



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ
ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ
ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΠΑΝΟΠΟΥΛΟΣ ΕΥΣΤΑΘΙΟΣ
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΖΕΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2023

Copyright © Ευστάθιος Πανόπουλος, 2023

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

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

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

Copyright © Efstathios Panopoulos, 2023

All Rights Reserved

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

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Ευστάθιος Πανόπουλος (2023)

Διερεύνηση Σεισμικής Απόκρισης Διατηρητέου Κτιρίου από Φέρουσα Τοιχοποιία

Διπλωματική Εργασία

Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Efstathios Panopoulos (2023)

Evaluation of the Seismic Response of an Existing Monumental Building of
Unreinforced Masonry

Diploma Thesis

Laboratory of Reinforced Concrete, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες,

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή και επιβλέποντα κ. Χρήστο Ζέρη για την καθοδήγηση του για την εκπόνηση αυτής της διπλωματικής εργασίας και τον κ. Χρήστο Βαχλιώτη για την ευκαιρία που μου έδωσε να αναλάβω το συγκεκριμένο θέμα. Ακόμη τον κ. Σωτήρη Μπιτζαράκη για την πολύτιμη βοήθεια του σχετικά με το λογισμικό Sofistik και την κ. Χρυσή Ελπίδα Αδάμη. Τέλος, να ευχαριστήσω τους γονείς μου Δημήτρη και Ευγενία, και τον αδερφό μου Παναγιώτη, για την υποστήριξη τους όλα αυτά τα χρόνια.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής είναι η διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης ενός υφισταμένου διατηρητέου κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία στην Καστέλλα, σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς EN 1998-1, EN 1998-3, Κ.Α.Δ.Ε.Τ., αλλά και η αξιολόγηση διαφόρων προτάσεων ενίσχυσης του.

Για τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας λήφθηκαν δοκίμια κονιαμάτων και λιθοσωμάτων και διενεργήθηκαν πειραματικοί έλεγχοι στο εργαστήριο οπλισμένου σκυροδέματος του Ε.Μ.Π.

Για την προσομοίωση και ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν τα λογισμικά Sofistik και Diana FEA.

Το κτίριο προσομοιώθηκε με πεπερασμένα στοιχεία κελύφους (shell elements) και διενεργήθηκαν ελαστικές και ανελαστικές αναλύσεις. Για τις ανελαστικές αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε κατάλληλος καταστατικός νόμος υλικού με τη μέθοδο ‘διαχεόμενης ρηγμάτωσης’ (smearred cracking) βασισμένος στην ενέργεια θραύσης (fracture energy) με το μοντέλο αστοχίας Engineering masonry model του Diana FEA

Διενεργήθηκαν οι εξής αναλύσεις: α) Ελαστική Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση (Lateral force analysis), β) Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης (Modal Response Spectrum Analysis), γ) Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Non-linear static Pushover analysis)

Στη συνέχεια, για τα διάφορα είδη ανάλυσης συγκρίθηκαν οι απαιτούμενες μετακινήσεις target displacement που προκύπτουν για τον σεισμό σχεδιασμού σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς και διενεργήθηκε έλεγχος της διαθέσιμης μετακίνησης. Για τον υπολογισμό της απαιτούμενης (στοχευόμενης) μετακίνησης της ανελαστικής ανάλυσης χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (equivalent Single Degree of Freedom SDOF system) του Ευρωκώδικα EN 1998-1, ANNEX B.

Τέλος, πραγματοποιήθηκε η ίδια διαδικασία διερεύνησης σεισμικής απόκρισης για διαφορετικά σενάρια ενίσχυσης του κτιρίου. Μερικές από τις προτάσεις που διερευνήθηκαν είναι: ομογενοποίηση της μάζας με ενέματα και βαθύ αρμολόγημα, ενίσχυση διαφραγματικής λειτουργίας με μεταλλικές δοκούς/ πλάκα ελαφομπετόν στη στάθμη του ‘Α ορόφου και μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος.

ABSTRACT

The subject of this thesis is the evaluation of the seismic response of an existing monumental building of unreinforced masonry in Kastella, Greece, according to the current regulations EN 1998-1, EN 1998-3, K.A.D.E.T., and the evaluation of various strengthening proposals.

For the mechanical characteristics of the masonry, mortar and stone samples were taken, and experimental tests were carried out in the N.T.U.A. reinforced concrete laboratory.

Sofistik and Diana FEA software were used for modeling and analysis.

The building was simulated with shell elements and elastic and inelastic analyses were executed. For the inelastic analyses a suitable material constitutive law was used with the 'smearing cracking' method based on fracture energy with the Diana FEA Engineering masonry model of failure

The following analyses were executed: a) Elastic Lateral force method analysis, b) Modal Response Spectrum Analysis, c) Non-linear static Pushover analysis

Then, for the different types of analysis, the required target displacements obtained for the design earthquake according to the current regulations were compared and a check of the available displacement was carried out. For the calculation of the required target displacement of the non-linear pushover analysis, the equivalent Single Degree of Freedom SDOF system method of Eurocode EN 1998-1 (ANNEX B) was used.

Finally, the same seismic response evaluation procedure was carried out for various strengthening proposals for the building. Some of the proposals that were investigated were: mass homogenization of the three leaf walls with grout and deep grouting, enhancing diaphragm for box type behavior with metal beams/ lightweight concrete slab at the first storey level and jacketing with reinforced concrete.

Περιεχόμενα

1.	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	8
1.1	ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ	8
2.	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ	11
3.	ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ	13
3.1	ΔΙΑΘΕΣΙΜΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	13
3.2	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ	13
3.3	ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ	15
3.4	ΙΣΤΟΡΙΚΟ	20
3.5	ΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ – ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ	20
3.6	ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΤΡΟΠΟΥ ΔΟΜΗΣΕΩΣ	22
3.7	ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ	24
4.	ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ	25
5.	ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ	32
6.	ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	33
7.	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ	40
7.1	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ	40
7.2	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	43
7.3	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	59
7.4	ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ	61
7.5	ΥΛΙΚΑ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ	63
7.6	ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ	64
7.7	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	66
8.	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER	86
8.1	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ	86
8.2	ΘΕΩΡΙΑ	86
8.3	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ	98
8.4	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	105
9.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	140
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α	141
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	147

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ:

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ

ΠΑΝΟΠΟΥΛΟΣ ΕΥΣΤΑΘΙΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΖΕΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Πολλά από τα κτίρια του περασμένου αιώνα έχουν χαρακτηριστεί διατηρητέα λόγω των ιδιαίτερων μορφολογικών και αρχιτεκτονικών στοιχείων τους καθώς επίσης και λόγω της ιστορικής τους αξίας. Τα διατηρητέα κτίρια αποτελούν σημαντικό κομμάτι της αρχιτεκτονικής μας κληρονομιάς και αποτελεί χρέος μας η ανάδειξη τους. Καθίσταται δε, μεγάλη πρόκληση για την πολιτεία και τους μηχανικούς η αποκατάσταση, επισκευή και ενίσχυσή τους, προκειμένου να αναβαθμιστεί ο αστικός χώρος αλλά και να καταστούν ασφαλή και λειτουργικά και να πληρούν τις απαιτήσεις των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών. Ιδιαίτερος, τα πέτρινα κτίρια αποτελούν μια κατηγορία που λόγω της φύσης του υλικού τους με τις πολλές αβεβαιότητες και την πολυπλοκότητα του, καθίσταται δύσκολος ο ακριβής προσδιορισμός της απόκρισης και συμπεριφοράς τους.

1.1 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία αφορά στην διερεύνηση σεισμικής απόκρισης ενός διώροφου διατηρητέου κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία στην Καστέλλα, επί των οδών Αλ. Παπαναστασίου 61 και Αισχύλου 2 στο Δήμο Πειραιά, χαρακτηρισμένο ως Έργο Τέχνης από το ΥΠ.ΠΟ.Α. Το κτήριο κατασκευάστηκε στις αρχές του περασμένου αιώνα, αμέσως μετά την αγορά του οικοπέδου, η οποία έγινε το 1911, το ισόγειο ως επαγγελματικός χώρος-καταστήματα και ο Α' όροφος ως κατοικία.

Πρόκειται για αξιόλογο κτήριο της εποχής του όψιμου νεοκλασικισμού, με ενδιαφέροντα μορφολογικά στοιχεία, όπως τα πλαίσια των κουφωμάτων στις όψεις, το μεταλλικό στέγαστρο του ισόγειου, οι οδοντωτές διακοσμητικές ταινίες που διατρέχουν τις όψεις, το ταβάνι της κεντρικής εισόδου (στο τμήμα που έχει απομείνει), το οποίο φέρει ζωγραφικό διάκοσμο, η απότμηση της γωνίας με τις ημικυκλικές παραστάδες και το σαχνισί στον Α' όροφο στην απότμηση της γωνίας των δύο δρόμων.



Εικόνα 1.1.1 Όψη από οδό Παπαναστασίου



Εικόνα 1.1.2 Όψη από γωνία των οδών Αισχύλου και Παπαναστασίου



Εικόνα 1.1.3 Όψη από οδό Αισχύλου

Αρχικά πραγματοποιήθηκε λεπτομερής αρχιτεκτονική αποτύπωση ώστε να καθοριστούν τα γεωμετρικά μεγέθη του φέροντος οργανισμού, αναζήτηση του ιστορικού του κτιρίου ώστε να διαπιστωθούν μελλοντικές προσθήκες και τυχούσες βλάβες από σεισμούς του παρελθόντος.

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν διερευνητικές εργασίες για την τεκμηρίωση των υλικών και τον τρόπο δόμησης της τοιχοποιίας. Συγκεκριμένα πραγματοποιήθηκε καθαίρεση επιχρισμάτων σε τμήματα των όψεων ώστε να διαπιστωθεί ο τρόπος δομήσεως κατά την όψη αλλά και πυρηνοληψία για την διαπίστωση του τρόπου δομήσεως κατά το πάχος. Ακόμη διενεργήθηκαν εργαστηριακοί έλεγχοι ώστε να υπολογιστούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας αλλά και χημική ανάλυση για την προέλευση και σύσταση των συνιστόντων υλικών της.

Ο φορέας του κτιρίου προσομοιώθηκε με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία και διενεργήθηκαν αναλύσεις όπως ελαστική ισοδύναμη στατική ανάλυση, ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, ανελαστική στατική ανάλυση και τέλος ελέγχθηκε εάν πληρούνται οι απαιτήσεις των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών EC8-3 και Κ.Α.Δ.Ε.Τ. (Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας).

Ακόμη εξετάστηκαν και αξιολογήθηκαν μερικά σενάρια ενίσχυσης όπως ομογενοποίηση μάζας, μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος αλλά και ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας στη στάθμη του πατώματος Α' ορόφου.

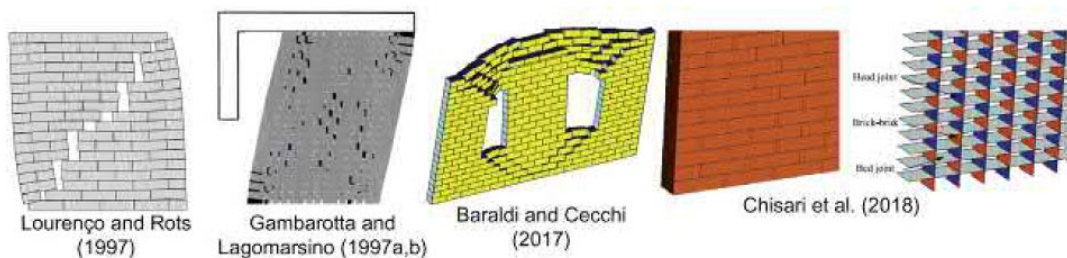
2. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ

Η μηχανική της τοιχοποιίας είναι ένα σύνθετο αντικείμενο με μεγάλη ποικιλία σε υλικά ενώ διακρίνεται από έντονη μη γραμμικότητα. Η τοιχοποιία είναι ένα ανισότροπο ετερογενές υλικό με οιονεί ψαθυρή συμπεριφορά και συνίσταται από τον συνδυασμό υλικών όπως πέτρα, τούβλα συνδεδεμένα με κονίαμα μεταξύ τους αλλά και χωρίς κονίαμα (ξηρή δόμηση). Παρουσιάζει υψηλή αντοχή σε θλίψη, ενώ ελάχιστη αντοχή σε εφελκυσμό που συνήθως αγνοείται. Ο πειραματικός χαρακτηρισμός των μηχανικών ιδιοτήτων της τοιχοποιίας εξακολουθεί να αποτελεί ένα πολύπλοκο έργο. Παρόλο που διάφορες πειραματικές δοκιμές και διατάξεις έχουν αναπτυχθεί, η αξιοπιστία τους εξακολουθεί να αποτελεί αντικείμενο συζήτησης.

Οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες είναι καθοριστικές για την μηχανική συμπεριφορά των κατασκευών από τοιχοποιία. Για παράδειγμα, η σύνδεση μεταξύ των κάθετων τοίχων, η σύνδεση με οριζόντια διαφράγματα, η αλληλεπίδραση με παρακείμενα κτήρια, κ.λ.π., μπορούν να επηρεάσουν σημαντικά την στατική απόκριση των κτιρίων από φερουσα τοιχοποιία.

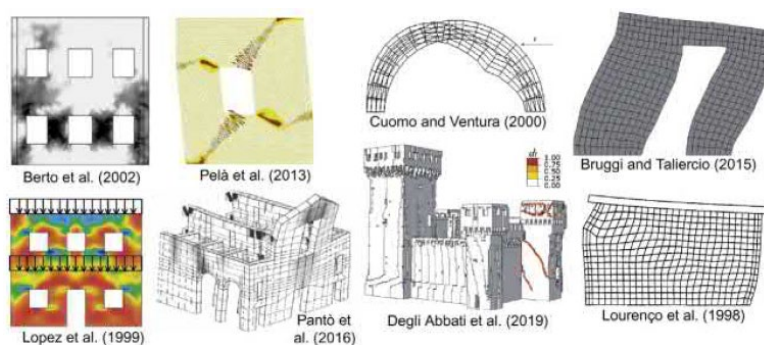
Υπάρχουν ποικίλες προσεγγίσεις στην προσομοίωση της τοιχοποιίας όπως αναλύονται παρακάτω.

Μέθοδος διακριτής προσομοίωσης (block-by-block model) στην οποία κάθε τούβλο – πέτρα προσομοιώνονται ξεχωριστά και συνδέονται μεταξύ τους με κατάλληλες σχέσεις τριβής που αντιπροσωπεύουν τη μηχανική συμπεριφορά του κονιάματος.



Εικόνα 1.1.1 Προσομοιώματα block-by-block model

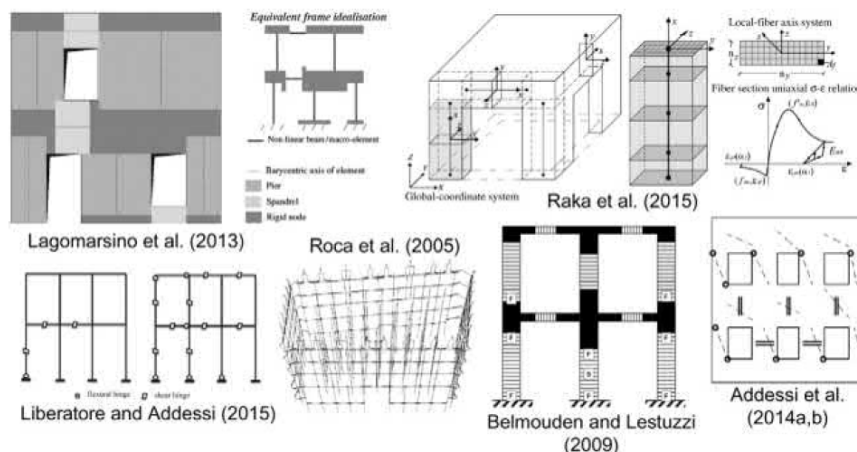
Προσομοίωση ως συνεχές μέσο (continuum model), ως ένα ενιαίο υλικό δηλαδή με συγκεκριμένα μηχανικά χαρακτηριστικά που αντιπροσωπεύουν το σύνολο της τοιχοποιίας. Συνήθως προσομοιώνεται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (επίπεδης έντασης, πλάκας, κελύφους) αλλά και τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία όγκου.



Εικόνα 1.1.2 Προσομοιώματα continuum model

Οι μη γραμμικοί καταστατικοί νόμοι που υιοθετούνται για την τοιχοποιία στα σύγχρονα λογισμικά, για την προσέγγιση της ως συνεχές μέσο, βασίζονται στη θεωρία της θραυστομηχανικής (fracture mechanics) ή/και της πλαστικότητας (plasticity). Μοντέλα αστοχίας των Hillerborg et al., 1976; Rots and De Borst, 1987) smeared crack (fracture mechanics), plastic (Dragon and Mroz, 1979), τα οποία έχουν προταθεί για την αριθμητική προσομοίωση του σκυροδέματος, έχουν υιοθετηθεί ευρέως και για την προσομοίωση κατάρρευσης για κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία.

Προσομοίωση με μακροστοιχεία (macroelement model). Η τοιχοποιία χωρίζεται σε διακριτά τμήματα που ενώνονται μεταξύ τους με άκαμπτα τμήματα. Μια αρκετά συνηθισμένη κατηγορία της μεθόδου είναι η μέθοδος του ισοδύναμου, πλαισίου με δοκούς και υποστυλώματα (equivalent frame model). Είναι απλουστευτική προς τον μηχανικό καθώς οι έλεγχοι γίνονται με εντατικά μεγέθη όπως στους γραμμικούς φορείς, αλλά και με μικρό υπολογιστικό κόστος σε σχέση με τα επιφανειακά και χωρικά πεπερασμένα στοιχεία, έχει ωστόσο μειονέκτημα στην ακρίβεια της προσομοίωσης και στην προσέγγιση της πραγματικότητας.



Εικόνα 1.1.3 Προσομοιώματα macroelement model

Μέθοδος στερεού σώματος (rigid body model) η οποία λαμβάνει υπόψη μόνο την γεωμετρία της τοιχοποιίας και μελετάται με κινηματικές μεθόδους ανάλυσης, με αναζήτηση του φορτίου κατάρρευσης, (lower-bound or upper-bound limit analysis-based solutions).

3. ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ

3.1 ΔΙΑΘΕΣΙΜΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Τα διαθέσιμα στοιχεία που λήφθηκαν υπόψη και αξιοποιήθηκαν στην εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι τα παρακάτω:

- a. Ευάγγελος Βαχλιώτης Αρχιτεκτονική μελέτη – Σχέδια αποτύπωσης και πρότασης (2020).
- b. Χρυσή-Ελπίδα Αδάμη Dr. Πολ. Μηχ. ΕΜΠ ‘ΜΕΛΕΤΗ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΥ ΥΛΙΚΩΝ ΔΟΜΗΣΕΩΣ ΚΑΙ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΗΣ ΛΙΘΟΔΟΜΗΣ - ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΥΛΙΚΑ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ ΚΑΙ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ’ (2020).
- c. Γεώργιος Ν. Καπασακαλίδης ‘ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΟΥ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΝΕΟΥ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟΥ’ (1986)

3.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ

Πρόκειται για δώροφο κτήριο με τμήμα υπογείου. Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι από φέρουσα τοιχοποιία με αργολιθοδομή μέσου πάχους 60cm και εκτιμάται ότι είναι τρίστρωτη. Το δάπεδο του ισογείου είναι πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος. Το δάπεδο του Α’ ορόφου είναι στο μεγαλύτερο μέρος του ξύλινο με ξυλοδοκούς, οι οποίες στηρίζονται ενδιάμεσα σε μεταλλικές δοκούς (Εικόνα 3.2.1), ενώ σε ένα μικρό τμήμα υπάρχει πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος. Η στέγη επικαλύπτεται στο μεγαλύτερο τμήμα της με (μεταγενέστερη) κεραμοσκεπή (Εικόνα 3.2.2), η οποία στηρίζεται σε περιμετρικό σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος, ενώ μικρό τμήμα του δώματος είναι κατασκευασμένο με πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος.



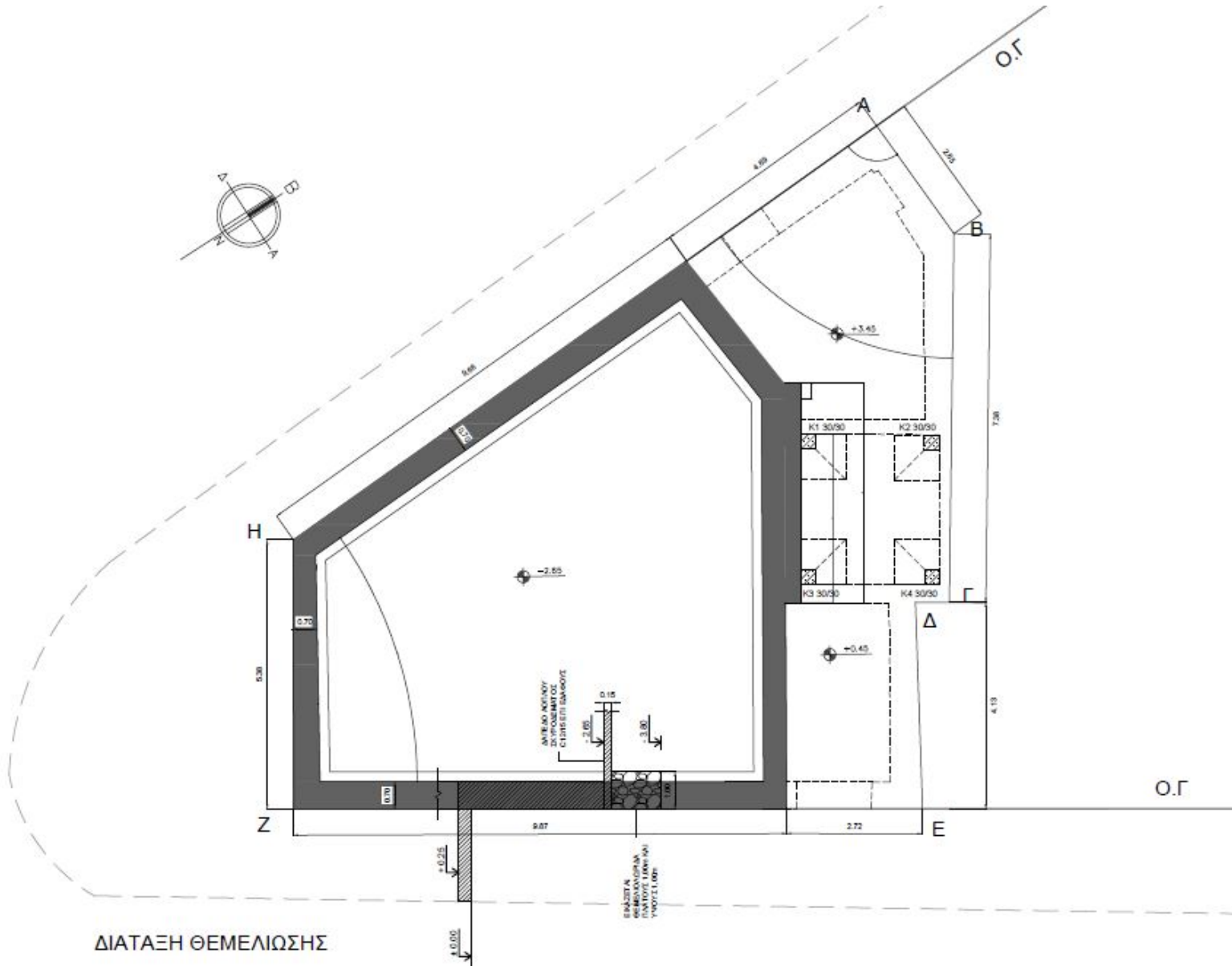
Εικόνα 3.2.1 Ξυλοδοκοί στηριζόμενες σε μεταλλικές δοκούς



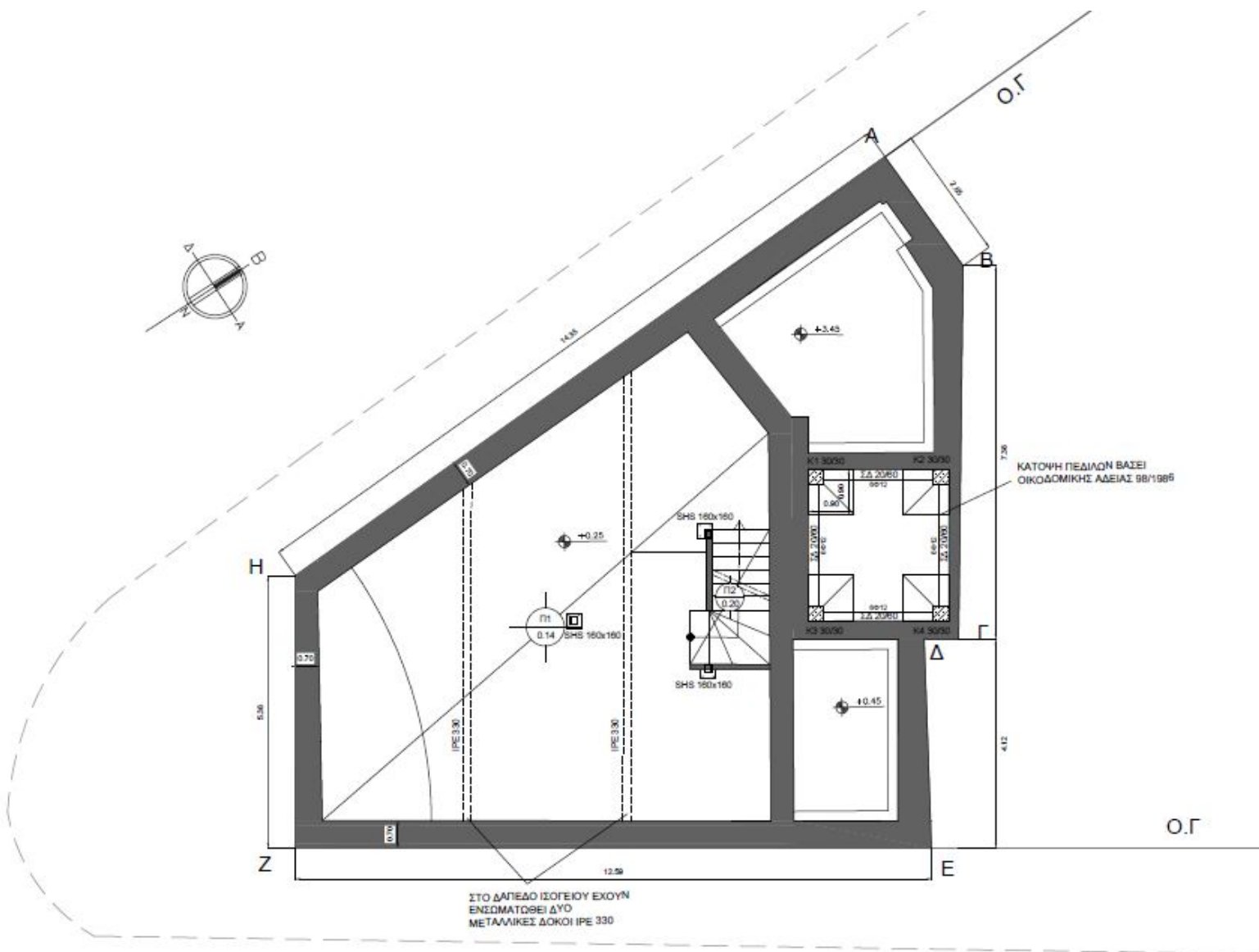
Εικόνα 3.2.2 Στέγη

3.3 ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ

Παρουσιάζονται τα σχέδια ξυλοτύπων του κτιρίου όπως προέκυψαν από την αρχιτεκτονική αποτύπωση.



Εικόνα 3.3.1



ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΚΑΙ ΔΙΑΤΑΞΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΒΟΡΕΙΟΑΝΑΤΟΛΙΚΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

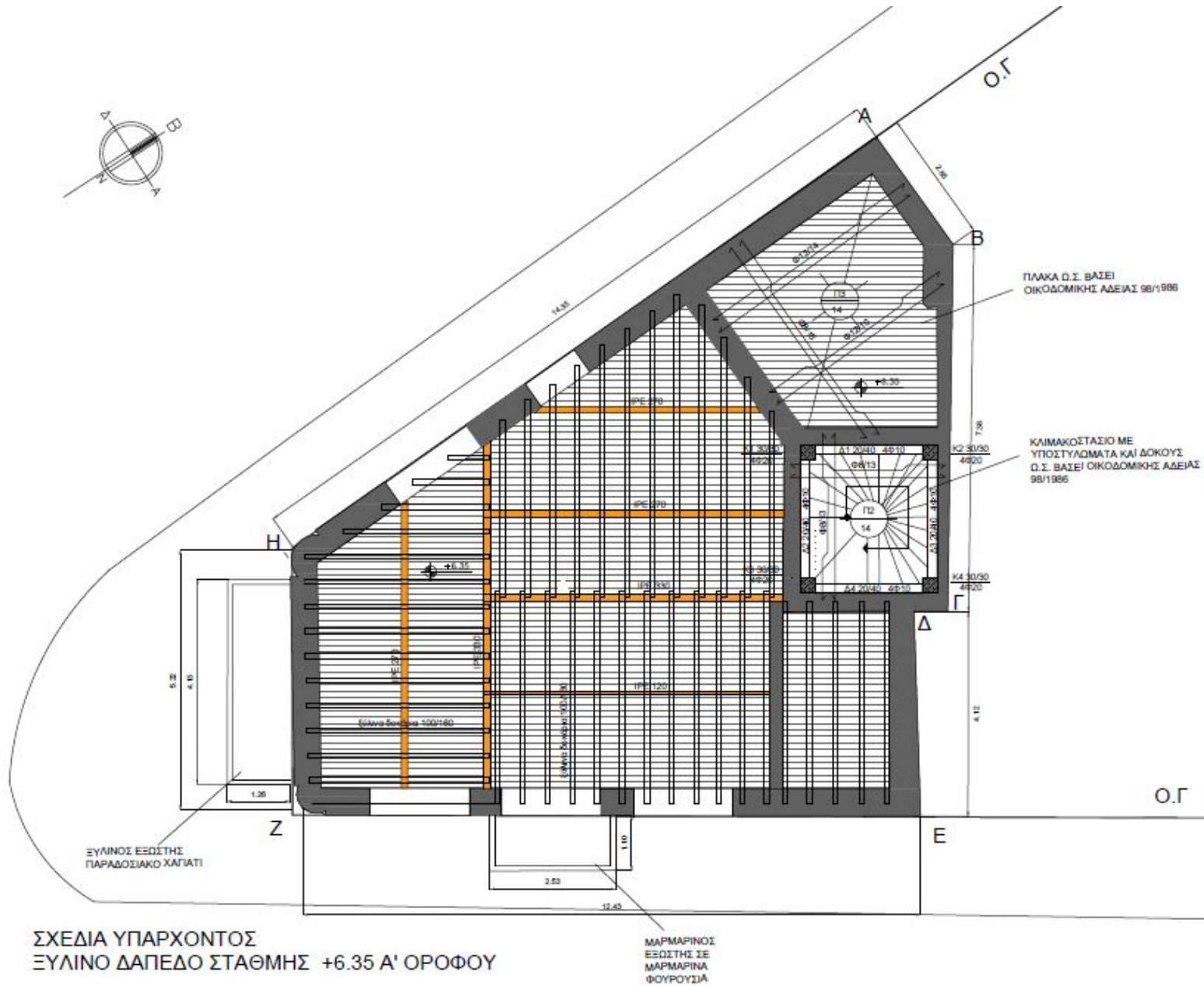
Εικόνα 3.3.2

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ:

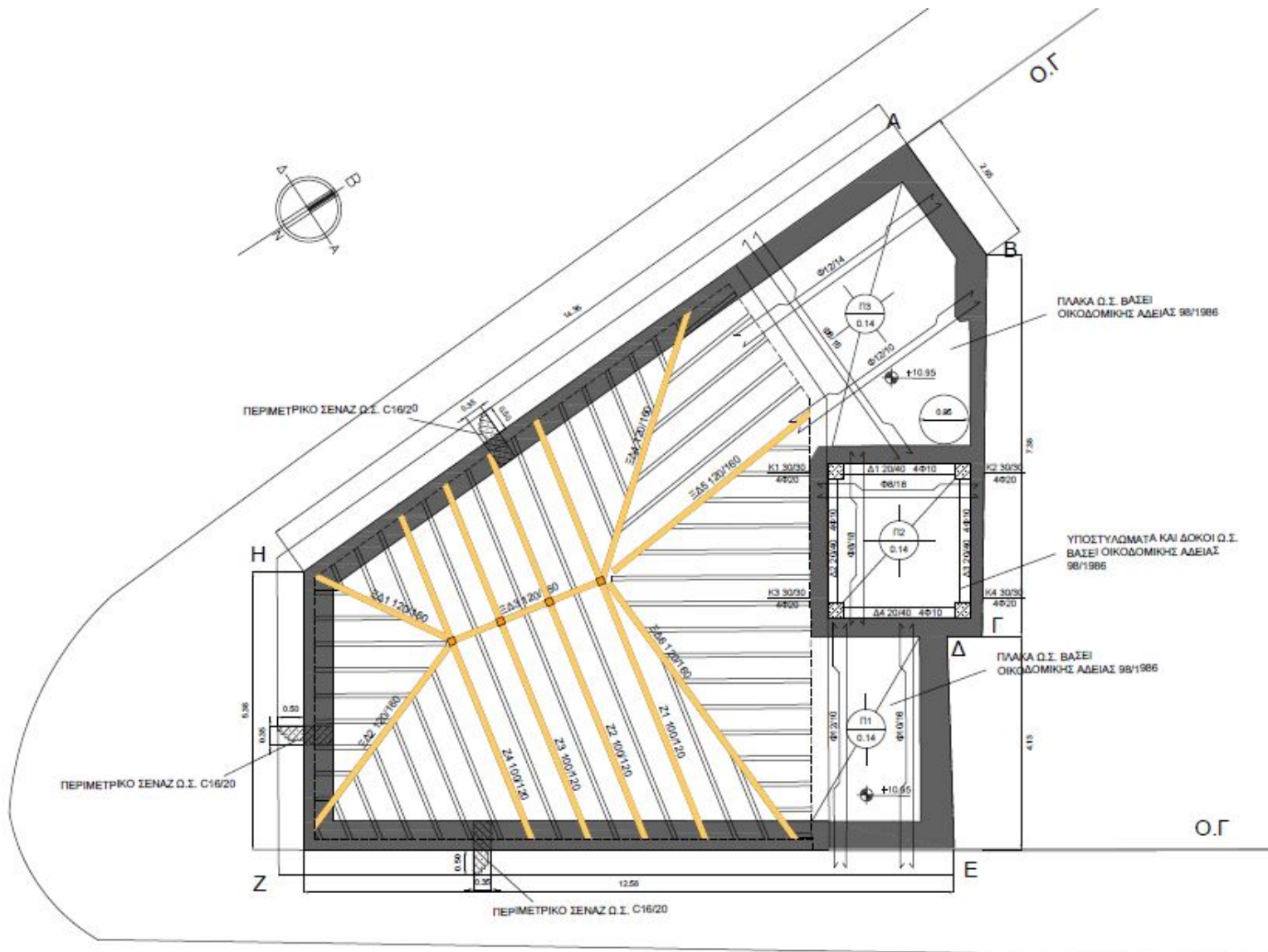
ΛΙΒΕΡΥΝΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΔΙΑΤΗΡΗΤΕΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ

ΠΑΝΟΠΟΥΛΟΣ ΕΥΣΤΑΘΙΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΖΕΡΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ

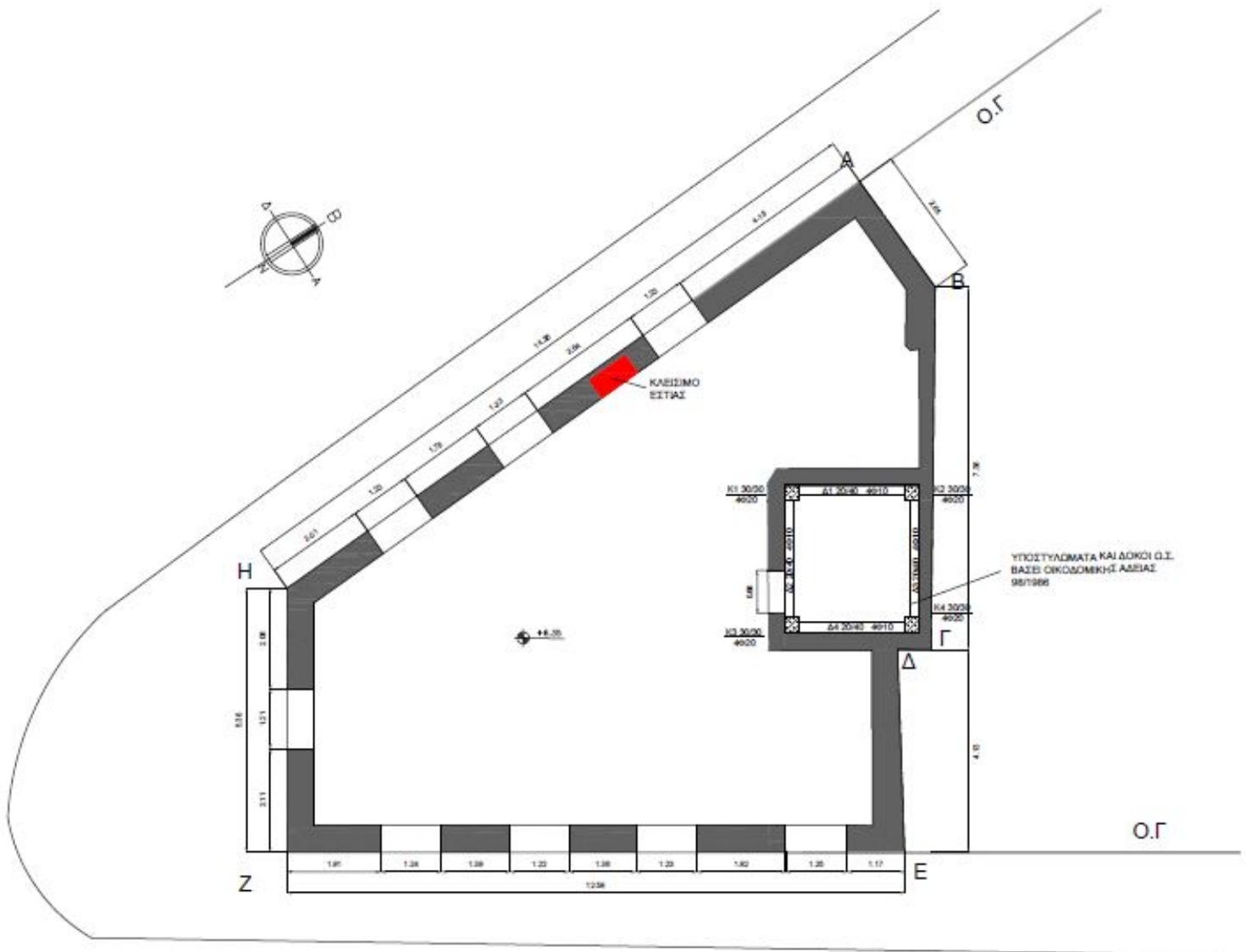


Εικόνα 3.3.3



ΔΙΑΤΑΞΗ ΞΥΛΙΝΗΣ ΣΤΕΓΗΣ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ Ω.Σ. ΔΩΜΑΤΟΣ

Εικόνα 3.3.4



ΔΙΑΤΑΞΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ Α ΟΡΟΦΟΥ

Εικόνα 3.3.5

3.4 ΙΣΤΟΡΙΚΟ

Μετά το μεγάλο σεισμό της Αθήνας το 1981, κατέρρευσε τμήμα της παλαιάς κεραμοσκεπής στέγης και της πλάκας επικάλυψης του δώματος, που ήταν επικαλυμμένη με μαλτεζόπλακες. Το 1986 μετά από έκδοση οικοδομικής άδειας με τίτλο: ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΟΥ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΝΕΟΥ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟΥ, πραγματοποιήθηκε κατασκευή νέου κλιμακοστασίου από οπλισμένο σκυρόδεμα από τον μεσόροφο της στάθμης +3,45m, με βαθμίδες και 4 υποστυλώματα, ανακατασκευή της ξύλινης τετράριχτης κεραμοσκεπής στέγης, κατασκευή περιμετρικού σενάζ με μαρκίζα οπλισμένου σκυροδέματος στη στέψη των εξωτερικών τοίχων του Α' ορόφου, κατασκευή κουβουκλίου στο δώμα και ανακατασκευή της πλάκας δώματος με οπλισμένο σκυρόδεμα (στην περιοχή που είχε μαλτεζόπλακες).

3.5 ΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ – ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ

Το διαμέρισμα του Α' ορόφου είναι εγκαταλειμμένο την τελευταία δεκαετία, ενώ στο ισόγειο λειτουργεί κατάστημα εστίασης διαφορετικής ιδιοκτησίας. Όπως φαίνεται μακροσκοπικά, το κτίριο σε γενικές γραμμές είναι καλοδομημένο, δεν εμφανίζει έντονες (ορατές) ρηγματώσεις κρίσιμου εύρους στη φέρουσα λιθοδομή και δεν εντοπίστηκαν καθιζήσεις ή μεγάλες παραμορφώσεις στη φέρουσα τοιχοποιία. Παρουσιάζει δε τα παρακάτω:

- Μία κατακόρυφη διαμπερή ρωγή αποκόλλησης στην εσωτερική εσοχή της εστίας του Α' ορόφου επί της οδού Αισχύλου (Εικόνα 3.5.1).
- Στις εξωτερικές όψεις εμφανίζονται βλάβες και τοπικές αποκολλήσεις στο επίχρισμα (Εικόνα 3.5.2).
- Κατακόρυφες ρωγμές σε υπέρθυρα (Εικόνα 3.5.3, 3.5.4).
- Ρηγματώσεις σε κατακόρυφα μορφολογικά στοιχεία (λαμπάδες των κουφωμάτων) (Εικόνα 3.5.5)



Εικόνα 3.5.1 κατακόρυφη διαμπερή ρωγή



Εικόνα 3.5.2 βλάβες στο επίχρισμα



Εικόνα 3.5.3 Κατακόρυφες ρωγμές σε υπέρθυρα



Εικόνα 3.5.4 Κατακόρυφες ρωγμές σε υπέρθυρα



Εικόνα 3.5.5 Ρηγματώσες στους λαμπάδες των κουφωμάτων

3.6 ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΤΡΟΠΟΥ ΔΟΜΗΣΕΩΣ

Για την τεκμηρίωση των υλικών και τρόπου δομήσεως διενεργήθηκε αυτοψία με οπτική παρατήρηση αλλά και εργαστηριακές δοκιμές στα εργαστήρια του Ε.Μ.Π.. Αρχικά έγινε αποκάλυψη της τοιχοποιίας σε σημεία της όψης στο εσωτερικό του κτιρίου, με καθαίρεση του επιχρίσματος. Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν διενεργητικές τομές και πυρηνοληψία.

Το συμπέρασμα ήταν ότι πρόκειται για τρίστρωτες αργολιθοδομές αποτελούμενες από λιθосώματα ακανόνιστου σχήματος και ποικίλων διαστάσεων μέσου πάχους 60cm.

Τα λιθοσώματα έχουν υπόλευκο-ανοιχτό πράσινο χρώμα, εκτιμάται ότι προέρχονται από τον λόφο της Μουχινάς στην Καστέλλα και πρόκειται για μαλακά πετρώματα ασβεστόλιθου και ψαμμίτη. Για την σύσταση των κονιαμάτων δόμησης διενεργήθηκε χημική ανάλυση από την οποία προέκυψε ότι πρόκειται για ασβεστοποζολανικά κονιάματα.

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν εργαστηριακές δοκιμές για να υπολογιστούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας. Ελήφθησαν δύο δοκίμια λιθοσωμάτων μέσω πυρηνοληψίας και τρία δείγματα κονιαμάτων δόμησης μέσω χτυπημάτων με καλέμι. Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν δοκιμές στα εργαστήρια του Ε.Μ.Π. και στην Alfa test. Για τα κονιάματα έγινε προσδιορισμός της εφελκυστικής τους αντοχής με τη «μέθοδο των θραυσμάτων», ενώ για τα λιθοσώματα έγινε προσδιορισμός της θλιπτικής τους αντοχής.



Εικόνα 3.6.1 Καθαίρεση επιχρίσματος (αριστερά), πυρηνοληψία (δεξιά)



Εικόνα 3.6.2 Δείγματα κονιαμάτων



Εικόνα 3.6.3 Πυρήνες λιθοδομής

3.7 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Για την Γεωμετρία και τις Λεπτομέρειες κατασκευής έχει διενεργηθεί ολοκληρωμένη έρευνα και αποτύπωση του φέροντος οργανισμού, επομένως η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων τους είναι Ικανοποιητική.

Σχετικώς με την δειγματοληψία, ελήφθησαν 3 δείγματα κονιαμάτων από τους πεσσούς του Α' ορόφου και 2 δείγματα λιθοσωμάτων, επομένως η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων για τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας είναι Ανεκτή σύμφωνα με την παράγραφο 3.10.5.1 του Κ.Α.Δ.Ε.Τ.

Προτεινόμενοι Συντελεστές ασφαλείας από Κ.Α.Δ.Ε.Τ. παράγραφος 4.5.3.1. για Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων Ανεκτή, για τις ιδιότητες των υλικών και τις αντιστάσεις για υφιστάμενα υλικά : $\gamma_m=1.50$

4. ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

Η τοιχοποιία είναι ένα σύνθετο δομικό σύστημα που αποτελείται από τους λίθους και το συνδετικό κονίαμα. Υπάρχει και η εξαίρεση της τοιχοποιίας εν ξηρώ χωρίς δηλαδή συνδετικό κονίαμα. (ξερολιθιά). Υπάρχουν διάφορα είδη τοιχοποιίας αναλόγως της σύστασης και της προέλευσης των υλικών, τον βαθμό επεξεργασίας των λίθων και τον τρόπο δόμησης.

Οι λίθοι χωρίζονται σε φυσικούς και τεχνητούς. Οι φυσικοί λίθοι είναι θραύσματα πετρωμάτων ενώ οι τεχνητοί λίθοι είναι προϊόντα κεραμευτικής όπως οπτόπλινθοι (τούβλα) ή προϊόντα που προέρχονται από φυσική ξήρανση πηλοκονιαμάτων (ωμόπλινθοι).

Όσον αφορά τον βαθμό επεξεργασίας των λίθων, διακρίνονται στους αργούς λίθους (αργολιθοδομές) χωρίς καμία επεξεργασία με ακανόνιστο σχήμα, τους ημιλαξευτούς οι οποίοι είναι λαξευμένοι σε ορθογωνικό σχήμα μόνο στην εξωτερική τους πλευρά (την φανερή) και τους λαξευτούς οι οποίοι είναι πλήρως λαξευμένοι σε ορθογωνικό σχήμα και χρησιμοποιούνταν σε σημαντικές κατασκευές κατά την αρχαιότητα.

Σχετικά με τον τρόπο δόμησης κατά το πάχος της τοιχοποιίας διακρίνονται οι εξής κατηγορίες: Μονόστρωτες είναι οι τοιχοποιίες που αποτελούνται από μία στρώση λιθοσωμάτων κατά το πάχος. Δίστρωτες οι τοιχοποιίες που αποτελούνται από δύο στρώσεις λιθοσωμάτων και είναι δυνατόν να διαθέτουν και διάτονα λιθοσώματα που εκτείνονται και στις δύο στρώσεις και τις συνδέουν. Τρίστρωτες οι τοιχοποιίες που αποτελούνται από τρεις στρώσεις, τις δύο εξωτερικές που αποτελούνται από λιθοσώματα κανονικών διαστάσεων, και την εσωτερική στρώση (πυρήνας) που αποτελείται από χαλαρό υλικό (τεμάχια λιθοσωμάτων και κονίαμα χωρίς συμπύκνωση).

Από άποψη μηχανικής η τοιχοποιία αποτελεί ένα ανισότροπο υλικό, με την μεγαλύτερη αντοχή στην θλίψη και ελάχιστη αντοχή στον εφελκυσμό που συνήθως αγνοείται.

Τα μηχανικά της χαρακτηριστικά εξαρτώνται από διάφορες παραμέτρους όπως:

- a) Η κατεργασία των λιθοσωμάτων (ακατέργαστοι λίθοι, ημιλαξευτοί, λαξευτοί)
- b) Η ποιότητα της δόμησης
- c) Το είδος των λιθοσωμάτων (σκληροί, μαλακοί φυσικοί λίθοι)
- d) Η δόμηση κατά το πάχος (μονόστρωτη, δίστρωτη, τρίστρωτη τοιχοποιία)

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά υπολογίζονται από ημιεμπειρικές σχέσεις και από πειραματικές δοκιμές για τους επιμέρους συντελεστές και για τα μηχανικά χαρακτηριστικά των συνιστώντων υλικών.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι σχέσεις που προτείνει ο Κ.Α.Δ.Ε.Τ., *ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 ΒΑΣΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ*, *ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ*.

ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

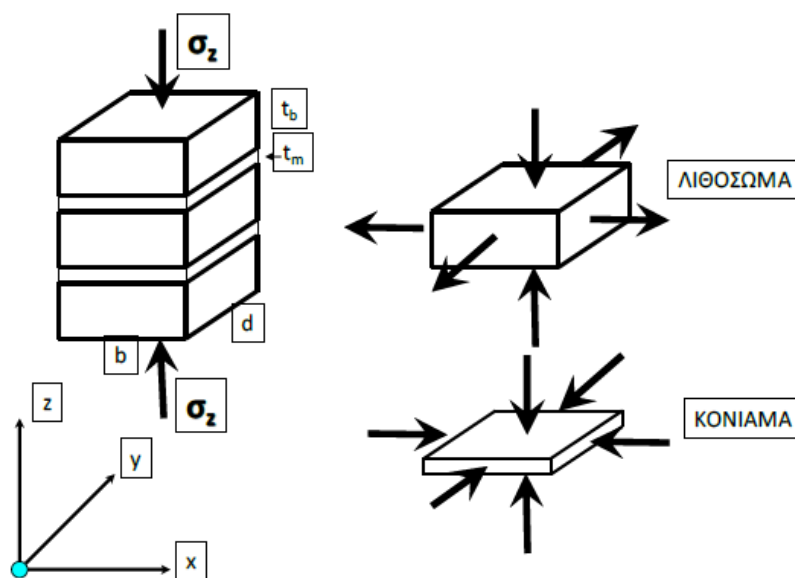
Οι τιμές του μέτρου ελαστικότητας παρουσιάζουν μεγάλη διασπορά. Το τέμνον μέτρο ελαστικότητας το οποίο αντιστοιχεί στο 30% της θλιπτικής αντοχής f της τοιχοποιίας κυμαίνεται από $300f$ έως $1200f$.

$$E_{wc} = 1300 \left(1 - \frac{f_{wc}}{5}\right) f_{wc} \pm 140 f_{wc}^2 [MPa]$$

Για $1MPa < f_{wc} < 3MPa$

ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΛΙΘΟΣΩΜΗΣ

Λόγω των διαφορετικών μέτρων ελαστικότητας των δυο υλικών, καθώς και λόγω των διαφορετικών λόγων εγκάρσιας διόγκωσης (λόγοι Poisson), τα λιθοσώματα υποβάλλονται σε ταυτόχρονο εγκάρσιο εφελκυσμό, ενώ το κονίαμα υποβάλλεται σε ταυτόχρονη εγκάρσια θλίψη. Η ετερόσημη τριαξονική ένταση στην οποία υποβάλλονται τα λιθοσώματα οδηγεί στην εμφάνιση κατακόρυφων ρωγμών και σε αυτά, παρά το γεγονός ότι η αντοχή τους σε μονοαξονική θλίψη είναι πολύ μεγαλύτερη από εκείνη του κονιάματος. Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας προκύπτει μεγαλύτερη από την θλιπτική αντοχή του ασθενέστερου υλικού (κονίαμα) και μικρότερη από την θλιπτική αντοχή του ισχυρότερου υλικού (λιθόσωμα).



Εικόνα 3.7.1 Η Μηχανική της μονόστρωτης τοιχοποιίας υπό κατακόρυφη θλίψη Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §6.2.2.

Θλιπτική αντοχή λιθοδομής (μονόστρωτης ή δίστρωτης με διάτονα λιθοσώματα)

$$f_{wc} = \xi \left[\frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - f_0 \right] + \lambda \cdot f_{mc}$$

f_{bc} η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος

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

0,00 για λαξευτή λιθοδομή

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

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

f_{mc} η θλιπτική αντοχή του κονιάματος.

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

ξ συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη την δυσμενή επιρροή του πάχους των αρμών κονιάματος

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

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

$$k_0 = 0,30$$

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

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

Η σχέση (Σ 6.3) μπορεί να ισχύσει για $f_{bc} = 25-75$ MPa και $f_{mc} = 0,5-2,5$ MPa.

Οι τιμές των θλιπτικών αντοχών λιθοσωμάτων και κονιάματος είναι μέσες τιμές που έχουν όμως προκύψει από μικρό πλήθος δοκιμών

Στην περίπτωση μονόστρωτων οπτοπλινθοδομών ή δίστρωτων οπτοπλινθοδομών με διάτονες οπτοπλίνθους, ή στην περίπτωση λαξευτών λιθοδομών, υπό τον όρον ότι οι αντοχές των λιθοσωμάτων και του κονιάματος πληρούν τους σχετικούς περιορισμούς, καθώς και όταν οι αρμοί του κονιάματος δεν υπερβαίνουν σε πάχος τα 15mm, είναι δυνατόν να εφαρμόζονται οι σχέσεις του Ευρωκώδικα 6 (§ 3.6) για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας.

$$f_k = K \cdot f_b^a \cdot f_m^b$$

f_k η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

K σταθερά που λαμβάνεται από τον Πίνακα 3.3 (EN 1996-1-1:2005 Ευρωκώδικας 6: Κατασκευές από τοιχοποιία - Μέρος 1-1 : γενικοί κανόνες για κατασκευές από οπλισμένη και άοπλη τοιχοποιία, CEN, Βρυξέλλες.)

f_b η ανηγμένη θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων, κατά τη διεύθυνση της εφαρμοζόμενης δράσης

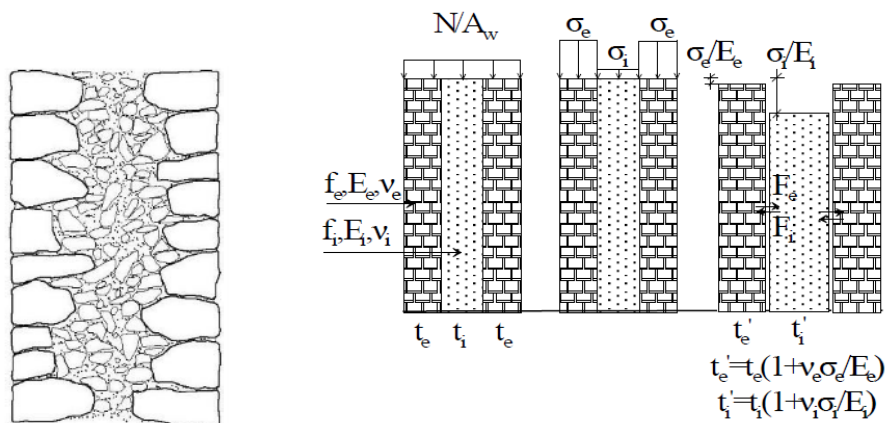
f_m η θλιπτική αντοχή του κονιάματος.

a, b σταθερές 0.7, 0.3

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας υπό γωνίαν $[f_{wc,\theta}]$ μπορεί να λαμβάνεται ίση με το 60% της αντοχής της υπό κατακόρυφη θλίψη. Η δε αντοχή υπό οριζόντια θλίψη, ελλείπει άλλων στοιχείων, μπορεί να λαμβάνεται ίση με το 50% αυτής υπό κατακόρυφο θλίψη.

Τρίστρωτη αργολιθοδομή:

Η ενδιάμεση περιοχή του υλικού πληρώσεως χαρακτηρίζεται από χαμηλό μέτρο ελαστικότητας και υψηλό λόγο εγκάρσιας διόγκωσης. Έτσι, ασκεί στις εξωτερικές παρειές οριζόντια δύναμη, F_i . Επομένως, οι εξωτερικές παρειές, οι οποίες αναλαμβάνουν σχεδόν το σύνολο του θλιπτικού φορτίου υποβάλλονται και σε εκτός του επιπέδου τους δράση. Η αστοχία της τοιχοποιίας οφείλεται σε θλίψη υπό ταυτόχρονη εκτός επιπέδου κάμψη των εξωτερικών της παρειών



Εικόνα 3.7.2 Τρίστρωτη τοιχοποιία (αριστερά), Μηχανική της τρίστρωτης τοιχοποιίας υπό κεντρική θλίψη (δεξιά) Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §6.2.2.

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} (2\lambda_e \cdot \delta \cdot f_{c,e} + \lambda_i \cdot f_{c,i}) : (1 + 2\delta)$$

$\lambda_e (< 1,00)$ και $\lambda_i (> 1,00)$: εμπειρικοί συντελεστές, οι οποίοι λαμβάνουν υπ' όψη την αλληλεπίδραση εξωτερικών παρειών και υλικού πληρώσεως.

Οι εμπειρικοί συντελεστές λαμβάνουν υπ' όψη την μείωση της θλιπτικής αντοχής των εξωτερικών παρειών, λόγω των οριζόντιων παραμορφώσεων οι οποίες τους επιβάλλονται από το υλικό πληρώσεως καθώς και την αύξηση της θλιπτικής αντοχής του υλικού πληρώσεως λόγω της ευνοϊκής περίσφιγξης που του ασκείται από τις εξωτερικές παρειές της τοιχοποιίας.

Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, αυτοί οι συντελεστές μπορούν να λαμβάνονται ίσοι με 0,80 και 1,20 αντιστοίχως.

δ ο λόγος του πάχους της εξωτερικής παρειάς προς το πάχος του υλικού πληρώσεως

$f_{c,e}$ και $f_{c,i}$ η θλιπτική αντοχή των εξωτερικών παρειών και του υλικού πληρώσεως αντιστοίχως γ_{Rd} δείκτης αβεβαιότητας, ο οποίος μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1,50

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

Για τον έλεγχο αντοχής της τοιχοποιίας είναι δυνατόν να οριστούν διατομές ελέγχου με εντατικά μεγέθη, όπως σε γραμμικούς φορείς. Για να γίνει αυτό ορίζονται διακριτά τμήματα που αναπτύσσουν τις συνηθέστερες βλάβες όπως πεσσοί και τα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται μέσω κατάλληλης ολοκλήρωσης των τάσεων από τις καταστατικές σχέσεις.

Αντοχή σε ορθή κάμψη εντός επιπέδου.

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας αμελείται και θεωρείται ότι αστοχεί από υπέρβαση θλιπτικής αντοχής της ενεργού διατομής (θλιβόμενη ζώνη)

$$M_{Rd} = N_{sd}(1 - 1.15v_{sd}) \cdot L/2$$

N_{sd} είναι το αξονικό φορτίο του τοίχου για το σεισμικό συνδυασμό (λαμβάνεται υπόψη μόνον εφόσον είναι θλιπτικό)

L είναι η οριζόντια εντός επιπέδου διάσταση του τοιχώματος (μήκος),

$v_{sd} = \frac{N_{sd}}{L \cdot t \cdot f_d}$ είναι το ανηγμένο αξονικό φορτίο

Ικανοτική τέμνουσα

$$V_f = \frac{M_{Rd}}{H_0}$$

$$V_f = \frac{LN_{sd}}{2H_0} (1 - 1.15v_{sd})$$

H_0 είναι η απόσταση μεταξύ της διατομής στην οποία αναπτύσσεται η μέγιστη ροπή και του σημείου μηδενισμού των ροπών

Αντοχή σε τέμνουσα εντός επιπέδου

Η άοπλη τοιχοποιία αστοχεί σε τέμνουσα με δύο τρόπους:

- α) Διαγώνια εφελκυστική αστοχία
- β) ολίσθηση κατά μήκος των οριζόντιων αρμών.

$$V_v = f_{vd}L't$$

L' είναι το μήκος της θλιβόμενης περιοχής του τοίχου

t είναι το πάχος του τοίχου

f_{vd} είναι η αντιπροσωπευτική τιμή της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας, η οποία συνυπολογίζει και την παρουσία κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου ως εξής:

- α) Για διαγώνια εφελκυστική αστοχία:

$$f_{vd,t} = \sqrt{f_{wt,d} \cdot (f_{wt,d} + \nu_d \cdot f_d)}$$

$f_{vd,t}$ είναι η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας που σχετίζεται με διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση

$f_{wt,d}$ η αντοχή της τοιχοποιίας σε εφελκυσμό

$$f_d = f_{wc} / \gamma_m$$

ν_d το αηγμένο αξονικό φορτίο

- β) Για αστοχία με ολίσθηση κατά μήκος των οριζόντιων αρμών:

$$f_{vd,s} = f_{vm0} + \mu \cdot \left(\frac{N_{sd}}{L't} \right) \leq 0.065 f_{bc}$$

f_{vm0} η συνοχή που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια του κονιάματος – λιθοσώματος.

μ είναι ο φαινόμενος συντελεστής τριβής κατά μήκος της επιφάνειας ολισθήσεως. Συνήθως λαμβάνεται ίσος με 0,40.

f_{bc} είναι η θλιπτική αντοχή του τοιχοσώματος.

Για την περίπτωση ελέγχων τάσεων με την βοήθεια ανάλυσης με πεπερασμένα επιφανειακά στοιχεία, προτείνεται για την εκτίμηση της αντοχής τοίχων σε διάτμηση να λαμβάνεται η ελάχιστη των τιμών $f_{vd,t}$ και $f_{vd,s}$.

Αντοχή για εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιο άξονα

Και σε αυτή την περίπτωση αμελείται η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας και γίνεται παραδοχή αδρανούς περιοχής, συνεπώς η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας καθορίζει την αντοχή σε κάμψη αλλά και η ευμενής επιρροή του αξονικού θλιπτικού φορτίου.

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot l \cdot t_w^2 \cdot \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_d}\right)$$

$$\sigma_0 = N/l \cdot t_w$$

Αντοχή για εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα

Στην περίπτωση αυτή η αντοχή της διατομής καθορίζεται από την ανάπτυξη εφελκυστικής τάσης στην ακραία εφελκυσόμενη ίνα, συγκρινόμενη με την εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας.

$$\sigma_{td} = \frac{6M_s}{lt_w^2} < f_{td}$$

5. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ

Για τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας διενεργήθηκαν εργαστηριακοί έλεγχοι όπως παρουσιάζονται αναλυτικά στην τεχνική έκθεση της Χρυσής Ελπίδας Αδάμη. Ελήφθησαν δύο δοκίμια λιθοσωμάτων μέσω πυρηνοληψίας και τρία δείγματα κονιάματος δόμησης μέσω χτυπημάτων με καλέμι. Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν δοκιμές στα εργαστήρια του Ε.Μ.Π. και στην εταιρεία Alfa test. Για τα κονιάματα έγινε προσδιορισμός της εφελκυστικής τους αντοχής με τη «μέθοδο των θραυσμάτων», ενώ για τα λιθοσώματα έγινε προσδιορισμός της θλιπτικής τους αντοχής. Από τις πειραματικές δοκιμές προέκυψαν οι μέσες τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών ως εξής:

Η εφελκυστική αντοχή των θραυσμάτων των κονιαμάτων $f_{mt,fr} = 0.24 \text{ MPa}$

Η θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων $f_{bc} = 24.4 \text{ MPa}$

Στη συνέχεια υπολογίστηκαν:

Η εφελκυστική αντοχή του κονιάματος $f_{mt,int} = 0.34 \text{ MPa}$

η θλιπτική αντοχή του κονιάματος $f_{mc} = 0.92 \text{ MPa}$

Η θλιπτική αντοχή της μιας στρώσης της τοιχοποιίας $f_{wc,e} = 1.75 \text{ MPa}$

Η θλιπτική αντοχή της ενδιάμεσης στρώσης της τοιχοποιίας $f_{wc,e} = 1.75 \text{ MPa}$

Η θλιπτική αντοχή της τρίστρωτης τοιχοποιίας $f_{wc} = 1.35 \text{ MPa}$

Η κατακόρυφη εφελκυστική αντοχή $f_{wt,1} = 0.135 \text{ MPa}$

Η οριζόντια εφελκυστική αντοχή $f_{wt,2} = 0.27 \text{ MPa}$

Διατμητική αντοχή σε ολίσθηση $f_{wv} = 0.092 + 0.185\sigma_0$

Μέτρο ελαστικότητας $E_w = 600 \cdot f_{wc} = 810 \text{ MPa}$

Μέτρο διάτμησης $G_w = 0.4 \cdot E_w = 324 \text{ MPa}$

Λόγος Poisson $\nu = 0,2$

Οι τιμές σχεδιασμού προκύπτουν κατόπιν διαίρεσης των μέσων τιμών με τον συντελεστή ασφαλείας $\gamma_m = 1,5$

6. ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Οι προτάσεις ενίσχυσης αποσκοπούν στην αύξηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής, την αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα αλλά και την βελτίωση της μετελαστικής του συμπεριφοράς. Προκειμένου να επιτευχθούν οι παραπάνω στόχοι γίνεται ενίσχυση ορισμένων φερόντων στοιχείων αλλά και βελτίωση της συνολικής συμπεριφοράς του φορέα μέσω ενίσχυσης της διαφραγματικής λειτουργίας. Οι προτάσεις που εξετάζονται και συγκρίνονται στη συνέχεια είναι οι εξής:

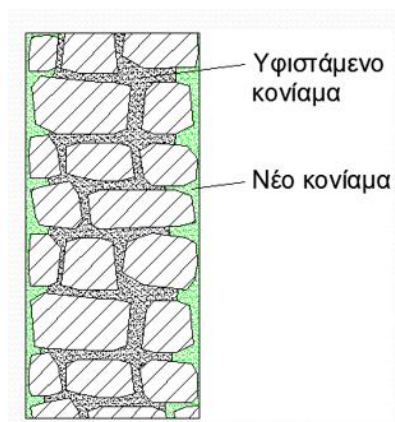
- i. Βαθύ αρμολόγημα
- ii. Ομογενοποίηση με εφαρμογή ενεμάτων
- iii. Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος
- iv. Διαγώνιες δοκοί για ενίσχυση του διαζώματος (σενάζ)
- v. Διαφραγματική λειτουργία με πλάκα beton και με μεταλλικές δοκούς.

i. Βαθύ αρμολόγημα

Αποτελεί συνήθη τεχνική επέμβασης κυρίως λόγω χαμηλού κόστους και αποτελεί μέθοδο αποκατάστασης των αρχικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας. Έχει καλύτερα αποτελέσματα σε λεπτές τοιχοποιίες, στις οποίες το κονίαμα που αντικαθίσταται αποτελεί σημαντικό μέρος του συνολικού ποσοστού του κονιάματος.

Το βαθύ αρμολόγημα πραγματοποιείται με τα ακόλουθα βήματα:

- Καθαρίζονται τα υφιστάμενα επιχρίσματα
- Καθαρείται το κονίαμα των αρμών σε ικανό βάθος
- Διαβρέχεται η τοιχοποιία με νερό σε χαμηλή πίεση μέχρι κορεσμού
- Τοποθετείται το νέο κονίαμα στους αρμούς σε δύο τουλάχιστον στρώσεις
- Διαμορφώνεται η τελική επιφάνεια των αρμών στην ίδια επιφάνεια με τη λιθοδομή, χωρίς εσοχές ή προεξοχές σε σχέση με τους λίθους.



Εικόνα 3.7.1 Βαθύ αρμολόγημα

Στην παρούσα περίπτωση δεν λαμβάνεται υπόψη βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας.

ii. Ομογενοποίηση με εφαρμογή ενεμάτων

Πραγματοποιείται με εισπίεση ενεμάτων στο εσωτερικό των κενών της τοιχοποιίας, με στόχο τη βελτίωση των μηχανικών της χαρακτηριστικών. Προτείνεται για τοιχοποιίες που έχουν μεγάλο ποσοστό κενών λχ τρίστρωτη τοιχοποιία, και αποσκοπεί στη μείωση όσο το δυνατόν περισσότερο του ποσοστού των κενών και την σύνδεση μεταξύ των λιθοσωμάτων. Η επέμβαση βελτιώνει τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας όσον αφορά την αντοχή και τη δυσκαμψία. Είναι ιδανική μέθοδος για διατηρητέα κτίρια και μνημεία καθώς δεν τροποποιεί τη μορφολογία και την αισθητική της κατασκευής. Προϋπόθεση για να εφαρμοστεί σε διατηρητέα κτίρια είναι η χρήση ενεμάτων κατάλληλης σύνθεσης και συμβατότητας με τα υφιστάμενα υλικά, όπως είναι τα ενέματα με βάση την υδραυλική άσβεστο και τα τριμερή (υδράσβεστος, φυσική ποζολάνη, λευκό τσιμέντο) και όχι με βάση το τσιμέντο. Η ομογενοποίηση μάζας με ενέματα πραγματοποιείται με τα ακόλουθα βήματα:

- Καθαίρεση επιχρίσματος και καθαρισμός τοίχου με νερό υψηλής ή χαμηλής πίεσης
- Αρμολόγημα και σφράγιση ρωγμών
- Καθορισμός απόστασης και διάνοιξη οπών
- Τοποθέτηση σωλήνων πλήρωσης
- Πλύσιμο και διαβροχή του τοίχου
- Ενεμάτωση

Με την εφαρμογή της μεθόδου υλοποιείται βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας, ειδικά για τρίστρωτες τοιχοποιίες τα νέα μηχανικά χαρακτηριστικά όπως προτείνεται στον Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §8.9.5.2. υπολογίζονται ως εξής:

$$f_{wc,f} = f_{wc,0} \left[1 + 1,25 \frac{V_i \sqrt{f_{gr,c}}}{V_w f_{wc,0}} \right]$$

όπου:

$f_{wc,f}$, $f_{wc,0}$, $f_{gr,c}$ η τελική, η αρχική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας, αντιστοίχως, και η θλιπτική αντοχή του ενέματος (σε MPa)

V_i ο όγκος του τοίχου μεταξύ των δυο εξωτερικών παρειών

V_w ο όγκος της τοιχοποιίας



Εικόνα 3.7.2 Εφαρμογή σωληνίσκων για ομογενοποίηση τοιχοποιίας.

iii. Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος

Πραγματοποιείται με αμφίπλευρη ή μονόπλευρη εφαρμογή οπλισμένου σκυροδέματος έως 10cm πάχος, με κατανομημένο οριζόντιο και κατακόρυφο οπλισμό. Είναι η πιο επεμβατική μέθοδος καθώς αλλάζει τις διαστάσεις της τοιχοποιίας κατά το πάχος αλλά και το μέγεθος των ανοιγμάτων. Συνεπώς δε συνίσταται για διατηρητέα κτίρια. Παρόλα αυτά εξετάζεται για λόγους σύγκρισης με τις υπόλοιπες μεθόδους. Η μέθοδος πραγματοποιείται με τα παρακάτω βήματα:

- Καθαίρεση επιχρίσματος
- Διάνοιξη οπών και τοποθέτηση βλήτρων
- Τοποθέτηση οπλισμού
- Εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Η αύξηση της θλιπτικής αντοχής όπως προτείνεται *ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ & ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ*. ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΣΠΥΡΑΚΟΣ 2019, υπολογίζεται ως εξής:

$$f_w = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \left[k \cdot \rho \cdot \frac{2}{3} \cdot f_{yd} + f_{w,f} \right]$$

$$\frac{1}{\gamma_{Rd}} \approx 0,80$$

$k=1$ ή 2 για μονόπλευρο ή αμφίπλευρο μανδύα

$f_{w,f}$ η αρχική αντοχή της τοιχοποιίας σε θλίψη.

$\rho = \rho_v = \rho_h$ το ποσοστό του οπλισμού της διατομής του μανδύα σε κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση αντίστοιχα.

f_{yd} το όριο διαρροής του οπλισμού.



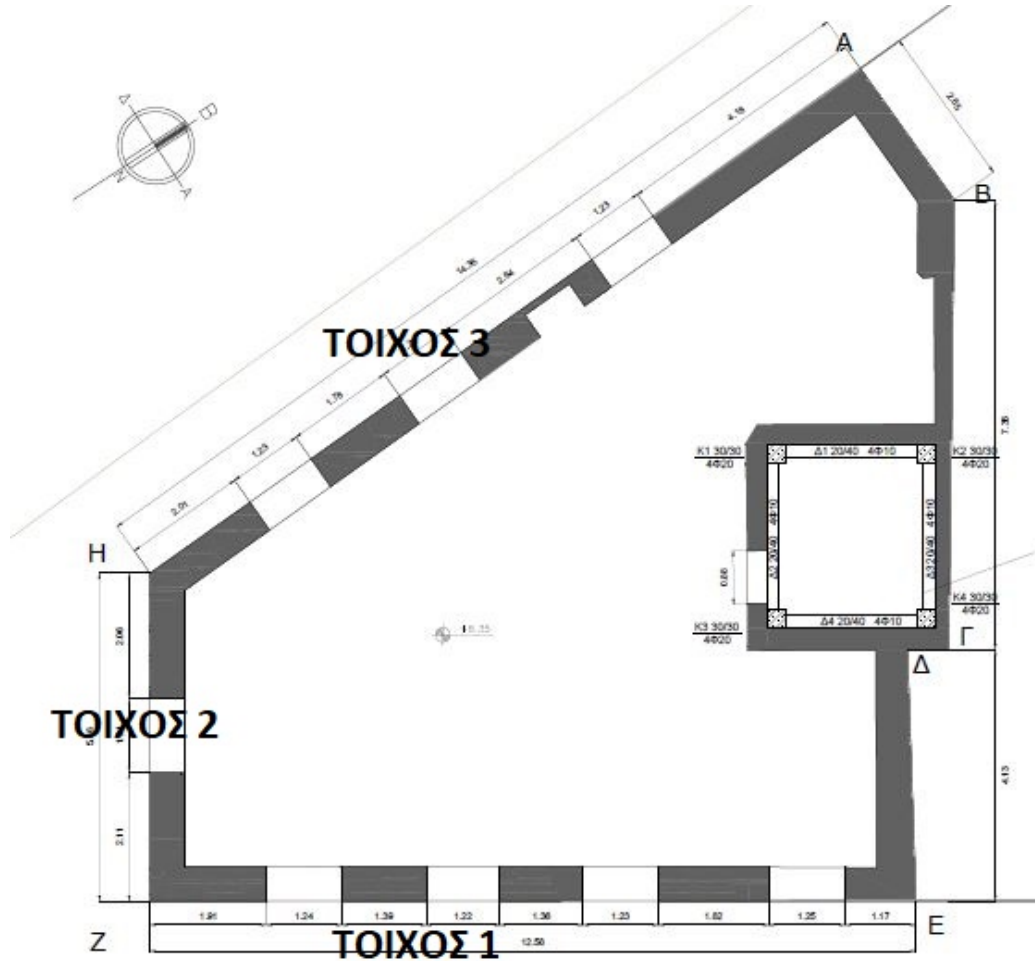
Εικόνα 3.7.3 Προετοιμασία για εφαρμογή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος σε κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία.

Εναλλακτικός τρόπος υπολογισμού.

Μια ακόμη μέθοδος υπολογισμού της προσαύξησης των μηχανικών χαρακτηριστικών από τις παραπάνω μεθόδους ενίσχυσης, προτείνεται στο βιβλίο *ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ & ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ*. ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΣΠΥΡΑΚΟΣ 2019.

Πρόκειται για συντελεστές προσαύξησης με τους οποίους πολλαπλασιάζουμε τα αρχικά μηχανικά χαρακτηριστικά και εξαρτώνται από τον τύπο της τοιχοποιίας. Για εφαρμογή παραπάνω της μίας μεθόδου ενίσχυσης, είναι δυνατόν να συνδυαστούν οι συντελεστές προσαύξησης με απλό πολλαπλασιασμό, χωρίς όμως να υπερβούν τον μέγιστο συντελεστή συνδυασμού. Σύμφωνα με τον πίνακα 9.2 για αργολιθοδομή, η ομογενοποίηση δίνει συντελεστή προσαύξησης $k_1 = 2$ ο οπλισμένος μανδύας $k_2 = 2.5$, και ο μέγιστος συντελεστής συνδυασμού είναι $k_4 = 3.5$. Συνεπώς για συνδυασμό ομογενοποίησης και μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος προκύπτει συντελεστής προσαύξησης 3.5.

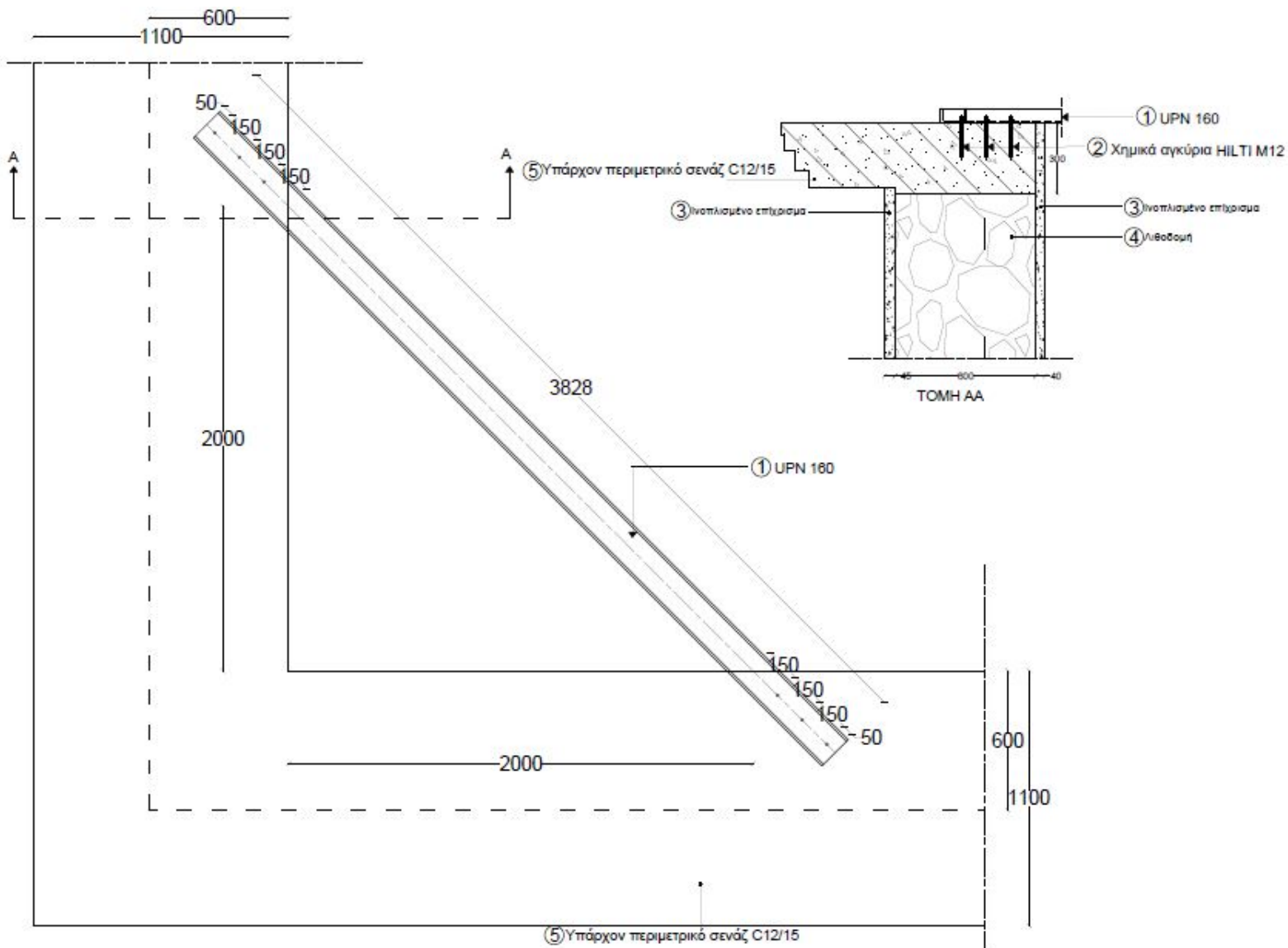
Οι τρεις παραπάνω μέθοδοι ενίσχυσης (βαθύ αρμολόγημα, ομογενοποίηση, μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος) θα εφαρμοστούν στους τρεις περιμετρικούς τοίχους που περιλαμβάνουν ανοίγματα όπως φαίνεται στην εικόνα.



Εικόνα 3.7.4 Σχέδιο ζυλούπου

iv. Διαγώνιες δοκοί για ενίσχυση του διαζώματος (σενάζ)

Για την ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας της οροφής του Α' ορόφου πραγματοποιείται τοποθέτηση πρόσθετων μεταλλικών δοκών UPN160 διαγωνίως στις γωνίες του περιμετρικού σενάζ οπλισμένου. Εκτιμάται ότι θα βελτιώσουν την δυσκαμψία του σενάζ στο οριζόντιο επίπεδο.

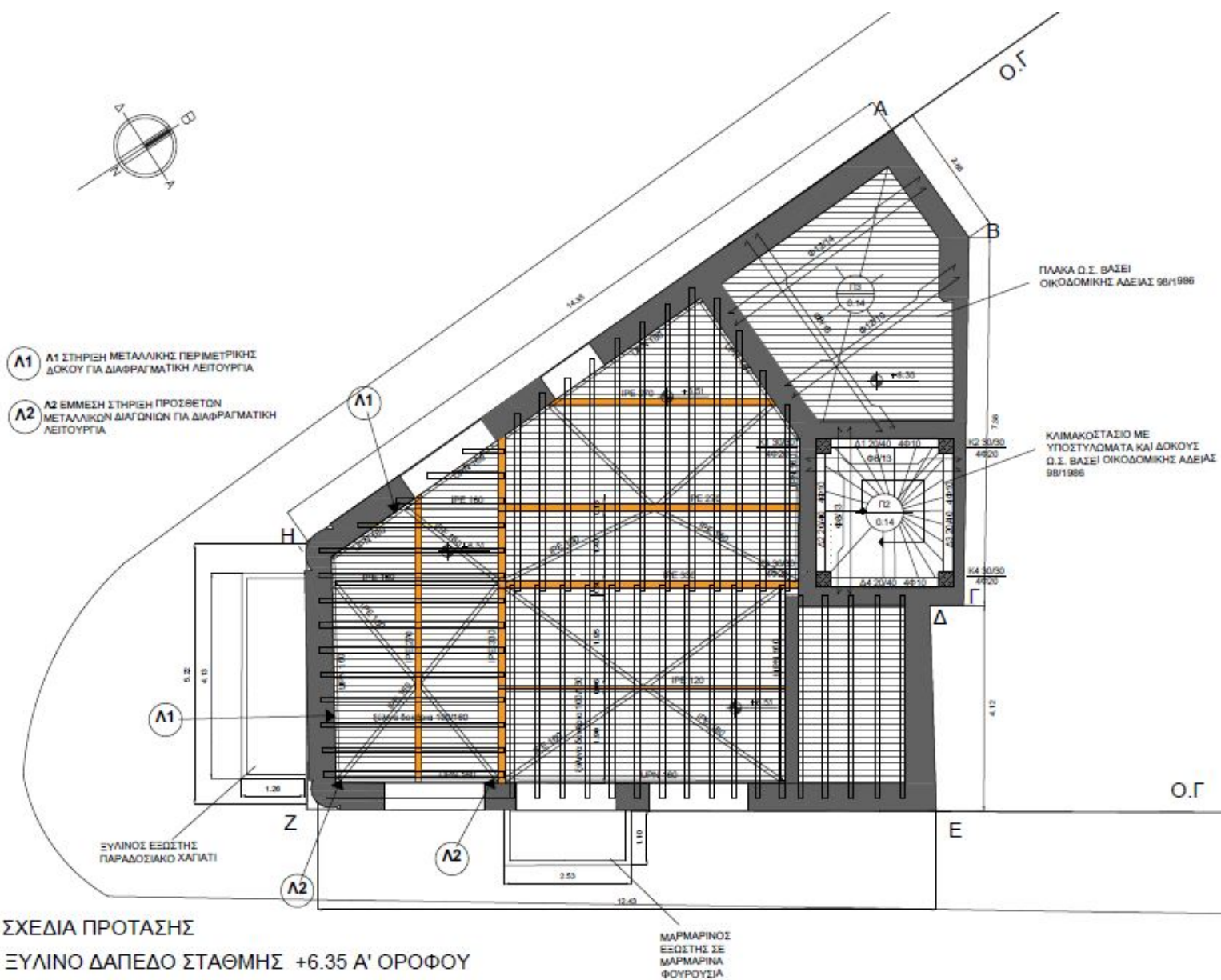


Εικόνα 3.7.5 Σχέδιο ενίσχυσης της διαφραγματικής λειτουργίας του σενάζ

ν. Διαφραγματική λειτουργία με πλάκα beton και με μεταλλικές δοκούς

Για την βελτίωση της διαφραγματικής λειτουργίας στη στάθμη του δαπέδου του Α' ορόφου, εξετάζεται πρώτα η λύση της τοποθέτησης πρόσθετων χιαστί και περιμετρικών μεταλλικών δοκών στο υπάρχον δάπεδο. Οι χιαστί δοκοί θα είναι διατομής ΙΡΕ160 και οι περιμετρικές UPN160.

Η δεύτερη λύση που εξετάζεται είναι η καθαίρεση του παλαιού δαπέδου και η εκ νέου κατασκευή δαπέδου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η βελτίωση της διαφραγματικής λειτουργίας αναμένεται να βελτιώσει συνολικά τη σεισμική συμπεριφορά του φορέα καθώς θα κατανέμεται ομοιόμορφα η σεισμική δύναμη.



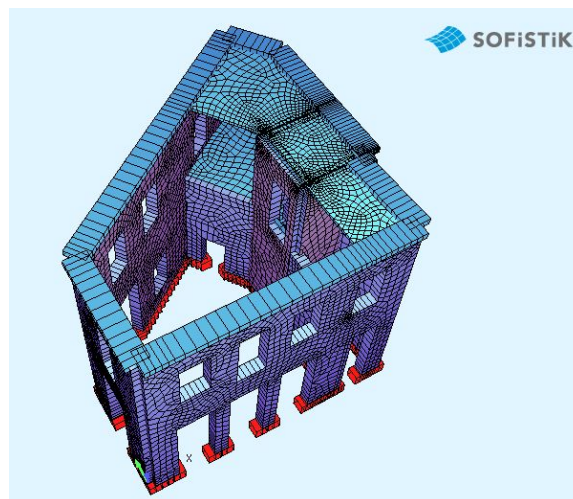
Εικόνα 3.7.6

7. ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

Πρόκειται για ελαστική μέθοδο ανάλυσης, που συνδυάζει την απόκριση πολλών ιδιομορφών για την εξαγωγή της συνολικής απόκρισης του φορέα. Αυτό την καθιστά μέθοδο με μεγάλη ακρίβεια που μπορεί να εφαρμοστεί σε κάθε τύπο προβλήματος. Μειονέκτημα της είναι ότι δεν μπορεί να προσομοιώσει την μετελαστική απόκριση του φορέα.

7.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Sofistik. Χρησιμοποιήθηκε προσομοίωμα χωρίς διαφραγματική λειτουργία (Εικόνα 7.1.1) στη στάθμη του Α' ορόφου, ενώ τα αδρανειακά φορτία του πατώματος λήφθηκαν υπόψη με εισαγωγή των φορτίων κατανεμημένο γραμμικά στην περίμετρο, όπου εδράζονται οι ξύλινες και μεταλλικές δοκοί.



Εικόνα 7.1.1 Προσομοίωμα υφιστάμενου κτιρίου στο λογισμικό Sofistik.

Σχετικά με τις στηρίξεις οι τοίχοι θεωρήθηκαν πακτωμένοι στο έδαφος, στη στάθμη δαπέδου ισογείου.

Για τους εξώστες θεωρήθηκαν συγκεντρωμένα φορτία και ροπές στα σημεία που εδράζονται οι εγκάρσιες δοκοί (φουρούσια) στην τοιχοποιία.

Η τοιχοποιία προσομοιώθηκε ως ενιαίο ελαστικό υλικό με τα χαρακτηριστικά της τρίστρωτης τοιχοποιίας, με επιφανειακά στοιχεία κελύφους (shell elements) πάχους 0.60m που καταπονούνται από εντός επιπέδου δράσεις και εκτός επιπέδου καμπτικές ροπές.

Τα αποτελέσματα που αξιολογούνται στη συνέχεια είναι υπό μορφή τάσεων και μετακινήσεων.

- Για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων υπό μορφή τάσεων, η ανάλυση για σεισμό έγινε με τη μέθοδο της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης και χρήση ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q . Σύμφωνα με την **παράγραφο 4.6** του **Κ.Α.Δ.Ε.Τ.**, για άοπλες τοιχοποιίες χωρίς ουσιώδεις βλάβες και φθορές σε πρωτεύοντα δομικά στοιχεία και για στάθμη επιτελεστικότητας B (Προστασία ζωής/Σημαντικές βλάβες), επιτρέπεται να ληφθεί $q=1.5$.

Λήφθηκαν υπόψη οι 20 πρώτες ιδιομορφές με συμμετοχή της μάζας κατά 85.6% στον σεισμό στον άξονα X και 82.9% στον σεισμό στον άξονα Y, επαρκές ποσοστό μεγαλύτερο του 75% όπως ορίζεται στην **παράγραφο 5.5** του **Κ.Α.Δ.Ε.Τ.** Ο συνδυασμός των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων έγινε με τη μέθοδο CQC, ενώ για τον συνδυασμό των δύο διευθύνσεων σεισμού X,Y με τα κατακόρυφα φορτία δημιουργήθηκαν 8 βασικές φορτίσεις :

$$G+0.3Q (\pm)E_x (\pm)0.3E_y \quad , \quad G+0.3Q (\pm)E_y (\pm)0.3E_x .$$

Συγκεκριμένα :

$$\text{Loadcase 401 : } G+0.3Q + E_x + 0.3E_y$$

$$\text{Loadcase 402 : } G+0.3Q + E_x - 0.3E_y$$

$$\text{Loadcase 403 : } G+0.3Q - E_x + 0.3E_y$$

$$\text{Loadcase 404 : } G+0.3Q - E_x - 0.3E_y$$

$$\text{Loadcase 405 : } G+0.3Q + E_y + 0.3E_x$$

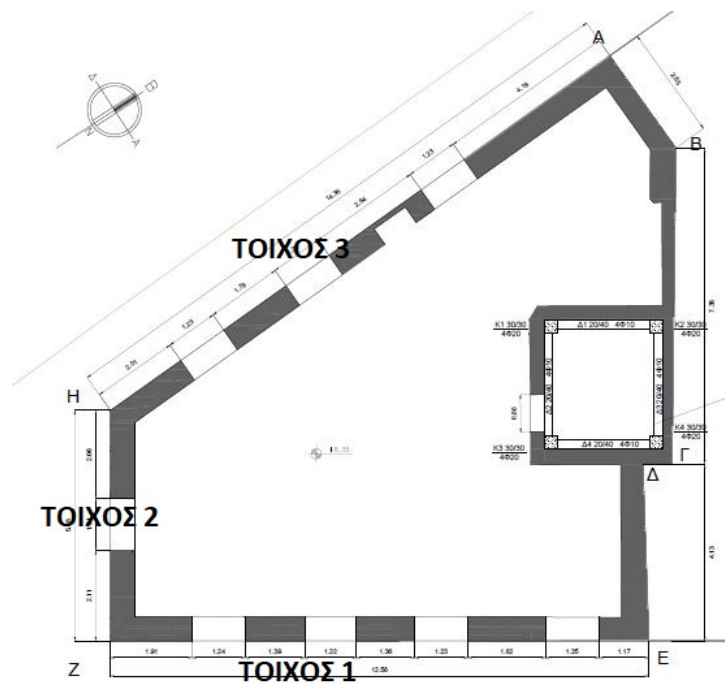
$$\text{Loadcase 406 : } G+0.3Q + E_y - 0.3E_x$$

$$\text{Loadcase 407 : } G+0.3Q - E_y + 0.3E_x$$

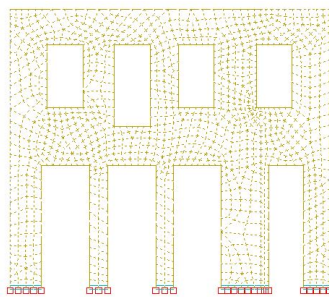
$$\text{Loadcase 408 : } G+0.3Q - E_y - 0.3E_x$$

- Για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων υπό μορφή μετακινήσεων έγινε ελαστική ανάλυση για σεισμό με τη μέθοδο της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης με $q=1$, ενώ εξάγονται οι μέγιστες δυνατές μετακινήσεις από όλους τους συνδυασμούς.

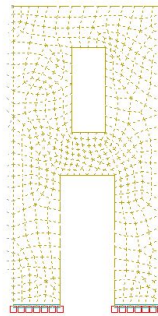
Στη συνέχεια παρουσιάζονται ενδεικτικά αποτελέσματα σε κύριες τάσεις εντός επιπέδου (MPa) και μετακινήσεις εντός και εκτός επιπέδου (mm) για τους τρεις περιμετρικούς τοίχους 1, 2, 3, όπως φαίνεται στο παρακάτω σκαρίφημα και διενεργείται έλεγχος ικανοποίησης κριτηρίων επιτελεστικότητας σε όρους παραμορφώσεων.



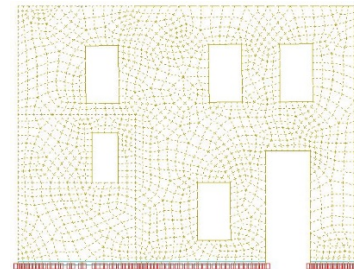
Εικόνα 7.1.2 Αρίθμηση περιμετρικών τοίχων στην κάτοψη Α' ορόφου του υπάρχοντος



Εικόνα 7.1.3 Τοίχος 1



Τοίχος 2

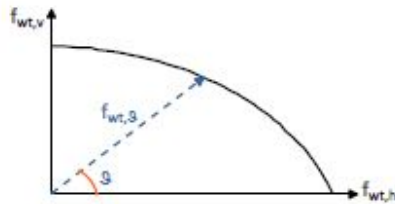


Τοίχος 3

7.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

7.2.1 ΚΥΡΙΕΣ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ

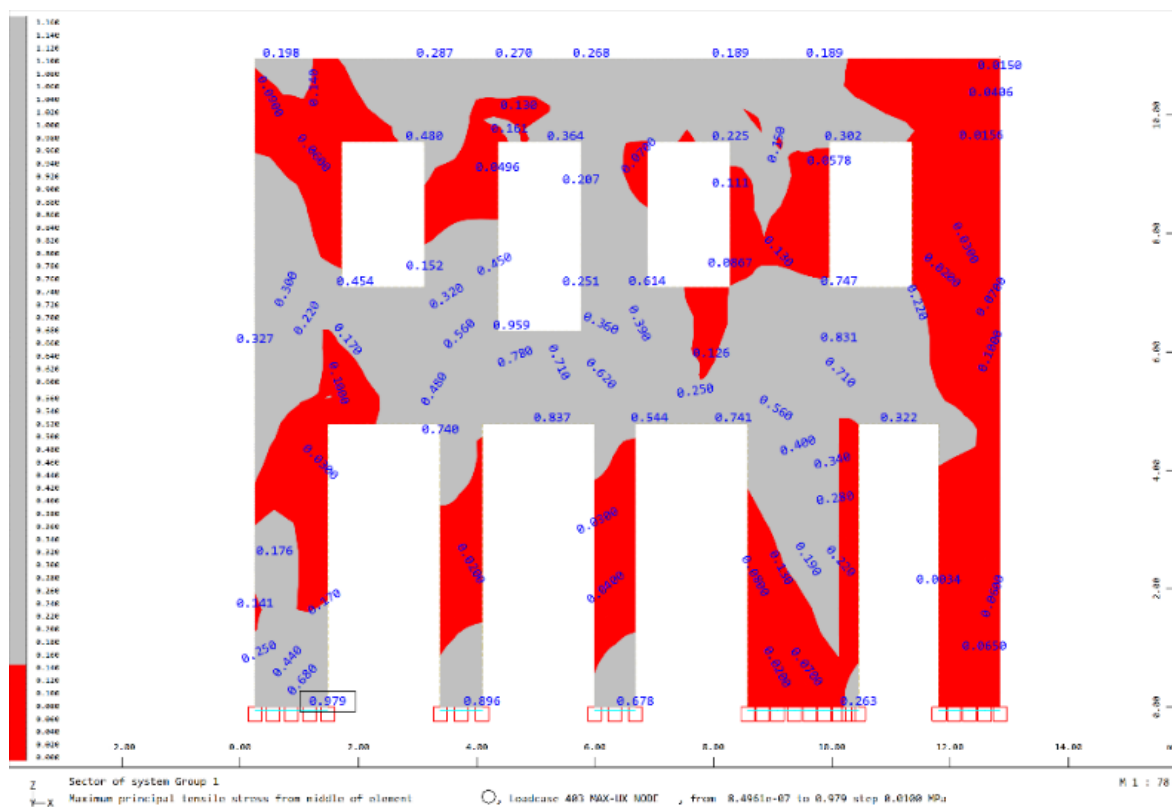
Λήφθηκε υπόψη η μέση εφελκυστική αντοχή μεταξύ της αντοχής για αστοχία **κάθετα** στους οριζόντιους αρμούς και της αντοχής για αστοχία **παράλληλα** στους οριζόντιους αρμούς, προκειμένου να προσεγγισθεί η εφελκυστική αντοχή για αστοχία σε **διαγώνια διεύθυνση υπό 45 μοίρες**.



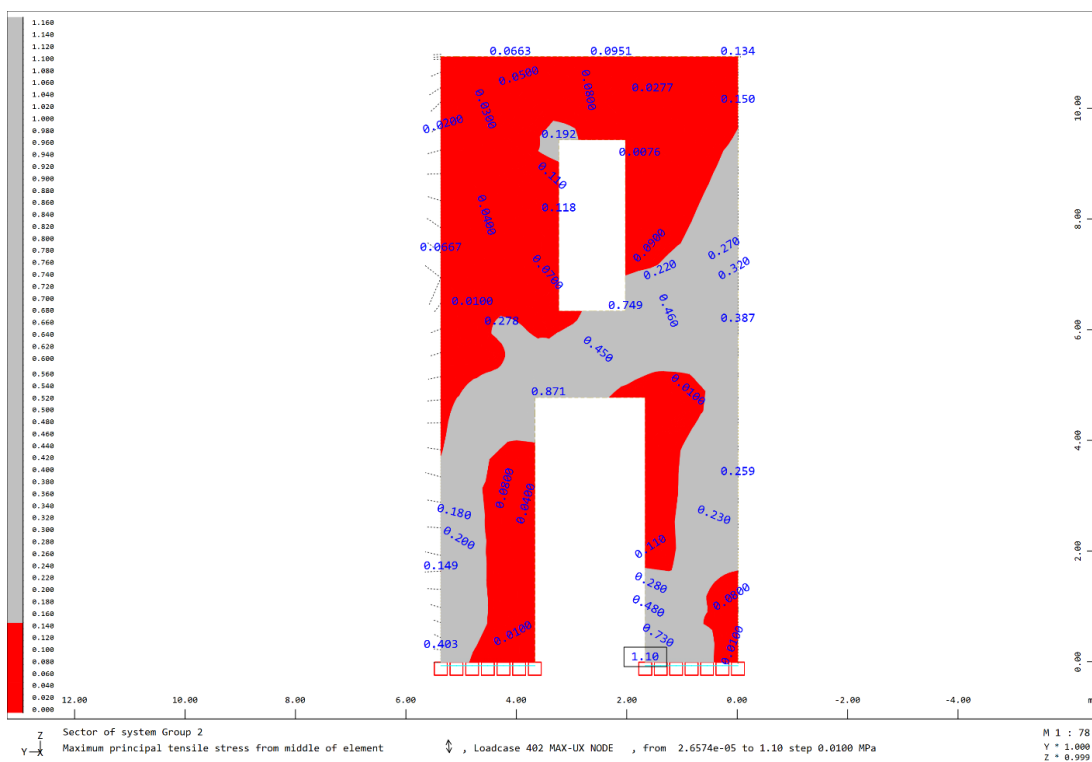
Σχήμα 7.2.1 Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §6.4

$f_{wt}^{\perp} = 0.27 \text{ MPa}$, $f_{wt}^{\parallel} = 0.135 \text{ MPa}$, μέση αντοχή $\frac{f_{wt}^{\perp} + f_{wt}^{\parallel}}{2} = 0.2025 \text{ MPa}$ με συντελεστή $\gamma_m = 1.50$ $f_{td} = 0.135 \text{ MPa}$

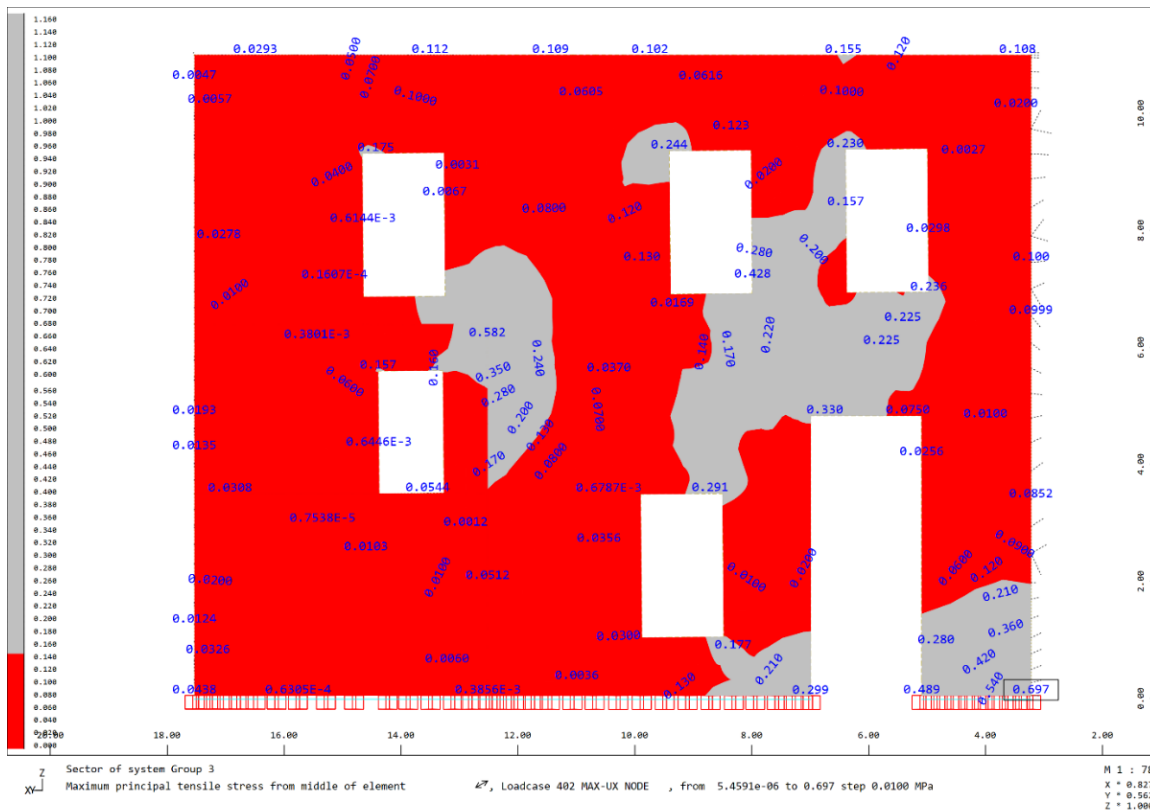
Επισημαίνεται υπέρβαση εφελκυστικής αντοχής με γκρι χρώμα για τις κύριες τάσεις σ_1 , για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.



Εικόνα 7.2.1 Τοίχος 1



Εικόνα 7.2.2 Τοίχος 2

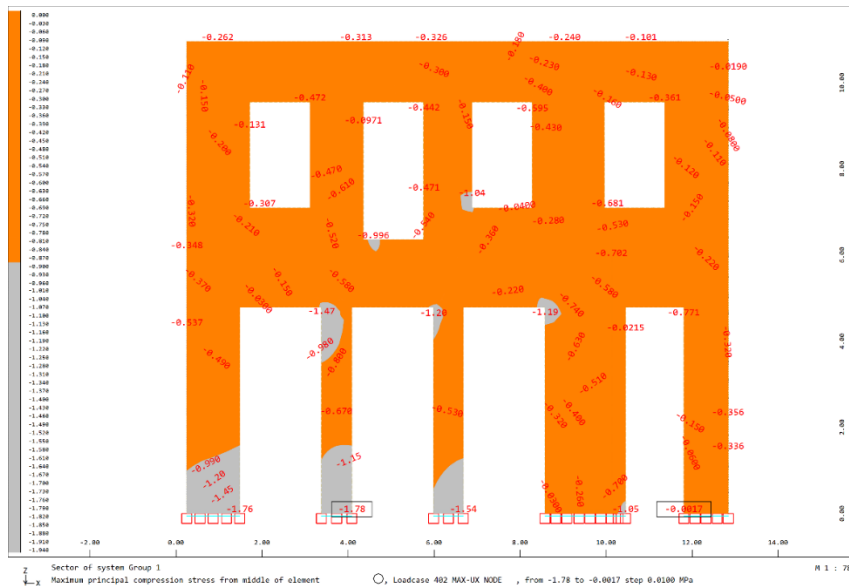


Εικόνα 7.2.3 Τοίχος 3

7.2.2 ΚΥΡΙΕΣ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ

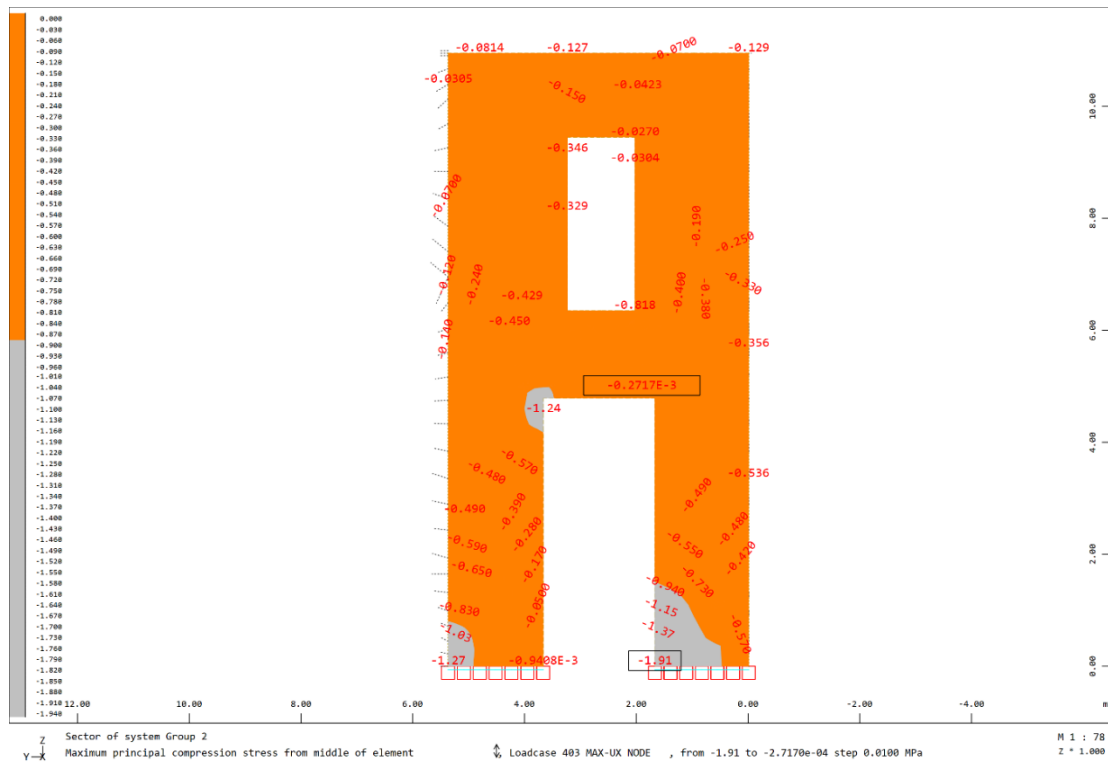
Λήφθηκε υπόψη θλιπτική αντοχή $f_{w,c} = 1.35 \text{ MPa}$ με συντελεστή $\gamma_m = 1.50$, $fd = 0.9 \text{ MPa}$

Επισημαίνεται υπέρβαση της θλιπτικής αντοχής με γκρι χρώμα για τις κύριες τάσεις σ_2 , για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.

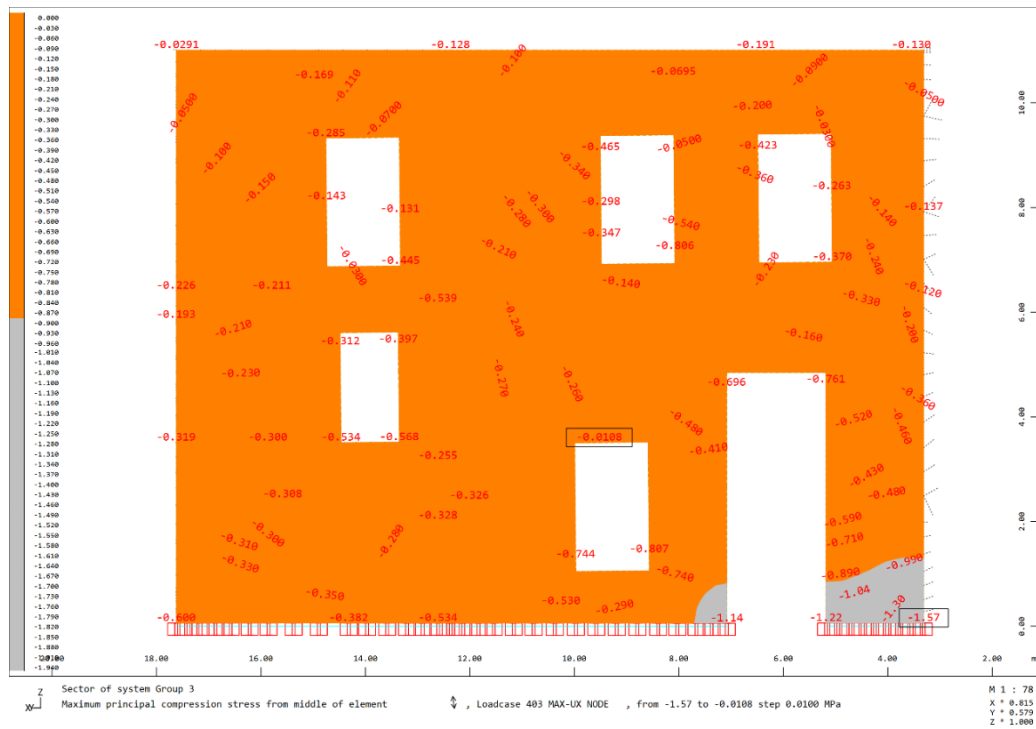


Εικόνα 7.2.4 Τοίχος 1

Οι υπερβάσεις των θλιπτικών τάσεων στους πόδες των πεσσών ισογείου αγνοούνται, δεδομένης της αυξημένης θλιπτικής αντοχής των καλοδομημένων πεσσών (στους λαμπάδες) των ανοιγμάτων με πελεκητά αγκωνάρια.

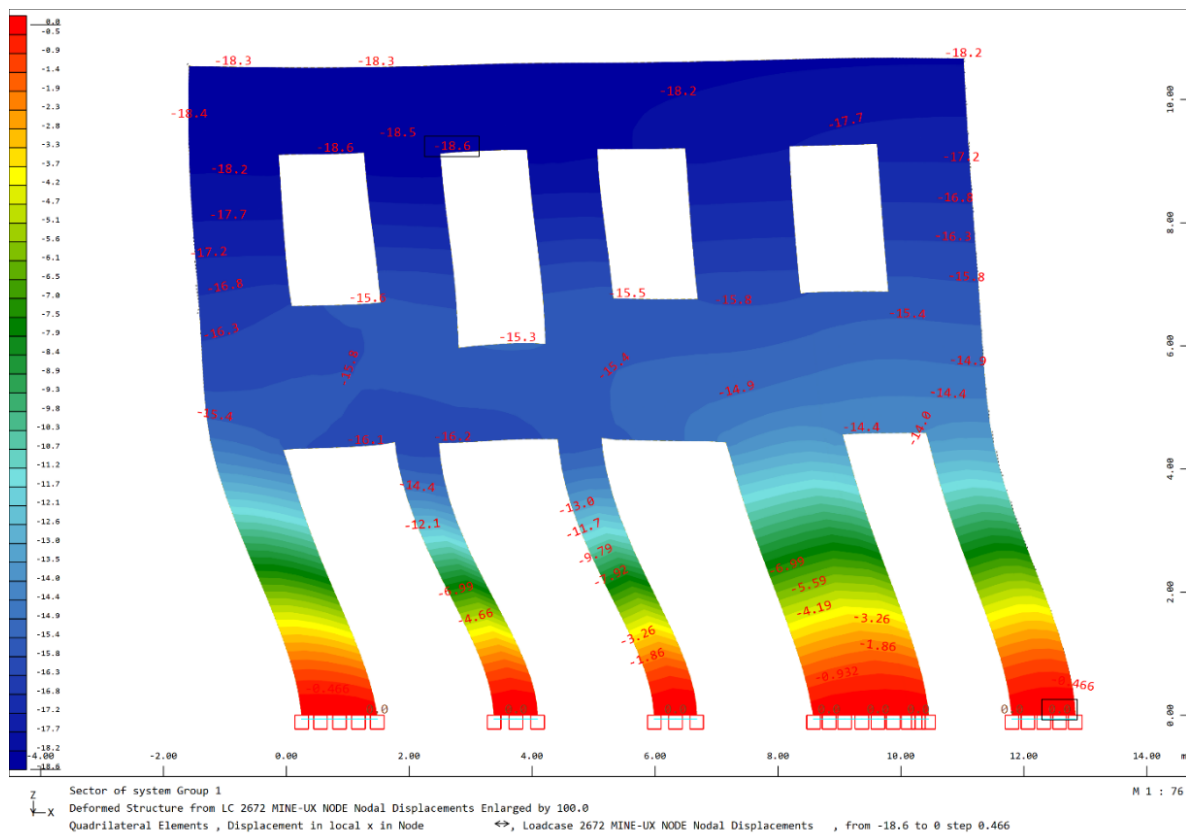


Εικόνα 7.2.5 Τοίχος 2

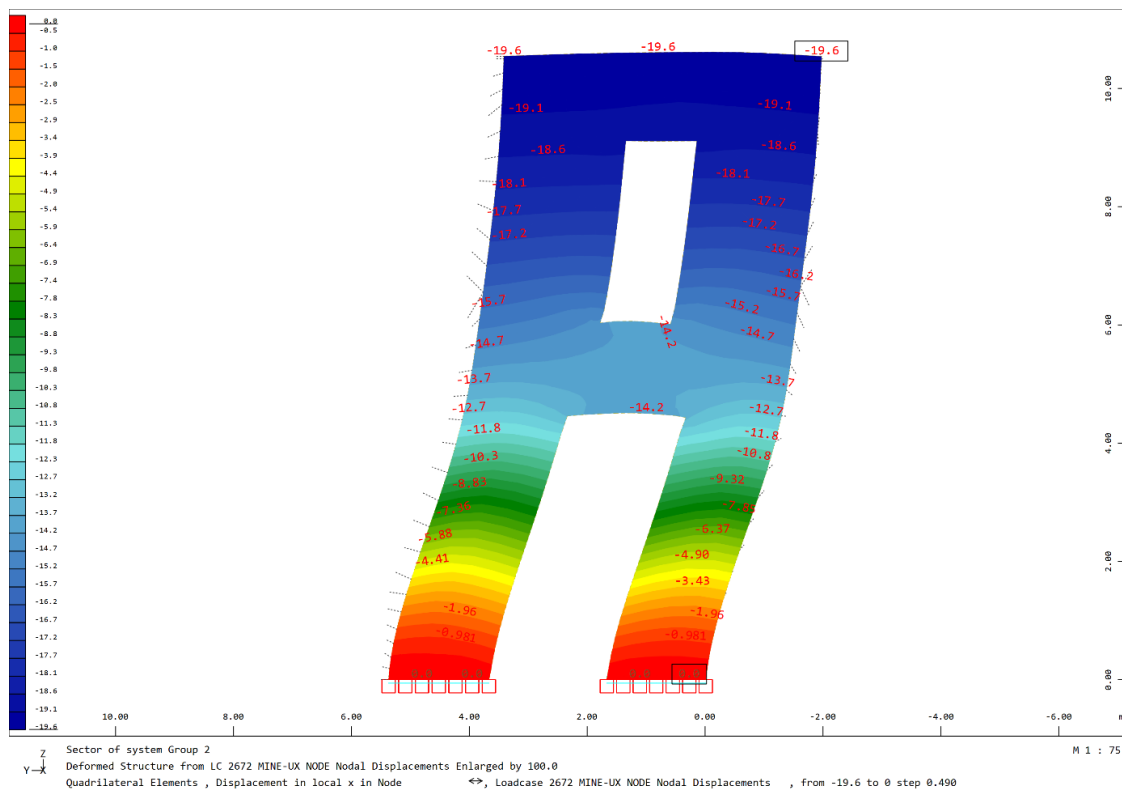


Εικόνα 7.2.6 Τοίχος 3

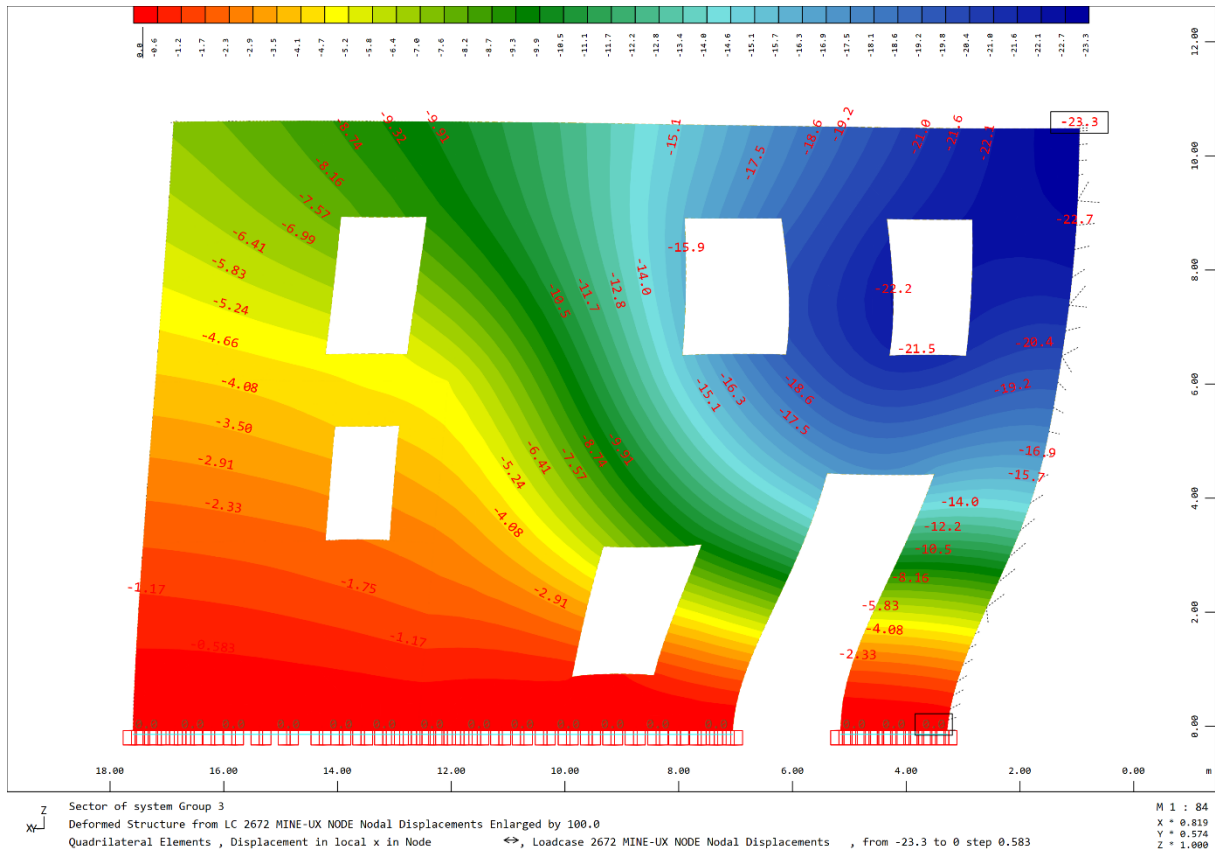
7.2.3 ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (mm)



Εικόνα 7.2.7 Τοίχος 1

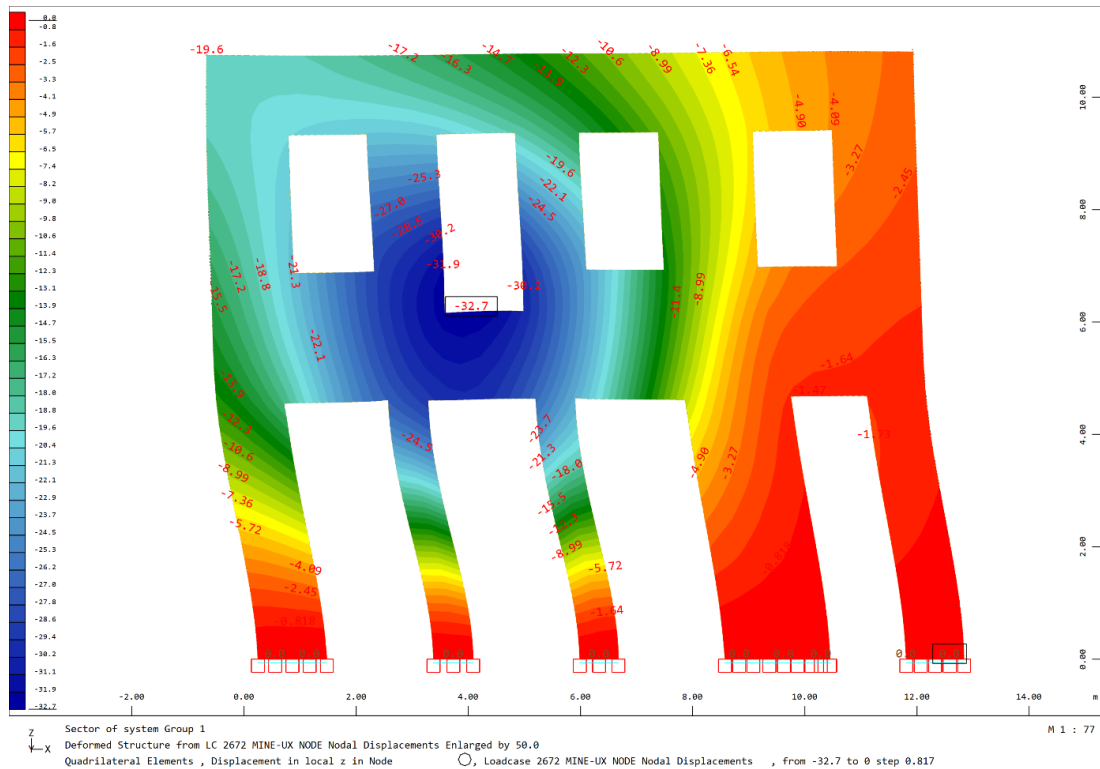


Εικόνα 7.2.8 Τοίχος 2

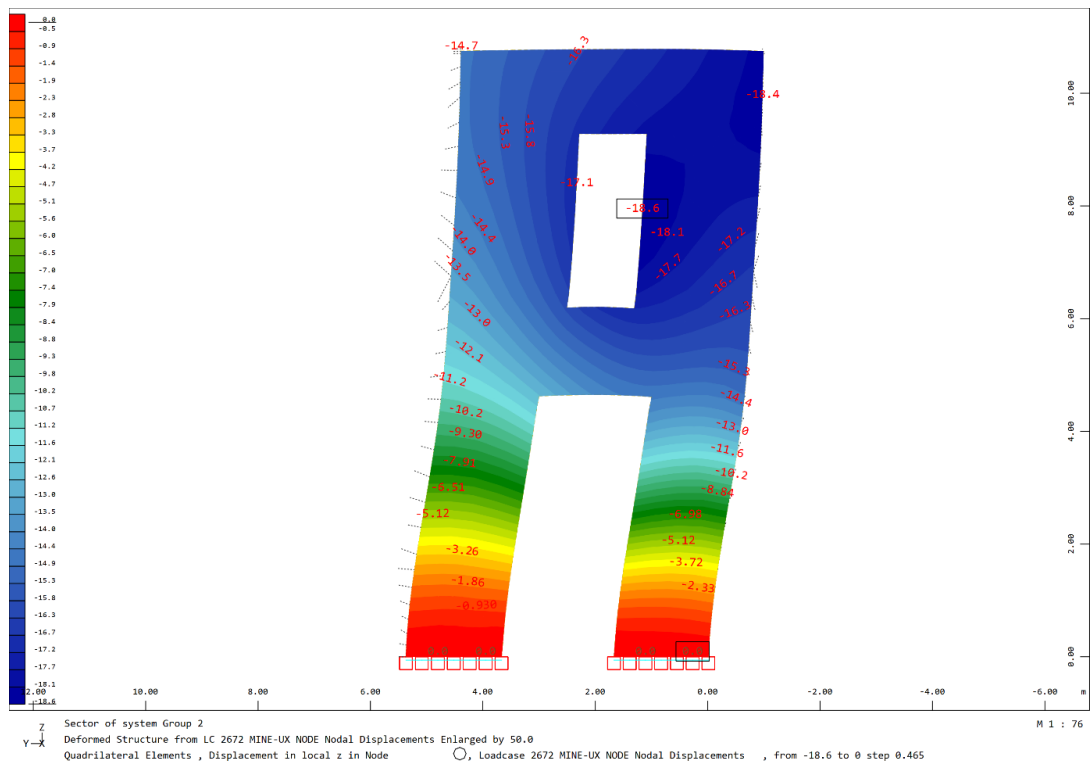


Εικόνα 7.2.9 Τοίχος 3

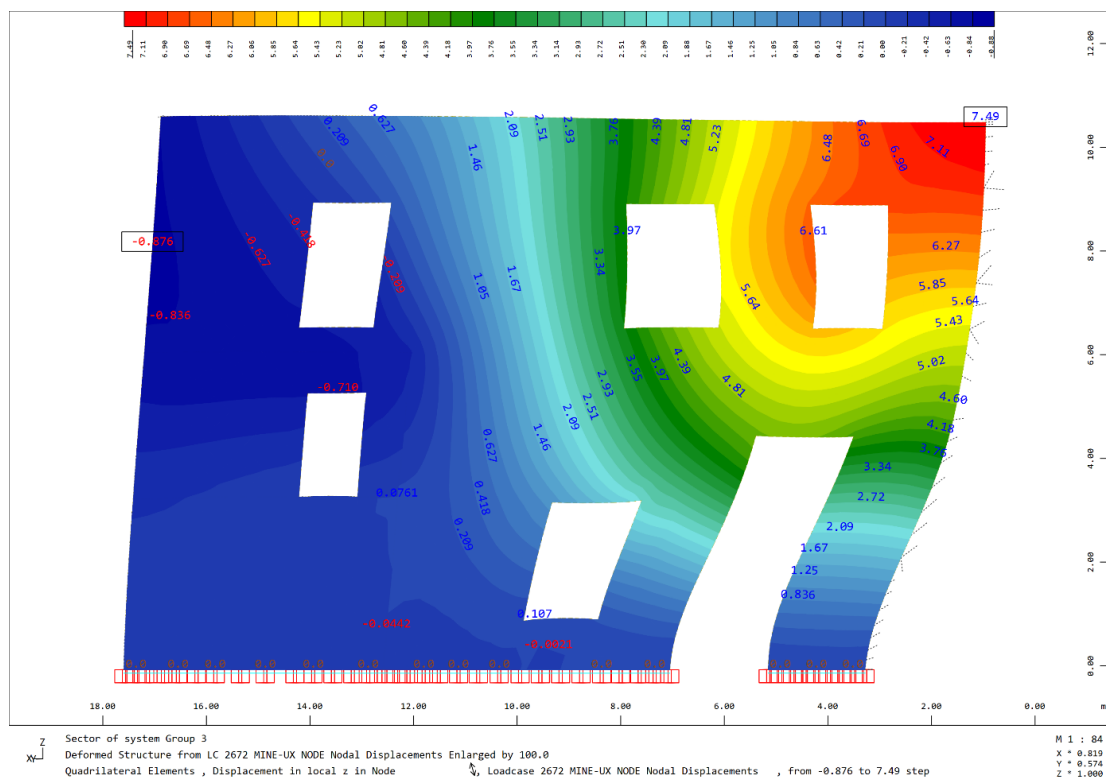
7.2.4 ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (mm)



Εικόνα 7.2.10 Τοίχος 1



Εικόνα 7.2.11 Τοίχος 2



Εικόνα 7.2.12 Τοίχος 3

7.2.5 ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ

Σχετικά με τις εφελκυστικές τάσεις και στα δύο προσομοιώματα παρατηρούνται υπερβάσεις στους πόδες των πεσσών του ισογείου. Για το προσομοίωμα χωρίς διαφραγματική λειτουργία παρατηρούνται υπερβάσεις στην περιοχή πάνω από τα πρέκια των ανοιγμάτων του ισογείου μέχρι τις ποδιές των ανοιγμάτων του Α' ορόφου, συνεπώς αναμένονται εκτεταμένες βλάβες σε αυτή την περιοχή. Σχετικά με τις θλιπτικές τάσεις παρατηρούνται υπερβάσεις στους πόδες των πεσσών του ισογείου, ενώ δεν παρατηρούνται υπερβάσεις στον Α' όροφο και για τα δύο προσομοιώματα.

Η μέγιστη εφελκυστική τάση που αναπτύσσεται στην τοιχοποιία, ανέρχεται σε 1,16MPa για το προσομοίωμα χωρίς διαφραγματική λειτουργία και 1,45MPa για το προσομοίωμα με διαφραγματική λειτουργία.

Η μέγιστη θλιπτική τάση που αναπτύσσεται στην τοιχοποιία ανέρχεται σε -1,94MPa για το προσομοίωμα χωρίς διαφραγματική λειτουργία και -2,27MPa για το προσομοίωμα με διαφραγματική λειτουργία.

Σχετικά με τις μετακινήσεις, το προσομοίωμα χωρίς διαφραγματική λειτουργία παρουσιάζει στον τοίχο 1 μεγάλες μετακινήσεις εκτός επιπέδου στο ύψος του πατώματος του α' ορόφου στη θέση του μπαλκονιού της τάξης των 32.4mm. Στις υπόλοιπες περιοχές τα δύο προσομοιώματα παρουσιάζουν παρόμοια μεγέθη εντός και εκτός επιπέδου μετακινήσεων της τάξης των 20mm.

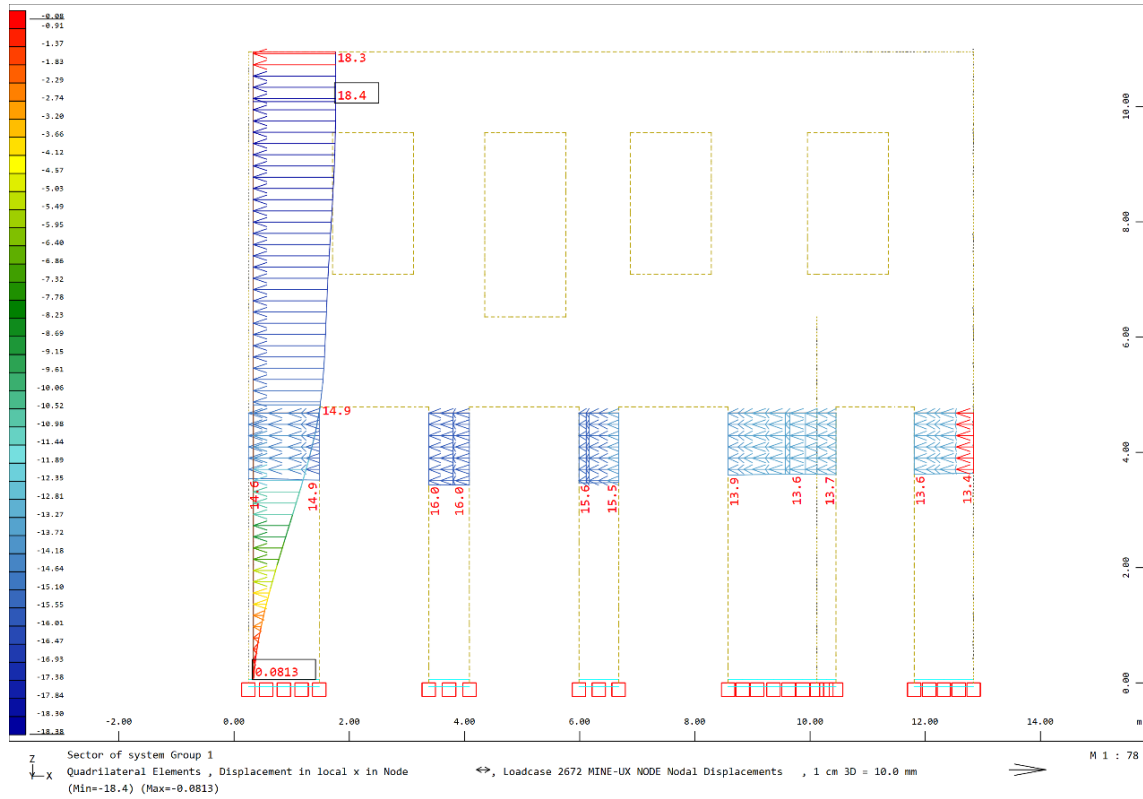
7.2.6 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ

Για το προσομοίωμα χωρίς διαφραγματική λειτουργία, διενεργήθηκαν έλεγχοι επάρκειας σε όρους παραμορφώσεων, για την Στάθμη Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» σύμφωνα με τον Κ.Α.Δ.Ε.Τ. παράγραφος 7.4 και 9.3.1, για τους πεσσούς 1 – 8 και το υπέρθυρο του ισογείου, τα οποία παρουσιάζουν τις μέγιστες εντός και εκτός επιπέδου σχετικές μετακινήσεις.

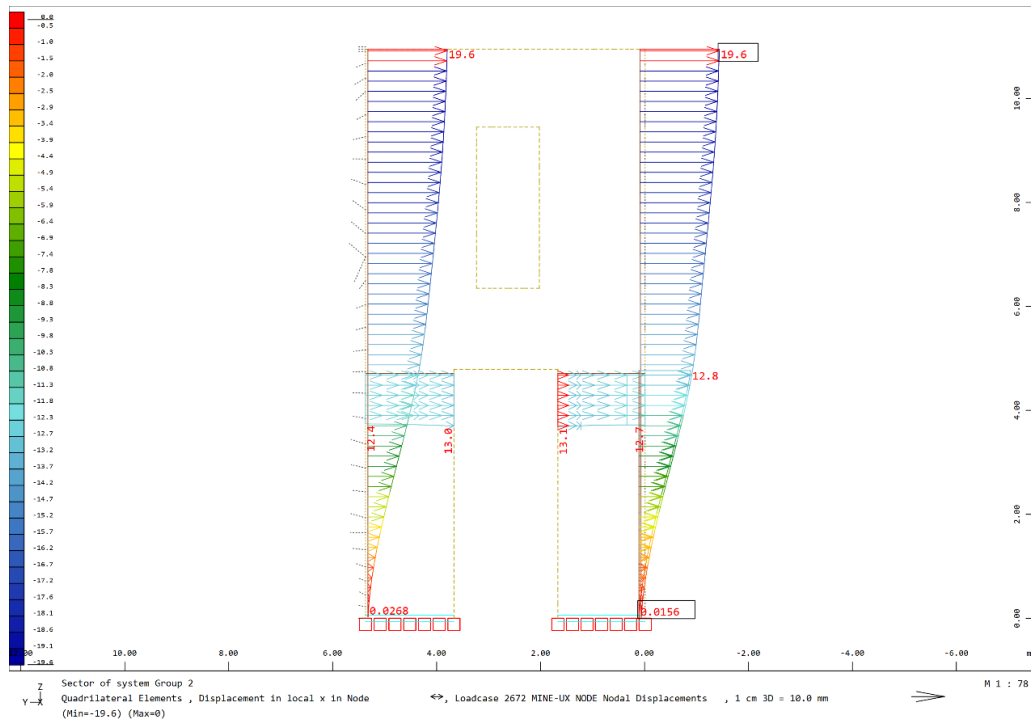


Εικόνα 7.2.13 Πεσσοί ισογείου

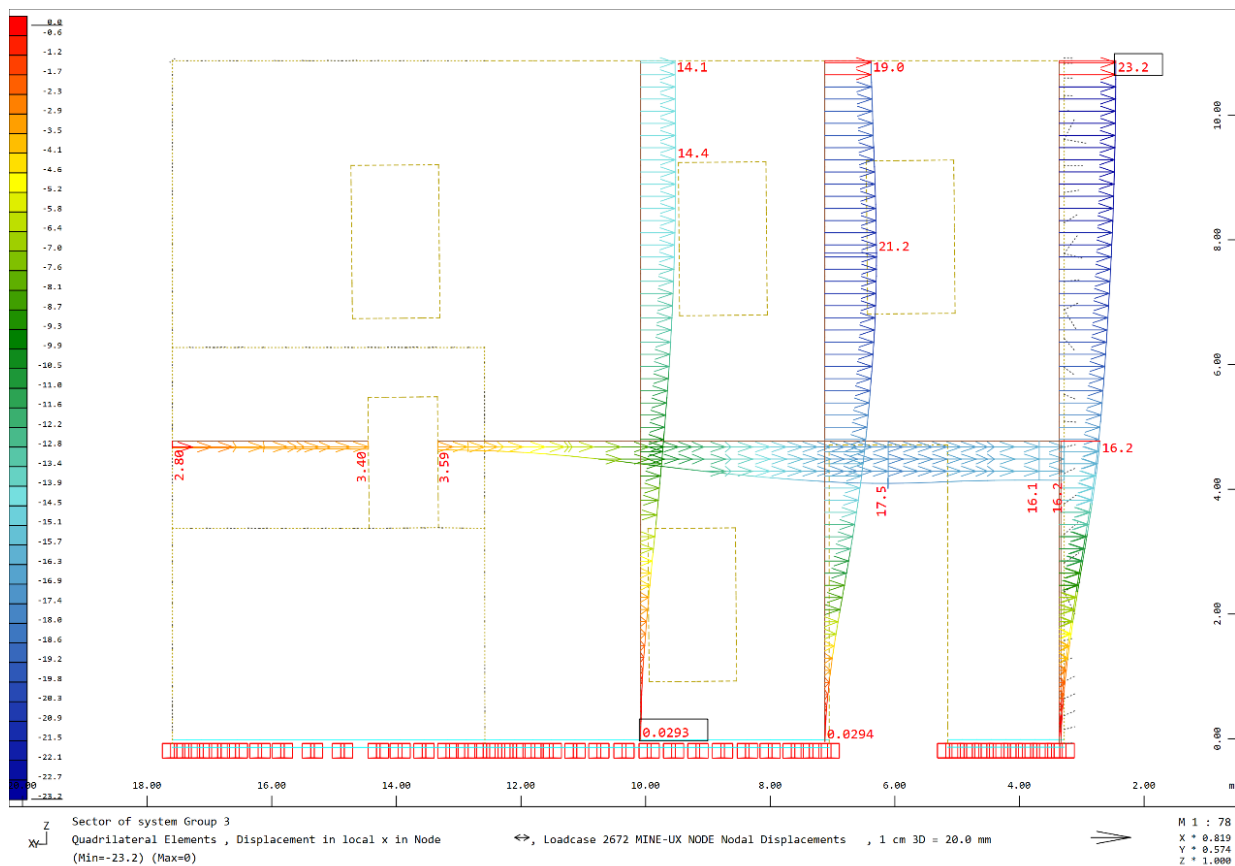
7.2.7 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ



Εικόνα 7.2.14 Τοίχος 1



Εικόνα 7.2.15 Τοίχος 2



Εικόνα 7.2.16 Τοίχος 3

Σύμφωνα με την παράγραφο 5.4.4 (Σ.5.3) του Κ.Α.Δ.Ε.Τ.

Ο λόγος της αναμενόμενης μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης προς την αντίστοιχη που υπολογίζεται από την γραμμική ελαστική ανάλυση, $\frac{d_{inel}}{d_{el}}$ μπορεί να λαμβάνεται από την σχέση:

$$\frac{d_{inel}}{d_{el}}=1 \text{ για } T \geq T_c$$

$$T=0.40\text{sec} \quad , \quad T_c=0.40 \text{ sec}$$

Κατόπιν ελέγχεται ο τρόπος αστοχίας κάθε πεσσού (καμπτικός ή διατμητικός) και αναλόγως λαμβάνεται το κατάλληλο όριο της ανηγμένης σχετικής μετατόπισης του.

Προκειμένου να βρεθεί ο τρόπος αστοχίας κάθε πεσσού, υπολογίζεται η αντοχή σε τέμνουσα για τα 3 είδη αστοχίας και λαμβάνεται ως κρίσιμος, ο τρόπος αστοχίας με την μικρότερη αντοχή σε τέμνουσα.

Τα παρακάτω λαμβάνονται από το: 'ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ & ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ' Κωνσταντίνος Σπυράκος, 2019 .

Τα κατακόρυφα φορτία υπολογίσθηκαν για τον συνδυασμό G+0.3Q

Καμπτική αστοχία :

$$V_{Rd,f} = \frac{d \cdot N_{sd}}{2 \cdot H_0} * (1 - 1.15 * v_{sd})$$

Διατμητική αστοχία με ολίσθηση κατά μήκος οριζοντίου αρμού :

$$V_{Rd,v} = f_{vd} * d' * t$$

$$(Tassios 2004): \quad f_{vd} = 0.1 * f_{mc} + 0.75 * \left(0.2 + \frac{f_{mc}}{20}\right) * \sigma_0$$

$$f_{vd} = 0.092 + 0.185 * \sigma_0$$

Διατμητική αστοχία με διαγώνια ρηγμάτωση :

$$V_{Rd,s} = \frac{d \cdot t \cdot f_{td}}{b_s} * \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

$$f_d = 0.9 \text{MPa} \quad f_{td} = 0.09 \text{MPa}$$

Πίνακας 7.2.1 Γεωμετρικά στοιχεία και εντατική κατάσταση πεσσών ισογείου

	L(m)	H(m)	Ho(m)	σ0(MPa)	Nsd(KN)	vsd	fvd(MPa)
1	1.23	4.79	2.395	0.371	273.80	0.412	0.138
2	0.71	4.79	2.395	0.455	193.83	0.506	0.148
3	0.69	4.79	2.395	0.432	178.85	0.480	0.145
4	1.87	4.79	2.395	0.26	291.72	0.289	0.124
5	1.03	4.79	2.395	0.21	129.78	0.233	0.118
6	1.7	4.79	2.395	0.343	349.86	0.381	0.134
7	1.7	4.79	2.395	0.376	383.52	0.418	0.138
8	1.87	4.79	2.395	0.323	362.41	0.359	0.132

Πίνακας 7.2.2 Πεσσοί ισογείου- Υπολογισμός αντοχής σε τέμνουσα για τα τρία είδη αστοχίας

	VRd,f(KN)	VRd,v(KN)	VRd,s(KN)
1	36.98	101.66	100.22
2	12.03	63.10	62.90
3	11.54	60.15	59.82
4	76.05	139.20	132.76
5	20.42	72.86	67.70
6	69.75	136.99	134.24
7	70.72	141.14	139.26
8	83.09	147.92	144.21

Όπως προκύπτει και για τους 8 πεσσούς, κρίσιμη αστοχία είναι η καμπτική.

Σύμφωνα με τον Κ.Α.Δ.Ε.Τ., παράγραφος 7.4.1., για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες», για καμπτικό τρόπο αστοχίας εντός επιπέδου και για πρωτεύοντες σεισμικούς τοίχους, προτείνεται το παρακάτω όριο σχετικής ανηγμένης μετατόπισης :

$$du=0,008 \cdot H0/L/\gamma Rd$$

Για όλους τους πεσσούς, δυσμενώς λαμβάνεται διατμητικό μήκος αμφίπακτης συμπεριφοράς :

$$H0=H/2$$

Πίνακας 7.2.3 Υπολογισμός ανελαστικής μετακίνησης

	L(m)	H(m)	Ho(m)	del(mm)	dinel(mm)
1	1.23	4.79	2.395	14.8	14.8
2	0.71	4.79	2.395	16	16
3	0.69	4.79	2.395	15.5	15.5
4	1.87	4.79	2.395	13.7	13.7
5	1.03	4.79	2.395	13.5	13.5
6	1.7	4.79	2.395	12.6	12.6
7	1.7	4.79	2.395	12.8	12.8
8	1.87	4.79	2.395	16.2	16.2

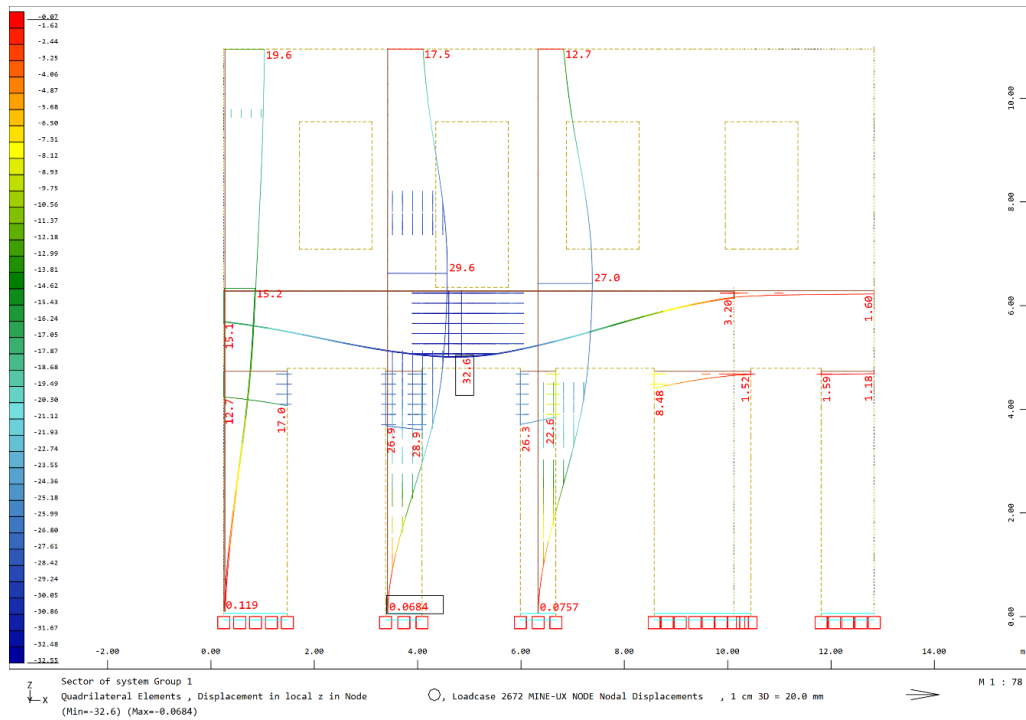
$$\gamma_{Rd}=1.5$$

Πίνακας 7.2.4 Σύγκριση απαιτούμενης μετακίνησης με την διαθέσιμη για για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών»

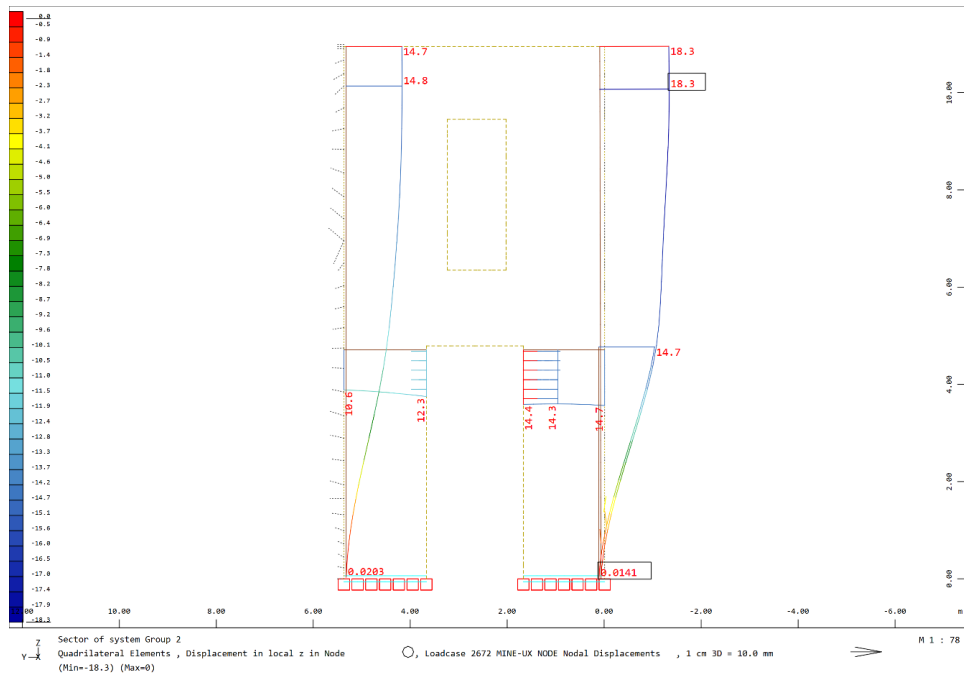
	dinel/H	0.008Ho/L/ γ_{Rd}	
1	0.0031	0.0104	✓
2	0.0033	0.0180	✓
3	0.0032	0.0185	✓
4	0.0029	0.0068	✓
5	0.0028	0.0124	✓
6	0.0026	0.0075	✓
7	0.0027	0.0075	✓
8	0.0034	0.0068	✓

Όπως προκύπτει, και οι 8 περσοί επαρκούν για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών», για τις εντός επιπέδου μετακινήσεις τους.

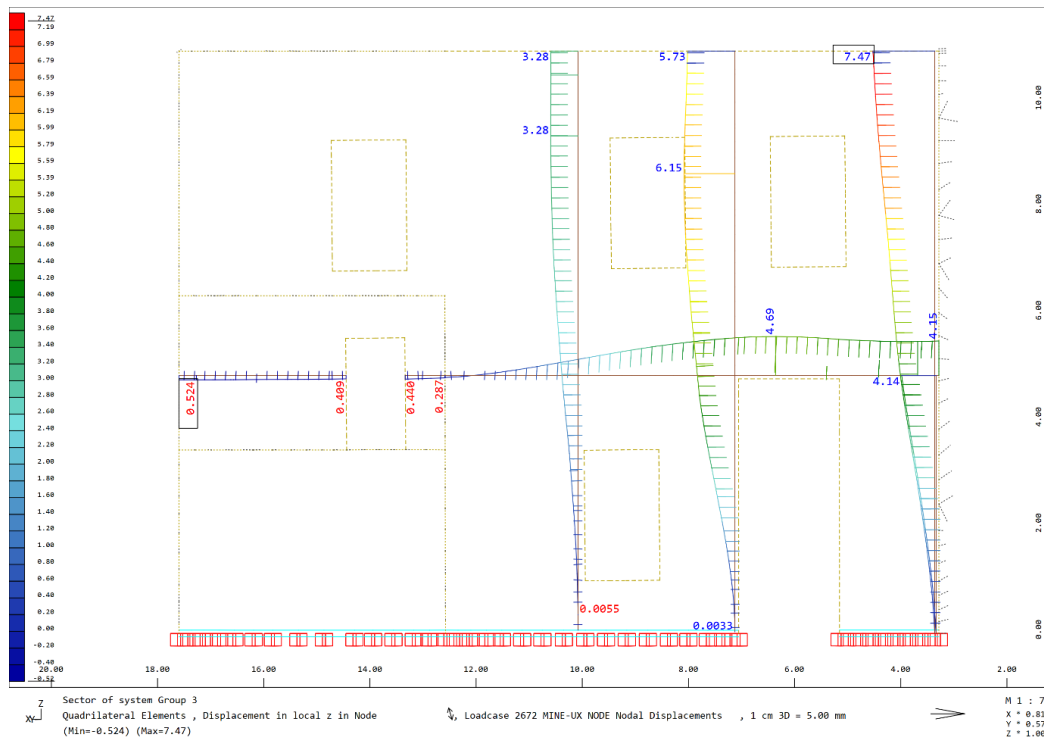
7.2.8 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ



Εικόνα 7.2.17 Τοίχος 1



Εικόνα 7.2.18 Τοίχος 2



Εικόνα 7.2.19 Τοίχος 3

Σύμφωνα με την παράγραφο 5.4.4 (Σ.5.3) του Κ.Α.Δ.Ε.Τ., ο λόγος της αναμενόμενης μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης προς την αντίστοιχη που υπολογίζεται από την γραμμική ελαστική ανάλυση, $\frac{d_{inel}}{d_{el}}$ μπορεί να λαμβάνεται από την σχέση : $\frac{d_{inel}}{d_{el}}=1$ για $T \geq T_c$ $T= 0.40\text{sec}$, $T_c=0.40 \text{ sec}$

Για τοίχους που ελέγχονται από την κάμψη σε εκτός επιπέδου δράση (χωρίς άκαμπτα διαφράγματα), ορίζεται η ικανότητα παραμόρφωσης, σύμφωνα με τον Κ.Α.Δ.Ε.Τ. παράγραφος 7.4.2 :

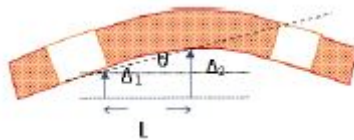
$$\theta_u=0.003 \cdot H/t/\gamma R_d$$

Πίνακας 7.2.5 Έλεγχος εκτός επιπέδου μετακινήσεων

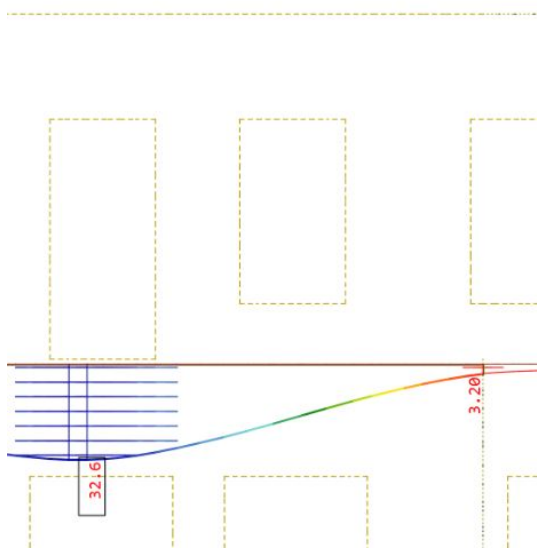
Εκτός επιπέδου μετακινήσεις			γR_d	2		
	del(mm)	dinel(mm)	H(m)	dinel/H	0.003H/t/γRd	
1	14.5	14.5	4.79	0.0030	0.0120	✓
2	27.8	27.8	4.79	0.0058	0.0120	✓
3	24.4	24.4	4.79	0.0051	0.0120	✓
4	4.19	4.19	4.79	0.0009	0.0120	✓
5	1.39	1.39	4.79	0.0003	0.0120	✓
6	11.3	11.3	4.79	0.0024	0.0120	✓
7	14.4	14.4	4.79	0.0030	0.0120	✓
8	4.05	4.05	4.79	0.0008	0.0120	✓

Όπως προκύπτει, και οι 8 περσσοί επαρκούν για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών», για τις εκτός επιπέδου μετακινήσεις τους.

Για τον έλεγχο των εκτός επιπέδου μετακινήσεων του υπερθύρου 1 ελέγχεται η απόκλιση δύο σημείων της οριζοντίου, όπως ορίζεται στον Κ.Α.Δ.Ε.Τ. παράγραφος 7.4.2, Σχήμα Σ7.1.7, (δ):



Σχήμα 7.2.2 από Κ.Α.Δ.Ε.Τ.



Εικόνα 7.2.20 Εκτός επιπέδου μετακίνηση του υπερθύρου 1

Σχετική μετατόπιση : $32.6\text{mm} - 3.2\text{mm} = 29.4\text{mm}$, ανηγμένη στην απόσταση των δύο σημείων : $L = 5.29\text{m}$

Πίνακας 7.2.6 Έλεγχος εκτός επιπέδου μετακίνησης υπερθύρου

	d_{el} σχετ(mm)	d_{inel} σχετ(mm)	L(m)	d_{inel} σχετ/L	$0.003L/t/\gamma R_d$	
Υπέρθυρο 1	29.4	29.4	5.29	0.0056	0.0132	✓

Όπως προκύπτει, το υπέρθυρο 1 επαρκεί για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών», για την εκτός επιπέδου μετατόπισή του.

7.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Λαμβάνοντας υπόψη τις τάσεις και μετακινήσεις που προέκυψαν από τις διάφορες αναλύσεις, τη γενικότερη καλή συμπεριφορά του δομήματος μέχρι σήμερα, τις αβεβαιότητες στην

προσομοίωση του μαθηματικού μοντέλου και τις μεταγενέστερες προσθήκες και επεμβάσεις που έχουν γίνει στο κτήριο, εκτιμάται ότι πρέπει να βελτιωθεί η σεισμική συμπεριφορά του κτηρίου με ενίσχυση της φέρουσας ικανότητας της λιθοδομής στις επίμαχες ζώνες και του δαπέδου του Α' ορόφου, για λειτουργικούς λόγους.

Συγκεκριμένα προβλέπονται επεμβάσεις για την βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών της λιθοδομής και την εξασφάλιση (κατά το δυνατόν) της διαφραγματικής λειτουργίας του δαπέδου και της οροφής του Α' ορόφου, όπως αναφέρονται στο παρακάτω κεφάλαιο.

7.4 ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ

Σκοπός των επεμβάσεων είναι να περιοριστούν οι βλάβες στις περιοχές υπερβάσεως της εφελκυστικής αντοχής, μέσω της βελτίωσης των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας αλλά και η διασφάλιση κατά το δυνατόν της διαφραγματικής λειτουργίας του δαπέδου και της οροφής του Α' ορόφου.

Συνοπτικά προτείνονται οι εξής δομητικές επεμβάσεις για τους τρεις περιμετρικούς τοίχους :

- **Επισκευή-αποκατάσταση της κατακόρυφης διαμπερούς ρωγμής** και συμπλήρωση της μάζας της λιθοδομής με ίδια υλικά (λιθοσώματα και συνδετικό κονίαμα), και μονολιθική σύνδεση με τους υπάρχοντες τοίχους.
- **Ενέματα τριμερούς σύνθεσης** για την πλήρωση κενών και λεπτών ρωγμών στο σώμα της τοιχοποιίας, με τις παρακάτω προτεινόμενες αναλογίες :

Υδράσβεστος (σε σκόνη) 25%

Ποζολάνη (0-75μm) 45%

Λευκό τσιμέντο 30%

Ρευστοποιητής πολυκαρβοξυλικής ή πολυακρυλικής βάσης έως 1%κ.β. των συνδετικών κονιών

Λόγος νερού προς συνδετική κονία περίπου 0.9 (Υδρασβέστου, Ποζολάνης, Λευκού Τσιμέντου), με εφαρμογή από τη στάθμη πάνω από τα πρέκια των ανοιγμάτων του ισογείου μέχρι την οροφή του κτιρίου.

Στο τεύχος *‘ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΥΛΙΚΑ ΕΠΕΜΒΑΣΗΣ ΚΑΙ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ’*, προτείνεται η βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών της λιθοδομής, όπως παρακάτω :

$$f_{w,c} = 1.75 \text{ MPa}$$

$$f_{wt \parallel} = 0.175 \text{ MPa}$$

$$f_{wt \perp} = 0.35 \text{ MPa}$$

$$E_w = 1050 \text{ MPa}$$

$$G_w = 420 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.2$$

- Επικόλληση αμφίπλευρου πλέγματος δύο διευθύνσεων ιών υάλου με μήτρα από επίχρισμα της παρακάτω προτεινόμενης σύνθεσης :

Υδράσβεστος (σε σκόνη) 8%

Ποζολάνη (0-75 μ m) 16%

Λευκό τσιμέντο 6%

Άμμος ποτάμιας προέλευσης, πυρι.08τικής σύστασης ανοιχτού τεφρού (γκρι)

χρώματος (0/4mm) 56%

Χονδρόκοκκα, ποτάμιας προέλευσης ανοιχτού τεφρού (γκρι) χρώματος (4/8mm)

14%

Ρευστοποιητής πολυκαρβοξυλικής ή πολυακρυλικής βάσης 0.5 έως 1%κ.β. των

συνδετικών κονιών, με εφαρμογή από τη στάθμη πάνω από τα πρέκια των ανοιγμάτων του ισογείου μέχρι τις ποδιές των ανοιγμάτων του Α' ορόφου.

Σύμφωνα με : Κωνσταντίνος Σπυράκος '**ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ & ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ**', από πειραματικά δεδομένα για τρίστρωτες τοιχοποιίες με πυρήνα, με την εφαρμογή Ινοπλισμένου Πλέγματος δύο Διευθύνσεων με Υδραυλική Άσβεστο και στις δύο πλευρές των δοκιμίων, διαπιστώθηκε ότι η ισοδύναμη αντοχή σε εφελκυσμό των ενισχυμένων δοκιμίων αυξάνεται 1.5 φορά.

$$f_{wt\parallel} = 0.26 \text{ MPa}$$

$$f_{wt\perp} = 0.525 \text{ MPa}$$

- **Εφαρμογή ινοπλισμένου επιχρίσματος** ίδιας σύνθεσης με το παραπάνω με ίνες πολυαιθυλενίου από τη στάθμη πάνω από τις ποδιές των ανοιγμάτων του Α' ορόφου μέχρι την οροφή του κτιρίου.
- **Βελτίωση της διαφραγματικής λειτουργίας στη στάθμη της οροφής του Α' ορόφου** με τοποθέτηση πρόσθετων μεταλλικών δοκών διαγωνίως στις γωνίες του περιμετρικού σενάζ ωπλισμένου σκυροδέματος μεταξύ των περιμετρικών τοίχων.
- **Βελτίωση της διαφραγματικής λειτουργίας στη στάθμη του δαπέδου του Α' ορόφου** με τοποθέτηση πρόσθετων χαστί και περιμετρικών μεταλλικών δοκών.

7.5 ΥΛΙΚΑ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

ΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΛΙΘΟΔΟΜΗ

Θλιπτική αντοχή $f_{w,c}$	1.35 MPa
Εφελκυστική αντοχή για αστοχία παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς $f_{wt }$	0.135 MPa
Εφελκυστική αντοχή για αστοχία κάθετα στους οριζόντιους αρμούς $f_{wt\perp}$	0.27 MPa
Μέτρο ελαστικότητας E_w	810 MPa
Μέτρο διάτμησης G_w	324 MPa
Λόγος Poisson ν	0.2
Ποιότητα νέου συνδετικού κονιάματος	M5

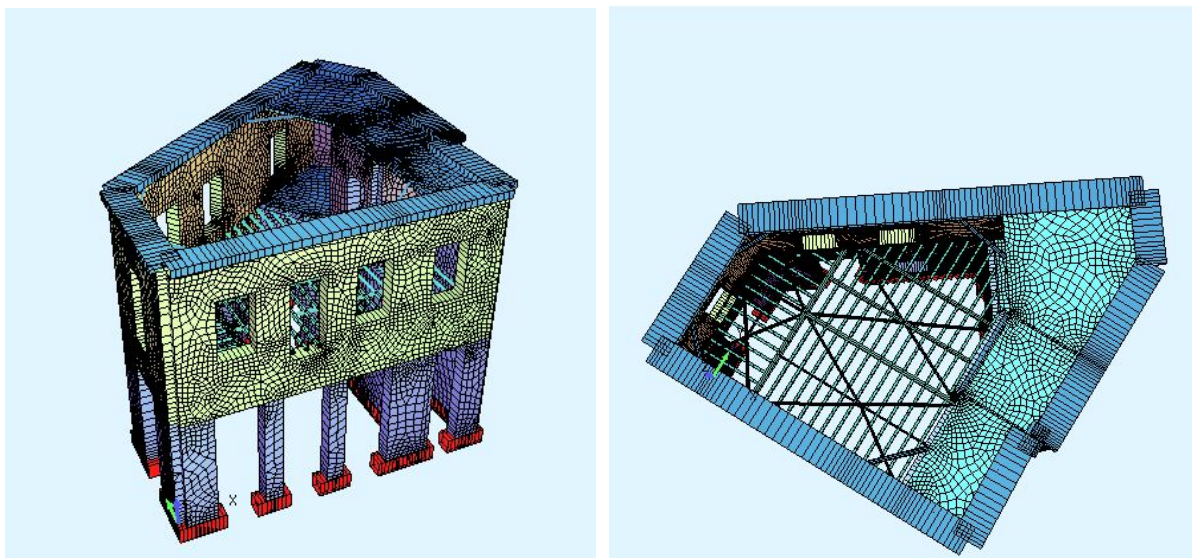
ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗ ΛΙΘΟΔΟΜΗ ΜΕ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΕΝΕΜΑΤΩΝ

Θλιπτική αντοχή $f_{w,c}$	1.75 MPa
Εφελκυστική αντοχή για αστοχία παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς $f_{wt }$	0.175MPa
Εφελκυστική αντοχή για αστοχία κάθετα στους οριζόντιους αρμούς $f_{wt\perp}$	0.35MPa
Μέτρο ελαστικότητας E_w	1050 MPa
Μέτρο διάτμησης G_w	420 MPa
Λόγος Poisson ν	0.2
Ποιότητα νέου συνδετικού κονιάματος	M5

ΛΙΘΟΔΟΜΗ ΜΕ ΑΜΦΙΠΛΕΥΡΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΠΛΕΓΜΑΤΟΣ ΙΝΩΝ ΥΑΛΟΥ

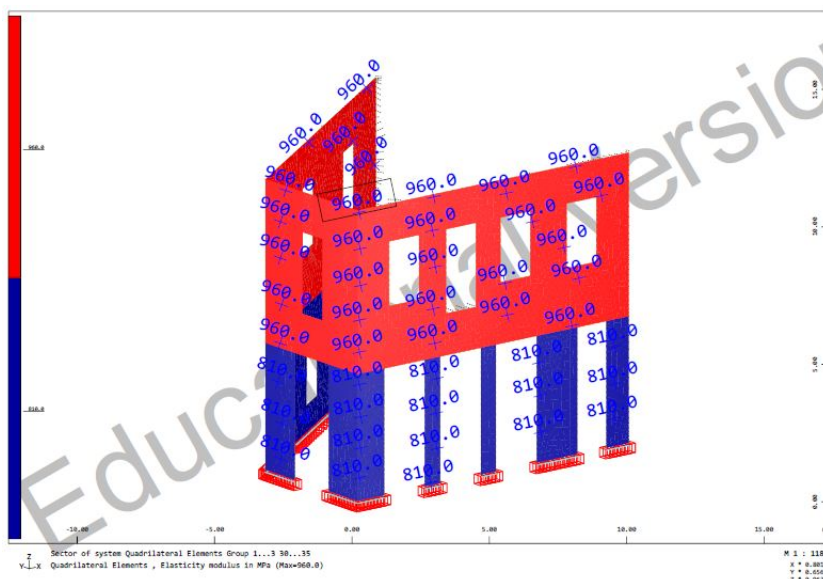
Εφελκυστική αντοχή για αστοχία παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς $f_{wt }$	0.26 MPa
Εφελκυστική αντοχή για αστοχία κάθετα στους οριζόντιους αρμούς $f_{wt\perp}$	0.525 MPa

7.6 ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ



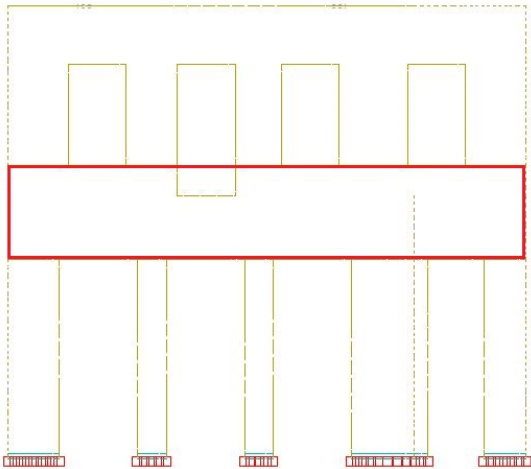
Εικόνα 7.6.1 Προσομοίωμα ενισχυμένου φορέα με διαφραγματική λειτουργία

Για την προσομοίωση του ενισχυμένου κτιρίου ορίστηκε επιφάνεια με τα τροποποιημένα χαρακτηριστικά της ομογενοποιημένης τοιχοποιίας (E , ν) με κόκκινο χρώμα.

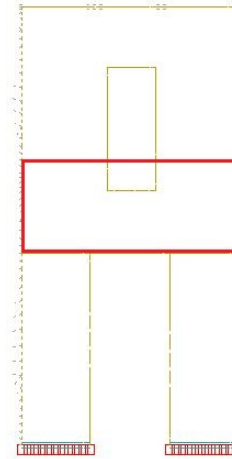


Εικόνα 7.6.2 Περιοχή με εφαρμογή ενεμάτων με κόκκινο χρώμα

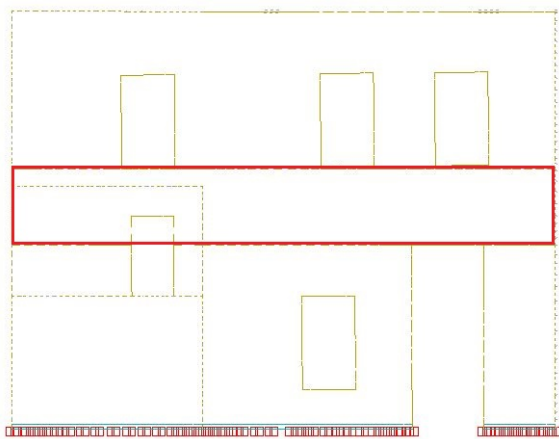
Για την περιοχή που θα εφαρμοστεί πλέγμα ινών θεωρείται αυξημένη εφελκυστική αντοχή.



Εικόνα 7.6.3 Τοίχος 1 ενίσχυση με πλέγμα ινών



Εικόνα 7.6.4 Τοίχος 2 ενίσχυση με πλέγμα ινών



Εικόνα 7.6.5 Τοίχος 3 ενίσχυση με πλέγμα ινών

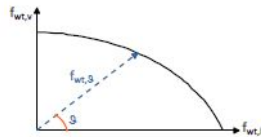
7.7 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Παρουσιάζονται ενδεικτικά αποτελέσματα σε κύριες τάσεις (MPa) και μετακινήσεις (mm) για τους τρεις

περιμετρικούς τοίχους και διενεργείται έλεγχος ικανοποίησης κριτηρίων επιτελεστικότητας σε όρους παραμορφώσεων.

7.7.1 ΚΥΡΙΕΣ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ

Λήφθηκε υπόψη η μέση εφελκυστική αντοχή μεταξύ της αντοχής για αστοχία κάθετα στους οριζόντιους αρμούς και της αντοχής για αστοχία παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς, προκειμένου να προσεγγισθεί η εφελκυστική αντοχή για αστοχία σε διαγώνιο επίπεδο υπό 45 μοίρες.



Σχήμα 7.7.1 από Κ.Α.Δ.Ε.Τ. § 6.4

- Για την περιοχή με εφαρμογή μόνο ενεμάτων θεωρείται :

$$f_{wt\perp} = 0.35 \text{ MPa}, \quad f_{wt\parallel} = 0.175 \text{ MPa}, \quad \text{μέση αντοχή } \frac{f_{wt\perp} + f_{wt\parallel}}{2} = 0.2625 \text{ MPa} \text{ με συντελεστή}$$

$$\gamma_m = 1.50$$

$$\mathbf{ftd = 0.175 \text{ MPa}}$$

- Για την περιοχή με εφαρμογή του πλέγματος θεωρείται :

$$f_{wt\perp} = 0.525 \text{ MPa}, \quad f_{wt\parallel} = 0.26 \text{ MPa}, \quad \text{μέση αντοχή } \frac{f_{wt\perp} + f_{wt\parallel}}{2} = 0.39 \text{ MPa} \text{ με συντελεστή}$$

$$\gamma_m = 1.50$$

$$\mathbf{ftd = 0.26 \text{ MPa}}$$

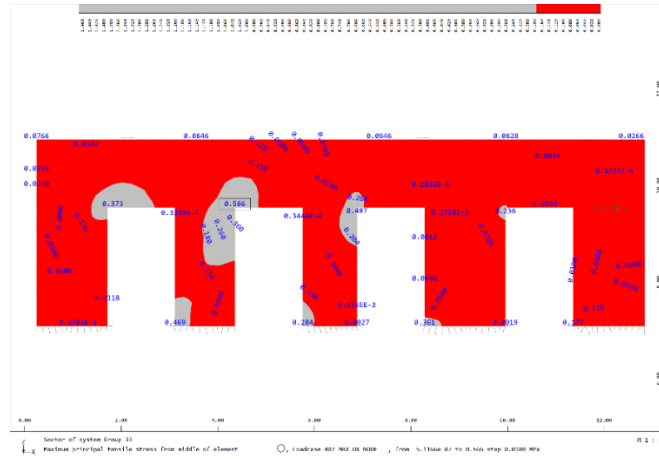
- Για την περιοχή του ισογείου ισχύουν τα χαρακτηριστικά της υπάρχουσας λιθοδομής :

$$f_{wt\perp} = 0.27 \text{ MPa}, \quad f_{wt\parallel} = 0.135 \text{ MPa}, \quad \text{μέση αντοχή } \frac{f_{wt\perp} + f_{wt\parallel}}{2} = 0.2025 \text{ MPa} \text{ με συντελεστή}$$

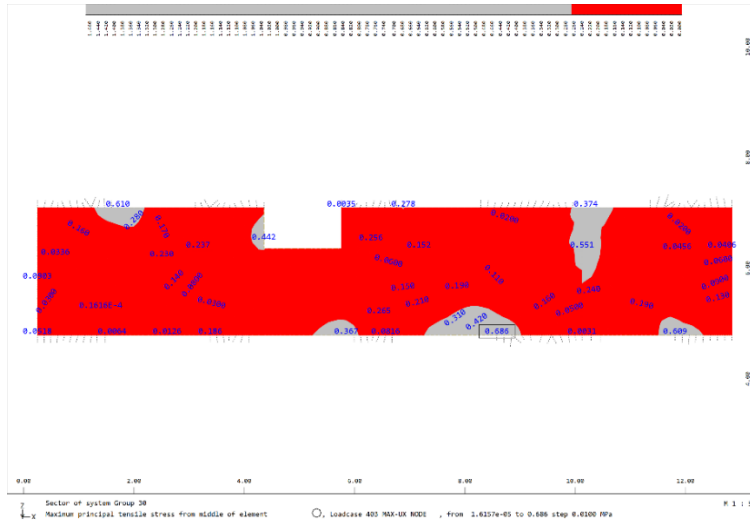
$$\gamma_m = 1.50$$

$$\mathbf{ftd = 0.135 \text{ MPa}}$$

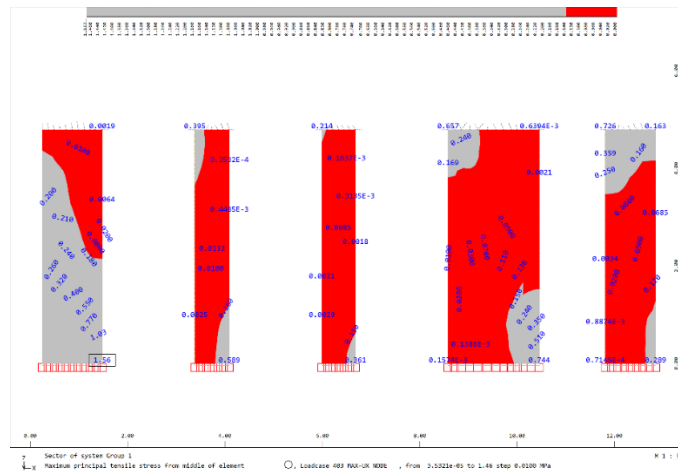
Επισημαίνεται υπέρβαση εφελκυστικής αντοχής με γκρι χρώμα για τις κύριες τάσεις σ_1 , για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.



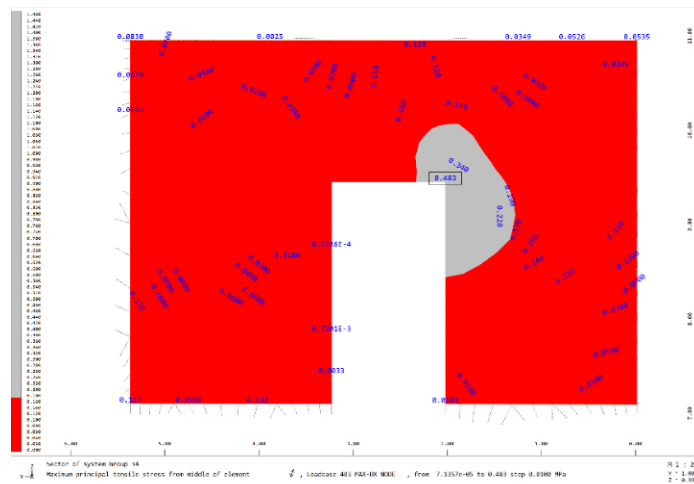
Εικόνα 7.7.1 Τοίχος 1 περιοχή με εφαρμογή ενεμάτων



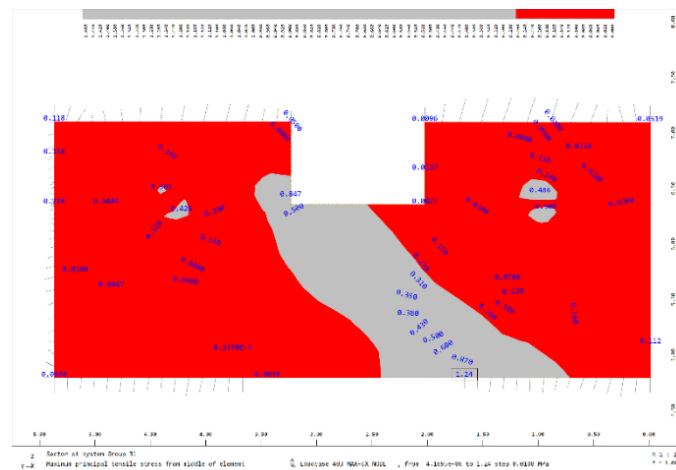
Εικόνα 7.7.2 Τοίχος 1 περιοχή με εφαρμογή πλέγματος



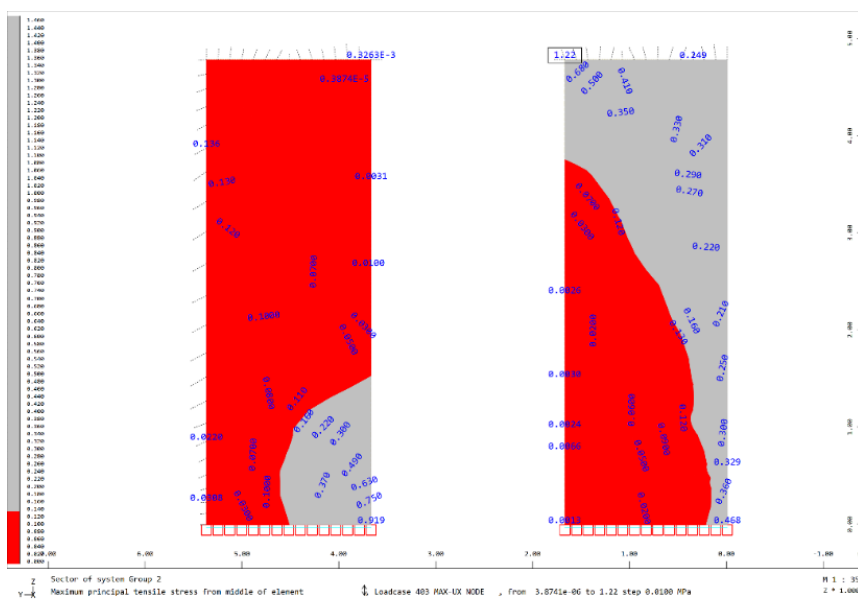
Εικόνα 7.7.3 Τοίχος 1 περιοχή ισογείου



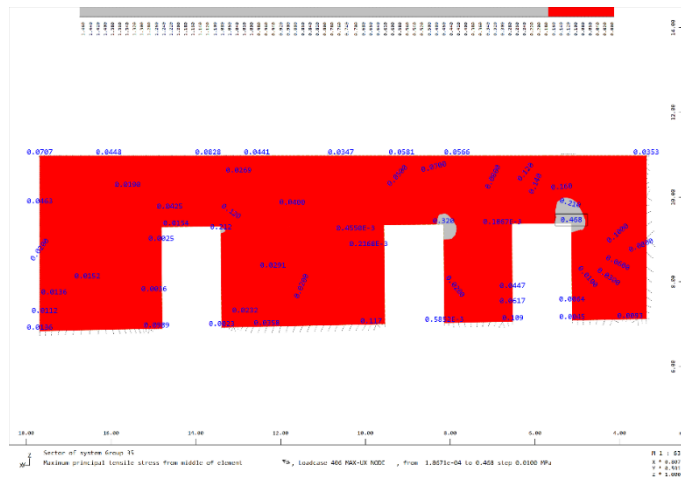
Εικόνα 7.7.4 Τοίχος 2 περιοχή με εφαρμογή ενεμάτων



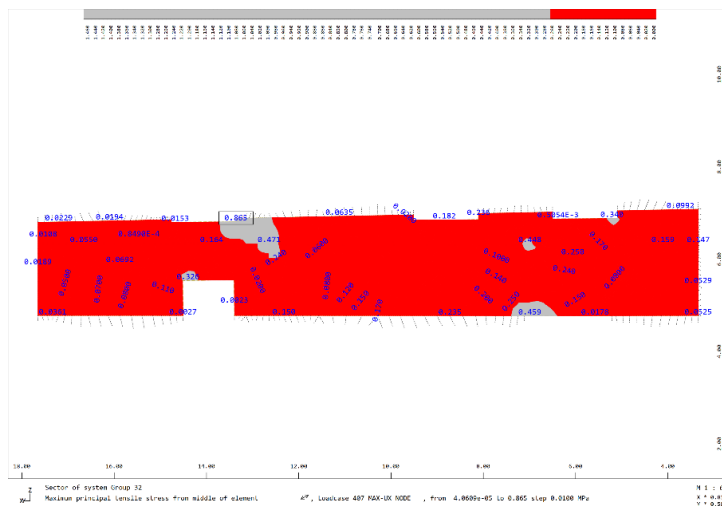
Εικόνα 7.7.5 Τοίχος 2 περιοχή με εφαρμογή πλέγματος



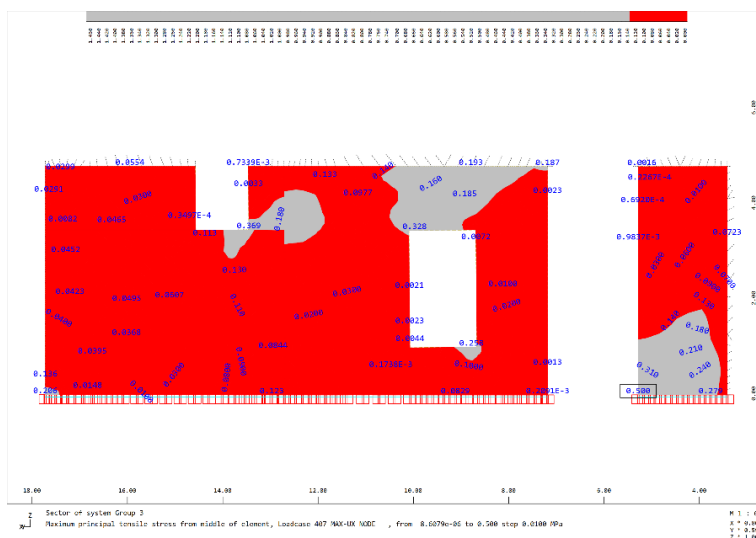
Εικόνα 7.7.6 Τοίχος 2 περιοχή ισογείου



Εικόνα 7.7.7 Τοίχος 3 περιοχή με εφαρμογή ενεμάτων



Εικόνα 7.7.8 Τοίχος 3 περιοχή με εφαρμογή πλέγματος



Εικόνα 7.7.9 Τοίχος 3 περιοχή ισογείου

7.7.2 ΚΥΡΙΕΣ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ

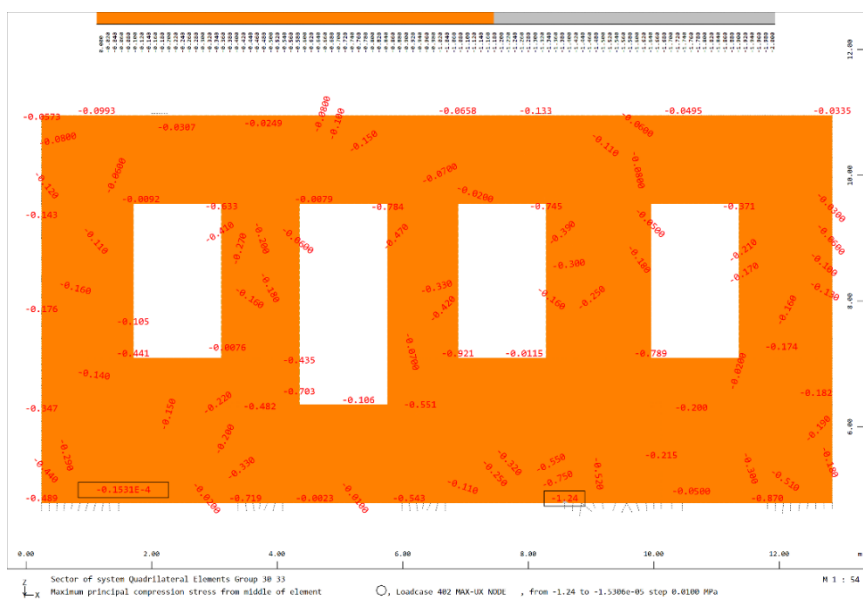
Για την περιοχή με εφαρμογή ενεμάτων θεωρείται :

θλιπτική αντοχή $f_{w,c} = 1.75 \text{ MPa}$ με συντελεστή $\gamma_m = 1.50$, $f_d = 1.17 \text{ MPa}$

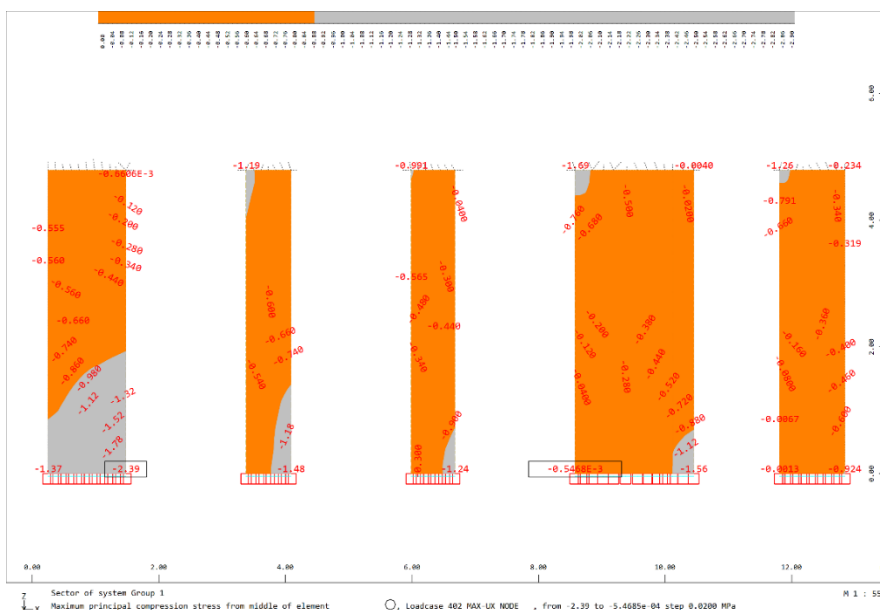
Για την περιοχή του ισογείου ισχύουν τα χαρακτηριστικά της υπάρχουσας λιθοδομής :

θλιπτική αντοχή $f_{w,c} = 1.35 \text{ MPa}$ με συντελεστή $\gamma_m = 1.50$, $f_d = 0.9 \text{ MPa}$

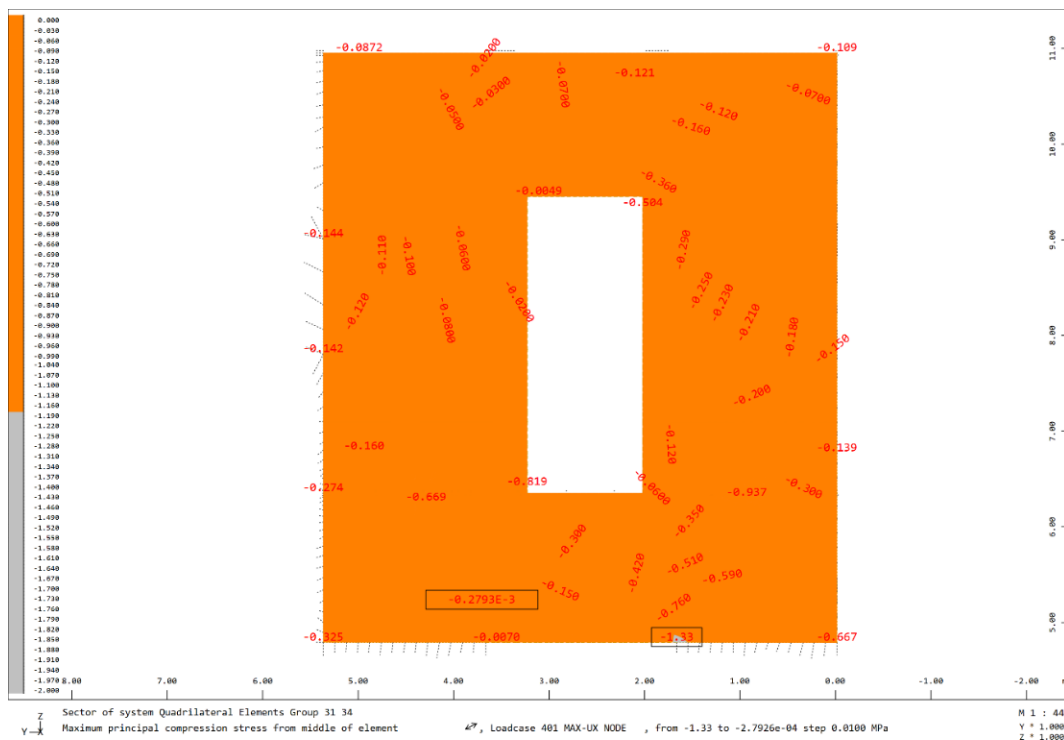
Επισημαίνεται υπέρβαση θλιπτικής αντοχής με γκρι χρώμα για τις κύριες τάσεις σ_2 , για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.



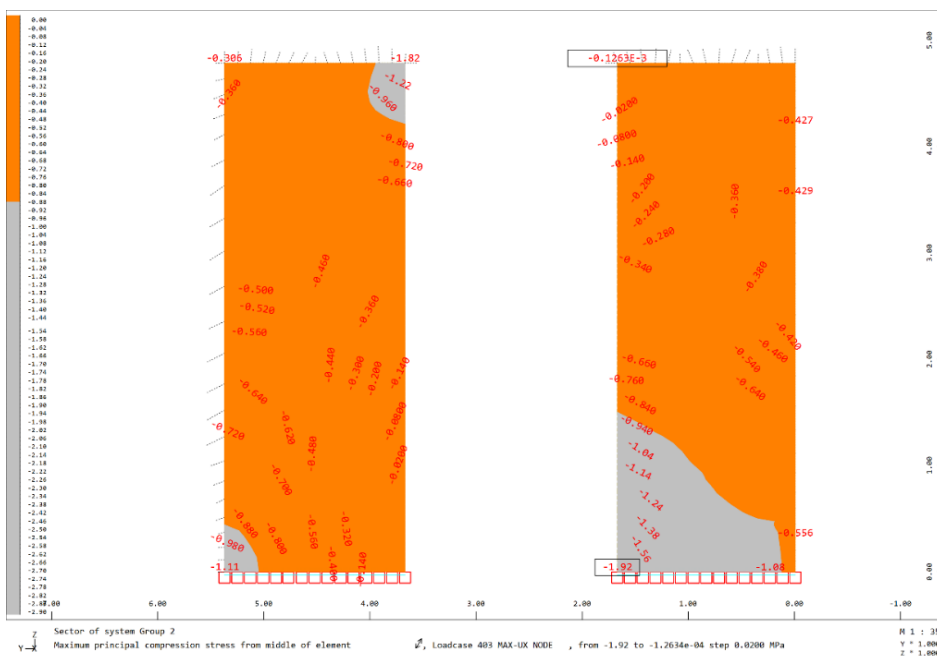
Εικόνα 7.7.10 Τοίχος 1 περιοχή με εφαρμογή ενεμάτων



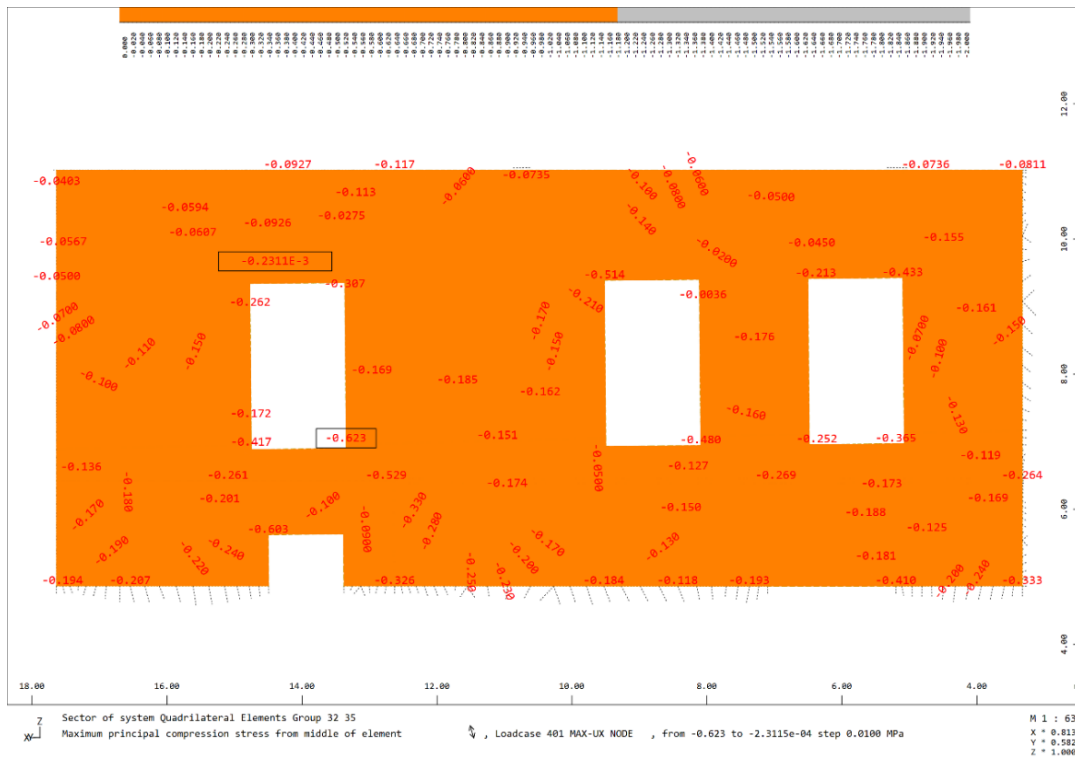
Εικόνα 7.7.11 Τοίχος 1 περιοχή ισογείου



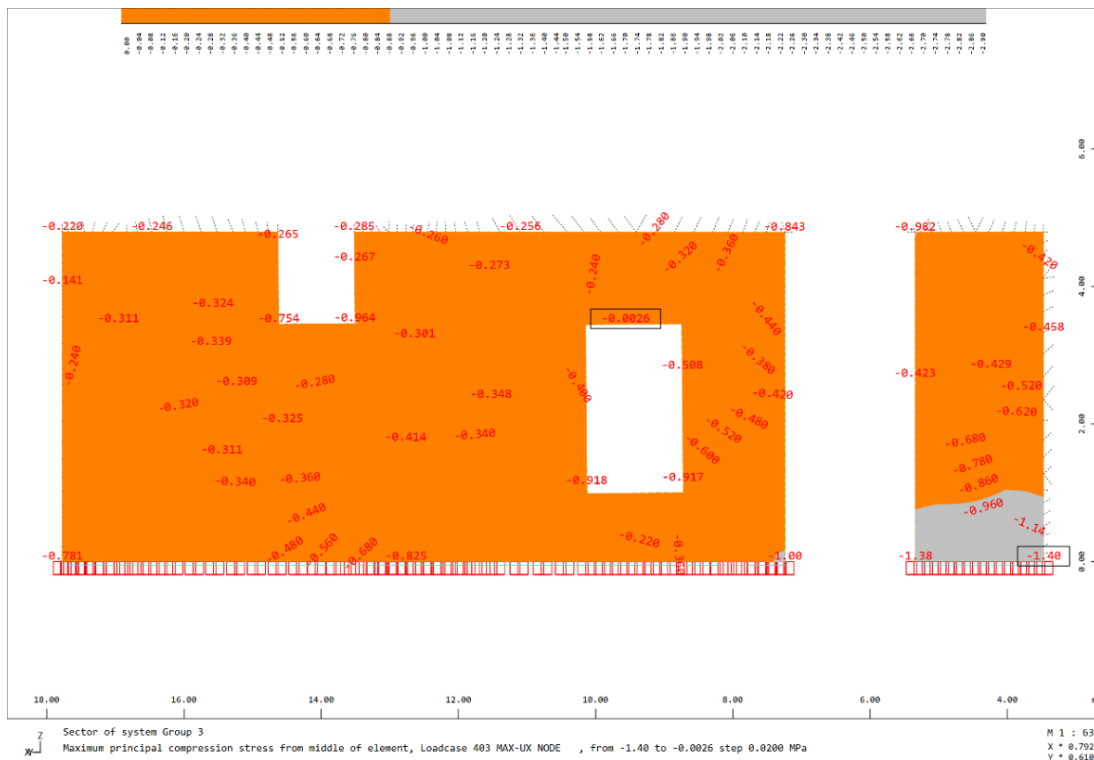
Εικόνα 7.7.12 Τοίχος 2 περιοχή με εφαρμογή ενεμάτων



Εικόνα 7.7.13 Τοίχος 2 περιοχή ισογείου

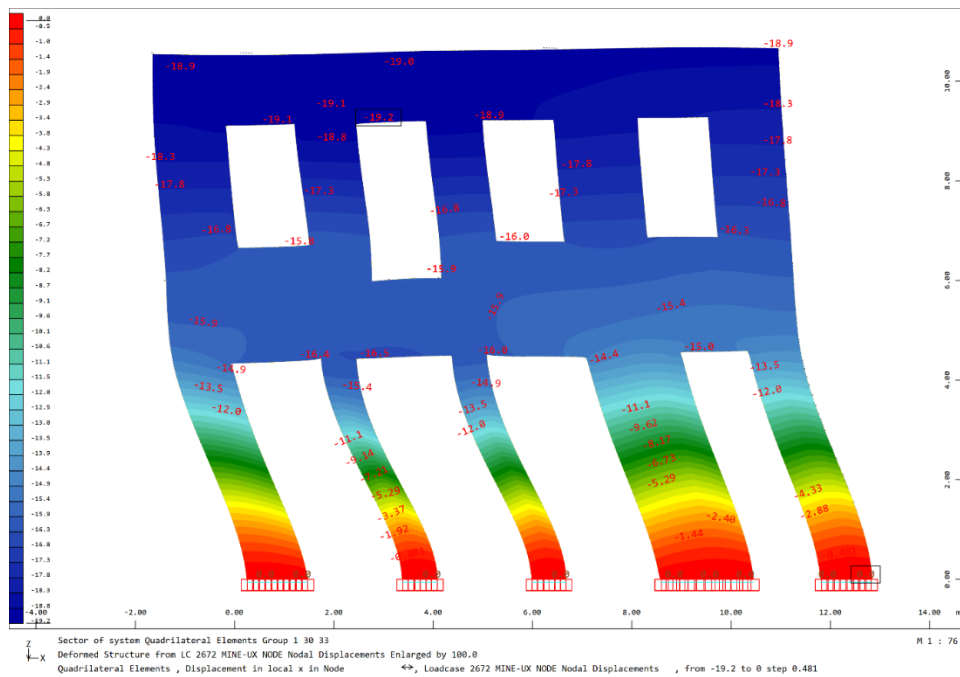


Εικόνα 7.7.14 Τοίχος 3 περιοχή με εφαρμογή ενεμάτων

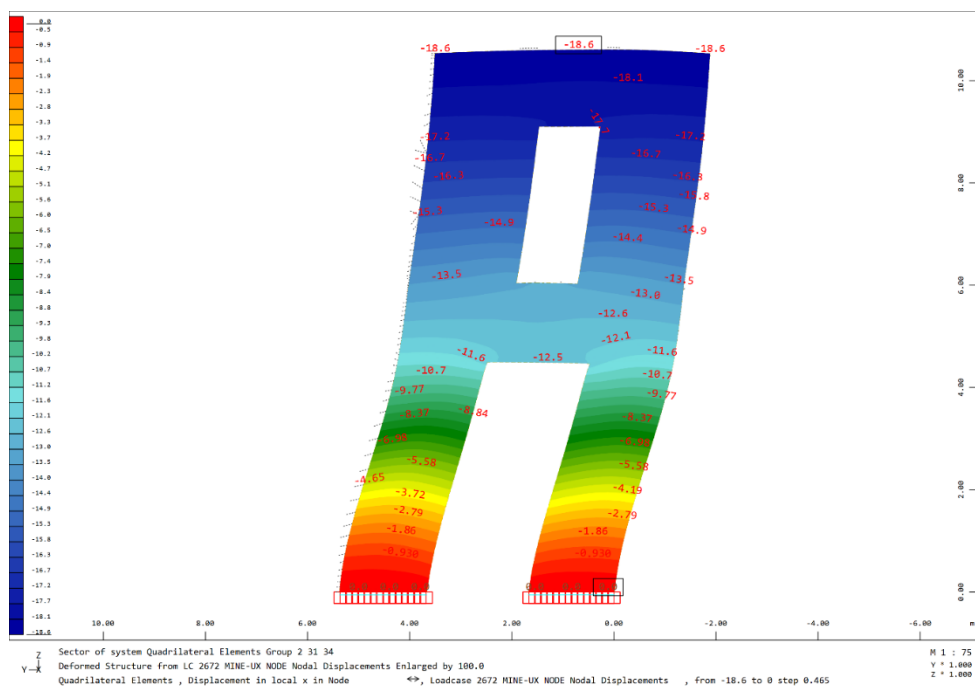


Εικόνα 7.7.15 Τοίχος 3 περιοχή ισογείου

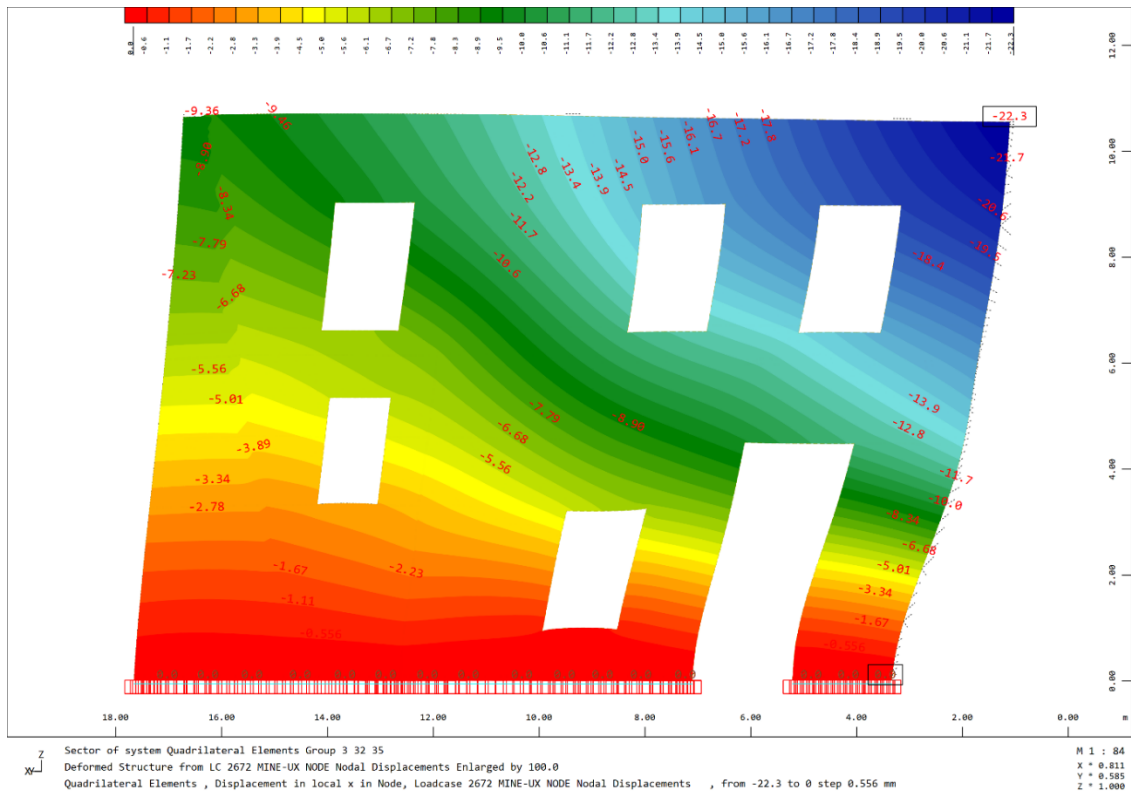
7.7.3 ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (mm)



Εικόνα 7.7.16 Τοίχος 1

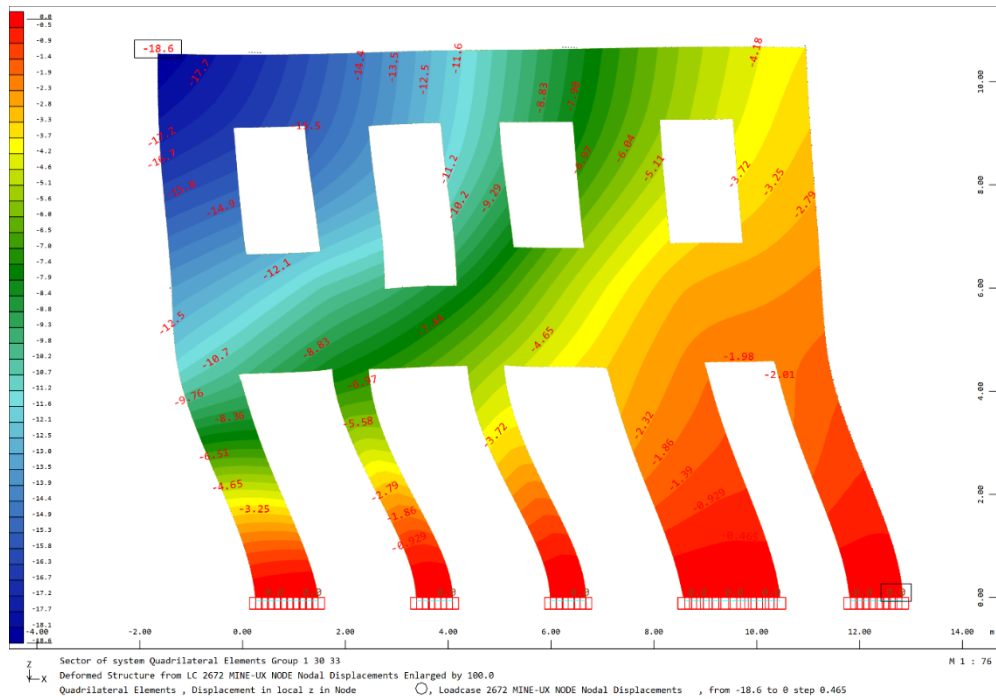


Εικόνα 7.7.17 Τοίχος 2

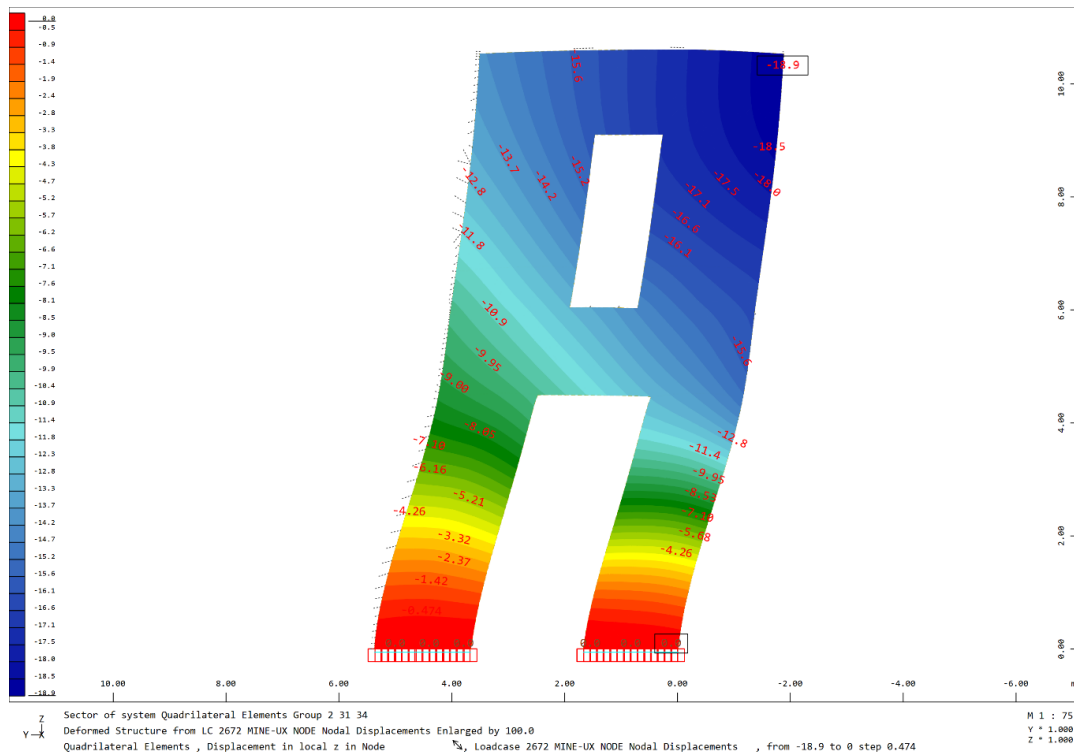


Εικόνα 7.7.18 Τοίχος 3

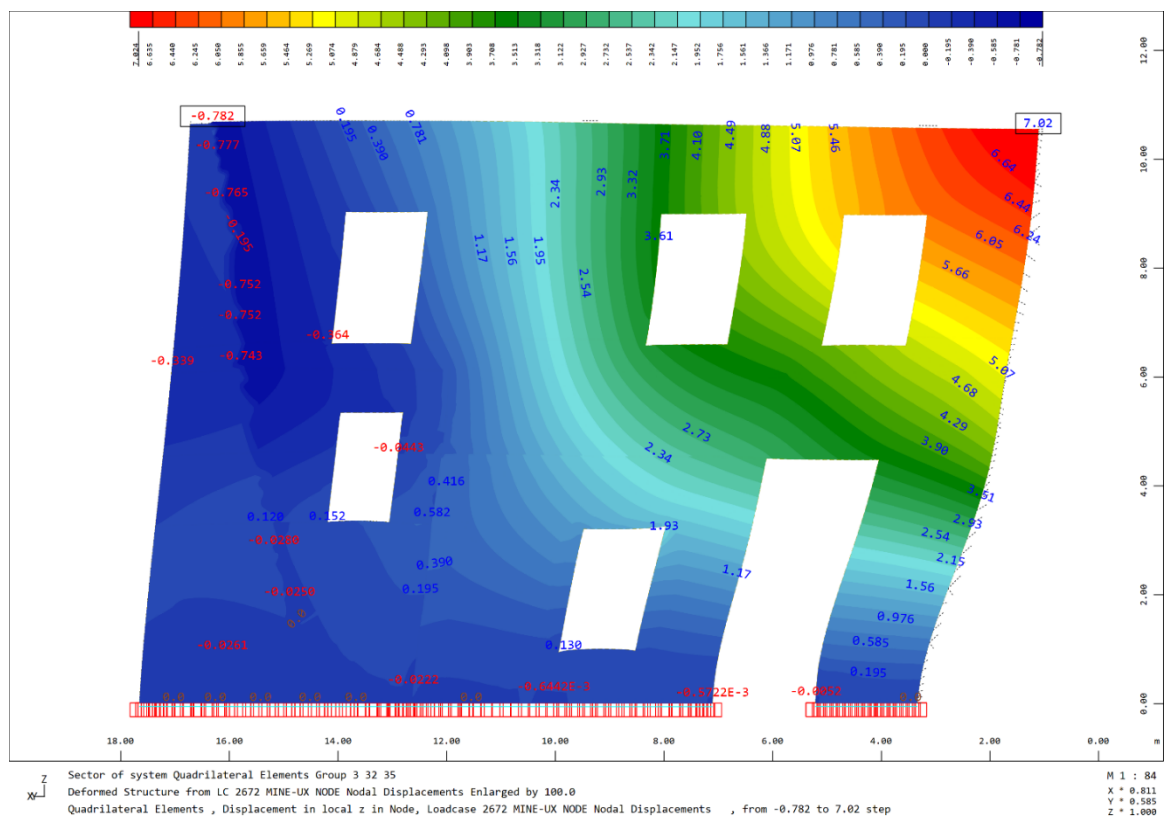
7.7.4 ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (mm)



Εικόνα 7.7.19 Τοίχος 1



Εικόνα 7.7.20 Τοίχος 2



Εικόνα 7.7.21 Τοίχος 3

7.7.5 ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ

Στον Α' όροφο παρατηρούνται μικρής έκτασης υπερβάσεις εφελκυστικής αντοχής, με τα μέγιστα να προκύπτουν στις γωνίες των ανοιγμάτων, ενώ μηδενικές είναι οι υπερβάσεις της θλιπτικής αντοχής.

Μέγιστη εφελκυστική τάση : 1.56 MPa

Μέγιστη θλιπτική τάση : -2.39 MPa

Οι μέγιστες μετακινήσεις οροφής κατά X και Y είναι της τάξης των 20mm.

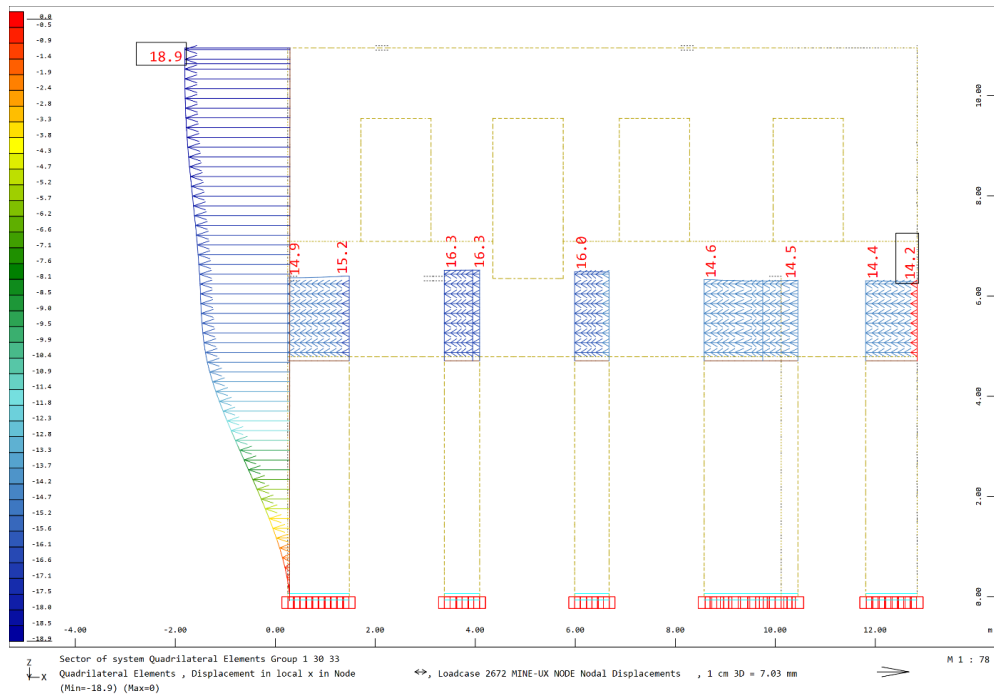
7.7.6 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ

Για το προσομοίωμα του ενισχυμένου φορέα, διενεργήθηκαν έλεγχοι επάρκειας σε όρους παραμορφώσεων, για την Στάθμη Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» κατά Κ.Α.Δ.Ε.Τ. παράγραφος 7.4 και 9.3.1, για τους πεσσούς 1 – 8, οι οποίοι παρουσιάζουν τις μέγιστες εντός και εκτός επιπέδου σχετικές μετακινήσεις.

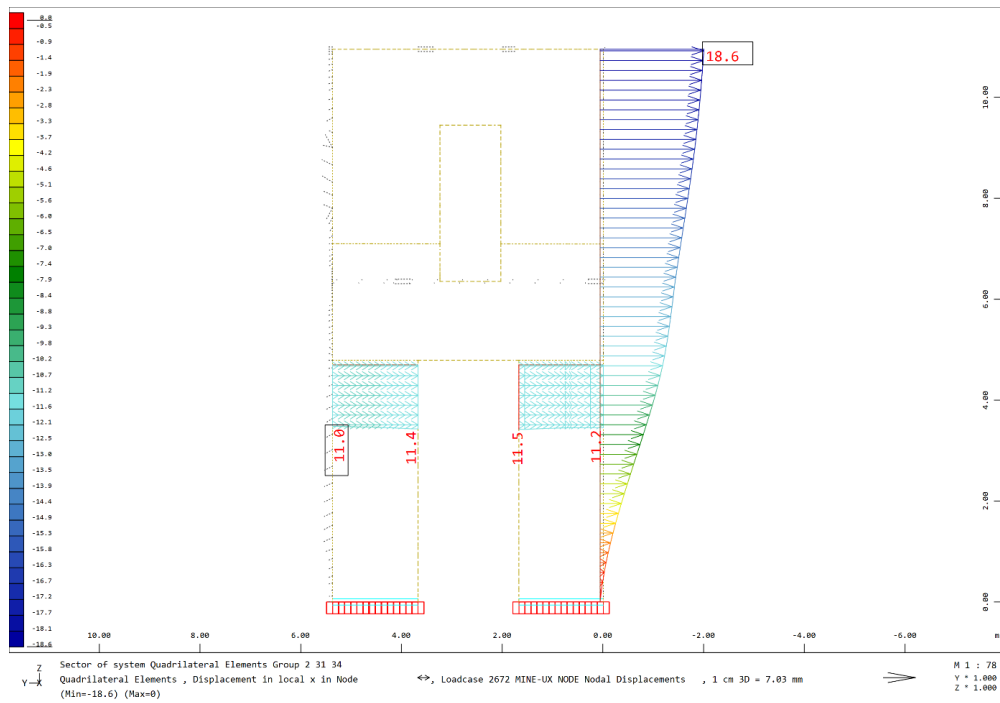


Εικόνα 7.7.22 Πεσσοί ισογείου

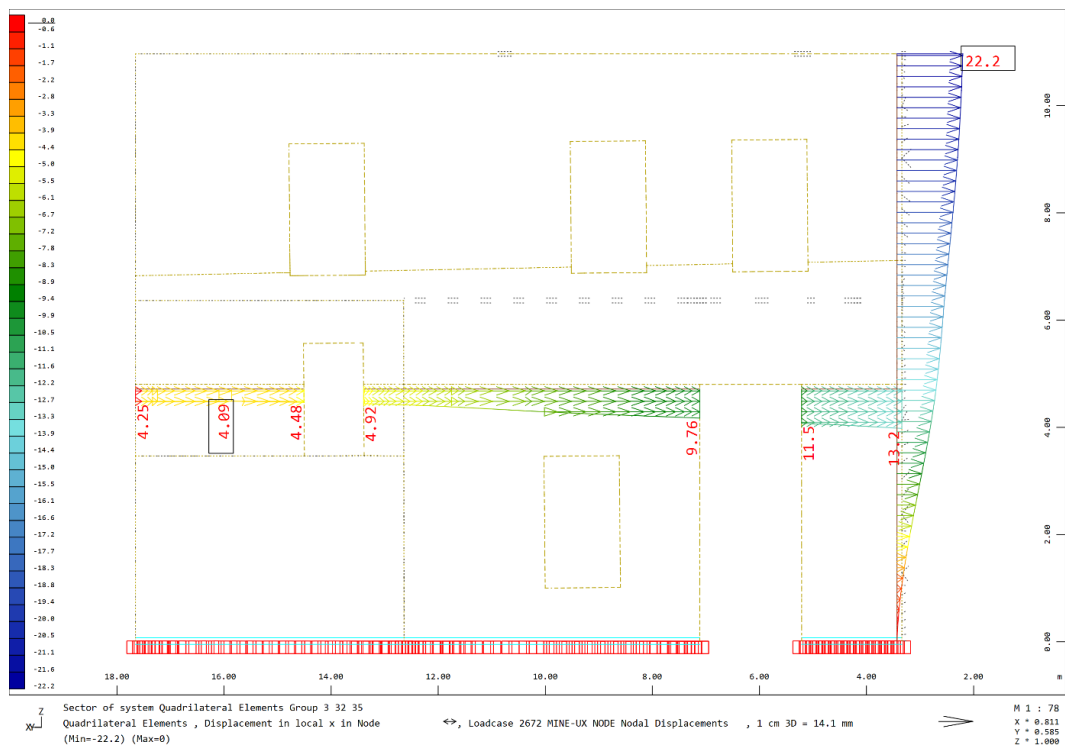
7.7.7 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ



Εικόνα 7.7.23 Τοίχος 1



Εικόνα 7.7.24 Τοίχος 2



Εικόνα 7.7.25 Τοίχος 3

Σύμφωνα με την παράγραφο 5.4.4 (Σ.5.3) Κ.Α.Δ.Ε.Τ. Ο λόγος της αναμενόμενης μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης προς την αντίστοιχη που υπολογίζεται από την γραμμική ελαστική ανάλυση, $\frac{d_{inel}}{d_{el}}$ μπορεί να λαμβάνεται από την σχέση :

$$\frac{d_{inel}}{d_{el}} = \frac{1.0+(q-1)\frac{T_c}{T}}{q} \text{ για } T < T_c$$

$$T = 0.375 \text{ sec} \quad , \quad T_c = 0.40 \text{ sec} \quad \frac{d_{inel}}{d_{el}} = 1.022$$

Κατόπιν υπολογίζεται ο τρόπος αστοχίας κάθε πεσσού (καμπτικός ή διατμητικός) και αναλόγως λαμβάνεται το κατάλληλο όριο της ανηγμένης σχετικής μετατόπισης του.

Προκειμένου να βρεθεί ο τρόπος αστοχίας κάθε πεσσού, υπολογίζεται η αντοχή σε τέμνουσα για τα 3 είδη αστοχίας και λαμβάνεται ως κρίσιμος, ο τρόπος αστοχίας με την μικρότερη αντοχή σε τέμνουσα.

Τα παρακάτω λαμβάνονται από το 'ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ & ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ', Κωνσταντίνος Σπυράκος 2019

Τα κατακόρυφα φορτία υπολογίσθηκαν για τον συνδυασμό G+0.3Q

Καμπτική αστοχία :

$$V_{Rd,f} = \frac{d \cdot N_{sd}}{2 \cdot H_0} * (1 - 1.15 * v_{sd})$$

Διατμητική αστοχία με ολίσθηση κατά μήκος οριζοντίου αρμού :

$$V_{Rd,v} = f_{vd} * d' * t$$

$$(Tassios 2004) : f_{vd} = 0.1 * f_{mc} + 0.75 * \left(0.2 + \frac{f_{mc}}{20}\right) * \sigma_0$$

$$f_{vd} = 0.092 + 0.185 * \sigma_0$$

Διατμητική αστοχία με διαγώνια ρηγμάτωση :

$$V_{Rd,s} = \frac{d \cdot t \cdot f_{td}}{b_s} * \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

$$f_d = 0.9 \text{MPa} \quad f_{td} = 0.09 \text{MPa}$$

Πίνακας 7.7.1 γεωμετρικά στοιχεία και εντατική κατάσταση πεσσών ισογείου

	L(m)	H(m)	Ho(m)	σ0(Mpa)	Nsd(KN)	vsd	fvd(Mpa)
1	1.23	4.79	2.395	0.371	273.80	0.412	0.138
2	0.71	4.79	2.395	0.455	193.83	0.506	0.148
3	0.69	4.79	2.395	0.432	178.85	0.480	0.145
4	1.87	4.79	2.395	0.26	291.72	0.289	0.124
5	1.03	4.79	2.395	0.21	129.78	0.233	0.118
6	1.7	4.79	2.395	0.343	349.86	0.381	0.134
7	1.7	4.79	2.395	0.376	383.52	0.418	0.138
8	1.87	4.79	2.395	0.323	362.41	0.359	0.132

Πίνακας 7.7.2 Κρίσιμη αντοχή σε τέμνουσα πεσσών ισογείου

	VRd,f(KN)	VRd,v(KN)	VRd,s(KN)
1	36.98	101.66	100.22
2	12.03	63.10	62.90
3	11.54	60.15	59.82
4	76.05	139.20	132.76
5	20.42	72.86	67.70
6	69.75	136.99	134.24
7	70.72	141.14	139.26
8	83.09	147.92	144.21

Όπως προκύπτει και για τους 8 πεσσούς, κρίσιμη αστοχία είναι η καμπτική.

Σύμφωνα με τον Κ.Α.Δ.Ε.Τ. παράγραφος 7.4.1., για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες», για καμπτικό τρόπο αστοχίας εντός επιπέδου και για πρωτεύοντες σεισμικούς τοίχους, προτείνεται το παρακάτω όριο σχετικής ανηγμένης μετατόπισης :

$$d_u = 0.008H_0/L/\gamma_{Rd}$$

Για όλους τους πεσσούς, δυσμενώς λαμβάνεται διατμητικό μήκος αμφίπακτης συμπεριφοράς :

$$H_0 = H/2$$

$$\frac{d_{inel}}{d_{el}} = 1.022$$

Πίνακας 7.7.3 απαιτούμενη μετακίνηση

	L(m)	H(m)	Ho(m)	d _{el} (mm)	d _{inel} (mm)
1	1.23	4.79	2.395	15	15.3
2	0.71	4.79	2.395	16.3	16.7
3	0.69	4.79	2.395	16	16.4
4	1.87	4.79	2.395	14.4	14.7
5	1.03	4.79	2.395	14.3	14.6
6	1.7	4.79	2.395	11.2	11.4
7	1.7	4.79	2.395	11.3	11.5
8	1.87	4.79	2.395	12.3	12.6

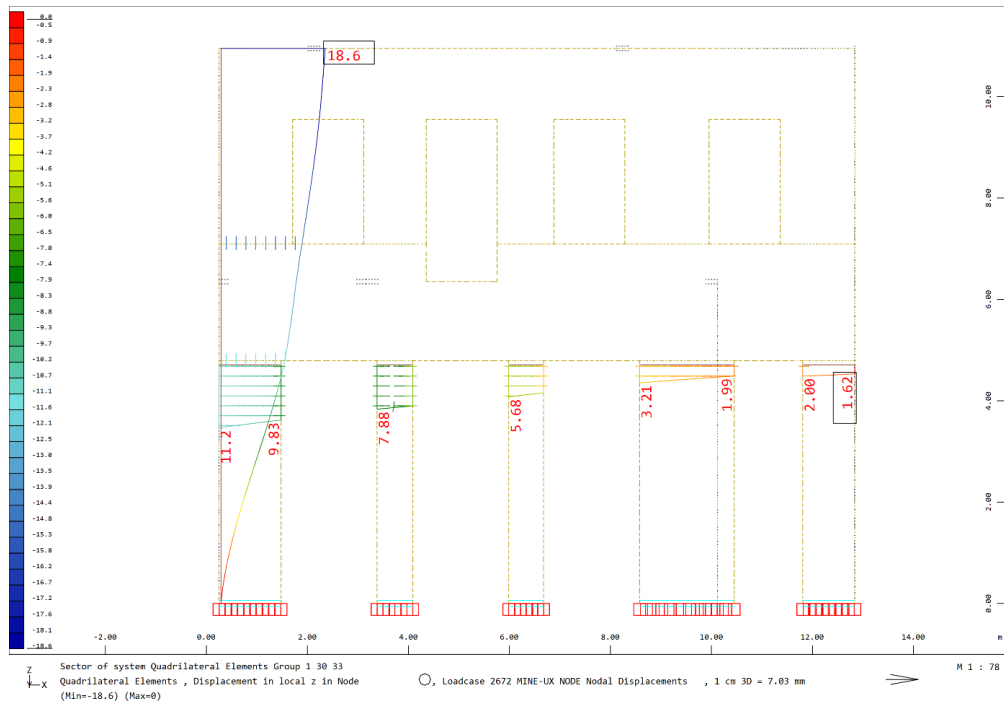
$$\gamma_{Rd} = 1.5$$

Πίνακας 7.7.4 Σύγκριση απαιτούμενης μετακίνησης με διαθέσιμη για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών»

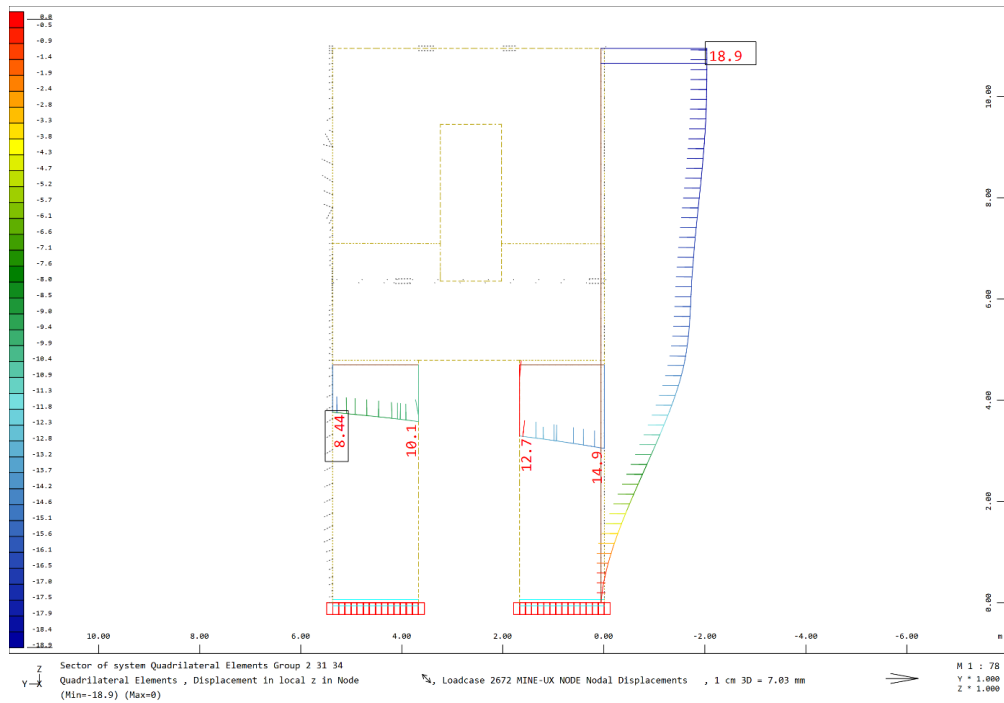
	d _{inel} /H	0.008H ₀ /L/γ _{Rd}	
1	0.0032	0.0104	✓
2	0.0035	0.0180	✓
3	0.0034	0.0185	✓
4	0.0031	0.0068	✓
5	0.0031	0.0124	✓
6	0.0024	0.0075	✓
7	0.0024	0.0075	✓
8	0.0026	0.0068	✓

Όπως προκύπτει, και οι 8 πεσσοί επαρκούν για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών», για τις εντός επιπέδου μετακινήσεις τους.

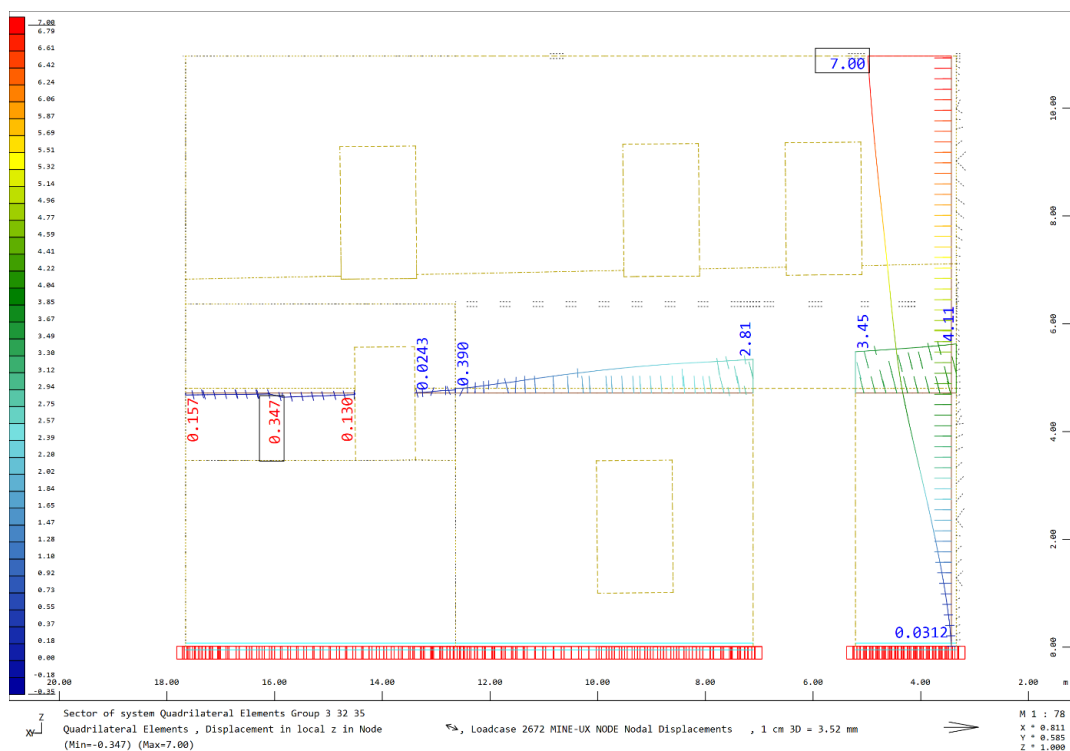
7.7.8 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ



Εικόνα 7.7.26 Τοίχος 1



Εικόνα 7.7.27 Τοίχος 2



Εικόνα 7.7.28 Τοίχος 3

Σύμφωνα με την παράγραφο 5.4.4 (Σ.5.3) Κ.Α.Δ.Ε.Τ. Ο λόγος της αναμενόμενης μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης προς την αντίστοιχη που υπολογίζεται από την γραμμική ελαστική ανάλυση, $\frac{d_{inel}}{d_{el}}$ μπορεί να λαμβάνεται από την σχέση :

$$\frac{d_{inel}}{d_{el}} = \frac{1.0+(q-1)\frac{T_c}{T}}{q} \text{ για } T < T_c$$

$$T = 0.375 \text{ sec} \quad , \quad T_c = 0.40 \text{ sec} \quad \frac{d_{inel}}{d_{el}} = 1.022$$

Σύμφωνα με τον Κ.Α.Δ.Ε.Τ. παράγραφος 7.4.2, για ορόφους που ελέγχονται από την τέμνουσα (εφόσον υπάρχουν άκαμπτα διαφράγματα), ορίζεται το όριο για την σχετική οριζόντια μετατόπιση ορόφου, για τοιχοποιία από αργολιθοδομή :

$$\theta_u = 0.006/\gamma R_d$$

Πίνακας 7.7.5 απαιτούμενη μετακίνηση

	del(mm)	dinel(mm)	H(m)
1	10.5	10.73	4.79
2	7.6	7.77	4.79
3	5.32	5.44	4.79
4	2.58	2.64	4.79
5	1.83	1.87	4.79
6	9.22	9.42	4.79
7	13.7	14.00	4.79
8	3.75	3.83	4.79

 $\gamma_{Rd}=2$

Πίνακας 7.7.6 Σύγκριση απαιτούμενης μετακίνησης με διαθέσιμη, για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών»

	dinel/H	0.006/ γ_{Rd}	
1	0.0022	0.003	✓
2	0.0016	0.003	✓
3	0.0011	0.003	✓
4	0.0006	0.003	✓
5	0.0004	0.003	✓
6	0.0020	0.003	✓
7	0.0029	0.003	✓
8	0.0008	0.003	✓

Όπως προκύπτει, και οι 8 πεσσοί επαρκούν για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών Βλαβών», για τις εκτός επιπέδου μετακινήσεις τους.

Από την σύγκριση των αποτελεσμάτων για τα δύο προσομοιώματα, πριν και μετά τις ενισχύσεις, προκύπτει ότι περιορίζονται σημαντικά οι αναμενόμενες βλάβες στις κρίσιμες περιοχές, καθώς προκύπτουν σημαντικά λιγότερες και μικρής έκτασης περιοχές όπου υπάρχει υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής, σε μορφή τάσεων.

Από τους ελέγχους ικανοποίησης κριτηρίων επιτελεστικότητας (σε όρους παραμορφώσεων), προκύπτει ότι και τα δύο προσομοιώματα ικανοποιούν τα κριτήρια της στάθμης «Σημαντικών Βλαβών».

8. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER

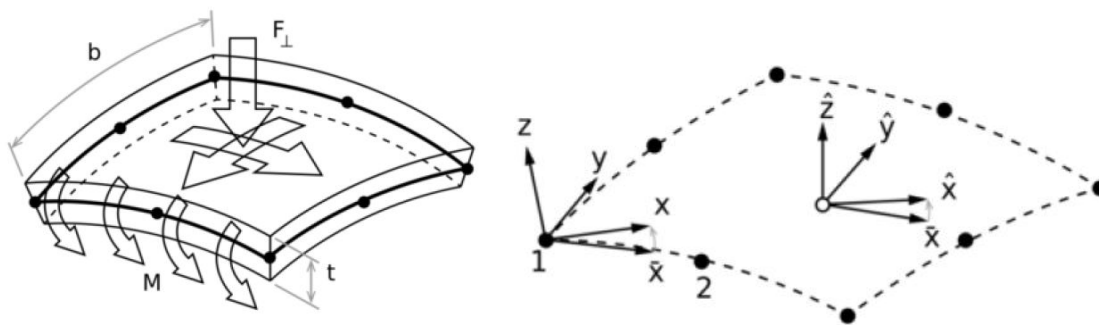
8.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Πρόκειται για μέθοδο ανάλυσης που λαμβάνει υπόψη την μετελαστική συμπεριφορά του φορέα. Απαιτείται καλή τεκμηρίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών και γι' αυτό το λόγο συνίσταται από τους κανονισμούς να είναι ικανοποιητική η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων. Με τη μέθοδο αυτή, ασκούνται πλευρικά προσαυξανόμενα σε κάθε βήμα φορτία στον φορέα και η δυσκαμψία του αρχίζει να απομειώνεται σταδιακά όταν ξεπεραστεί το όριο της ελαστικής περιοχής, μέχρι να γίνει μηχανισμός. Στα συνήθη προσομοιώματα με γραμμικά στοιχεία, ορίζονται τα διαγράμματα ροπών-στροφών χορδών των μελών και δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των μελών όταν η δρώσα ροπή κάμψης φτάσει το μέγεθος της πλαστικής ροπής αντοχής και με τον τρόπο αυτό μεταβάλλεται το μητρώο δυσκαμψίας του φορέα. Στις περιπτώσεις που η προσομοίωση γίνεται με επιφανειακά ή χωρικά στοιχεία, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η ανελαστική συμπεριφορά, ορίζεται κατάλληλος καταστατικός νόμος υλικού με όρια μέγιστων τάσεων και παραμορφώσεων, και με τον τρόπο αυτό τροποποιείται το μητρώο δυσκαμψίας για κάθε πεπερασμένο στοιχείο που φτάνει το όριο τάσης και παραμόρφωσης του. Τα αποτελέσματα εξάγονται υπό τη μορφή διαγράμματος Τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κορυφής ή αλλιώς καμπύλη ικανότητας.

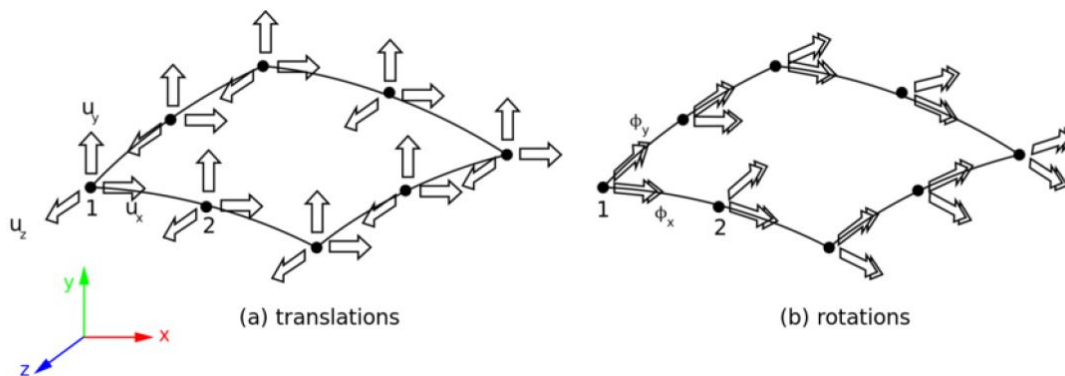
8.2 ΘΕΩΡΙΑ

8.2.1 ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Το κτίριο προσομοιώθηκε με πεπερασμένα στοιχεία κελύφους shell elements, τα οποία είναι στοιχεία με δυνατότητα να παραλάβουν δράσεις εντός του επιπέδου τους (στοιχεία επίπεδης έντασης), αλλά και εκτός του επιπέδου τους (στοιχεία πλάκας).

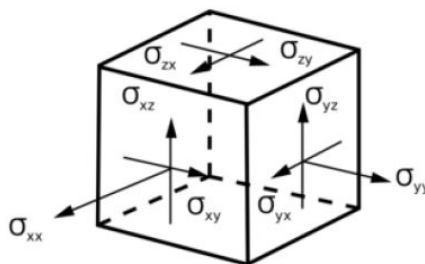


Σχήμα 8.2.1 απεικόνιση Shell element Diana FEA Documentation



Σχήμα 8.2.2 Βαθμοί ελευθερίας Shell elements Diana FEA Documentation

Κάθε κόμβος έχει 3 μεταφορικούς βαθμούς ελευθερίας και 2 στροφικούς

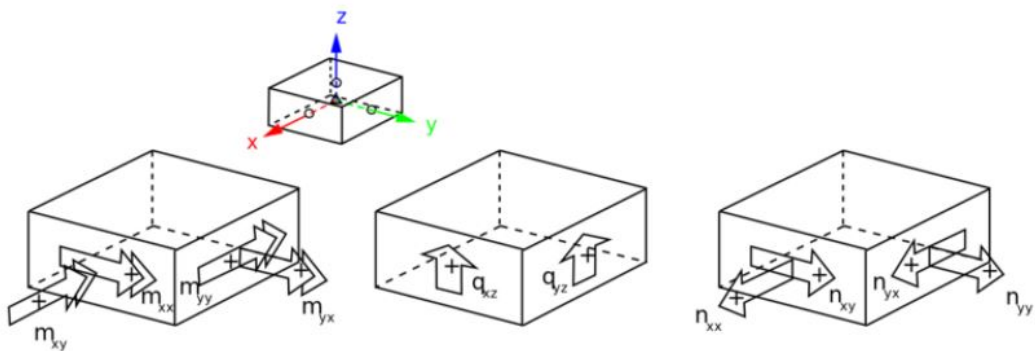


Σχήμα 8.2.3 Στερεό τάσεων Shell element

$$\sigma = \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} = 0 \\ \sigma_{xy} = \sigma_{yx} \\ \sigma_{yz} = \sigma_{zy} \\ \sigma_{zx} = \sigma_{xz} \end{Bmatrix}$$

Εικόνα 8.2.1 τάσεις Shell element

Οι τάσεις που αναπτύσει είναι όπως φαίνονται στο στερεό, ορθές τάσεις εντός του επιπέδου του και διαμηθικές εντός αλλά και κάθετα στο επίπεδο του.



Σχήμα 8.2.4 εσωτερικά εντατικά του μεγέθη (ανηγμένα στο μήκος) Shell element, Diana FEA Documentation

Τα εσωτερικά εντατικά του μεγέθη (ανηγμένα στο μήκος) ως αποτέλεσμα των τάσεων και παραμορφώσεων που παραλαμβάνει είναι αξονικές δυνάμεις εντός του επιπέδου του, τέμνουσες εντός και κάθετα στο επίπεδο και καμπτικές ροπές εκτός του επιπέδου του.

Χρησιμοποιήθηκαν τα τετράπλευρα στοιχεία Q20SH του Diana FEA με 4 κόμβους και 1^{ης} τάξεως πολυώνυμα παρεμβολής.

8.2.2 ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟΣ ΝΟΜΟΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΥΛΙΚΟΥ

Χρησιμοποιήθηκε το Engineering masonry model του Diana FEA που αναπτύχθηκε από τον καθηγητή J.G. Rots του Delft University of Technology και μπορεί να συνδυαστεί με στοιχεία επίπεδης έντασης regular plane stress (membrane) και καμπύλα στοιχεία κελύφους regular curved shells, ώστε να μοντελοποιήσει την αστοχία πέτρινων τοίχων.

Το μοντέλο αστοχίας βασίζεται στη γενική ιδέα της μεθόδου της ‘διαχεόμενης ρηγμάτωσης’ (smeared cracking) και είναι κατάλληλο για κυκλική φόρτιση δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης αλλά και για στατική ανελαστική ανάλυση.

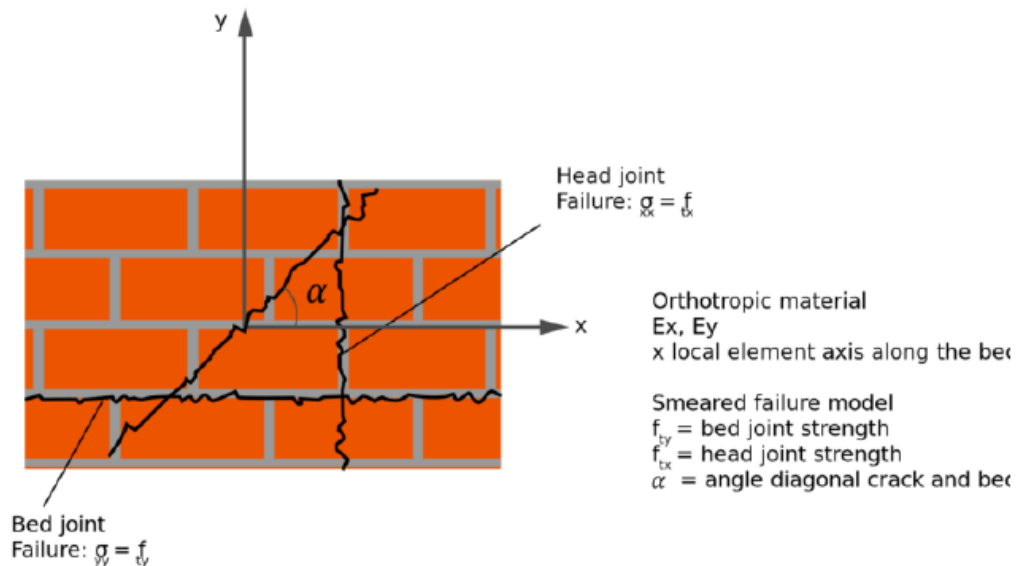
Το μοντέλο θεωρεί την ρωγμή σαν ένα φαινόμενο που ‘απλώνεται’ με συγκεκριμένη κατεύθυνση, ενώ το ρηγματωμένο υλικό προσομοιώνεται σαν συνεχές μέσο με ανισότροπα χαρακτηριστικά.

Το Diana FEA προσφέρει τρεις μεθόδους υπολογισμού του εύρους ρωγμής crack bandwidth h_{cr} :

- Rots’ element based method βασισμένη στο μέγεθος και σχήμα του πεπερασμένου στοιχείου, για 1^{ης} τάξεως επιφανειακά στοιχεία $h_{cr} = \sqrt{2A}$, A είναι η επιφάνεια του πεπερασμένου στοιχείου.
- Govindjee’s projection method που επίσης εξαρτάται από το μέγεθος του πεπερασμένου στοιχείου που περιέχει την ρωγμή αλλά και την διεύθυνση.
- απευθείας ορισμό από τον χρήστη.

Υπάρχουν τέσσερα προκαθορισμένα είδη ρωγμών, στην οριζόντια διεύθυνση, στην κάθετη διεύθυνση και δύο σε διαγώνιες διευθύνσεις σε γωνία που ορίζει ο χρήστης.

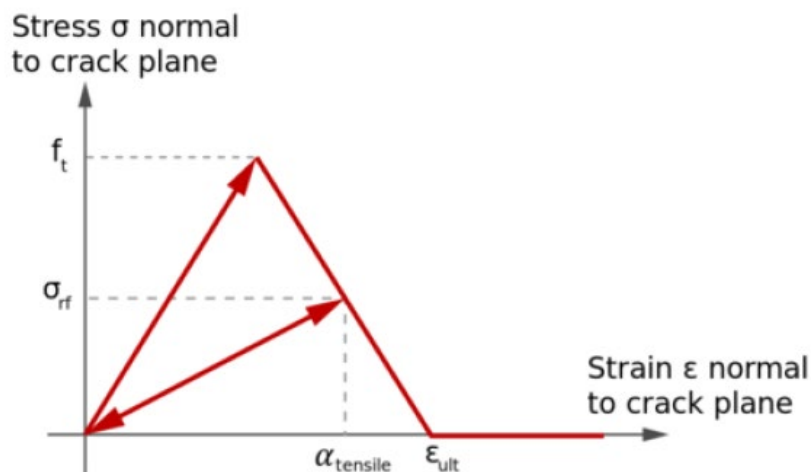
Οι μηχανισμοί αστοχίας που λαμβάνονται υπόψη είναι: εφελκυστική ρηγμάτωση στις δύο κάθετες διευθύνσεις, θλιπτική αστοχία στις δύο κάθετες διευθύνσεις, ρηγμάτωση σε δύο διαγώνιες διευθύνσεις, οριζόντια διατμητική ολίσθηση και εκτός επιπέδου διατμητική αστοχία.



Εικόνα 8.2.2 Είδη ρηγμάτωσης στο Engineering masonry model του Diana FEA

Για τον **εφελκυσμό** υιοθετείται γραμμικό διάγραμμα με γραμμικό καθοδικό κλάδο μέχρι την μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση : $\epsilon_{ult} = \frac{2G_{ft}}{h_{cr}f_t}$

Όπου G_{ft} η ενέργεια θραύσης στον εφελκυσμό, h_{cr} το εύρος ρωγμής και f_t η εφελκυστική αντοχή κατά την κατακόρυφη διεύθυνση η οποία ορίζεται από τον χρήστη.



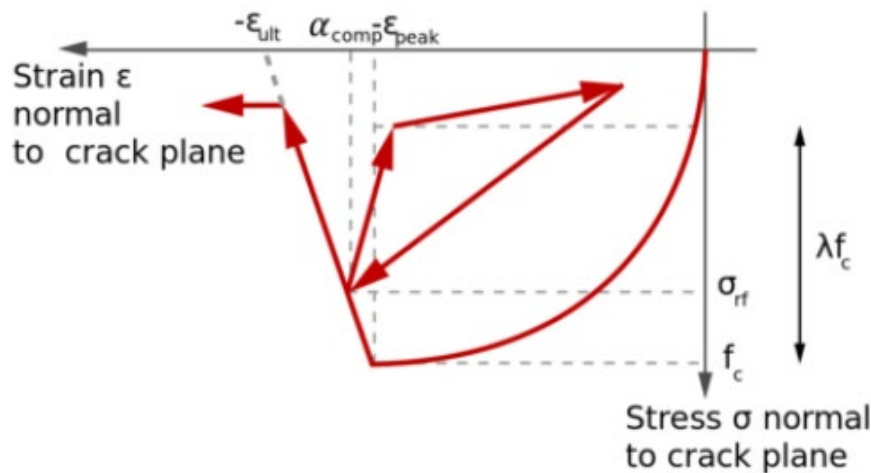
Σχήμα 8.2.5 Διάγραμμα εφελκυστικής συμπεριφοράς στο Engineering masonry model του Diana FEA

$$\sigma = \begin{cases} E\varepsilon & \text{for } 0 \leq \varepsilon < \frac{f_t}{E} \\ \frac{E(\varepsilon_{ult}-\varepsilon)}{E\varepsilon_{ult}-f_t} f_t & \text{for } \frac{f_t}{E} \leq \varepsilon < \varepsilon_{ult} \\ 0 & \text{for } \varepsilon_{ult} \leq \varepsilon \end{cases}$$

$$f_{t\alpha} = \frac{f_{tx}f_{ty}}{f_{tx}^2 \sin^2\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) + f_{ty}^2 \cos^2\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right)} \quad f_{tx} = \frac{\tau_{max}}{\tan(\alpha)}$$

Όπου $f_{t\alpha}$ η εφελκυστική αντοχή στην καθορισμένη γωνία της διαγώνιας ρηγμάτωσης ενώ f_{tx} η εφελκυστική αντοχή στην οριζόντια διεύθυνση.

Για την **θλίψη** υιοθετείται διάγραμμα τάσης- παραμόρφωσης με αλληλουχία καμπύλης 3^{ου} βαθμού, παραβολικής και γραμμικής.

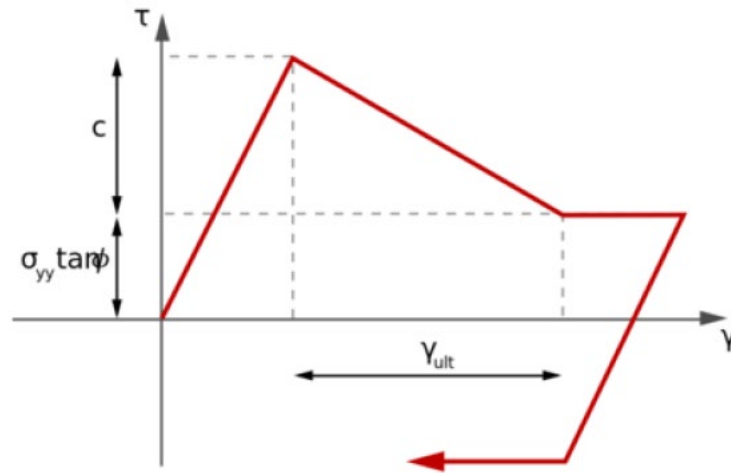


Σχήμα 8.2.6 Διάγραμμα θλιπτικής συμπεριφοράς στο Engineering masonry model του Diana FEA

$$\sigma = \begin{cases} -0.1 f_c & \text{for } \varepsilon < -\varepsilon_{ult} \\ -\max\left[0.1, \frac{-\varepsilon - \varepsilon_{ult}}{\varepsilon_{peak} - \varepsilon_{ult}}\right] f_c & \text{for } -\varepsilon_{ult} \leq \varepsilon < -\varepsilon_{peak} \\ \left(\frac{A-1}{A} \left(\frac{E(\varepsilon_{peak} + \varepsilon)}{E\varepsilon_{peak} - f_c}\right)^2 - 1\right) f_c & \text{for } -\varepsilon_{peak} \leq \varepsilon < -\frac{f_c}{E} \\ \left(\frac{A-2}{A} + 2\frac{A-1}{A} \frac{f_c}{E\varepsilon_{peak} - f_c}\right) \left[\frac{E\varepsilon}{f_c}\right]^3 f_c - & \text{for } -\frac{f_c}{E} \leq \varepsilon < 0 \\ \left(\frac{3-2A}{A} - 2\frac{A-1}{A} \frac{f_c}{E\varepsilon_{peak} - f_c}\right) \left[\frac{E\varepsilon}{f_c}\right]^2 f_c + E\varepsilon & \end{cases}$$

$$\varepsilon_{ult} = \max\left[\varepsilon_{peak}, \frac{2G_c}{h_{cr}f_c} - \frac{f_c}{A^2E} - \frac{A+1}{A} \left(\varepsilon_{peak} - \frac{f_c}{E}\right) + \varepsilon_{peak}\right]$$

Στην **διάτμηση** η αντοχή για την οριζόντια διατμητική ολίσθηση δίνεται από τον τύπο Coulomb: $\tau_{max} = \max[0, c - \sigma_{yy} \tan(\varphi)]$, όπου c η συνοχή και φ η γωνία τριβής.

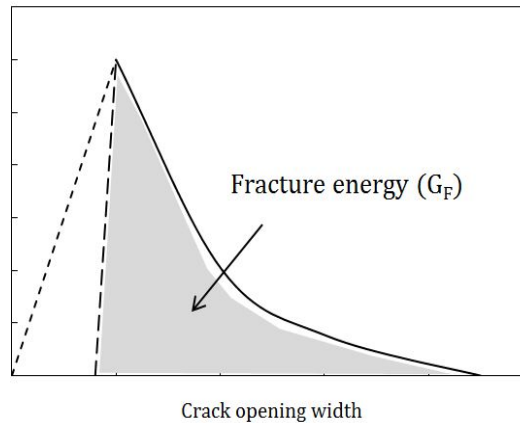


Σχήμα 8.2.7 Διάγραμμα διατμητικής συμπεριφοράς στο Engineering masonry model του Diana FEA

$$\gamma_{ult} = \frac{2G_{fs}}{ch_{cr}} - \frac{c}{G}$$

$$\tau = \begin{cases} -\tau_{max} & \text{for } \tau_0 + G\Delta\gamma < -\tau_{max} \\ \tau_0 + G\Delta\gamma & \text{for } -\tau_{max} \leq \tau_0 + G\Delta\gamma \leq \tau_{max} \\ \tau_{max} & \text{for } \tau_{max} < \tau_0 + G\Delta\gamma \end{cases}$$

Η **ενέργεια θραύσης** (fracture energy) είναι η ποσότητα ενέργειας που απαιτείται για να ανοίξει μία ρωγμή και υπολογίζεται ως το εμβαδό του διαγράμματος τάσης-μετατόπισης από το σημείο μέγιστης τάσης έως το σημείο της μέγιστης παραμόρφωσης (postpeak).



Σχήμα 8.2.8 Διάγραμμα Ενέργειας θραύσης

Σε περίπτωση που δεν διατίθενται πειραματικά δεδομένα της μετελαστικής συμπεριφοράς, λόγω έλλειψης επαρκών βιβλιογραφικών δεδομένων για τη μη γραμμική συμπεριφορά σε τοιχοποιίες, δεν είναι διαθέσιμη κάποια σχέση της ενέργειας θραύσης με την αντοχή.

Παρόλα αυτά είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν προτεινόμενες σχέσεις για το σκυρόδεμα από τον κανονισμό Model Code 90 (CEB-FIP, 1993), όπως συστήνεται στη βιβλιογραφία: (Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures, Bahman Ghiassi Gabriele Milani)

Για την ενέργεια θραύσης στην θλίψη προτείνεται η σχέση:

$G_f^c = 15 + 0.43f_c - 0.0036f_c^2$, για $f_c=12-80\text{MPa}$ ενώ για $f_c < 12\text{MPa}$ προτείνεται δείκτης πλαστιμότητας (ductility index): $d_{u,c} = \frac{G_f^c}{f_c} = 1.6\text{mm}$, βάσει του οποίου επιλέχθηκε και η τιμή της G_f^c στην παρούσα περίπτωση, καθώς η f_c της τοιχοποιίας έχει πολύ μικρότερες τιμές των 12MPa .

Συνεπώς επιλέχθηκε: $G_f^c = 1.6f_c$ (N/mm), όπου f_c σε MPa (N/mm²).

Για τον εφελκυσμό προτείνονται οι παρακάτω σχέσεις: $G_f^t = 0.025(f_c/10)^{0.7}$,

$G_f^t = 0.04f_t^{0.7}$, με τιμές πλαστιμότητας: $d_{u,t} = \frac{G_f^t}{f_t} = 0.018-0.040\text{mm}$ (Van Der Pluijm, 1997, 1999; Lourenc,o et al., 2005).

Στην προκειμένη περίπτωση επιλέχθηκε: $G_f^t = 0,02f_t$ (N/mm).

Για την διάτμηση προτείνεται η σχέση: $G_f^{sh} = 0.1c$ (N/mm).

Συνοπτικά, για το Engineering masonry model ο μηχανικός καλείται να καταχωρήσει στο λογισμικό τιμές για τις εξής μεταβλητές:

ελαστικά χαρακτηριστικά: E_x , E_y , $G_{x,y}$, ρ πυκνότητα

εφελκυσμός: f_t (της κατακόρυφης διεύθυνσης), G_f^t , α γωνία διαγώνιων ρωγμών

θλίψη: f_c , G_f^c

Διάτμηση: c συνοχή, ϕ γωνία τριβής, G_f^{sh} ,

Εύρος ρωγμής h_{cr} .

8.2.3 ΦΟΡΤΙΑ

Τα πλευρικά φορτία για την καμπύλη pushover ασκήθηκαν με ιδιομορφική κατανομή, με βάση την δεσπόζουσα μεταφορική ιδιομορφή (προκύπτει από το μέγιστο ποσοστό συμμετοχής της μάζας) για κάθε μία από τις δύο διευθύνσεις X και Y.

$$f_{push} = \sum_j a * M * \phi_i * x_j$$

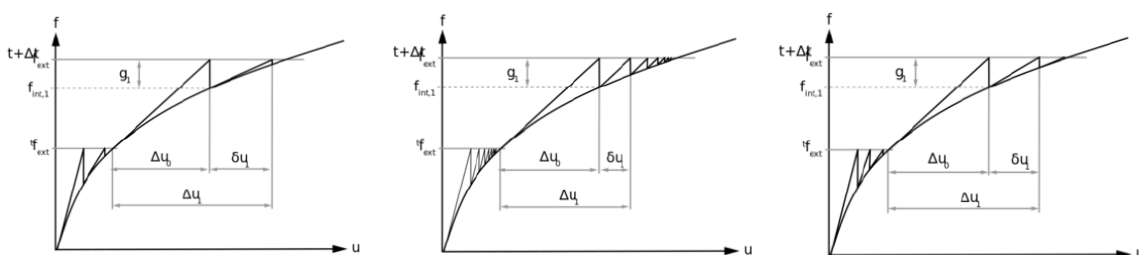
Ο χρήστης ορίζει τιμή για την επιτάχυνση a , αριθμό ιδιομορφής που θα ληφθεί υπόψη και διεύθυνση σεισμού. Το φορτίο ασκείται σε όλα τα πεπερασμένα στοιχεία που έχουν μάζα και η ιδιομορφή κανονικοποιείται με μονάδα ως προς το σημείο που έχει την μεγαλύτερη τιμή.

8.2.4 ΕΠΑΥΞΗΤΙΚΗ ΕΠΑΝΑΛΗΠΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

incremental iterative procedure

Για να επιτευχθεί η ανελαστική ανάλυση, σε αντίθεση με την ελαστική, απαιτείται επαυξητική μέθοδος που χωρίζει το ασκούμενο φορτίο σε πολλά μικρά βήματα (steps). Σε κάθε βήμα πραγματοποιούνται πολλές επαναλήψεις με βάση κάποια συγκεκριμένη επαναληπτική μέθοδο, προκειμένου να επιτευχθεί σύγκλιση και να βρεθεί ένα σημείο ισορροπίας μεταξύ των εξωτερικών φορτίων και των εσωτερικών δυνάμεων.

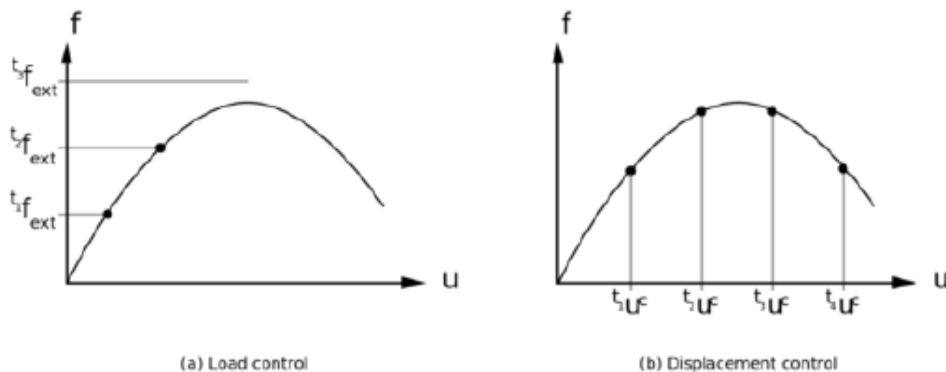
Από το λογισμικό Diana FEA ως επαναληπτικές μέθοδοι παρέχονται οι εξής: Newton Raphson, Modified Newton Raphson και Secant (Quasi-Newton)



Σχήμα 8.2.9 μέθοδοι επαναλήψεων Newton Raphson, Modified Newton Raphson και Secant (Quasi-Newton)

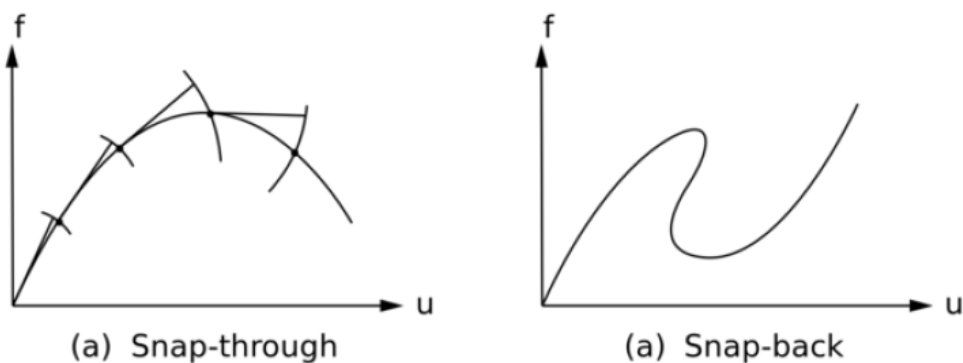
Στις μεθόδους Newton Raphson και Quasi-Newton το μητρώο δυσκαμψίας μεταβάλλεται κατά τη διάρκεια των επαναλήψεων. Η modified Newton Raphson, απαιτεί περισσότερες επαναλήψεις για την σύγκλιση αλλά η κάθε επανάληψη είναι γρηγορότερη σε σύγκριση με τις άλλες δύο μεθόδους.

Οι επαυξητικές μέθοδοι χωρίζονται σε αυτές που σε κάθε βήμα αυξάνουν το φορτίο, και αφετέρου την μετατόπιση (load and displacement control).



Σχήμα 8.2.10 επαυξητική μέθοδος α) με έλεγχο φορτίου και β) με έλεγχο μετατόπισης

Μία βελτιωμένη μέθοδος ελέγχου μετατόπισης είναι η Arc length control. Η συγκεκριμένη μέθοδος αναζητάει σημεία ισορροπίας σε τόξα. Έχει πλεονέκτημα στην περίπτωση που το φορτίο βρίσκεται σε οριζόντιο ή καθοδικό κλάδο ενώ οι άλλες μέθοδοι ενδέχεται να υπερεκτιμήσουν τις μετατοπίσεις.



Σχήμα 8.2.11 Περιπτώσεις Snap-through, Snap-back, απότομης αλλαγής συμπεριφοράς, που μόνο η μέθοδος arc length μπορεί να προβλέψει.

Συνεπώς είναι χρήσιμη στη μελέτη της μετελαστικής συμπεριφοράς των φορέων μέχρι και την κατάρρευση και είναι η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα περίπτωση, και η μοναδική που επιτύγχανε σύγκλιση σε συνδυασμό με την επαναληπτική μέθοδο Secant (Quasi-Newton). Στο προσομοίωμα χρησιμοποιήθηκε μη γραμμικότητα υλικού (μέσω της αστοχίας με ρηγματώση smeared cracking failure) αλλά και μη γραμμικότητα γεωμετρίας (θεώρηση μεγάλων μετακινήσεων παραμορφωμένου φορέα ώστε να λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα 2^{ας} τάξεως).

8.2.5 ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟ – ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ

Μετά την εκτέλεση της ανελαστικής ανάλυσης, δημιουργείται η καμπύλη ικανότητας: διάγραμμα Τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κόμβου ελέγχου. Στη συνέχεια, προκειμένου να αξιολογηθεί το αποτέλεσμα της καμπύλης, αναζητείται η απαιτούμενη (στοχευόμενη) μετακίνηση για τον σεισμό σχεδιασμού των σύγχρονων κανονισμών (EC 8). Για να επιτευχθεί αυτό ακολουθείται η διαδικασία που προτείνει ο Ευρωκώδικας 8.1 στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β και έχει ως εξής:

a) Μετατροπή της καμπύλης ικανότητας του πολυβάθμιου συστήματος του φορέα (Multi Degree of Freedom), σε αυτήν ενός ισοδύναμου συστήματος ενός βαθμού ελευθερίας. (Single Degree of Freedom).

Υπολογίζεται η μάζα του ισοδύναμου μονοβαθμίου:

$m^* = \Phi^{T*} M r$ ή αλλιώς για επίπεδη κίνηση γίνεται:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i + \int_0^H m(x) \Phi(x)$$

όπου m_i η συγκεντρωμένη μάζα στην στάθμη του i -οστού ορόφου ενώ $m(x)$ η κατανεμημένη μάζα του κτιρίου συναρτήσει του ύψους από τη θεμελίωση (για πέτρινα κτίρια που δεν έχουν συγκεντρωμένη τη μάζα στα διαφράγματα).

Ο συντελεστής συμμετοχής της ιδιομορφής (ή συντελεστής μετατροπής) υπολογίζεται:

$$\Gamma = \frac{\Phi^{T*} M r}{\Phi^{T*} M \Phi}, \text{ αντιστοιχα για επίπεδη κίνηση:}$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2 + \int_0^H m(x) \Phi(x)^2}$$

Στη συνέχεια η καμπύλη ικανότητας μετατρέπεται στην αντίστοιχη του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ως εξής:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

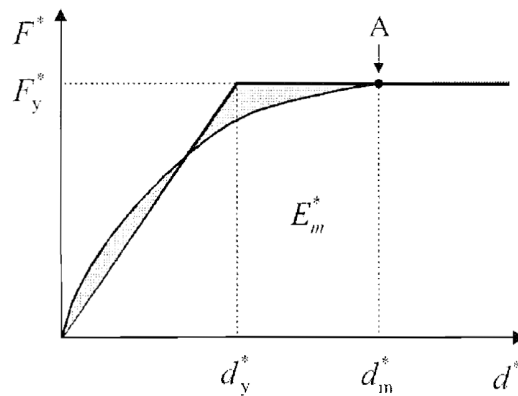
$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}$$

Όπου F_b και d_n η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου του πολυβάθμιου συστήματος αντίστοιχα.

b) Διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας του μονοβαθμίου

Στη συνέχεια η καμπύλη ικανότητας μετατρέπεται σε ιδεατή ελαστοπλαστική με όριο διαρροής:

$$d_y^* = 2(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*})$$



Σχήμα 8.2.12 Διγραμμικοποίηση καμπύλης Ικανότητας, EC8-1 ANNEX B

Όπου F_y^* η μέγιστη τέμνουσα βάσης της καμπύλης ικανότητας του ισοδύναμου μονοβαθμίου, d_m^* η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου στο σημείο που ο φορέας γίνεται μηχανισμός (στο σημείο που παραλαμβάνει την μέγιστη τέμνουσα βάσης), και E_m^* το εμβαδό του διαγράμματος της καμπύλης ικανότητας μέχρι το σημείο δημιουργίας μηχανισμού. Για τον υπολογισμό της αρχικής δυσκαμψίας, γίνεται η παραδοχή ίσων ενεργειών του ιδεατού ελαστοπλαστικού διαγράμματος και της καμπύλης ικανότητας μέχρι το σημείο δημιουργίας μηχανισμού.

c) Περίοδος ταλάντωσης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}$$

d) Υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF) βάσει του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα.

Η στοχευόμενη μετακίνηση για ένα απολύτως ελαστικό σύστημα προκύπτει από το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα ως:

$$d_{ct}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

Η στοχευόμενη μετακίνηση για το ελαστοπλαστικό σύστημα υπολογίζεται με βάση το εύρος περιόδων στο οποίο ανήκει η περίοδος του ισοδύναμου μονοβαθμίου.

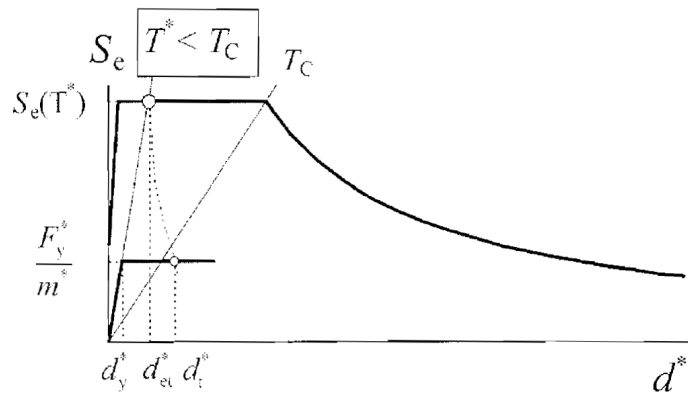
i. Για δύσκαμπτες κατασκευές, όταν ισχύει $T^* < T_c$

$$\text{Εάν } F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$$

$$d_t^* = d_{ct}^*$$

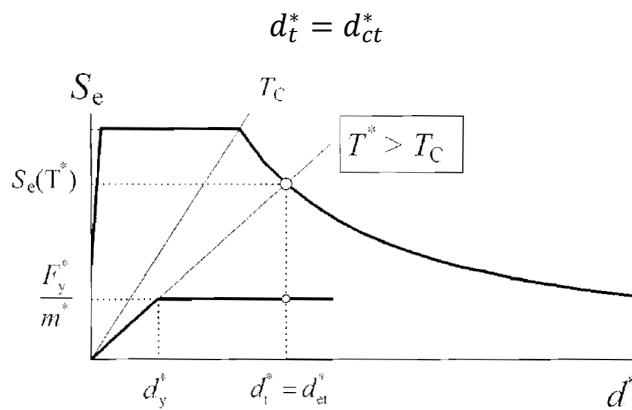
$$\text{Εάν } F_y^*/m^* < S_e(T^*)$$

$$d_t^* = \frac{d_{ct}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{ct}^* \quad , \quad q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$$



Σχήμα 8.2.13 Φάσμα ADRS και καμπύλη Ικανότητας σε όρους επιτάχυνσης σε κοινό διάγραμμα, EC8-1 ANNEX B

ii. Εάν $T^* \geq T_c$



Σχήμα 8.2.14 Φάσμα ADRS και καμπύλη Ικανότητας σε όρους επιτάχυνσης σε κοινό διάγραμμα, EC8-1 ANNEX B

Η διγραμμική καμπύλη ικανότητας σε όρους επιτάχυνσης-μετατόπισης προκύπτει κατόπιν διαίρεσης της τιμής της δύναμης με την μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος m^* . Έτσι υπάρχει η δυνατότητα προβολής σε ένα κοινό διάγραμμα, της καμπύλης ικανότητας και του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού ADRS του Ευρωκώδικα. Ακτινικές γραμμές από την αρχή των αξόνων, πάνω στις οποίες ο λόγος $\frac{d}{S_e}$ είναι σταθερός, αντιστοιχούν σε συγκεκριμένη σταθερή περίοδο. Η κλίση του ελαστικού κλάδου της καμπύλης ικανότητας (δυσκαμψία K^*) αντιστοιχεί στην περίοδο ταλάντωσης του ισοδύναμου μονοβαθμίου, και η προέκταση της ευθείας αυτής τέμνει το διάγραμμα στο σημείο της στοχευόμενης μετακίνησης.

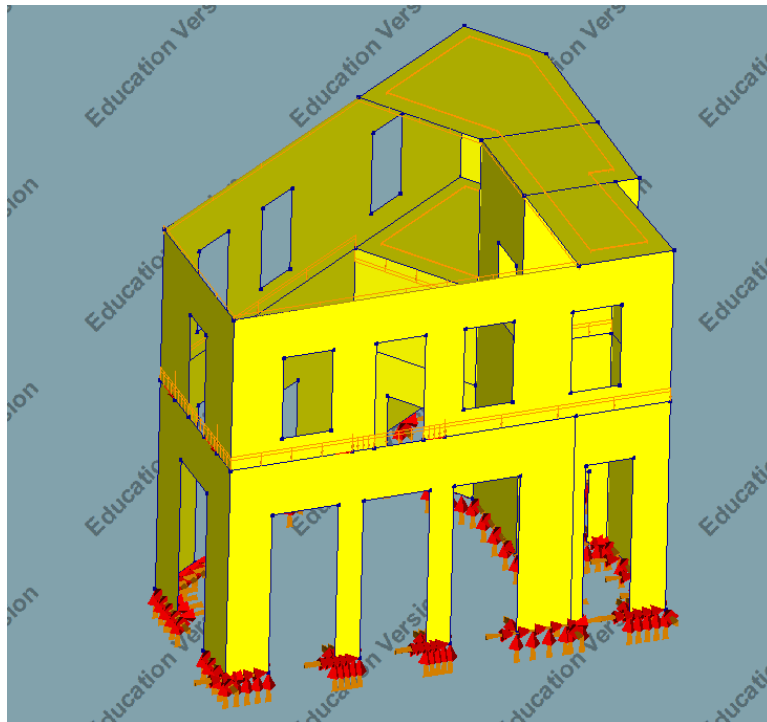
$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{K^*}} \Rightarrow T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{F_y^*/d_y^*}} \Rightarrow T^* = 2\pi \sqrt{\frac{d_y^*}{F_y^*/m^*}}$$

ε) Η μετακίνηση στόχος του κόμβου ελέγχου για το πολυβάθμιο σύστημα (MDOF) υπολογίζεται ως:

$$d_t = \Gamma d_t^*$$

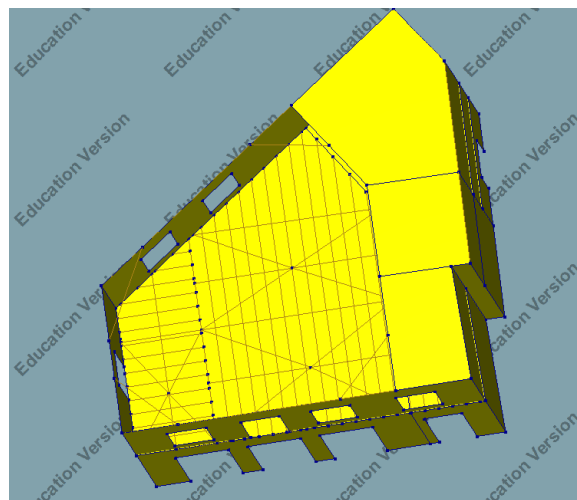
8.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

8.3.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ



Εικόνα 8.3.1 Προσομοίωμα υφιστάμενου κτιρίου από το λογισμικό Diana FEA

Η τοιχοποιία ορίστηκε με επιφάνειες πάχους 0.60m, ενώ οι πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος με 0.14m. Χρησιμοποιήθηκε ως κλάση στοιχείου η πλέον γενική ‘Regular curved shells’. Στην κορυφή των τοίχων υπάρχει σενάζ οπλισμένου σκυροδέματος διατομής (0.3m x 1.1m) με κλάση στοιχείου class II beams 3D. Για λόγους διευκόλυνσης των ανελαστικών αναλύσεων δεν συμπεριλήφθηκε στο μοντέλο η σκάλα με τα δοκάρια και υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα.



Εικόνα 8.3.2 προσομοίωμα με διαφραγματική λειτουργία με χιαστί μεταλλικές δοκούς. β).

8.3.2 ΣΥΝΟΡΙΑΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

Για την έδραση με το έδαφος θεωρήθηκε πάκτωση σε όλους τους τοίχους.

8.3.3 ΦΟΡΤΙΑ

Τα ίδια βάρη υπολογίζονται και λαμβάνονται αυτόματα από το λογισμικό με βάση το ειδικό βάρος των υλικών και τη γεωμετρία. Τα φορτία του πατώματος και της στέγης εφαρμόστηκαν ως γραμμικά κατανεμημένα φορτία κατά μήκος των τοίχων στους οποίους εδράζονται. Για τα φορτία των εξωστών εφαρμόστηκαν συγκεντρωμένες ροπές και δυνάμεις στα σημεία όπου εδράζονται τα φουρούσια τους.

ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ – ΕΙΔΙΚΑ ΒΑΡΗ

Ειδ. Βάρος ωπλισμένου Σκυροδέματος	25.00 kN/m^3
Ειδ. Βάρος χάλυβα	78.50 kN/m^3
Ειδ. Βάρος ξυλείας	8.00 kN/m^3
Ειδ. Βάρος λιθοδομής	20.00 kN/m^3
Ειδ. Βάρος μαρμάρου	27.00 kN/m^3
Επικάλυψη και μόνωση δώματος και πλακών	1.50 kN/m^2
Ίδιο βάρος ξύλινης στέγης (συνολικό- αναλυτικός υπολογισμός στο παράρτημα Β)	1.00 kN/m^2
Ίδιο βάρος ξύλινου πατώματος (συνολικό- αναλυτικός υπολογισμός στο παράρτημα Β)	2.84 kN/m^2

ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Ωφέλιμα δώματος	2.00 kN/m^2
Ωφέλιμα κλιμακοστασίου	5.00 kN/m^2
Ωφέλιμα δαπέδων	2.00 kN/m^2
Ωφέλιμα μη βατής ξύλινης στέγης	1.00 kN/m^2
Ωφέλιμα εξωστών	5.00 kN/m^2

ΣΕΙΣΜΟΣ EC-8 Εθνικό προσάρτημα

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	I
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς	$a_{gR}=0.16g$
Συντελεστής σπουδαιότητας	$\gamma_I=1.00$
Συντελεστής συμπεριφοράς άοπλης τοιχοποιίας	$q=1.50$

ΕΔΑΦΟΣ

Κατηγορία εδάφους	A (S=1)
-------------------	---------

8.3.4 ΥΛΙΚΟ

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΑ

Σκυρόδεμα υπάρχοντος B160 (C12/15)

ΧΑΛΥΒΕΣ

Χάλυβας υπαρχόντων οπλισμών St-I (S220)

Δομικός χάλυβας μεταλλικών κατασκευών S235 / S275

ΛΙΘΟΔΟΜΗ

Μηχανικά χαρακτηριστικά της υφιστάμενης τοιχοποιίας όπως εισήχθησαν στο λογισμικό.

Engineering Masonry model

Young modulus E_x (bed joint direction) $E_x=810$ MPa

Young modulus E_y (orthogonal to bed joint direction) $E_y=810$ MPa

Shear modulus G_{xy} $G_{xy}=324$ MPa

Mass density $\rho=2000$ kg/m³

Head-joint failure type - Diagonal stair-case cracks

Bed-joint tensile strength f_t $f_{td}=0.09$ MPa

Fracture energy in tension G_{F1} $G_{F1}=0,000925$ N/mm

Angle between diagonal stepped crack and bed joint $\alpha=45^\circ$

Compressive strength f_c $f_{cd}=0.9$ MPa

Fracture energy in Compression G_c $G_c=15.384$ N/mm

Factor to strain at compressive strength c_{fac} $c_{fac}=4$

Unloading factor fac , *unload* $fac, unload=0.8$

Friction angle $\varphi=0.25$ rad

Cohesion $C=0.06$ MPa

Fracture energy shear G_{sh} $G_{sh}=0.006$ N/mm

Μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας μετά την ομογενοποίηση.

Engineering Masonry model

Young modulus E_x (bed joint direction) $E_x=1050$ MPa

Young modulus E_y (orthogonal to bed joint direction) $E_y=1050$ MPa

Shear modulus G_{xy}	$G_{xy}=420$ MPa
Mass density	$\rho=2000$ kg/m ³
Head-joint failure type - Diagonal stair-case cracks	
Bed-joint tensile strength f_t	$f_{td}=0.117$ MPa
Fracture energy in tension G_{F1}	$G_{F1}= 0,0011$ N/mm
Angle between diagonal stepped crack and bed joint	$a=45^\circ$
Compressive strength f_c	$f_{cd}=1.17$ MPa
Fracture energy in Compression G_c	$G_c=15.497$ N/mm
Factor to strain at compressive strength $c_{,fac}$	$c_{,fac}=4$
Unloading factor $fac, unload$	$fac, unload=0.8$
Friction angle	$\varphi=0.25$ rad
Cohesion C	$C =0.08$ MPa
Fracture energy shear G_{sh}	$G_{sh}=0.008$ N/mm

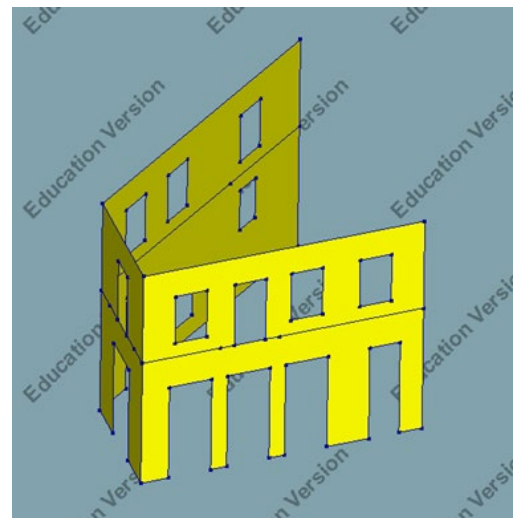
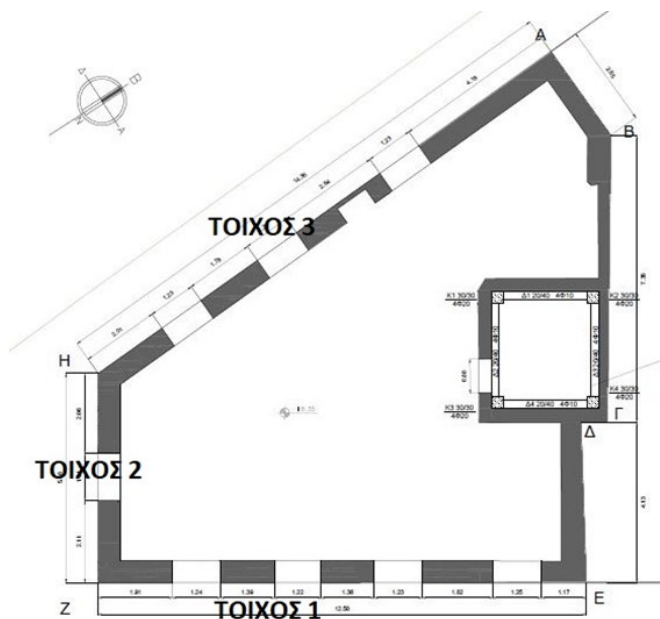
Μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας μετά την εφαρμογή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.

Engineering Masonry model

Young modulus E_x (bed joint direction)	$E_x=2625$ MPa
Young modulus E_y (orthogonal to bed joint direction)	$E_y=2625$ MPa
Shear modulus G_{xy}	$G_{xy}=1050$ MPa
Mass density	$\rho=2000$ kg/m ³
Head-joint failure type - Diagonal stair-case cracks	
Bed-joint tensile strength f_t	$f_{td}=0.292$ MPa
Fracture energy in tension G_{F1}	$G_{F1}= 0,0021$ N/mm
Angle between diagonal stepped crack and bed joint	$a=45^\circ$
Compressive strength f_c	$f_{cd}=2.92$ MPa
Fracture energy in Compression G_c	$G_c=16.224$ N/mm
Factor to strain at compressive strength $c_{,fac}$	$c_{,fac}=4$
Unloading factor $fac, unload$	$fac, unload=0.8$
Friction angle	$\varphi=0.25$ rad

Cohesion C $C = 0.2 \text{ MPa}$ Fracture energy shear G_{sh} $G_{sh} = 0.02 \text{ N/mm}$

Η ομογενοποίηση μάζας και ο μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος εφαρμόζονται στους τρεις περιμετρικούς τοίχους όπως φαίνεται παρακάτω:



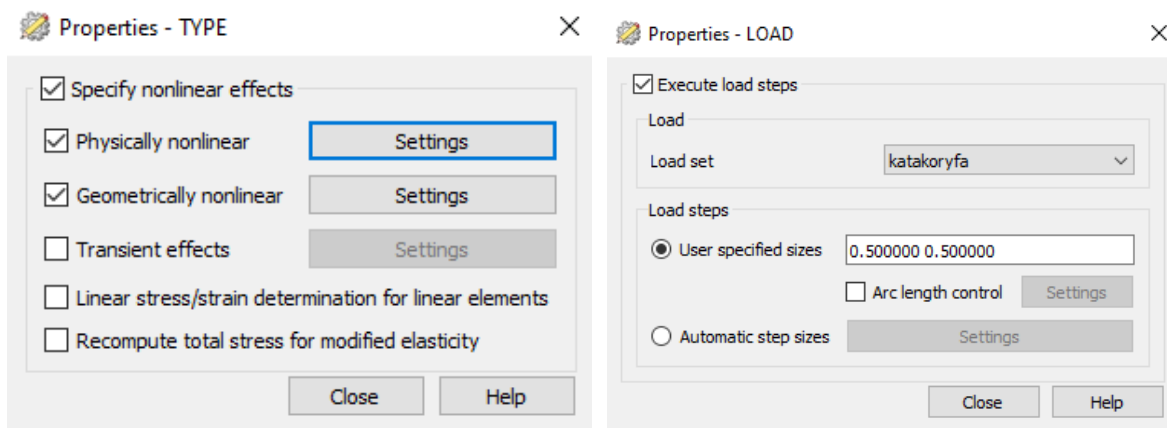
Εικόνα 8.3.3 Οι τρεις περιμετρικοί τοίχοι στους οποίους εφαρμόστηκε η ομογενοποίηση μάζας και ο μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος

8.3.5 ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ – ΔΙΑΚΡΙΤΟΠΟΙΗΣΗ

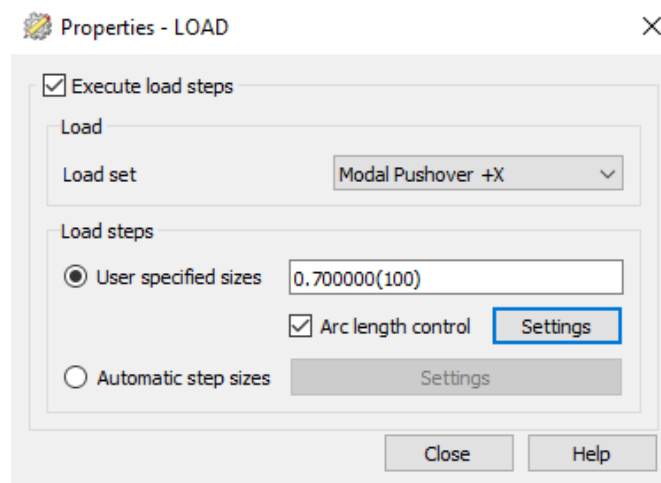
Η διακριτοποίηση πραγματοποιήθηκε με τετράπλευρα πεπερασμένα στοιχεία πλευράς 0.25m.

8.3.6 ΑΝΑΛΥΣΗ

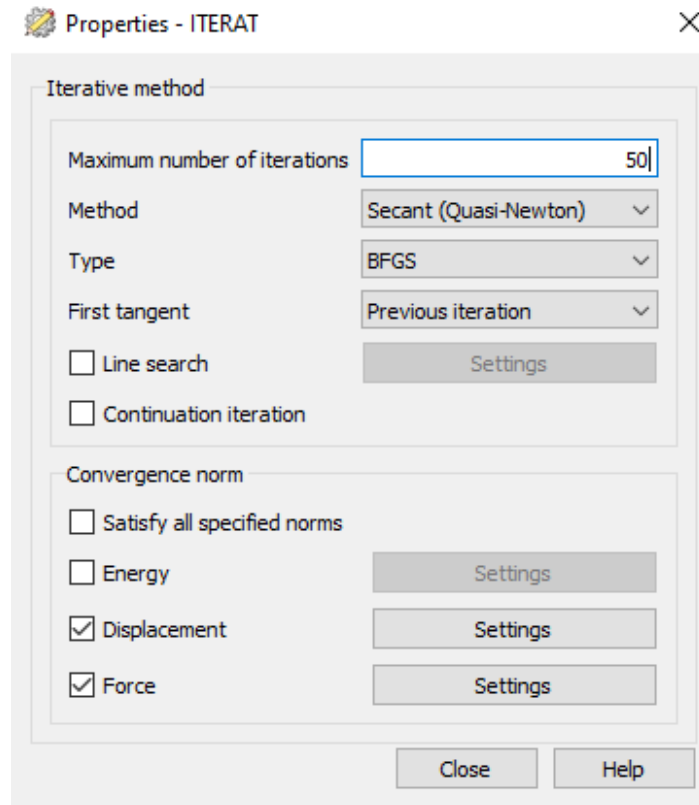
Αρχικά διενεργείται ανάλυση ιδιομορφών προκειμένου να υπολογιστεί η ιδιομορφή βάσει της οποίας θα γίνει η κατανομή των πλευρικών φορτίων για την Pushover ανάλυση. Στη συνέχεια εφαρμόζονται τα κατακόρυφα φορτία σε δύο βήματα steps (0.5+0.5). Τέλος εφαρμόζεται το επαυξητικό πλευρικό φορτίο χωρισμένο σε 100 βήματα με 0.7 του φορτίου να ασκείται σε κάθε ένα από αυτά (Εικόνα 8.3.4). Η τιμή του φορτίου επιτάχυνσης ορίστηκε 5 m/s^2 . Η ανάλυση τερματίζει όταν ολοκληρωθούν τα βήματα, ή νωρίτερα εφόσον συμβεί κατάρρευση.



Εικόνα 8.3.4 Από το λογισμικό Diana FEA α) επιλογή μη γραμμικότητας υλικού και γεωμετρίας για την ανελαστική ανάλυση, β) άσκηση κατακόρυφων φορτίων σε δύο βήματα steps.



Εικόνα 8.3.5 Από το λογισμικό Diana FEA, επιλογή βήματος για τα πλευρικά φορτία για την ανάλυση Pushover.

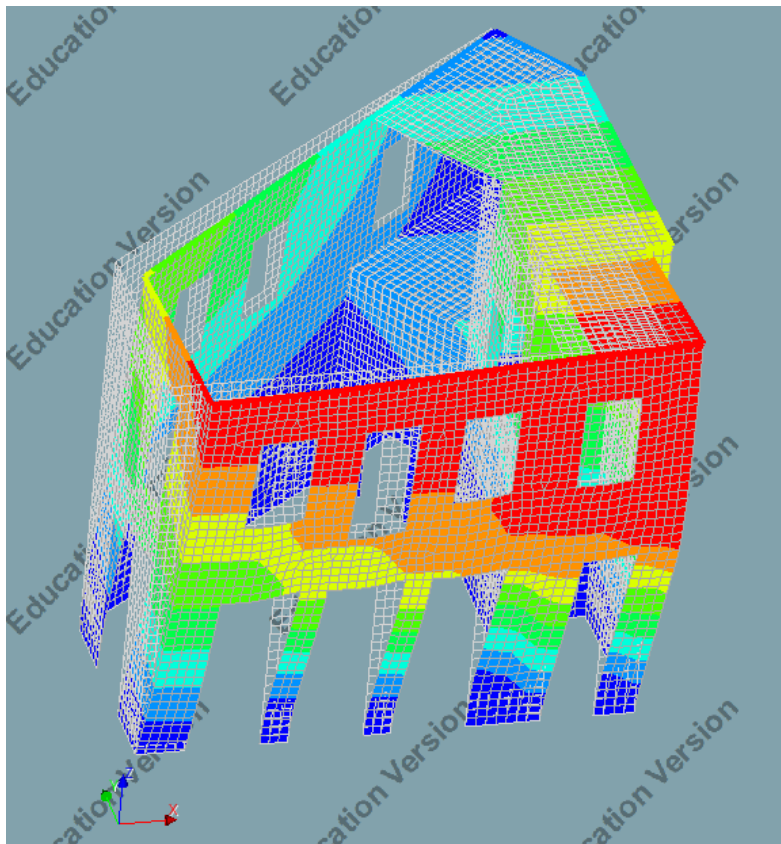


Εικόνα 8.3.6 Από το λογισμικό Diana FEA επιλογή επαναληπτικής μεθόδου Secant Quasi Newton με μέγιστο αριθμό επαναλήψεων 50.

8.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

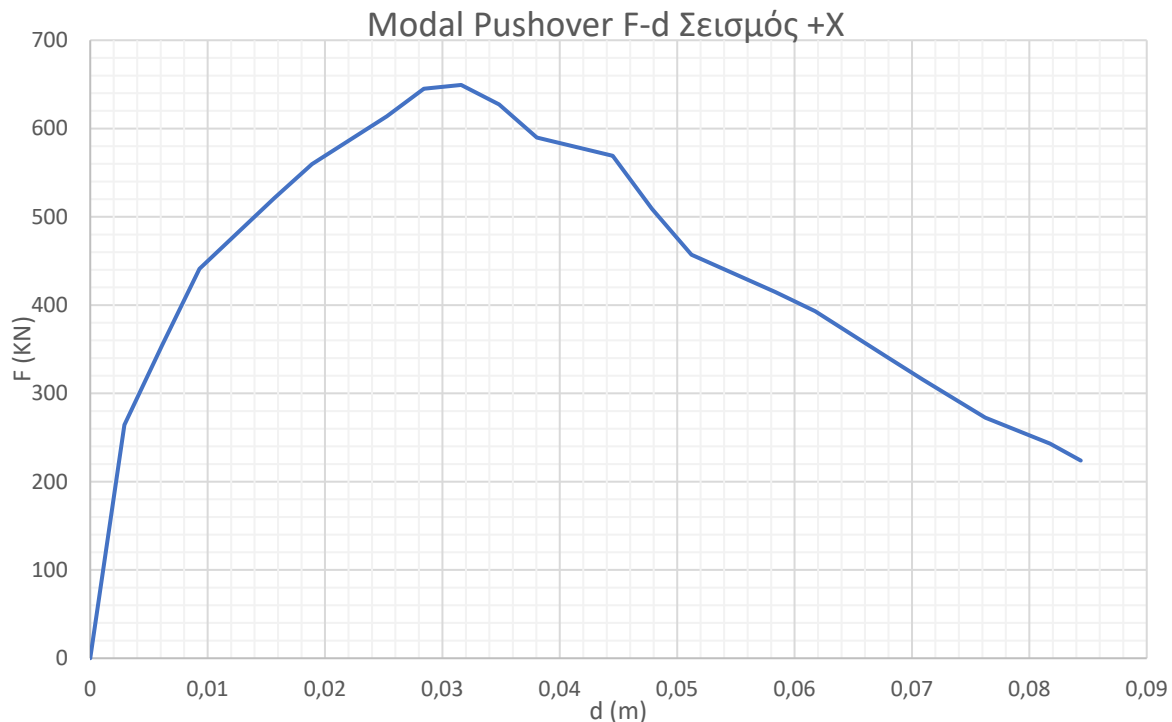
8.4.1 Υφιστάμενο- modal Pushover +X

Παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία και τα αποτελέσματα για την περίπτωση σεισμού στη διεύθυνση +X με κατανομή των φορτίων βάσει της 1^{ης} ιδιομορφής, η οποία είναι η δεσπόζουσα μεταφορική ιδιομορφή κατά τον άξονα X, με ποσοστό συμμετοχής μάζας 40,85% και ιδιοπερίοδο $T=0.38\text{sec}$.



Εικόνα 8.4.1 Από το λογισμικό Diana FEA, προσομοίωμα στην παραμορφωμένη κατάσταση μετά την modal Pushover ανάλυση για σεισμό στην διεύθυνση +X.

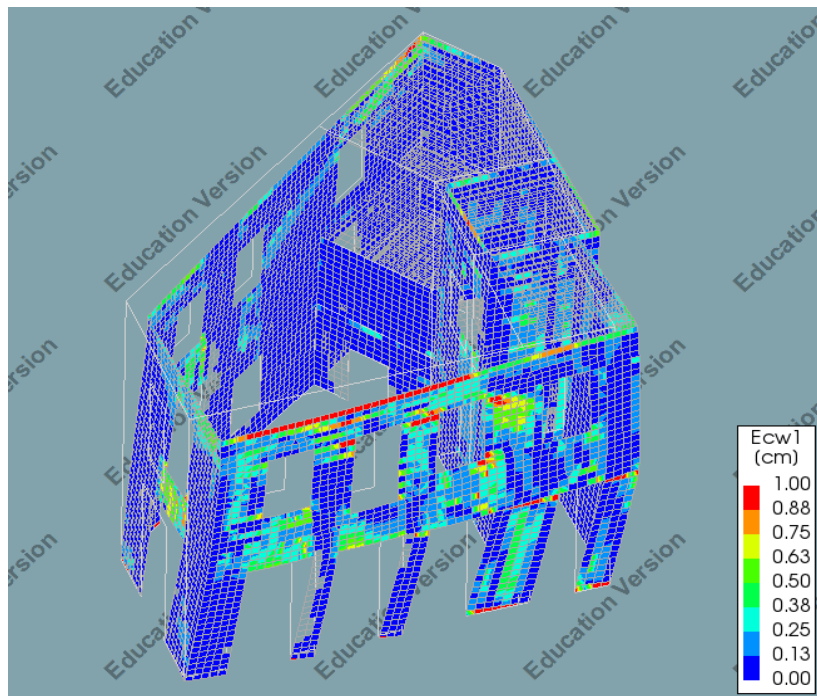
Προέκυψε η παρακάτω καμπύλη ικανότητας, αθροίζοντας για κάθε βήμα τις αντιδράσεις στήριξης FBX όλων των κόμβων θεμελίωσης, και η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κορυφής αντίστοιχα.



Σχήμα 8.4.1 Καμπύλη Ικανότητας, Τέμνουσα βάση – μετατόπιση κορυφής από Excel

Η ανάλυση τερματίζει σε μέγιστη μετακίνηση 8.5cm περίπου, ωστόσο στον καθοδικό κλάδο προκύπτουν προβλήματα μη σύγκλισης από κάποιο σημείο και έπειτα. Σύμφωνα με τον Κ.Α.Δ.Ε.Τ., ως μετακίνηση αστοχίας δ_u , ορίζεται η μετακίνηση στο σημείο που έχουμε πτώση της αντοχής στο 80% της μέγιστης.

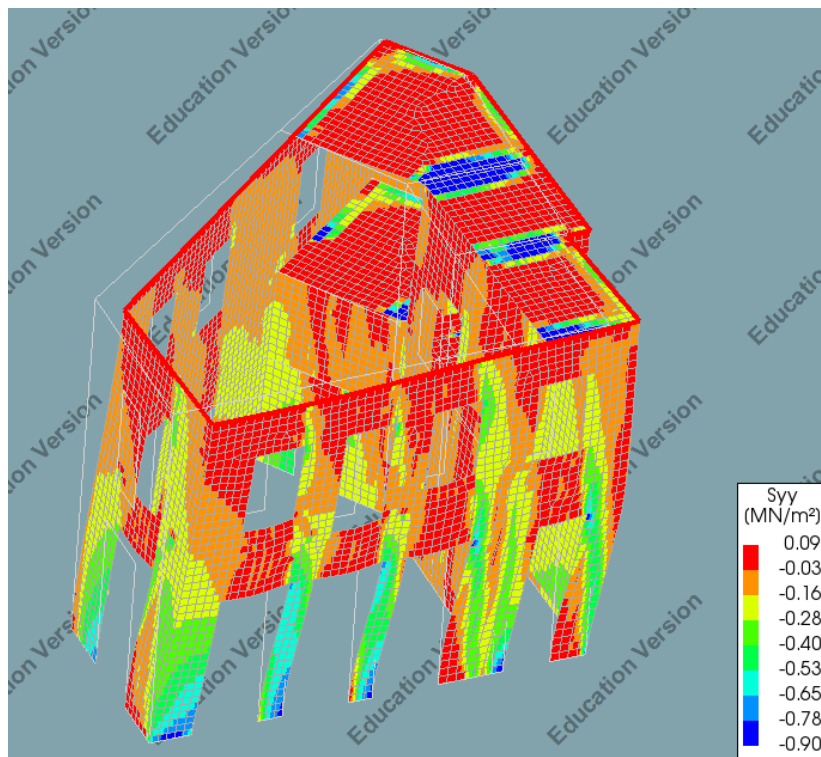
Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται ενδεικτικά τα εύρη ρωγμών που αναπτύσσονται στην μεσαία ίνα κατά το πάχος του στοιχείου, συνεπώς και οι βλάβες στην τοιχοποιία. Όπως είναι αναμενόμενο παρατηρούνται βλάβες διαγώνιας ρηγμάτωσης στα ανώφλια και τους πεσσούς δίπλα από ανοίγματα, αλλά και στους πόδες των πεσσών του ισογείου.



Εικόνα 8.4.2 Εύρη ρωγμών Diana FEA

Τα μέγιστα εύρη ρωγμών κυμαίνονται στο 1cm.

Στην επόμενη εικόνα φαίνονται οι τάσεις σ_{yy} της κατακόρυφης διεύθυνσης μεταξύ των ορίων αντοχής $f_{cd} = 0.9MPa$, $f_{td} = 0.09MPa$



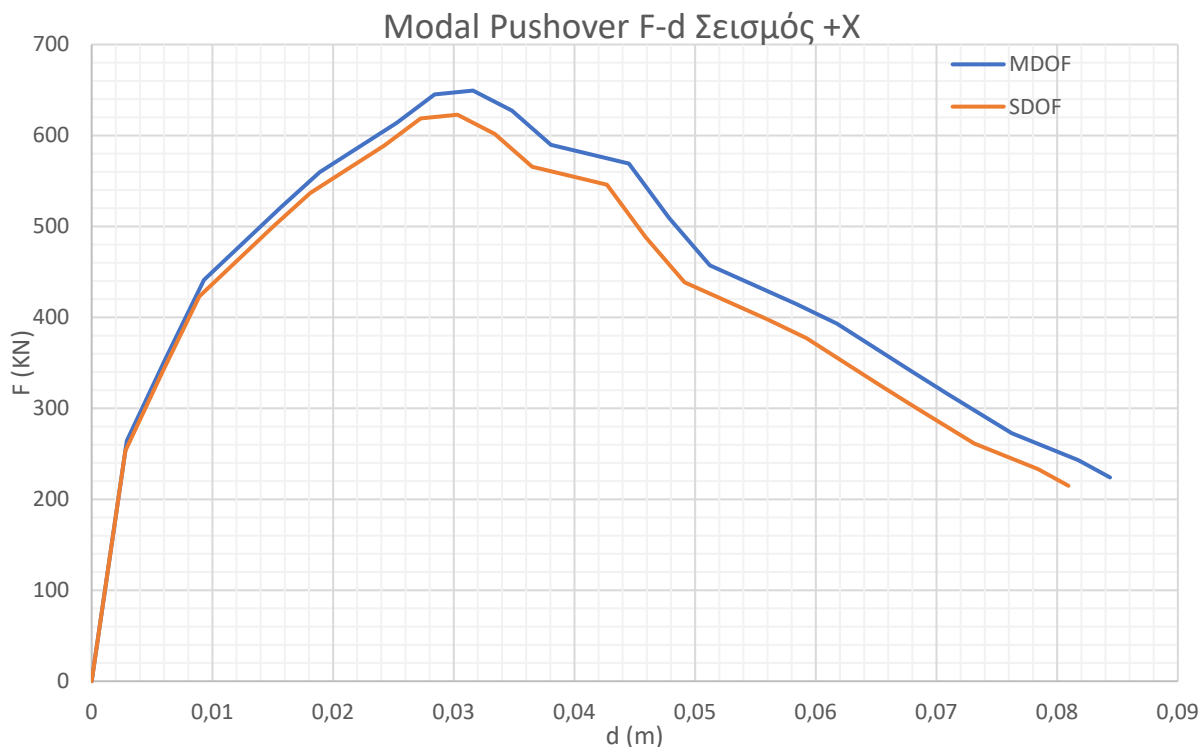
Εικόνα 8.4.3 ορθές τάσεις στην κατακόρυφη διεύθυνση Diana FEA

Αντίστοιχα παρατηρούνται οι μέγιστες τάσεις στους πόδες των πεσσών.

Η καμπύλη ικανότητας του πολυβάθμιου συστήματος μετατρέπεται σε αυτήν του ισοδύναμου μονοβαθμίου κατόπιν διαίρεσης των τιμών με τον συντελεστή μετατροπής της πρώτης ιδιομορφής κατά X , $\Gamma=1,0426$, όπως δίνεται από την ανάλυση ιδιομορφών του λογισμικού.

Πίνακας 8.4.1 Συντελεστές μετατροπής των ιδιομορφών Diana FEA

MODE	FREQUENCY	TRAN. FAC. TX	TRAN. FAC. TY	TRAN. FAC. TZ
1	0.26397E+01	0.10426E+01	0.57431E+00	0.35424E-02
2	0.35916E+01	0.17416E+01	0.17990E+01	0.55168E-02
3	0.42444E+01	0.47956E-01	0.69770E+00	0.70141E-02
4	0.48726E+01	0.12361E+01	0.26763E+00	0.19304E-01
5	0.52531E+01	0.10946E+00	0.96182E+00	0.54104E-02
6	0.59140E+01	0.24345E+00	0.53626E+00	0.15654E-01
7	0.76952E+01	0.40156E+00	0.62126E+00	0.65450E-01
8	0.79423E+01	0.32089E+00	0.93083E-01	0.63183E-02
9	0.84375E+01	0.17269E+00	0.34312E+00	0.32046E-01
10	0.87558E+01	0.11657E+01	0.37296E-01	0.32841E-01
11	0.92520E+01	0.72832E+00	0.46457E+00	0.10893E-01
12	0.95033E+01	0.20733E+00	0.23144E+00	0.77876E-01
13	0.10046E+02	0.53447E+00	0.50567E+00	0.43713E+00
14	0.10712E+02	0.42564E+00	0.40920E+00	0.22660E+00
15	0.11556E+02	0.22349E-01	0.66966E+00	0.28610E+01
16	0.11730E+02	0.66083E-01	0.89049E+00	0.30657E+01
17	0.12041E+02	0.10279E+00	0.32867E+00	0.69967E-01
18	0.12414E+02	0.34078E+00	0.97509E+00	0.15787E+01
19	0.12783E+02	0.13473E-02	0.27006E+00	0.62076E+00
20	0.13006E+02	0.97504E-01	0.21309E-01	0.61795E+00



Σχήμα 8.4.2 Καμπύλη Ικανότητας πολυβάθμιου συστήματος MDOF και ισοδύναμου μονοβαθμίου SDOF από Excel

Στη συνέχεια, η καμπύλη ικανότητας του μονοβάθμιου συστήματος, διγραμμοποιείται με βάση τα παρακάτω δεδομένα όπως προέκυψαν από την διαδικασία του Ευρωκώδικα 8.1 ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β που αναλύθηκε παραπάνω.

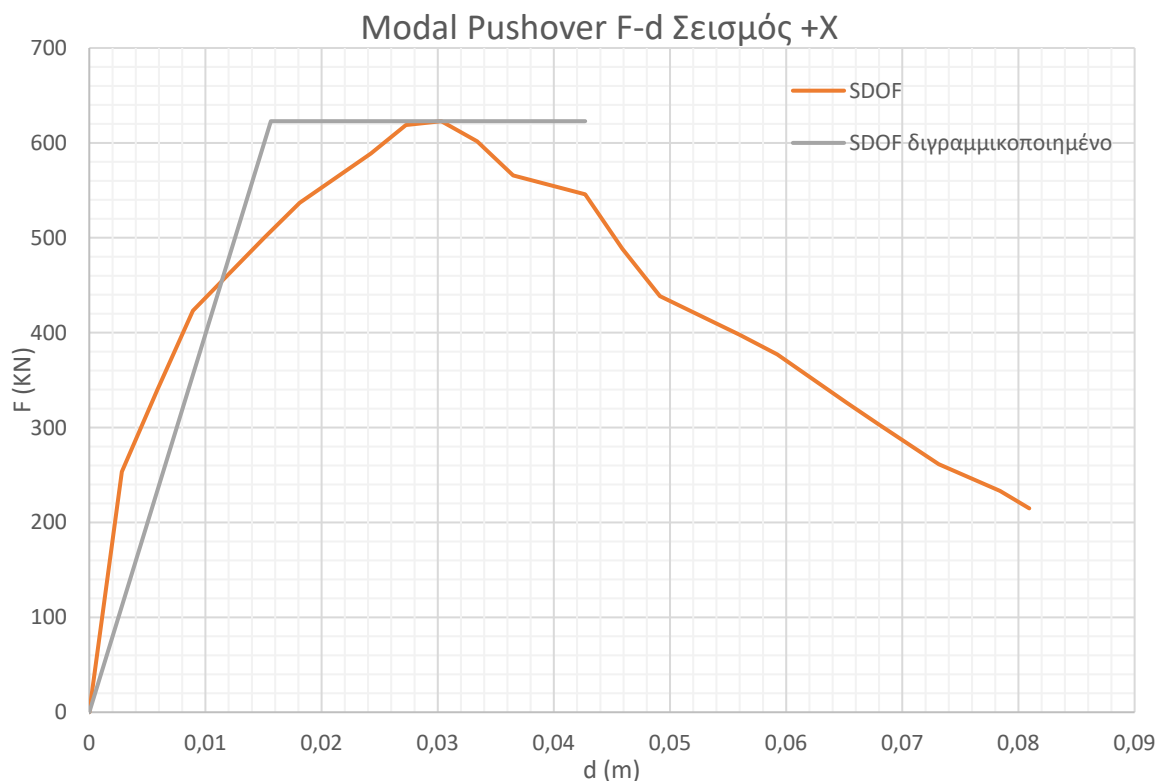
Πίνακας 8.4.2 Δεδομένα διγραμμοποίησης κατά EC8-1 ANNEX B

Διγραμμοποίηση EC-8 SDOF	
du* (m)	0,043
m* (kg)	293000
Em* (kN*m)	14,012
dm* (m)	0,030
Fy* (kN)	623
dy* (m)	0,016
T* (s)	0,54

Ως δ_u , θεωρήθηκε η μετακίνηση που έχει ο φορέας στο σημείο του καθοδικού κλάδου με τέμνουσα βάσης ίση με το 80% της μέγιστης. Η μάζα του ισοδύναμου μονοβαθμίου (equivalent mass), δίνεται επίσης από την ανάλυση ιδιομορφών του λογισμικού.

Πίνακας 8.4.3 Μάζα ισοδύναμου μονοβαθμίου για κάθε ιδιομορφή, Diana FEA

MODE	FREQUENCY	EQ.MASS TX	EQ.MASS TY	EQ.MASS TZ
1	0.26397E+01	0.29300E+06	0.16139E+06	0.99545E+03
2	0.35916E+01	0.91986E+05	0.95021E+05	0.29138E+03
3	0.42444E+01	0.15623E+04	0.22730E+05	0.22851E+03
4	0.48726E+01	0.69851E+05	0.15124E+05	0.10909E+04



Σχήμα 8.4.3 Διγραμμοποιημένη καμπύλη Ικανότητας ισοδύναμου μονοβαθμίου

Υπολογίζεται για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα η στοχευόμενη μετακίνηση (απαίτηση) d_t^* από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα, για σεισμό με περίοδο επαναφοράς 475 έτη και πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη.

Πίνακας 8.4.4 Στοχευόμενη μετακίνηση από ελαστικό φάσμα σχεδιασμού EC8

$Se^*(T^*)$ (g)	0,30
$del^*(T^*)$ (m)	0,022
dt^* (m)	0,022

Στη συνέχεια γίνεται έλεγχος της συνολικής Φέρουσας Ικανότητας του κτιρίου και όχι μεμονωμένων μελών. Ο έλεγχος της συνολικής Φέρουσας Ικανότητας ελέγχει το κτίριο όλο μαζί στο σύνολό του και αποδέχεται ως ένα βαθμό τις αστοχίες σε μεμονωμένα μέλη. Έτσι το ίδιο κτίριο μπορεί να παρουσιάζει υπερβάσεις στους τοπικούς ελέγχους, ενώ στο σύνολό του είναι δυνατόν να επαρκεί.

Για τον σκοπό αυτό, ορίζονται οι 3 στάθμες επιτελεστικότητας: DL (Damage Limitation), SD (Significant Damage), NC (Near Collapse).

- DL (Damage Limitation). Θεωρείται η μετακίνηση ‘διαρροής’, στο σημείο αλλαγής κλίσης της διγραμμικής καμπύλης ικανότητας του ισοδύναμου μονοβαθμίου, διαιρεμένη με συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{Rd} = 1.5$.
- SD (Significant Damage). Θεωρείται η μετακίνηση $\frac{3}{4}\delta_u$, όπως ορίστηκε στο σημείο πτώσης της καμπύλης ικανότητας στο 80% της μέγιστης τέμνουσας βάσης, με συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{Rd} = 1.5$.
- NC (Near Collapse). Η μετακίνηση δ_u όπως ορίστηκε, με συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{Rd} = 1.5$.

Τα μεγέθη απεικονίζονται γραφικά σε ένα κοινό διάγραμμα επιτάχυνσης – μετατόπισης.

Το ελαστικό φάσμα ADRS ($S_e(T) - S_d(T)$) και η καμπύλη ικανότητας σε όρους επιτάχυνσης-μετακίνησης, κατόπιν διαίρεσης των τιμών της τέμνουσας βάσης με την μάζα του ισοδύναμου μονοβαθμίου m^* .

Πίνακας 8.4.5 Στοχευόμενη μετακίνηση και όρια μετακινήσεων για τις 3 στάθμες επιτελεστικότητας

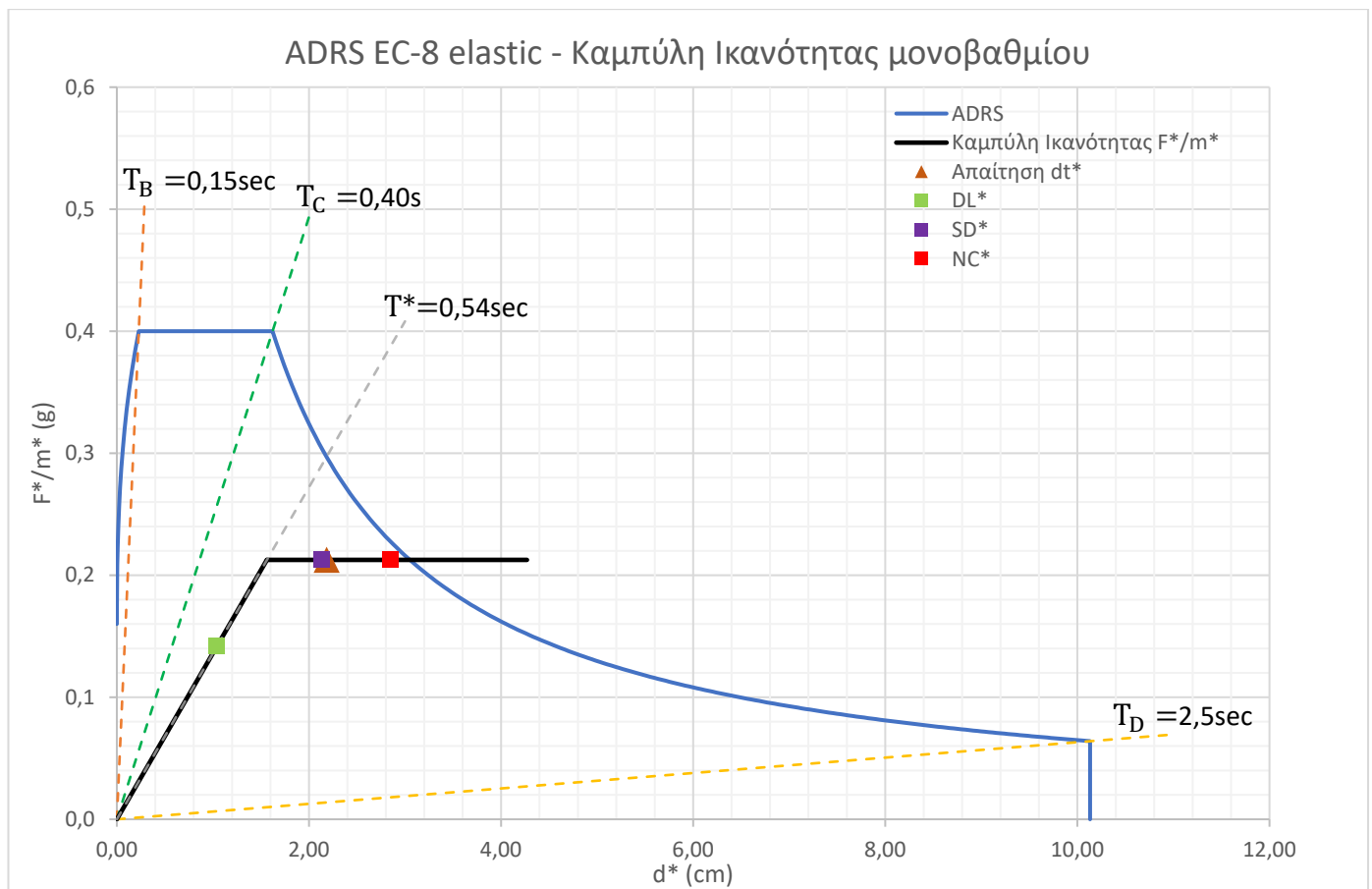
dt^* (cm)	2,2
DL^* (cm)	1,0
SD^* (cm)	2,1
NC^* (cm)	2,8

Υπολογίζεται για κάθε στάθμη, ο λόγος εξάντλησης (απαίτηση/οριακή μετακίνηση στάθμης επιτελεστικότητας), $\lambda_{NC} = dt^*/NC^*$ κ.ο.κ.

Πίνακας 8.4.6 Λόγος εξάντλησης για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Λόγος εξάντλησης	
λ_{DL}	2,10
λ_{SD}	1,02
λ_{NC}	0,77

Όπως φαίνεται παρουσιάζει ανεπάρκεια για τις δύο πρώτες στάθμες, αλλά επαρκεί για την στάθμη NC (Near Collapse), με λόγο 0.77.

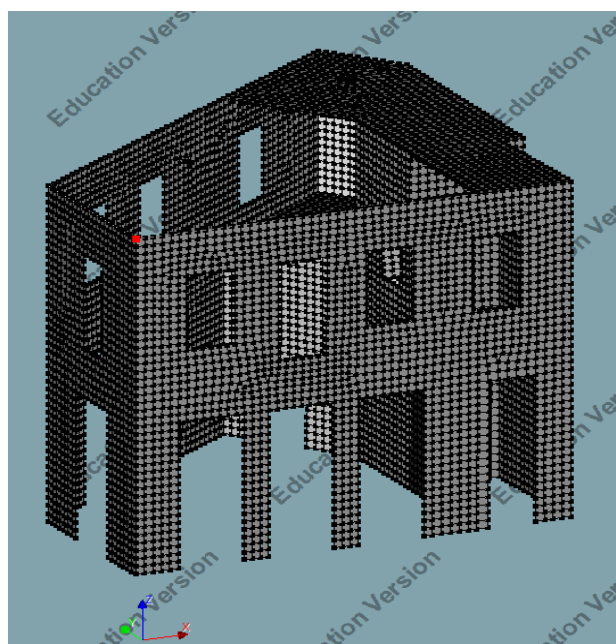


Σχήμα 8.4.4 Διάγραμμα ADRS και καμπύλη ικανότητας μονοβαθμίου

Κατόπιν υπολογίζονται τα αντίστοιχα μεγέθη του πραγματικού πολυβάθμιου συστήματος, με πολλαπλασιασμό των μεγεθών του μονοβάθμιου με τον συντελεστή μετατροπής. Τα μεγέθη αυτά αναφέρονται στον κόμβο ελέγχου της κορυφής του κτιρίου.

Πίνακας 8.4.7 Στοιχειώμενη μετακίνηση και στάθμες επιτελεστικότητας για το πολυβάθμιο σύστημα – κόμβος ελέγχου

Γ	1,0426
dt (cm)	2,3
DL (cm)	1,1
SD (cm)	2,2
NC (cm)	3,0

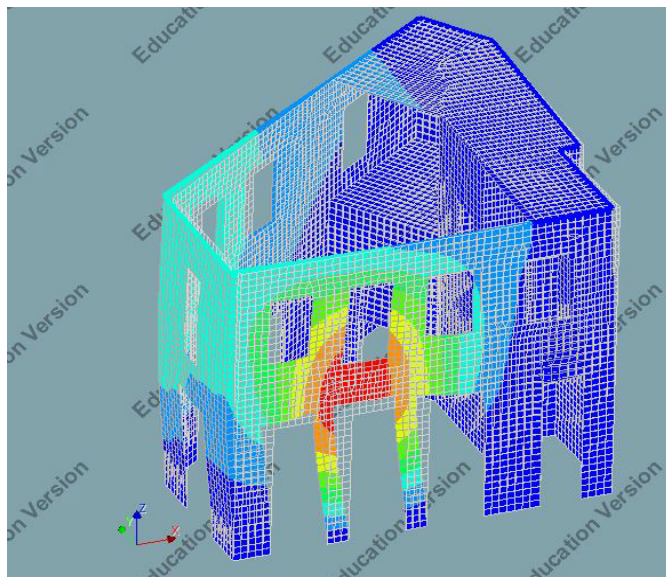


Εικόνα 8.4.4 Κόμβος ελέγχου Diana FEA

8.4.2 Υφιστάμενο- modal Pushover +Y

Ομοίως παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την διεύθυνση +Y

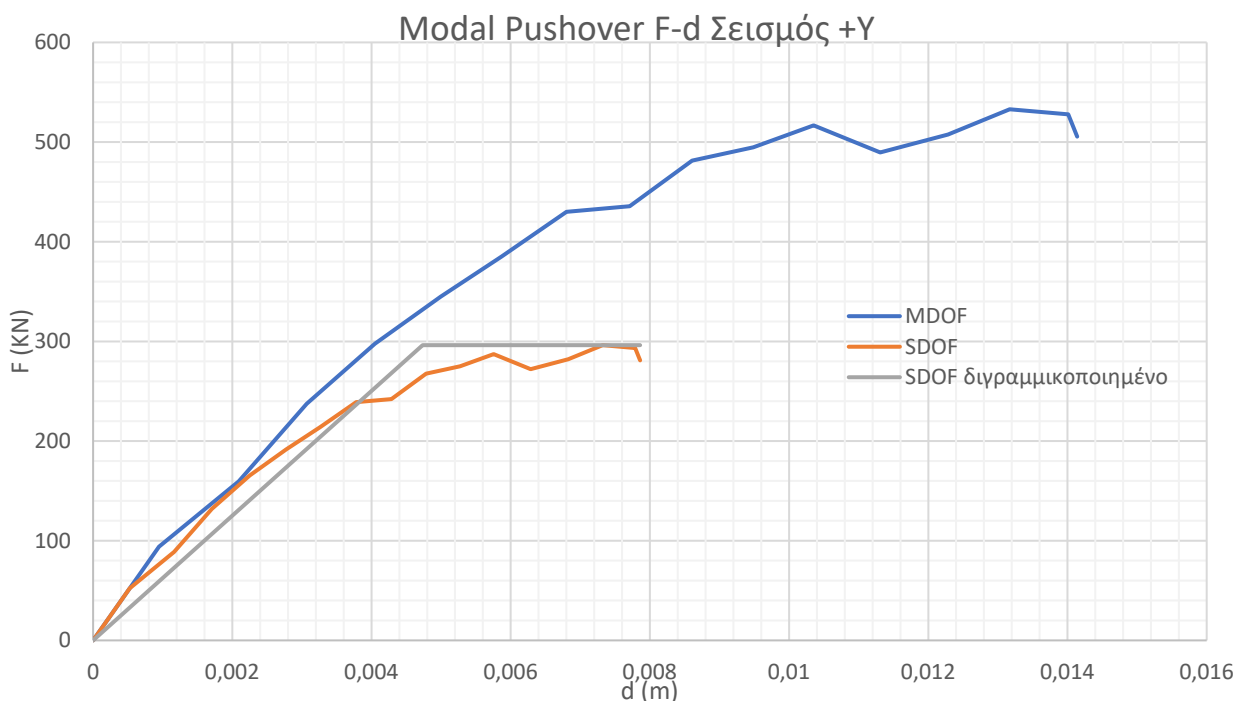
2^η Ιδιομορφή, $T=0.28$ sec, δεσπόζουσα κατά την διεύθυνση Y, με συμμετοχή μάζας σε ποσοστό 22.86%. Παρατηρούμε ότι δεν έχει μεταφορικό σχήμα αλλά και το ποσοστό της μάζας που συμμετέχει είναι μικρό, δεν έχει τη μέγιστη μετακίνηση στην κορυφή.



Πίνακας 8.4.8 Δεδομένα δεσπόζουσας ιδιομορφής

Ιδιομορφή	2
ποσοστό μάζας Y	22,86%
modal mass (kg)	52817
m* (kg)	95021
Γ	1,799

Εικόνα 8.4.5 Παραμορφωμένο σχήμα ιδιομορφής Diana FEA



Σχήμα 8.4.5 Καμπύλη Ικανότητας MDOF, SDOF, SDOF Διγραμμικοποιημένη

Πίνακας 8.4.9 Δεδομένα διγραμμικοποίησης

Διγραμμικοποίηση EC-8 SDOF	
du* (m)	0,008
m* (kg)	95021
Em* (kN*m)	1,47
dm* (m)	0,007
Fy* (kN)	296
dy* (m)	0,005
T* (s)	0,24
Se*(T*) (g)	0,40
del*(T*) (m)	0,006

Πίνακας 8.4.11 Στάθμες επιτελεστικότητας

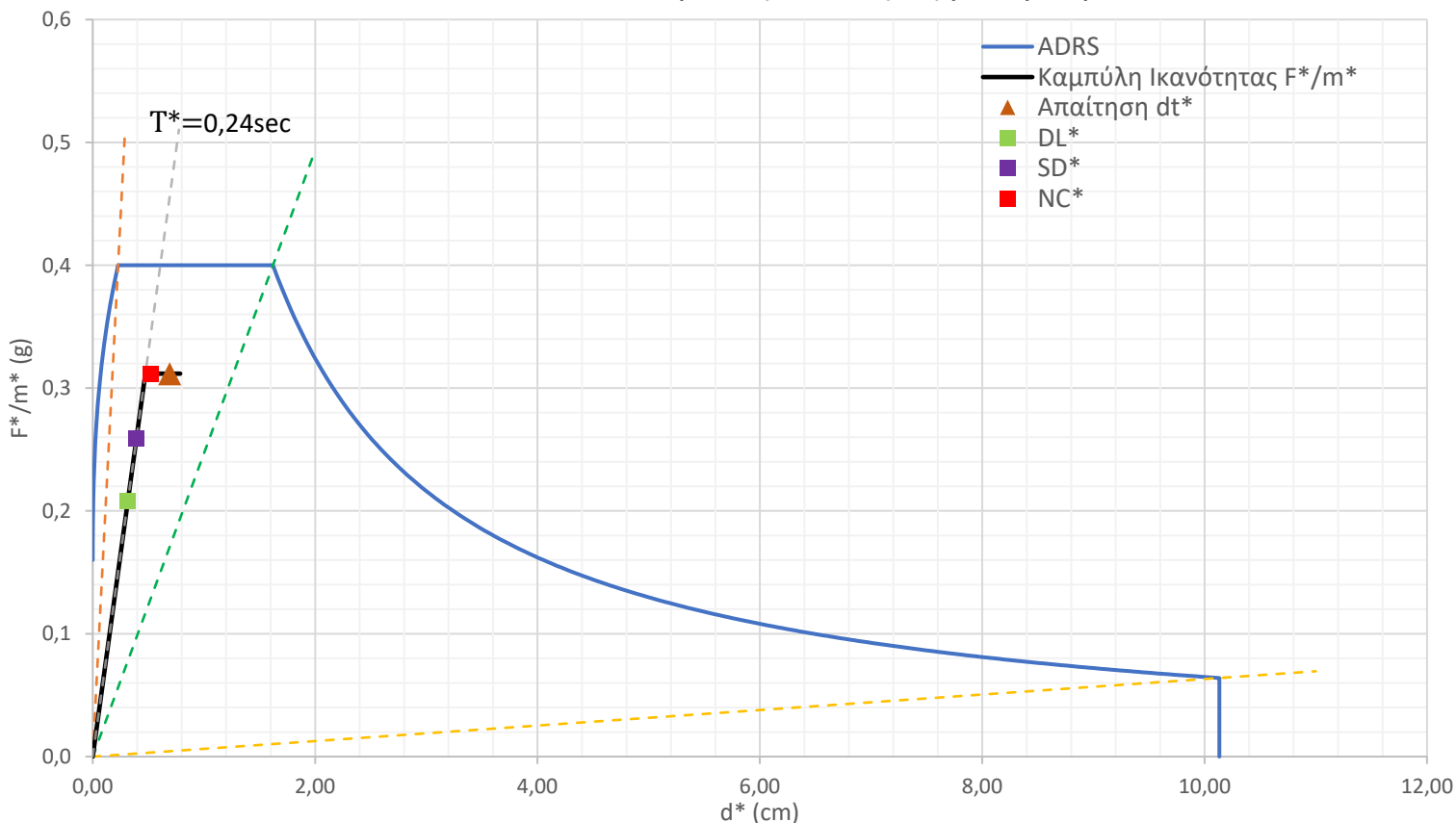
dt* (cm)	0,7
DL* (cm)	0,3
SD* (cm)	0,4
NC* (cm)	0,5

Πίνακας 8.4.10 Λόγοι εξάντλησης

Λόγοι εξάντλησης	
λDL	2,19
λSD	1,76
λNC	1,32

Παρατηρούμε ότι έχει υπερβεί τις οριακές μετακινήσεις ακόμα και της στάθμης NC (Near Collapse).

ADRS EC-8 elastic - Καμπύλη Ικανότητας μονοβαθμίου

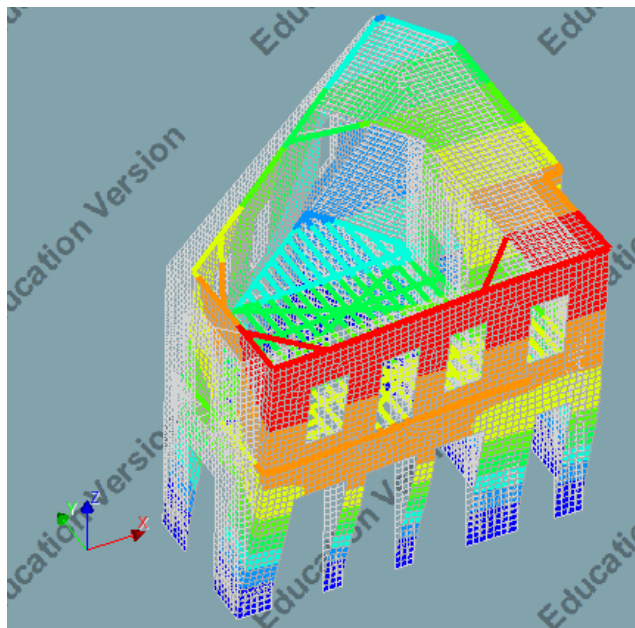


Σχήμα 8.4.6 Διάγραμμα ADRS και καμπύλη ικανότητας μονοβαθμίου

Πίνακας 8.4.12 Στάθμες επιτελεστικότητας MDOF

Γ	1,799
dt (cm)	1,2
DL (cm)	0,6
SD (cm)	0,7
NC (cm)	0,9

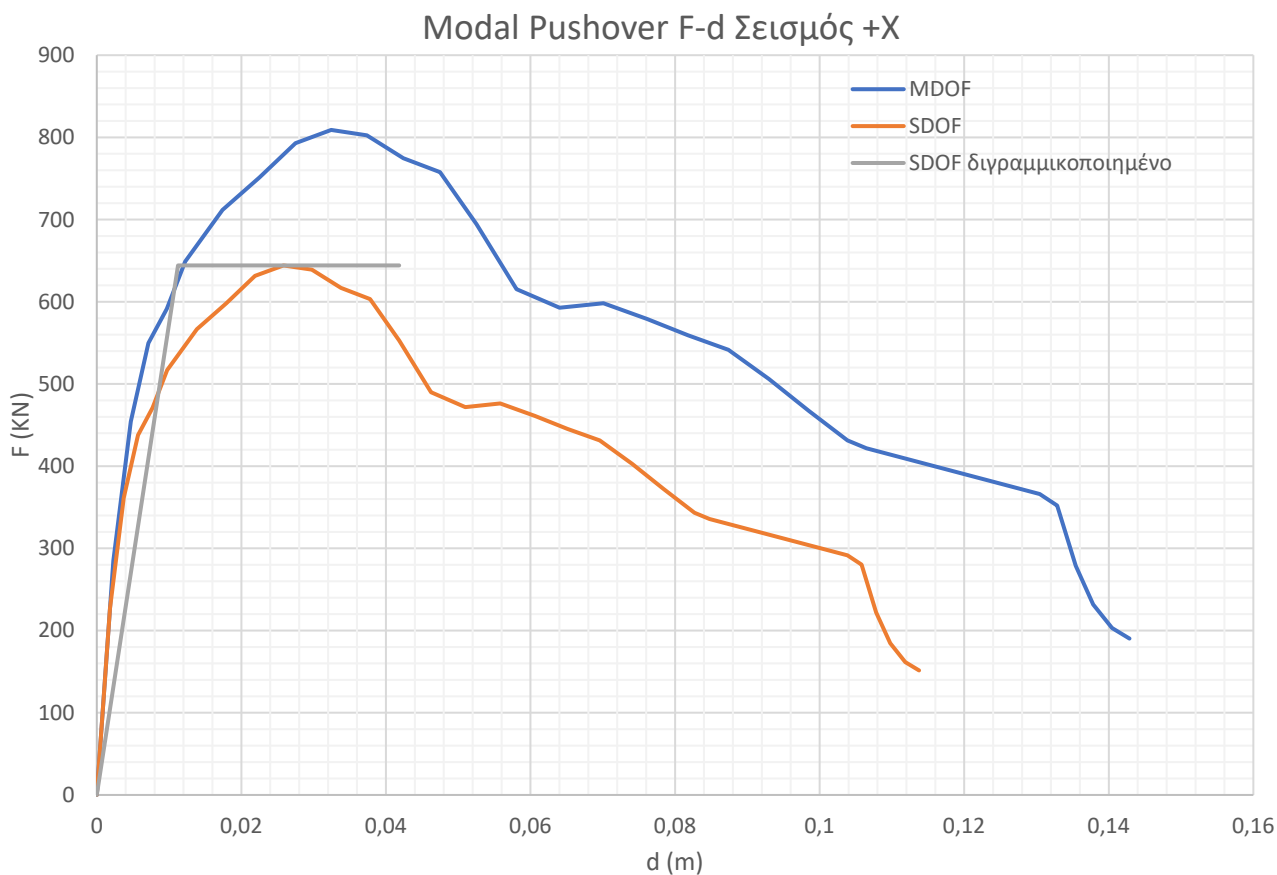
8.4.3 Ενισχυμένο - ομογενοποίηση - μεταλλικές δοκοί - modal Pushover +X



Πίνακας 8.4.13 Δεδομένα δεσπόζουσας ιδιομορφής

Ιδιομορφή	1
ποσοστό μάζας χ	51,22%
modal mass (kg)	244190
m^* (kg)	306680
Γ	1,2559

Εικόνα 8.4.6 Παραμορφωμένο σχήμα ιδιομορφής Diana FEA



Σχήμα 8.4.7 Καμπύλη Ικανότητας MDOF, SDOF, SDOF Διγραμμικοποιημένη

Πίνακας 8.4.14 Δεδομένα διγραμμικοποίησης

Διγραμμικοποίηση EC-8 SDOF	
du* (m)	0,042
m* (kg)	306680
Em* (kN*m)	13,02
dm* (m)	0,026
Fy* (kN)	644
dy* (m)	0,011
T* (s)	0,46
Se*(T*) (g)	0,35
del*(T*) (m)	0,019

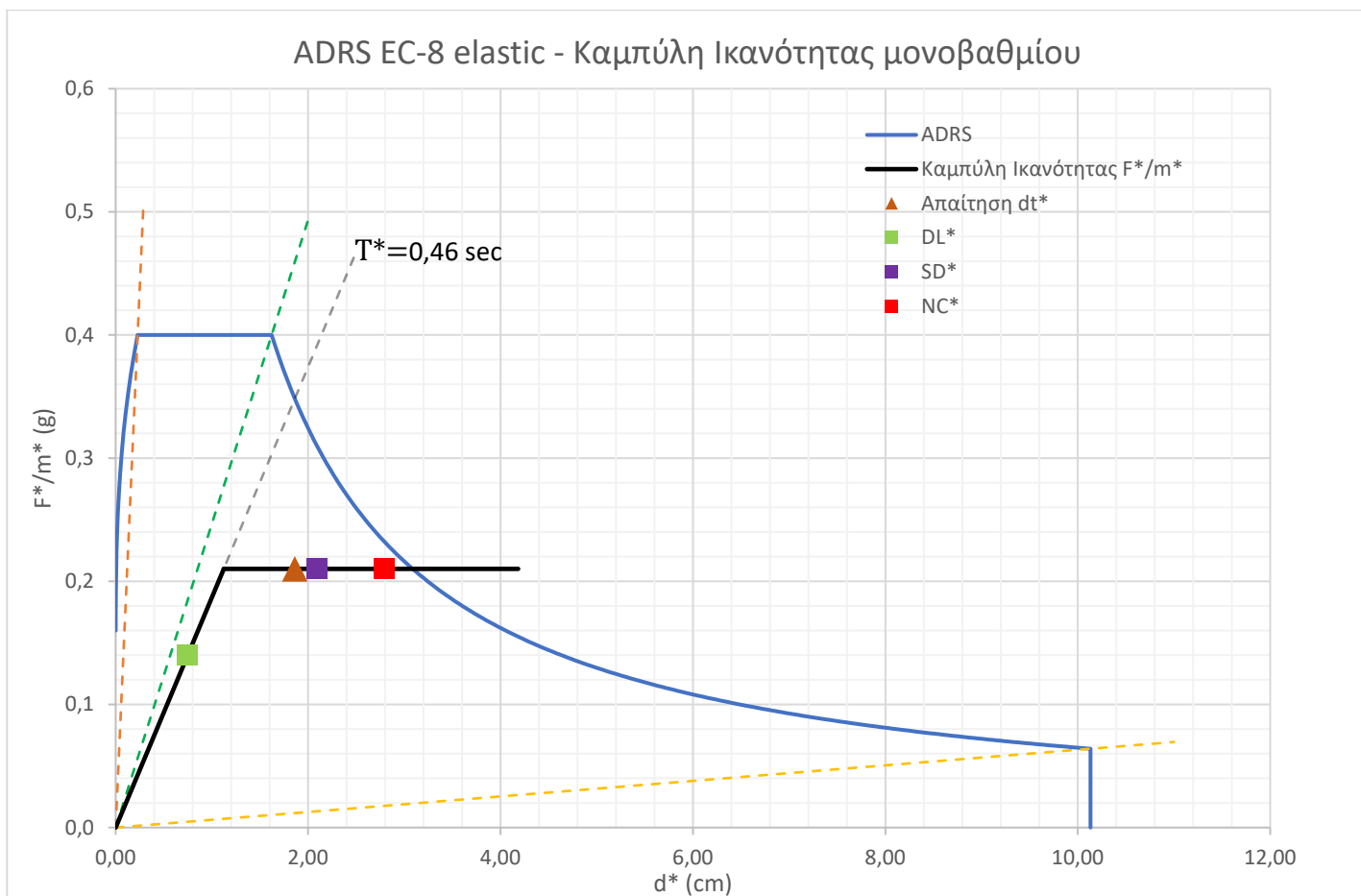
Πίνακας 8.4.16 Στάθμες επιτελεστικότητας

dt* (cm)	1,9
DL* (cm)	0,7
SD* (cm)	2,1
NC* (cm)	2,8

Πίνακας 8.4.15 Λόγοι εξάντλησης

Λόγος εξάντλησης	
λDL	2,49
λSD	0,89
λNC	0,67

Επαρκεί και για στάθμη SD (Significant Damage)

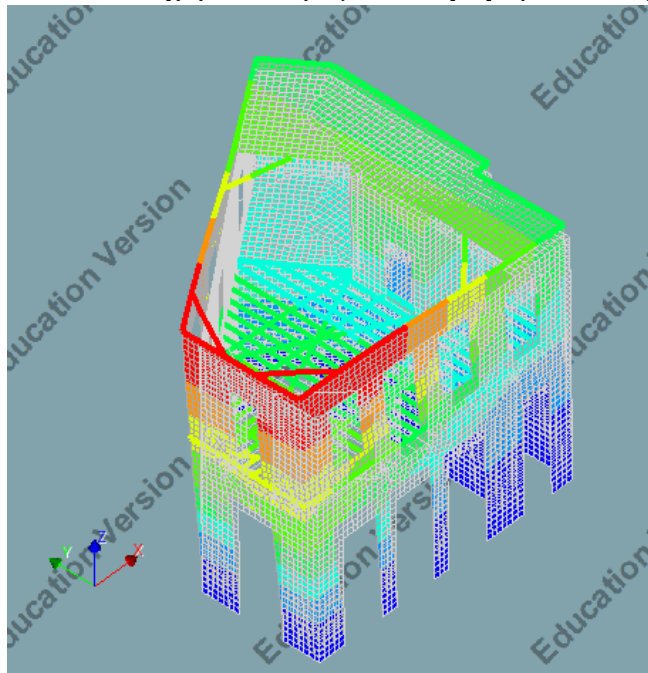


Σχήμα 8.4.8 Διάγραμμα ADRS και καμπύλη ικανότητας μονοβαθμίου

Πίνακας 8.4.17 Στάθμες επιτελεστικότητας MDOF

Γ	1,2559
dt (cm)	2,3
DL (cm)	0,9
SD (cm)	2,6
NC (cm)	3,5

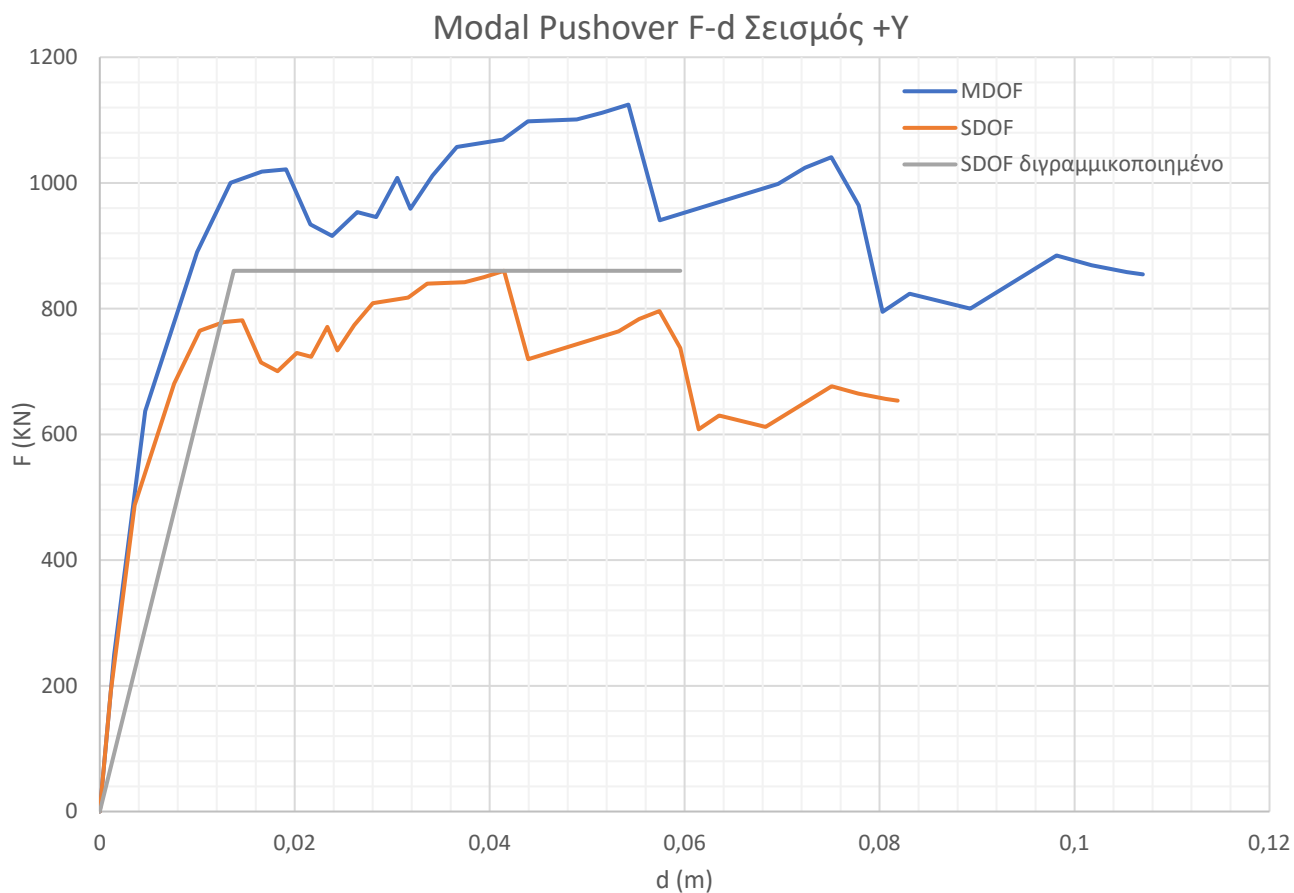
8.4.4 Ενισχυμένο - ομογενοποίηση - μεταλλικές δοκοί - modal Pushover +Y



Πίνακας 8.4.18 Δεδομένα δεσπόζουσας ιδιομορφής

Ιδιομορφή	2
ποσοστό μάζας γ	44,74%
modal mass (kg)	196870
m^* (kg)	257370
Γ	1,3073

Εικόνα 8.4.7 Παραμορφωμένο σχήμα ιδιομορφής Diana FEA



Σχήμα 8.4.9 Καμπύλη Ικανότητας MDOF, SDOF, SDOF Διγραμμικοποιημένη

Πίνακας 8.4.19 Δεδομένα διγραμμικοποίησης

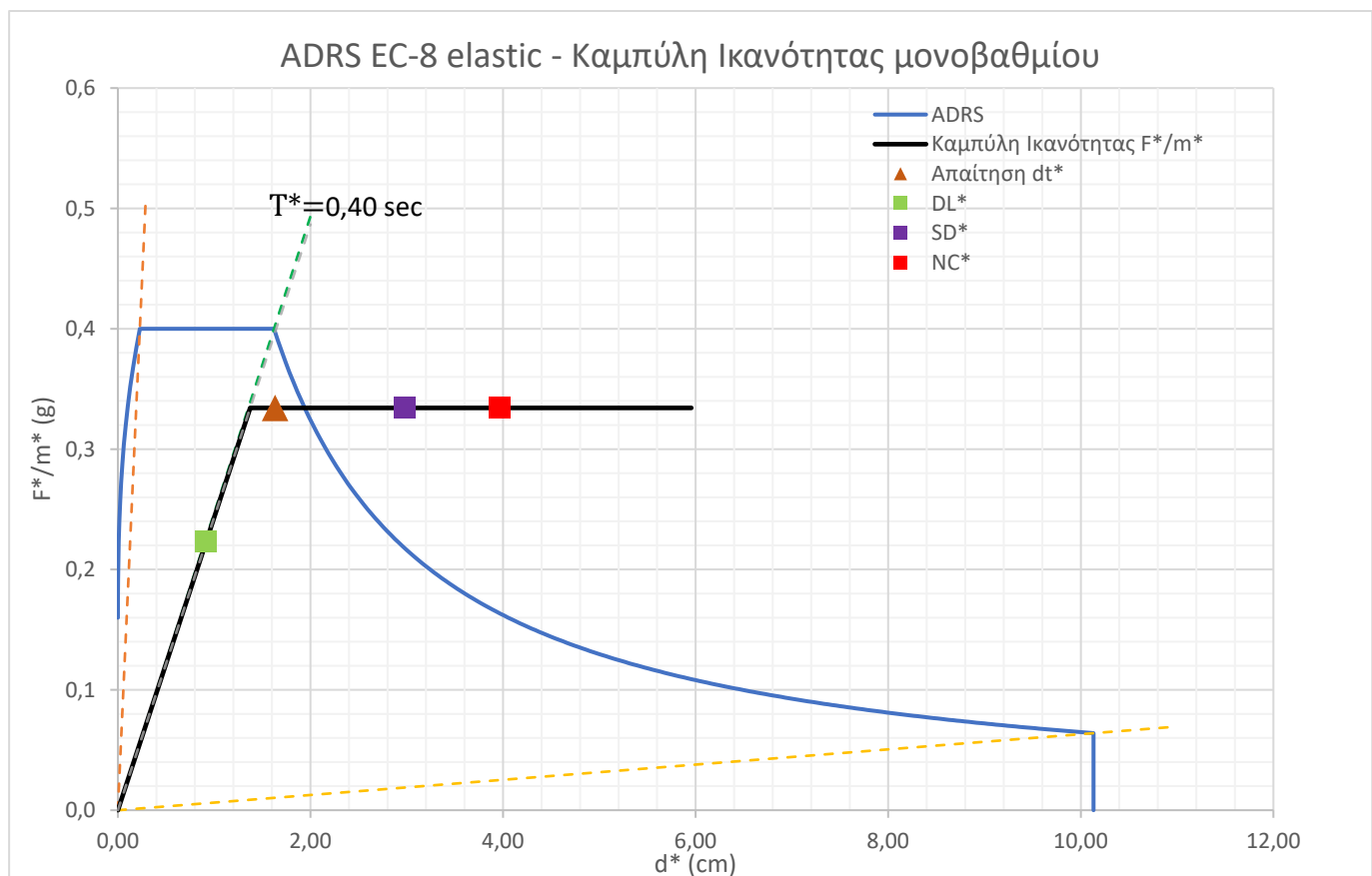
Διγραμμικοποίηση EC-8 SDOF	
du* (m)	0,060
m* (kg)	257370
Em* (kN*m)	29,77
dm* (m)	0,041
Fy* (kN)	860
dy* (m)	0,014
T* (s)	0,40
Se*(T*) (g)	0,40
del*(T*) (m)	0,016

Πίνακας 8.4.20 Στάθμες επιτελεστικότητας

dt* (cm)	1,6
DL* (cm)	0,9
SD* (cm)	3,0
NC* (cm)	4,0

Πίνακας 8.4.21 Λόγοι εξάντλησης

Λόγος εξάντλησης	
λDL	1,78
λSD	0,55
λNC	0,41

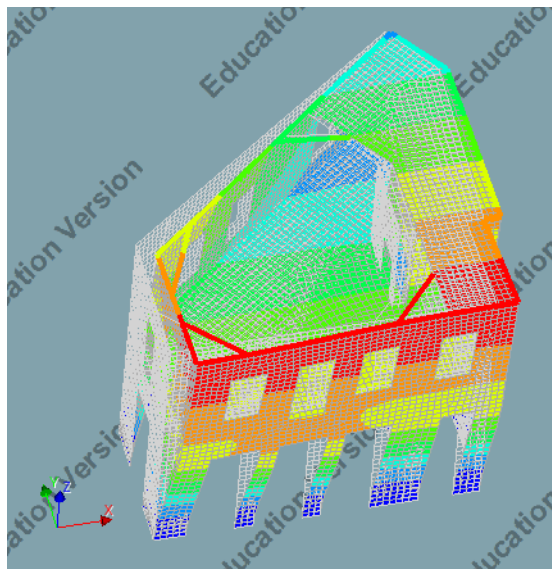


Σχήμα 8.4.10 Διάγραμμα ADRS και καμπύλη ικανότητας μονοβαθμίου

Πίνακας 8.4.22 Στάθμες επιτελεστικότητας MDOF

Γ	1,3073
dt (cm)	2,1
DL (cm)	1,2
SD (cm)	3,9
NC (cm)	5,2

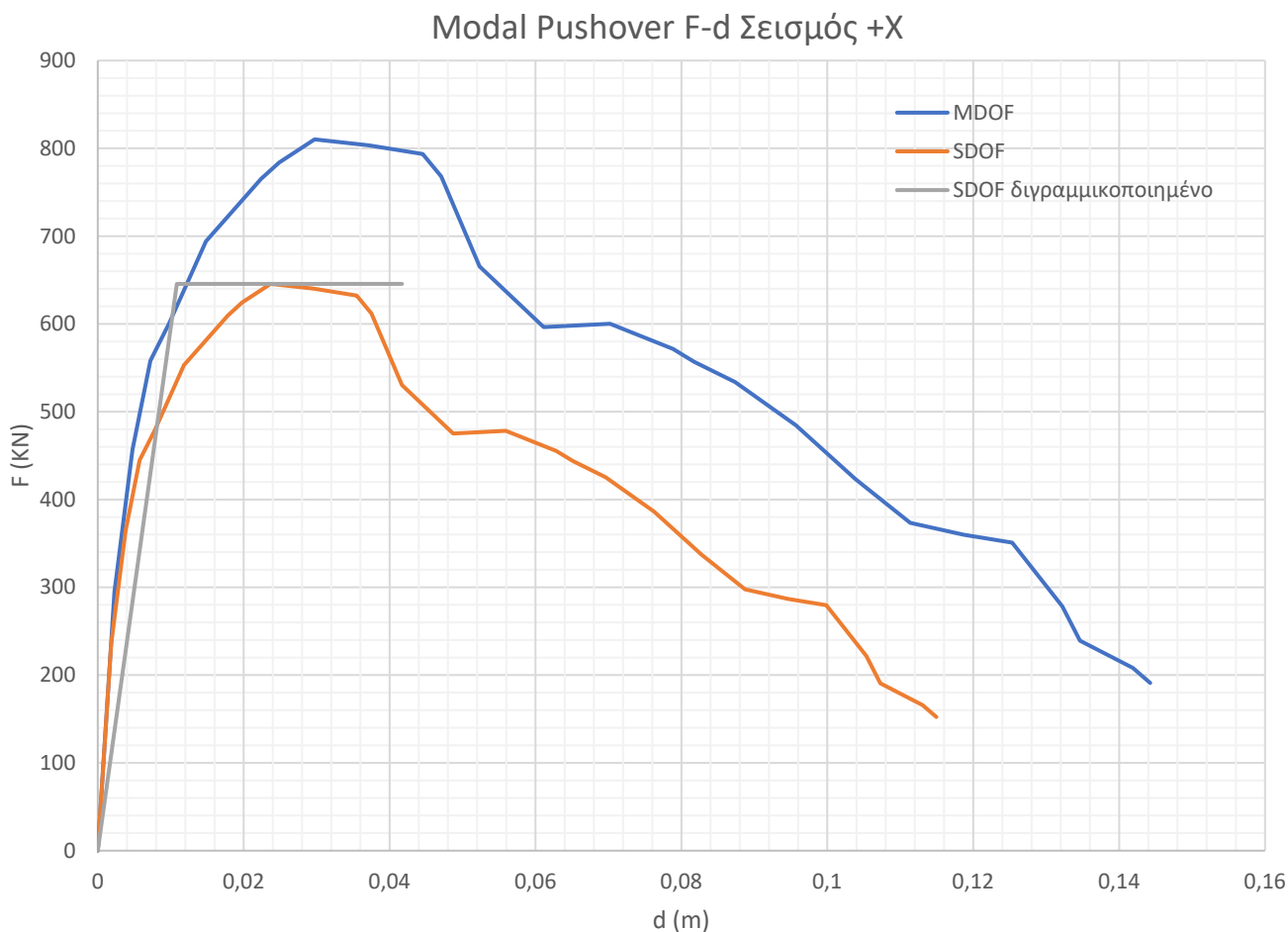
8.4.5 Ενισχυμένο - ομογενοποίηση - πλάκα beton - modal Pushover +X



Πίνακας 8.4.23 Δεδομένα δεσπόζουσας ιδιομορφής

Ιδιομορφή	1
ποσοστό μάζας χ	52,19%
m^* (kg)	319700
Γ	1,255

Εικόνα 8.4.8 Παραμορφωμένο σχήμα ιδιομορφής Diana FEA



Σχήμα 8.4.11 Καμπύλη Ικανότητας MDOF, SDOF, SDOF Διγραμμικοποιημένη

Πίνακας 8.4.24 Δεδομένα διγραμμικοποίησης

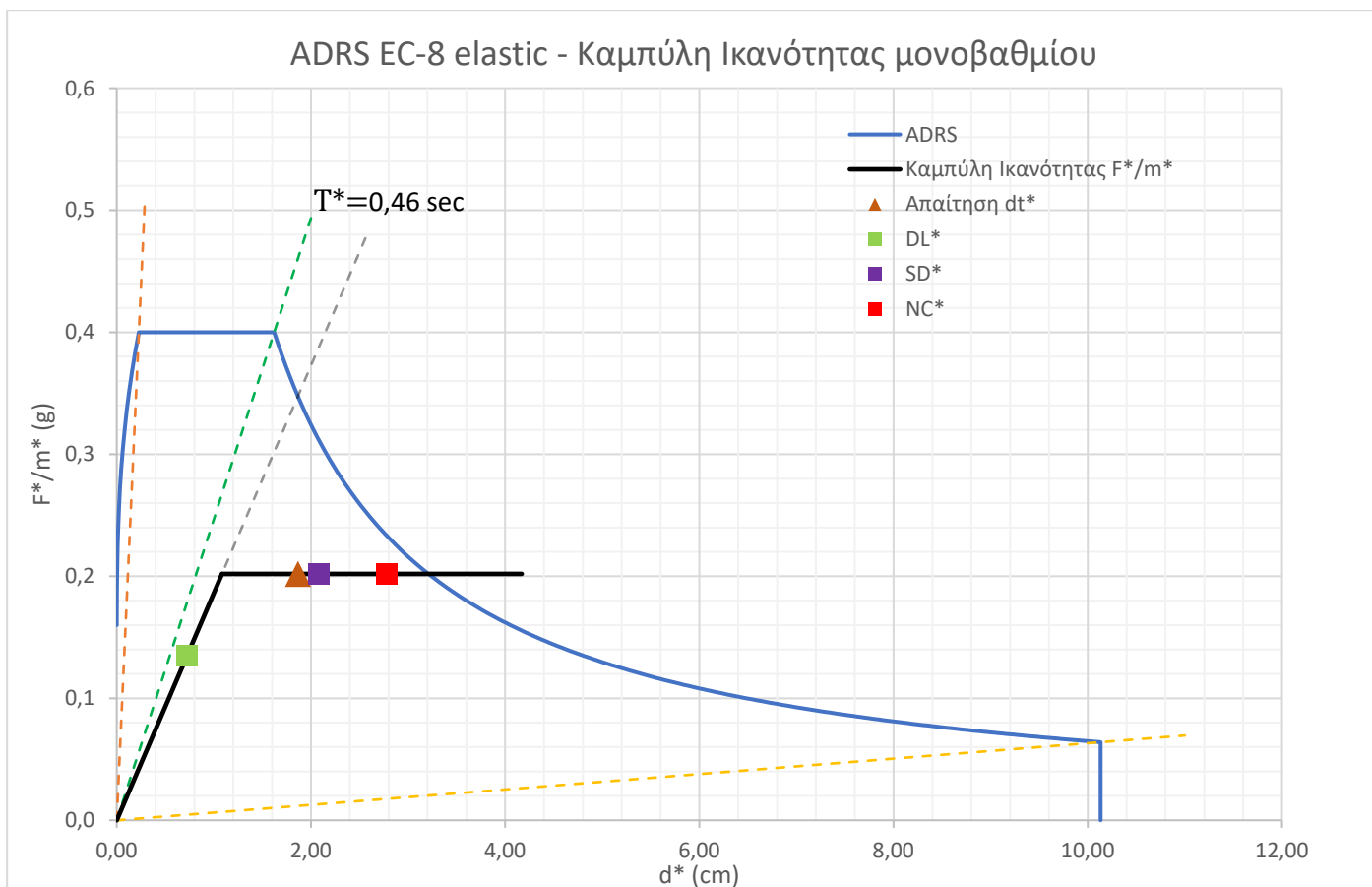
Διγραμμικοποίηση EC-8 SDOF	
du* (m)	0,042
m* (kg)	319700
Em* (kN*m)	11,79
dm* (m)	0,024
Fy* (kN)	646
dy* (m)	0,011
T* (s)	0,46
Se*(T*) (g)	0,35
del*(T*) (m)	0,019

Πίνακας 8.4.25 Στάθμες επιτελεστικότητας

dt* (cm)	1,9
DL* (cm)	0,7
SD* (cm)	2,1
NC* (cm)	2,8

Πίνακας 8.4.26 Λόγοι εξάντλησης

Λόγος εξάντλησης	
λDL	2,58
λSD	0,89
λNC	0,67

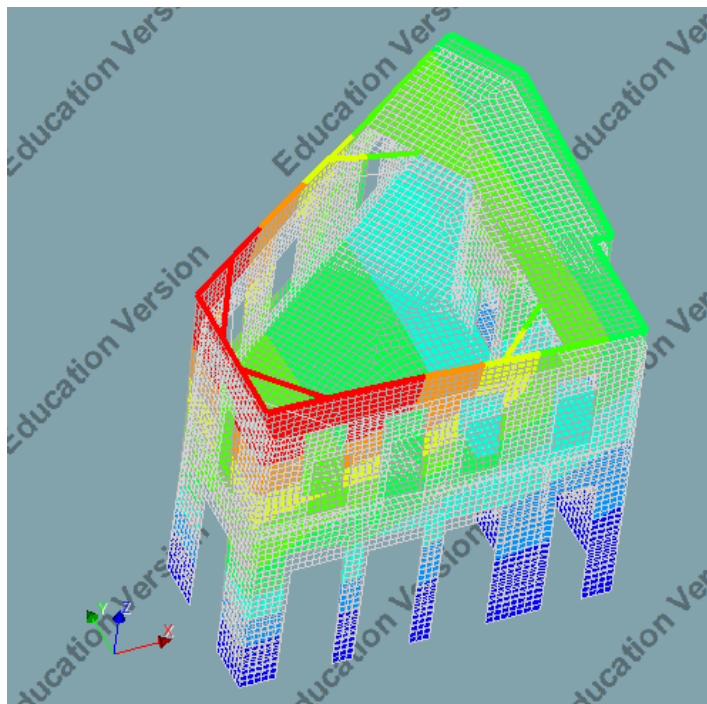


Σχήμα 8.4.12 Διάγραμμα ADRS και καμπύλη ικανότητας μονοβαθμίου

Πίνακας 8.4.27 Στάθμες επιτελεστικότητας MDOF

Γ	1,255
dt (cm)	2,3
DL (cm)	0,9
SD (cm)	2,6
NC (cm)	3,5

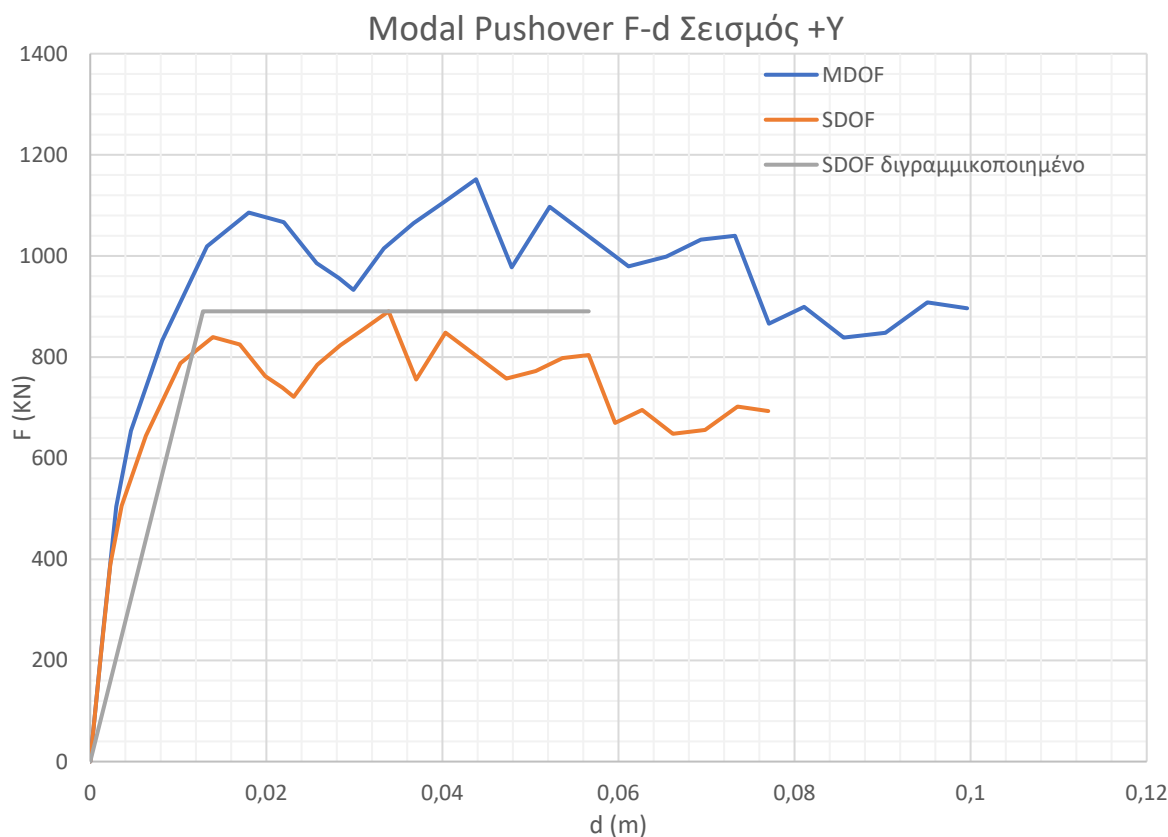
8.4.6 Ενισχυμένο - ομογενοποίηση - πλάκα beton - modal Pushover +Y



Πίνακας 8.4.28 Δεδομένα δεσπόζουσας ιδιομορφής

Ιδιομορφή	2
ποσοστό μάζας γ	44,66%
modal mass (kg)	205300
m^* (kg)	265500
Γ	1,2933

Εικόνα 8.4.9 Παραμορφωμένο σχήμα ιδιομορφής Diana FEA



Σχήμα 8.4.13 Καμπύλη Ικανότητας MDOF, SDOF, SDOF Διγραμμικοποιημένη

Πίνακας 8.4.29 Δεδομένα διγραμμικοποίησης

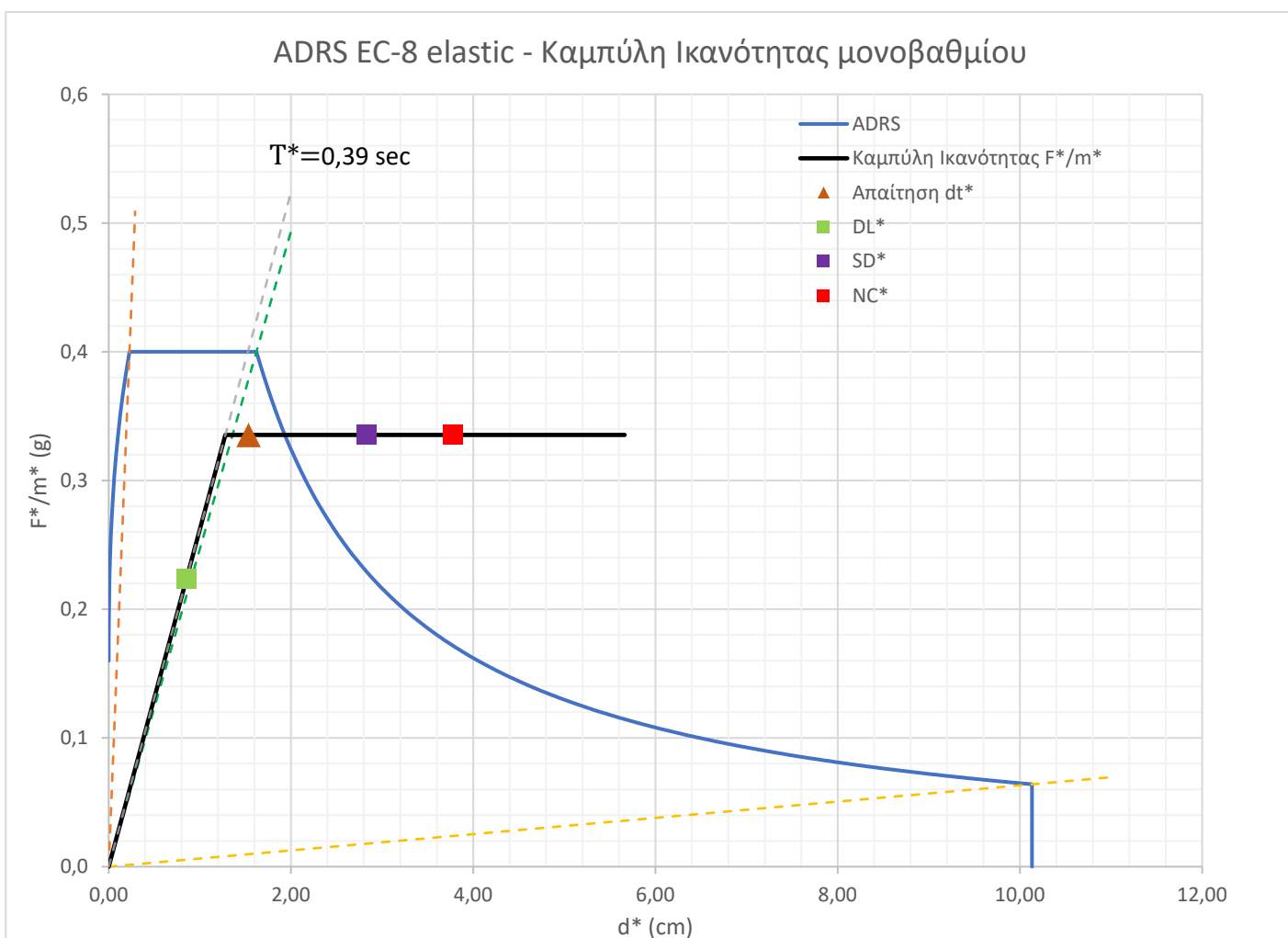
Διγραμμικοποίηση EC-8 SDOF	
du* (m)	0,057
m* (kg)	265500
Em* (kN*m)	24,48
dm* (m)	0,034
Fy* (kN)	890
dy* (m)	0,013
T* (s)	0,39
Se*(T*) (g)	0,40
del*(T*) (m)	0,015

Πίνακας 8.4.30 Στάθμες επιτελεστικότητας

dt* (cm)	1,5
DL* (cm)	0,9
SD* (cm)	2,8
NC* (cm)	3,8

Πίνακας 8.4.31 Λόγοι εξάντλησης

Λόγος εξάντλησης	
λDL	1,80
λSD	0,54
λNC	0,41

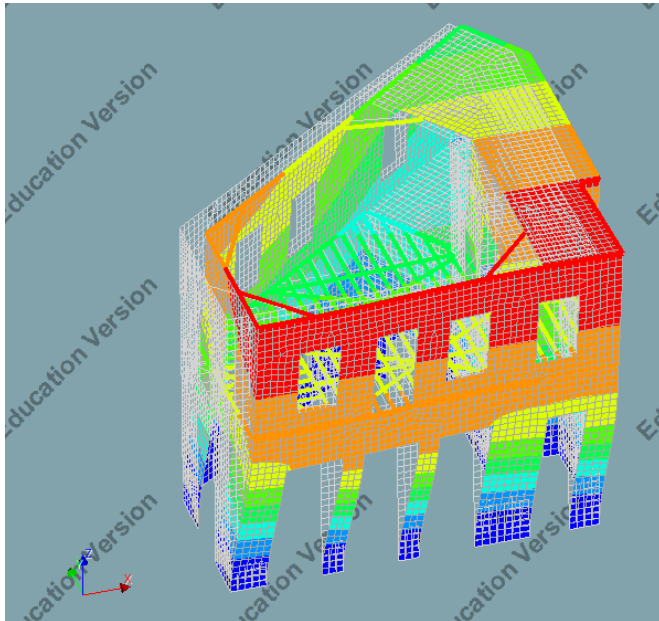


Σχήμα 8.4.14 Διάγραμμα ADRS και καμπύλη ικανότητας μονοβαθμίου

Πίνακας 8.4.32 Στάθμες επιτελεστικότητας MDOF

Γ	1,2933
dt (cm)	2,0
DL (cm)	1,1
SD (cm)	3,7
NC (cm)	4,9

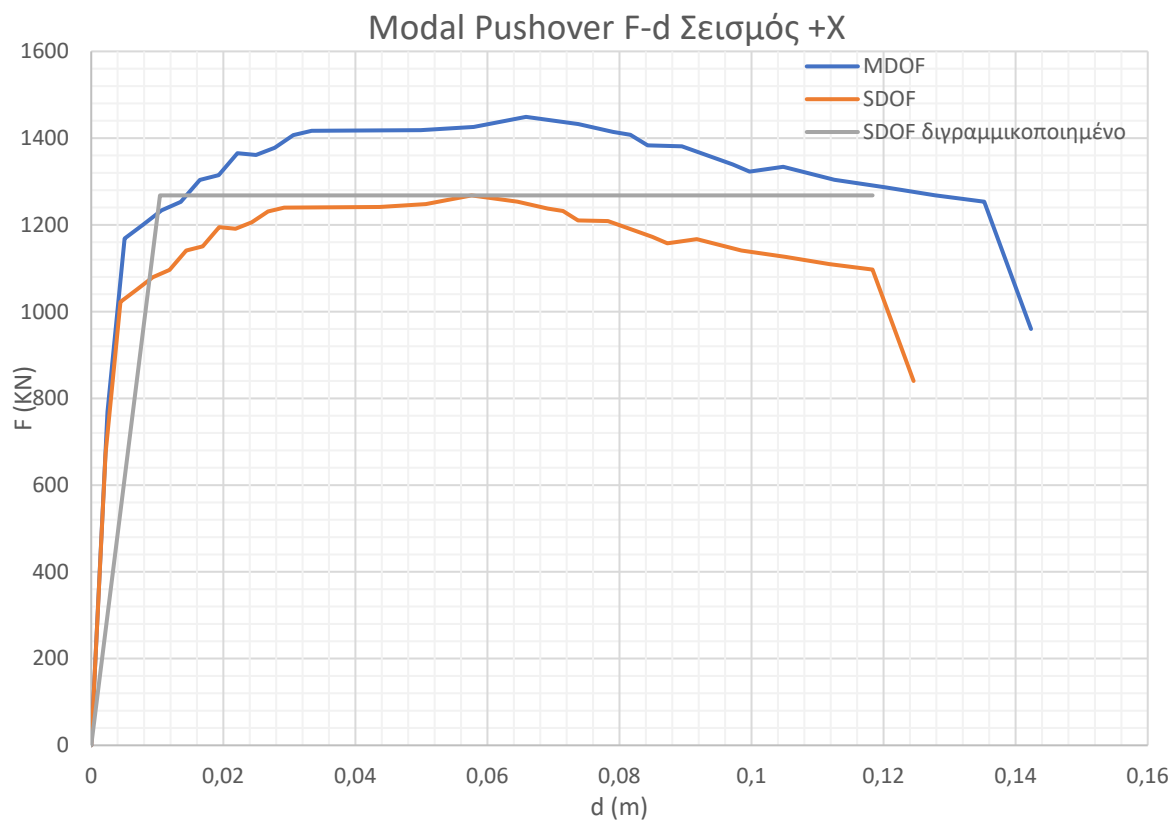
8.4.7 Ενισχυμένο – μανδύας - ομογενοποίηση - μεταλλικές δοκοί - modal Pushover +X



Πίνακας 8.4.33 Δεδομένα δεσπόζουσας ιδιομορφής

Ιδιομορφή	1
ποσοστό μάζας χ	54,47%
modal mass (kg)	358060
m^* (kg)	409190
Γ	1,1428

Εικόνα 8.4.10 Παραμορφωμένο σχήμα ιδιομορφής Diana FEA



Σχήμα 8.4.15 Καμπύλη Ικανότητας MDOF, SDOF, SDOF Διγραμμικοποιημένη

Πίνακας 8.4.34 Δεδομένα διγραμμικοποίησης

Διγραμμικοποίηση EC-8 SDOF	
du* (m)	0,118
m* (kg)	409190
Em* (kN*m)	66,45
dm* (m)	0,058
Fy* (kN)	1268
dy* (m)	0,010
T* (s)	0,36
Se*(T*) (g)	0,40
del*(T*) (m)	0,013

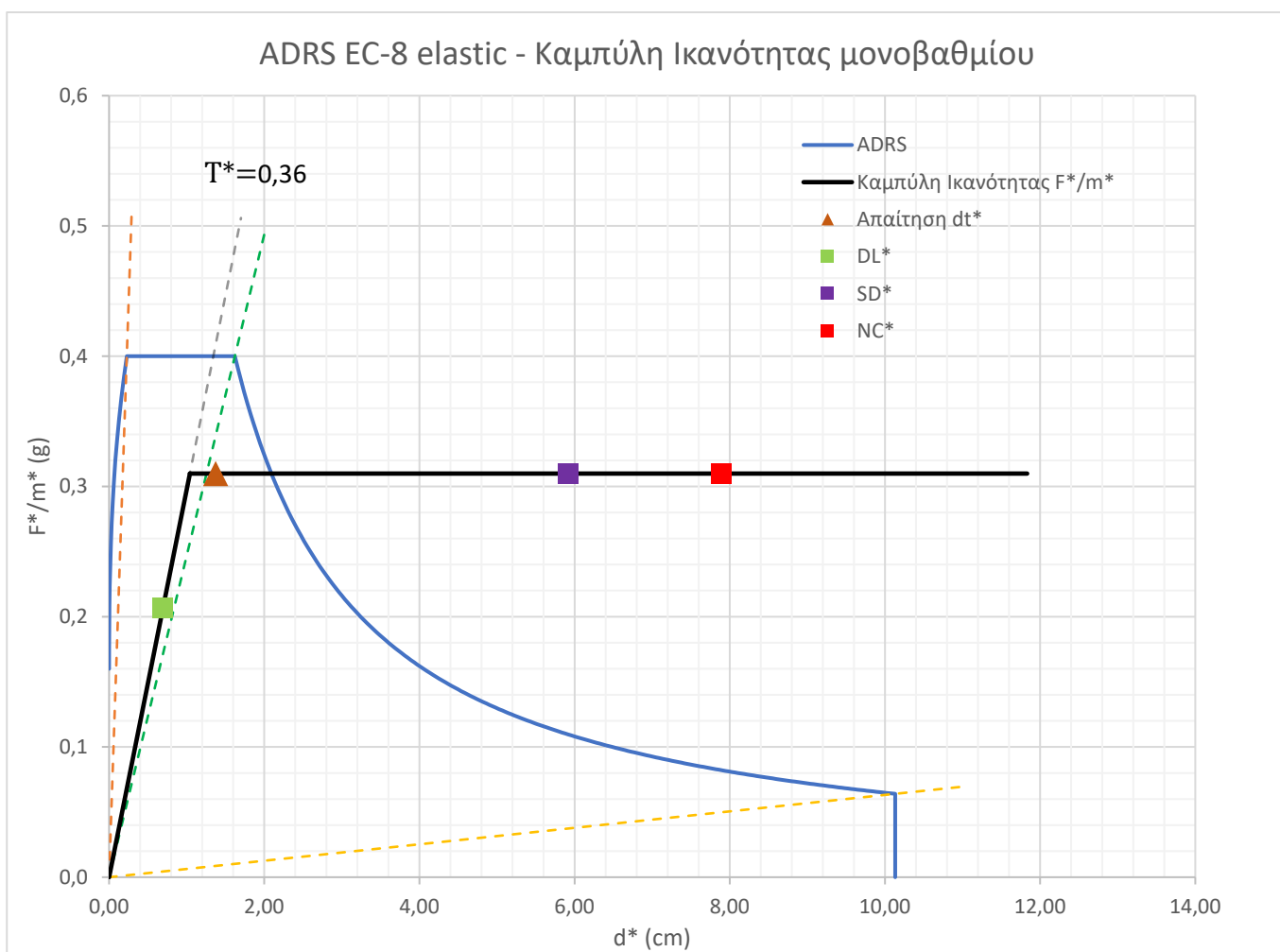
Πίνακας 8.4.36 Στάθμες επιτελεστικότητας

dt* (cm)	1,4
DL* (cm)	0,7
SD* (cm)	5,9
NC* (cm)	7,9

Πίνακας 8.4.35 Λόγοι εξάντλησης

Λόγος εξάντλησης	
λDL	1,98
λSD	0,23
λNC	0,17

δφγρφδγφδγφδγφδγφδφ

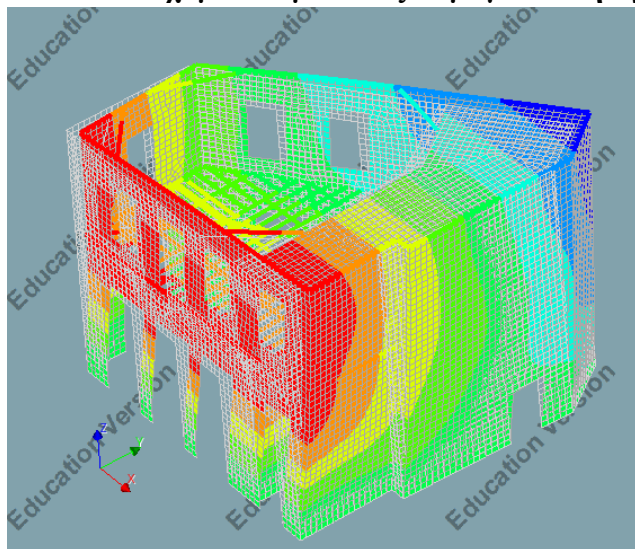


Σχήμα 8.4.16 Διάγραμμα ADRS και καμπύλη ικανότητας μονοβαθμίου

Πίνακας 8.4.37 Στάθμες επιτελεστικότητας MDOF

Γ	1,1428
dt (cm)	1,6
DL (cm)	0,8
SD (cm)	6,8
NC (cm)	9,0

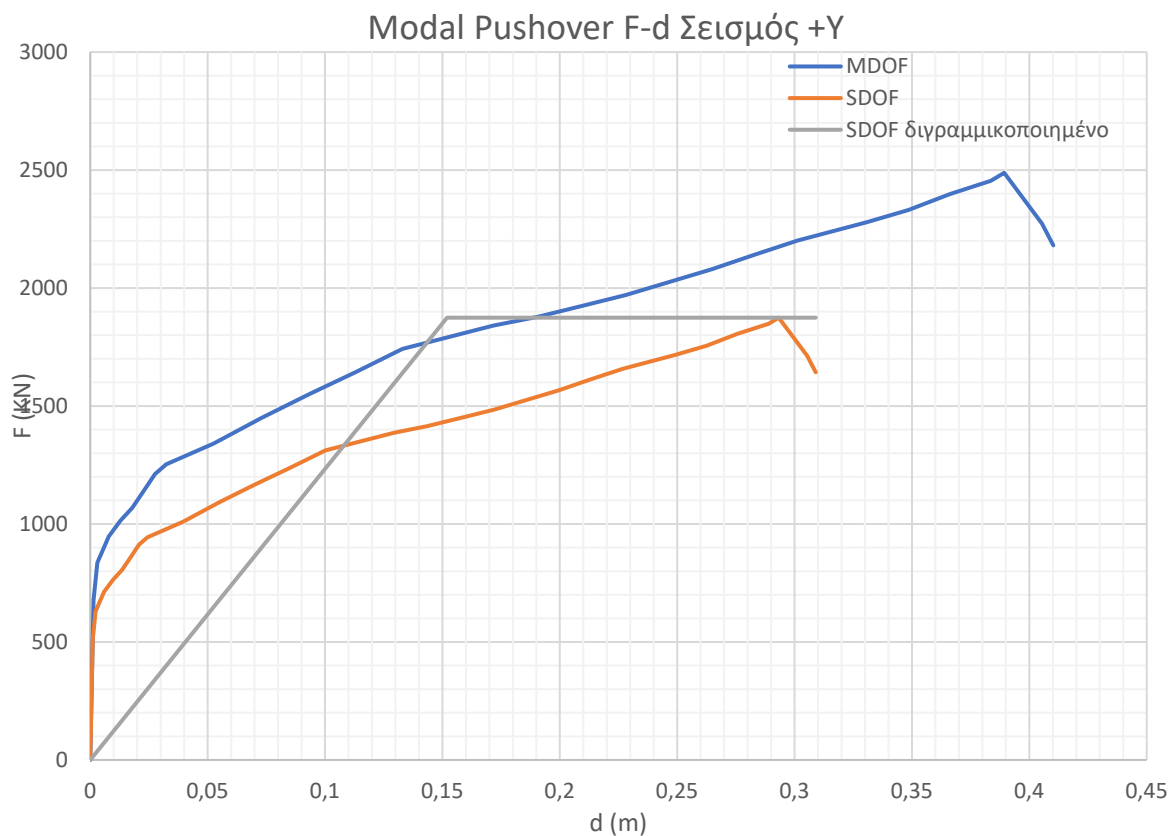
8.4.8 Ενισχυμένο – μανδύας - ομογενοποίηση – μεταλλικές δοκοί - modal Pushover +Y



Πίνακας 8.4.38 Δεδομένα δεσπόζουσας ιδιομορφής

Ιδιομορφή	2
ποσοστό μάζας Y	58,76%
modal mass (kg)	258110
m* (kg)	342640
Γ	1,3275

Εικόνα 8.4.11 Παραμορφωμένο σχήμα ιδιομορφής Diana FEA



Σχήμα 8.4.17 Καμπύλη Ικανότητας MDOF, SDOF, SDOF Διγραμμικοποιημένη

Πίνακας 8.4.39 Δεδομένα διγραμμικοποίησης

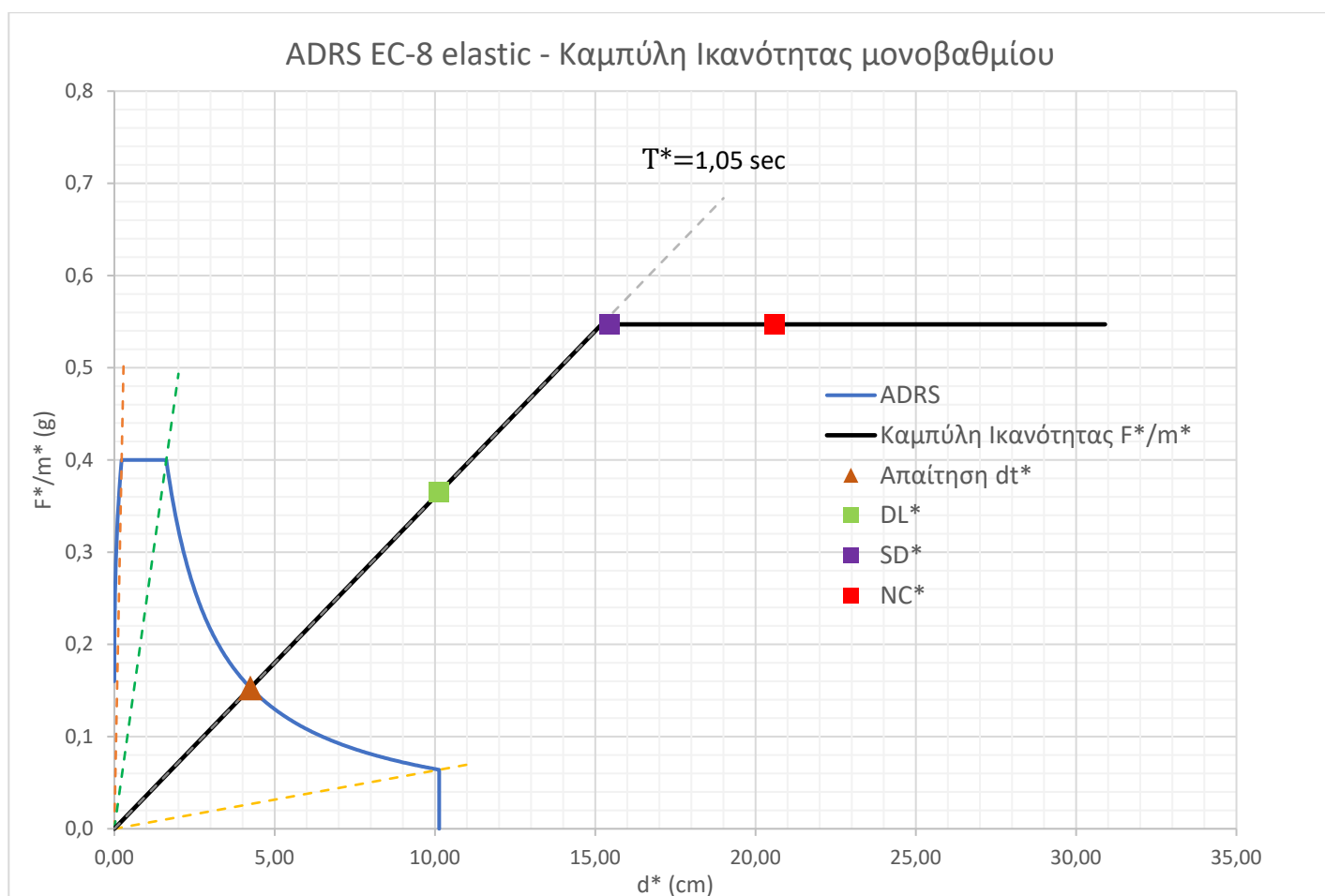
Διγραμμικοποίηση EC-8 SDOF	
du^* (m)	0,309
m^* (kg)	342640
Em^* (kN*m)	407,26
dm^* (m)	0,293
Fy^* (kN)	1874
dy^* (m)	0,152
T^* (s)	1,05
$Se^*(T^*)$ (g)	0,15
$del^*(T^*)$ (m)	0,042

Πίνακας 8.4.40 Στάθμες επιτελεστικότητας

dt^* (cm)	4,2
DL^* (cm)	10,1
SD^* (cm)	15,5
NC^* (cm)	20,6

Πίνακας 8.4.41 Λόγοι εξάντλησης

Λόγος εξάντλησης	
λ_{DL}	0,42
λ_{SD}	0,27
λ_{NC}	0,21

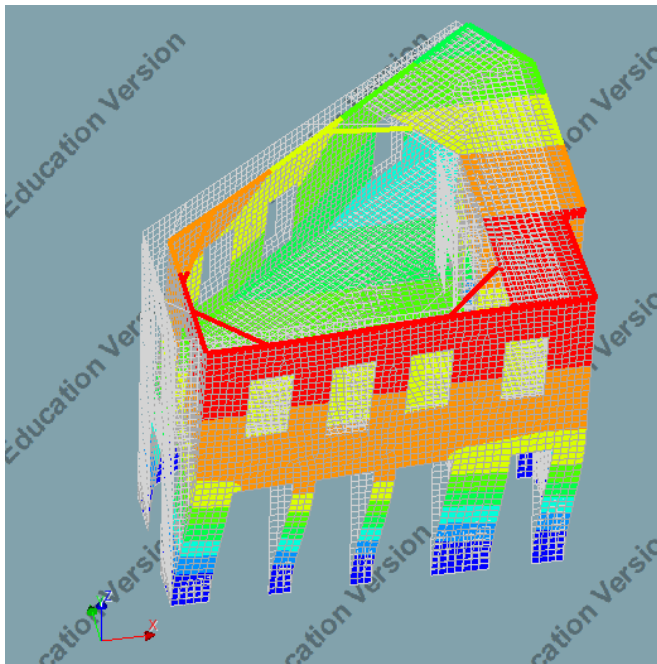


Σχήμα 8.4.18 Διάγραμμα ADRS και καμπύλη ικανότητας μονοβαθμίου

Πίνακας 8.4.42 Στάθμες επιτελεστικότητας MDOF

Γ	1,3275
dt (cm)	5,6
DL (cm)	13,5
SD (cm)	20,5
NC (cm)	27,3

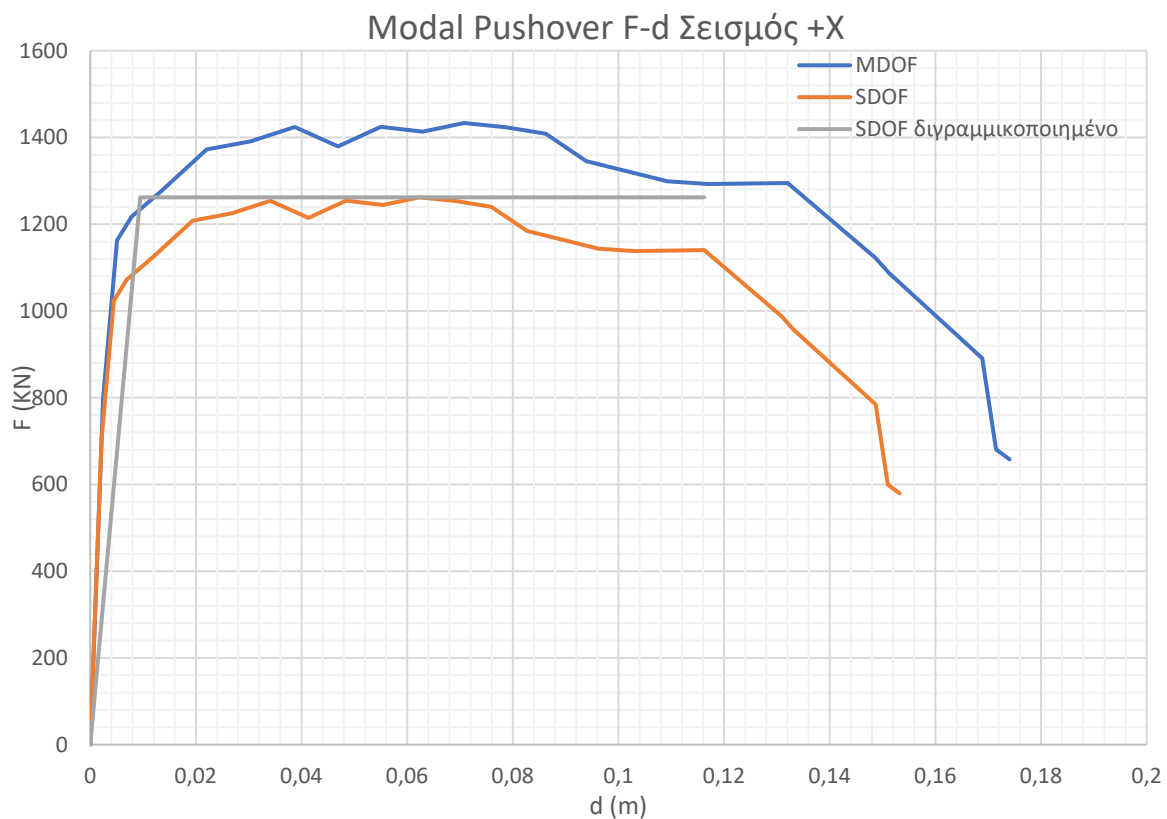
8.4.9 Ενισχυμένο -μανδύας - ομογενοποίηση – πλάκα beton - modal Pushover +X



Πίνακας 8.4.43 Δεδομένα δεσπόζουσας ιδιομορφής

Ιδιομορφή	1
ποσοστό μάζας χ	54,95%
modal mass (kg)	372840
m^* (kg)	423470
Γ	1,1358

Εικόνα 8.4.12 Παραμορφωμένο σχήμα ιδιομορφής Diana FEA



Σχήμα 8.4.19 Καμπύλη Ικανότητας MDOF, SDOF, SDOF Διγραμμικοποιημένη

Πίνακας 8.4.44 Δεδομένα διγραμμικοποίησης

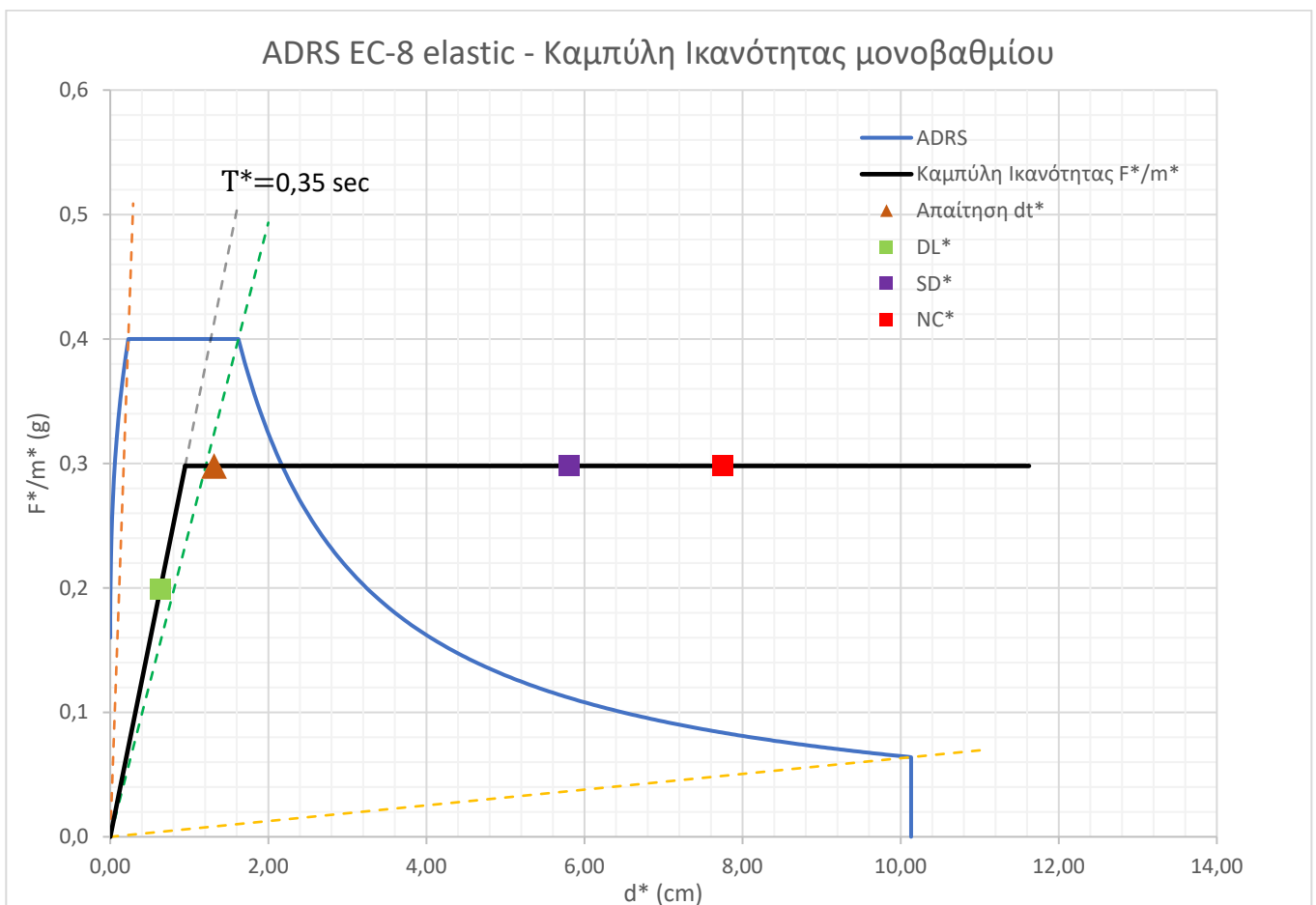
Διγραμμικοποίηση EC-8 SDOF	
du^* (m)	0,116
m^* (kg)	423470
Em^* (kN*m)	72,65
dm^* (m)	0,062
Fy^* (kN)	1262
dy^* (m)	0,009
T^* (s)	0,35
$Se^*(T^*)$ (g)	0,40
$del^*(T^*)$ (m)	0,013

Πίνακας 8.4.45 Στάθμες επιτελεστικότητας

dt^* (cm)	1,3
DL^* (cm)	0,6
SD^* (cm)	5,8
NC^* (cm)	7,7

Πίνακας 8.4.46 Λόγοι εξάντλησης

Λόγος εξάντλησης	
λDL	2,08
λSD	0,23
λNC	0,17

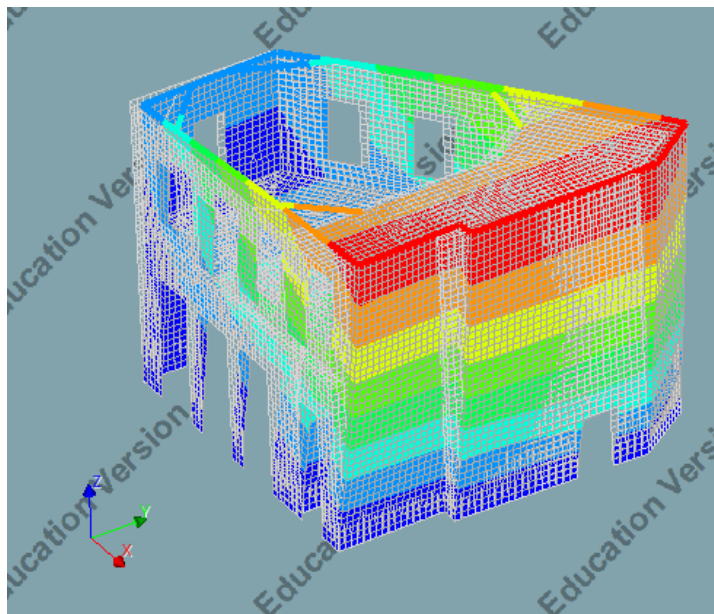


Σχήμα 8.4.20 Διάγραμμα ADRS και καμπύλη ικανότητας μονοβαθμίου

Πίνακας 8.4.47 Στάθμες επιτελεστικότητας MDOF

Γ	1,1358
dt (cm)	1,5
DL (cm)	0,7
SD (cm)	6,6
NC (cm)	8,8

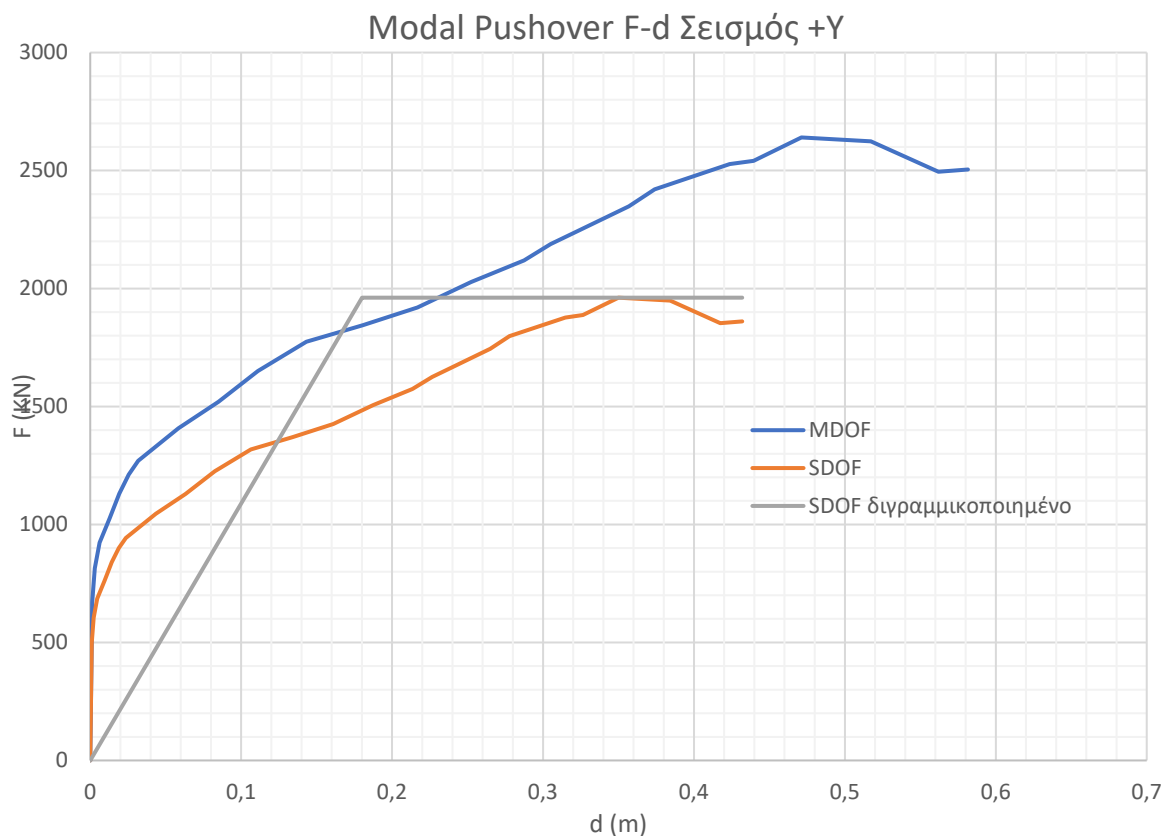
8.4.10 Ενισχυμένο -μανδύας - ομογενοποίηση – πλάκα beton - modal Pushover +Y



Πίνακας 8.4.48 Δεδομένα δεσπόζουσας ιδιομορφής

Ιδιομορφή	2
ποσοστό μάζας Υ	52,34%
modal mass (kg)	252780
m* (kg)	340310
Γ	1,3462

Εικόνα 8.4.13 Παραμορφωμένο σχήμα ιδιομορφής Diana FEA



Σχήμα 8.4.21 Καμπύλη Ικανότητας MDOF, SDOF, SDOF Διγραμμικοποιημένη

Πίνακας 8.4.49 Δεδομένα διγραμμικοποίησης

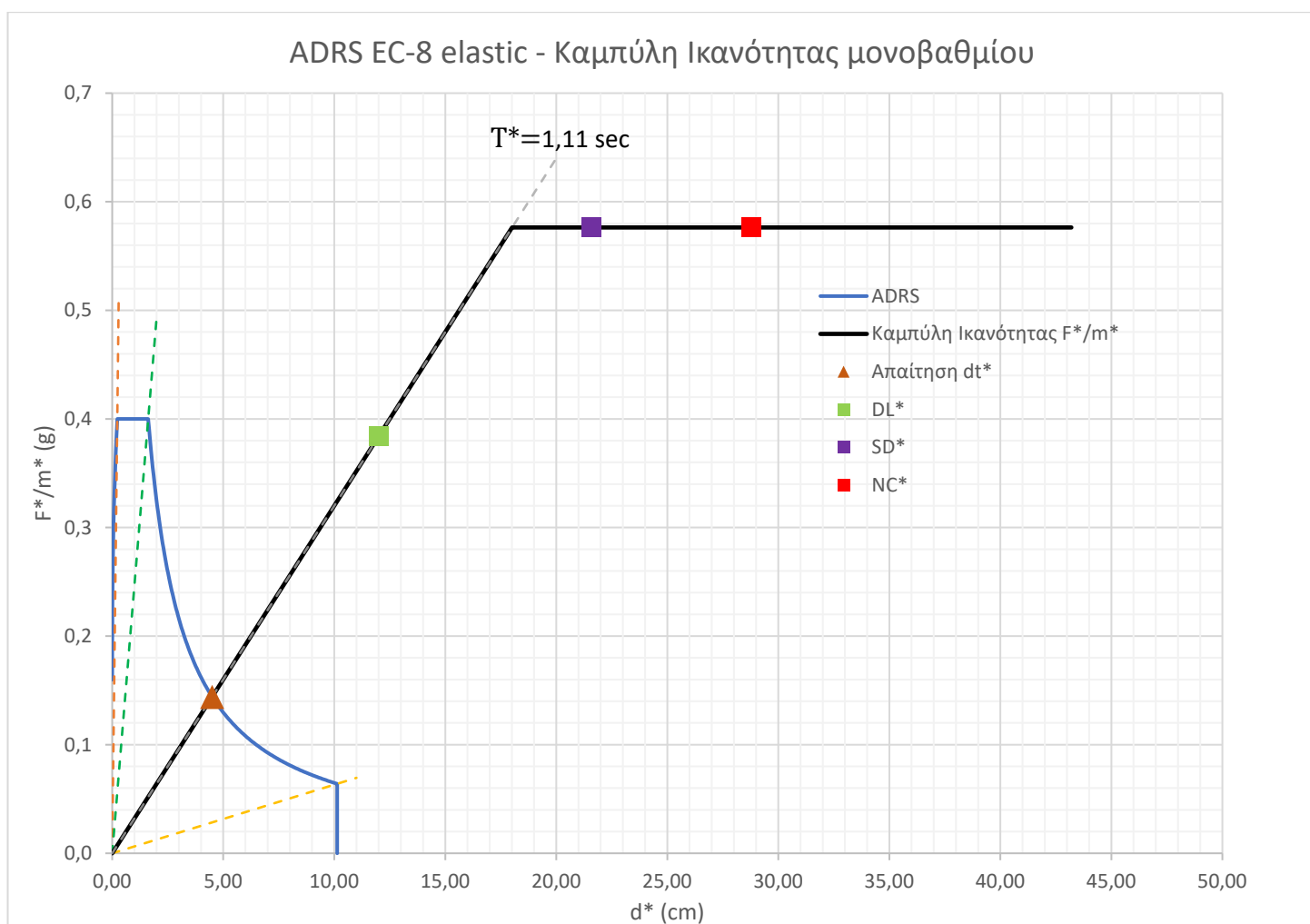
Διγραμμικοποίηση EC-8 SDOF	
du^* (m)	0,432
m^* (kg)	340310
Em^* (kN*m)	509,82
dm^* (m)	0,350
Fy^* (kN)	1961
dy^* (m)	0,180
T^* (s)	1,11
$Se^*(T^*)$ (g)	0,14
$del^*(T^*)$ (m)	0,045

Πίνακας 8.4.50 Στάθμες επιτελεστικότητας

dt^* (cm)	4,5
DL^* (cm)	12,0
SD^* (cm)	21,6
NC^* (cm)	28,8

Πίνακας 8.4.51 Λόγοι εξάντλησης

Λόγος εξάντλησης	
λ_{DL}	0,37
λ_{SD}	0,21
λ_{NC}	0,16

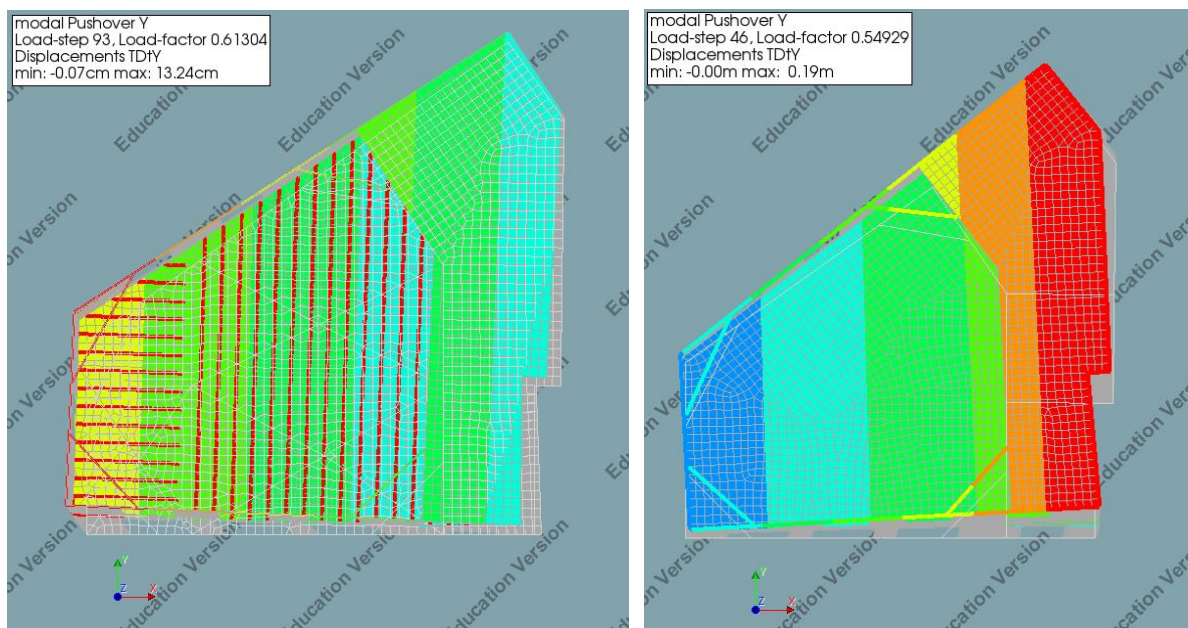


Σχήμα 8.4.22 Διάγραμμα ADRS και καμπύλη ικανότητας μονοβαθμίου

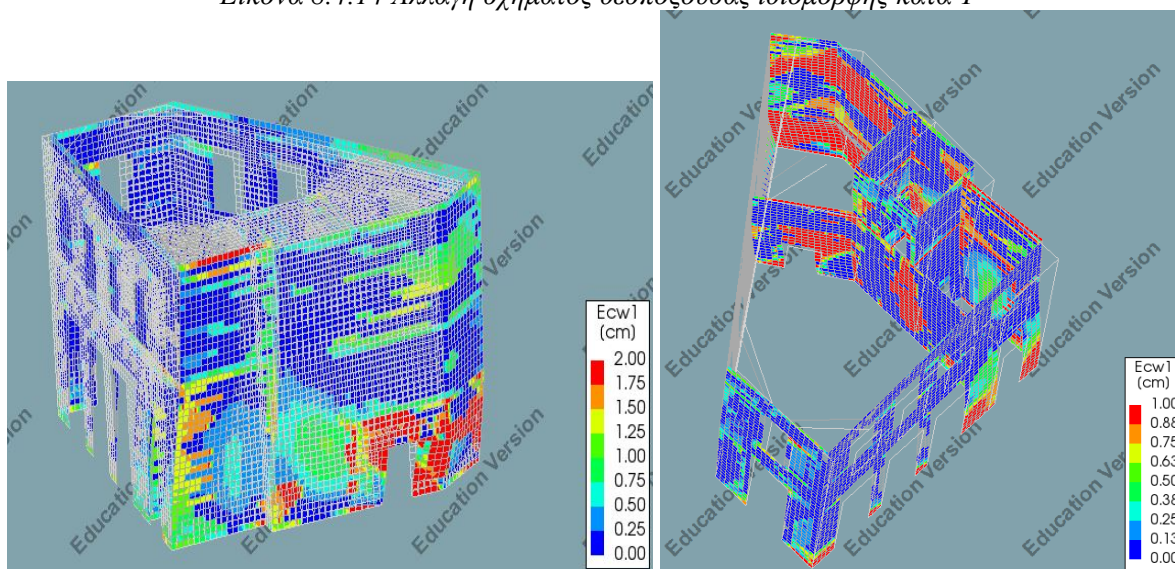
Πίνακας 8.4.52 Στάθμες επιτελεστικότητας MDOF

Γ	1,3462
dt (cm)	6,1
DL (cm)	16,2
SD (cm)	29,1
NC (cm)	38,8

Στα προσομοιώματα με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος, στην διεύθυνση σεισμού Y, παρουσιάζεται αυξημένη αντοχή. Αυτό εξηγείται καθώς αλλάζει μεταφορικό σχήμα η δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά Y, με αποτέλεσμα να παραλαμβάνει την περισσότερη τέμνουσα η δεξιά εξωτερική πλευρά του κτιρίου, στην οποία βρίσκονται δύο παράλληλοι τοίχοι σε όλο το μήκος, χωρίς καθόλου ανοίγματα και συνεπώς έχουν μεγάλο περιθώριο εξάντλησης της αντοχής τους.

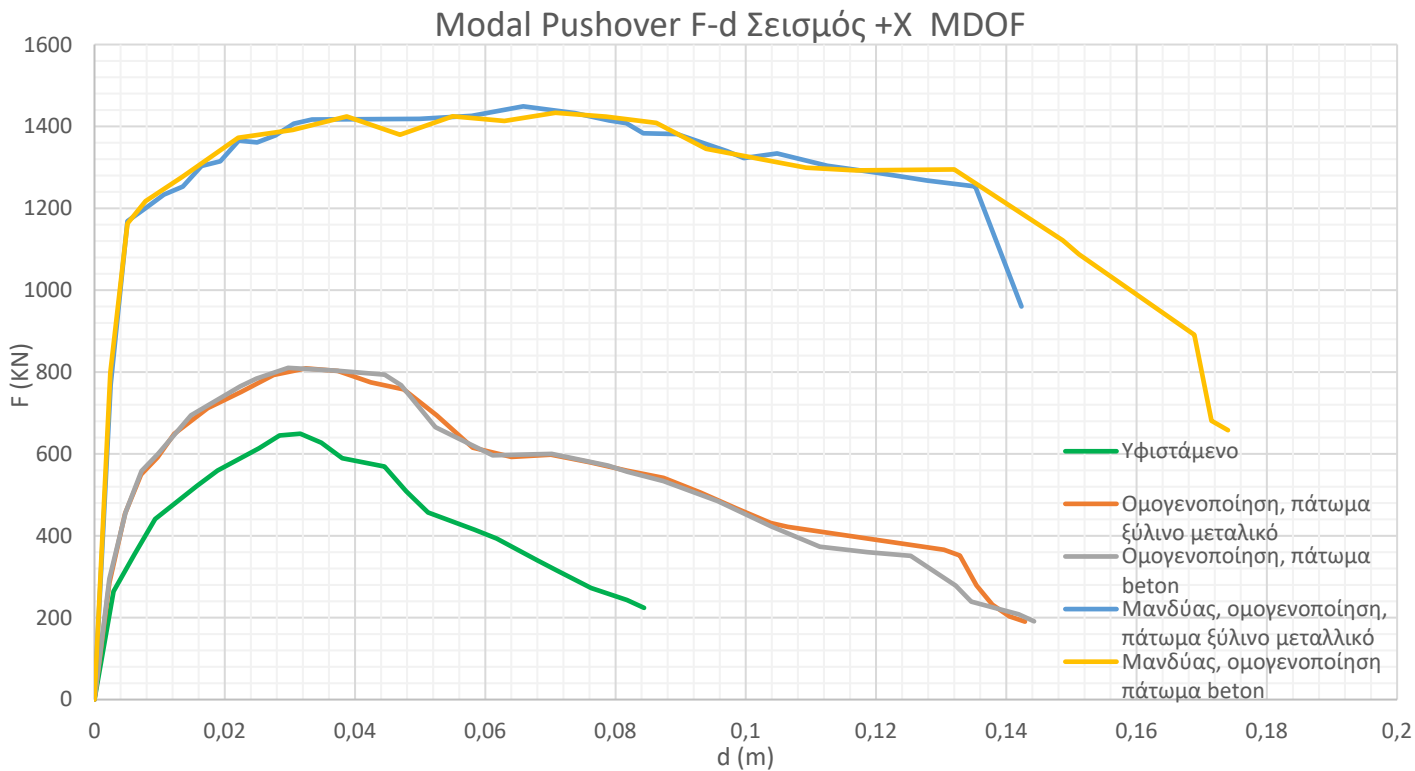


Εικόνα 8.4.14 Αλλαγή σχήματος δεσπόζουσας ιδιομορφής κατά Y

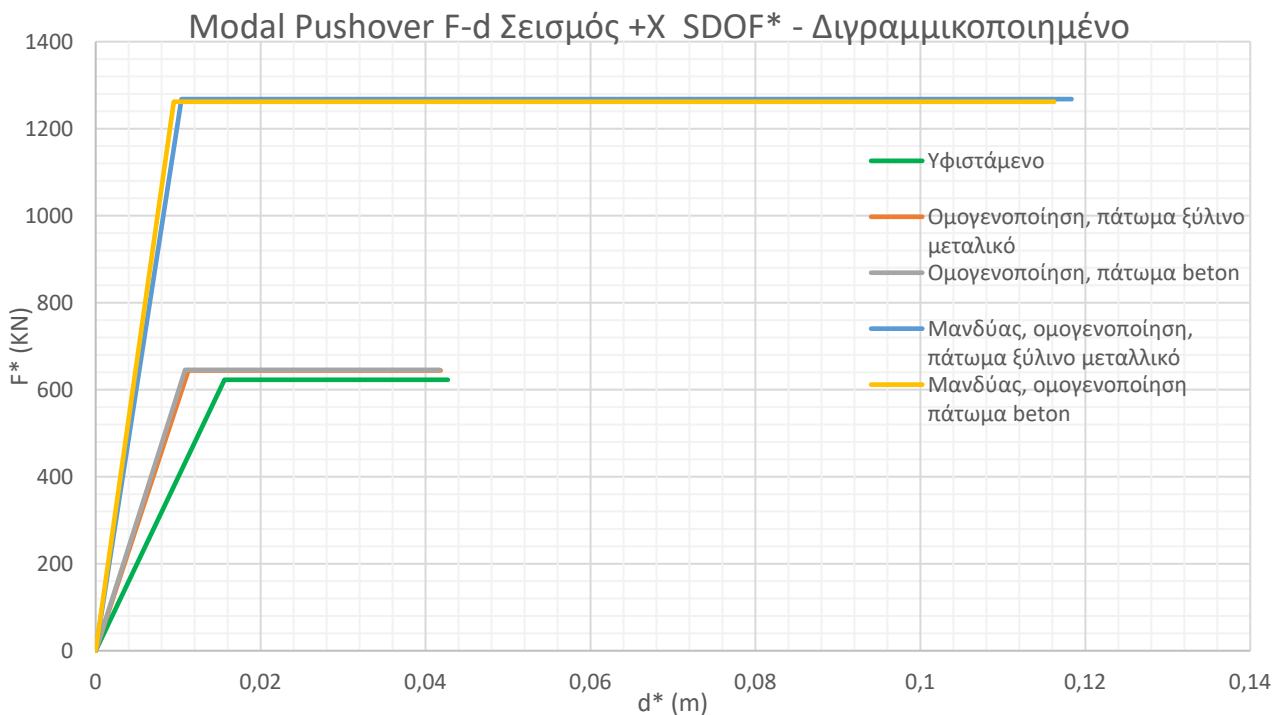


Εικόνα 8.4.15 Συγκέντρωση βλαβών στη δεξιά εξωτερική πλευρά.

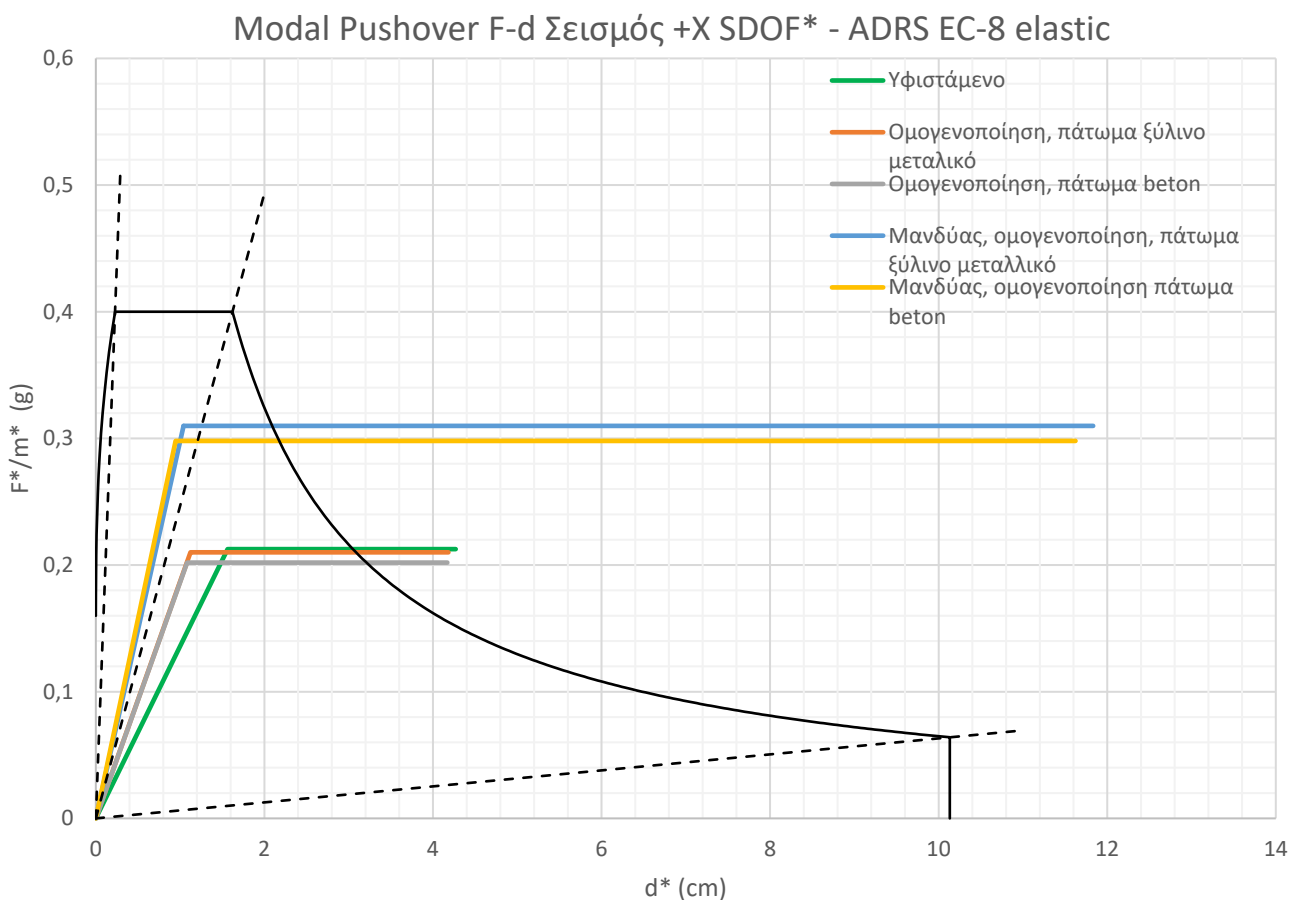
8.4.11 Συγκριτικά αποτελέσματα



Σχήμα 8.4.23 Καμπύλες Ικανότητας όλων των προσομοιωμάτων για τα πολυβάθμια συστήματα

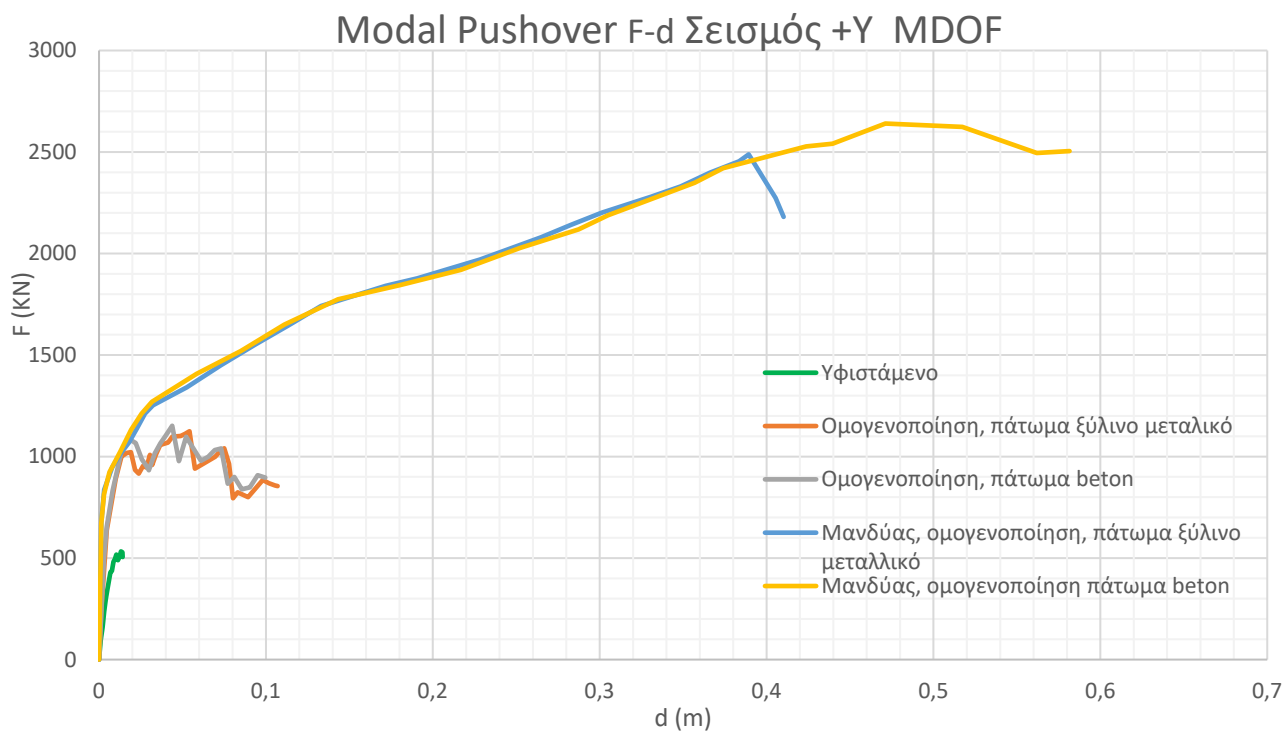


Σχήμα 8.4.24 Διγραμμικοποιημένες καμπύλες Ικανότητας όλων των προσομοιωμάτων για τα μονοβάθμια συστήματα

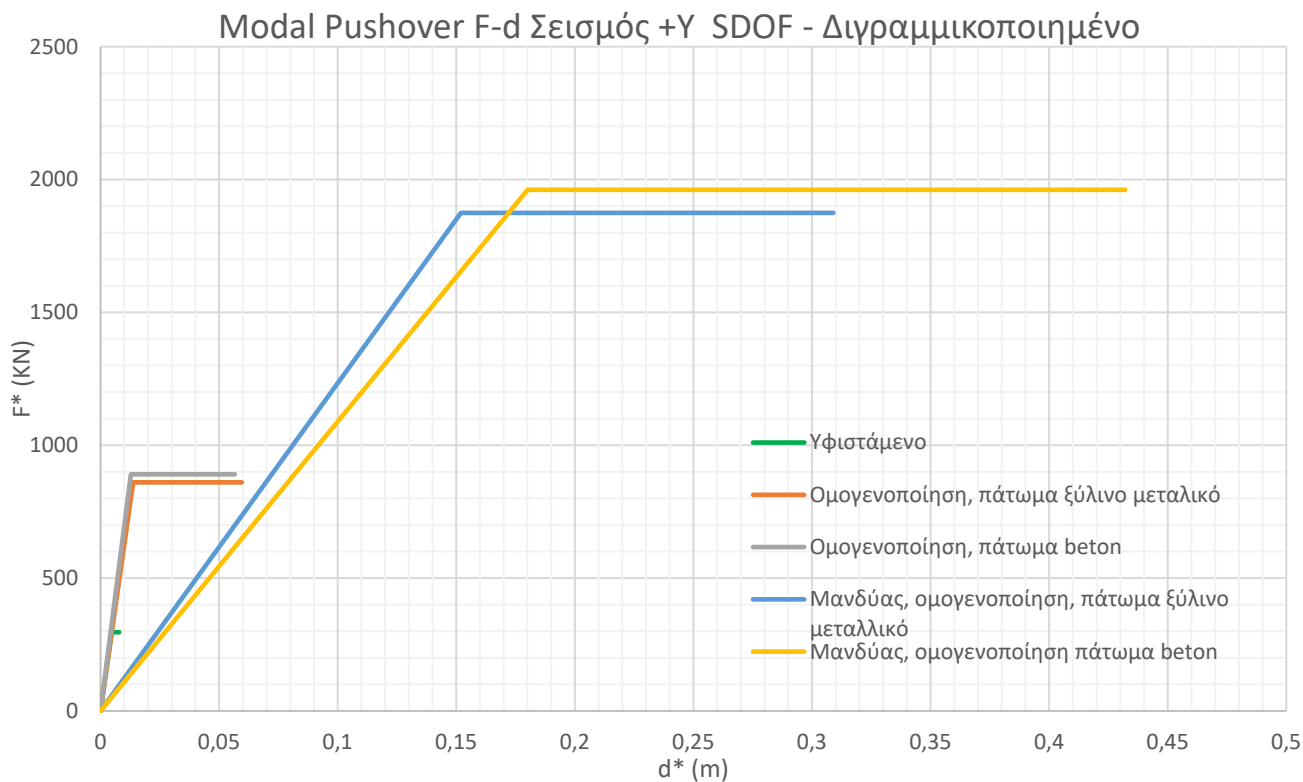


Σχήμα 8.4.25 Συγκριτικά Διαγράμματα ADRS και καμπύλες Ικανότητας μονοβαθμίου

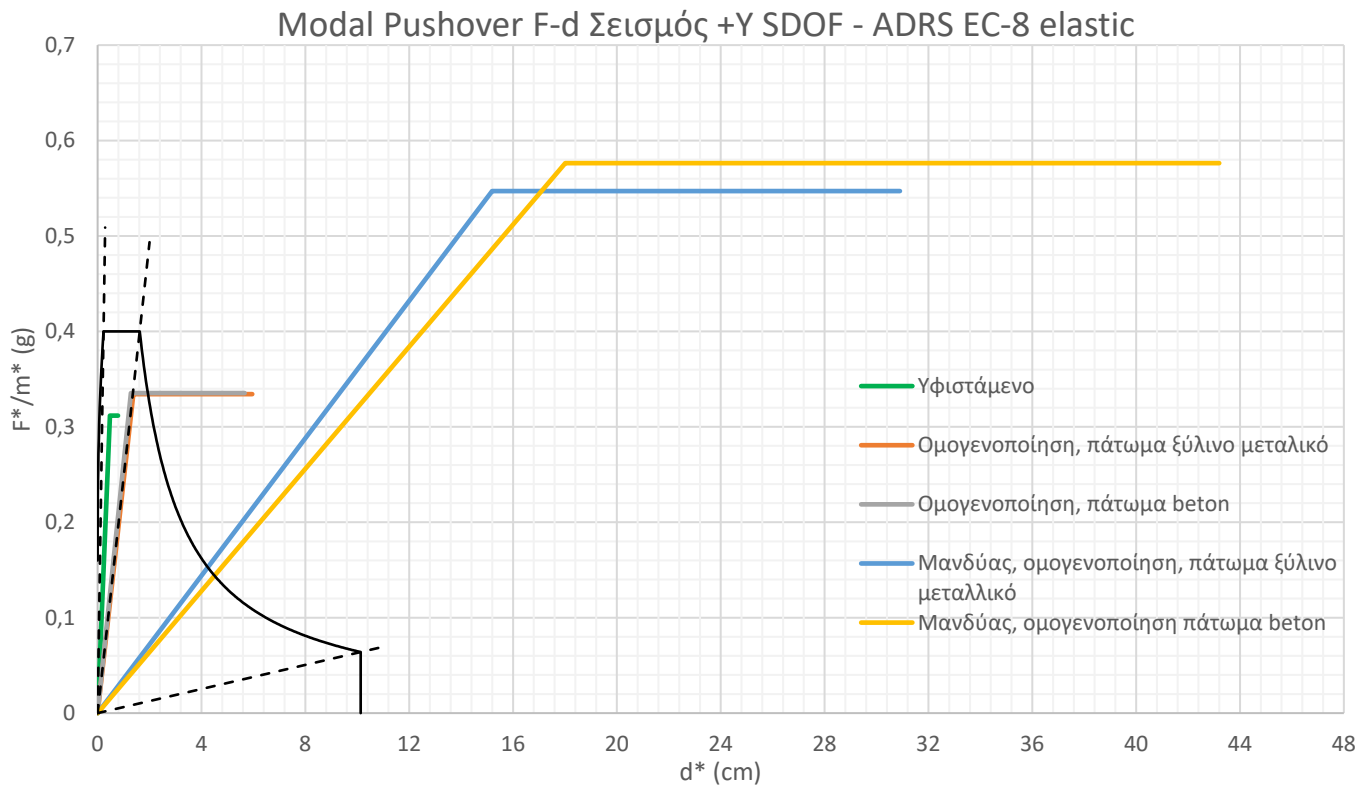
Στη διεύθυνση X, παρατηρείται όχι πολύ μεγάλη βελτίωση με την ομογενοποίηση μάζας και την διαφραγματική λειτουργία (πλάκα beton/μεταλλικές δοκοί). Αυτό εξηγείται καθώς η ιδιομορφή είχε παρόμοιο μεταφορικό σχήμα και πριν την εφαρμογή του διαφράγματος. Παρουσιάζει γενικώς συμπεριφορά 'μαλακού ορόφου' καθώς οι τρεις περιμετρικοί τοίχοι έχουν πολλά ανοίγματα στο ισόγειο και συνεπώς μικρή δυσκαμψία με αποτέλεσμα οι μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις drift να συμβαίνουν στη στάθμη του πρώτου ορόφου. Η συμπεριφορά βελτιώνεται αρκετά με την εφαρμογή του μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος στους τρεις περιμετρικούς τοίχους, καθώς βελτιώνονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά αλλά αυξάνεται και το πάχος τους.



Σχήμα 8.4.26 Καμπύλες Ικανότητας όλων των προσομοιωμάτων για τα πολυβάθμια συστήματα



Σχήμα 8.4.27 Διγραμμικοποιημένες καμπύλες Ικανότητας όλων των προσομοιωμάτων για τα μονοβάθμια συστήματα



Σχήμα 8.4.28 Συγκριτικά Διαγράμματα ADRS και καμπύλες Ικανότητας μονοβαθμίου

Στην διεύθυνση Y, φαίνεται σημαντική βελτίωση με την εφαρμογή διαφραγματικής λειτουργίας, καθώς η δεσπόζουσα ιδιομορφή του υφιστάμενου δεν ήταν ομοιόμορφη με μεταφορικό σχήμα και δεν μοίραζε την ένταση σε όλους τους τοίχους, αλλά είχε τοπική αστοχία. Αυτή η συμπεριφορά διορθώνεται με την εφαρμογή του διαφράγματος, και επιτυγχάνεται η κατανομή της σεισμικής δύναμης σε όλους τους τοίχους.

Με την εφαρμογή δε του μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος στους 3 περιμετρικούς τοίχους, αυξάνεται κατά πολύ η δυσκαμψία τους με αποτέλεσμα να αλλάζει το σχήμα της δεσπόζουσας ιδιομορφής, και να προκύπτουν μεγαλύτερες μετακινήσεις στην 4^η πλευρά, η οποία αποτελείται από δύο παράλληλους τοίχους που παραλαμβάνουν την τέμνουσα σε όλο το μήκος και με ελάχιστα ανοίγματα. Σαν αποτέλεσμα προκύπτει μεγάλο περιθώριο αντοχής σε τέμνουσα βάσης συγκριτικά με τις υπόλοιπες προτάσεις.

Παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι λόγοι εξάντλησης όπως προέκυψαν για τα διάφορα προσομοιώματα.

Πίνακας 8.4.53 Συγκεντρωτικά οι λόγοι εξάντλησης για όλα τα προσομοιώματα

Λόγος εξάντλησης λ	Modal Pushover +X			Modal Pushover +Y		
	λDL	λSD	λNC	λDL	λSD	λNC
Υφιστάμενο	2,10	1,02	0,77	2,19	1,76	1,32
Ομογενοποίηση, πάτωμα ξύλινο-μεταλλικό	2,49	0,89	0,67	1,78	0,55	0,41
Ομογενοποίηση, πάτωμα beton	2,58	0,89	0,67	1,80	0,54	0,41
Μανδύας, ομογενοποίηση, πάτωμα ξύλινο - μεταλλικό	1,98	0,23	0,17	0,42	0,27	0,21
Μανδύας, ομογενοποίηση, πάτωμα beton	2,08	0,23	0,17	0,37	0,21	0,16

Με τη μέθοδο του ελέγχου της συνολικής φέρουσας ικανότητας του κτιρίου, παρατηρείται ότι στην υφιστάμενη κατάσταση ξεπερνάει την στάθμη επιτελεστικότητας σημαντικών βλαβών SD στον σεισμό κατά X, ενώ για σεισμό στη διεύθυνση Y ξεπερνάει και την οιονεί κατάρρευση NC (Near Collapse). Με όλες τις προτάσεις ενίσχυσης επιτυγχάνεται ο στόχος SD (Significant Damage), για τον σεισμό σχεδιασμού με περίοδο επαναφοράς 475 έτη.

Σύμφωνα με το προσχέδιο του νέου Ευρωκώδικα (draft EC8-3 2023, §11.5.1.4.1), η συνολική φέρουσα ικανότητα του κτιρίου πρέπει να ελέγχεται μόνο στην περίπτωση δύσκαμπτων διαφραγμάτων, έτσι ώστε ο φορέας να είναι ικανός να ανακατανέμει τις απώλειες έντασης λόγω αστοχιών στο σύνολό του. Τότε, το κτίριο μπορεί να ελέγχεται σε συνολικούς όρους, εξασφαλίζοντας ταυτόχρονα ότι κανένα μεμονωμένο μέλος δεν εμφανίζει $\lambda > 1.5$ στην εξεταζόμενη στάθμη.

Ο Κ.Α.Δ.Ε.Τ. προτείνει όρια μετακινήσεων βάσει σταθμών επιτελεστικότητας για έλεγχο των μεμονωμένων μελών. Τα διαθέσιμα drift των μελών εξαρτώνται από τον τρόπο αστοχία τους (καμπτικός ή διατμητικός). Ωστόσο, δεν δίνει κάποιο δεδομένο για την αύξηση του διαθέσιμου drift από την ενίσχυση των μελών, παρά είναι στην κρίση του μηχανικού.

Τα όρια που προτείνει είναι:

Εντός επιπέδου:

Καμπτική αστοχία

$$DL: \theta_y = 0.0015 / \gamma_{Rd} \quad , \quad \gamma_{Rd} = 1$$

$$SD: d_u = 0.008 H_0 / L / \gamma_{Rd} \quad , \quad \gamma_{Rd} = 1.5$$

$$NC: \frac{4}{3} d_u = \frac{4}{3} 0.008 H_0 / L / \gamma_{Rd} \quad , \quad \gamma_{Rd} = 1.5$$

H_0 το διατμητικό μήκος, μέχρι το σημείο μηδενισμού των ροπών.

L : είναι η οριζόντια εντός επιπέδου διάσταση του τοίχου (μήκος).

Διατμητική αστοχία:

$$DL: \theta_y = 0.0015 / \gamma_{Rd} \quad , \quad \gamma_{Rd} = 1$$

$$SD: \theta_u = 0.004 / \gamma_{Rd} \quad , \quad \gamma_{Rd} = 1.5$$

$$NC: \theta_u = 0.004 / \gamma_{Rd} \quad , \quad \gamma_{Rd} = 1.5$$

Εκτός επιπέδου:

Καμπτική αστοχία:

$$DL: \theta_y = 0,0020 , \gamma_{Rd} = 1$$

$$SD: \theta_u = 0.003H / t , \gamma_{Rd} = 2$$

$$NC: \theta_u = \frac{4}{3} 0.003H / t , \gamma_{Rd} = 2$$

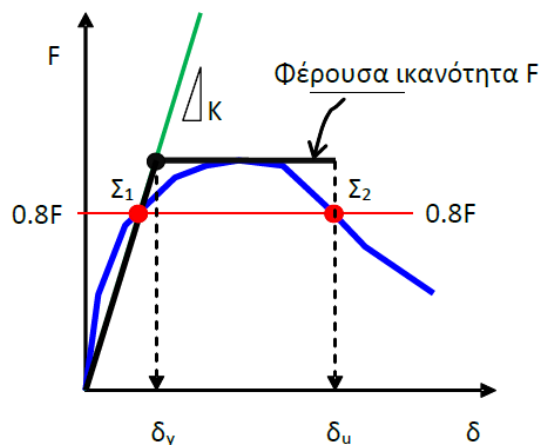
Διατμητική αστοχία:

$$DL: \theta_y = 0.0020 , \gamma_{Rd} = 1$$

$$SD: \theta_u = 0.006 , \gamma_{Rd} = 2$$

$$NC: \theta_u = 0.006 , \gamma_{Rd} = 2$$

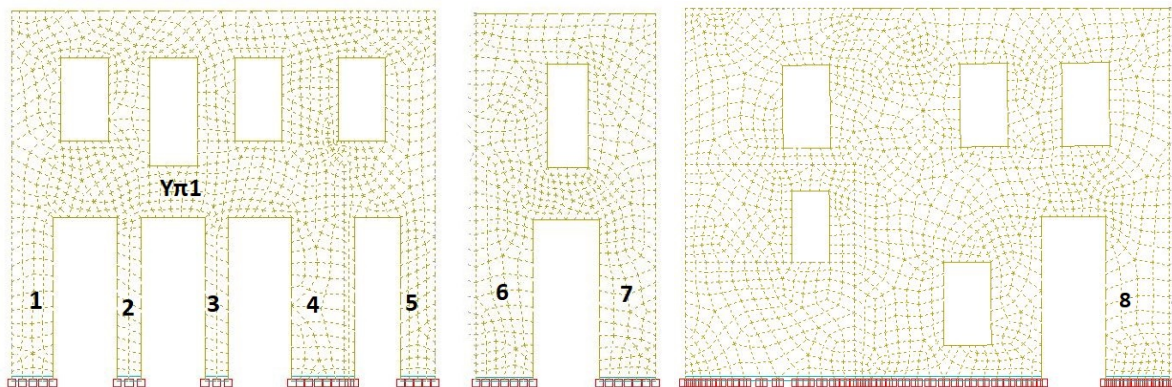
Να σημειωθεί ότι η μετακίνηση δ_u είναι η μετακίνηση που αντιστοιχεί στο σημείο πτώσης της φέρουσας ικανότητας του μέλους στο 80% της μέγιστης του.



Σχήμα 8.4.29 Συμπεριφορά μέλους τοιχοποιίας, Κ.Α.Δ.Ε.Τ.

Σύγκριση ορίων μετακίνησης σταθμών επιτελεστικότητας

Παρακάτω γίνεται σύγκριση των επιτρεπόμενων ορίων μετακίνησης κορυφής που προκύπτουν από έλεγχο μεμονωμένων μελών (πεσσών ισογείου) και από έλεγχο της συνολικής φέρουσας ικανότητας της κατασκευής.



Εικόνα 8.4.16 Πεσσοί ισογείου

Πίνακας 8.4.54 Αντοχή σε Τέμνουσα πεσσών ισογείου

	VRd,f(KN)	VRd,v(KN)	VRd,s(KN)
1	36,98	67,78	66,81
2	12,03	42,07	41,93
3	11,54	40,10	39,88
4	76,05	92,80	88,50
5	20,42	48,57	45,13
6	69,75	91,33	89,49
7	70,72	94,09	92,84
8	83,09	98,61	96,14

Οι 8 πεσσοί του ισογείου υπολογίζεται ότι αστοχούν καμπτικά, συνεπώς για εντός επιπέδου μετακίνηση ισχύει το όριο drift

$$\text{για στάθμη SD: } d_u = 0.008H_0/L/\gamma_{Rd} \quad , \gamma_{Rd} = 1.5$$

$$\text{για στάθμη NC: } \frac{4}{3}d_u = \frac{4}{3}0.008H_0/L/\gamma_{Rd} \quad , \gamma_{Rd} = 1.5$$

H_0 το διατμητικό μήκος, μέχρι το σημείο μηδενισμού των ροπών.

L : είναι η οριζόντια εντός επιπέδου διάσταση του τοίχου (μήκος).

Πίνακας 8.4.56 Γεωμετρικά στοιχεία πεσσών ισογείου και διατμητικό μήκος

	L(m)	H(m)	Ho(m)
1	1,23	4,79	2,395
2	0,71	4,79	2,395
3	0,69	4,79	2,395
4	1,87	4,79	2,395
5	1,03	4,79	2,395
6	1,7	4,79	2,395
7	1,7	4,79	2,395
8	1,87	4,79	2,395

Πίνακας 8.4.55 Οριακές μετακινήσεις κορυφής πεσσών ισογείου

	SD (cm)	NC (cm)
1	4,97	6,63
2	8,62	11,49
3	8,87	11,82
4	3,27	4,36
5	5,94	7,92
6	3,60	4,80
7	3,60	4,80
8	3,27	4,36

Προκύπτουν οι οριακές μετακινήσεις της κορυφής κάθε πεσσού αναλόγως της στάθμης επιτελεστικότητας. Για να υπολογιστεί η αντίστοιχη μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου (κόμβος ελέγχου), πολλαπλασιάζονται με συντελεστή 1,35 όπως προκύπτει από το σχήμα της ιδιομορφής (σχετική μετακίνηση μεταξύ κορυφής πεσσών ισογείου και κορυφής κτιρίου).

Πίνακας 8.4.57 Οριακή μετακίνηση κορυφής κτιρίου και εξάντληση σταθμών επιτελεστικότητας για τους κρίσιμους πεσσούς του ισογείου.

SD (cm)	NC (cm)
6,72	8,95
11,63	15,51
11,97	15,96
4,42	5,89
8,02	10,69
4,86	6,48
4,86	6,48
4,42	5,89

Συνεπώς για την μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κορυφής προκύπτει ότι για στάθμη SD, ο πρώτος πεσσός ισογείου, αστοχεί σε μετακίνηση κορυφής 4.42cm (κάτω όριο), ενώ ο τελευταίος πεσσός αστοχεί σε μετακίνηση κορυφής 11,97cm (άνω όριο). Ενώ για τη στάθμη NC ο πρώτος πεσσός αστοχεί για μετακίνηση κορυφής 5,89cm ενώ ο τελευταίος στα 15,96cm.

Όπως παρατηρείται, ο έλεγχος της συνολικής φέρουσας ικανότητας του κτιρίου προκύπτει πιο συντηρητικός καθώς δίνει μικρότερο όριο μετακίνησης ακόμα και από το κάτω όριο για τους πεσσούς του ισογείου. Θα ήταν αναμενόμενο να βρίσκεται στο ενδιάμεσο του άνω και κάτω ορίου. Η στάθμη SD όπως προκύπτει από τον έλεγχο συνολικής φέρουσας ικανότητας, εξαντλείται στα 2~3cm. Για τα ενισχυμένα προσομοιώματα δε, αυξάνεται το διαθέσιμο όριο επιτελεστικότητας, κάτι που δεν προβλέπεται από τις σχέσεις για έλεγχο των μεμονομένων μελών.

Πίνακας 8.4.58 Στάθμες επιτελεστικότητας με βάση την μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου

Οριακή μετακίνηση κορυφής MDOF control node (cm)	Modal Pushover +X			Modal Pushover +Y		
	DL	SD	NC	DL	SD	NC
Υφιστάμενο	1,1	2,2	3,0	0,6	0,7	0,9
Ομογενοποίηση, πάτωμα ξύλινο-μεταλλικό	0,9	2,6	3,5	1,2	3,9	5,2
Ομογενοποίηση, πάτωμα beton	0,9	2,6	3,5	1,1	3,7	4,9
Μανδύας, ομογενοποίηση, πάτωμα ξύλινο - μεταλλικό	0,8	6,8	9,0	13,5	20,5	27,3
Μανδύας, ομογενοποίηση, πάτωμα beton	0,7	6,6	8,8	16,2	29,1	38,8

Όρια σταθμών επιτελεστικότητας για μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου, όπως προέκυψαν από τις καμπύλες Pushover και τον έλεγχο της συνολικής φέρουσας ικανότητας του κτιρίου.

Σύγκριση στοχευόμενης μετακίνησης ανελαστικής και ελαστικής ανάλυσης

Για λόγους σύγκρισης της στοχευόμενης μετακίνησης κορυφής (απαίτησης), για το πολυβάθμιο σύστημα, διανεργήθηκαν οι ίδιες αναλύσεις πλευρικής επιτάχυνσης αλλά με ελαστικό υλικό, με γεωμετρική δυσκαμψία αλλά και δυσκαμψία ρηγματωμένης διατομής EI/2.

Το φορτίο ασκήθηκε και πάλι με ιδιομορφική κατανομή με βάση την δεσπόζουσα ιδιομορφή κάθε φορά, όπως και στην ανελαστική ανάλυση. Η επιτάχυνση που ασκήθηκε είναι 4 m/s^2 όσο προκύπτει από το μέγιστο του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα (για εύρος περιόδων ταλάντωσης μεταξύ

$$T_B = 0.15 - T_C = 0,40 \text{ sec})$$

Πίνακας 8.4.59 Απαιτούμενες μετακινήσεις από τον σεισμό σχεδιασμού, για τα διάφορα είδη ανάλυσης

MDOF Target point (m)	Modal Pushover +X			Modal Pushover +Y		
	inelastic	elastic EI	elastic EI/2	inelastic	elastic EI	elastic EI/2
Υφιστάμενο	0,023	0,011	0,022	0,012	0,004	0,006
Ομογενοποίηση, πάτωμα ξύλινο-μεταλλικό	0,023	0,009	0,017	0,021	0,006	0,011
Ομογενοποίηση, πάτωμα beton	0,023	0,009	0,017	0,020	0,006	0,011
Μανδύας, ομογενοποίηση, πάτωμα ξύλινο - μεταλλικό	0,016	0,005	0,009	0,056	0,003	0,005
Μανδύας, ομογενοποίηση, πάτωμα beton	0,015	0,005	0,009	0,061	0,003	0,005

Η θεώρηση ρηγματωμένων διατομών στην ελαστική ανάλυση προσεγγίζει καλύτερα την απαίτηση σε μετακίνηση σε σχέση με τις αρηγμάτωτες, αλλά και πάλι διαφέρει από την απαίτηση της ανελαστικής στις περισσότερες περιπτώσεις. Με τις προτάσεις ενίσχυσης είναι φανερό ότι μειώνεται η απαίτηση μετακίνησης στις ελαστικές αναλύσεις, κάτι που είναι λογικό αφού αυξάνεται η δυσκαμψία του φορέα.

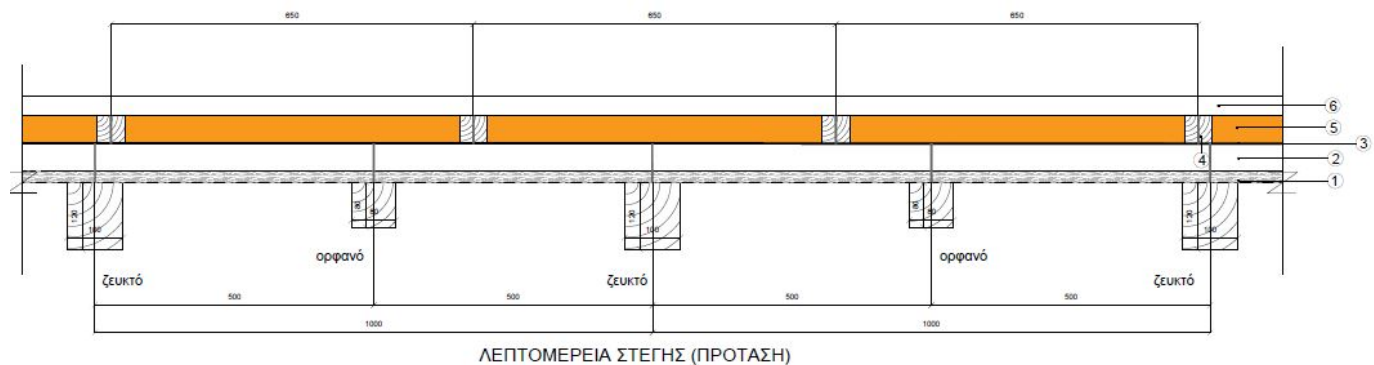
9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία έγινε αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας για σεισμικά φορτία ενός διατηρητέου κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία στην Καστέλλα. Διαπιστώθηκε ότι χρήζει ενίσχυσης, προκειμένου να ικανοποιεί τα κριτήρια των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών. Από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις, για ιδιομορφική κατανομή φορτίων, διαπιστώθηκε η ανεπάρκεια του υφισταμένου κτιρίου αλλά και η βελτίωση του με μερικά σενάρια ενίσχυσης όπως εξετάστηκαν. Οι προτάσεις ενίσχυσης αφορούσαν αφενός την βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας (αντοχής, δυσκαμψίας πλαστιμότητας) μέσω μεθόδων όπως ομογενοποίηση μάζας, βαθύ αρμολόγημα, πλέγμα ινών υάλου σε ανόργανη μήτρα, μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος. Αφαιτέρου δε, αφορούσαν την ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας προκειμένου να συμπεριφέρεται καλύτερα ως σύνολο, με ανακατανομή της σεισμικής τέμνουσας και καλύτερη κατανομή των βλαβών. Για να επιτευχθούν τα παραπάνω εφαρμόστηκε στο δάπεδο του 'Α ορόφου δάπεδο με μεταλικές και ξύλινες δοκούς, πλάκα από ελαφροσκυρόδεμα, και στη στάθμη της οροφής, ενίσχυση της δυσκαμψίας του σενάζ με εφαρμογή διαγώνιων μεταλλικών διατομών διατομής UPN.

Σημειώνεται ότι οι ανελαστικές αναλύσεις είχαν μεγάλη ευαισθησία στις μεταβλητές της ενέργειας θραύσης σε θλίψη, συνεπώς απαιτείται καλή εργαστηριακή τεκμηρίωση της μετελαστικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας προκειμένου να εξαχθούν αξιόπιστα συμπεράσματα για την μετελαστική συμπεριφορά του κτιρίου. Ακόμη παρατηρήθηκαν προβλήματα σύγκλισης σε ορισμένες αναλύσεις, στον καθοδικό κλάδο της συμπεριφοράς μέχρι την αστοχία. Επίσης είναι μεγάλο το υπολογιστικό κόστος καθώς οι αναλύσεις είναι χρονοβόρες και τα αρχεία των αποτελεσμάτων μεγέθους δεκάδων Gigabyte.

Παρ' όλα αυτά, με τις δεδομένες σχέσεις που λήφθηκαν υπόψη για τις ενέργειες θραύσης, παρατηρήθηκε σαφής βελτίωση της μετελαστικής συμπεριφοράς στα σενάρια ενισχύσεων. Ακόμη η κατανομή που εφαρμόζεται βάσει των δεσποζουσών ιδιομορφών, δεν ενεργοποιεί μεγάλο μέρος της μάζας του κτιρίου (μέγιστο της τάξης 50%), αλλά και η μέθοδος στοχευόμενης μετακίνησης που εφαρμόζεται, θεωρεί ένα ισοδύναμο σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας προκειμένου να εξαχθεί συμπέρασμα, κάτι που απέχει από την πραγματικότητα.

Γενικώς η χρήση λεπτομερούς ανελαστικής προσομοίωσης της άοπλης τοιχοποιίας με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων δεν συνιστάται για ευρεία χρήση επειδή συνήθως το επίπεδο γνώσης των ανελαστικών ιδιοτήτων των υλικών και της συμπεριφοράς των συνδέσεων για τα κτίρια αυτής της κατηγορίας δεν επαρκεί για την υποστήριξη χρήσης της σε σεισμική αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία.



ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΣΤΕΓΗΣ (ΠΡΟΤΑΣΗ)

- 1) Υπάρχον ξύλινο πέτσωμα 20mm
- 2) Διαμήκη καδρόνια 50x50 / 650mm (1η στρώση) και ενδιάμεσα roofmate Dow 600x50
- 3) Διαπνέουσα μεμβράνη
- 4) Εγκάρσια καδρόνια 50x50 / 650mm (2η στρώση)
- 5) Roofmate Dow 600x50
- 6) Καδρόνια 35x35 / 350 mm (για τα κεραμίδια)

Εμβαδόν στέγης : 80.5 kN/m^2

Περίμετρος στέγης : 34.67m

Υλικά στέγης :

Ξυλεία με θεώρηση ειδικού βάρους : 8 kN/m^3

Roofmate dow : $0.05 \text{ kN/m}^2 * 2 \text{ στρώσεις } 0.1 \text{ kN/m}^2$

Κεραμίδια : 0.43 kN/m^2

Η λεπτομέρεια της στέγης περιλαμβάνει :

Ξύλινα στοιχεία :

«Ορφανά» δοκάρια 80x80/500, συνολικού μήκους $L=114.62\text{m}$

4 Ζευκτά 120x100, συνολικού μήκους $L=82.91\text{m}$

Καδρόνια (για τα κεραμμύδια) 35x35/350, συνολικού μήκους $L=258.97\text{m}$

Καδρόνια (μεταξύ των roofmate) 50x50/650, 2 στρώσεις, συνολικού μήκους $L=257.75\text{m}$

6 Κύριες ξυλοδοκούς 160x120, συνολικού μήκους $L=22.21\text{m}$

Πέτσωμα 20mm σε όλη την επιφάνεια, $E=80.5 \text{ kN/m}^2$

Roofmate dow σε όλη την επιφάνεια, $E=80.5 \text{ kN/m}^2$

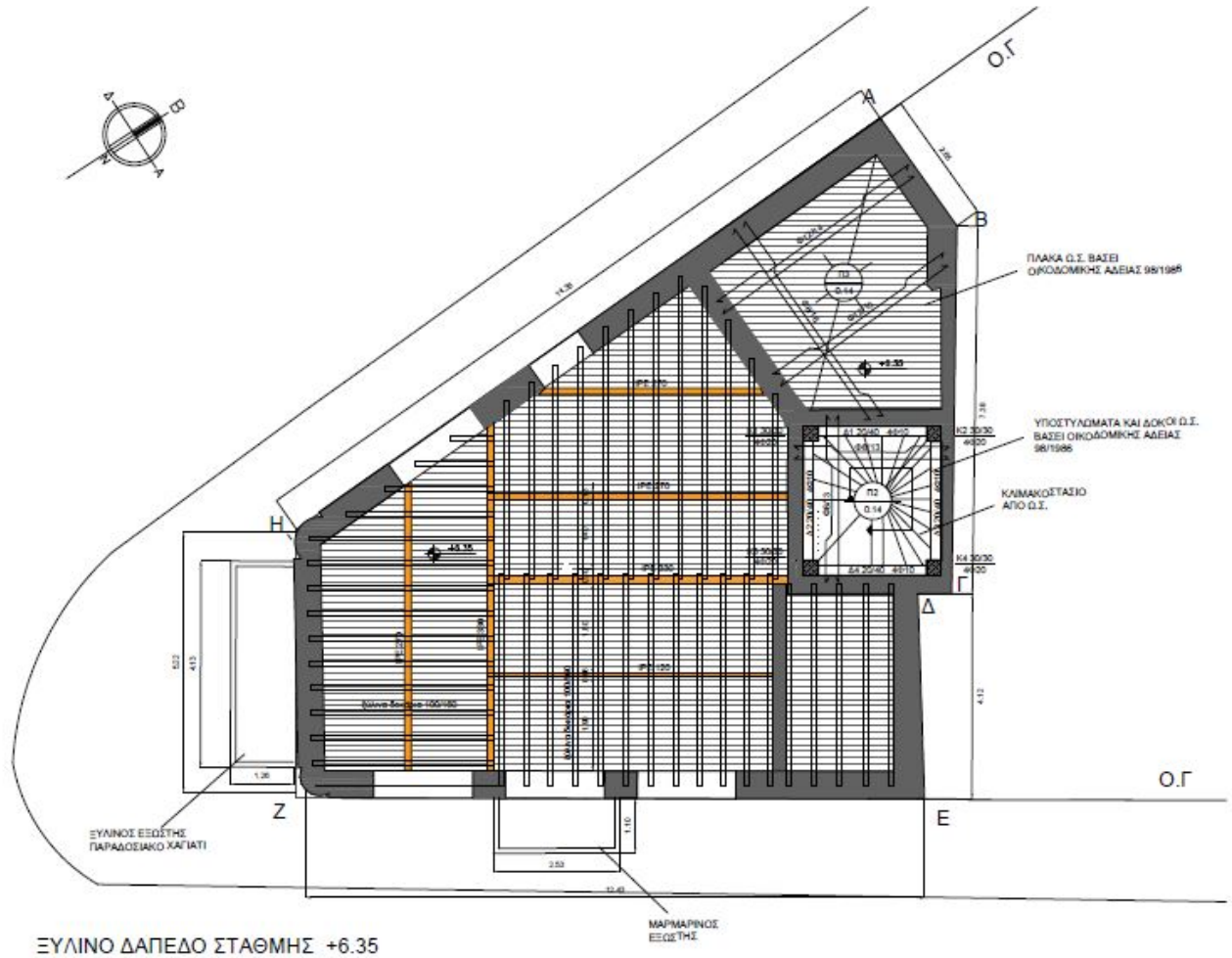
Κεραμμύδια σε όλη την επιφάνεια, $E=80.5 \text{ kN/m}^2$

Με βάση τα παραπάνω υπολογίζεται το συνολικό βάρος της στέγης $F= 80.477 \text{ kN}$ και προκειμένου να εισαχθεί στο προσομοίωμα, ανάγεται στην φορτιζόμενη περίμετρο $P=34.67\text{m}$ και προκύπτει γραμμικό φορτίο $q=2.32 \text{ kN/m}$

Ανηγμένο στο εμβαδόν το ίδιο βάρος προκύπτει : 1 kN/m^2

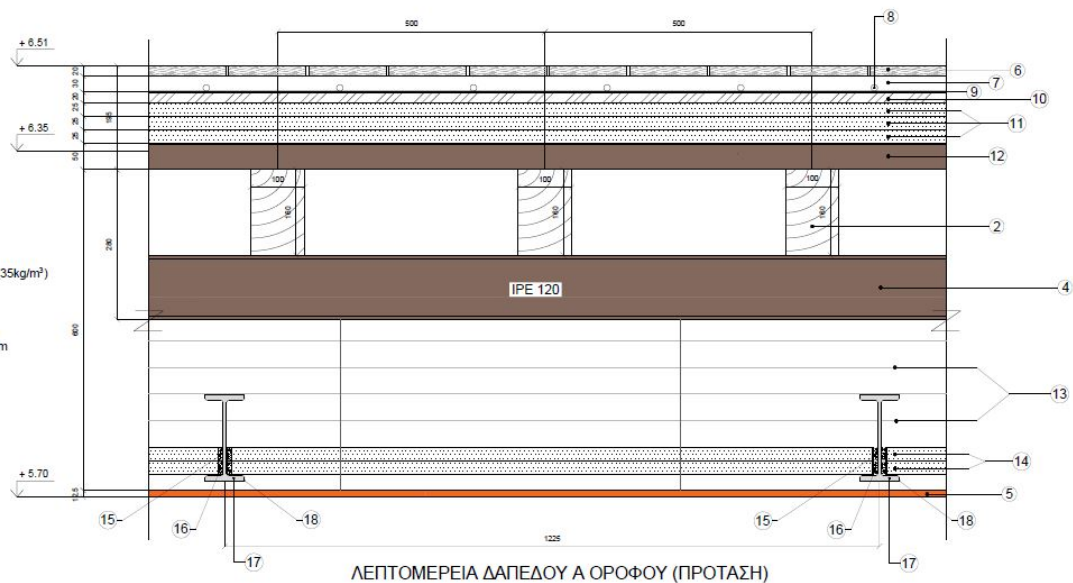
Για το κινητό φορτίο της άβατης ξύλινης στέγης λαμβάνεται 1 kN/m^2 , πολλαπλασιασμένο με το εμβαδόν $E=80.5 \text{ kN/m}^2$ προκύπτει συνολικό φορτίο $F= 80.5 \text{ kN}$ και ανηγμένο στην περίμετρο $P=34.67\text{m}$, προκύπτει γραμμικό φορτίο $q=2.32 \text{ kN/m}$.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΔΙΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΔΑΠΕΔΟΥ Α' ΟΡΟΦΟΥ



Πρόταση δαπέδου

- 6) Ξύλινο πάτωμα κολλητό 150x20
- 7) Τσιμεντοκόλλα 30mm
- 8) Σωλήνες δικτύου ενδοδαπέδιας θέρμανσης
- 9) Ύψος για στερέωση σωληνώσεων
- 10) Εξηλασμένο μονωτικό υλικό fibran Dow 20mm (35kg/m²)
- 11) Πυράντοχες γυψοσανίδες τύπου Knauf DF 3x25 mm (=75 mm) 3x20.4 Kg/m² (=61.2 Kg/m²)
- 12) Μεταλλικές δοκίδες 50x50x1.5 mm / 400 mm
- 13) Πλάκες πετροβάμβακα 80 Kg/m² πάχους 100mm
- 14) Πυράντοχες γυψοσανίδες τύπου Knauf DF 2x25 mm (=50 mm) 2x20.4 Kg/m² (=40.8 Kg/m²)
- 15) Σφράγιση με μη σκληρυνόμενη μαστίχη
- 16) Σφράγιση με πυράντοχη μαστίχη
- 17) Δοκοί ΙΡΕ 160 / 1225mm
- 18) Κάλυψη με πυράντοχη βαφή



Στοιχείο	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	παχος(m)	kN/m^2
ξύλινο πάτωμα κολλητό	8	0.02	0.160
τσιμεντοκονία 50mm	16.5	0.05	0.825
Εξηλασμένο μονωτικό υλικό fibran Dow	0.35	0.02	0.007
Πυράντοχες γυψοσανίδες τύπου Knauf DF 5 στρώσεις		0.125	1.020
Πλάκες πετροβάμβακα 2 στρώσεις	0.8	0.2	0.160
ψευδοροφή			0.010

	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$A(\text{m}^2)$	kN/m	ποσότητα/m	kN/m^2
Μεταλλικές δοκίδες 50x50x3mm/400 mm	78.5	0.000554	0.043489	2.5	0.109
ξύλινες δοκοί 100x160/500mm	8	0.016	0.128	2	0.256
Δοκοί IPE 160 / 1225mm	78.5	0.00201	0.157785	0.82	0.129

kN/m^2

SUM 2.68

	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$A(\text{m}^2)$	L(m)	kN/m	kN
IPE 120 Π2	78.5	0.00132	5.754	0.10362	0.596
IPE 270 Π3	78.5	0.00459	6.046	0.360315	2.178
IPE 330 Π2 Π3	78.5	0.00626	6.044	0.49141	2.970
IPE 330 Π1	78.5	0.00626	6.989	0.49141	3.434
IPE 270	78.5	0.00459	6	0.360315	2.1618
IPE270	78.5	0.00459	4.09	0.360315	1.4736

sum 12.815

Εμβαδόν ξύλινου δαπέδου : 78.47 kN/m^2

Περίμετρος έδρασης δοκών : 27.59 m

Από τα παραπάνω προκύπτει συνολικό φορτίο $F=222.08 \text{ kN}$, ανάγεται στην φορτιζόμενη περίμετρο των τοίχων : 27.59m και προκύπτει γραμμικό φορτίο : 8.08 kN/m

Ανηγμένο στο εμβαδόν, το ίδιο βάρος προκύπτει : 2.84 kN/m^2

Το κινητό φορτίο λαμβάνεται : 2 kN/m^2 , ενώ ανηγμένο στην φορτιζόμενη περίμετρο των τοίχων προκύπτει : 5.69 kN/m

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΣΠΥΡΑΚΟΣ 2019, *ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ - ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ & ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ*, ΕΡΓΟΝΟΜΟΣ ΙΚΕ

Bahman Ghiassi, Gabriele Milani 2019, *Numerical Modeling of Masonry and Historical Structure From Theory to Application*, Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering

Κ.Α.Δ.Ε.Τ. 2022, *ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΓΙΑ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΔΟΜΗΤΙΚΕΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ*, Ο.Α.Σ.Π.

Φυλλίτσα Β. Καραντώνη 2012 2^η Έκδοση, *ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ Σχεδιασμός και Επισκευές*, Παπασωτηρίου ΕΚΔΟΣΕΙΣ

Eurocode 8: *Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]

Eurocode 8: *Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*, The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]

M.J.N. PRIESTLEY, G.M. CALVI, M.J. KOWALSKY 2007, *Displacement – Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press

DIANA Finite Element Analysis, *DIANA Documentation Release 10.4*

George G. Penelis and Gregory G. Penelis 2020, *Structural Restoration of Masonry Monuments, Arches, Domes and Walls*, CRC Press Taylor & Francis Group

Siamak Sattar 2013, *Technical Course on Simulating Failure Mechanisms of Masonry and Historical Structures with DIANA*

Μ. Παπαδρακάκης 2001, *Ανάλυση Φορέων με τη Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων*, Παπασωτηρίου ΕΚΔΟΣΕΙΣ

ANIL K. CHOPRA 3^η ΕΚΔΟΣΗ 2007, *ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΘΕΩΡΙΑ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ*, Μ. Γκιούρδας

I. N. ΨΥΧΑΡΗΣ 2016, *ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΤΕΥΧΟΣ 1&2*, ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ