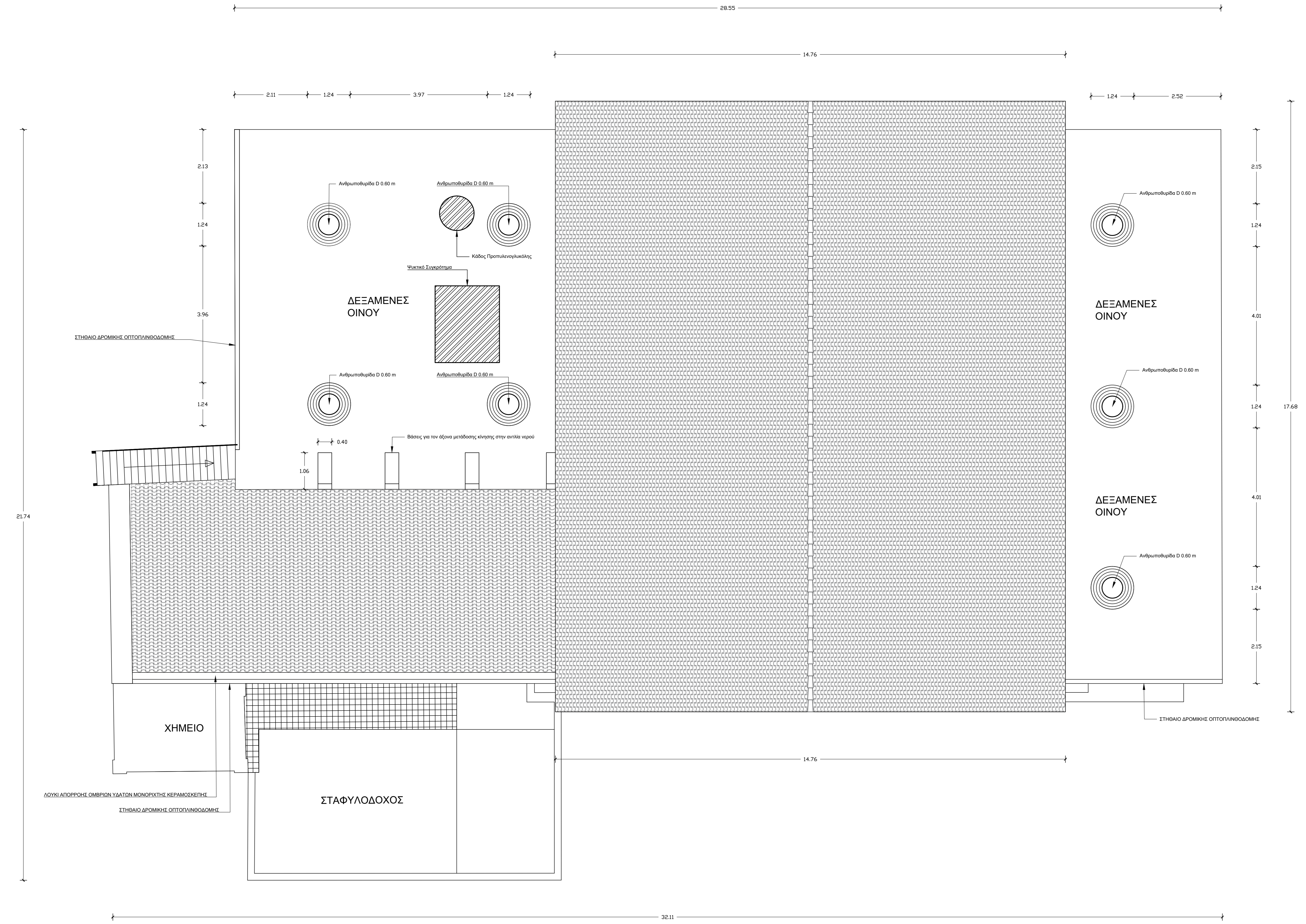
ΘΕΣΗ : ΙΩΑΝΝΗ ΠΡΙΦΤΗ 2 ΜΑΡΚΟΠΟΥΛΟ ΜΕΣΣΟΓΑΙΑΣ ΑΤΤΙΚΗ Τ.Κ. 190 03

ΜΕΛΕΤΗ : ΤΟ ΠΑΡΟΝ ΣΧΕΔΙΟ, ΔΗΜΙΟΥΡΓΗΘΗΚΕ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΗΣ ΦΟΙΤΗΤΙΚΗΣ ΕΚΔΟΣΗΣ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ Η/Υ AUTOCAD ΤΗΣ ΕΤΑΙΡΕΙΑΣ AUTODESK INC

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ : ΔΙΑΤΑΞΗ ΞΥΛΙΝΩΝ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ : ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2019

ΤΟ ΠΑΡΟΝ ΣΧΕΔΙΟ ΑΠΟΤΕΛΕΙ ΜΕΡΟΣ ΤΗΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ ΤΟΥ ΦΟΙΤΗΤΗ ΙΩΑΝΝΗ ΧΑΣΙΩΤΗ ΣΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ ΣΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ



ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ			
ΥΛΙΚΑ		ΦΟΡΤΙΑ	
Αργαλιθοδομή Επιπέδη οροφή	1,4 ΜΡα	Ύψος Βάρος Αργαλιθοδομής	19 kN/m ³
Διατηρητέ οροφή χωρίς οξυγόνο φορτίο	0,026 ΜΡα	Ύψος Βάρος Οπτολινοδομής	18 kN/m ³
Μέτρο Ελαστικότητας Ε	870 ΜΡα	Ύψος Βάρος Σκυροδέματος	25 kN/m ³
Μέτρο Αντίτμησης	290 ΜΡα	Ύψος Βάρος Χάλυβα	78,5 kN/m ³
Οπτολινοδομή Επιπέδη οροφή	3,2 ΜΡα	Ύψος Βάρος Στάλων	5,5 kN/m ³
Διατηρητέ οροφή χωρίς οξυγόνο φορτίο	0,08 ΜΡα	Επιπέδη Εδάμων κεραμοσκεπών	1,2 kN/m ²
Μέτρο Ελαστικότητας Ε	1300 ΜΡα	Εγκαταστάσεις Ψυκτικού Συγκροτήματος Ψυκτικό Μηχάνημα	12,50kN
Μέτρο Αντίτμησης	500 ΜΡα	Δαβερνή Προυλονευλωτικής	7,0kN
Σκυροδέμα Κατηγορία	C 12/15	Κινητά Μη βάρη επίγειο/θάλας	1,0 kN/m ²
Χάλυβας οπλισμού Κατηγορία	S1 (S220)	Ύψος Συντελεστής Μεταβλητών Δράσεων ψ2	1,0 kN/m ² 0,30
Δομικός χάλυβας Κατηγορία	S235	Στοιβά Ζώνη Στοιβάς Επικονδυλιστής	1
Ευκλεία Κατηγορία	C 14	Στοιβά Επικονδυλιστή Εδάφους	0,10 ρ
		Στοιβά Επικονδυλιστή κτιρίου	Σ2/γ=1,00
		Κατηγορία Εδάφους	B
		Συντελεστής Εδάφους B	1,20
		Συντελεστής Φωσφορικής Ενίσχυσης	β0 = 2,50
		Συντελεστής Κυρτωμένου Τοιχοποιίας	ψ=1,50
		Συντελεστής Χωρικής Επιδόσεως Σερμικών Δράσεων	0,30

ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΥΛΙΚΩΝ	
	ΟΠΤΟΛΙΝΟΔΟΜΗ
	ΛΙΘΟΔΟΜΗ
	ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
	ΑΟΠΛΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΕΡΓΟ : ΜΕΛΕΤΗ ΔΟΜΗΤΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑΤΟΣ ΠΑΤΗΤΗΡΙΟΥ ΤΟΥ ΟΙΝΟΠΟΙΕΙΟΥ "ΜΑΡΚΟ"

ΙΔΙΟΚΤΗΤΗΣ : ΑΝΑΓΚΑΣΤΙΚΟΣ ΣΥΝΕΤΑΙΡΙΣΜΟΣ "ΜΑΡΚΟ"

ΘΕΣΗ : ΙΩΑΝΝΗ ΠΡΙΦΤΗ 2
ΜΑΡΚΟΠΟΥΛΟ ΜΕΣΣΟΓΑΙΑΣ
ΑΤΤΙΚΗ Τ.Κ. 190 03

ΜΕΛΕΤΗ : ΤΟ ΠΑΡΟΝ ΣΧΕΔΙΟ, ΔΗΜΙΟΥΡΓΗΘΗΚΕ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΗΣ ΦΟΙΤΗΤΙΚΗΣ ΕΚΔΟΣΗΣ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ Η/Υ AUTOCAD ΤΗΣ ΕΤΑΙΡΕΙΑΣ AUTODESK INC

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ : ΚΑΤΟΨΗ ΟΡΟΦΩΝ & ΣΤΕΓΩΝ

ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ : ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2019

ΤΟ ΠΑΡΟΝ ΣΧΕΔΙΟ ΑΠΟΤΕΛΕΙ ΜΕΡΟΣ ΤΗΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ ΤΟΥ ΦΟΙΤΗΤΗ ΙΩΑΝΝΗ ΧΑΣΙΩΤΗ ΣΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ ΣΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

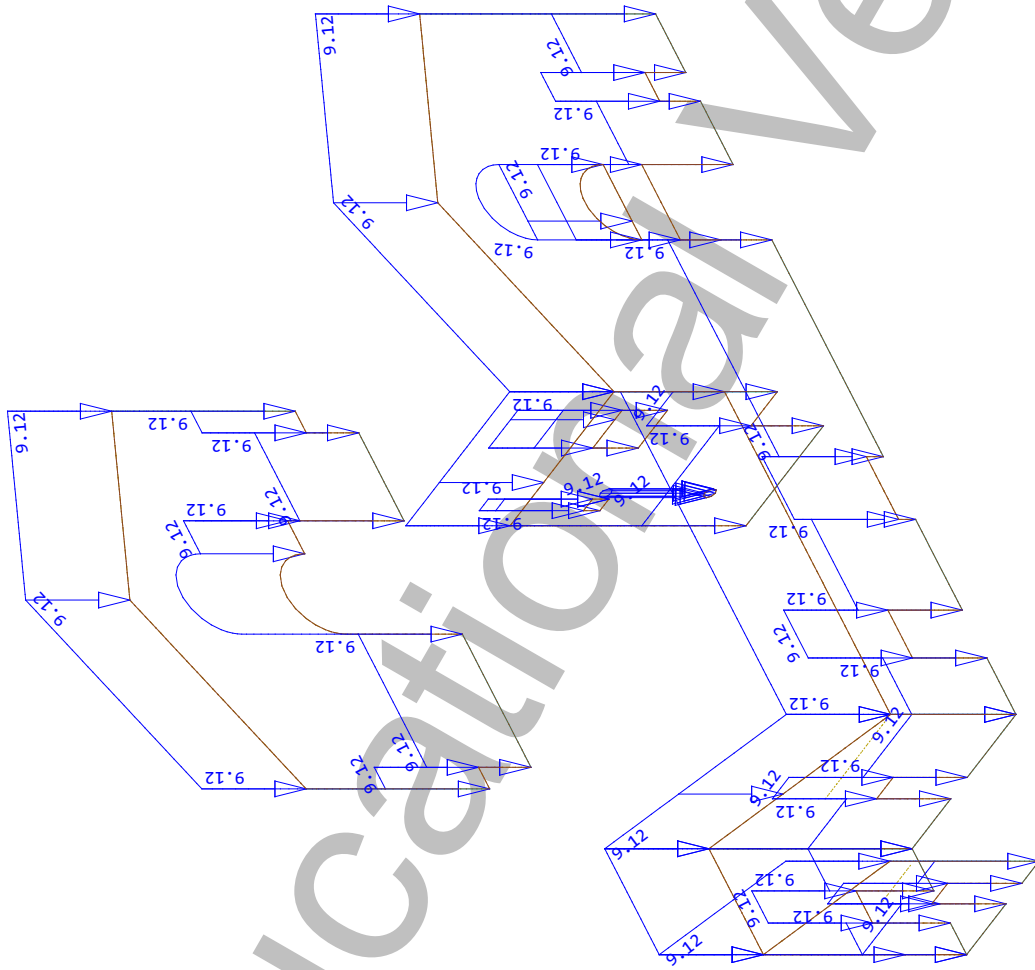
**ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΗΣ ΑΝΑΦΟΡΑΣ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ
ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ SOFISTIK FEA 2018**

Στις εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζονται τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία του συγκροτήματος κτηρίων με την ακόλουθη σειρά :

- Ίδιον βάρος λιθοδομών (Self Weight)
- Ίδιον βάρος οπτοπλινθοδομών (Self Weight)
- Ίδιον βάρος τοιχίων και πλακών Ω/Σ δεξαμενών (Self Weight)
- Επιπλέον μόνιμο φορτίο (Additional Dead Load – ADL)
- Κινητό φορτίο (Live Load)
- Οριζόντια σεισμική φόρτιση λόγω ίδιου βάρους λιθοδομής (Seismic Self Weight X)
- Οριζόντια σεισμική φόρτιση λόγω ίδιου βάρους οπτοπλινθοδομής (Seismic Self Weight X)
- Οριζόντια σεισμική φόρτιση λόγω ίδιου βάρους τοιχίων και πλακών Ω/Σ (Seismic Self Weight X)
- Οριζόντια σεισμική φόρτιση λόγω επιπλέον μόνιμου φορτίου (Seismic ADL X)
- Οριζόντια σεισμική φόρτιση λόγω κινητού φορτίου (Seismic Live Load X)
- Οριζόντια σεισμική φόρτιση λόγω ίδιου βάρους λιθοδομής (Seismic Self Weight Y)
- Οριζόντια σεισμική φόρτιση λόγω ίδιου βάρους οπτοπλινθοδομής (Seismic Self Weight Y)
- Οριζόντια σεισμική φόρτιση λόγω ίδιου βάρους τοιχίων και πλακών Ω/Σ (Seismic Self Weight Y)
- Οριζόντια σεισμική φόρτιση λόγω επιπλέον μόνιμου φορτίου (Seismic ADL Y)
- Οριζόντια σεισμική φόρτιση λόγω κινητού φορτίου (Seismic Live Load Y)

MARKO Retrofit

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



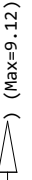
Sector of system Group 1 2 12

ALL loads, Loadcase 1 Self Weight

, (1 cm 3D = unit) QUAD-Area dead load in global Z in Element (Unit=5.00 kN/m²)

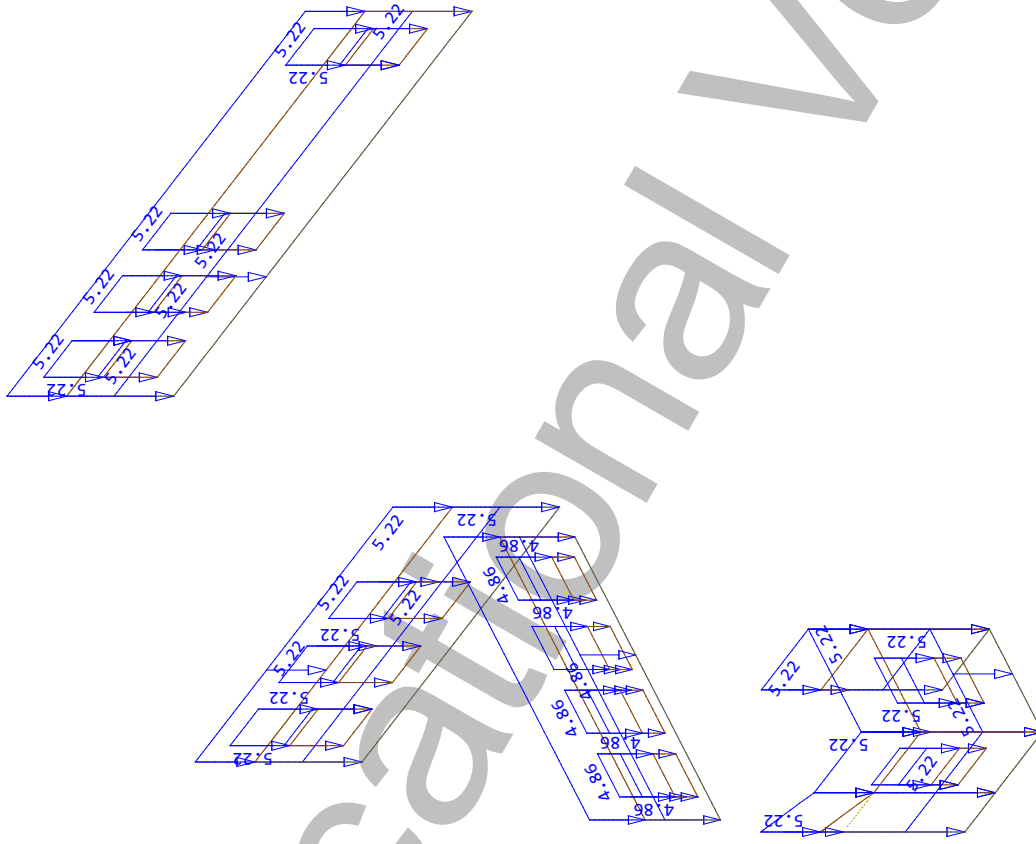


M 1 : 185
X * 0.872
Y * 0.799
Z * 0.775



MARKO Retrofit

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



M 1 : 191
 X * 0.872
 Y * 0.799
 Z * 0.775

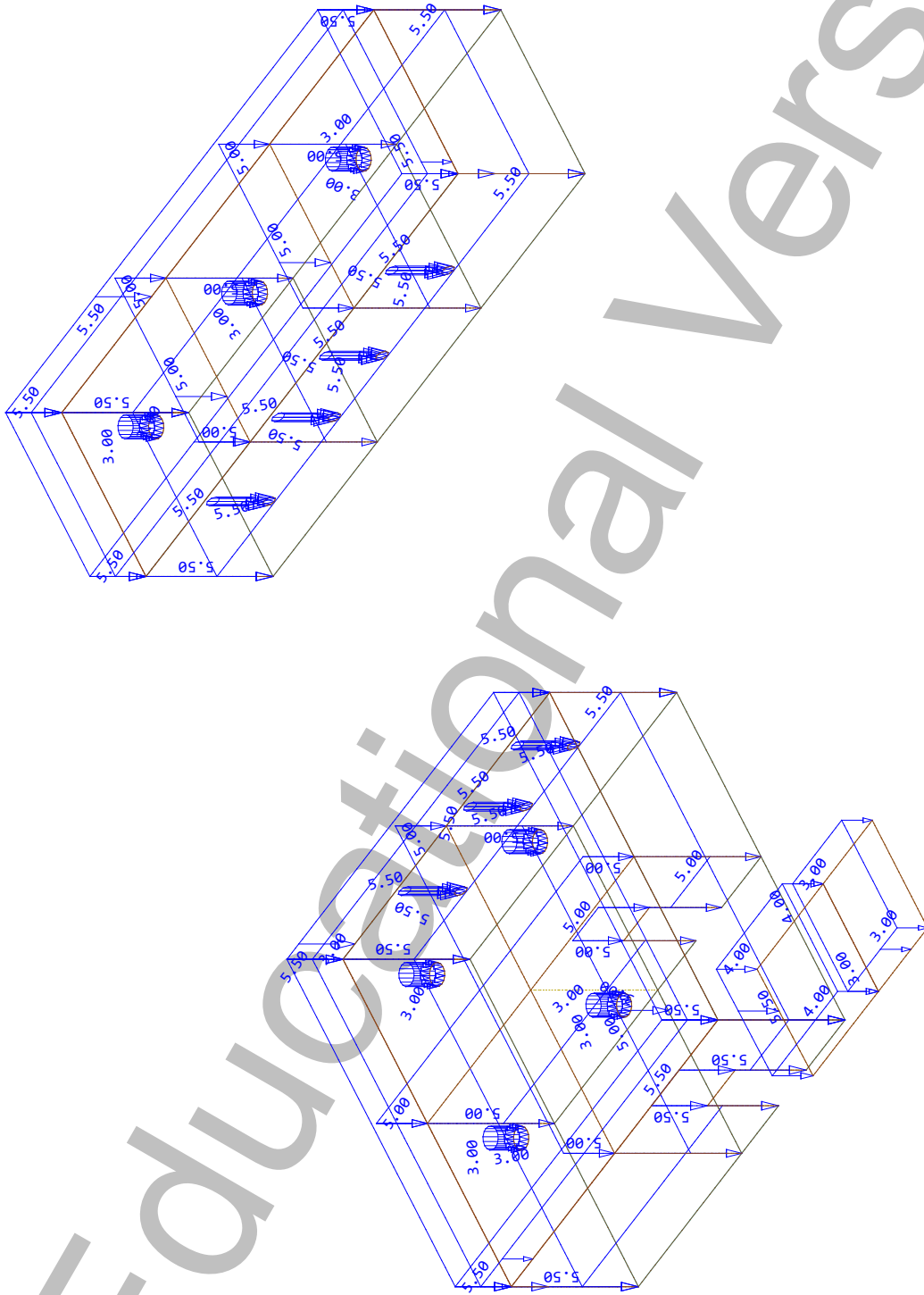
→ (Max=5.22)

Sector of system Group 3 4 12
 ALL loads, Loadcase 1 Self Weight , (1 cm 3D = unit) QUAD-Area dead load in global Z in Element (Unit=5.00 kN/m²)

X
 Y
 Z

MARKO Retrofit

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



M 1 : 163
 X * 0.872
 Y * 0.799
 Z * 0.775



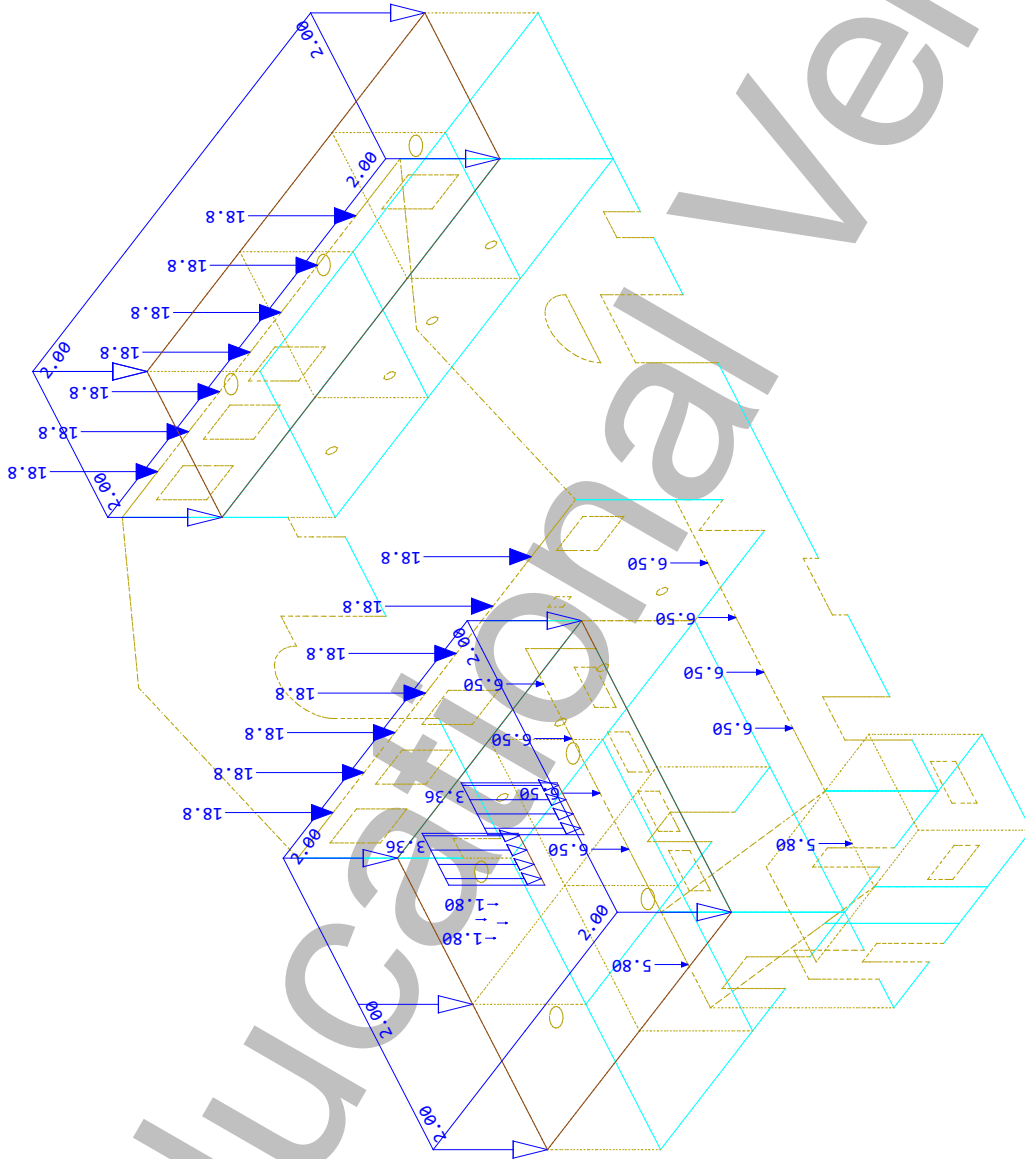
(Max=5.50)

Sector of system Group 5...7 12
 ALL loads, Loadcase 1 Self Weight , (1 cm 3D = unit) QUAD-Area dead load in global Z in Element (Unit=5.00 kN/m²)



MARKO Retrofit

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



Sector of system Group 0...7 12
 All loads, Loadcase 2 ADL, (1 cm 3D = unit) Free single load (force) in global Z (Unit=10.0 kN, Max=18.8
 global Z (Unit=2.00 kN/m, Max=3.36), Free area load (force) in global Z (Unit=1.00 kN/m², Max=2.00



reduced scale factor 0.972

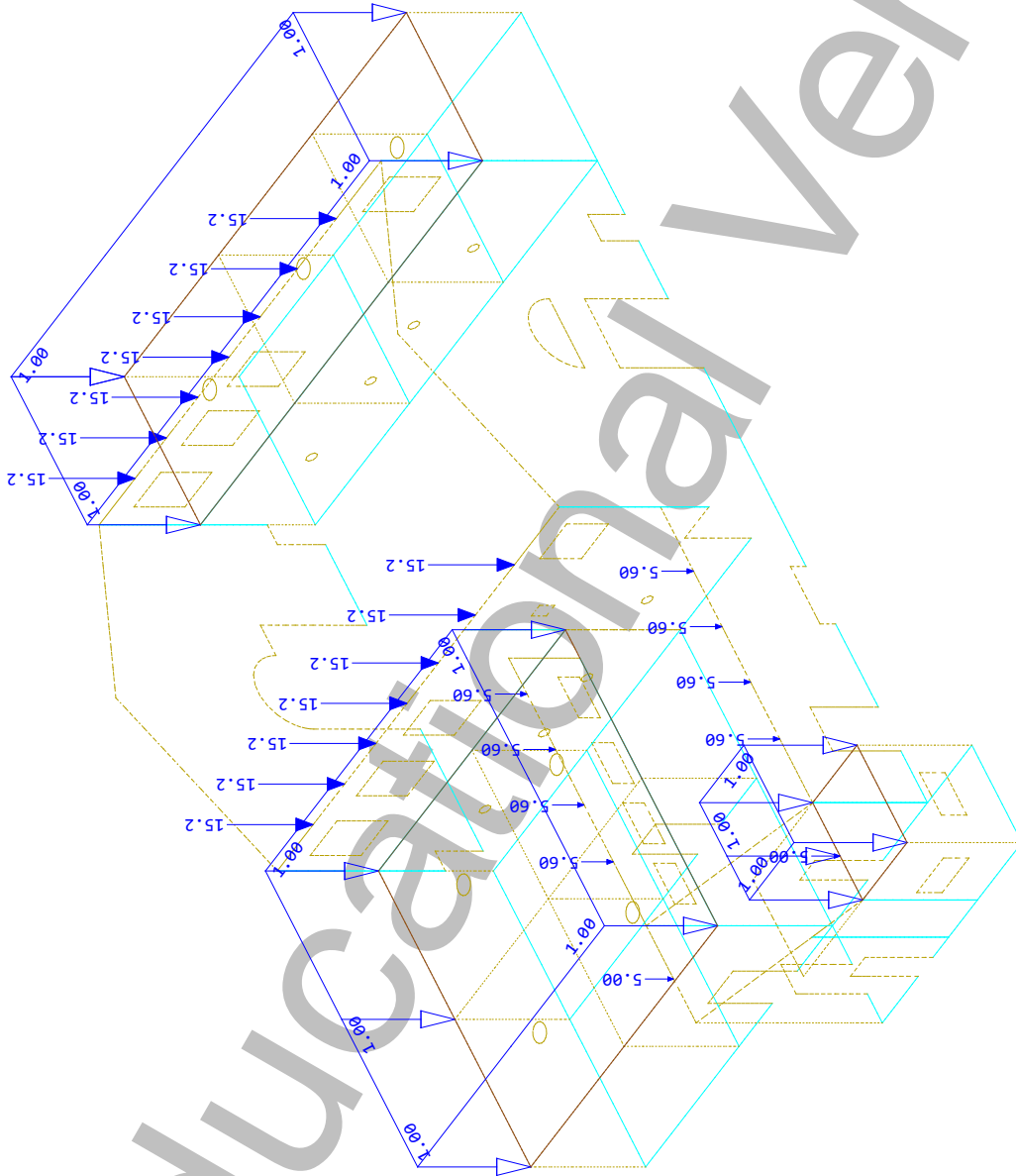


M 1 : 205
 X * 0.872
 Y * 0.799
 Z * 0.775

Educational Version

MARKO Retrofit

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



Sector of system Group 0...7 12
 All loads, Loadcase 3 Live Load, (1 cm 3D = unit), Free single load (force) in global Z (Unit=10.0 kN, Max=15.2
 in global Z (Unit=0.500 kN/m², Max=1.00)



reduced scale factor 0.972

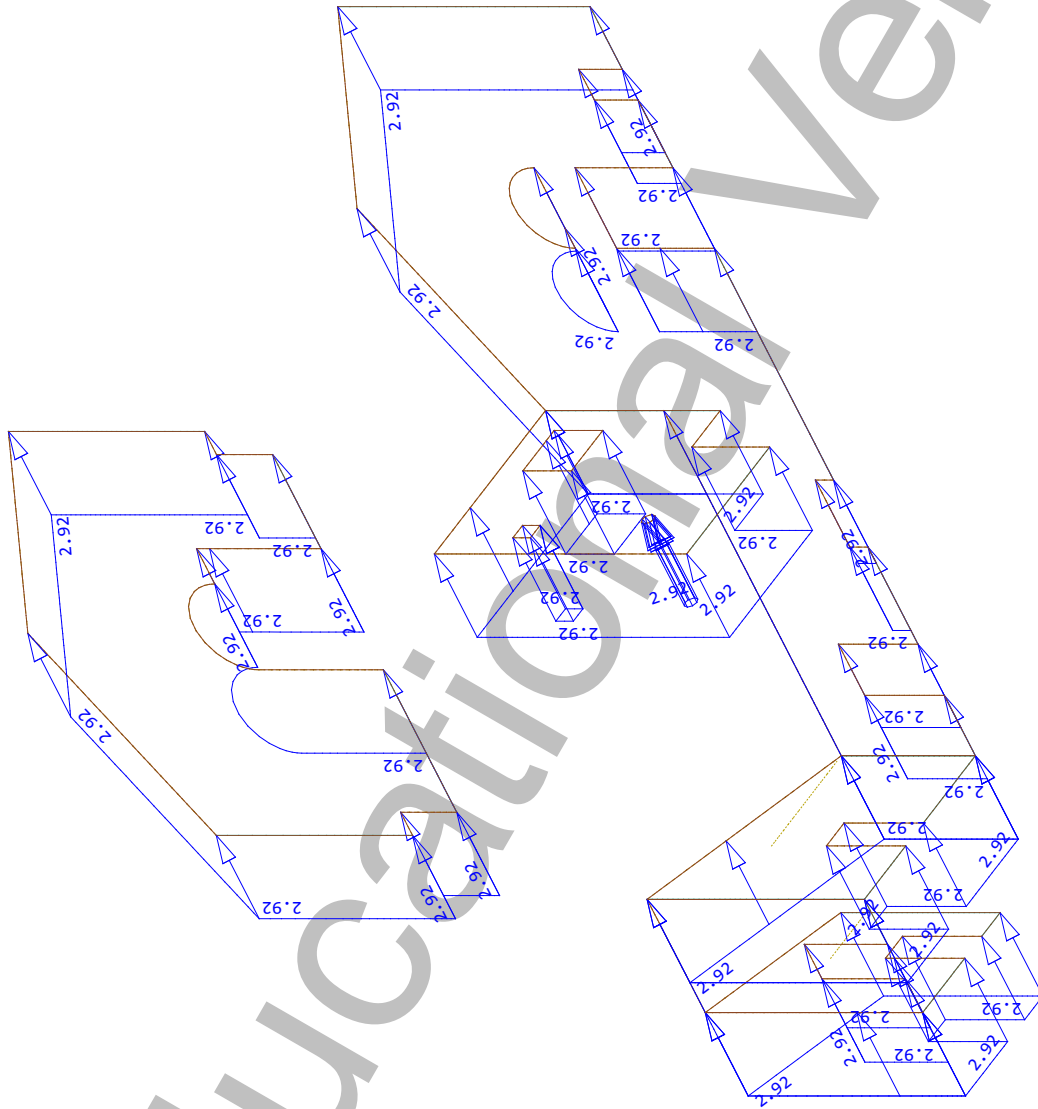
), Free area load (force)



M 1 : 200
 X * 0.872
 Y * 0.799
 Z * 0.775

MARKO Retrofit

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



M 1 : 173
X * 0.872
Y * 0.799
Z * 0.775

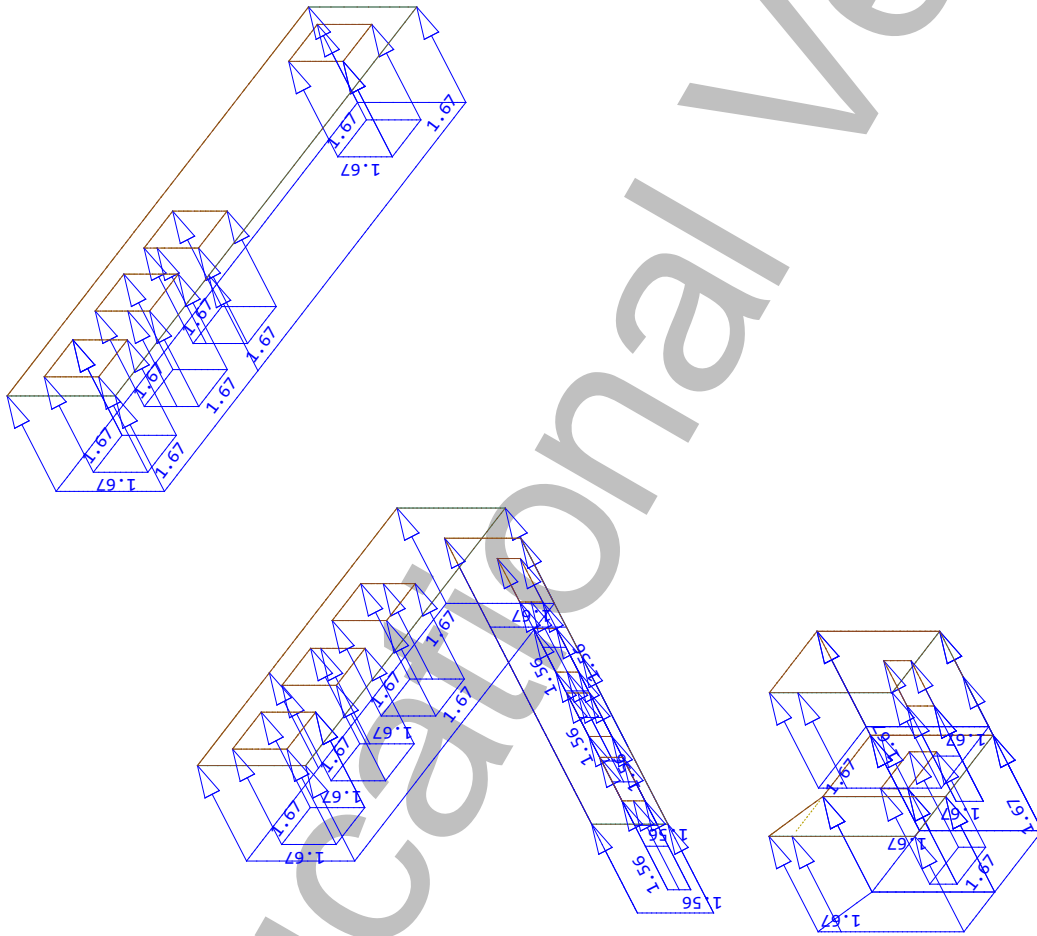
(Max=2.92)

Sector of system Group 1 2 12
All loads, Loadcase 4 Seismic Self Weight X , (1 cm 3D = unit) QUAD-Area dead load in Global X in Element (Unit=2.00 kN/m2)

X
Y
Z

MARKO Retrofit

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



M 1 : 189
X * 0.872
Y * 0.799
Z * 0.775

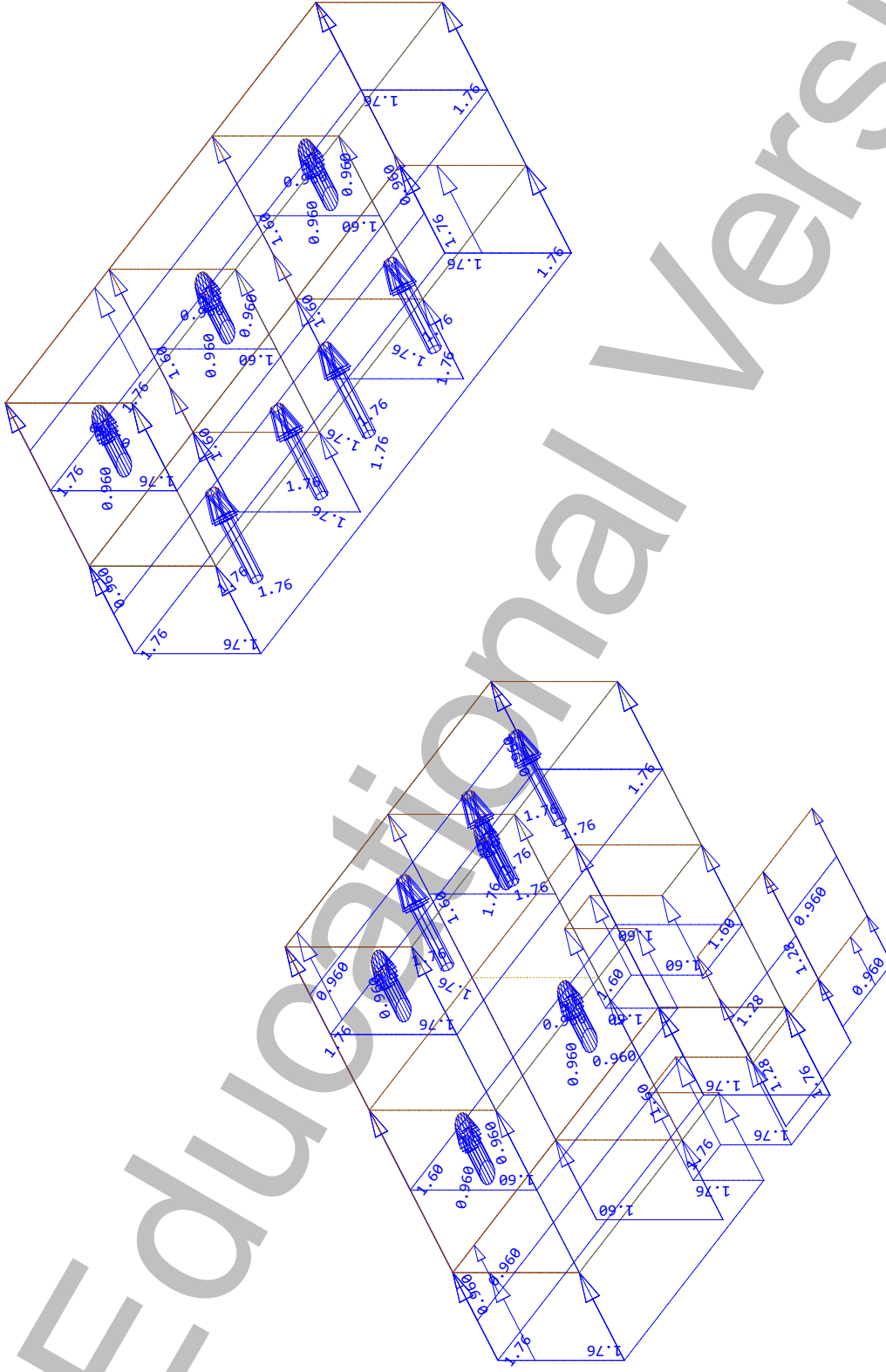
(Max=1.67)

Sector of system Group 3 4 12
ALL loads, Loadcase 4 Seismic Self Weight X , (1 cm 3D = unit) QUAD-Area dead load in global X in Element (Unit=1.00 kN/m2)



MARKO Retrofit

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



Sector of system Group 5...7 12

ALL loads, Loadcase 4 Seismic Self Weight X , (1 cm 3D = unit) QUAD-Area dead load in Global X in Element (Unit=1.00 kN/m2

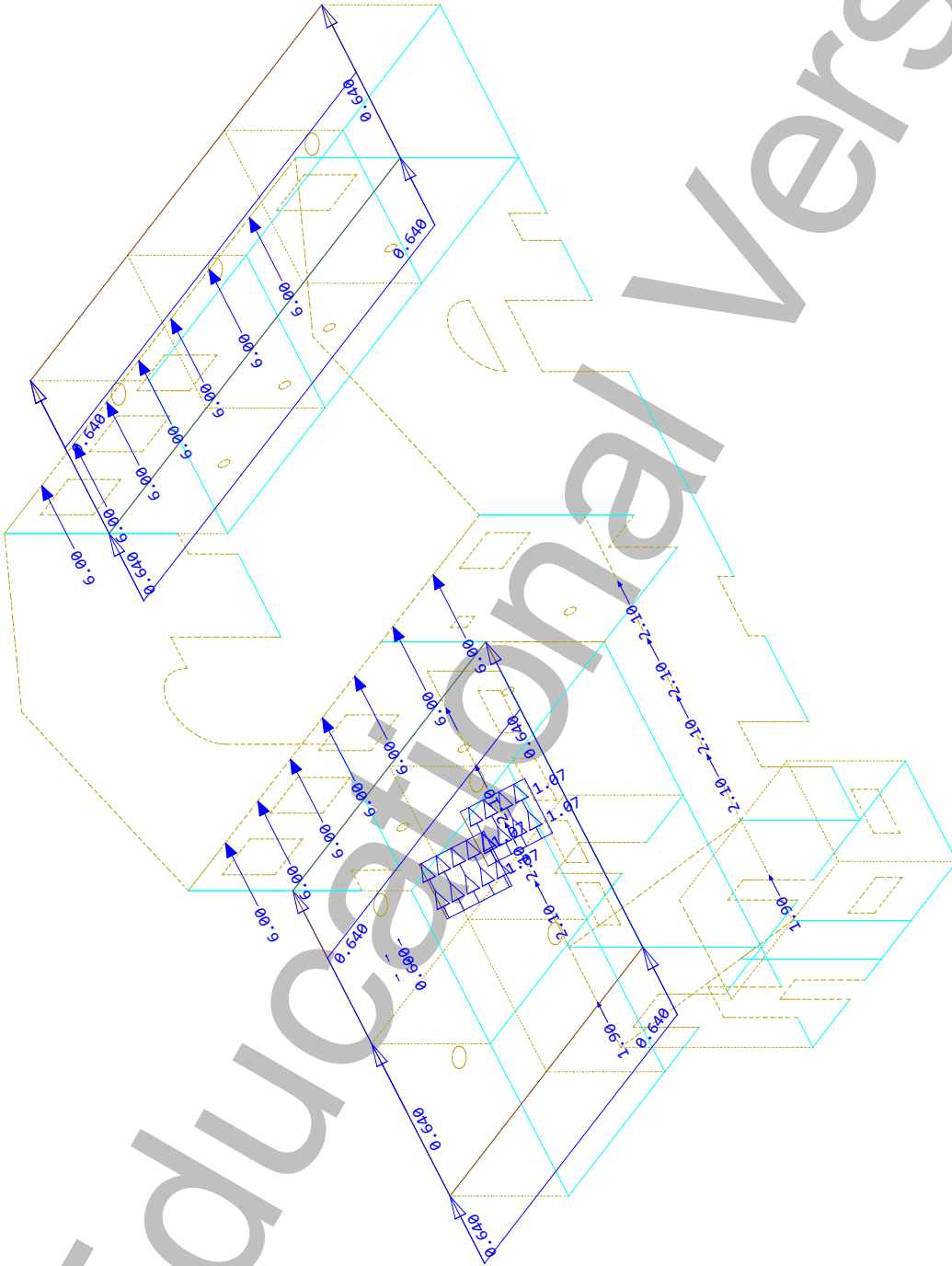
M 1 : 160
X * 0.872
Y * 0.799
Z * 0.775

(Max=1.76)



MARKO Retrofit

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



M 1 : 180
 X * 0.872
 Y * 0.799
 Z * 0.775

), Free line load

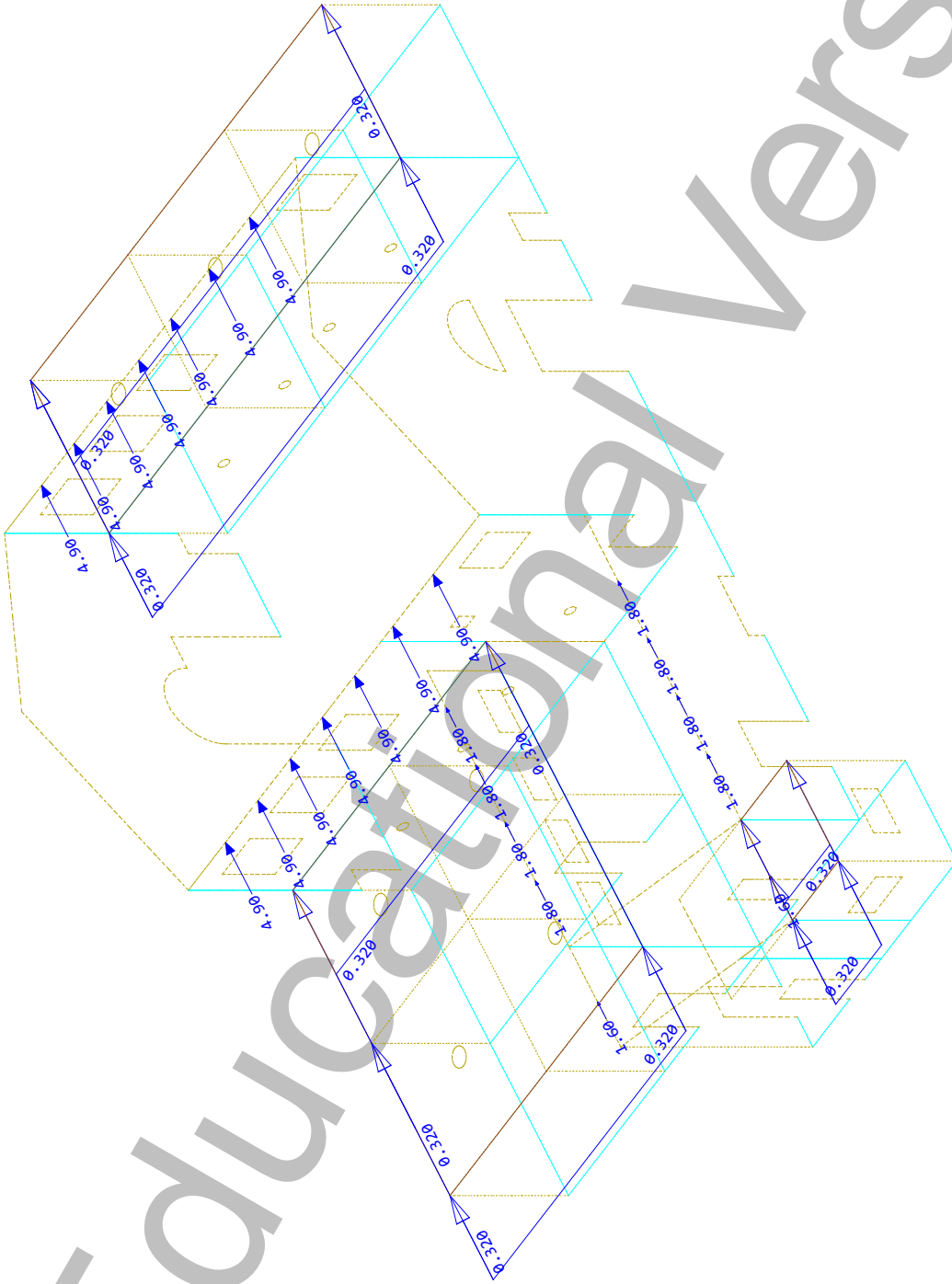


Sector of system Group 0...7 12
 ALL loads, Loadcase 5 Seismic ADL X , (1 cm 3D = unit) Free single load (force) in global X (Unit=5.00 kN,Max=6.00
 (force) in global X (Unit=1.00 kN/m,Max=1.07
 -> Free area load (force) in global X (Unit=0.500 kN/m2,Max=0.640



MARKO Retrofit

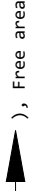
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



Sector of system Group 0...7 12
All loads, Loadcase 6 Seismic Live Load X , (1 cm 3D = unit) Free single load (force) in global X (Unit=5.00 kN,Max=4.90
load (force) in global X (Unit=0.200 kN/m²,Max=0.320



reduced scale factor 0.972

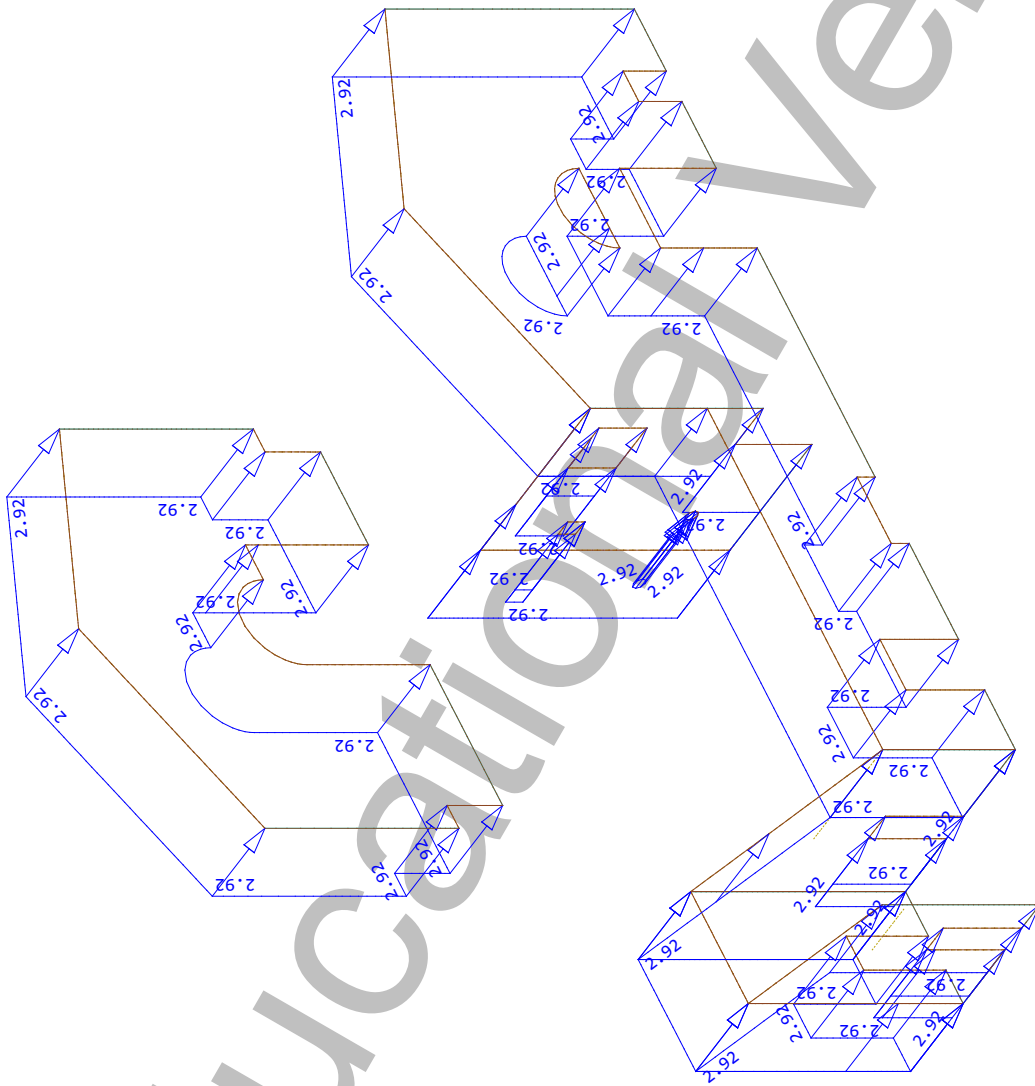


), Free area

M 1 : 180
X * 0.872
Y * 0.799
Z * 0.775

MARKO Retrofit

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



M 1 : 175
X * 0.872
Y * 0.799
Z * 0.775

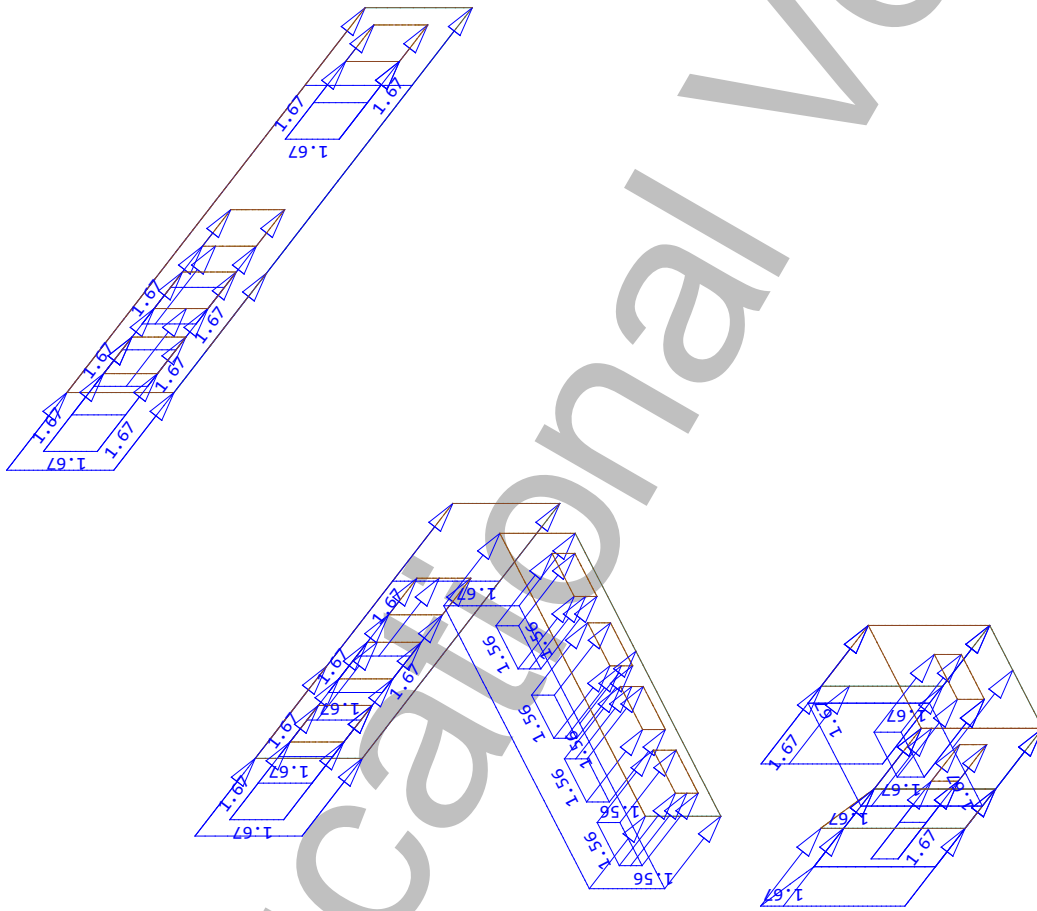
(Max=2.92)

Sector of system Group 1 2 12
ALL loads, Loadcase 7 Seismic Self Weight Y , (1 cm 3D = unit) QUAD-Area dead load in Global Y in Element (Unit=2.00 kN/m²)



MARKO Retrofit

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



Sector of system Group 3 4 12
ALL loads, Loadcase 7 Seismic Self Weight Y , (1 cm 3D = unit) QUAD-Area dead load in Global Y in Element (Unit=1.00 kN/m2)



M 1 : 191
X * 0.872
Y * 0.799
Z * 0.775

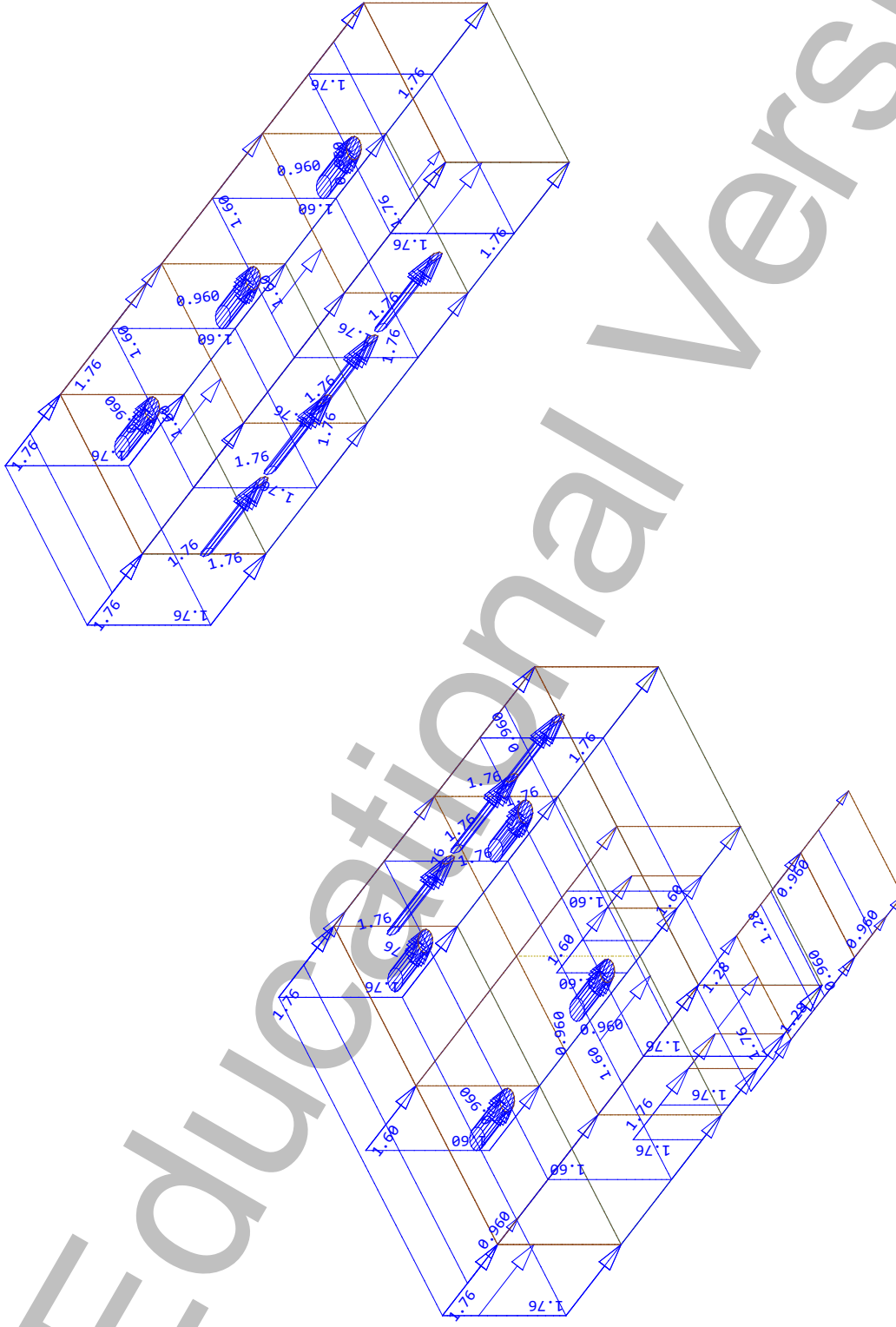
(Max=1.67)



Educational Version

MARKO Retrofit

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



M 1 : 163
 X * 0.872
 Y * 0.799
 Z * 0.775

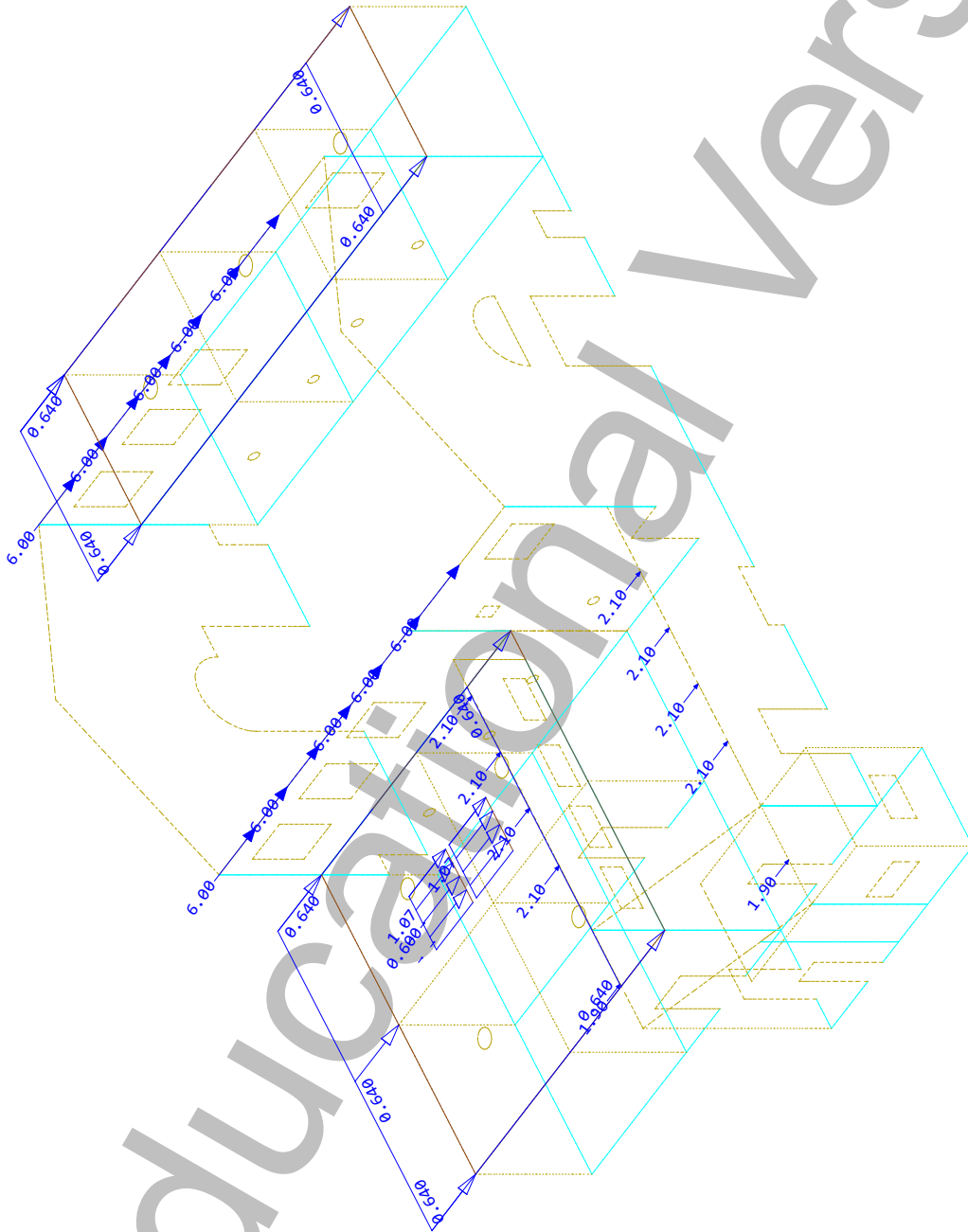
(Max=1.76)

Sector of system Group 5...7 12
 ALL loads, Loadcase 7 Seismic Self Weight Y , (1 cm 3D = unit) QUAD-Area dead load in Global Y in Element (Unit=1.00 kN/m2)



MARKO Retrofit

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



M 1 : 189
 X * 0.872
 Y * 0.799
 Z * 0.775

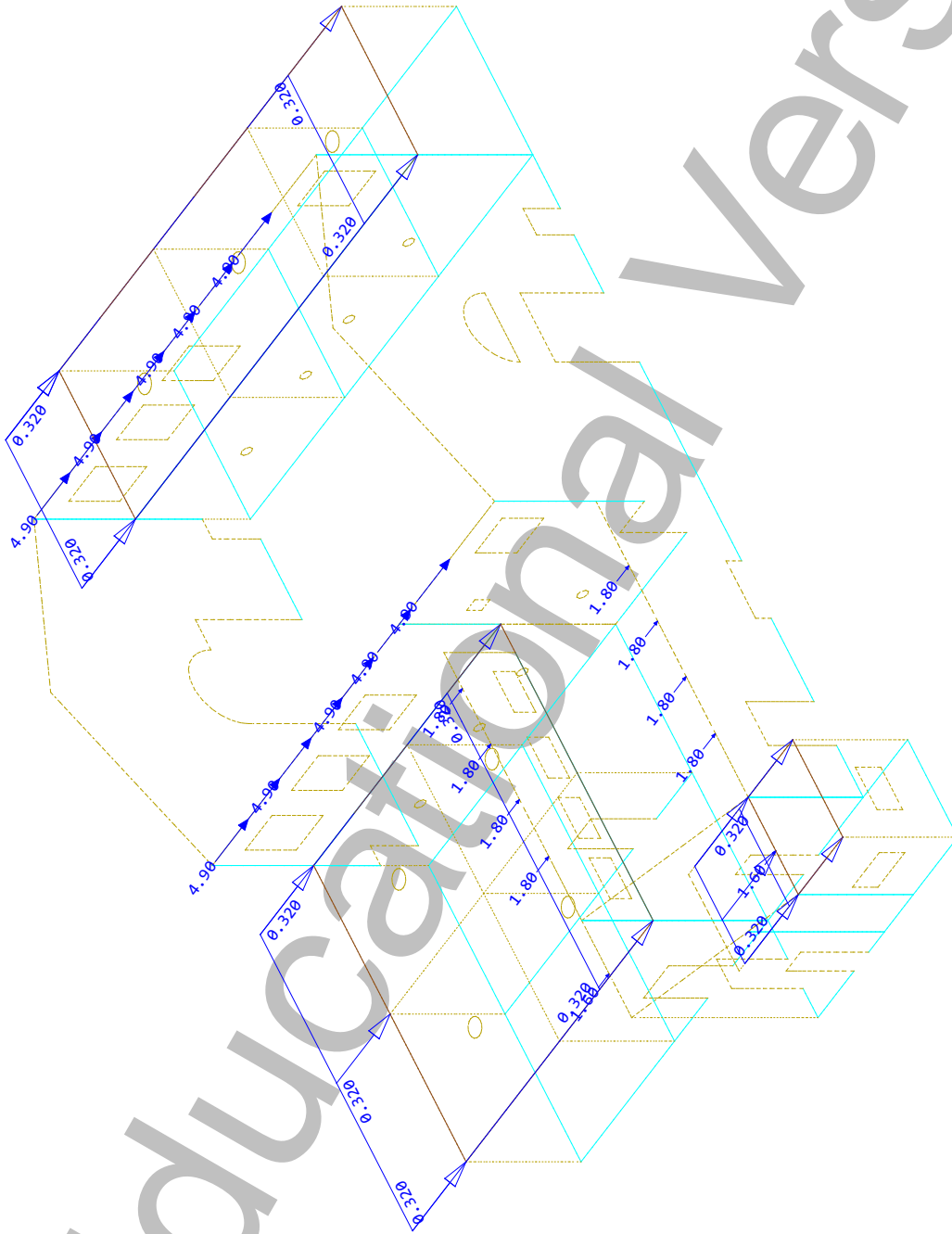


Sector of system Group 0...7 12
 All loads, Loadcase 8 Seismic ADL Y , (1 cm 3D = unit) Free single load (force) in global Y (Unit=5.00 kN,Max=6.00
 (force) in global Y (Unit=1.00 kN/m,Max=1.07
 -> Free area load (force) in global Y (Unit=0.500 kN/m2,Max=0.640



MARKO Retrofit

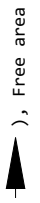
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



Sector of system Group 0...7 12
 All loads, Loadcase 9 Seismic Live Load Y , (1 cm 3D = unit) Free single load (force) in global Y (Unit=5.00 kN,Max=4.90
 load (force) in global Y (Unit=0.200 kN/m²,Max=0.320



M 1 : 187
 X * 0.872
 Y * 0.799
 Z * 0.775

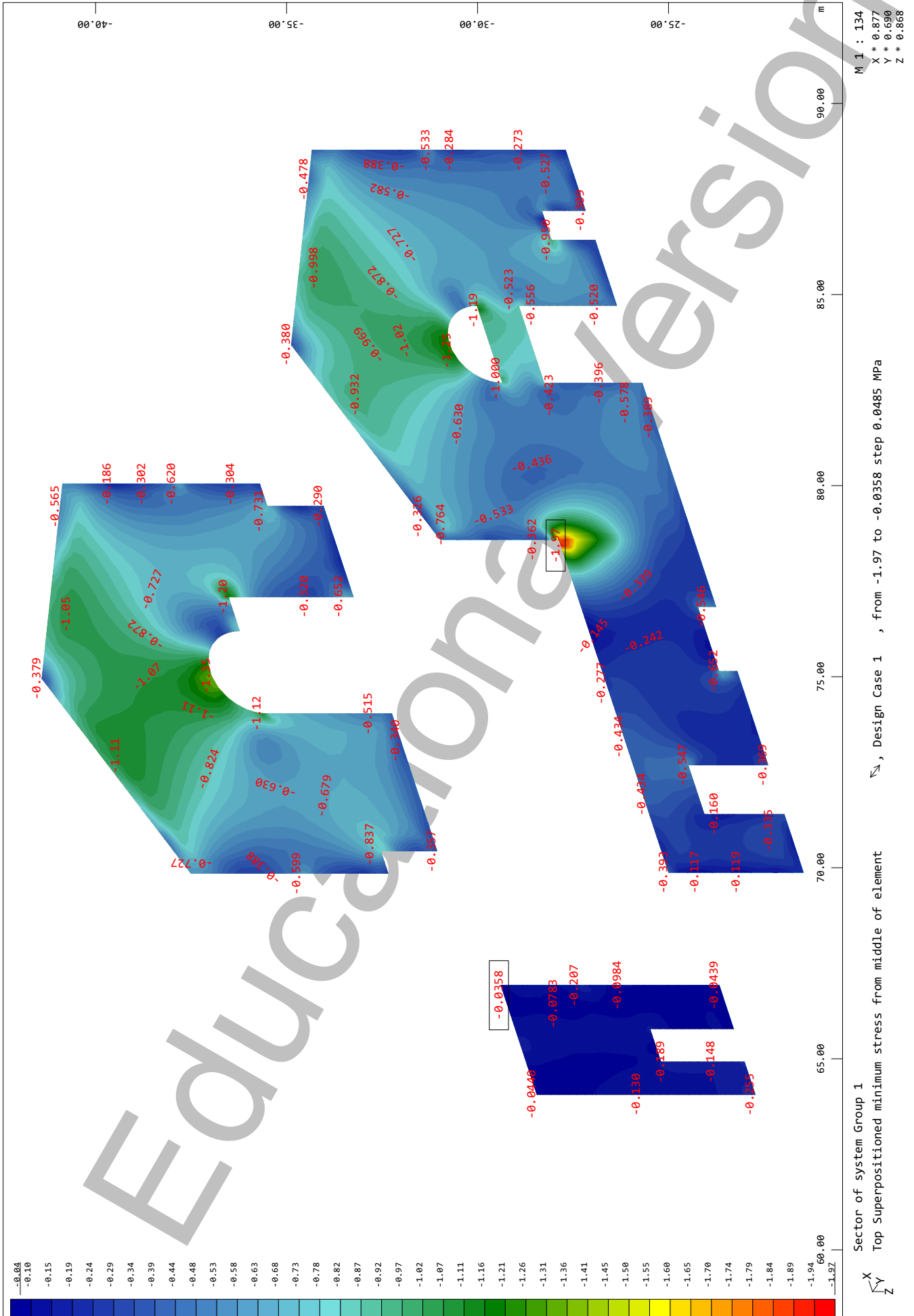


Στις εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζονται οι μέγιστες θλιπτικές και εφελκυστικές τάσεις μέσω της Ελαστικής Ισοδύναμης Στατικής Ανάλυσης ανά φέρουσα τοιχοποιία με την παρακάτω σειρά :

- Top Superpositioned Minimum Stresses – Λιθοδομών (με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Ανατολή – Δύση)
- Top Superpositioned Maximum Stresses – Λιθοδομών (με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Ανατολή – Δύση)
- Bottom Superpositioned Minimum Stresses – Λιθοδομών (με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Ανατολή – Δύση)
- Bottom Superpositioned Maximum Stresses – Λιθοδομών (με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Ανατολή – Δύση)
- Top Superpositioned Minimum Stresses – Λιθοδομών (με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Βορράς – Νότος)
- Top Superpositioned Maximum Stresses – Λιθοδομών (με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Βορράς – Νότος)
- Bottom Superpositioned Minimum Stresses – Λιθοδομών (με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Βορράς – Νότος)
- Bottom Superpositioned Maximum Stresses – Λιθοδομών (με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Βορράς – Νότος)
- Top Superpositioned Minimum Stresses – Οπτοπλινθοδομών (με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Ανατολή – Δύση)
- Top Superpositioned Maximum Stresses – Οπτοπλινθοδομών (με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Ανατολή – Δύση)
- Bottom Superpositioned Minimum Stresses – Οπτοπλινθοδομών (με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Ανατολή – Δύση)
- Bottom Superpositioned Maximum Stresses – Οπτοπλινθοδομών (με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Ανατολή – Δύση)
- Top Superpositioned Minimum Stresses – Οπτοπλινθοδομών (με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Βορράς – Νότος)
- Top Superpositioned Maximum Stresses – Οπτοπλινθοδομών (με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Βορράς – Νότος)
- Bottom Superpositioned Minimum Stresses – Οπτοπλινθοδομών (με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Βορράς – Νότος)
- Bottom Superpositioned Maximum Stresses – Οπτοπλινθοδομών (με την επιφάνειά τους κάθετη στον άξονα Βορράς – Νότος)

MARKO Retrofit

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

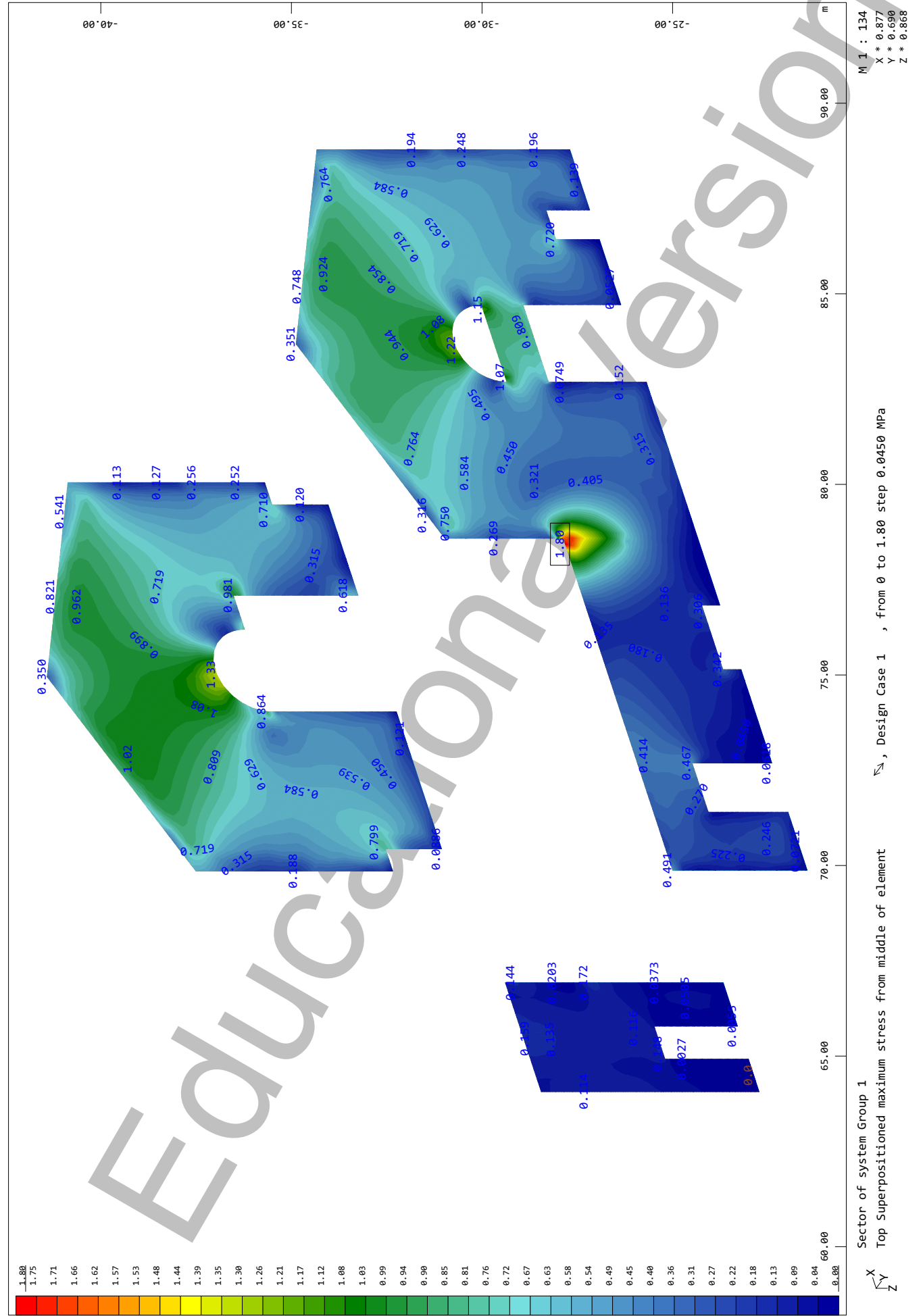


Sector of system Group 1

Top Superpositioned minimum stress from middle of element

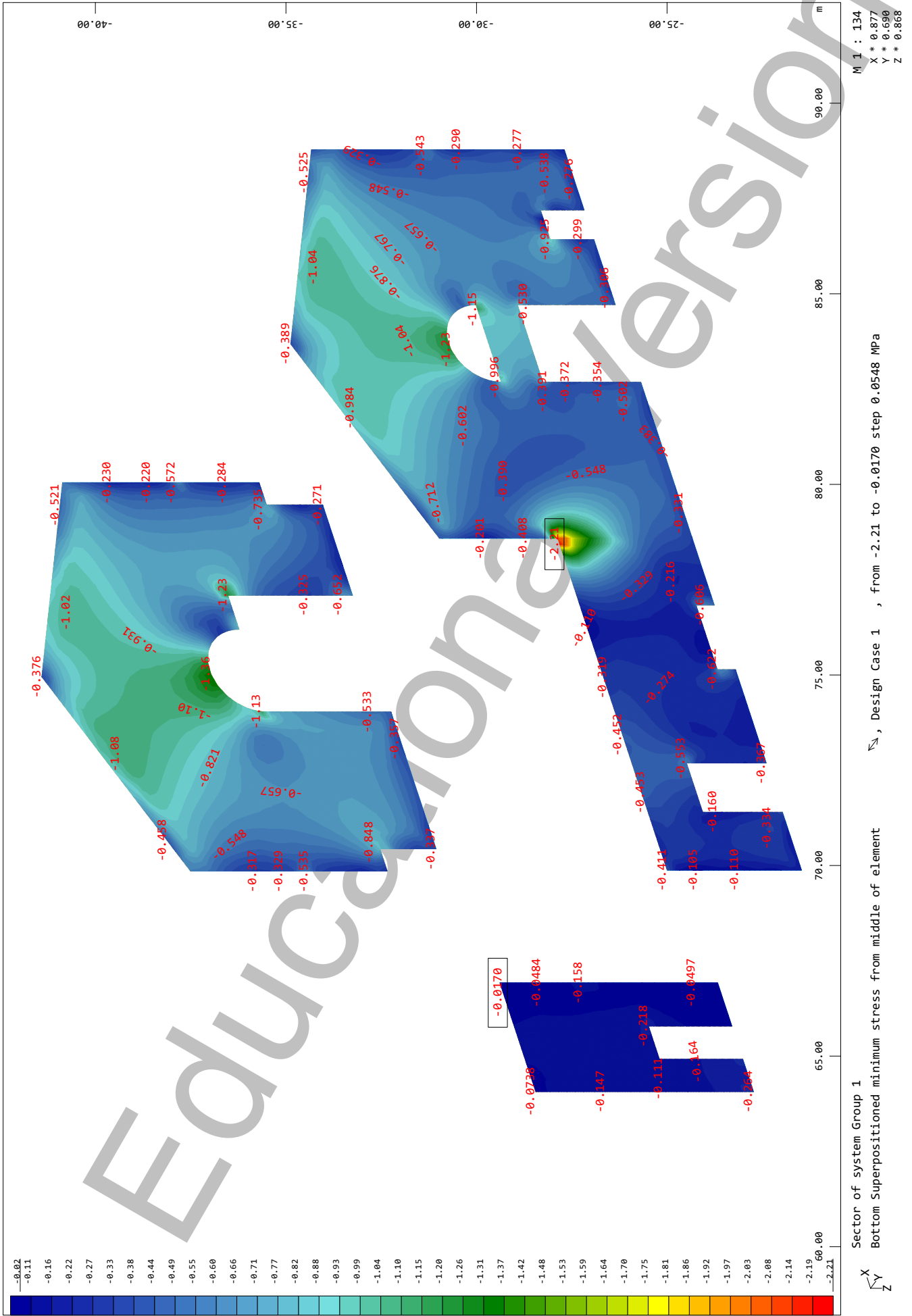
M 1 : 134
 X * 0.877
 Y * 0.690
 Z * 0.868

MARKO Retrofit

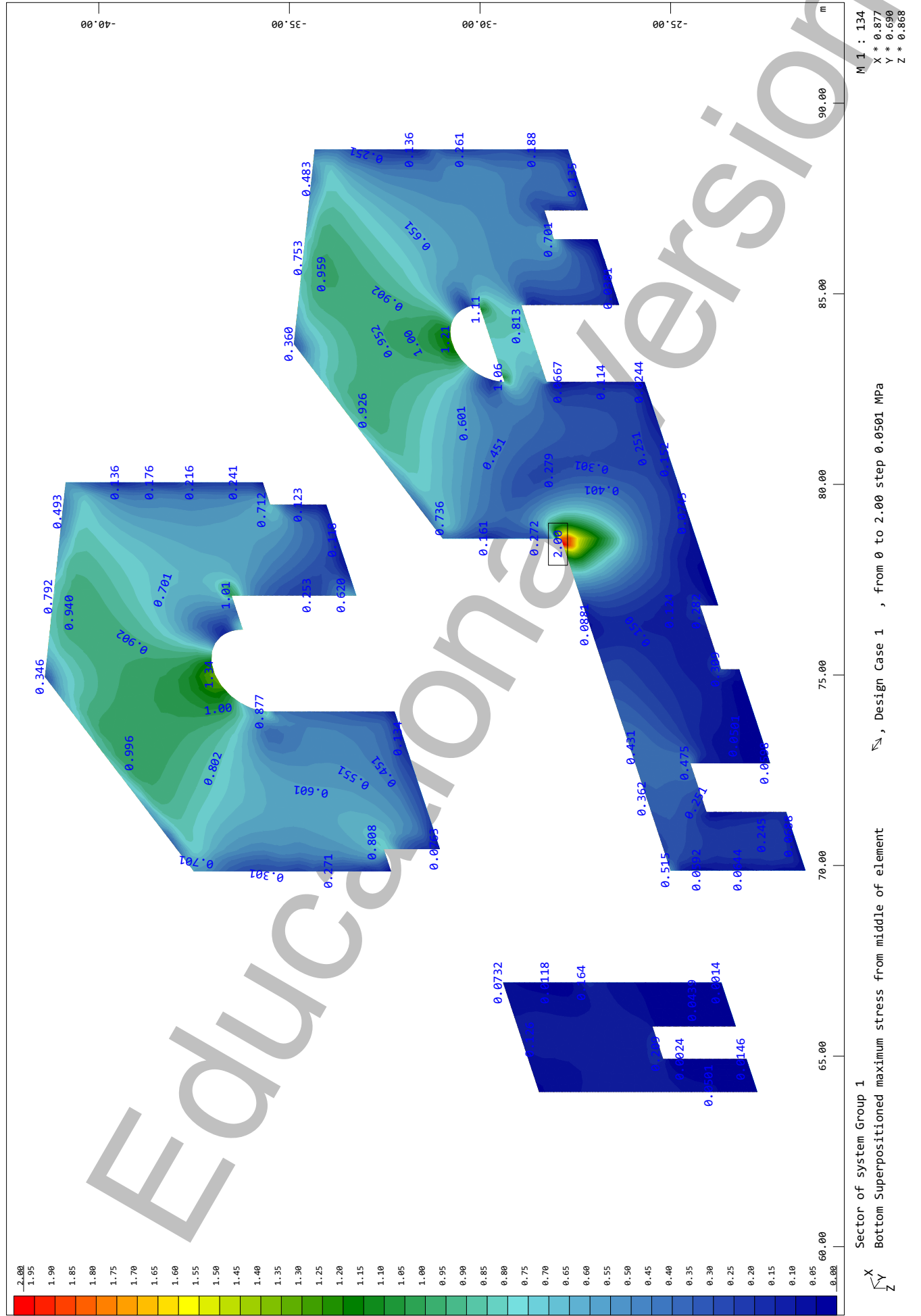


MARKO Retrofit

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



MARKO Retrofit



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

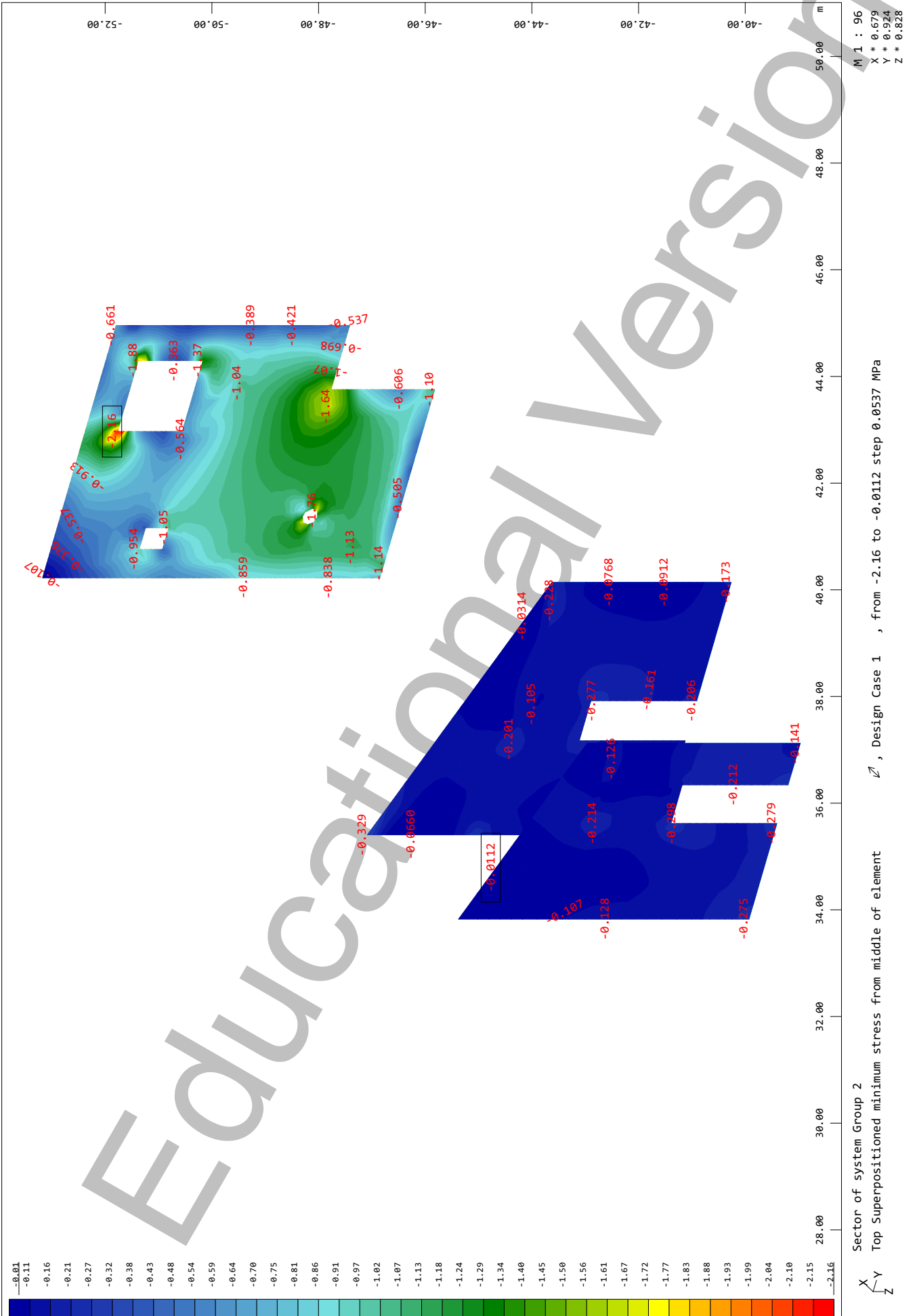
Education Version

Sector of system Group 1
 Bottom Superpositioned maximum stress from middle of element
 ↖, Design Case 1 , from 0 to 2.00 step 0.0501 MPa

M1 : 134
 X * 0.877
 Y * 0.690
 Z * 0.868

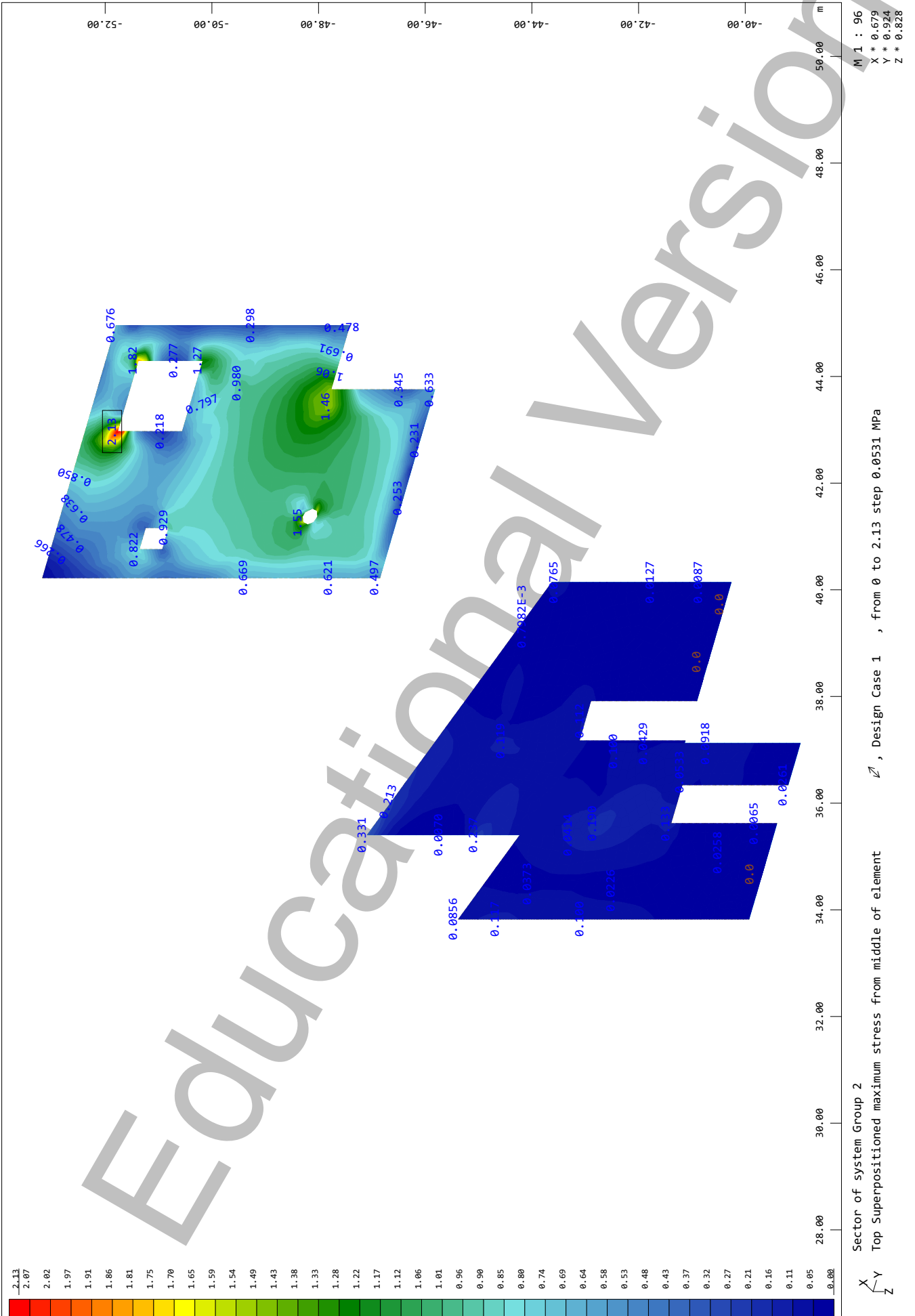
MARKO Retrofit

SOFiSTIK AG - www.sofistik.de



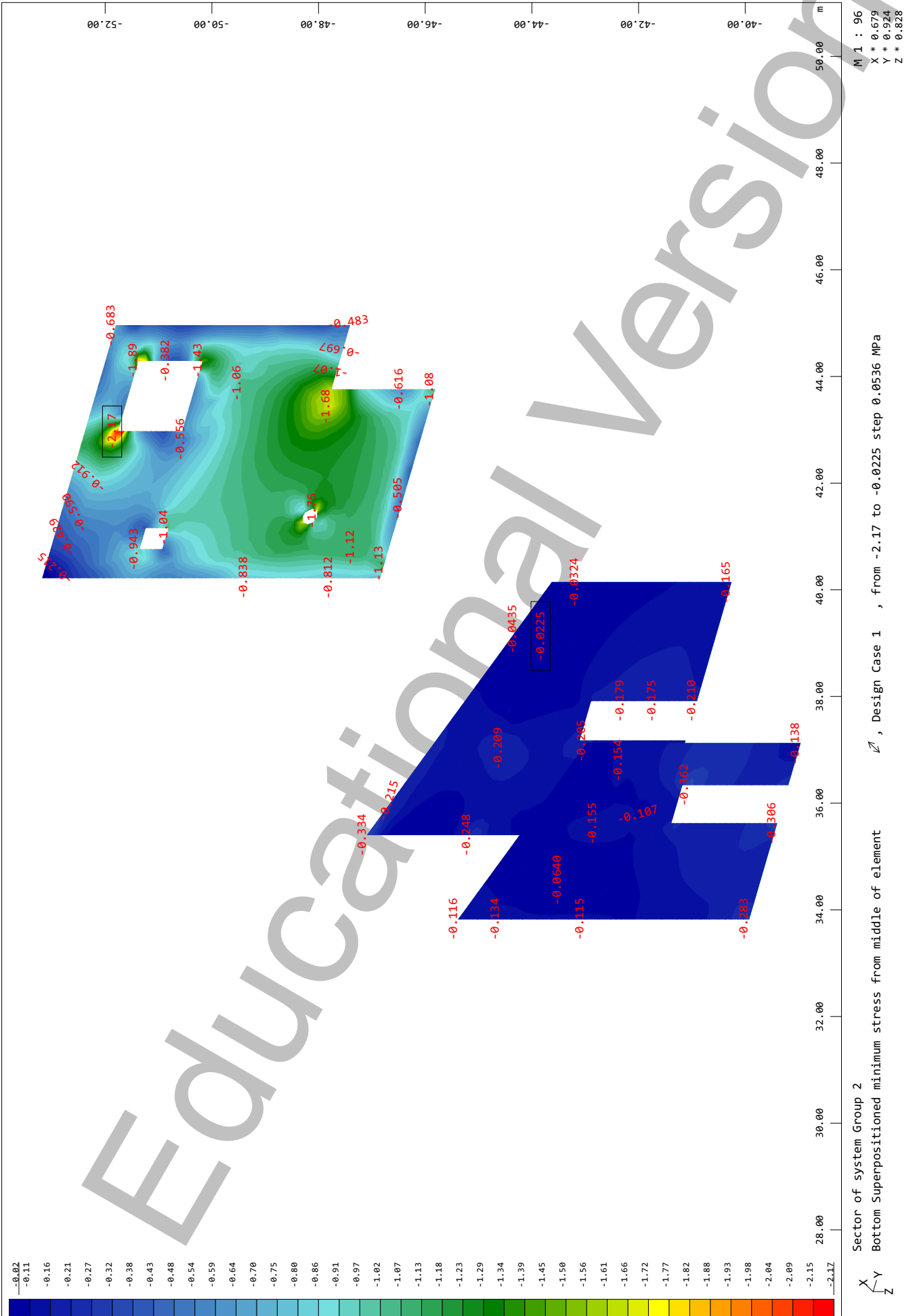
MARKO Retrofit

SOFiSTIK AG - www.sofistik.de



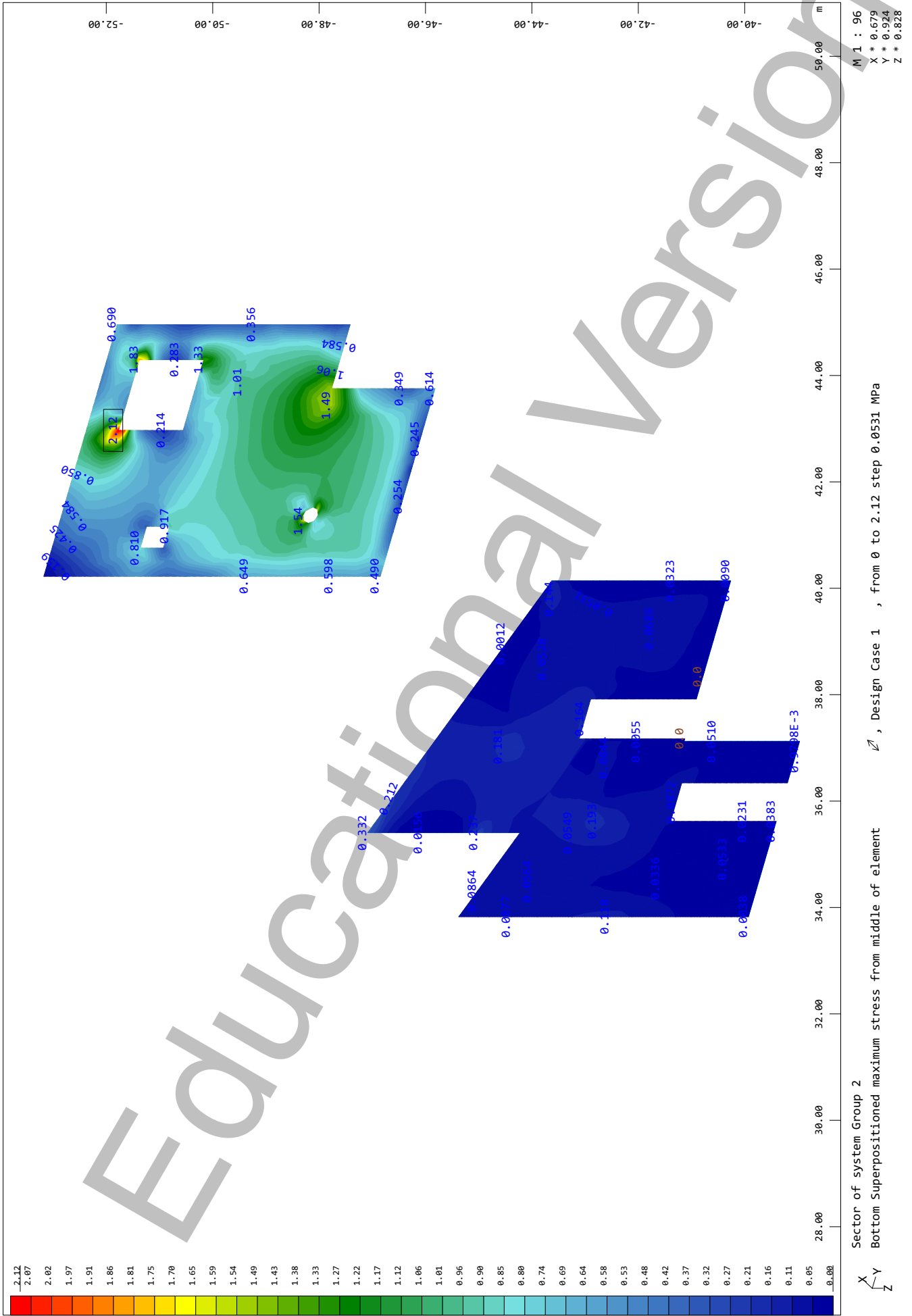
MARKO Retrofit

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

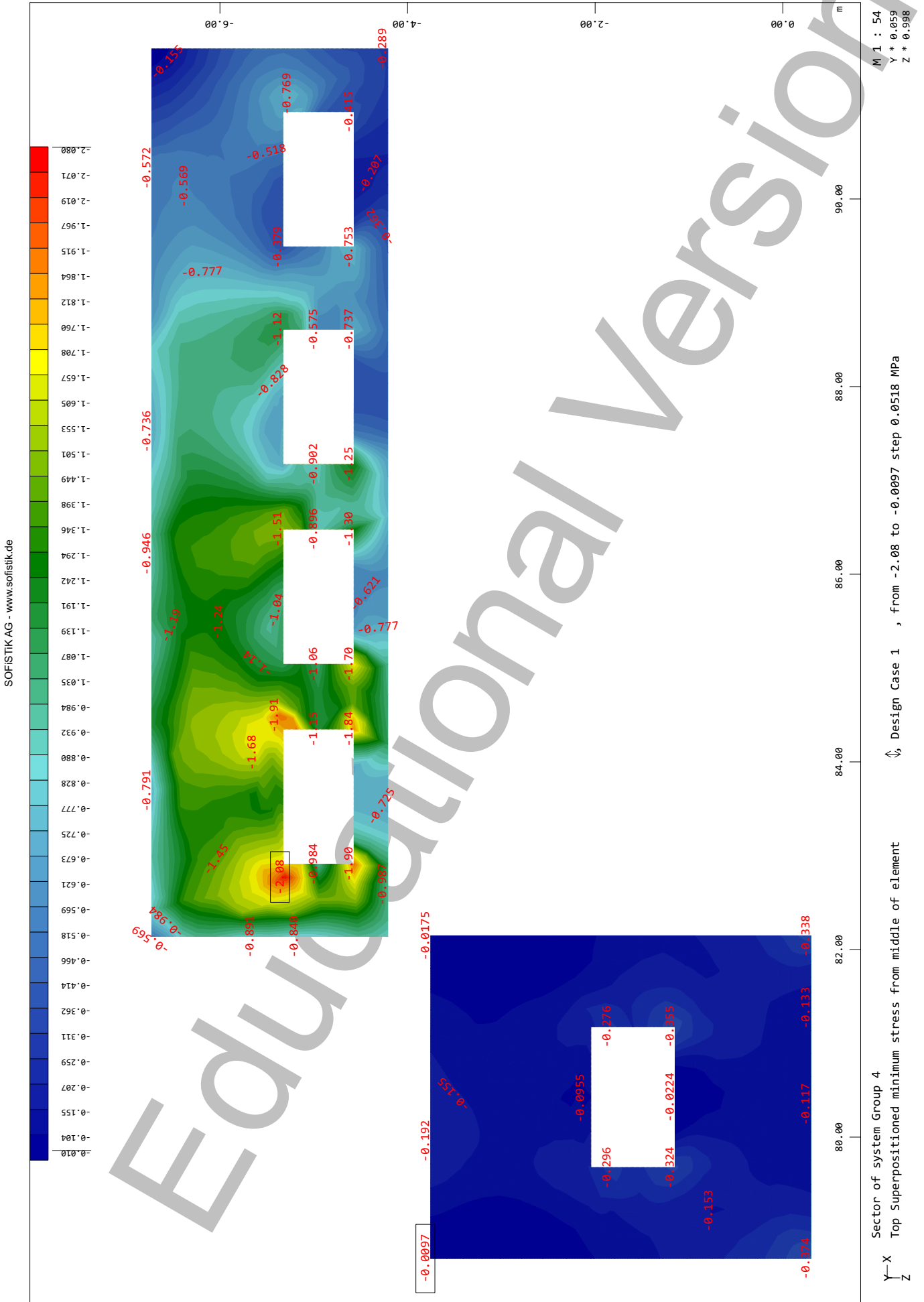


MARKO Retrofit

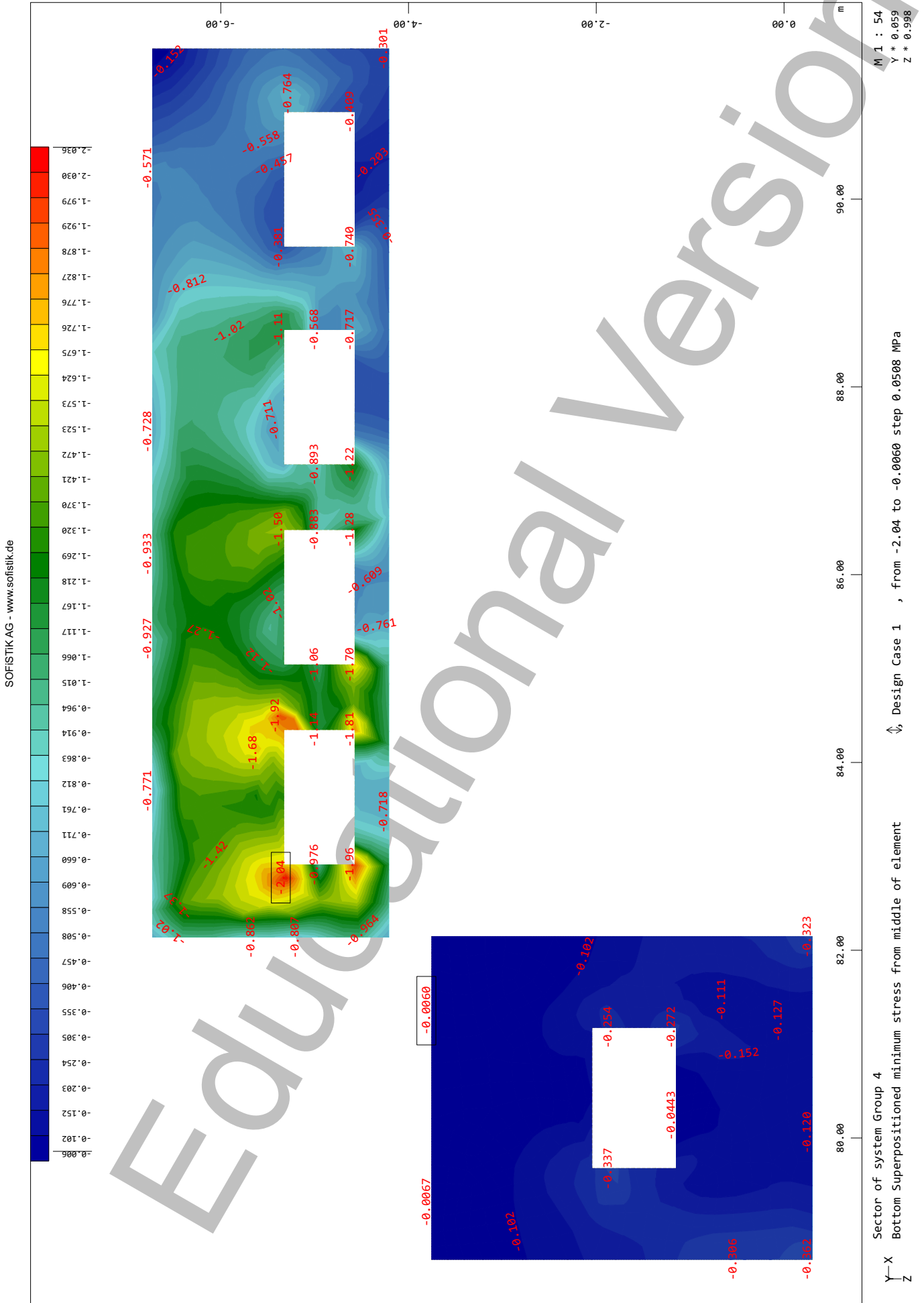
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



MARKO Retrofit

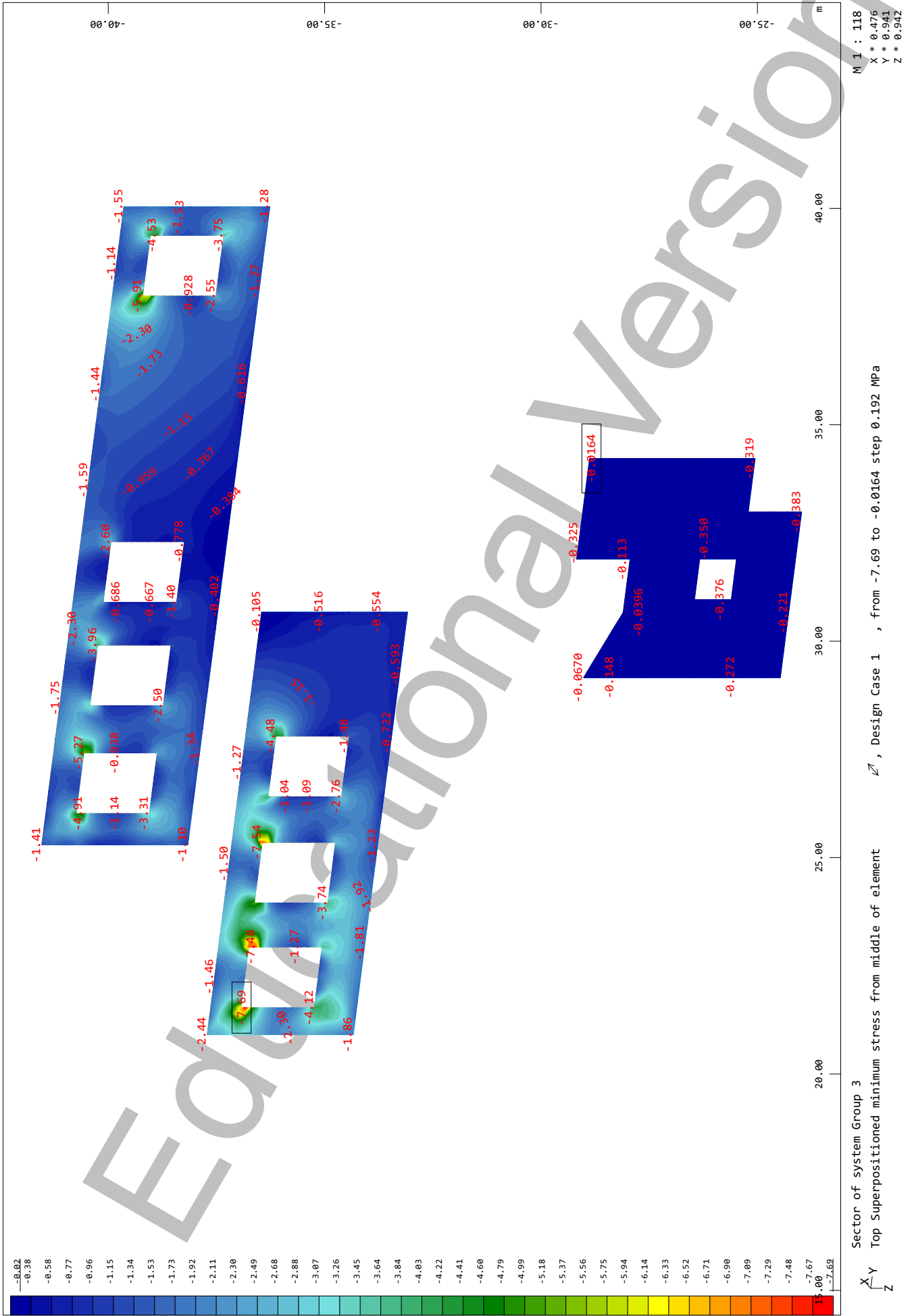


MARKO Retrofit



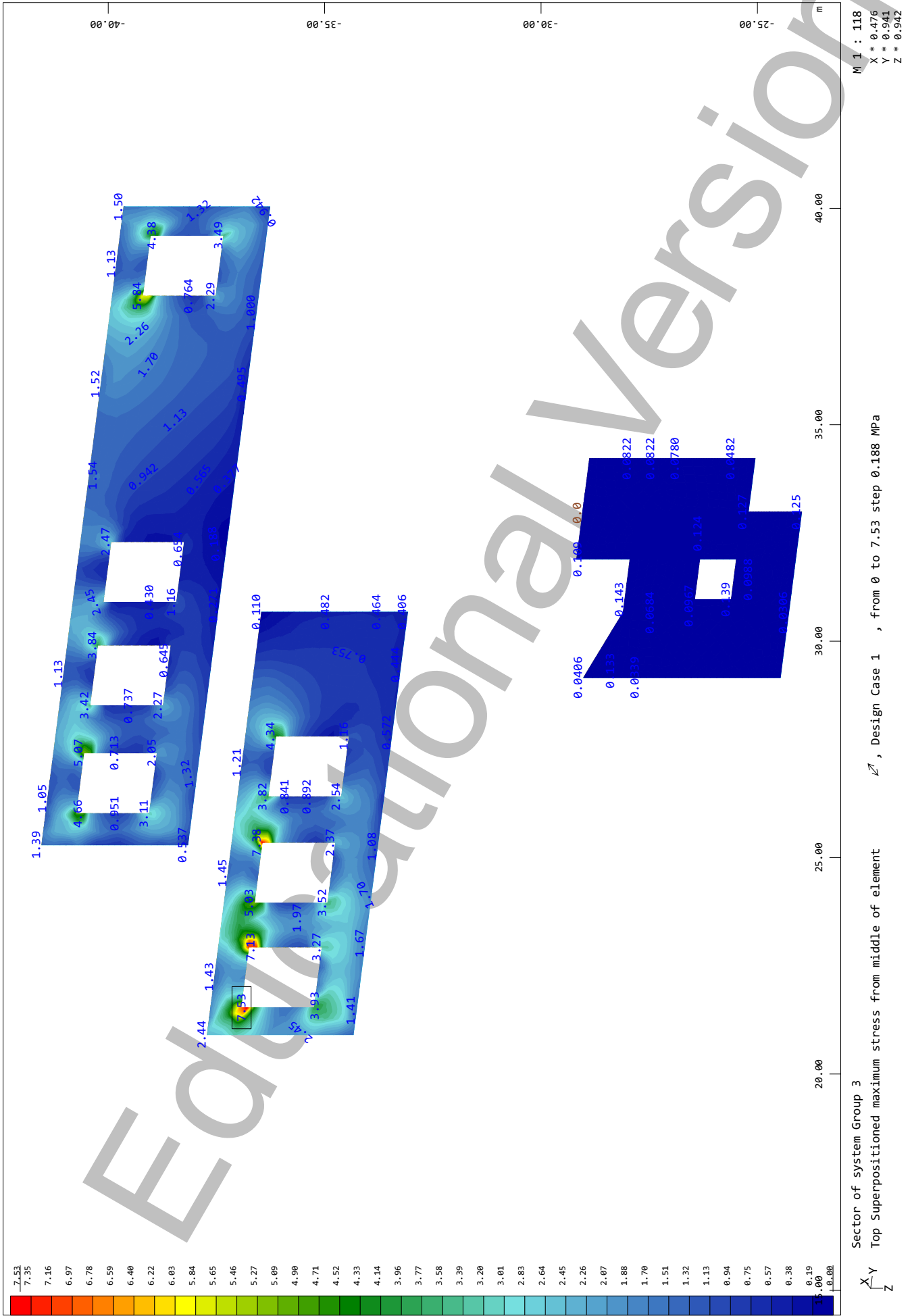
MARKO Retrofit

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



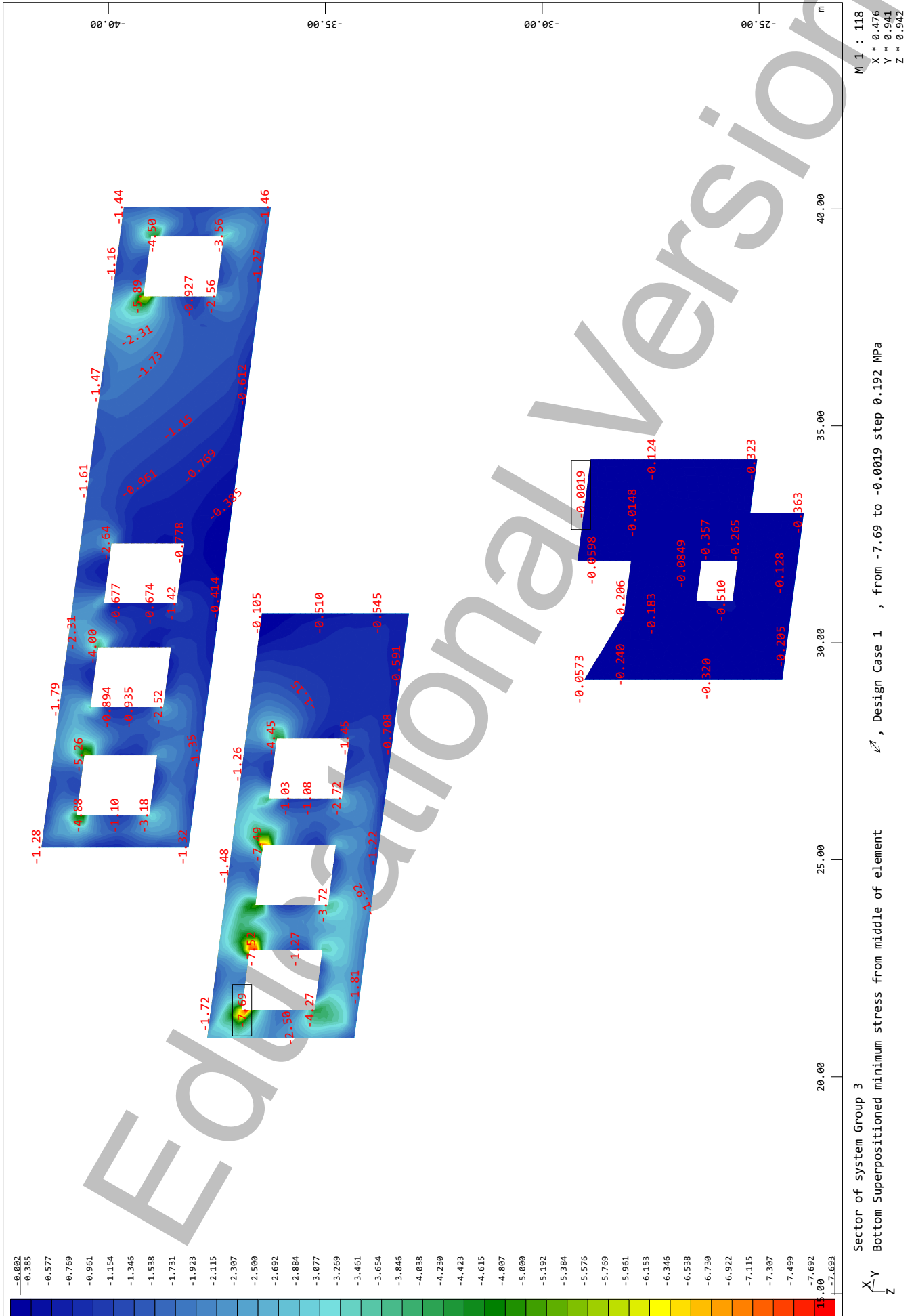
MARKO Retrofit

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



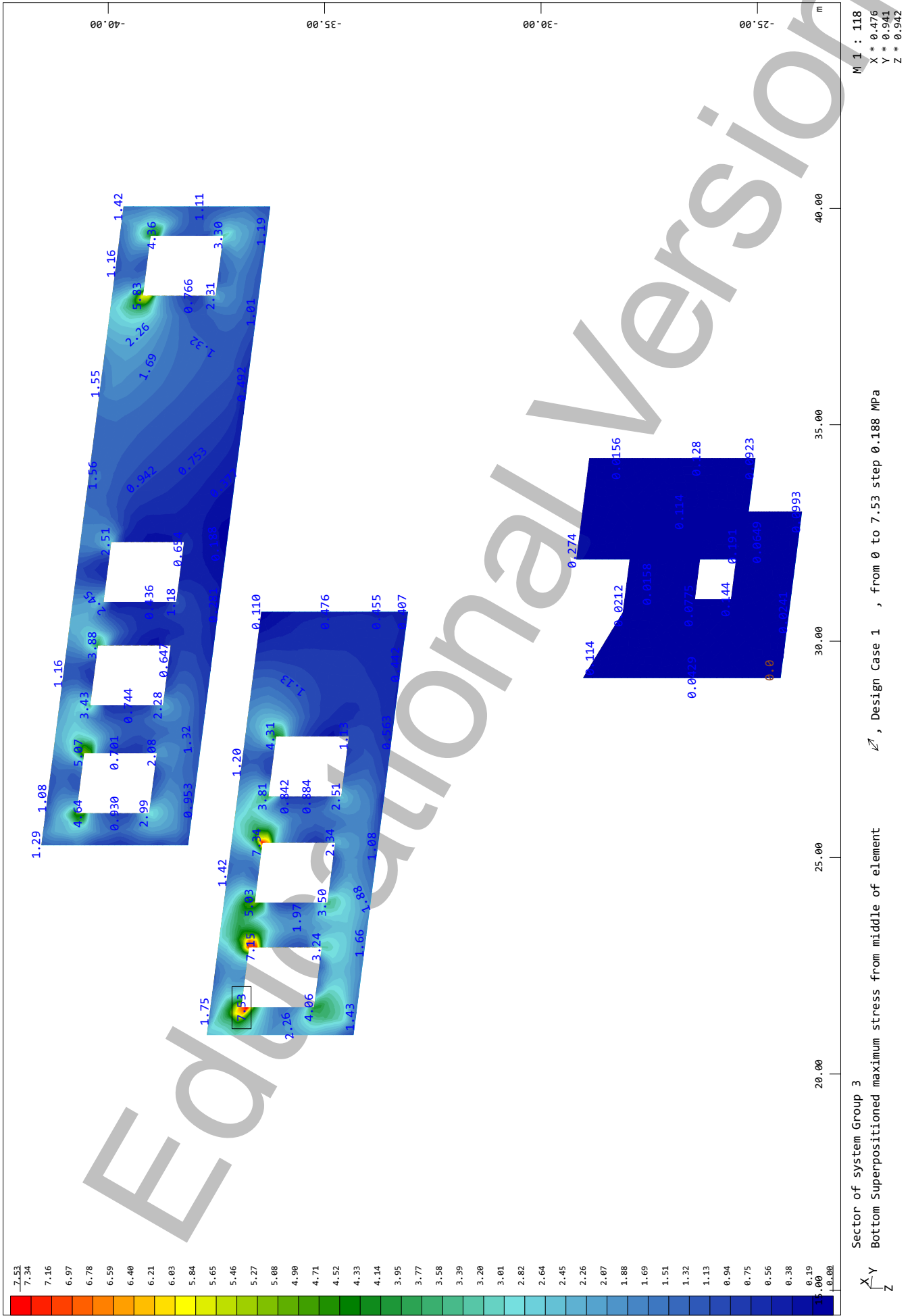
MARKO Retrofit

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



MARKO Retrofit

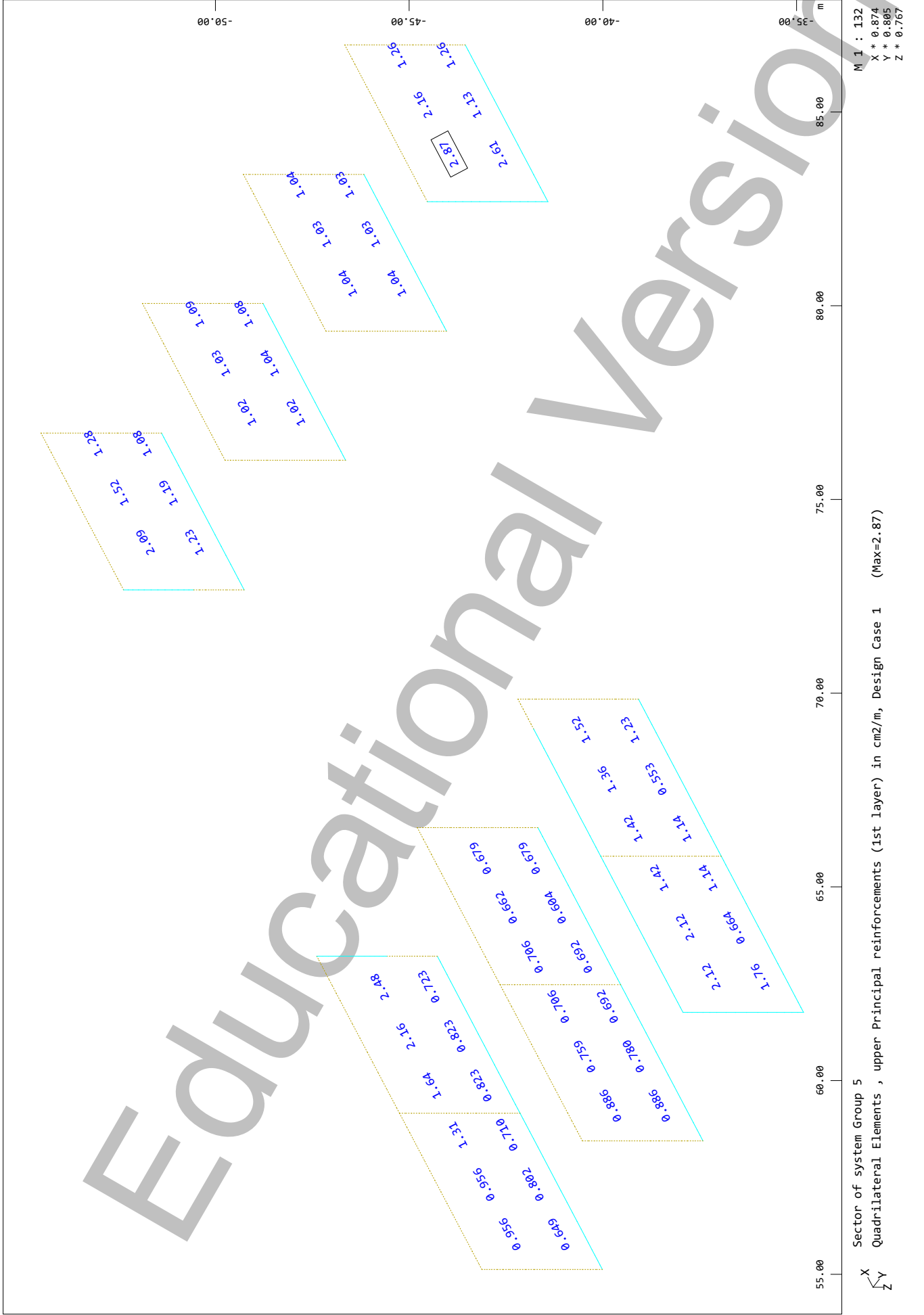
SOFiSTiK AG - www.sofistik.de



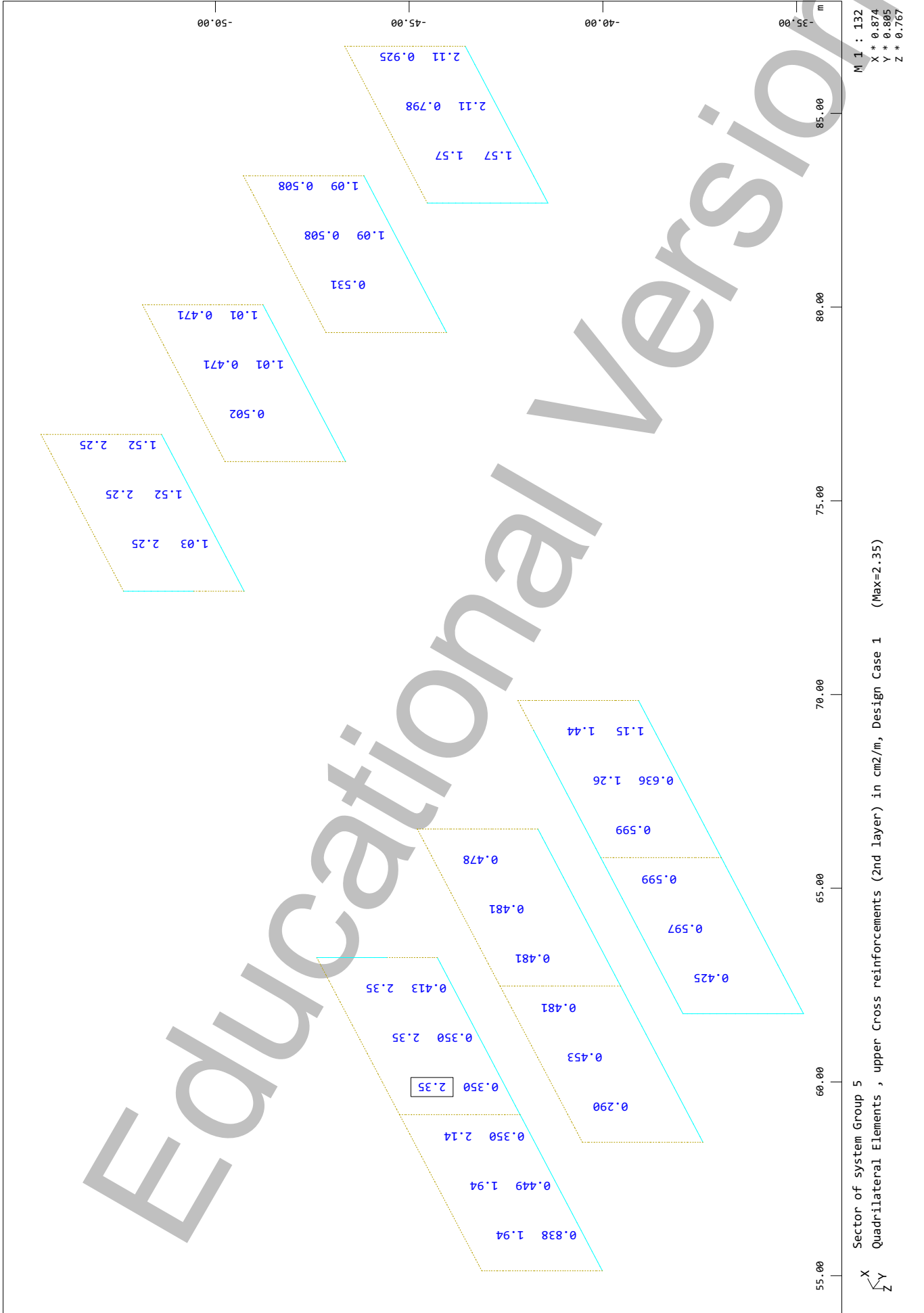
Στις εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζονται οι απαιτούμενοι κύριοι και δευτερεύοντες οπλισμοί όπως υπολογίστηκαν από το λογισμικό με την ακόλουθη σειρά :

- Εξωτερική στρώση ράβδων στην άνω παρειά τοιχίου με επιφάνεια κάθετη στη διεύθυνση Ανατολή - Δύση
- Εσωτερική στρώση εγκάρσιων ράβδων στην άνω παρειά τοιχίου με επιφάνεια κάθετη στη διεύθυνση Ανατολή - Δύση
- Εξωτερική στρώση ράβδων στην κάτω παρειά τοιχίου με επιφάνεια κάθετη στη διεύθυνση Ανατολή - Δύση
- Εσωτερική στρώση εγκάρσιων ράβδων στην κάτω παρειά τοιχίου με επιφάνεια κάθετη στη διεύθυνση Ανατολή - Δύση
- Εξωτερική στρώση ράβδων στην άνω παρειά τοιχίου με επιφάνεια κάθετη στη διεύθυνση Βορράς - Νότος
- Εσωτερική στρώση εγκάρσιων ράβδων στην άνω παρειά τοιχίου με επιφάνεια κάθετη στη διεύθυνση Βορράς - Νότος
- Εξωτερική στρώση ράβδων στην κάτω παρειά τοιχίου με επιφάνεια κάθετη στη διεύθυνση Βορράς - Νότος
- Εσωτερική στρώση εγκάρσιων ράβδων στην κάτω παρειά τοιχίου με επιφάνεια κάθετη στη διεύθυνση Βορράς - Νότος
- Εξωτερική στρώση ράβδων στην άνω παρειά πλακών Ω/Σ
- Εσωτερική στρώση εγκάρσιων ράβδων στην άνω παρειά πλακών Ω/Σ
- Εξωτερική στρώση ράβδων στην κάτω παρειά πλακών Ω/Σ
- Εσωτερική στρώση εγκάρσιων ράβδων στην κάτω παρειά πλακών Ω/Σ

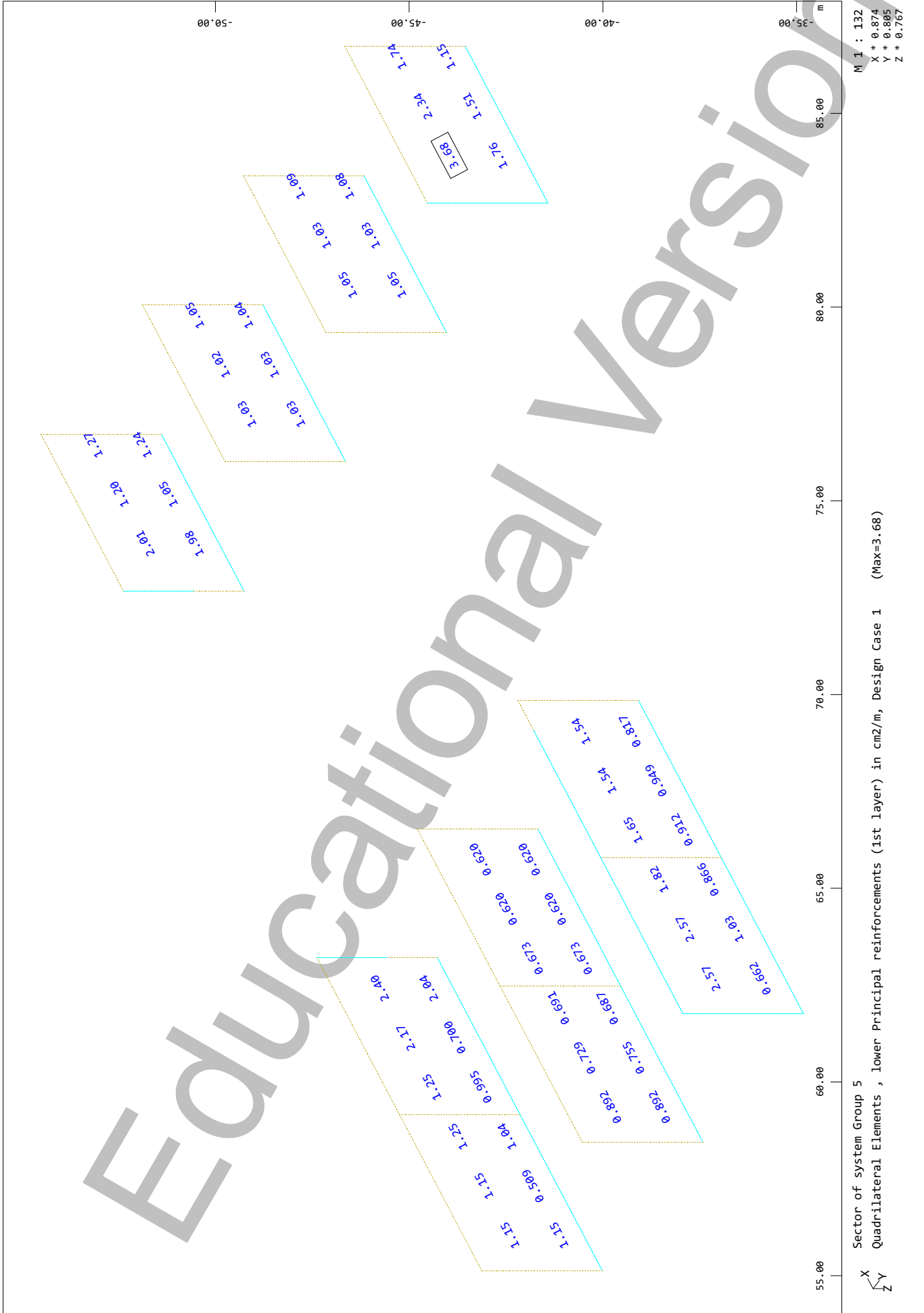
MARKO Retrofit



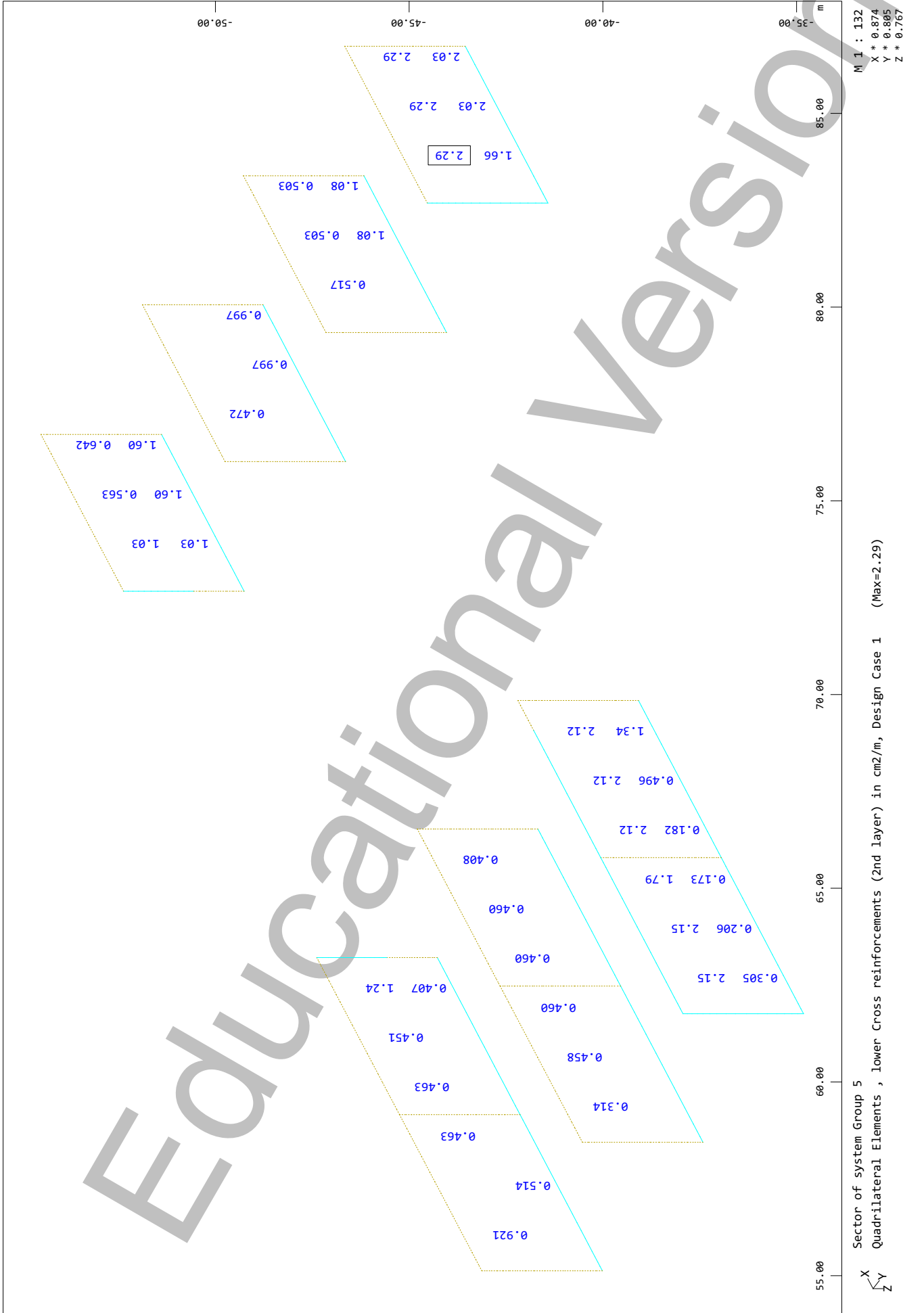
MARKO Retrofit



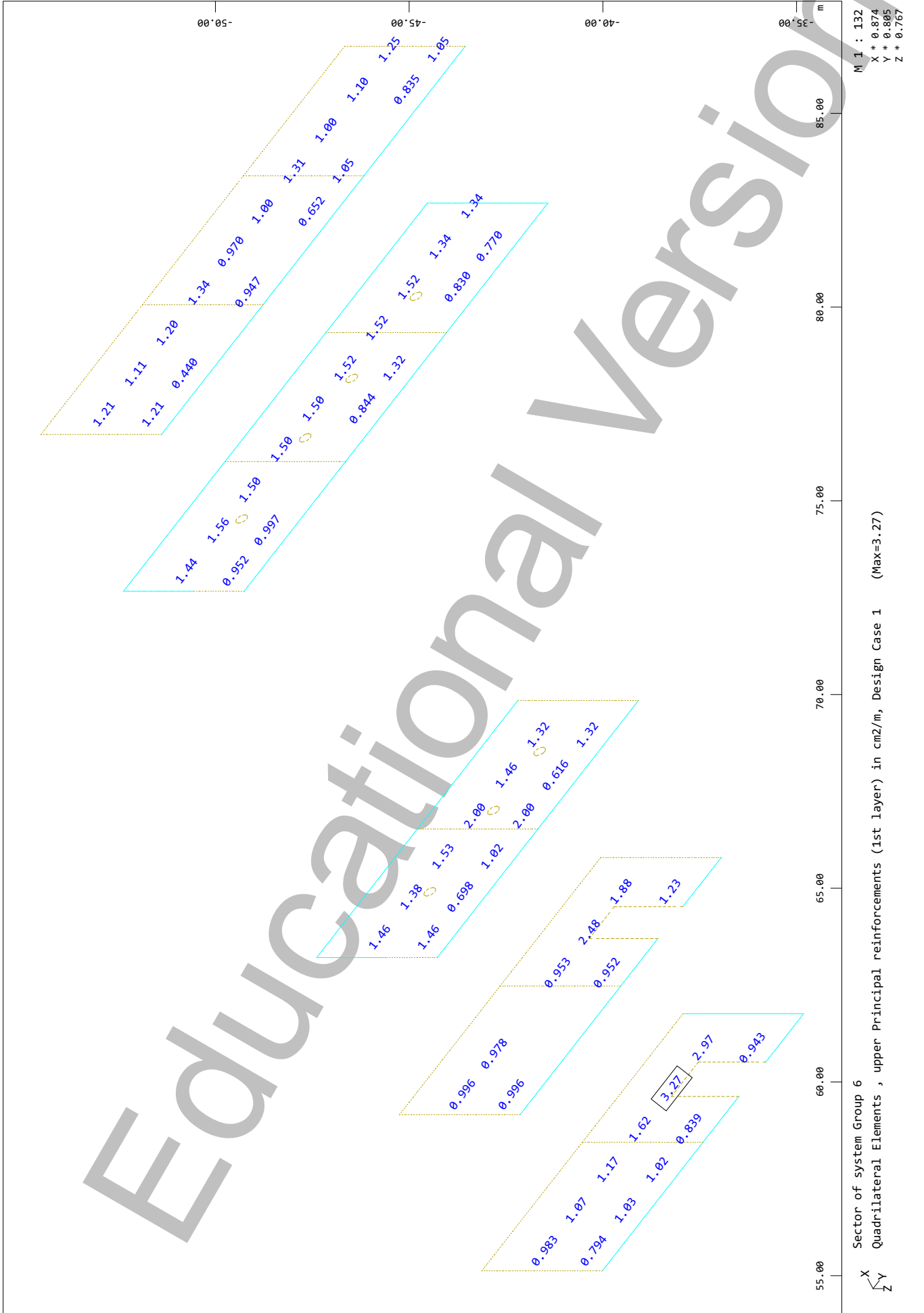
MARKO Retrofit



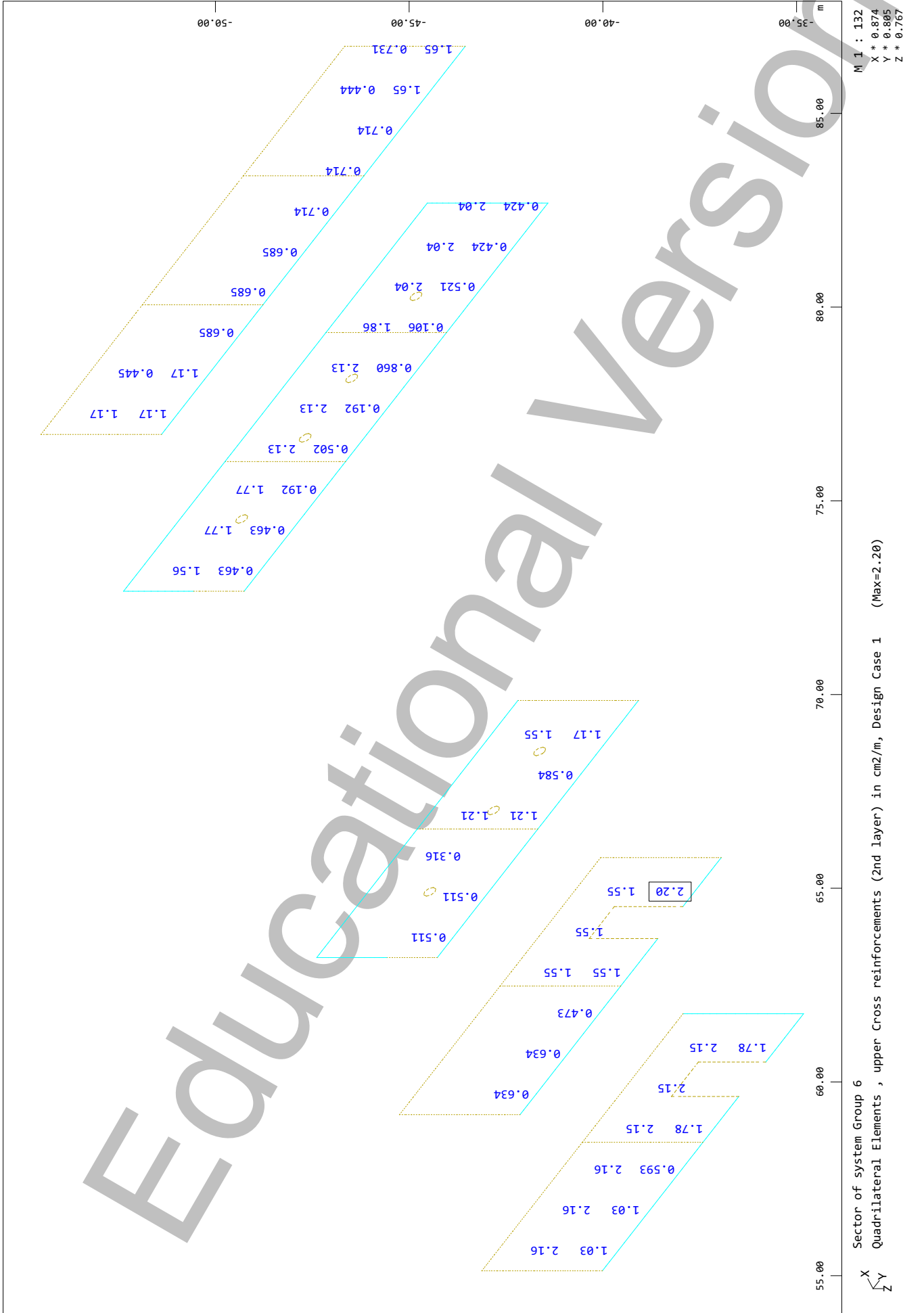
MARKO Retrofit



MARKO Retrofit

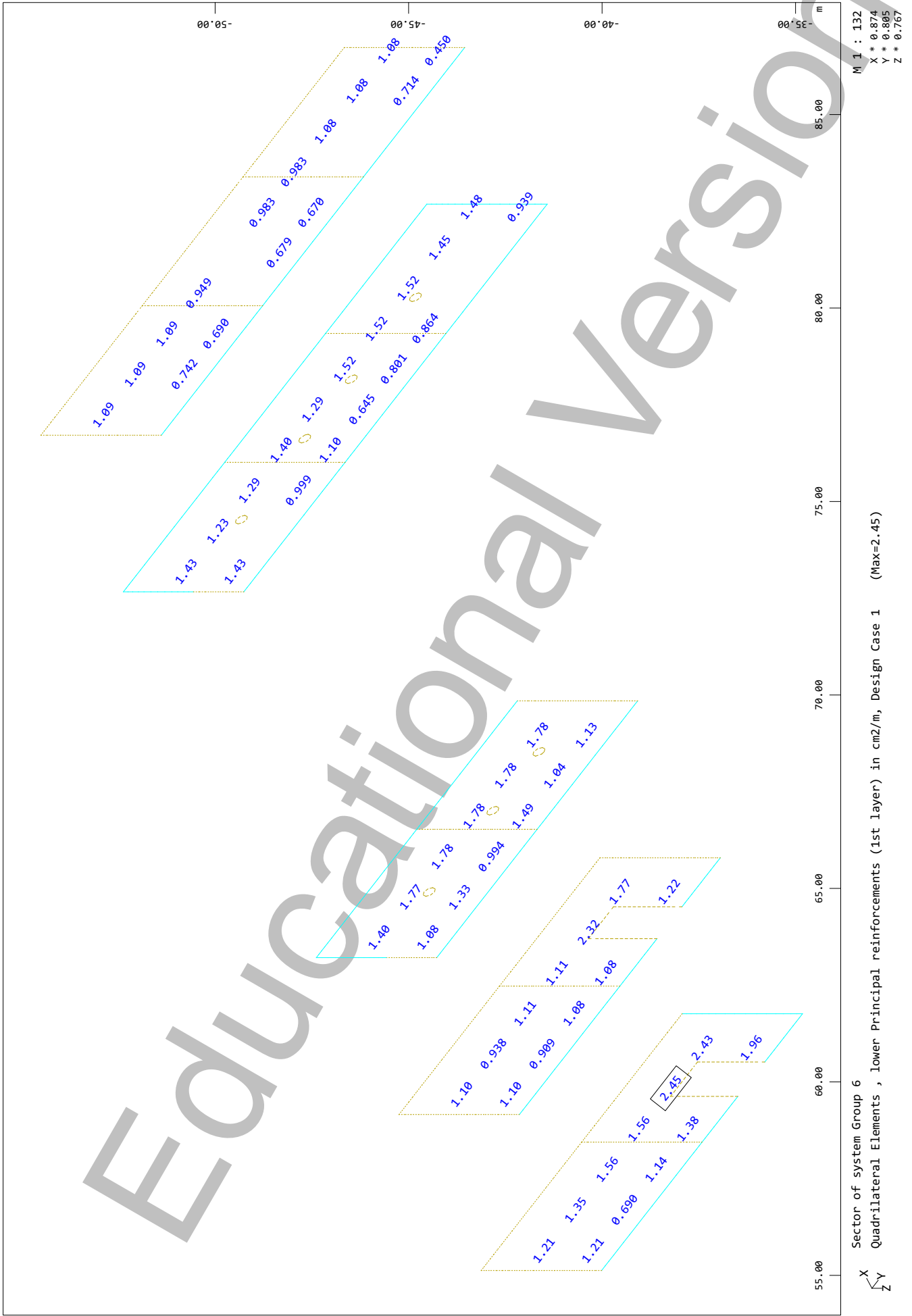


MARKO Retrofit

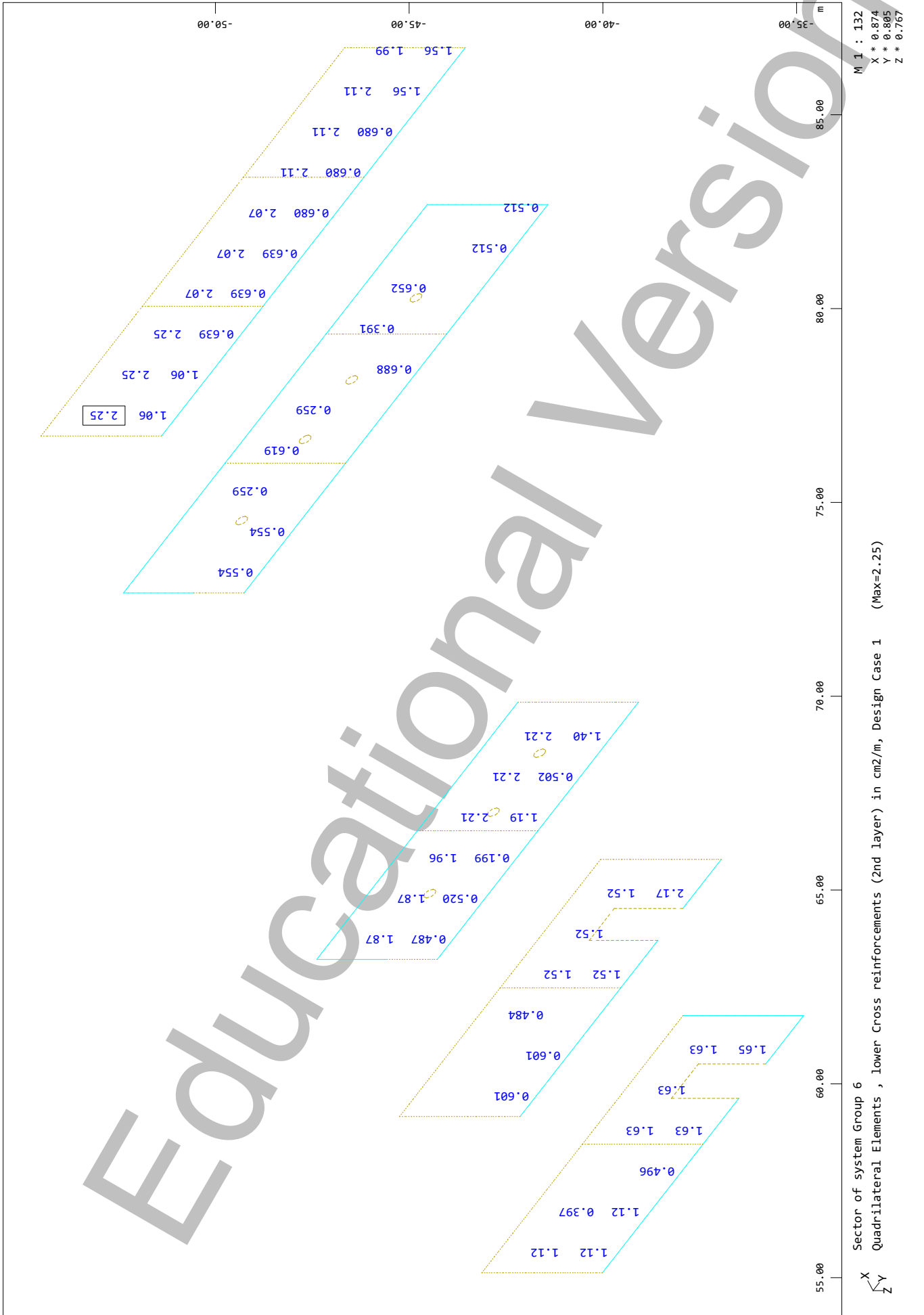


MARKO Retrofit

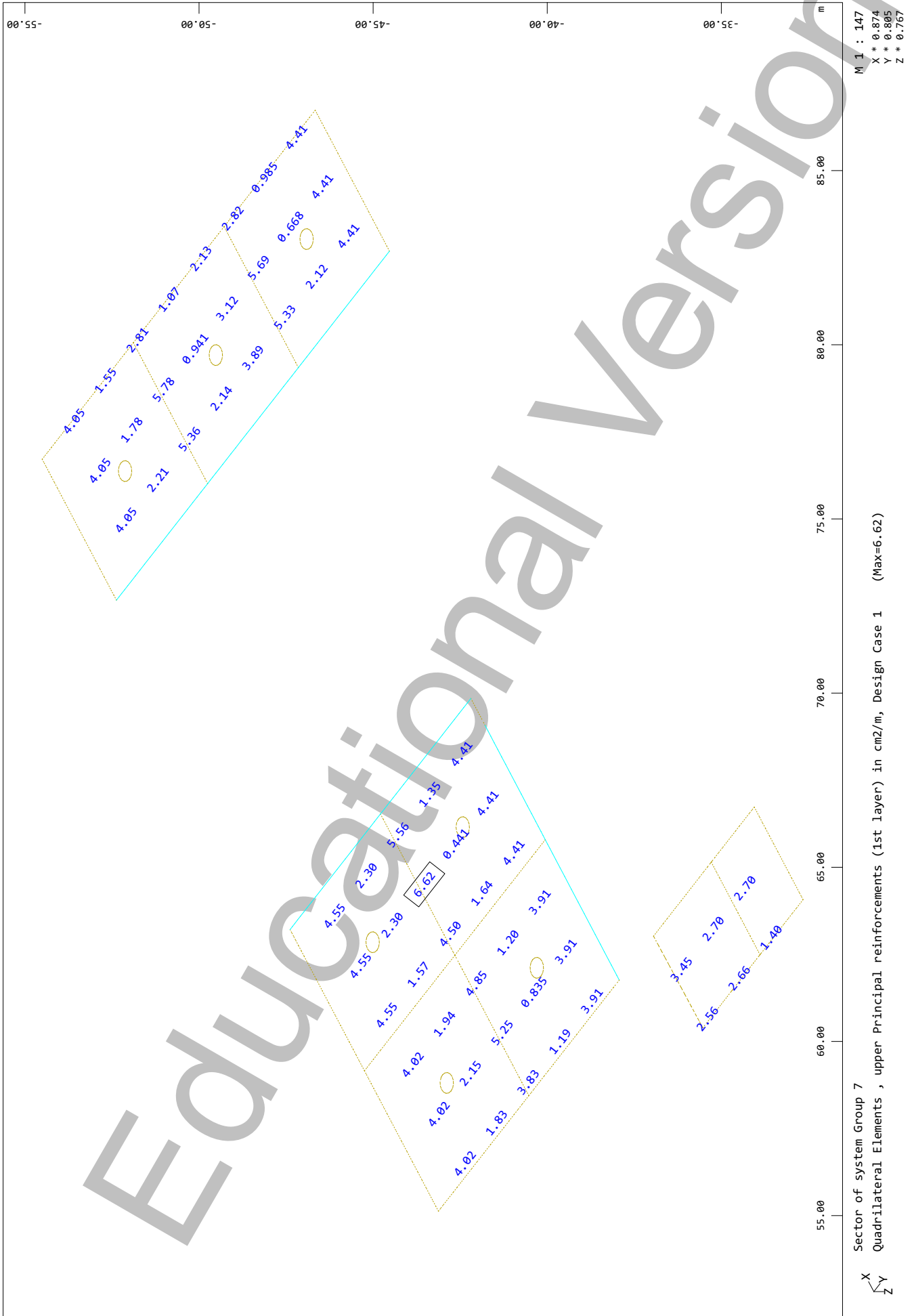
SOFiSTIK AG - www.sofistik.de



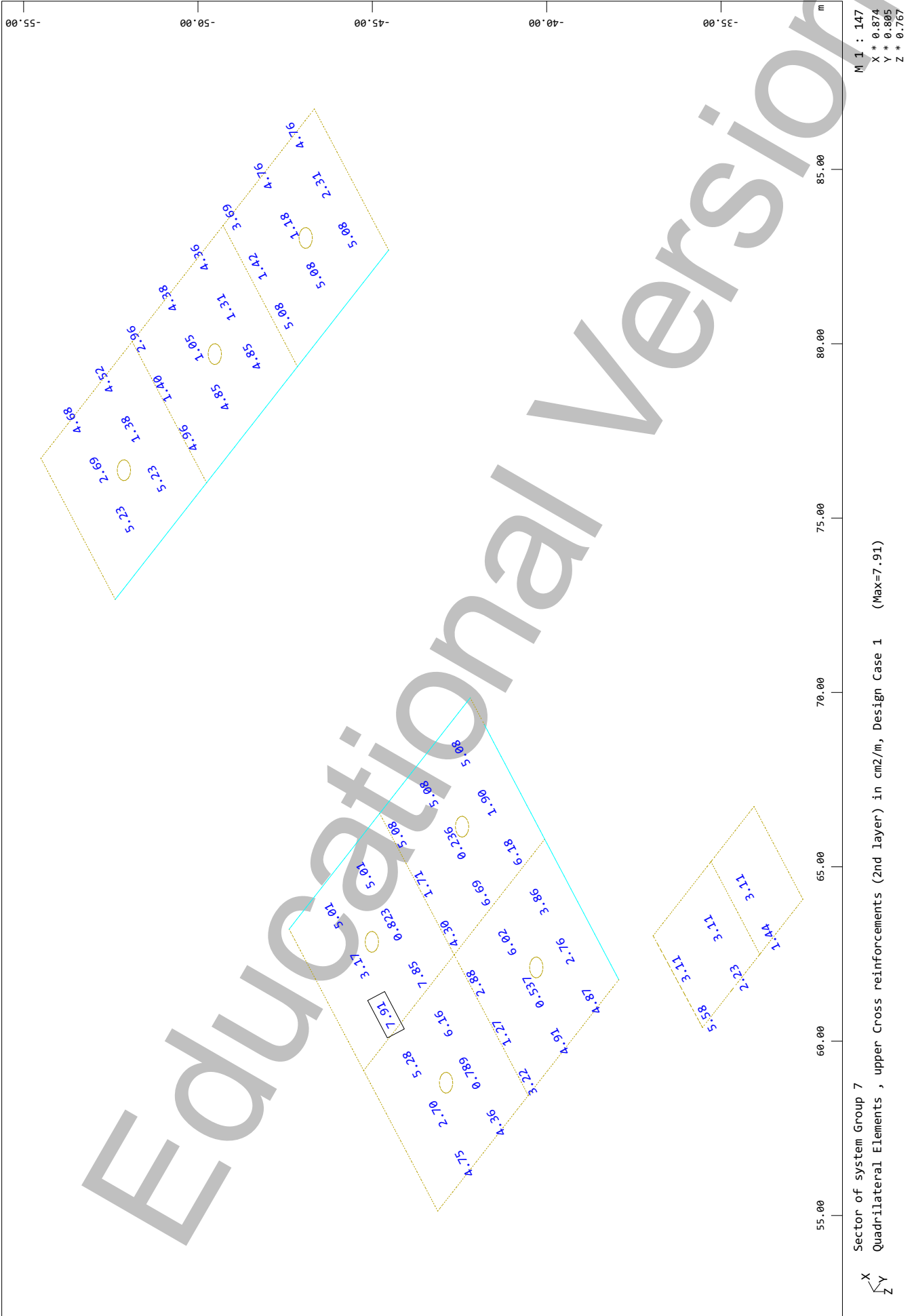
MARKO Retrofit



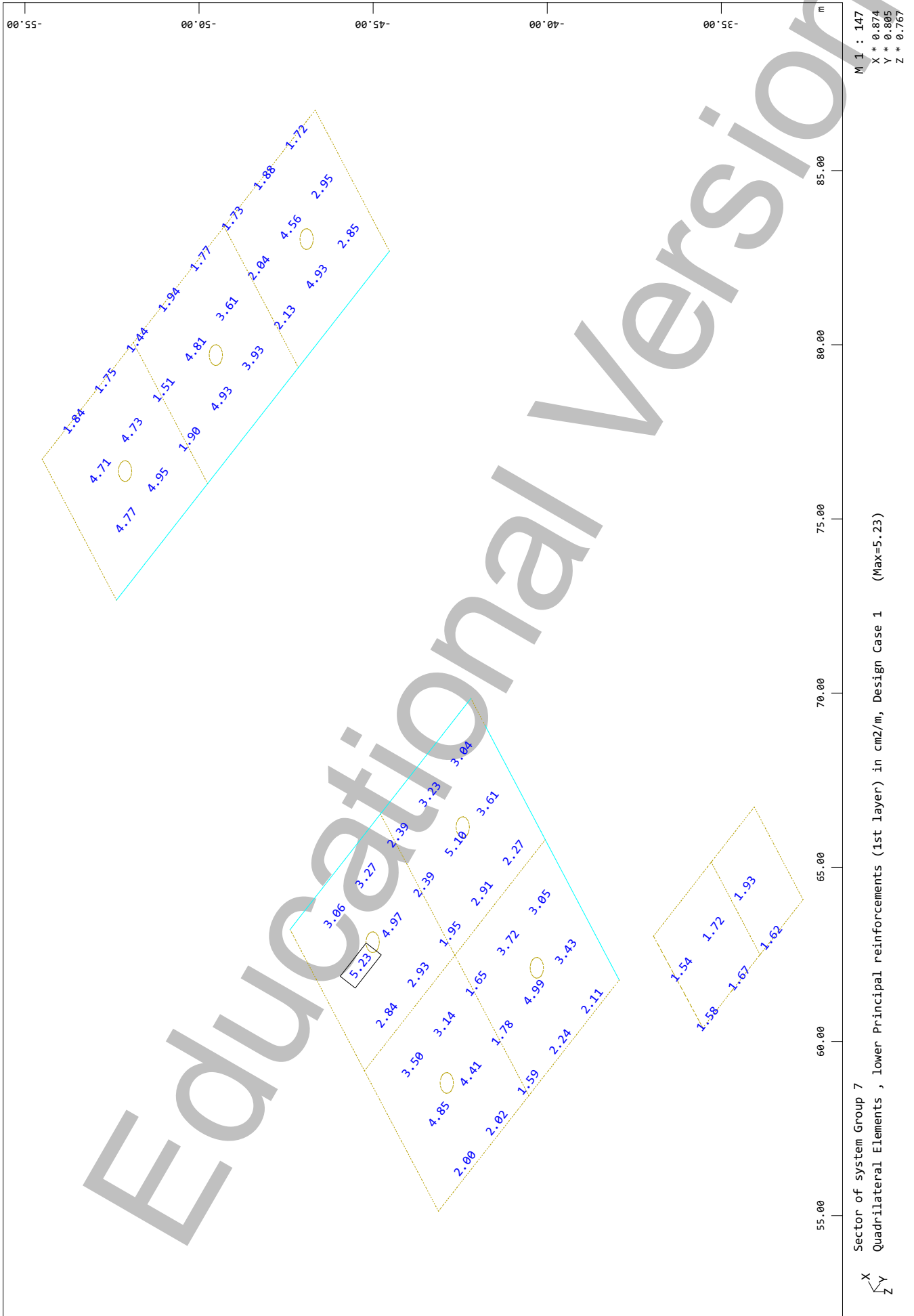
MARKO Retrofit



MARKO Retrofit



MARKO Retrofit



SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

Educational Version

M 1 : 147
 X * 0.874
 Y * 0.895
 Z * 0.767

Sector of system Group 7
 Quadrilateral Elements , lower Principal reinforcements (1st layer) in cm²/m, Design Case 1 (Max=5.23)

X
 Y
 Z

MARKO Retrofit

