



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
‘ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ & ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ’

ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟ
ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΜΕ
ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ ΤΩΝ ΚΑΜΠΥΛΩΝ
ΘΡΑΥΣΤΟΤΗΤΑΣ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΠΟΛΥΧΡΟΝΙΟΥ Κ. ΕΙΡΗΝΗ
ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΥΧΟΣ ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΚΩΣΤΑΣ Α. ΣΥΡΜΑΚΕΖΗΣ
ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π

ΙΟΥΝΙΟΣ 2011
ΑΘΗΝΑ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η διπλωματική αυτή εργασία έγινε στα πλαίσια του Διατμηματικού Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών : “Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών” της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου κατά το Ακαδημαϊκό Έτος 2010-11. Πραγματοποιήθηκε υπό την επίβλεψη του Καθηγητή Ε.Μ.Π. Κ. Α. Συρμακέζη

Το θέμα που πραγματεύεται η παρούσα εργασία είναι η διερεύνηση της τρωτότητας και της εν γένει αντισεισμικής συμπεριφοράς Νεοκλασικού Κτιρίου στα Χανιά. Αναπτύσσεται μια μεθοδολογία για τον αντισεισμικό σχεδιασμό και την εκτίμηση της απόκρισης της κατασκευής από τοιχοποιία, μέσω της ανάπτυξης των καμπυλών θραυστότητας.

Αρχικά, έγινε ελαστική ανάλυση του φορέα μέσω του προγράμματος Η/Υ SAP 2000 14 Nonlinear. Η μοντελοποίηση της τοιχοποιίας έγινε με στοιχεία κελύφους, σύμφωνα με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Οι εξαγόμενες τάσεις κάθε τοιχοποιίας μεταβιβάστηκαν προς έλεγχο στο πρόγραμμα Η/Υ FAILURE. Το πρόγραμμα αυτό εμφανίζει σε κάθε εξεταζόμενο τοίχο τις περιοχές αλλά και το μηχανισμό αστοχίας υπό διαξονική ένταση (BC, BCT, BTC, BT), χρησιμοποιώντας το τροποποιημένο κριτήριο αστοχίας Von Mises.

Ακολούθησε η στατιστική επεξεργασία των ποσοστών αστοχίας για το σύνολο της τοιχοποιίας, για διαφορετικές εδαφικές επιταχύνσεις και παράμετρο παρατήρησης την εφελκυστική της αντοχή. Έπειτα, αφού ορίστηκαν διαφορετικά επιπέδα βλάβης, εξήχθησαν οι καμπύλες θραυστότητας.

Στη συνέχεια, προτάθηκαν τρεις διαφορετικοί τρόποι ενίσχυσης της υφιστάμενης κατασκευής και εξήχθησαν οι αντίστοιχες καμπύλες θραυστότητας.

Έπειτα, έγινε σύγκριση όλων αυτών των αποτελεσμάτων εκτιμώντας τη βέλτιστη λύση, λαμβάνοντας υπόψη τόσο τις προτεινόμενες ενισχύσεις, όσο και το ενδεχόμενο μη παρέμβασης, βάση των παραμέτρων κόστους-αποτελεσματικότητας - επεμβατικότητας.

Τέλος, έγιναν διάφορες προτάσεις για μελλοντική περαιτέρω ανάπτυξη της εν λόγω εργασίας.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Πριν την παρουσίαση της παρούσας διπλωματικής εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά όλους όσους ενδιαφέρθηκαν, ασχολήθηκαν και συνέπραξαν, ο καθένας με τον δικό του τρόπο, στο αποτέλεσμα ετούτο.

Αρχικά, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τον Ακαδημαϊκό Σύμβουλο και Επιβλέποντα Καθηγητή μας κ. Κώστα Συρμακέζη πρώτον για την εμπιστοσύνη που μας έδειξε, την άφθονη παροχή διδακτικών μέσων και βοηθημάτων, αλλά κυρίως για την άριστη συνεργασία καθ' όλη την πορεία την εργασίας.

Επίσης, θερμές ευχαριστίες οφείλουμε στον Παναγιώτη Γιαννόπουλο, για την έμπρακτη βοήθειά του, το έκδηλο και ουσιαστικό ενδιαφέρον και κυρίως για τον πολύτιμο χρόνο που αφιέρωσε στην προσπάθειά μας αυτή.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά.....	1
1.2 Ιστορική ανασκόπηση.....	2
1.3 Κατηγορίες τοιχοποιιών.....	4
1.3.1 Λιθοδομές.....	5
1.4 Τύποι πατωμάτων και στεγών.....	6
1.4.1 Πατώματα.....	6
1.4.2 Στέγες.....	8
1.5 Διαζώματα – ελκυστήρες.....	10
1.5.1 Διαζώματα.....	11
1.5.2 Ελκυστήρες.....	12

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΘΕΩΡΙΑ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΘΡΑΥΣΤΟΤΗΤΑΣ

2.1 Εισαγωγή.....	14
2.2 Βασική θεωρία Καμπυλών Θραυστότητας.....	16
2.3 Εφαρμογές εμπειρικών καμπυλών θραυστότητας.....	22
2.3.1 Εφαρμογή κατά NCEER-ATC.....	22
2.3.2 Εφαρμογή κατά "Hazus".....	28
2.4 Εφαρμογές καμπυλών θραυστότητας.....	30

2.4.1 Σύγκριση εμπειρικών και αναλυτικών καμπυλών θραυστότητας για βάρη οπλισμένου σκυροδέματος στην Ιαπωνία... ..	31
2.4.2 Καμπύλες θραυστότητας για κατασκευές από οπλισμένο Σκυρόδεμα στην περιοχή των Σκοπίων.....	33

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

3.1 Γενικά.....	38
3.2 Η εφαρμογή της μεθόδου στην ανάλυση των κατασκευών.....	41
3.3 Διατύπωση των εξισώσεων ισορροπίας της μεθόδου των Πεπερασμένων στοιχείων με την εφαρμογή της Αρχής των Δυνατών Έργων....	42
3.4 Διατύπωση των εξισώσεων ισορροπίας της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων με την εφαρμογή της Αρχής των Μεταβολών και τη Μέθοδο των Σταθμικών Υπολοίπων.....	47
3.4.1 Η αρχή της στάσιμης τιμής της δυναμικής ενέργειας.....	48
3.4.2 Η εφαρμογή της μεθόδου Rayleigh – Ritz.....	49
3.4.3 Η μέθοδος των σταθμικών υπολοίπων.....	51
3.5 Ορθογωνικά στοιχεία πλάκας τεσσάρων κόμβων και δώδεκα Βαθμών ελευθερίας... ..	52
3.6 Μembranικά ορθογωνικά πεπερασμένα στοιχεία με εγκάρσιους στροφικούς βαθμούς ελευθερίας.....	55
3.7 Επίπεδα στοιχεία κελύφους.....	60
3.8 Αξιοπιστία της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων.....	62

3.8.1	Στάδια Προσομοίωσης.....	62
3.8.2	Προσομοίωση κατασκευών και έλεγχος αποτελεσμάτων.....	64
3.8.3	Έλεγχος συμπεριφοράς στοιχείων.....	65
3.8.4	Προσομοίωση φορτίων.....	66
3.8.5	Αριθμητικά Σφάλματα.....	67
3.8.6	Σύγκλιση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων.....	68

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

4.1	Γενικά.....	70
4.2	Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας.....	70
4.2.1	Προσδιορισμός θλιπτικής αντοχής τοιχοποιίας.....	72
4.3	Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας.....	74
4.4	Προσδιορισμός διατμητικής αντοχής τοιχοποιίας.....	77

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ ΤΩΝ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΘΡΑΥΣΤΟΤΗΤΑΣ

5.1	Δημιουργία Καμπυλών Θραυστότητας.....	79
5.2	Ανάλυση αστοχιών.....	81
5.2.1	Κριτήριο αστοχίας κατά Von Mises.....	81
5.2.2	Τροποποιημένο κριτήριο αστοχίας κατά Von Mises.....	84
5.2.3	Μεθοδολογία Εργαστηρίου Στατικής και Αντισεισμικών Ερευνών Ε.Μ.Π.....	85
5.3	Στατιστική Επεξεργασία.....	86
5.3.1	Τυχαίες Μεταβλητές και Κατανομές.....	87

5.3.2 Μέση τιμή και ροπές ανώτερης τάξης.....	89
5.3.3. Συνεχείς κατανομές.....	90
5.4 Στατιστική επεξεργασία των αστοχιών.....	93
5.5 Ορισμός επιπέδων βλάβης.....	93

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΘΡΑΥΣΤΟΤΗΤΑΣ ΣΕ ΚΤΙΡΙΟ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

6.1 Περιγραφή της κατασκευής.....	96
6.2 Ιστορικά Στοιχεία.....	98
6.3 Παθολογία και εντοπισμός φθορών.....	99
6.3.1 Νεώτερες Επεμβάσεις Συντήρησης.....	100
6.4 Χωρικό Προσομοίωμα.....	101
6.4.1 Προσομοίωση γεωμετρίας.....	104
6.4.2 Προσομοίωση υλικού.....	105
6.4.3 Προσομοίωση δράσεων.....	111
6.4.3.1 Σεισμική απόκριση κατασκευών.....	113
6.4.3.2 Σεισμικός συνδυασμός δράσεων.....	113
6.5 Δυναμική Ανάλυση.....	115
6.6 Παραδοχές κατά την προσομοίωση.....	117
6.7 Ιδιομορφική ανάλυση.....	118
6.8 Αποτελέσματα αστοχίας τοιχοποιίας - επίλυση με το πρόγραμμα Failure.....	124
6.9 Ποσοστά αστοχίας & Στατιστική επεξεργασία αποτελεσμάτων.....	141
6.10 Εξαγωγή καμπυλών θραυστότητας.....	156

6.11 Σύγκριση μεταξύ των τριών επιπέδων βλάβης για την κάθε κατανομή.....	163
6.12 Σύγκριση των καμπυλών θραυστότητας των δύο κατανομών.....	164

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ- ΕΝΙΣΧΥΣΗ 1

7.1 Εισαγωγή.....	168
7.2 Περιγραφή τρόπων ενίσχυσης της κατασκευής.....	169
7.3 Αρμολόγημα και Μανδύας από Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα (Ενίσχυση 1).....	170
7.3.1 Στάδια εργασιών ενίσχυσης 1.....	172
7.3.2 Προσομοίωση ενίσχυσης 1.....	175
7.3.3 Βελτίωση μηχανικών χαρακτηριστικών τοιχοποιίας μετά την ενίσχυση.....	176
7.3.4 Ιδιομορφική ανάλυση.....	178
7.3.5 Αποτελέσματα αστοχίας τοιχοποιίας - επίλυση με το πρόγραμμα Failure.....	179
7.3.6 Ποσοστά αστοχίας & Στατιστική επεξεργασία αποτελεσμάτων.....	188
7.3.7 Εξαγωγή καμπυλών θραυστότητας.....	197
7.3.8 Σύγκριση μεταξύ των τριών επιπέδων βλάβης για την κάθε κατανομή.....	204

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΗ 2

8.1 Αρμολόγημα και εφαρμογή ενεμάτων στη μάζα της τοιχοποιίας (Ενίσχυση 2).....	206
8.2 Στάδια Εργασιών Ενίσχυσης 2.....	207
8.3 Προσομοίωση Ενίσχυσης 2.....	210
8.4 Ιδιομορφική ανάλυση.....	211
8.5 Αποτελέσματα αστοχίας τοιχοποιίας - επίλυση με το πρόγραμμα Failure.....	212
8.6 Ποσοστά αστοχίας & Στατιστική επεξεργασία αποτελεσμάτων.....	221
8.7 Εξαγωγή καμπυλών θραυστότητας.....	230
8.8 Σύγκριση μεταξύ των τριών επιπέδων βλάβης για την κάθε κατανομή.....	237

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΚΑΙ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΗ 3

9.1 Αρμολόγημα, διάζωμα Ω.Σ. στην στέψη και κατακόρυφη προένταση στους πεσσούς (Ενίσχυση 3).....	239
9.2 Στάδια Εργασιών Ενίσχυσης 3.....	241
9.3 Προσομοίωση Ενίσχυσης 3.....	243
9.4 Ιδιομορφική ανάλυση.....	245
9.5 Αποτελέσματα αστοχίας τοιχοποιίας - επίλυση με το πρόγραμμα Failure.....	247
9.6 Ποσοστά αστοχίας & Στατιστική επεξεργασία αποτελεσμάτων.....	256

9.7 Εξαγωγή καμπυλών θραυστότητας.....265

9.8 Σύγκριση μεταξύ των τριών επιπέδων βλάβης για την κάθε κατανομή.....272

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10

ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

10.1 Εισαγωγή.....274

10.1.1 Αρμολόγημα και εφαρμογή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

(Ενίσχυση 1).....275

10.1.2 Αρμολόγημα και εφαρμογή ενεμάτων στη μάζα της τοιχοποιίας

(Ενίσχυση 2).....275

10.1.3 Αρμολόγημα - κατακόρυφη προένταση στους πεσσούς & διάζωμα

από Ω.Σ. στη στέψη (Ενίσχυση 3).....276

10.2 Συμπεράσματα από την ιδιομορφική ανάλυση.....277

10.3 Συγκριτικές καμπύλες θραυστότητας.....278

10.4 Σύγκριση ποσοστών αστοχίας – αποτελέσματα Failure.....283

10.5 Κριτήριο αξιολόγησης ενισχύσεων.....289

10.5.1 Αποτελέσματα αξιολόγησης.....295

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....296

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ 1 Αρχιτεκτονικά σχέδια

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ 2 Ιδιομορφές άοπλης τοιχοποιίας

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ 3 Αποτελέσματα FAILURE άοπλης τοιχοποιίας

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Το βασικότερο δομικό υλικό της παγκόσμιας ιστορίας είναι η τοιχοποιία. Όλα τα έργα της ανθρωπότητας, μέχρι και τα μέσα του 19ου αιώνα, κατασκευάστηκαν κυρίως με αυτό το υλικό, του οποίου η χρήση όμως περιορίστηκε σε μεγάλο βαθμό από σύγχρονα βιομηχανικά υλικά όπως ο χάλυβας και το σκυρόδεμα.

Παρά όμως το γεγονός ότι η τοιχοποιία αποτελεί ένα από τα αρχαιότερα δομικά στοιχεία, οι γνώσεις για την μηχανική συμπεριφορά των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία είναι περιορισμένες. Αξίζει να σημειωθεί ότι μέχρι τις αρχές του αιώνα μας ο σχεδιασμός των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία ήταν εμπειρικός. Έχουν αναπτυχθεί όμως αξιόλογες ερευνητικές προσπάθειες, τις τελευταίες δεκαετίες, σχετικά με τη συμπεριφορά, χρήση και βελτίωση της τοιχοποιίας, με αποτέλεσμα να ανακτά σταδιακά ένα επίπεδο αξιοπιστίας.

Τα πλεονεκτήματα της τοιχοποιίας από δομική άποψη είναι το χαμηλό κόστος, η ευκολότερη προστασία έναντι πυρκαγιάς, θερμοκρασίας και ήχου, η ταχύτητα και ευκολία στην κατασκευή, η πολύ καλή αισθητική και ανθεκτικότητα στον χρόνο. Ανάμεσα στα μειονεκτήματά της θα μπορούσαν να αναφερθούν η ψαθυρή φύση της και η μικρότερη αντοχή της (σε σχέση με το σκυρόδεμα).

Κύριο χαρακτηριστικό μιας κατασκευής από φέρουσα τοιχοποιία είναι το μεγάλο της βάρος. Ειδικά στα ψηλά κτίρια το πάχος του τοίχου στην βάση της κατασκευής είναι ιδιαίτερα μεγάλο. Αυτή η ιδιαιτερότητα σε συνδυασμό με το ό,τι τα πατώματα στις λίθινες κατασκευές είναι κατά κανόνα κατασκευασμένα από ξύλο κάνει διαφορετική την απόκριση της κατασκευής από τοιχοποιία σε σχέση με μια κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα όπου η μάζα βρίσκεται συγκεντρωμένη στις στάθμες των πατωμάτων. Σημαντικό επίσης ρόλο στην συμπεριφορά μιας πέτρινης κατασκευής παίζει το μέγεθος, το πλήθος αλλά και η τοποθέτηση των ανοιγμάτων. Μεγάλα ανοίγματα ή ενδεχόμενη αναντιστοιχία των ανοιγμάτων καθ' ύψος προκαλεί έντονη δυσκολία στην ροή των τάσεων από την κατασκευή προς τα θεμέλια και το έδαφος, τόσο υπό κατακόρυφα, αλλά κυρίως υπό σεισμικά φορτία.

[1][3]

Τα παραδοσιακά κτίρια απαρτίζονται σχεδόν εξολοκλήρου από πέτρινες κατασκευές με ξύλινα δομικά στοιχεία και μεταλλικά. Στο παρελθόν η κατασκευή τους γινόταν από τεχνίτες με εμπειρία και βαθιά γνώση που μεταλαμπαδεύονταν από γενιά σε γενιά.

1.2 Ιστορική ανασκόπηση

Υποστηρίζεται από ορισμένους ότι η ιστορία του ανθρώπου είναι η ιστορία της αρχιτεκτονικής, που συμβαδίζει με την ιστορία της τοιχοποιίας. Τοίχοι, τοιχώματα, τοιχοποιίες είναι λέξεις συνώνυμες, που χρησιμοποιούνται στην οικοδομική τεχνολογία για να δηλώσουν τα κατακόρυφα εκείνα δομικά στοιχεία, που προκύπτουν από τη δόμηση φυσικών ή τεχνικών λίθων, με χρήση συνδετικού κονιάματος ή χωρίς κονίαμα.

Η αρχέτυπη μορφή της τοιχοποιίας αποτελούνταν από πλέγμα κλαδιών και δένδρων, που γέμιζε από τις δύο πλευρές του με πεταχτή λάσπη. Οι πρώτοι κτιστοί τοίχοι ήταν λίθινοι από ακατέργαστες, λαξευτές πέτρες ή σχιστόλιθους.

Λιθοδομές με έντεχνο αρμολόγημα, χωρίς κονίαμα, συναντώνται σε Αιγυπτιακά μνημεία (3000 π.Χ), καθώς και σε Ελληνικά (Ακρόπολη Μυκηνών 1550-1400 π.Χ). Σε πολλές περιοχές όμως, η πέτρα ήταν δυσεύρετη, η δε επεξεργασία της απαιτούσε και επίμοχθη εργασία. Αντίθετα, η άργιλος προσφέρεται στο εύκολο πλάσιμο. Η πλίνθος είναι το αρχαιότερο δομικό στοιχείο, που κατασκευάστηκε πριν από 10.000 χρόνια. Στις ανασκαφές της αρχαίας Ιεριχούς βρέθηκαν πλίνθοι σε σχήμα και μέγεθος μακρόστενου ψωμιού. Αυτά τα τούβλα ξηραίνονταν στον ήλιο και πλάθονταν με το χέρι.

Η αντοχή, η σκληρότητα και η απλότητα του τούβλου απετέλεσαν ιδιότητες που οδήγησαν σε εκτεταμένη χρήση του σε κτίρια κατοικιών. Στη Μεσοποταμία και την Αίγυπτο κατασκεύαζαν ωμοπλινθοδομές από τεμάχια ξεραμένης λάσπης, που έσκαζε την εποχή της ξηρασίας. Γύρω στο 3000 π.Χ. αρχίζουν να χρησιμοποιούνται φούρνοι για την ξήρανση των τούβλων. Από εκείνη ακόμη την εποχή αρχίζει η τυποποίηση των διαστάσεων με πολύ απλά καλούπια (Χαλάφ του Ιράκ, 4000 π.Χ.), που ήταν κουτιά, χωρίς πυθμένα, τα οποία τοποθετούνταν πάνω σε οριζόντια επιφάνεια και γεμίζονταν με πηλό, αναμειγμένο με άχυρα,

κοπριά και μικρά κλαδιά. Αφού ξεραίνονταν στον ήλιο αποτελούσαν τελικά τους ωμοπλίνθους.

Οι διαστάσεις των αρχαίων ωμοπλίνθων ήταν (σε cm):

- Βαβυλώνα : $33 \times 33 \times 6$ - $55 \times 55 \times 9$
- Ελλάδα : $29.6 \times 29.6 \times 15.8$ – $59.2 \times 59.2 \times 59.2$ - $74 \times 74 \times 74$
- Ρώμη : $60 \times 60 \times 6$ - $45 \times 45 \times 5$ - $20 \times 20 \times 4$

Κατά την Βυζαντινή περίοδο αναπτύσσεται αξιοθαύμαστα η τεχνική της τοιχοποιίας με κονίαμα τον πηλό, από χώμα ή άμμο, με κονία την τίτανο ή αλλιώς άσβεστο ή χωρύγιο. Συνηθισμένη μεθοδολογία στερέωσης (δεσίματος) της τοιχοποιίας, από τους βυζαντινούς, ήταν η ιμάντωση, δηλαδή η ανά κανονικές υψομετρικές αποστάσεις (σαβάκια) παράθεση δύο ή τριών ξύλινων δοκών, διαστάσεων 0.10×0.10 m ή 0.15×0.12 m (χατίλια), παράλληλα με την κατά μήκος διεύθυνση του τοίχου, που συνδέονταν μεταξύ τους με ξύλινους συνδέσμους, τις κλάπες. Ως εσωτερικοί τοίχοι χρησιμοποιούνταν συχνά σύνθετες οπτοπλινθοδομές ή αμμοπλινθοδομές, με προσθήκη καλαμιών ή ξύλινων πηχίσκων.

Στη Ρωμαϊκή και Βυζαντινή περίοδο τα τούβλα διακρίνονταν για την υψηλού βαθμού προτυποποίησή τους (σταθερότητα διαστάσεων, αντοχών, φυσικών ιδιοτήτων κ.λ.π.). Ιδιαίτερα διακρίνονταν για την αντοχή τους στον χρόνο. Η πορεία της τοιχοποιίας φθάνει προοδευτικά μέχρι την Αναγέννηση, κατά την εποχή της οποίας παρατηρείται μια χαρακτηριστική στασιμότητα.

Γύρω στο 1920, αρχίζει στην Ινδία συστηματική έρευνα για τις δυνατότητες της οπλισμένης τοιχοποιίας, που οδηγεί σε οικονομικά νέα συστήματα, φωτίζοντας με βασικές γνώσεις τη στατική συμπεριφορά της τοιχοποιίας. Ακολουθεί η Ευρώπη αργότερα (1940) τη σοβαρή μελέτη της φέρουσας τοιχοποιίας, που έχει ως αποτέλεσμα την εφαρμογή οικονομικών ορθολογικών υπολογισμών για κατασκευές από τοιχοποιίες.

Η ανάπτυξη της έρευνας γύρω από την τοιχοποιία ήταν σημαντική, κατά την τελευταία εικοσαετία, κυρίως στις Η.Π.Α., με αποτέλεσμα τη σύνταξη Σύγχρονων Κανονισμών και Κωδίκων. Στην Ευρώπη παρατηρείται ανάλογη δραστηριότητα,

που το 1989 κατέληξε στο πρώτο ευρέως αποδεκτό νομοθετικό πλαίσιο, δηλαδή τον Ευρωκώδικα 6 (EC6), ο οποίος δίνει τις αρχές υπολογισμού των τοιχοποιιών ως δομικών στοιχείων, όχι μόνο πλήρωσης, αλλά και του φέροντα οργανισμού των κτιρίων.

Ο φέρων οργανισμός κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία εμφανίζει πολύ μεγάλη ποικιλία τύπων. Βασικά στοιχεία που καθορίζουν τη συμπεριφορά των κτιρίων και συγχρόνως αποτελούν παράγοντες διάκρισης τους σε κατηγορίες είναι:

- Ο τύπος των φερουσών τοιχοποιιών (κατακόρυφος φέρων οργανισμός).
- Ο τύπος των πατωμάτων και στεγών (οριζόντιος φέρων οργανισμός).
- Η ύπαρξη ή μη και ο τύπος διαζωμάτων και ελκυστήρων.

[1]

1.3 Κατηγορίες τοιχοποιιών

Οι πιο διαδεδομένοι τύποι τοιχοποιιών που εμφανίζονται σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία είναι οι παρακάτω:

- Τοιχοποιίες από φυσικούς λίθους (λιθοδομές).
- Τοιχοποιίες από τεχνητά λιθοσώματα (πλινθοδομές)
- Ξυλόπηκτη τοιχοποιία (τσατμάς)

Το κονίαμα σύνδεσης των λίθων στις περισσότερες των περιπτώσεων είναι ένα από τα ακόλουθα:

- Ασβεστοσιμεντοκονίαμα
- Ασβεστοκονίαμα
- Πηλοκονίαμα

Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα μας απασχολήσει η πρώτη από τις τρεις κατηγορίες φέρουσας τοιχοποιίας, αυτή της τοιχοποιίας από φυσικούς λίθους (λιθοδομή) .

1.3.1 Λιθοδομές

Οι κατασκευές που απαρτίζονται από φυσικούς λίθους ονομάζονται λιθοδομές. Η λιθοδομή υπήρξε το κατεξοχήν οικοδομικό υλικό για αιώνες και για κάθε είδος κατασκευής μέχρι την εμφάνιση του σκυροδέματος. Οι λίθοι που χρησιμοποιούνται στην κατασκευή τοιχοποιιών προέρχονται από εξόρυξη και περαιτέρω επεξεργασία πετρωμάτων. Στην Ελλάδα ο πιο συνηθισμένος λίθος είναι ο ασβεστόλιθος.

Ανάλογα με επεξεργασία που έχουν υποστεί διακρίνονται στις εξής κατηγορίες:

- ξηρολιθοδομή
- αργολιθοδομή
- ημιλαξευμένες λιθοδομές
- λαξεμένες λιθοδομές
-

Ξηρολιθοδομή

Στην περίπτωση που στην κατασκευή ενός τοίχου δεν χρησιμοποιηθεί συνδετικό κονίαμα και οι λίθοι που χρησιμοποιούνται είναι ακατέργαστοι τότε πρόκειται για ξηρολιθοδομή. Είναι η παλαιότερη μέθοδος λιθοδομής, που τείνει σήμερα να εγκαταλειφθεί χρησιμοποιούμενη μόνο για πρόχειρες κατασκευές.

Αργολιθοδομή

Αργολιθοδομές ονομάζονται οι λιθοδομές που αποτελούνται από ακατέργαστους λίθους και η δόμηση τους γίνεται με τη χρήση κονιάματος. Συνήθως, οι λίθοι προέρχονται από σκληρά πετρώματα για αυτό και η επεξεργασία τους είναι αντισυμβατική. Παρόλα αυτά το μέγεθος και το σχήμα τους πρέπει να είναι τέτοιο ώστε να υπάρχει ομοιόμορφη κατανομή των τάσεων στα τοιχοσώματα. Το αρνητικό στοιχείο των μεγάλων λίθων είναι ότι είναι δύσκολο να χρησιμοποιηθούν από τους τεχνίτες, ενώ των μικρών ότι αυξάνουν το κόστος του έργου αφού απαιτούνται περισσότερες εργατοώρες για την ολοκλήρωση του έργου. Ο πιο σημαντικός όμως λόγος για την αποφυγή μικρών λίθων στην κατασκευή είναι ότι αυξάνεται ο λόγος ύψους αρμού προς ύψος

τοιχοσώματος καθώς και το ποσοστό του κονιάματος με αποτέλεσμα η κατασκευή να είναι πιο ευάλωτη.

Ημιλαξευμένες λιθοδομές

Ημιλαξευτές λιθοδομές είναι οι λιθοδομές που κατασκευάζονται με λίθους που έχουν υποστεί επεξεργασία στις έδρες με σκοπό την καλύτερη επαφή μεταξύ των λίθων και την ομαλή ροή των φορτίων. Για να είναι δυνατή η επεξεργασία, η προέλευση αυτών των λίθων είναι από πετρώματα όχι πολύ σκληρά. Το αισθητικό αποτέλεσμα μιας ημιλαξευμένης κατασκευής είναι ικανοποιητικό και για αυτό τέτοιες κατασκευές συνήθως δεν επιχρίονται.

Λαξευμένες λιθοδομές

Λαξευτές ή λαξευμένες ονομάζονται λιθοδομές όπου η κατασκευή τους απαρτίζεται από πλήρως κατεργασμένους λίθους από όλες τις έδρες. Αυτός ο τρόπος δόμησης χρησιμοποιήθηκε στην κατασκευή των σημαντικότερων έργων της αρχαιότητας. Μετά την λάξευση τα λιθοσώματα αποκτούν την δυνατότητα τέλει επαφής και η κατασκευή συμπεριφέρεται κατακόρυφα ως ολόσωμη. Η οριζόντια σύνδεση επιτυγχάνεται είτε με μέσω κατάλληλων εγκοπών όπου τοποθετούνται μεταλλικοί σύνδεσμοι είτε μέσω κατάλληλου σχήματος που δίνει ο τεχνίτης στις έδρες που εφάπτονται μεταξύ τους οριζόντια.

1.4 Τύποι πατωμάτων και στεγών

1.4.1 Πατώματα

Τα πατώματα αναλαμβάνουν μέρος τόσο της στατικής λειτουργίας του κτιρίου (μεταφορά κατακόρυφων φορτίων, οριζόντια ακαμψία), όσο και λειτουργίες δημιουργίας χώρων. Στην απλούστερη του μορφή ένα ξύλινο πάτωμα αποτελείται από τα φέροντα του στοιχεία (δοκούς) και την επιφάνεια κίνησης (δάπεδο) που αποτελείται από σανίδες.

[2]

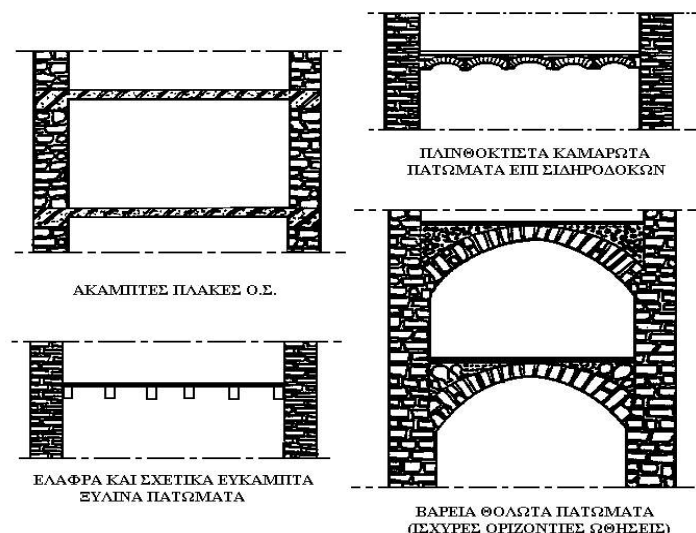
Βασικά μηχανικά χαρακτηριστικά ενός πατώματος που επηρεάζουν την απόκριση ενός κτιρίου σε οριζόντια σεισμική φόρτιση είναι:

- Η ακαμψία μέσα στο επίπεδο

- Η διαφραγματική λειτουργία ή όχι
- Το επίπεδο συγκέντρωσης της μάζας

Τα παραπάνω εξαρτώνται από τον τύπο του πατώματος καθώς και από την σύνδεση που έχει το πάτωμα με τους περιμετρικούς τοίχους. Οι συνηθέστεροι τύποι πατώματος που εμφανίζονται σε παραδοσιακά κτίρια είναι τα ακόλουθα:

- Άκαμπτες πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος.
- Πλινθόκτιστα καμαρωτά πατώματα επί σιδηροδοκών. Μερική διαφραγματική λειτουργία σε διαφορετικό βαθμό κατά διεύθυνση.
- Ξύλινα πατώματα (σανίδωμα επί ισχυρών ξύλινων δοκών): Ελαφρά και εύκαμπτη κατασκευή με ουσιαστικά ανύπαρκτη διαφραγματική λειτουργία και έντονα ανισότροπη συμπεριφορά.
- Βαριά θολωτά πατώματα μεγάλου πάχους: Πρόκειται για καμαρωτούς ή θολωτούς φορείς στο χώρο που ασκούν ισχυρές οριζόντιες ωθήσεις στους περιμετρικούς τοίχους.

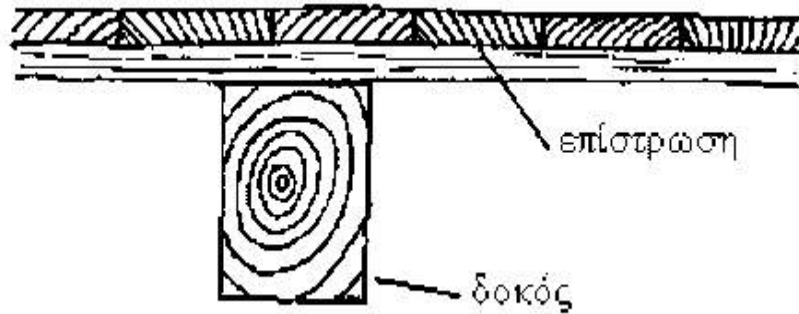


Εικόνα 1.1 Τύποι πατωμάτων

Στις περισσότερες περιπτώσεις κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία το πάτωμα αποτελείται από ελαφρά και σχετικά εύκαμπτη κατασκευή, όπου η διαφραγματική λειτουργία κρίνεται ανεπαρκής και αγνοείται. Παρόλα αυτά σε

μερικές περιπτώσεις όπου τα ξύλινα πατώματα είναι κατάλληλα μπορούν να θεωρηθούν ότι λειτουργούν διαφραγματικά κατά την διαμήκη διεύθυνση και αν οι συνδέσεις είναι κατάλληλες και κατά την εγκάρσια.

Ως επιφάνεια κίνησης μπορεί να είναι το ίδιο το πάτωμα αλλά υπάρχει δυνατότητα να χρησιμοποιηθούν και άλλα υλικά όπως μάρμαρο, πήλινα πλακίδια, σανίδες κ.α.



Εικόνα 1.2 Τομή Πατώματος

1.4.2 Στέγες

Οι στέγες κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία αποτελούνται συνήθως από ξύλινα ζευκτά με σανίδωμα και επικεράμωση. Τα ζευκτά εδράζονται στο κορυφαίο διάζωμα, ή σε ξύλινες δοκούς (ποταμοί) ενσωματωμένες κατά μήκος της στέψης των τοίχων. Οι ξύλινες στέγες είναι σε θέση να αναπτύξουν μερική διαφραγματικά λειτουργία κατά την διεύθυνση των ζευκτών, όχι όμως και στην εγκάρσια διεύθυνση, καθώς η εγκάρσια σύνδεση των ζευκτών είναι συνήθως ανεπαρκής. Προϋπόθεση της διαφραγματικής λειτουργίας είναι η άρτια δικτύωση των ζευκτών και η επαρκής αγκύρωση τους στους ξύλινους ποταμούς, ή στο κορυφαίο περιμετρικό διάζωμα της τοιχοποιίας. Πολλές φορές και συνηθέστερα όταν η στέγη εδράζεται και επί εσωτερικών τοιχοποιιών, τα ζευκτά δεν είναι στατικώς πλήρεις υποφερόμενοι φορείς (απουσία ή πλημμελής μάτιση των ξύλινων δοκών των κάτω πελμάτων), με αποτέλεσμα την άσκηση ισχυρών ωθήσεων από τους κεκλιμένους αμείβοντες επί των περιμετρικών τοιχοποιιών.

[3]

Ο βασικός ρόλος της στέγης είναι η προστασία του εσωτερικού της κατασκευής από τις καιρικές συνθήκες και μόνο κάτω από συγκεκριμένες

προϋποθέσεις μπορεί να λειτουργήσει ως διάφραγμα και να βοηθήσει στην απόκριση της κατασκευής, συνδέοντας τις τοιχοποιίες μεταξύ τους και αναγκάζοντας αυτές να συνεργαστούν με αποτέλεσμα την αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής. Επομένως γίνεται αντιληπτό ότι πρωτεύοντα ρόλο για την μορφή μιας στέγης αποτελούν οι κλιματολογικές συνθήκες, τα φορτία που πρέπει να αναληφθούν από την κατασκευή καθώς και τα διαθέσιμα υλικά που διαθέτει η ευρύτερη περιοχή γύρω από το έργο.



Εικόνα 1.3 Ξύλινη Στέγη Πέτρινης Κατασκευής

Φέρων οργανισμός

Στην πιο απλή του μορφή, ο φέρων οργανισμός μιας στέγης αποτελείται από παράλληλες δοκούς που εδράζονται σε δύο απέναντι τοίχους, ασύνδετες μεταξύ τους, πάνω στις οποίες τοποθετείται επικάλυψη από σανίδες, κεραμίδια, σχιστόπλακες ή κάποιο άλλο υλικό. Για την κάλυψη μεγαλύτερων ανοιγμάτων είναι απαραίτητη η χρήση ζευκτών. Οι στέγες αυτές μπορούν να λειτουργήσουν διαφραγματικά κατά την διεύθυνση των δοκών ή ζευκτών. Για να λειτουργήσει η στέγη και στις δύο διευθύνσεις είναι απαραίτητη η σύνδεση των ζευκτών μεταξύ τους, ή η κατασκευή ενός χωροδικτυώματος. Στη σωστή διαφραγματική λειτουργία μιας στέγης σημαντικό ρόλο παίζει και η σωστή σύνδεση της με την τοιχοποιία.

[3]

1. κορυφομηκίδα
2. συνδετήριοι ελκυστήρες
3. ορθοστάτης
4. αντηρίδα

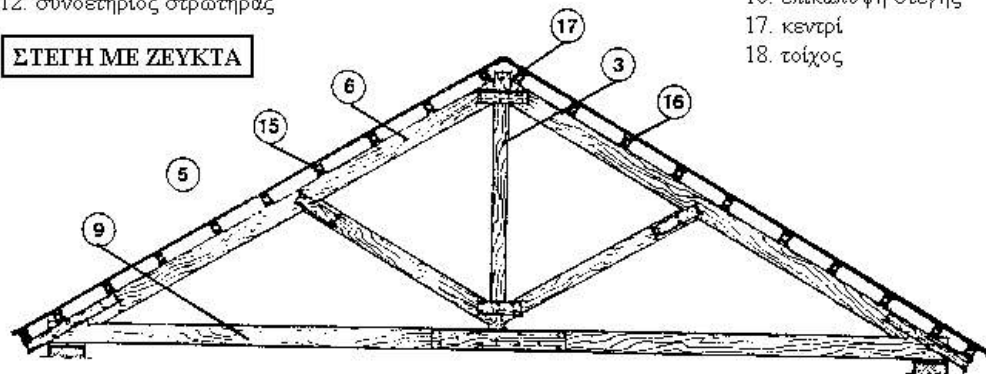
5. αντηρίδα ζευκτού
6. αμείβων
7. αντανέμιο
8. μηκίδα



9. συνδετήριοι ελκυστήρες
10. ορθοστάτης
11. λοξή αντηρίδα
12. συνδετήριος στρωτήρας

13. στρωτήρας
14. πλάκα μπετόν
15. τερτίδες
16. επικάλυψη στέγης
17. κεντρί
18. τοίχος

ΣΤΕΓΗ ΜΕ ΖΕΥΚΤΑ



Εικόνα 1.4 Ξύλινες στέγες: α)Με Μηκίδες με Μικρή Κλίση, β)Με Ζευκτά

Επικαλύψεις στεγών

Επικάλυψη στέγης καλείται το υλικό που τοποθετείται πάνω στον φέροντα οργανισμό και έχει άμεση επαφή με το περιβάλλον. Τα συνηθέστερα υλικά σε λίθινες παραδοσιακές κατασκευές που χρησιμοποιούνται ως επικάλυψη είναι τα κεραμίδια, οι σχιστόπλακες και το ξύλο.

[3]

1.5 Διαζώματα – ελκυστήρες

Τα διαζώματα και οι ελκυστήρες είναι δομικά στοιχεία που μπορούν να αλλάξουν δραματικά την απόκριση των κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία, ειδικά υπό οριζόντια σεισμικά φορτία. Μερικά από τα κύρια μηχανικά χαρακτηριστικά της διαζωματικής τοιχοποιίας είναι η εξασφάλιση μεγαλύτερης πλαστιμότητας της

κατασκευής και ο περιορισμός της ρηγματώσης των τοίχων με αποτέλεσμα την εξασφάλιση καλύτερης συνέχειας του υλικού. Οι πιο διαδεδομένοι τύποι διαζωμάτων και ελκυστήρων είναι οι ακόλουθοι:

- Ξύλινα, μεταλλικά, ή σπανιότερα από οπλισμένο σκυρόδεμα πρέκια στα ανώφλια των ανοιγμάτων (απουσία συνεχών διαζωμάτων)
- Συνεχή ξύλινα (ξυλοδεσιές), μεταλλικά, ή σπανιότερα από οπλισμένο σκυρόδεμα διαζώματα στα ανώφλια των ανοιγμάτων ή και στις στάθμες των ορόφων και της στέγης.
- Μεταλλικοί ελκυστήρες (παθητικοί ή ελαφρά προεντεταμένοι) στις στάθμες των ορόφων, της στέγης, ή και των ανωφλιών.
- Κατακόρυφα διαζώματα ξύλινα, από οπλισμένο σκυρόδεμα, ή σπανιότερα μεταλλικά.

[3]

1.5.1 Διαζώματα

Από πειραματικά αποτελέσματα έχει αποδειχτεί ότι για μια διαζωματική τοιχοποιία η κατάρρευση επιτυγχάνεται για πολύ μεγάλες τιμές πλευρικής φόρτισης. Τα διαζώματα τρέχουν είτε οριζόντια είτε κάθετα μέσα στην τοιχοποιία. Ο βασικός ρόλος των συνεχών οριζοντίων διαζωμάτων είναι να ενισχύσουν την εκτός επιπέδου καμπτική λειτουργία των τοιχοποιιών, αναλαμβάνοντας τις οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις κάθετα στο επίπεδο του τοίχου και μεταφέροντάς τις παραπάνω στους εγκάρσιους τοίχους. Από την άλλη τα κατακόρυφα διαζώματα βελτιώνουν σημαντικά την πλαστιμότητα της κατασκευής αλλά έχουν μικρή επίδραση στην πλευρική αντίσταση. Για να είναι αποτελεσματικές οι κατακόρυφες ζώνες θα πρέπει να κατασκευάζονται σε όλες τις γωνίες, τις εσοχές και τις συμβολές των φερόντων τοίχων.

[3][4]

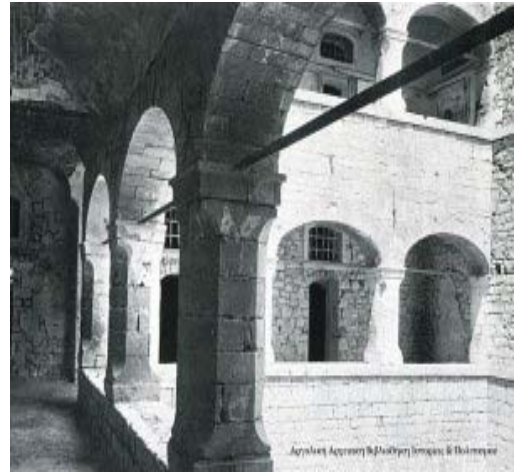
Τα κατακόρυφα σε συνεργασία με τα οριζόντια διαζώματα συγκροτούν στο επίπεδο της τοιχοποιίας πλαίσια αυξημένης δυσκαμψίας που αφενός ενισχύουν την λειτουργία δίσκου της τοιχοποιίας και αφετέρου εγκιβωτίζουν τμήματα της

τοιχοποιίας αποτρέποντας την πρόωρη ρηγμάτωση της υπό σεισμική καταπόνησή της εντός του επιπέδου της.

[1]

1.5.2 Ελκυστήρες

Ο βασικός ρόλος των οριζόντιων μεταλλικών ή ξύλινων ελκυστήρων είναι να αποτρέψουν την αποκόλληση των διασταυρούμενων τοίχων καθ' ύψος των κατακόρυφων ακμών σε γωνίες Γ ή Τ, είτε από σεισμική καταπόνηση, είτε από ωθήσεις τόξων, καμαρών ή της στέγης. Ορατοί ξύλινοι ή μεταλλικοί ελκυστήρες συναντώνται σε όλες σχεδόν τις κατασκευές που έχουν καμαρωτά ή θολωτά πατώματα, τόξα, αψίδες και τρούλους όπως τα Ρωμαϊκά, Βυζαντινά ή Οθωμανικά μνημεία. Οι ελκυστήρες τοποθετούνται στη στάθμη γένεσης των καμπύλων φορέων ώστε να αναλάβουν τις οριζόντιες ωθήσεις που αναπτύσσονται υπό τα κατακόρυφα φορτία. Οι ελκυστήρες αυτοί συνδέονται συνήθως στα άκρα τους με ξυλοδεσιές ενσωματωμένες στους εγκάρσιους τοίχους.

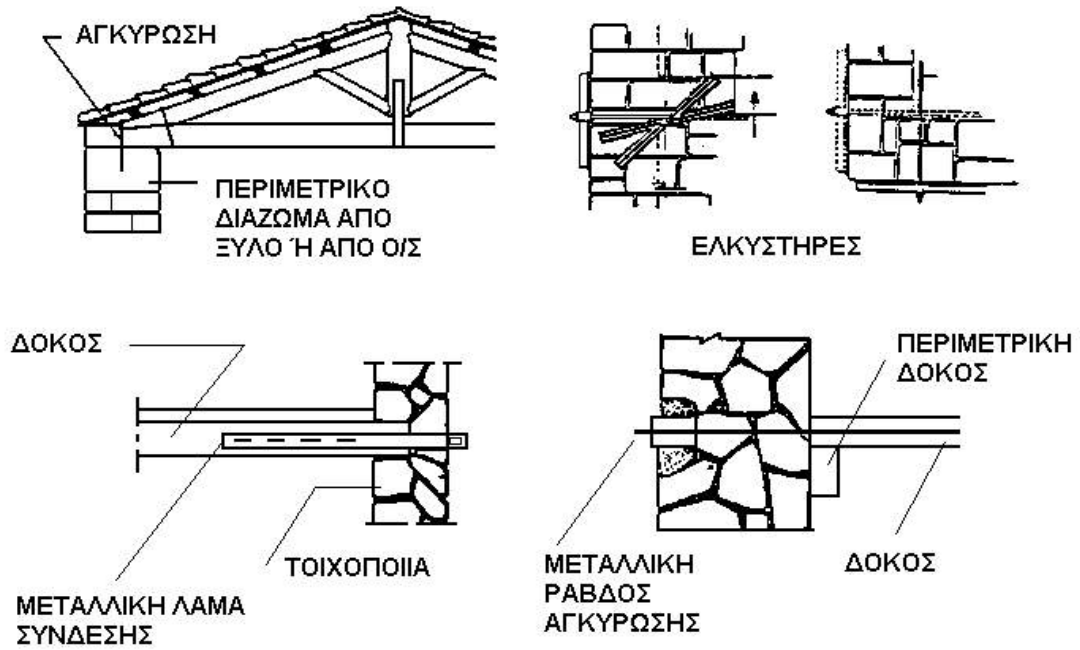


Είναι φανερό ότι ο ρόλος των διαζωμάτων και των ελκυστήρων είναι να ενισχύσουν την απόκριση των τοιχοποιιών έναντι καταπονήσεων

εκτός του επιπέδου τους και να εξασφαλίσουν τη λειτουργία των φερουσών τοιχοποιιών ως ενιαίου συνόλου υπό οριζόντια σεισμική καταπόνηση ή ωθήσεις από τον οριζόντιο φέροντα οργανισμό.

[5]

Εικόνα 1.5 Ελκυστήρες σε Λίθινη Κατασκευή



Εικόνα 1.6 Τύποι διαζωμάτων, ελκυστήρων και συνδέσεων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΘΕΩΡΙΑ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΘΡΑΥΣΤΟΤΗΤΑΣ

2.1. Εισαγωγή

Για τον σχεδιασμό των κατασκευών, αλλά και την αποτελεσματική εφαρμογή διαδικασιών αποκατάστασης και αξιολόγησή τους, απαιτείται η εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητάς τους. Η σεισμική τρωτότητα σχετίζεται ευθέως με την έκταση των βλαβών που αναμένεται να υποστεί ένα δόμημα κατά την διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος.

Υπάρχουν τέσσερις βασικές ομάδες μεθόδων (UNDP/UNESCO, 1985) για την εκτίμηση του επιπέδου τρωτότητας μιας κατασκευής :

- Μέθοδοι κατηγοριοποίησης, βασισμένες στην ταξινόμηση των κατασκευών σε τυπολογικές ενότητες.
- Μέθοδοι επιθεώρησης και εκτίμησης, με απόδοση των αριθμητικών τιμών σε κάθε κατασκευή.
- Αναλυτικές μέθοδοι, βασισμένες στην ανάλυση της κατασκευής για την εκτίμηση της αναμενόμενης αντοχής της κατά την διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος.
- Πειραματικές μέθοδοι, συμπεριλαμβανομένων των δοκιμών για την ανίχνευση των δομικών ιδιοτήτων ολόκληρης της κατασκευής.

[6]

Οικονομικοί, κοινωνικοί και αρχιτεκτονικοί λόγοι επιβάλλουν την ανάγκη μιας σαφούς εικόνας για το μέγεθος της αξιοπιστίας της κατασκευής, με απώτερο σκοπό την λήψη των αποφάσεων. Συγχρόνως, ο τυχαίος χαρακτήρας των στοιχείων που καθορίζουν την συμπεριφορά της κατασκευής στα επιβαλλόμενα φορτία και η έλλειψη βεβαιότητας για το μέγεθος των αναμενόμενων φορτίων λόγω του τυχαίου τους χαρακτήρα, οδηγεί σε έναν σχεδιασμό που βασίζεται σε μια πιθανοτική προσέγγιση. Έτσι, εισάγεται η οικογένεια των καμπυλών θραυστότητας, που συσχετίζουν σε όρους πιθανοτήτων την εκτιμώμενη βλάβη της κατασκευής με την σεισμική ένταση.

Ο πιθανοτικός χαρακτήρας των παραμέτρων που επηρεάζουν τη συμπεριφορά μιας κατασκευής από τοιχοποιία προέρχεται από ποικίλα αίτια, όπως π.χ. οι περίπλοκες γεωμετρικές μεταβολές και τα πολυσύνθετα δομικά συστήματα (που προκαλούν δυσκολίες στην διακριτοποίηση της κατασκευής κατά την διάρκεια της ανάλυσης της), οι ανακριβείς τιμές των μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών (λόγω της μεγάλης διασποράς τους στο σύνολο της κατασκευής ή λόγω της έλλειψης ακρίβειας στις μεθόδους εκτίμησης και οργάνων), οι περιορισμοί για τους επί τόπου ελέγχους (απαγορευτική η λήψη δειγμάτων για τον έλεγχο των μηχανικών ιδιοτήτων), κλπ. Ακόμα και οι επεμβάσεις του παρελθόντος, σε πολλές περιπτώσεις αλλάζουν την αρχική στατική λειτουργία και προκαλούν μη επιθυμητές συμπεριφορές και αστοχίες στην κατασκευή. Επίσης, οι δράσεις του παρελθόντος (π.χ. παλαιότεροι σεισμοί) και οι αστοχίες που έχουν προκαλέσει (φαινόμενα ερπυσμού, υποβάθμιση των δομικών υλικών κλπ), αποτελούν σημαντικούς παράγοντες αβεβαιότητας.

Ο τυχηματικός χαρακτήρας του σεισμού είναι άμεσα συνδεδεμένος με ένα μεγάλο αριθμό παραμέτρων, όπως τον χρόνο του συμβάντος, την διάρκεια, την πηγή προέλευσης, την ένταση, το περιεχόμενο συχνοτήτων, τα γεωλογικά δεδομένα της περιοχής και άλλα μεγέθη. Για τον λόγο αυτό, είναι ιδιαίτερης σημασίας για την αξιοπιστία της προσδιοριζόμενης σχέσης της βλάβης και της σεισμικής εντάσεως να επιλέγεται μια αντιπροσωπευτική ομάδα διαφορετικών σεισμών που να καλύπτει τις κατά το δυνατόν περισσότερες αβεβαιότητες. Η ιδεώδης λύση σε αυτό το ζήτημα θα ήταν η συγκέντρωση ενός μεγάλου αριθμού διαθέσιμων καταγραφών πραγματικών σεισμών που συνέβησαν στη θεωρούμενη περιοχή, οι οποίες θα καλύπτουν όλες τις παραμέτρους. Λόγω όμως της σπανιότητας της διαθεσιμότητας του απαιτούμενου αυτού αρχείου σεισμικών καταγραφών, επιλέγεται συνήθως ένα σύνολο αντιπροσωπευτικών σεισμών, πραγματικών ή τεχνητών, το οποίο και χρησιμοποιείται σαν βασικό δεδομένο εισόδου της ανάλυσης.

Στην εργασία αυτή παρουσιάζεται η μεθοδολογία των αναλυτικών καμπυλών θραυστότητας και η εφαρμογή τους σε κατασκευές από τοιχοποιία.

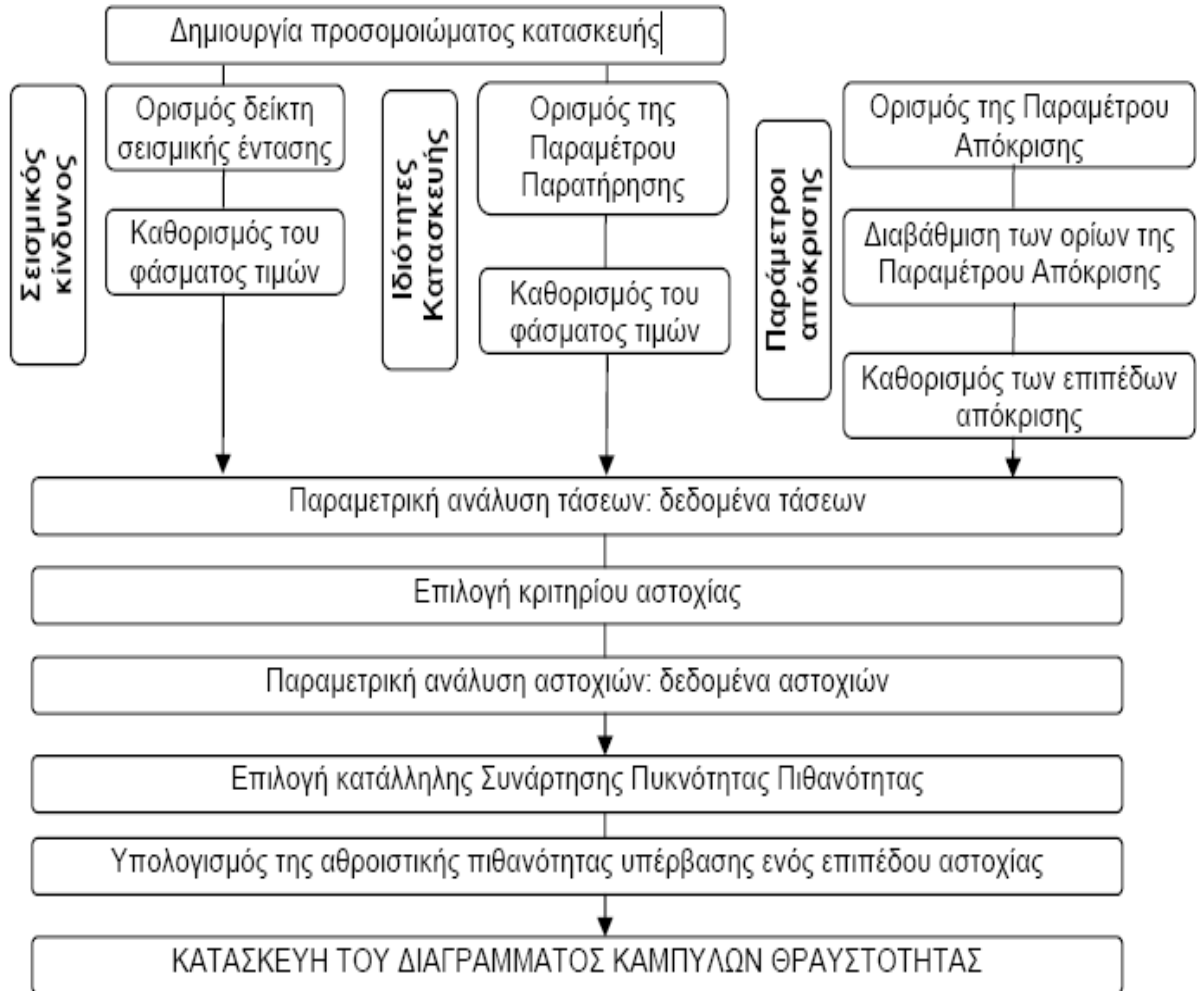
2.2. Βασική θεωρία Καμπυλών Θραυστότητας

Για την ανάπτυξη των καμπυλών θραυστότητας ακολουθείται μια σαφής μεθοδολογία και τα αντίστοιχα εφαρμοσμένα στάδιά της. Η κατασκευή των καμπυλών θραυστότητας περιλαμβάνει τρία σύνολα πληροφοριών εισαγωγής:

- τα σχετικά με την ένταση του σεισμικού γεγονότος
- αυτά που περιγράφουν τις κρίσιμες ιδιότητες για την ικανότητα της κατασκευής
- εκείνα που καθορίζουν τον προσδιορισμό της ποσότητας της συμπεριφοράς της κατασκευής.

Τα στοιχεία της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής, μπορούν είτε να παραχθούν αναλυτικά (αναλυτικές καμπύλες θραυστότητας) είτε να ληφθούν εμπειρικά μέσω συλλογής και αξιολόγησης υπαρκτών μεγεθών (εμπειρικές καμπύλες θραυστότητας). Στο σχήμα 2.1 παρουσιάζεται ένα προτεινόμενο διάγραμμα ροής της διαδικασίας για την εξαγωγή των αναλυτικών καμπυλών θραυστότητας. Όπως παρατηρείται, υπάρχουν τρία κύρια στάδια, που οδηγούν στο διάγραμμα των καμπυλών θραυστότητας. Στο πρώτο στάδιο, δημιουργείται το προσομοίωμα και επιλέγεται το δεδομένο εισόδου, κατά τη διάρκεια του δεύτερου σταδίου πραγματοποιούνται οι αναλύσεις τάσεων και αστοχίας και η διαδικασία ολοκληρώνεται στο τρίτο στάδιο με την εξαγωγή των καμπυλών θραυστότητας μέσω της στατιστικής επεξεργασίας και την προσαρμογή της κατάλληλης συνάρτησης πυκνότητας πιθανότητας επί των παρατηρήσεων.

[7]



Σχήμα 2.1 Διάγραμμα ροής για την δημιουργία των καμπυλών θραυστότητας [6]

Σεισμική Επικινδυνότητα

Προκειμένου να υπολογιστεί η απόκριση μιας κατασκευής που υποβάλλεται σε έναν

μελλοντικό καταστρεπτικό σεισμό, είναι επιτακτικό να καθοριστούν τα χαρακτηριστικά του σεισμικού κινδύνου, τα οποία είναι :

- ο σεισμικός δείκτης έντασης και
- το εύρος της μεταβολής του

Ο σεισμικός δείκτης έντασης επιλέγεται για να περιγράψει, με ικανοποιητική ακρίβεια, το μέγεθος της σεισμικής δραστηριότητας. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) σε μια χρονοϊστορία επιταχύνσεων χρησιμοποιείται ως επί το πλείστον ως μέτρο της σεισμικής εντάσεως για την ανάπτυξη των καμπυλών

θραυστότητας. Η μέγιστη φασματική επιτάχυνση (SA) ενός μονοβάθμιου συστήματος υποκειμένου σε εδαφική διέγερση είναι η κυριότερη εναλλακτική λύση. Άλλες παράμετροι εδαφικών διεγέρσεων που χρησιμοποιούνται συνήθως για να αντιπροσωπεύσουν τη σεισμική ένταση είναι:

- η μέγιστη εδαφική ταχύτητα (PGV)
- η φασματική ταχύτητα (SV) και
- η μέγιστη τιμή των φασματικών ταχυτήτων (SI)

[8]

Παράμετρος Παρατήρησης

Για να καθοριστούν τα χαρακτηριστικά της κατασκευής που παρουσιάζουν έναν τυχαίο χαρακτήρα και επηρεάζουν την συμπεριφορά της, πρέπει να προηγηθεί η εκτίμηση του βαθμού σημαντικότητας αυτών των παραμέτρων. Οι παράμετροι αυτές μπορούν να είναι π.χ. οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών (μέτρο ελαστικότητας, θλιπτική αντοχή), οι ιδιότητες του υπεδάφους έδρασης της κατασκευής κλπ. Ο τυχαίος χαρακτήρας και οι αβεβαιότητες που υπεισέρχονται στον καθορισμό του βαθμού σημαντικότητας αυτών των ιδιοτήτων καθιστούν αναγκαία μια πιθανολογική προσέγγιση του προβλήματος.

Εξετάζοντας την μεταβολή της κάθε παραμέτρου που επιδρά στο υπολογιστικό προσομοίωμα, τίθεται σε προτεραιότητα εκείνη που εκτιμάται ότι επηρεάζει καθοριστικά την απόκριση της κατασκευής. Αυτή που επιλέγεται αναφέρεται ως παράμετρος παρατήρησης. Για κάθε παράμετρο παρατήρησης, μπορεί να αναπτυχθεί μια οικογένεια καμπυλών θραυστότητας. Η ανάπτυξη περισσότερων από μια οικογενειών καμπυλών θραυστότητας με την επανάληψη της μεθοδολογίας, μπορεί να επεξηγήσει με σαφήνεια την επιρροή της μεταβολής κάθε παραμέτρου παρατήρησης στην τρωτότητα της κατασκευής.

Ο καθορισμός του εύρους των τιμών της παραμέτρου παρατήρησης είναι μια θεμελιώδης απαίτηση της διαδικασίας, δεδομένου ότι οι ιδιότητες της κατασκευής έχουν μια σοβαρή επίδραση στην απόκριση της κατασκευής και επηρεάζουν άμεσα τις παραγόμενες καμπύλες θραυστότητας. Οι τιμές που υπεισέρχονται στο υπολογιστικό προσομοίωμα κατά τη διάρκεια της ανάλυσης, πρέπει να είναι σύμφωνες με τα δεδομένα της πραγματικής κατασκευής και η μεταβολή τους

πρέπει να υπακούει στους σταθερούς επαυξητικούς κανόνες αύξησης. Το εύρος των τιμών πρέπει να διευκρινιστεί ώστε να καλύπτει μια πλήρη σειρά των στατιστικών παραμέτρων απόκρισης.

Για την περίπτωση κατασκευών από τοιχοποιία, ως παράμετρος παρατήρησης επιλέγεται συνήθως η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας, δεδομένου ότι συσχετίζεται με τη σεισμική συμπεριφορά της και παρουσιάζει μεγάλη διασπορά.

[6]

Παράμετρος Απόκρισης

Προκειμένου να προσδιοριστεί η επίδραση μιας τυχαίας δράσης στην κατασκευή, είναι

απαραίτητο να καθοριστεί μια παράμετρο απόκρισής της, ώστε να ποσοτικοποιηθούν οι επιδράσεις. Η επιλογή της κατάλληλης παραμέτρου απόκρισης συσχετίζεται με την αποτίμηση της σεισμικής τρωτότητας της κατασκευής και επικεντρώνεται σε οικονομικές, εφαρμόσιμες και λειτουργικές απαιτήσεις. **Ο δείκτης συμπεριφοράς (D.I.)**, που αντιπροσωπεύει τη σεισμική απόκριση της κατασκευής, λαμβάνεται ίσος, σύμφωνα με την προτεινόμενη μεθοδολογία, με την αναλογία της επιφάνειας των τοίχων που έχει αστοχήσει, διαιρεμένος με τη συνολική επιφάνεια των τοίχων του δομήματος, όπως φαίνεται και στην παρακάτω σχέση (Σχέση 2.1).

$$D.I. = \frac{A_{fail}}{A_{tot}} \quad (2.1)$$

Δεδομένου ότι η τρωτότητα της κατασκευής εξαρτάται από το εύρος των βλαβών, μια κλίμακα αναφοράς πρέπει να χρησιμοποιηθεί ώστε να μετασχηματίζει τις ποσοτικές τιμές του δείκτη της βλάβης σε ποιοτικές περιγραφές του βαθμού της βλάβης. Αποτέλεσμα αυτής της ποιοτικής παρουσίασης είναι η βαθμονόμηση των δεικτών της παραμέτρου απόκρισης με τη βοήθεια των τιμών κατώτατων ορίων.

Αυτά τα όρια βλαβών προσφέρουν μια διάκριση μεταξύ τριών επιπέδων βλάβης και μπορούν να καθορίζονται με τους χαρακτηρισμούς, "ασήμαντη βλάβη", "μεσαία βλάβη", "μεγάλη βλάβη" και "κατάρρευση".

Τα όρια και τα επίπεδα βλάβης μπορούν να αντιστοιχούν στους παράγοντες ασφάλειας και στην αντοχή της κατασκευής κατά τη διάρκεια ενός σεισμού και συνήθως καθορίζονται σύμφωνα με την κρίση του μηχανικού που συμβάλλει ιδιαίτερα στην τελική μορφή των καμπυλών.

Συνολική Βλάβη	Μικρή Βλάβη	Μεσαία Βλάβη	Μεγάλη Βλάβη
Όριο Μεγέθους Βλάβης	0.3%	0.6%	1.0%
	Ασήμαντες ρηγματώσεις στην όψη. Λίγη αποκόλληση επιχρίσματος σε ανοίγματα γωνιών. Μη αξιοσημείωτες εκτός επιπέδου μετατοπίσεις.	Εκτεταμένες ρηγματώσεις στην όψη. Εμφανείς εντός επιπέδου και μικρές εκτός επιπέδου μετατοπίσεις.	Εκτεταμένες ρηγματώσεις στην όψη και αποκόλληση επιχρίσματος. Εμφανείς εντός και εκτός επιπέδου μετατοπίσεις.

Πίνακας 2.1 Επίπεδα βλάβης της κατασκευής

[6]

Η Ομοσπονδιακή Διοικητική Αντιπροσωπεία Έκτακτης Ανάγκης (FEMA) των ΗΠΑ προτείνει ως "Όρια Μεγέθους Βλάβης" τους δείκτες βλάβης για τον καθορισμό της απόκρισης της κατασκευής.

Τα επίπεδα βλάβης της κατασκευής για την μη οπλισμένη τοιχοποιία φαίνονται στον πίνακα 2.1. Σύμφωνα με τη βιβλιογραφία σχετικά με τη βάση δεδομένων ATC - 38 για την συμπεριφορά των κτιρίων κοντά στον ισχυρό σεισμό της Καλιφόρνιας της 17 Ιανουαρίου το 1994, τα επίπεδα βλάβης της κατασκευής είναι:

- Καθόλου Βλάβη.
- Μικρή Βλάβη.
- Μεσαία Βλάβη.
- Μεγάλη Βλάβη.

Στην προτεινόμενη μεθοδολογία έχει γίνει μια παρόμοια υπόθεση, όπως φαίνεται στον πίνακα 2.2 και εφαρμόζεται για ιστορικές κατασκευές από τοιχοποιία.

Συνολική Βλάβη	Ασήμαντη Βλάβη	Μικρή Βλάβη	Μεσαία Βλάβη	Μεγάλη Βλάβη
Διαβάθμιση Επιπέδου Βλάβης	0% - α%	α% - 2α%	2α% - 4α%	>4α%
Διαβάθμιση Επιπέδου Βλάβης	0% - β%	β% - 2β%	2β% - 4β%	>4β%

Πίνακας 2.2 Επίπεδα βλάβης της κατασκευής

[6]

Ιδιαίτερα σημαντική είναι και η μόρφωση του προσομοιώματος της κατασκευής, συνήθως αντιπροσωπευτικής ενός ευρύτερου συνόλου, και η επιλογή ενός κατάλληλου υπολογιστικού εργαλείου και μεθόδου ανάλυσης, για τον υπολογισμό της απόκρισής της με την επιθυμητή ακρίβεια. Είναι απαραίτητο να περιγράφονται τα χαρακτηριστικά των υλικών και των δομικών στοιχείων κατά το δυνατόν ρεαλιστικότερα. Άλλωστε, και αυτά χρήζουν πιθανοτικής προσέγγισης, πράγμα που τα καθιστά συχνά μεταβλητές παρατήρησης στις αναλύσεις, δηλαδή για ένα λογικό εύρος τιμών γίνονται πολλαπλές επιλύσεις του προσομοιώματός μας υπό τον αυτό δείκτη σεισμικής έντασης. Μεταβλητές παράμετροι του υπολογιστικού προσομοιώματος, σύμφωνα με την βιβλιογραφία, μπορούν να αποτελέσουν εκτός από τα κατασκευαστικά και τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά (συνήθως μέσω της εγγενούς τυχηματικής φύσης των υλικών), παράμετροι σχετικές με τη σεισμική διέγερση αλλά και, ως ακραίο παράδειγμα, η υποκειμενικότητα στις εκτιμήσεις των ερωτηθέντων εμπειρογνωμόνων κατά την εμπειρική ανάπτυξη των καμπυλών θραυστότητας.

Αφού γίνει επίλυση του υπολογιστικού προσομοιώματος με διαφορετικά μεγέθη της παραμέτρου παρατήρησης για κάθε μια από τις εξεταζόμενες τιμές του επιλεγέντος μέτρου της σεισμικής εντάσεως, καταρτίζεται το ιστόγραμμα πυκνότητας συμβάντων ανά δείκτη βλάβης (διακριτές ομαλοποιημένες τιμές). Έπειτα, γίνεται στατιστική επεξεργασία αυτών των αποτελεσμάτων απόκρισης της κατασκευής και προσαρμογή της κατ' εκτίμηση καταλληλότερης συνάρτησης πυκνότητας πιθανότητας, οπότε πλέον, μέσω ολοκλήρωσεως της αντίστοιχης περιοχής ανάμεσα στο επιθυμητό - κατά τα επίπεδα βλάβης - εύρος τιμών δείκτη βλάβης, λαμβάνονται οι αθροιστικές πιθανότητες υπέρβασης επιπέδου βλάβης για κάθε δείκτη σεισμικής εντάσεως.

Προκύπτει λοιπόν, η επιθυμητή μορφή καμπυλών θραυστοτότητας μέσω μιας νέας προσαρμογής καμπύλης σχήματος συνάρτησης αθροιστικής πιθανότητας στα σημεία τα εκφράζοντα αθροιστική πιθανότητα υπέρβασης ανά επίπεδο βλάβης. Έτσι, εξάγεται μια οικογένεια καμπυλών θραυστότητας η οποία αποτελείται από τόσες καμπύλες όσα είναι και τα ορισθέντα διακριτά επίπεδα βλάβης. Η κάθε καμπύλη θραυστοτότητας δείχνει την υπό προϋποθέσεις πιθανότητα υπέρβασης συγκεκριμένου επιπέδου βλάβης υπό σεισμική φόρτιση δεδομένης εντάσεως, κι όπως είναι λογικό, η τιμή της καμπύλης για ορισμένη τέτοια ένταση είναι πάντα μεγαλύτερη για μικρότερο επίπεδο βλάβης.

Προς το παρόν έγινε μια γενική ανασκόπηση εννοιών και επιλογών συνυφασμένων με τη δημιουργία καμπυλών θραυστότητας ή πινάκων πιθανότητας βλάβης. Παρακάτω και προκειμένου να γίνουν κατανοητά τα βήματα υλοποίησης της μεθόδου, της χρησιμότητας και των προεκτάσεων της, θα αναφερθούμε σε πλήρως ανεπτυγμένες εφαρμογές, οι οποίες έχουν επιλεγεί κατά τέτοιο τρόπο ώστε να τονίζονται οι εκάστοτε ιδιαιτερότητες. Έτσι, στη συνέχεια θα αναφερθούμε εκτενώς σε μεθοδολογίες αναλυτικής ανάπτυξης τους, που παρουσιάζουν ποικίλο ενδιαφέρον και οριοθετούν το πεδίο χρήσης της μεθόδου.

2.3. Εφαρμογές εμπειρικών καμπυλών θραυστότητας

2.3.1. Εφαρμογή κατά NCEER-ATC

Τα αρχικά NCEER αφορούν στο Εθνικό Κέντρο Ερευνών Σεισμικής Μηχανικής των ΗΠΑ (National Center for Earthquake Engineering Research). Το ερευνητικό αυτό κέντρο ιδρύθηκε για να διευρύνει και να διαδώσει τη γνώση σχετικά με τους σεισμούς, να βελτιώσει τον αντισεισμικό σχεδιασμό και να προτείνει μέτρα ανακούφισης έναντι σεισμικών συμβάντων ώστε να ελαχιστοποιηθούν οι απώλειες ζώων και περιουσιών. Δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στις κατασκευές των ανατολικών και κεντρικών ΗΠΑ και σε δίκτυα ζωτικής σημασίας όλης της χώρας που βρίσκονται σε ζώνες χαμηλής, μέτριας και υψηλής σεισμικότητας. Ένα από τα εφαρμοσμένα ερευνητικά προγράμματα του NCEER

αφορά τα κτίρια (Building Project) και εστιάζει στην αξιολόγηση της κατάστασης τους και στην πρόταση τυχόν παρεμβάσεων σε περιοχές μέτριας σεισμικότητας.

Στα πλαίσια του Προγράμματος των Κτιρίων η έρευνα εστιάζει σε θέματα επικινδυνότητας και αξιοπιστίας με στόχο την μείωση της αβεβαιότητας των υπαρχόντων προσομοιωμάτων που προβλέπουν την εισαγόμενη σεισμική εδαφική κίνηση, την προκύπτουσα δομική βλάβη και τα όρια της λειτουργικότητας του συστήματος. Αυτό που επιδιώκεται είναι η οριστικοποίηση αναλυτικών και εμπειρικών διαδικασιών που θα γεφυρώσουν το χάσμα μεταξύ της παραδοσιακής αντισεισμικής μηχανικής και κοινωνικοοικονομικών θεωρήσεων προς την κατεύθυνση της αντιμετώπισης της καταστροφικότητας του σεισμού με λογικό κόστος. Στην εν λόγω έρευνα, μεταξύ των πολλών θεμάτων που εξετάστηκαν προς αυτή την κατεύθυνση, κυρίως μας ενδιαφέρει η μελέτη των σεισμικών βλαβών και η ανάπτυξη καμπυλών θραυστότητας για υπάρχουσες κατασκευές. Θα ασχοληθούμε λοιπόν με τις παρεχόμενες από τους φορείς υλοποίησης της έρευνας (ATC, Stanford University) βελτιωμένες σχέσεις βλαβών - σεισμικής έντασεως, οι οποίες προέκυψαν με βάση τους υπάρχοντες DPM κατά ATC-13 (Applied Technology Council) και ευελπιστούν να έχουν εφαρμογή σε μελέτες σεισμικών βλαβών και απωλειών σε τοπικό επίπεδο.

Με τη δημοσίευση ATC-13, "Earthquake Damage Evaluation Data for California" (Δεδομένα Αξιολόγησης Σεισμικών Βλαβών για την California), που έλαβε χώρα το 1985 αναπτύχθηκαν σχέσεις βλαβών - σεισμικής κίνησης για 78 κατηγορίες κατασκευών (κτιριακών και μη) της California. Για να υπερβληθούν οι περιορισμοί λόγω μη ικανού αριθμού διαθέσιμων δεδομένων, υπεβλήθησαν ερωτηματολόγια σε ομάδες εμπειρογνομώνων που καλούνταν να εκτιμήσουν την πιθανότητα βλάβης για κάθε κατασκευαστική κατηγορία σε διαφορετικά επίπεδα έντασης εδαφικής κίνησης. Ακολούθησε διαδικασία 'Delphi' για να συγκεντρωθούν οι απόψεις κι έτσι αναπτύχθηκαν οι DPM με συνεκμετάλλευση τους. Για κάθε μία από τις 78 κατηγορίες κατασκευών δημιουργήθηκε ένας πίνακας DPM, που συνέδεε την ένταση της σεισμικής διέγερσης, σε όρους βαθμίδων της τροποποιημένης κλίμακας Mercalli (MMI), με ένα εκτιμώμενο από την έρευνα εύρος βλαβών.

Ορίζονται αρχικά, τα περιθώρια βελτίωσης των DPM κατά ATC-13. Η πρώτη περιοχή εφαρμογής αλλαγών εντοπίζεται στην ανάπτυξη λεπτομερών

περιγραφών των 40 προβλεπομένων κτιριακών κατασκευαστικών κατηγοριών, ώστε να διευκρινίζονται οι υποθέσεις που έγιναν σχετικά με το σύστημα μεταφοράς φορτίων και τις τυποποιημένες πρακτικές σχεδιασμού και κατασκευής. Οι 40 κατηγορίες του ATC-13 μπορούν να μειωθούν σε 17 αν θεωρηθούν μόνες παράμετροι κατηγοριοποίησης ο τύπος πλαισίωσης και το δομικό υλικό. Αναλυτικές λοιπόν περιγραφές αναπτύσσονται για αυτές τις 17 κατηγορίες και περιλαμβάνουν στοιχεία του στατικού συστήματος σχετικά με τα δομικά υλικά, το σύστημα μεταφοράς φορτίων βαρύτητας και την αντίσταση σε πλευρικά φορτία.

Γίνεται ακόμα διάκριση ως προς την ποιότητα σχεδιασμού και κατασκευής σε Non-Standard, Standard και Special. Τέλος, δίνεται μια περιγραφική ερμηνεία των οριζόμενων επιπέδων βλάβης (slight, light, moderate, heavy, major, destroyed) για κάθε τύπο κατασκευής και αντιστοίχισή τους με κάποιο εύρος τιμών σε όρους δείκτη βλάβης: dollar loss/ replacement cost, ισοδύναμου με το λόγο κόστος επισκευής /κόστος αντικατάστασης.

Μια δεύτερη παρέμβαση αφορά στην τροποποίηση των σχέσεων βλαβών - σεισμικής έντασης μέσω πραγματικών δεδομένων. Μετά το 1985 αρκετοί καταστροφικοί σεισμοί στην Καλιφόρνια έδωσαν δεδομένα βλαβών που θα μπορούσαν να ενσωματωθούν στη στατιστική επεξεργασία. Όμως, πολλά από αυτά έχουν συλλέγει σε τέτοια μορφή που τα καθιστούν μη αξιοποιήσιμα για την εξαγωγή πιθανοτήτων βλάβης. Η κατασκευαστική κατηγορία, η τοποθεσία, το μέγεθος της σεισμικής διέγερσης ή η έκταση της βλάβης αλλά ακόμα και ο αριθμός των συνολικά εξετασθέντων κτιρίων είναι κάποια από τα απαραίτητα στοιχεία που όμως συχνά δεν είναι διαθέσιμα.

Οι υπάρχουσες τεχνικές και αναγνωριστικές αναφορές αποτέλεσαν βασικές πηγές δεδομένων. Άλλες πηγές δεδομένων αποτελούν οι αναφορές επιθεώρησης βλαβών της FEMA (Federal Emergency Management Agency), δημοτικές και επαρχιακές καταγραφές και βάσεις δεδομένων οι οποίες είχαν δημιουργηθεί ειδικά για τον εντοπισμό βλαμμένων περιουσιών καθώς και δελτία δυσμενούς χαρακτηρισμού (red tag) κτιρίων μετά από σεισμό. Μετά την εξέταση των περισσότερων από τα διαθέσιμα δεδομένα, δημοσιευμένων και μη, είναι ξεκάθαρο ότι απαιτείται μια πιο συστηματική μέθοδος συλλογής στοιχείων αν θέλουμε να επιτύχουμε όντως τη βελτίωση των σχέσεων πρόβλεψης της

τρωτότητας από σεισμικά γεγονότα μέσω της ενσωμάτωσης τους. Πρέπει εξάλλου να ληφθεί υπόψη ότι τα συλλεχθέντα στοιχεία συνήθως αποσκοπούσαν σε άλλες εφαρμογές πλην της σύνδεσης της βλάβης με την εδαφική κίνηση. Πέραν αυτού όμως, καμία λογικής βάσης μέθοδος δεν έχει προταθεί για τη στάθμιση της γνώμης των ειδικών έναντι των πραγματικών δεδομένων. Μια βάσιμη επιλογή αποτελεί η απόδοση βαρύτητας στις απόψεις των εμπειρογνομόνων ανάλογα με το πλήθος τους που χρησιμοποιήθηκε στην ανάπτυξη των σχέσεων σεισμικής εντάσεως - βλάβης. Αυτή όμως η λύση δεν είναι ικανοποιητική αφού αρκεί ένας πολύ μικρός αριθμός δεδομένων για να εξαλείψει πρακτικώς η συμβολή των εμπειρογνομόνων. Λαμβάνοντας όμως υπόψη ότι εκείνοι κατέληξαν στις απόψεις τους έχοντας εξετάσει πολλά κτίρια, μια λογικότερη προσέγγιση θα ήταν η απόδοση κάπως μεγαλύτερης βαρύτητας ανά ειδικό. Η εφαρμογή όμως τεχνικών Bayes δε φαίνεται να είναι εφικτή και έτσι παρουσιάζεται αδιέξοδο στον αναλυτικό συνδυασμό των σεισμικών δεδομένων με τις υπάρχουσες κατά ATC-13 πιθανότητες βλάβης.

Η τρίτη μεταβολή των σχέσεων εδαφικής κίνησης - βλαβών θεωρεί την ανάπτυξη καμπυλών θραυστότητας με βάση τη στατιστική επεξεργασία των τιμών των DPM για τις 40 κατασκευαστικές κατηγορίες και τα 6 επίπεδα βλάβης (προσαρμογή λογαριθμοκανονικής κατανομής για εύκολη χρήση και εφαρμογή σε τοπικής κλίμακας μελέτες εκτίμησης βλαβών και απωλειών). Η τροποποιημένη αυτή παρουσίαση επιτρέπει την εποπτική σύγκριση των πιθανοτήτων βλάβης για διαφορετικές κατηγορίες δομημάτων και μπορεί να αξιοποιήσει σε μέγιστο βαθμό τόσο τα πειραματικά δεδομένα όσο και τις αναλυτικές τεχνικές. Οι εξ αυτών προκύπτουσες καμπύλες μπορούν να συγκριθούν με εμπειρικές καμπύλες θραυστότητας κι ίσως να συνδυαστούν. Επίσης γίνεται πλέον αρκετά ευχερής ο εντοπισμός ανακολουθιών στη γνώμη των εμπειρογνομόνων, με ένδειξη - για παράδειγμα - τη μείωση των πιθανοτήτων βλαβών για αυξανόμενα MMI.

Η καμπύλη θραυστότητας εκφράζει την πιθανότητα να προσεγγιστεί κάποιο επίπεδο βλάβης, ως συνάρτηση της εδαφικής κίνησης. Όπως προαναφέρθηκε, ορίζονται 6 επίπεδα βλάβης τα οποία οριοθετούνται από επιλεγέντα εύρη τιμών δείκτη βλάβης ως λόγου (κόστους επισκευής / κόστος αντικατάστασης). Ο κεντρικός δείκτης βλάβης ορίζεται ως η τιμή στο μέσον του εύρους τιμών του

επιπέδου βλάβης. Υπολογίζονται επίσης οι καλύτερες εκτιμήτριες των δεικτών βλάβης ανά κατηγορία κατασκευής, με τρεις διαβαθμίσεις (low, mean, high) για κάθε τιμή του δείκτη σεισμικής έντασης MMI. Για δοθέν MMI υπάρχει πιθανότητα 0.9 ο δείκτης βλάβης να βρίσκεται μεταξύ της χαμηλής (low) και της υψηλής (high) εκτιμήτριας.

Σύμφωνα με τα παραπάνω δεδομένα, υπολογίζονται οι παράμετροι της συνάρτησης πυκνότητας πιθανότητας (σ.π.π.) beta, η οποία θα προσαρμοστεί στα σημεία των παρατηρήσεων (απόψεις εμπειρογνομόνων) για κάθε κατασκευαστική κατηγορία και βαθμίδα MMI. Η συνάρτηση μπορεί να είναι είτε συμμετρική είτε μετατοπισμένη προς τα δεξιά ή τα αριστερά, ανάλογα με τις τιμές των παραμέτρων της. Έτσι, για χαμηλά επίπεδα εδαφικής κίνησης, αναμένεται μετατόπιση προς τα αριστερά, δηλαδή προς επίπεδα λιγότερο σοβαρής βλάβης ενώ αντιστοίχως, για μεγαλύτερες πιθανότητες σημαντικότερης βλάβης (ισχυρότεροι σεισμοί) η κατανομή θα κλίνει προς τα δεξιά.

Για κάθε κατασκευαστική κατηγορία, επομένως, αναπτύσσονται επτά συναρτήσεις πυκνότητας πιθανότητας beta (MMI = VI, VII, VIII, IX, X, XI, XII). Η πιθανότητα να βρίσκεται η βλάβη εντός πεδίου τιμών df και $df+Adf$ σε όρους δείκτη βλάβης (damage factor - DF) εκφράζεται από το εμβαδά της περιοχής που ορίζεται από τα όρια αυτά υπό τη σ.π.π. Για κάθε περίπτωση, οι καμπύλες θραυστότητας υπολογίζονται ολοκληρώνοντας καταλλήλως τις συναρτήσεις των κατανομών beta ώστε να ληφθούν οι πιθανότητες να προκύψουν δείκτες βλάβης ίσοι ή μεγαλύτεροι από ένα συγκεκριμένο επίπεδο. Χρησιμοποιώντας στη συνέχεια μεθόδους ελαχίστων τετραγώνων, καμπύλες λογαριθμοκανονικής μορφής προσαρμόζονται ανά επίπεδο βλάβης στα προκύπτοντα σημεία για τις διάφορες τιμές του δείκτη σεισμικής εντάσεως.

Η λογαριθμοκανονική συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας είναι της μορφής:

$$f_Y(y) = \frac{1}{y \cdot \sigma_x \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln y - m_x}{\sigma_x} \right)^2 \right]$$

όπου $X = \ln Y$ και σ_x και m_x είναι οι παράμετροι της συνάρτησης, η τυπική απόκλιση του $\ln Y$ και η μέση τιμή του, αντιστοίχως. Η λογαριθμοκανονική αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας είναι η εξής :

$$P[Y \leq y] = F_Y(y) = \int_0^y \frac{1}{y \cdot \sigma_x \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln y - m_x}{\sigma_x}\right)^2\right] dy$$

Για τις καμπύλες θραυστότητας το y αντιστοιχεί στο MMI και το x στο $\ln(\text{MMI})$. Πρέπει βέβαια να διευκρινιστεί ότι η συνάρτηση αυτή δεν έχει φυσικό νόημα ως αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας ούτε για το δείκτη βλάβης DF ούτε για το δείκτη σεισμικής έντασης MMI. Έχει μόνο τη μορφή της λογαριθμοκανονικής αθροιστικής πιθανότητας και περιγράφει την πιθανότητα να υποστεί η κατασκευή δεδομένο DF ή μεγαλύτερο, ως συνάρτηση του MMI. Οι λογαριθμοκανονικές σχέσεις επελέγησαν αφενός λόγω των υπολογιστικών ευκολιών που παρέχουν κατά τον συνδυασμό πολλών καμπυλών αλλά και λόγω του ότι όντως προσαρμόζονται πολύ καλά στα διακριτά σημεία (πιθανότητα υπέρβασης επιπέδου βλάβης, MMI) που προέκυψαν από την επεξεργασία των δεδομένων κατά ATC-13.

Αυτό το φιλόδοξο ερευνητικό πρόγραμμα του NCEER καταλήγει στις καμπύλες θραυστότητας για τις 40 (ATC-13) κατηγορίες κτιρίων.. Μετά από κάποια σύγκριση όλων μεταξύ τους, σημειώνεται σχετική συγγένεια ανά ομάδες στην απεικονιζόμενη υπό τους ανωτέρω όρους απόκριση των κατασκευών σε σεισμό. Αυτό αφενός οδηγεί σε συμπεράσματα που χρήζουν περαιτέρω διερεύνησης σχετικά με τις συναφείς συμπεριφορές διαφορετικών δομικών συστημάτων και κατασκευαστικών υλικών, σημαίνει δε αφετέρου ότι θα μπορούσε να μειωθεί ο συνολικός αριθμός των καμπυλών, με τη δημιουργία ευρύτερων κατασκευαστικών κατηγοριών (συγχώνευση προϋπαρχουσών), οι οποίες έτσι κι αλλιώς θα διευκολύνουν τη χρηστικότητα της μεθόδου υπό τα ποικίλα και συχνά ασαφή δεδομένα εισόδου εκ μελετών τοπικής κλίμακας.

Building Class	Similar to Building Class
3 - Low rise RC Shear Wall w/ MRF	84 - Low rise RM Shear Wall w/ MRF
4 - Medium rise RC Shear Wall w/ MRF	85 - Medium rise RM Shear Wall w/ MRF
5 - High rise RC Shear Wall w/ MRF	86 - High rise RM Shear Wall w/ MRF
6 - Low rise RC Shear Wall w/o MRF	9 - Low rise RM Shear Wall w/o MRF
7 - Medium rise RC Shear Wall w/o MRF	10 - Medium rise RM Shear Wall w/o MRF
8 - High rise RC Shear Wall w/o MRF	11 - High rise RM Shear Wall w/o MRF
16 -Medium Rise Moment Resisting Steel Perimeter Frame	19 -Medium Rise Moment Resisting Ductile Concrete Distributed Frame
17 -Medium Rise Moment Resisting Steel Perimeter Frame	20 -High Rise Moment Resisting Ductile Concrete Distributed Frame

Πίνακας 2.3 Κατασκευαστικές κατηγορίες με παρεμφερείς καμπύλες θραυστότητας

Building Classes with similar fragility curves

[9]

2.3.2. Εφαρμογή κατά "Hazus"

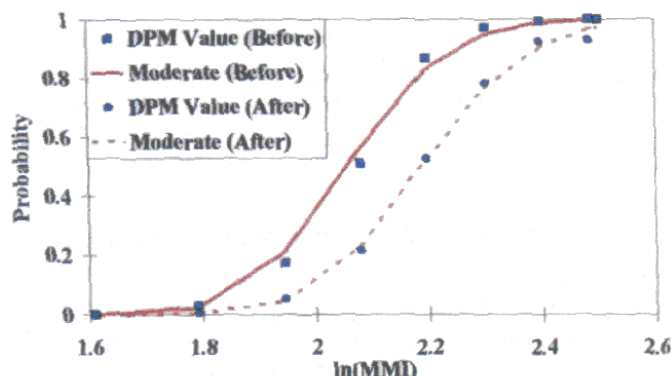
Υπάρχει και μια πιο πρόσφατη και συγκεκριμένη παραλλαγή της ανωτέρω μεθοδολογίας ανάπτυξης καμπυλών θραυστότητας, η οποία αποτελεί ευρύτατη και περιεκτική ανάλυση ευαισθησίας της αβεβαιότητας στη μεθοδολογία εκτίμησης των σεισμικών απωλειών που υλοποιήθηκε με τη χρήση του προσομοιώματος απωλειών (οικονομικών και κοινωνικών) εκ καταστροφών της ομοσπονδιακής κυβέρνησης των ΗΠΑ "HAZUS" (Hazard U.S.), από το πανεπιστήμιο της Pennsylvania. Ως τμήμα αυτής της ανάλυσης, έγιναν έρευνες για τη συλλογή πληροφοριών από εμπειρογνώμονες σχετικά με την τρωτότητα των δομημάτων, τα οφέλη εκ της ενίσχυσης μιας κατασκευής πριν το σεισμικό συμβάν και την ενσωμάτωση τους στο Hazus. Κατά το πρώτο εξάμηνο του 1998, ερωτηματολόγια στάλθηκαν σε δομοστατικούς μηχανικούς της California, πεπειραμένους στην εκτίμηση των μετασεισμικών βλαβών. Ο στόχος ήταν να προσδιοριστούν τα αναμενόμενα οφέλη, τα σχετιζόμενα με ενίσχυση μέσω συνδέσμων των αδύναμων τοίχων και άκαμπτη στήριξη της κατασκευής στη θεμελίωση, σε ξύλινες (προ 1940) πλαισιωτές κατοικίες των πόλεων Oakland και Long Beach, California.

Η συγκεκριμένη εφαρμογή διαφέρει από τη μελέτη κατά NCEER - ATC, αφού αφενός αναφέρεται σε μία και μοναδική επαρκώς περιγραφόμενη κατηγορία κτίσματος κι αφετέρου εξετάζει την επίδραση μεταβολής δομικών παραμέτρων μέσω επεμβάσεων ενίσχυσης στην εκτιμώμενη κατά τους εμπειρογνώμονες απόκριση της κατασκευής. Παρά ταύτα όμως εισάγει ως πρόταση τη θέσπιση κάποιων μέτρων αξιοπιστίας των εκτιμήσεων αυτών, όπως η κατάταξη της εμπειρίας τους σε αξιολόγηση βλαβών από σεισμό (κλίμακα 0-10), από τους ίδιους τους ειδικούς. Ζητείται επίσης ο προσδιορισμός του, κατ' αυτούς εκτιμώμενου, βαθμού αξιοπιστίας των απόψεων τους (κλίμακα 0-10) επί του αναμενόμενου μέσου δείκτη βλάβης (Mean Damage Factor -MDF-) για τη δοθείσα κατασκευή πριν και μετά την παρέμβαση ενίσχυσης, για επίπεδα MMI κυμαινόμενα από VI έως XII. Ως *MDF* ορίζεται και πάλι ο λόγος του κόστους επισκευής προς το κόστος αντικατάστασης. Προφανώς, τα συλλεχθέντα αποτελέσματα της έρευνας σταθμίζονται μέσω συντελεστών βαρύτητας ώστε να γίνουν κατάλληλα για επεξεργασία. Για τις ολοκληρωμένες μελέτες, έγινε αξιοποίηση των δεδομένων κατά Bayes και προσαρμόστηκε η κατάλληλη κατανομή στα σημεία του πλήθους των παρατηρήσεων έναντι του *MDF* για δεδομένο MMI, πριν και μετά την παρέμβαση ενίσχυσης.

Στη συνέχεια αναπτύσσονται οι πίνακες πιθανότητας βλάβης (DPM) για τα πέντε επίπεδα (none, slight, moderate, extensive, complete) που ορίζονται από το πρόγραμμα Hazus, αφού επιλεγεί το εύρος τιμών σε όρους *MDF* για κάθε ένα και γίνει ολοκλήρωση των περικλειόμενων περιοχών της σ.π.π.

Έπειτα αναπτύσσονται οι πίνακες αθροιστικής πιθανότητας βλάβης οι οποίοι εκφράζουν την πιθανότητα η βλάβη να είναι ίση ή να υπερβαίνει μια τιμή *MDF* που αποτελεί διαχωριστικό όριο επιπέδων βλάβης. Για τα διάφορα επίπεδα βλάβης υπολογίζεται κατά τα γνωστά η πιθανότητα υπέρβασης τους ανά MMI και στα προκύπτοντα σημεία ακολουθεί προσαρμογή αθροιστικής λογαριθμοκανονικής κατανομής. Καταλήγουμε έτσι στην ανάπτυξη των καμπυλών θραυστότητας, από τις οποίες είναι - ποιοτικά τουλάχιστον - εμφανής η ευεργετική επίδραση των μέτρων παρέμβασης (σχήμα 2.4). Η μελέτη αυτή παρέχει και τη δυνατότητα μεταβολής του μέτρου έντασης του σεισμού από MMI σε PGA (Peak Ground Acceleration), μέσω της ακόλουθης, προτεινόμενης κατά Hazus εμπειρικής αντιστοιχίας:

MMI	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
PGA	0.12	0.21	0.36	0.53	0.71	0.86	1.15



Σχήμα 2.2 : Αθροιστική λογαριθμοκανονική κατανομή

Δίνεται όμως και μια νέα διάσταση στη χρήση των καμπυλών θραυστότητας καθώς γίνεται λόγος για τη Φασματική Μέθοδο Ικανότητας (Capacity Spectrum Method - CSM) που υλοποιείται με τη μετατροπή του PGA σε ισοδύναμο ζεύγος φασματικής επιταχύνσεως (SA) και φασματικής μετατόπισης (SD), μέσω μιας υποθετικής μορφής φάσματος Ζητούμενης Απόκρισης. Με άλλα λόγια, αναπτύσσεται ένα φάσμα αναφοράς ζητούμενης απόκρισης, το οποίο τέμνει την καμπύλη αντοχής του δομήματος στη μέση τιμή της φασματικής μετατόπισης για κάθε ένα από τα προκαθορισμένα επίπεδα βλάβης.

[9]

2.4 Εφαρμογές αναλυτικών καμπυλών θραυστότητας

Οι καμπύλες θραυστότητας, όπως έχουμε προαναφέρει, μπορούν να αναπτυχθούν είτε για εμπειρικές προκύπτουσες τιμές της μεταβλητής παρατήρησης (από πραγματικά δεδομένα ή από εκτιμήσεις ειδικών) είτε για τιμές της, ληφθείσες από ανάλυση προσομοιώματος της κατασκευής με κατάλληλη μέθοδο.

Παρουσιάστηκε εκτενώς στις προηγούμενες υποενότητες η μεθοδολογία συλλογής εμπειρικών δεδομένων και η αξιοποίηση τους για την εκπλήρωση του στόχου αυτού. Εδώ, θα περάσουμε ομαλά στην ανάπτυξη χαρακτηριστικών και συνθετότερων εφαρμογών της αναλυτικής μεθόδου μέσω ενός σχετικά απλού παραδείγματος όπου γίνεται και σύγκριση εμπειρικών και αναλυτικών καμπυλών θραυστότητας για βάθρα οπλισμένου σκυροδέματος στην Ιαπωνία.

2.4.1 Σύγκριση εμπειρικών και αναλυτικών καμπυλών θραυστότητας για βάθρα οπλισμένου σκυροδέματος στην Ιαπωνία

Ένας από τους πλέον καταστροφικούς σεισμούς στην Ιαπωνία, ο σεισμός Hyogoken - Nanbu (Kobe) του 1995, προκάλεσε σοβαρές βλάβες σε κατασκευές - τμήματα αυτοκινητοδρόμων - στην περιοχή του Kobe. Μια οικογένεια εμπειρικών καμπυλών θραυστότητας αναπτύχθηκε με βάση τα πραγματικά δεδομένα καταστροφών από το σεισμό (Yamazaki et al., 1999). Αυτές οι εμπειρικές καμπύλες δίνουν μια γενική ιδέα για τη σχέση μεταξύ των επιπέδων βλάβης των ομοειδών κατασκευών και των δεικτών εδαφικής κίνησης. Μπορούν δηλαδή να χρησιμοποιηθούν για εκτίμηση βλαβών και σε άλλες παρεμφερείς γέφυρες της Ιαπωνίας. Όμως, οι εμπειρικές καμπύλες θραυστότητας δεν προσδιορίζουν επακριβώς τον τύπο της κατασκευής, τη συμπεριφορά της (στατική και δυναμική) και τη μεταβλητότητα της εισαγόμενης εδαφικής κίνησης κι έτσι δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν βάσιμα στην εκτίμηση του επιπέδου της πιθανότητας βλάβης συγκεκριμένης γέφυρας. Γίνεται λοιπόν προσπάθεια να αναπτυχθούν αναλυτικές καμπύλες θραυστότητας με ταυτόχρονη θεώρηση κατασκευαστικών παραμέτρων και μεταβλητότητας της εισαγόμενης εδαφικής διέγερσης.

Ως μελετώμενη κατασκευή επιλέγεται τυπική γέφυρα οπλισμένου σκυροδέματος της οποίας εξετάζονται τα βάθρα, σχεδιασμένα με τον ιαπωνικό αντισεισμικό κανονισμό του 1964 και προσομοιωμένα ως συστήματα ενός βαθμού ελευθερίας (SDOF). Εκτελείται μη γραμμική δυναμική ανάλυση υπό 50 διαφορετικές χρονοϊστορίες επιταχύνσεων ισχυρών καταγραφών του σεισμού Hyogoken - Nanbu, ομαδοποιημένων σε ορισμένα επίπεδα διέγερσης ανάλογα με το θεωρούμενο ως μέτρο της έντασης του (PGA ή PGV). Χρησιμοποιήθηκε

ένα διγραμμικό υστερητικό προσομοίωμα και η μετά τη διαρροή ακαμψία ελήφθη ως το 10% της ακαμψίας της διαρροής των βάρων (δύναμη διαρροής / μετατόπιση διαρροής), με συντελεστή απόσβεσης 5%. Για την αξιολόγηση της βλάβης των βάρων της γέφυρας εκμεταλλευόμαστε το δείκτη πλαστιμότητας στην κορυφή τους, που ορίζεται ως ο λόγος της μεγίστης μετατόπισης (λαμβάνομένης εκ της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης) προς τη μετατόπιση διαρροής (εκ της ελαστικής ανάλυσης). Πρακτικά, χρησιμοποιείται ο δείκτης βλάβης (damage index-DI) κατά Park-Ang (1985), εκφραζόμενος ως :

$$D.I. = \frac{(\mu d + \beta \cdot \mu h)}{\mu} \quad (2.2)$$

όπου μd είναι η πλαστιμότητα μετακινήσεων, μ η μέγιστη αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα του βάρου, β ο συντελεστής ανακυκλιζόμενης φόρτισης θεωρούμενος ίσος με 0.15 και μh η αθροιστική ενεργειακή πλαστιμότητα οριζόμενη ως $\mu h = E_h / E_e$, με E_h και E_e την αθροιστική υστερητική και ελαστική ενέργεια των βάρων αντιστοίχως. Για τα διάφορα ομοειδή βάρια της γέφυρας και τις σεισμικές φορτίσεις που χαρακτηρίζονται από το ίδιο κανονικοποιημένο PGA, λαμβάνεται μέσω των πολλαπλών αναλύσεων η διασπορά των τιμών των δεικτών βλάβης, οι οποίοι και κατηγοριοποιούνται ανά επίπεδο βλάβης με τη μέθοδο βαθμονόμησης που προτείνεται κατά Ghobarah et al.(1997) :

Damage Index (DI)	Damage Rank(DR)	Definition
0.00 <DI<0.14	D	No damage
0.14<DI<0.40	C	Slight Damage
0.40<DI<0.60	B	Moderate Damage
0.60<DI<1.00	A	Extensive Damage
1.00<DI	As	Complete damage

Πίνακας 2.4 : Σχέση μεταξύ D.I. και επιπέδου βλάβης (Ghobarah et al., 1997)

[9]

Έτσι λοιπόν, με τη δυνατότητα κατάταξης αυτών των δεικτών βλάβης, λαμβάνεται το πλήθος των παρατηρήσεων που ανήκουν σε κάθε επίπεδο βλάβης για κάθε επίπεδο διέγερσης, είτε αυτή εκφράζεται μέσω PGA είτε μέσω

συμβατών τιμών PGV. Μακροσκοπικά, διαπιστώνεται ότι όσο αυξάνεται η ένταση της διεγέρσεως, ο αριθμός των συμβάντων μικρής βλάβης μειώνεται ενώ αυξάνεται αυτός των ολοκληρωτικής καταστροφής.

Επομένως, για κάθε επίπεδο βλάβης διαθέτουμε ένα σετ ζευγών δεδομένων: (PGA και δείκτης βλάβης) ή (PGV και δείκτης βλάβης), από τα οποία λαμβάνονται οι καμπύλες θραυστότητας για τα βάθρα των γεφυρών με υπόθεση λογαριθμοκανονικής κατανομής. Η αθροιστική πιθανότητα PR βλάβης ίσης ή μεγαλύτερης του επιπέδου R δίνεται ως :

$$PR = \Phi \left[\frac{(\ln X - \lambda)}{\zeta} \right] \quad (2.3)$$

όπου Φ είναι η τυποποιημένη κανονική κατανομή, X είναι ο δείκτης της εδαφικής κίνησης (PGA ή PGV), λ και ζ είναι η μέση τιμή και τυπική απόκλιση του $\ln X$.

Συγκρίνοντας εμπειρικές και αναλυτικές καμπύλες θραυστότητας διαπιστώνεται αξιοσημείωτη συμφωνία μεταξύ τους σε όρους PGA ενώ υφίσταται διαφορά σε όρους PGV. Βέβαια, δεν πρέπει να ξεχνάμε ότι οι εμπειρικές καμπύλες θραυστότητας δεν μπορούν να συμπεριλάβουν ποικίλες δομικές παραμέτρους και χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης, όπως επίσης και το ότι απαιτούν ένα μεγάλο αριθμό πραγματικών δεδομένων βλαβών συγκεκριμένης κατηγορίας κατασκευών. Αντιθέτως, η αναλυτική μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε στη μελέτη αυτή είναι εφαρμόσιμη για την ανάπτυξη καμπυλών θραυστότητας κατασκευών ανεξαρτήτως σεισμικής εμπειρίας.

2.4.2. Καμπύλες θραυστότητας για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα στην περιοχή των Σκοπίων

Παρακάτω παρουσιάζεται μια αντιπροσωπευτική εφαρμογή της γενικής μεθόδου ανάπτυξης των αναλυτικών καμπυλών θραυστότητας σε δύο κατηγορίες κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα (κτίρια υψηλότερα / χαμηλότερα των 10 ορόφων) στην περιοχή των Σκοπίων. Ο μεγάλος αριθμός παραμέτρων που διαμορφώνουν τη συμπεριφορά των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα υπό σεισμική φόρτιση αλλά και το σημαντικό εύρος πιθανών τιμών χαρακτηριστικών του ίδιου του σεισμού επιβάλλουν την πιθανοτική εκτίμηση της

τρωτότητας συγκεκριμένης κατασκευής, υπό τη μορφή σχέσεως σεισμικής εντάσεως -βλαβών.

Είναι πρωταρχικής σημασίας να επιλεγεί ένας δείκτης σεισμικής εντάσεως που να την περιγράφει όσο το δυνατόν πληρέστερα, καθώς ο τελικός στόχος είναι η σύνδεση αυτού με την πιθανότητα να υπερβληθεί κάποιο επίπεδο βλάβης. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) είναι ένα ευρέως χρησιμοποιούμενο μέτρο της σεισμικής εντάσεως, όμως αποκαλύπτει λιγοστές πληροφορίες για χαρακτηριστικά του σεισμού όπως το πλάτος, το περιεχόμενο συχνοτήτων και τη χρονική διάρκεια του ισχυρότερου μέρους του σεισμού. Με δεδομένη την έλλειψη καταγραφών και δεδομένων για πραγματικούς σεισμούς στην περιοχή, στην υπόψη μελέτη απορρίφθηκαν οι PGA και SA (φασματική επιτάχυνση) ως εκφραστές της σεισμικής εντάσεως και αντ' αυτών επελέγησαν οι βαθμίδες της MMI με βασικό μειονέκτημα την υποκειμενικότητα στην εκτίμηση της βλάβης. Όμως, θετικά λειτουργεί το ότι αφενός τα υπάρχοντα δεδομένα είναι εκφρασμένα κατ' αυτόν το δείκτη κι αφετέρου υφίσταται ήδη ένας ικανός αριθμός σχέσεων έντασης σεισμού (MMI) - βλαβών, πράγμα που θα επιτρέψει συγκρίσεις με τις προς ανάπτυξη καμπύλες θραυστότητας και τους πίνακες DPM.

Η ανάγκη επιλογής αντιπροσωπευτικών σεισμικών διεγέρσεων ως φορτίσεων με δεδομένο τον περιορισμένο αριθμό καταγραφών ισχυρών σεισμικών συμβάντων στην περιοχή, οδήγησε στη δημιουργία συνθετικών επιταχυνσιογραφημάτων ως στοιχείων εισόδου στην ανάλυση. Με αφετηρία λοιπόν μια στατική στοχαστική διαδικασία και στη συνέχεια με θεώρηση μη μόνιμου μέτρου στο περιεχόμενο των πλατών της χρονοϊστορίας και ενσωμάτωση στοιχείων μηχανισμού γένεσης του σεισμού και κυματικής διάδοσης, επελέγη η μεθοδολογία κατά Trifunac. Σύμφωνα με αυτήν την θεωρία, ο σεισμός προσδιορίζεται ως αλληλεπικαλυπτόμενες ομάδες κυμάτων με διαφορετικές ταχύτητες και συχνότητες, που διασκορπίζονται μέσω του υποβάθρου. Το υπόβαθρο προσομοιώνεται με παράλληλες εδαφικές στρώσεις, οριζόμενες από το πάχος και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού, η διασπορά των οποίων προέκυψε από εφαρμογή του προγράμματος HASKEL κατά Trifunac. Για τον καθορισμό των παραμέτρων γένεσης των αντιπροσωπευτικών τιμών, χρησιμοποιήθηκε το εμπειρικό προσομοίωμα έκφρασης του φάσματος πλάτους κατά Fourier [$FS(\omega)$] σε όρους MMI, το

οποίο παράγει συνθετικούς σεισμούς με τη μεγαλύτερη δυνατή διασπορά χαρακτηριστικών μέσω γενέτειρας τυχαίων πραγματικών αριθμών και θεώρησης των επιρροών παραμέτρων της περιοχής, όπως η ένταση της διέγερσης, τα χαρακτηριστικά του υποβάθρου, η απόσταση από το επίκεντρο και οι δυο κάθετες μεταξύ τους οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού.

Δημιουργήθηκε λοιπόν μια ομάδα 240 συνθετικών επιταχυνσιογραφημάτων με μεταβολές των παραπάνω παραμέτρων, η οποία ελεγχόμενη σε όρους συμφωνίας φασμάτων απόκρισης επιταχύνσεως με κάποιους πραγματικούς σεισμούς, έδειξε ότι όντως περιλαμβάνει χαρακτηριστικά παρόμοια με αυτά των υπαρκτών καταγραφών της περιοχής. Οι συνθετικοί σεισμοί κατηγοριοποιήθηκαν σε πέντε από τις βαθμίδες MMI (VII 4- XI) για να λειτουργήσουν ως συμβατά, με τη γενική μεθοδολογία ανάπτυξης καμπυλών θραυστότητας και DPM, ενώ αποτέλεσαν δεδομένα εισόδου της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης των αντιπροσωπευτικών κατασκευών [επιλογή 6-ορόφου και 16-ορόφου (με κεντρικό πυρήνα τοιχωμάτων) πλαισιωτών κτιρίων αποτελούμενων από δοκούς και υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος]. Διευκρινίζεται εδώ ότι ο τυχηματικός χαρακτήρας των κατασκευαστικών χαρακτηριστικών δεν λαμβάνεται υπόψη στην ανάπτυξη των σχέσεων εντάσεως σεισμού - βλάβης. Εξάλλου θεωρείται ότι είναι τόσο εξαιρετικό υψηλή η αβεβαιότητα που συνδέεται με το φαινόμενο του σεισμού και η οποία επελέγη να αναλυθεί διεξοδικά, που η μεταβλητότητα των χαρακτηριστικών της κατασκευής (π.χ. ιδιότητες των υλικών) μπορεί, κατά τη μελέτη αυτή, να αγνοηθεί.

Η απόκριση της εξεταζόμενης κατασκευής που λαμβάνεται μέσω της μη γραμμικής ανάλυσης (IDARC - 2D program, v.4.0) βαθμονομείται μέσω της επιλογής της ποσότητας DI ως μέτρου της προκληθείσας βλάβης, όπου :

$$D.I. = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (2.4)$$

Οι εμπλεκόμενες ποσότητες ορίζονται κατά Park- Ang ως η μέγιστη παραμόρφωση υπό σεισμό (δ_M), η μέγιστη παραμόρφωση υπό μονοτονική φόρτιση (δ_u), η υπολογιζόμενη αντοχή διαρροής (Q_y) και η προσαύξηση της απορροφώμενης υστερητικής ενέργειας (dE). Η βλάβη θεωρείται λοιπόν

γραμμικός συνδυασμός των μεγίστων παραμορφώσεων και της υστερητικής ενέργειας λόγω απόσβεσης, παρέχοντας έναν επαρκή συνδυασμό ακρίβειας εκτίμησης και απλότητας. Ο ολικός δείκτης βλάβης (DI) της κατασκευής προκύπτει ως ο μέσος όρος των DI των μεμονωμένων στοιχείων. Ο καθορισμός των πέντε επιπέδων βλάβης έγινε σε όρους DI με αυστηρότερη της προτεινόμενης κατά Park - Ang θεώρηση (όπου κριτήριο είναι η οικονομική δαπάνη προς επιδιόρθωση της κατασκευής με βάση έναν μεγάλο αριθμό πειραματικών διερευνήσεων σε στοιχεία ή απλές κατασκευές), υπέρ της ασφαλείας.

Πριν το τελικό στάδιο ανάπτυξης των καμπυλών θραυστότητας, προσδιορίζεται αναλυτικά, κατά ελαφρά παρέκκλιση της τυπικής μεθοδολογίας, καμπύλη αθροιστικής πιθανότητας κατά την οποία η θεωρούμενη κατασκευή δεν υπερβαίνει συγκεκριμένη τιμή DI για ορισμένη τιμή MMI και τέλος, στα προκύπτοντα σημεία (αθρ.πιθανότητα, DI) / MMI προσαρμόζεται κανονική κατανομή. Στη συνέχεια, ένα τυχόν σημείο μιας καμπύλης θραυστότητας ορίζεται από την υπό προϋποθέσεις πιθανότητα η βλάβη λόγω σεισμού ορισμένης εντάσεως I_j να υπερβεί το επίπεδο (i):

$$P_{ij} = Ver, (DT \geq DT / MMI = I_j) \quad (2.5)$$

όπου DT είναι ο συνολικός DI για σεισμό MMI = I_j και DT_i ο αντίστοιχος του (i) επιπέδου βλάβης.

[9]

Οι DPM είναι μία άλλη πιθανή μορφή της σχέσης σεισμικής εντάσεως - βλάβης, αφού η κάθε τιμή τους εκφράζει την πιθανότητα να προσεγγιστεί ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλάβης.

Η περιγραφείσα ανάπτυξη καμπυλών θραυστότητας και DPM για δύο αντιπροσωπευτικά κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος οδηγεί στην αξιολόγηση των ισχυουσών διατάξεων του αντισεισμικού κανονισμού των Σκοπίων, σύμφωνα με τον οποίο εφαρμόζεται ελαστική ανάλυση και ισοδύναμη στατική μέθοδος για την εισαγωγή σεισμικής φόρτισης. Παρά ταύτα, εμφανίζεται να παρέχει ικανοποιητική περιγραφή της συμπεριφοράς των θεωρούμενων τύπων κατασκευής των Σκοπίων, καθώς η μη γραμμική δυναμική ανάλυση κατέδειξε ότι υπάρχει

πιθανότητα περίπου 50% να μη συμβεί καμία ή έστω μηδαμινή βλάβη υπό το σεισμό της έντασης σχεδιασμού. Τέλος, συγκρίσεις συμβατότητας των αποτελεσμάτων που προέκυψαν έγιναν τόσο ανάλογα από εμπειρικές σχέσεις όσο και με αυτά παρεμφερών ή ευρύτερων εφαρμογών της γενικής μεθόδου ανάπτυξης των καμπυλών θραυστότητας και απέβησαν γενικώς επιτυχείς.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

3.1 Γενικά

Οι κλασσικές μέθοδοι για την ανάλυση των κατασκευών, αποτελούσαν και συνεχίζουν να αποτελούν ισχυρά εργαλεία στα χέρια των μηχανικών. Αντιμετωπίζουν δε επιτυχώς, ένα μεγάλο πλήθος προβλημάτων που αφορούν τη στατική συμπεριφορά ορισμένων φορέων (πλαισίων, δικτυωμάτων, γραμμικών φορέων κτλ.). Όλες αυτές οι μέθοδοι, στηρίζονται σε βασικές παραδοχές της κλασσικής θεωρίας της κάμψης, όπως για παράδειγμα τη διατήρηση της επιπεδότητας των διατομών καθ' ύψος. Υπάρχουν όμως περιπτώσεις φορέων, στους οποίους δεν ισχύουν αυτές οι παραδοχές και η αντιμετώπισή τους καθίσταται προβληματική. Χαρακτηριστικά παραδείγματα τέτοιων φορέων αποτελούν, ο βραχύς πρόβολος, η υψίκορμη δοκός, οι πλάκες, τα κελύφη, οι επίπεδοι δίσκοι από τοιχοποιία, οι κίονες και ορισμένοι άλλοι τύποι κατασκευών.

Για την ανάλυση των παραπάνω περιπτώσεων κατασκευών θα έπρεπε να γίνει χρήση μιας μεθόδου ακριβέστερης επίλυσης του φορέα, όπως αυτή περιγράφεται με τη βοήθεια των εξισώσεων της ελαστικότητας. Η επίλυση ενός συστήματος εξισώσεων ελαστικότητας, δίνει πάντα μια ακριβέστερη λύση του προβλήματος. Στις περιπτώσεις όμως των παραπάνω φορέων, όπως επίσης και στην πλειονότητα των φορέων στην πράξη, τα δεδομένα της τοπολογίας του φορέα, της φόρτισης καθώς και των συνθηκών στήριξής τους, καθιστούν την επίλυση αρκετά δύσκολη ή και σε ορισμένες περιπτώσεις, πρακτικά αδύνατη. Η ανάγκη αντιμετώπισης τέτοιων περιπτώσεων φορέων, οδήγησαν στην αναζήτηση νέων μεθόδων ανάλυσης των κατασκευών.

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (F.E.M., Finite Element Method) εμφανίστηκε, πριν περίπου 50 χρόνια, για να καλύψει αυτό το κενό. Η παρουσίασή της σε μαθηματικό επίπεδο τοποθετείται στο τέλος του 1943, σε μια εργασία του Courant με θέμα τη στρέψη, ενώ σε επίπεδο τεχνολογικής εφαρμογής, εντοπίζεται στη διετία 1954-56, με τις εργασίες του Αργύρη στο Λονδίνο και του Clough στο Berkeley.

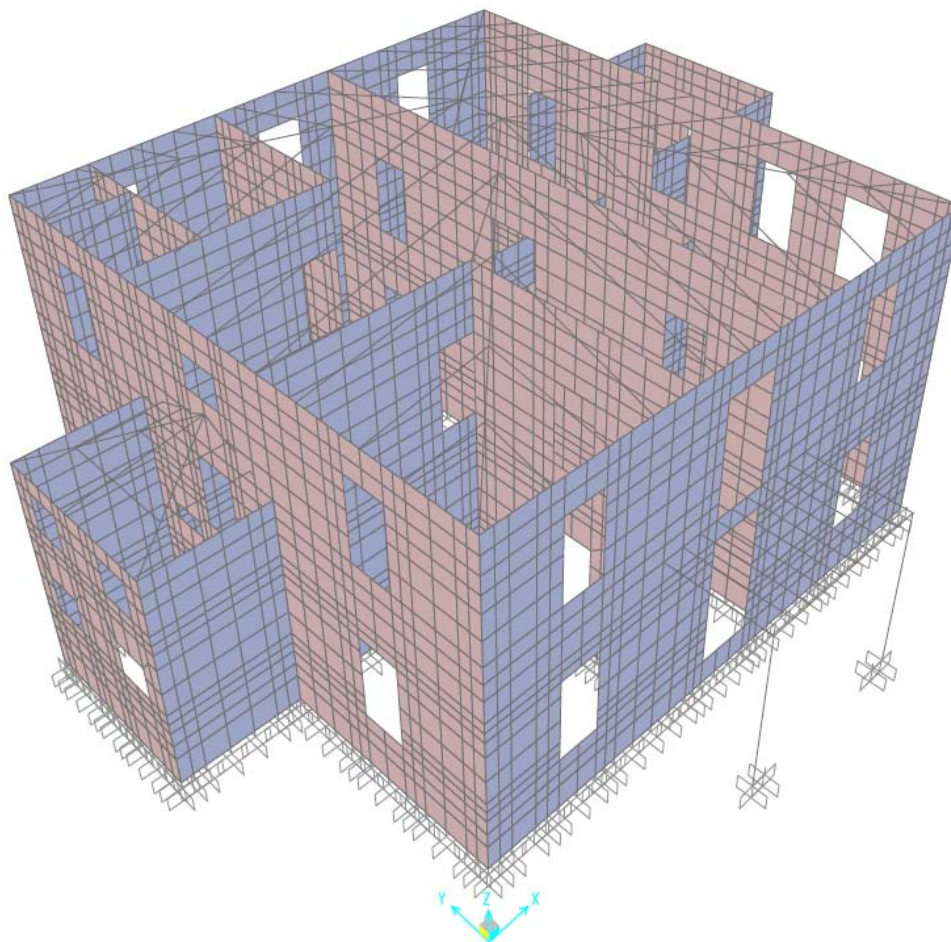
Αξίζει να σημειωθεί ότι η πρώτη εφαρμογή της λογικής που ακολουθεί η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, έγινε στην αρχαία Ελλάδα με την προσπάθεια υπολογισμού του μήκους της περιφέρειας του κύκλου, κάνοντας χρήση του εγγεγραμμένου πολυγώνου.

Η βασική ιδέα στην οποία στηρίζεται η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων έγκειται στην υποκατάσταση της πραγματικής κατασκευής με ένα προσομοίωμα, του οποίου τα επιμέρους τμήματα, αποτελούν τμήματά της. Κύριο χαρακτηριστικό της μεθόδου είναι η διαίρεση μιας κατασκευής σε μικρότερα πεπερασμένα στοιχεία το καθένα από τα οποία έχει καθορισμένα χαρακτηριστικά και συνοριακές συνθήκες. Αυτό σημαίνει πως η διαίρεση του συνολικού συστήματος σε πολλά πεπερασμένα στοιχεία έχει ως αποτέλεσμα να απαιτείται η επίλυση ενός πολύ μεγάλου αριθμού εξισώσεων. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα μέχρι πρόσφατα η εφαρμογή της μεθόδου αυτής να είναι σχετικά περιορισμένη. Όμως η αλματώδης ανάπτυξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών και η διάδοση τους στο ευρύ κοινό, έκανε εφικτή την επίλυση των φορέων με πεπερασμένα στοιχεία από ένα μεγάλο ποσοστό μηχανικών και είχε σαν συνέπεια τη σημερινή εκτεταμένη εφαρμογή της μεθόδου.

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αν και αποτελεί και αυτή, μια προσέγγιση (σε σχέση με τη λύση που προκύπτει από την επίλυση του συστημάτων των εξισώσεων ελαστικότητας) παρέχει την 'επιθυμητή' ακρίβεια, στην επίλυση του προβλήματος της ανάλυσης της συμπεριφοράς των κατασκευών. Βασικό μειονέκτημα της μεθόδου, όταν αναπτύχθηκε, ήταν το μεγάλο υπολογιστικό κόστος. Κύριο χαρακτηριστικό της μεθόδου είναι η διαίρεση μιας κατασκευής σε μικρότερα πεπερασμένα στοιχεία το καθένα από τα οποία έχει καθορισμένα χαρακτηριστικά και συνοριακές συνθήκες. Αυτό σημαίνει πως η διαίρεση του συνολικού συστήματος σε πολλά πεπερασμένα στοιχεία έχει ως αποτέλεσμα να απαιτείται η επίλυση ενός πολύ μεγάλου αριθμού εξισώσεων.

Για την ανάλυση, και σύμφωνα με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, η κατασκευή διακριτοποιείται με την βοήθεια πεπερασμένων στοιχείων κελύφους ή τρισδιάστατων στοιχείων, όπως ενδεικτικά φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα για το νεοκλασικό δόμημα των Χανίων, το οποίο μελετήθηκε. Η μάζα των στοιχείων συγκεντρώνεται στους κόμβους με αποτέλεσμα να επιτυγχάνεται μια ακριβέστερη κατανομή των μαζών στο σύνολο της κατασκευής και μια ικανοποιητική προσομοίωση των αδρανειακών δυνάμεων κατά τη διάρκεια της δυναμικής

ανάλυσης. Παρακάτω φαίνεται σχηματικά το προσομοίωμα του νεοκλασικού κτιρίου των Χανίων από την νοτιοδυτική όψη, το οποίο έγινε σύμφωνα με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.



Εικόνα 3.1 Προσομοίωση του κτιρίου με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων

Μέχρι πρόσφατα η εφαρμογή της μεθόδου αυτής ήταν σχετικά περιορισμένη. Όμως η αλματώδης ανάπτυξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών και η διάδοση τους στο ευρύ κοινό, έκανε εφικτή την επίλυση των φορέων με πεπερασμένα στοιχεία από ένα μεγάλο ποσοστό μηχανικών και είχε σαν συνέπεια τη σημερινή εκτεταμένη εφαρμογή της μεθόδου. Πλέον η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται από όλες τις κατηγορίες μηχανικών όπως για παράδειγμα τους μηχανολόγους, τους ναυπηγούς, τους αεροναυπηγούς, τους αρχιτέκτονες και τους πολιτικούς μηχανικούς. Επίσης, η έρευνα στη μέθοδο αυτή συνεχίζεται με ταχείς ρυθμούς ενώ συνεχώς κυκλοφορούν νέα προγράμματα λογισμικού που τη χρησιμοποιούν και βιβλιογραφία που την παρουσιάζει στο ευρύ κοινό.

3.2 Η εφαρμογή της μεθόδου στην ανάλυση των κατασκευών

Για να γίνει ανάλυση του φορέα μιας κατασκευής (π.χ. ενός κτιρίου) με πεπερασμένα στοιχεία, πρέπει να γίνει η κατάλληλη μοντελοποίηση του φορέα αυτού. Αυτό γίνεται αρχικά με τη μαθηματική περιγραφή του φορέα και στη συνέχεια με αριθμητική ανάλυση του εξαχθέντος από την περιγραφή αυτή μαθηματικού προσομοιώματος. Για να γίνει εφικτή η περιγραφή ενός φορέα με μαθηματικό τρόπο, πρέπει να γίνουν εξιδανικεύσεις στο φορέα και το περιβάλλον του που αφορούν τη γεωμετρία, τη συμπεριφορά κτλ. Επιπλέον, απαιτείται να γίνουν ορισμένες παραδοχές όπως για παράδειγμα ότι το υλικό του φορέα συμπεριφέρεται ως γραμμικώς ελαστικό. Η αριθμητική του μαθηματικού προσομοιώματος είναι η επίλυση του συστήματος των εξισώσεων που προκύπτει από την εξιδανίκευση του φορέα. Επειδή τα συστήματα αυτά σε πραγματικές εφαρμογές είναι ιδιαίτερα πολύπλοκα, απαιτείται μεγάλη υπολογιστική ισχύς για την επίλυση τους.

Δηλαδή για την επίλυση μιας κατασκευής με πεπερασμένα στοιχεία, αρχικά πρέπει ο φορέας της να χωριστεί σε πεπερασμένα στοιχεία. Ανάλογα με την ακρίβεια που απαιτείται, τη μορφή του φορέα, αλλά και τις υπολογιστικές δυνατότητες οι οποίες υπάρχουν, θα πρέπει να επιλέγεται ο τύπος των πεπερασμένων και το μέγεθος του καθενός από αυτά. Με άλλα λόγια ο αριθμός των στοιχείων στα οποία θα διαιρεθεί ο φορέας. Πάντοτε η ακρίβεια είναι σε βάρος του υπολογιστικού φόρτου και αντίστροφα. Έπειτα ακολουθεί η διατύπωση της εξίσωσης ισορροπίας: $[k]\{d\} = \{r\}$ του κάθε στοιχείου με τον υπολογισμό του μητρώου ακαμψίας του στοιχείου και των φορτίσεων στους κόμβους του. Με τη βοήθεια της εξίσωσης αυτής μπορεί να υπολογιστεί το μητρώο παραμορφώσεων, $\{d\}$, κάθε σημείου του στοιχείου. Αφού καθοριστεί το μητρώο ακαμψίας καθενός από τα στοιχεία στα οποία υποδιαιρείται ο φορέας, είναι δυνατός ο υπολογισμός του μητρώου ακαμψίας ολόκληρου του φορέα. Επίσης, αφού έχουν υπολογιστεί οι φορτίσεις και οι μετατοπίσεις για όλα τα στοιχεία του φορέα, ο φορέας έχει επιλυθεί και είναι γνωστά τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις σε κάθε σημείο του φορέα.

Η διατύπωση της εξίσωσης ισορροπίας μπορεί να γίνει με δύο τρόπους, με την **Αρχή των Δυνατών Έργων** και με την **Αρχή των Μεταβολών** και τη **Μέθοδο των Σταθμικών Υπολοίπων**.

3.3 Διατύπωση των εξισώσεων ισορροπίας της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων με την εφαρμογή της Αρχής των Δυνατών Έργων

Έστω ότι θεωρούμε ένα φορέα τρισδιάστατης ελαστικότητας ο οποίος ορίζεται ως προς το καθολικό καρτεσιανό σύστημα συντεταγμένων. Οι εξωτερικές δράσεις στις οποίες υποβάλλεται ο φορέας είναι επιφανειακές στην περιοχή της επιφάνειας S , οι μαζικές δράσεις και οι επικόμβιες δράσεις στον κόμβο i τα διανύσματα των οποίων είναι f_s, f_v, Ric . Οι μετατοπίσεις ενός τυχαίου σημείου $P(X,Y,Z)$ του φορέα, ως προς το καθολικό σύστημα δίνονται από το διάνυσμα:

$$\{ U(X,Y,Z) \} = [UVW]^T \quad (3.1)$$

Σε ένα στοιχειώδες παραλληλεπίπεδο του φορέα έχουμε τις παρακάτω τάσεις και παραμορφώσεις:

$$\{ \sigma \} = [\sigma_x \ \sigma_y \ \sigma_z \ \tau_{xy} \ \tau_{yz} \ \tau_{zx}]^T \quad (\text{διάνυσμα τάσεων}), \quad (3.2)$$

$$\{ \epsilon \} = [\epsilon_x \ \epsilon_y \ \epsilon_z \ \gamma_{xy} \ \gamma_{yz} \ \gamma_{zx}]^T \quad (\text{διάνυσμα παραμορφώσεων}), \quad (3.3)$$

όπου με γ συμβολίζονται οι ανηγμένες γωνιακές παραμορφώσεις :

$\gamma_{xy} = 2 \cdot \epsilon_{xy}$, $\gamma_{yz} = 2 \cdot \epsilon_{yz}$, $\gamma_{zx} = 2 \cdot \epsilon_{zx}$. Πρέπει να αναφερθεί ότι γίνεται η παραδοχή ότι το υλικό του φορέα είναι γραμμικώς ελαστικό.

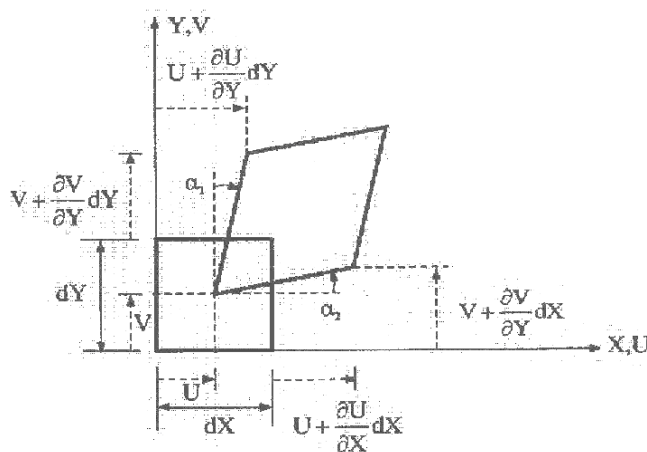
Για να διατυπωθεί η εξίσωση της ισορροπίας του φορέα αυτού θα γίνει εφαρμογή της αρχής των δυνατών έργων. Για την εφαρμογή της μεθόδου αυτής, όπως είναι γνωστό και από τη μηχανική πρέπει να γίνει η παραδοχή ότι επικρατούν συνθήκες μικρών μετατοπίσεων οπότε οι εξισώσεις ισορροπίας να μπορούν να διατυπωθούν με βάση τη γεωμετρία του απαραμόρφωτου φορέα.

Σύμφωνα με την Αρχή των Δυνατών Έργων: "Όταν ο φορέας φορτίζεται με εξωτερικά φορτία και ισορροπεί, τότε για οποιαδήποτε μικρή δυνατή παραμόρφωση του φορέα, συμβιβαστή με τις συνθήκες στηρίξεως του, το δυνατό έργο των εσωτερικών δυνάμεων ισούται με το δυνατό έργο των εξωτερικών δυνάμεων". Στη συγκεκριμένη περίπτωση η εξίσωση της αρχής των δυνατών έργων γράφεται:

$$W_{int} = W_{ext} \leftrightarrow \int \{\varepsilon\}^T \{\sigma\} dV = \int \{U\}^T \{f^v\} dV + \int \{U^s\}^T \{f^s\} dS + \{D\}^T \{R_c\} \quad (3.4)$$

Στην παραπάνω εξίσωση, οι τάσεις $\{\sigma\}$ είναι οι τάσεις που ισορροπούν τα εξωτερικά φορτία. Οι δυνατές μετατοπίσεις, $\{U\}$, αποτελούν ένα συνεχές πεδίο δυνατών μετατοπίσεων, συμβιβαστό με τις συνθήκες στηρίξεως.

Για την εύρεση του μητρώου σιβαρότητας κάθε στοιχείου του φορέα απαιτείται η διατύπωση των σχέσεων μεταξύ ανηγμένων παραμορφώσεων και μετατοπίσεων του στοιχείου.



Σχήμα 3.2 Παραμόρφωση στοιχειώδους ορθογωνίου $dX-dY$

Όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.2, οι μετατοπίσεις U και V είναι συναρτήσεις των συντεταγμένων X, Y : $U = U(X, Y), V = V(X, Y)$. Με την παραδοχή των μικρών παραμορφώσεων και μετά από πράξεις, ορίζονται οι σχέσεις ανηγμένων παραμορφώσεων - μετατοπίσεων για το κάθε στοιχείο του φορέα:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial U}{\partial X}, \varepsilon_y = \frac{\partial V}{\partial Y}, \varepsilon_z = \frac{\partial W}{\partial Z} \quad (3.5)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial U}{\partial Y} + \frac{\partial V}{\partial X}, \gamma_{yz} = \frac{\partial V}{\partial Z} + \frac{\partial W}{\partial Y}, \gamma_{zx} = \frac{\partial W}{\partial X} + \frac{\partial U}{\partial Z} \quad (3.6)$$

Σε μητρική μορφή οι παραπάνω σχέσεις μπορούν να γραφούν:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \theta/\theta X & 0 & 0 \\ 0 & \theta/\theta Y & 0 \\ 0 & 0 & \theta/\theta Z \\ \theta/\theta Y & \theta/\theta X & 0 \\ 0 & \theta/\theta Z & \theta/\theta Y \\ \theta/\theta Z & 0 & \theta/\theta X \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} U \\ V \\ W \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

ή

$$\{\varepsilon\} = [\theta_\varepsilon] \times \{U\}$$

Στη συνέχεια ακολουθεί η συσχέτιση μεταξύ των τάσεων και των ανηγμένων παραμορφώσεων του κάθε στοιχείου. Σύμφωνα με τον νόμο του Hooke (οι τάσεις είναι γραμμικές συναρτήσεις των ανηγμένων παραμορφώσεων) και με την παραδοχή των μικρών παραμορφώσεων προκύπτουν οι σχέσεις:

$$\begin{aligned} \{\varepsilon\} &= [C] \times \{\sigma\} \\ \{\sigma\} &= [E] \times \{\varepsilon\} \end{aligned} \quad \text{ή} \quad (3.8)$$

και αν ληφθούν υπόψη και οι αρχικές τάσεις και παραμορφώσεις προκύπτει:

$$\{\sigma_i\} = [E] \times (\{\varepsilon\} - \{\varepsilon_0\}) + \{\sigma_0\} \quad (3.9)$$

όπου $[E] = [C]^{-1}$. Τελικά προκύπτει η σχέση για το μητρώο $[E]$:

$$[E] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

μητρώο $[C]$:

και για το

$$[C]_{(6 \times 6)} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \quad (3.11)$$

Στην περίπτωση στην οποία στο φορέα πριν την παραμόρφωση λόγω της εξωτερικής φόρτισης προϋπάρχουν αρχικές τάσεις $\{\sigma_0\}$ με μηδενικές παραμορφώσεις τότε οι τελικές τάσεις $\{\sigma_t\}$ προκύπτουν: $\{\sigma_t\} = \{\sigma\} + \{\sigma_0\}$, ενώ σε περίπτωση που υπάρχουν αρχικές παραμορφώσεις, $\{\epsilon_0\}$, οι οποίες δεν έχουν προκαλέσει τάσεις θα πρέπει να ληφθούν υπόψη ως εξής: $\{\sigma\} = [E]^*(\{\epsilon\} - \{\epsilon_0\})$.

Αφού γίνει η διατύπωση των σχέσεων μεταξύ μετατοπίσεων και τάσεων με τις ανηγμένες παραμορφώσεις του κάθε στοιχείου, ακολουθεί ο καθορισμός της συνάρτησης σχήματος $[N(X,Y,Z)]$. Η συνάρτηση αυτή πολλαπλασιαζόμενη με το μητρώο των επικόμβιων μετατοπίσεων $\{d\} = [U_1 \ V_1 \ W_1 \ U_2 \ V_2 \ W_2 \ \dots]^T$ του κάθε στοιχείου $P(X,Y,Z)$ του φορέα, δίνει τις συνιστώσες της μετατόπισης του σημείου U, V, W , στο καθολικό σύστημα του φορέα. Αυτό είναι ακόμα μια από τις παραδοχές που γίνονται κατά την εφαρμογή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων και προφανώς καθορίζει την ακρίβεια της. Δηλαδή ισχύει η σχέση:

$$\begin{bmatrix} U(X,Y,Z) \\ V(X,Y,Z) \\ W(X,Y,Z) \end{bmatrix} = [N(X,Y,Z)] \begin{bmatrix} U_1 \\ V_1 \\ W_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ U_{n_c} \\ V_{n_c} \\ W_{n_c} \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

Η συνάρτηση του σχήματος η οποία θα χρησιμοποιηθεί σε κάθε περίπτωση εξαρτάται από τον τύπο των πεπερασμένων στοιχείων. Επίσης, οι ανηγμένες

παραμορφώσεις ενός στοιχείου δίνονται συναρτήσει των επικόμβιων μετατοπίσεων του φορέα μέσω ενός μητρώου συμβατότητας $[t^{(m)}]$ και του μητρώου παραμορφώσεως $[B^{(m)}]$: $\{\varepsilon^{(m)}\} = [B^{(m)}][t^{(m)}]\{D\}$.

Το μητρώο συμβατότητας $[t^{(m)}]$, είναι ένα μητρώο Boolean, με όρους 0 ή 1, και συνδέει τους τοπικούς με τους καθολικούς βαθμούς ελευθερίας των κόμβων του στοιχείου και εκφράζει τη συνθήκη του συμβιβαστού των μετατοπίσεων των κόμβων του στοιχείου με τους κόμβους του φορέα στους οποίους αντιστοιχούν. Το μητρώο παραμορφώσεως $[B^{(m)}]$ του στοιχείου, συνδέει το διάνυσμα των ανηγμένων παραμορφώσεων με τις επικόμβιες μετατοπίσεις του στοιχείου.

Στην περίπτωση μόνο επικόμβιας φόρτισης και αφού από τα μητρώα ακαμψίας των επιμέρους στοιχείων στο τοπικό σύστημα συντεταγμένων συντεθεί το μητρώο ακαμψίας ολόκληρου του φορέα στον καθολικό σύστημα, $[K]$, και με βάση τις δυνατές επικόμβιες μετατοπίσεις και επικόμβιες δράσεις του φορέα που έχουν υπολογιστεί παραπάνω, προκύπτει η εξίσωση ισορροπίας του φορέα με επικόμβια φόρτιση: $[K]\{D\}=\{R_c\}$, όπου $\{D\}$ είναι το διάνυσμα των δυνατών επικόμβιων μετατοπίσεων και $\{R_c\}$ το διάνυσμα των επικόμβιων δράσεων του φορέα.

Για να βρεθεί η γενική εξίσωση ισορροπίας του φορέα θα πρέπει να συνυπολογιστούν οι ισοδύναμες δράσεις στους κόμβους του φορέα των μαζικών και επιφανειακών δυνάμεων και λόγω των αρχικών τάσεων και αρχικών παραμορφώσεων. Οι ισοδύναμες δράσεις στους κόμβους του φορέα λόγω μαζικών και επιφανειακών δυνάμεων είναι:

$$\{R_v\} = \sum [t^{(m)}]^T \int [N^{(m)}]^T \{f^{v(m)}\} dV_e \quad (3.13)$$

$$\{R_s\} = \sum [t^{(m)}]^T \int [N^{s(m)}]^T \{f^{s(m)}\} dS_e$$

ενώ οι ισοδύναμες δράσεις στους κόμβους του φορέα λόγω της αρχικής παραμόρφωσης $\{\varepsilon_0\}$ είναι:

$$\{R_{\varepsilon_0}\} = \sum [t^{(m)}]^T \int [B^{(m)}]^T [E] \{\varepsilon_0^{(m)}\} dV_e \quad (3.14)$$

και λόγω της αρχικής έντασης $\{\sigma_0\}$:

$$\{R_{\sigma_0}\} = \sum [t^{(m)}]^T \int [B^{(m)}]^T \{\sigma_0^{(m)}\} dV_e \quad (3.15)$$

έτσι μπορεί πλέον να διατυπωθεί η γενική εξίσωση ισορροπίας του φορέα:

$$[K]\{D\} = \{R\} \quad (3.16)$$

Η αντίστοιχη εξίσωση ισορροπίας του κάθε στοιχείου γράφεται:

$$[k]\{d\} = \{r\}. \quad (3.17)$$

[9]

3.4 Διατύπωση των εξισώσεων ισορροπίας της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων με την εφαρμογή της Αρχής των Μεταβολών και τη Μέθοδο των Σταθμικών Υπολοίπων

Στη μέθοδο των σταθμικών υπολοίπων ο υπολογισμός του μητρώου στιβαρότητας γίνεται με βάση την αρχή της στάσιμης τιμής της συνολικής δυναμικής ενέργειας σε συνδυασμό με τη μέθοδο Rayleigh-Ritz. Η μέθοδος Rayleigh-Ritz ανήκει στις μεθόδους των μεταβολών που είναι εναλλακτικές των μεθόδων που εφαρμόζουν την Αρχή των Δυνατών Έργων, αφού δίνουν ταυτόσημα μεταξύ τους αποτελέσματα.

Για να γίνει εφαρμογή της μεθόδου Rayleigh-Ritz σε ένα φορέα, πρέπει να υπάρχει μια ολοκληρωτική σχέση η οποία να περιέχει τις διαφορικές εξισώσεις που περιγράφουν τη συμπεριφορά του φορέα. Στην εξεταζόμενη μέθοδο η ολοκληρωτική εξίσωση είναι η αρχή της συνολικής δυναμικής ενέργειας. Ενώ με τις χαρακτηριστικές διαφορικές εξισώσεις του προβλήματος το πρόβλημα ορίζεται στην ισχυρή του μορφή (δηλαδή ικανοποιούνται για κάθε σημείο του φορέα), με την ολοκληρωτική διατύπωση των ολοκληρωτικών εξισώσεων το πρόβλημα ορίζεται στην ασθενή του μορφή, δηλαδή ικανοποιούνται σε μια περιοχή του φορέα με μια μέση τιμή.

Εναλλακτική της μεθόδου των μεταβολών είναι η Μέθοδος Galerkin, με την οποία δίνεται προσεγγιστική λύση των διαφορικών εξισώσεων με τη θεώρηση δοκιμαστικών συναρτήσεων για τις χαρακτηριστικές μετατοπίσεις του προβλήματος, δηλαδή αποφεύγεται η ολοκληρωτική διατύπωση η οποία γίνεται κατά την εφαρμογή της μεθόδου των μεταβολών. Αυτό, αν και βελτιώνει την ακρίβεια της μεθόδου Galerkin, κάνει τη διατύπωση της πιο δύσκολη.

3.4.1 Η αρχή της στάσιμης τιμής της δυναμικής ενέργειας

Η αρχή της στάσιμης τιμής της δυναμικής ενέργειας διατυπώνεται ως εξής: "Μεταξύ όλων των κινηματικά συμβιβαστών θέσεων ενός συντηρητικού συστήματος, εκείνες που ικανοποιούν τις συνθήκες ισορροπίας δίνουν στάσιμη τιμή στη συνολική δυναμική ενέργεια του συστήματος ως προς μικρές και κινηματικά συμβιβαστές μεταβολές των μετατοπίσεων του".

Ένα σύστημα ονομάζεται συντηρητικό όταν το έργο που παράγεται από τις εξωτερικές δυνάμεις και το έργο παραμορφώσεως είναι ανεξάρτητο της διαδρομής μεταξύ της αρχικής και της τελικής θέσης του συστήματος. Ένα συντηρητικό σύστημα έχει δυναμική ενέργεια η οποία ονομάζεται και συνολική ενέργεια αφού είναι το άθροισμα της ελαστικής ενέργειας παραμορφώσεως και της δυναμικής ενέργειας των εξωτερικών φορτίων.

Η ενέργεια παραμορφώσεως ενός πεπερασμένου στοιχείου δίνεται από τη σχέση:

$$U_p = \frac{1}{2} \int_v \{\varepsilon\}^T [E] \{\varepsilon\} dV \text{ ή θέτοντας } \{\varepsilon\} = [B]\{d\}:$$

$$U_p = \frac{1}{2} \{d\}^T [k] \{d\} \quad (3.18)$$

ενώ η ενέργεια παραμορφώσεως του συνολικού φορέα γράφεται αντιστοίχως:

$$U_p = \frac{1}{2} \{D\}^T [K] \{D\} \quad (3.19)$$

όπου $\{D\}$ είναι το διάνυσμα των επικόμβιων μετατοπίσεων του φορέα και $[K]$ το μητρώο στιβαρότητας του φορέα.

Η δυναμική ενέργεια των επικόμβιων φορτίων $\{R_c\}$, των μαζικών δράσεων $\{f^v\}$ και των επιφανειακών δράσεων $\{f^s\}$ δίνεται από τη σχέση:

$$V_p = -\{D\}^T \left\{ R_c - \int_V \{U\}^T [f^v] dV - \int_V \{U^s\} [f^s] dS \right\} \quad (3.20)$$

Η έκφραση της συνολικής δυναμικής ενέργειας προκύπτει από το άθροισμα της δυναμικής ενέργειας με την ενέργεια παραμορφώσεως:

$$\begin{aligned} \Pi &= U_p + V_p \Leftrightarrow \\ \Pi &= \frac{1}{2} \int_V \{\epsilon\}^T [E] \{\epsilon\} dV - \{D\}^T \{R_c\} - \int_V \{U\}^T [f^v] dV - \int_V \{U^s\} [f^s] dS \end{aligned} \quad (3.21)$$

Η αρχή της

στάσιμης τιμής της συνολικής δυναμικής ενέργειας εκφράζεται από τη σχέση:

$$\begin{aligned} \delta\Pi &= \delta U_p + \delta V_p \Leftrightarrow \\ \delta\Pi &= \frac{1}{2} \int_V \{\delta\epsilon\}^T \{\sigma\} dV - \{\delta D\}^T \{R_c\} - \int_V \{\delta U\}^T [f^v] dV - \int_V \{\delta U^s\} [f^s] dS \end{aligned} \quad (3.22)$$

Στην περίπτωση όπου προϋπάρχουν στο φορέα αρχικές τάσεις και αρχικές παραμορφώσεις τότε το $\{\sigma\}$ στην προηγούμενη σχέση αντικαθίσταται με :

$$\{\sigma\} = [E]^* (\{\epsilon\} - \{\epsilon_0\}) \quad (3.23)$$

3.4.2 Η εφαρμογή της μεθόδου Rayleigh - Ritz

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου Rayleigh - Ritz σε ένα στατικό πρόβλημα, ορίζεται ένα προσεγγιστικό πεδίο μετατοπίσεων, με τη βοήθεια του οποίου θα γίνει η προσομοίωση της πραγματικής παραμόρφωσης που προκαλείται στο φορέα. Το προσεγγιστικό αυτό πεδίο προκύπτει με επαλληλία η κινηματικά αποδεκτών παραμορφώσεων του συστήματος.

Δηλαδή οι προσεγγιστικές μετατοπίσεις U, V, W ενός σημείου του φορέα που ορίζουν το πεδίο αυτό των μετατοπίσεων, προκύπτουν από τις σχέσεις:

$$\begin{aligned} U &= a_1 f_1 + \dots + a_n f_n \\ V &= a_{l+1} f_{l+1} + \dots + a_m f_m \\ W &= a_{m+1} f_{m+1} + \dots + a_n f_n \end{aligned} \quad (3.24)$$

όπου οι συντελεστές a_i ονομάζονται γενικευμένες μετατοπίσεις ή γενικευμένες συντεταγμένες και οι $f_i (X, Y, Z)$ είναι κινηματικά αποδεκτές συναρτήσεις που εκφράζουν την παραμορφωμένη γεωμετρία του σχήματος.

Μετά την αντικατάσταση του πεδίου των μετατοπίσεων από τις παραπάνω σχέσεις, το πρόβλημα απλοποιείται και έχει πλέον n βαθμούς ελευθερίας. Μετά από αντικατάσταση των παραπάνω σχέσεων στην εξίσωση της αρχής της στάσιμης τιμής της συνολικής δυναμικής ενέργειας, η αρχή της στάσιμης τιμής της δυναμικής ενέργειας εκφράζεται από τη σχέση:

$$\delta \Pi = \frac{\partial \Pi}{\partial a_1} \delta a_1 + \frac{\partial \Pi}{\partial a_2} \delta a_2 + \dots + \frac{\partial \Pi}{\partial a_n} \delta a_n = 0 \quad (3.25)$$

Η παραπάνω σχέση ισχύει για κάθε κινηματικά αποδεκτή παραμόρφωση του συστήματος. Κατά συνέπεια, θα ισχύει και για την παραμόρφωση που ορίζεται από $\delta a_1 \neq 0$ και μηδενικές όλες τις άλλες γενικευμένες συντεταγμένες. Τότε η σχέση αυτή γίνεται: $\partial \Pi / \partial a_1 = 0$. Το ίδιο μπορεί να γίνει για όλους τους υπόλοιπους βαθμούς ελευθερίας, με εναλλαγή των μη μηδενικών δa_i , οπότε θα προκύψουν n ανεξάρτητες εξισώσεις:

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a_i} = 0, i = 1, 2, \dots, n \quad (3.26)$$

Με την επίλυση του συστήματος των παραπάνω εξισώσεων θα βρεθούν οι γενικευμένες συντεταγμένες a_i , όποτε το πεδίο των μετατοπίσεων θα είναι πλέον γνωστό. Με γνωστές τις μετατοπίσεις, το μητρώο των ανηγμένων παραμορφώσεων $\{\epsilon\}$, υπολογίζεται εύκολα, με ποραγωγή τους. Οι τάσεις μπορούν στη συνέχεια να βρεθούν από τη σχέση $\{\sigma\} = [E]\{\epsilon\}$.

Η μέθοδος Rayleigh - Ritz, όπως προκύπτει από τα παραπάνω δίνει μια προσεγγιστική περιγραφή των μετατοπίσεων του φορέα. Προφανώς, όσο

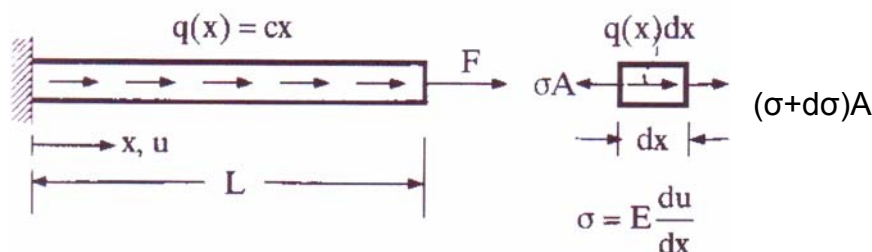
μεγαλύτερος είναι ο αριθμός τους και όσο πιο κατάλληλα επιλεγμένες είναι οι συναρτήσεις $f_i(X,Y,Z)$, τόσο μεγαλύτερη ακρίβεια έχει η μέθοδος.

3.4.3 Η μέθοδος των σταθμικών υπολοίπων

Η εφαρμογή της μεθόδου Rayleigh - Ritz, απαιτεί την ύπαρξη ενός καταλλήλου συναρτησιακού. Όμως σε ορισμένες περιπτώσεις προβλημάτων, αυτό το συναρτησιακό δεν υπάρχει και έτσι η παραπάνω μέθοδος δεν είναι δυνατόν να εφαρμοστεί. Σε αυτές τις περιπτώσεις μπορεί να εφαρμοστεί η μέθοδος των σταθμικών υπολοίπων. Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιεί ολοκληρωτικές εκφράσεις που περιέχουν διαφορικές εξισώσεις. Εάν D και B είναι δυο διαφορικοί τελεστές, τότε οι κυρίαρχες διαφορικές εξισώσεις και οι φυσικές συνοριακές συνθήκες του προβλήματος μπορούν να διατυπωθούν ως εξής:

$$DU-f = 0 \text{ στο πεδίο } V \quad (i)$$

$$BU-g = 0 \text{ στο σύνορο } S \text{ του } V \quad (ii)$$



Σχήμα 3.3 Πρισματική ράβδος με κατανομημένο και συγκεντρωμένο φορτίο στο άκρο της

Έτσι στη ράβδο του σχήματος 3.3, η οποία φορτίζεται με αξονικό κατανομημένο φορτίο $q(x)$ και συγκεντρωμένο φορτίο F , η εξίσωση (i) γράφεται :

$$AEu_{xx} + q = 0, \text{ με } D = EA \frac{d^2}{d^2X}, \text{ με } f = -q \quad (3.27)$$

Η εξίσωση (ii) γράφεται :

$$AEu_x - F = 0, \text{ με } B = AE \frac{d}{dX}, \text{ με } g = F \quad (3.28)$$

Η λύση \hat{U} βρίσκεται προσεγγιστικά, με τη βοήθεια ενός πολυωνύμου αγνώστων τελεστών α_i . Με αντικατάσταση της \hat{U} στις (i) και (ii) και συμβολίζοντας με R_D και R_B τα μη – μηδενικά υπόλοιπα λόγω του προσεγγιστικού χαρακτήρα της \hat{U} , προκύπτουν οι σχέσεις:

$$R_D(\alpha_i, X) = D\hat{U} - f \quad (3.29)$$

$$R_B(\alpha_i, X) = B\hat{U} - g$$

Η Μέθοδος Galerkin είναι η πιο διαδεδομένη μέθοδος σταθμικών υπολοίπων. Στη μέθοδο αυτή, σαν συναρτήσεις σχήματος επιλέγονται τα βάρη $w_i = w_i(X)$. Τα σταθμισμένα υπόλοιπα μηδενίζονται στο σύνολο ενός πεδίου V :

$$R_{w_i} = \int_V w_i(X) R_D(\alpha_i, X) dV, \text{ όπου } i = 1, 2, \dots, n. \quad (3.30)$$

Στη μέθοδο Galerkin, το υπόλοιπο R_B , χρησιμοποιείται κατά την ολοκλήρωση κατά μέλη της παραπάνω σχέσης, ώστε να χρησιμοποιηθούν και οι φυσικές συνοριακές συνθήκες. Οι συναρτήσεις βάρους είναι οι συντελεστές των γενικευμένων συντεταγμένων α_i :

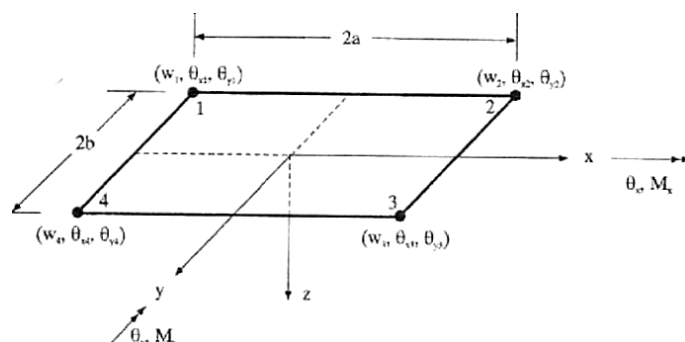
$$w_i = \frac{\partial \hat{U}}{\partial \alpha_i} \quad (3.31)$$

3.5 Ορθογωνικά στοιχεία πλάκας τεσσάρων κόμβων και δώδεκα βαθμών ελευθερίας

Θεωρούμε ως βαθμούς ελευθερίας κάθε κόμβου, τη βύθιση w και τις κλίσεις της μέσης επιφάνειας του στοιχείου κατά τις διευθύνσεις x και y .

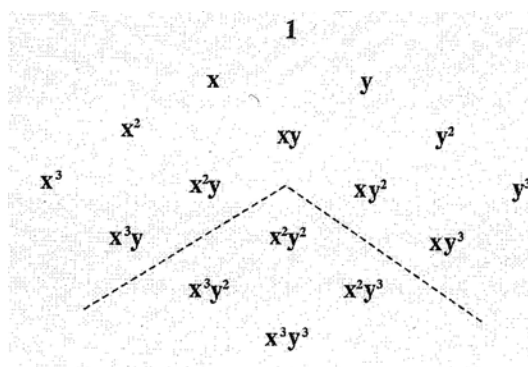
$$\theta_x = \frac{\theta w}{\theta y}, \quad \theta_y = \frac{\theta w}{\theta x} \quad (3.32)$$

όπου τα διανύσματα των στροφών είναι θ_x και θ_y είναι παράλληλα προς τους άξονες x και y , αντίστοιχα. Οι θετικές φορές των στροφών θ_x και θ_y ακολουθούν τις θετικές φορές της κλασικής θεωρίας πλακών.



Σχήμα 3.4 Ορθογωνικά στοιχεία πλάκας τεσσάρων κόμβων με τις θετικές φορές στροφών και ροπών

Αντιθέτως, οι ροπές M_x , M_y ακολουθούν τη σύμβαση των στροφών θ_x , θ_y και όχι τη σύμβαση της κλασικής θεωρίας πλακών. Οι ροπές M_{xi} , M_{yi} ($i=1,2,3,4$) εκφράζουν επικόμβιες ροπές στον κόμβο i .



Σχήμα 3.5 Τρίγωνο Pascal: Οι 16 όροι του γινομένου δύο πλήρων κυβικών πολυωνύμων και οι 12 όροι που επιλέγονται για το πεδίο των μετατοπίσεων του ορθογωνικού στοιχείου πλάκας 12 βαθμών ελευθερίας.

Η πολυωνυμική έκφραση του πεδίου των μετατοπίσεων θα περιέχει 12 όρους οι οποίοι προκύπτουν από το τρίγωνο Pascal. Οι μετατοπίσεις κατά μήκος κάθε πλευράς του στοιχείου ορίζονται συναρτήσει τεσσάρων επικόμβιων μετατοπίσεων, δυο βυθίσεων και δύο στροφών, οι οποίες και προσδιορίζουν ένα κυβικό πολυώνυμο ως προς x και y αντίστοιχα.

Επομένως το πεδίο των μετατοπίσεων θα προκύψει από το γινόμενο δύο κυβικών πολυωνύμων το οποίο συνολικά περιέχει 16 όρους του τριγώνου Pascal (βλ. Σχ. 3.8). Οι όροι αυτοί αντιστοιχούν στο πλήρες ανάπτυγμα ενός κυβικού πολυωνύμου σε δυο διευθύνσεις. Από τους 16 όρους επιλέγονται οι 12 όροι, μετά την αφαίρεση των όρων ανωτέρας τάξεως, προκειμένου να εκφράσουν το πεδίο των μετατοπίσεων του στοιχείου. Έτσι το πεδίο των μετατοπίσεων ορίζεται από τη σχέση:

$$w = a_1 + a_2 + a_3 y + a_4 x^2 + a_5 xy + a_6 y^2 + a_7 x^3 + a_8 x^2 y + a_9 xy^2 + a_{10} y^3 + a_{11} x^3 y + a_{12} xy^3$$

$$\text{ή } w = \begin{bmatrix} 1 & x & y & x^2 & xy & y^2 & x^3 & x^2 y & xy^2 & y^3 & x^3 y & xy^3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ a_{12} \end{bmatrix} \quad (3.33)$$

$$\text{ή } \{u\} = [x]\{a\}$$

Τα διανύσματα των επικόμβιων μετατοπίσεων και δράσεων έχουν τη μορφή :

$$\{d\} = [w_1 \theta_{x1} \theta_{y1} w_2 \theta_{x2} \theta_{y2} w_3 \theta_{x3} \theta_{y3} w_4 \theta_{x4} \theta_{y4}]^T$$

$$\{r\} = [P_1 M_{x1} M_{y1} P_2 M_{x2} M_{y2} P_3 M_{x3} M_{y3} P_4 M_{x4} M_{y4}]^T$$

(3.34)

Οι συναρτήσεις σχήματος προκύπτουν από τη σχέση: $\{u\} = [x][A]^{-1}\{d\}$,

η οποία εκφράζεται αναλυτικά ως εξής:

$$w = N_1 w_1 \quad N_{0_x}^1 \theta_{x1} \quad N_{0_y}^1 \theta_{y1} \quad N_2 w_2 \quad N_{0_x}^2 \theta_{x2} \quad N_{0_y}^2 \theta_{y2} \quad N_3 w_3 \quad N_{0_x}^3 \theta_{x3} \quad N_{0_y}^3 \theta_{y3} \quad N_4 w_4 \quad N_{0_x}^4 \theta_{x4} \quad N_{0_y}^4 \theta_{y4}$$

$$\text{ή } \begin{matrix} \{u\} \\ (1 \times 1) \end{matrix} = \begin{matrix} [N] \\ (1 \times 12) \end{matrix} \begin{matrix} \{d\} \\ (12 \times 1) \end{matrix}$$

(3.35)

όπου [A] είναι το μητρώο που συνδέει τις επικόμβιες μετατοπίσεις {d} με τις γενικευμένες συντεταγμένες {α} .

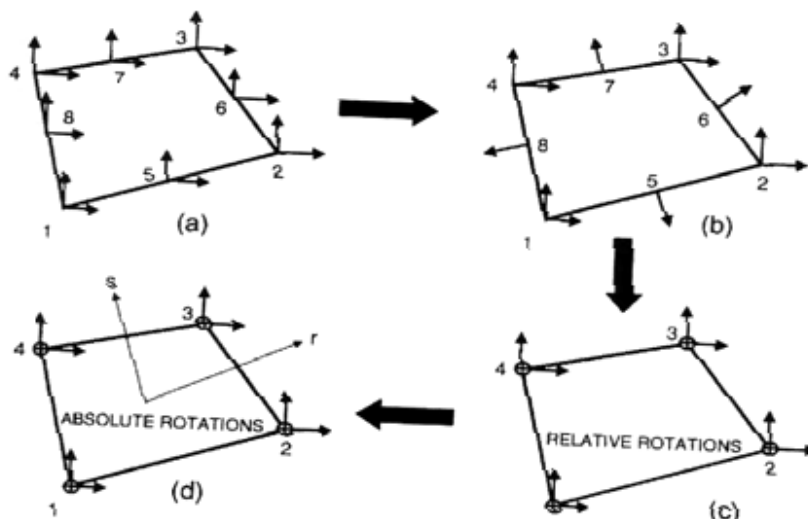
3.6 Μεμβρανικά ορθογωνικά πεπερασμένα στοιχεία με εγκάρσιους στροφικούς βαθμούς ελευθερίας

Η πολυπλοκότητα της φύσεως των περισσοτέρων κτιρίων και άλλων κατασκευών πολιτικού μηχανικού απαιτεί την συνύπαρξη ραβδωτών στοιχείων με μεμβρανικά και με στοιχεία πλάκας στο ίδιο μοντέλο προσομοίωσης. Ένα τυπικό τρισδιάστατο ραβδωτό στοιχείο έχει έξι βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο, τρεις μεταθετικούς και τρεις στροφικούς. Ένα στοιχείο πλάκας έχει δύο στροφικούς με το διάνυσμα της ροπής πάνω στο επίπεδο του στοιχείου και ένα μεταθετικό, κάθετο στο επίπεδο αυτό.

Αντίθετα, ένα τυπικό στοιχείο, είναι στοιχείο επίπεδης έντασης - παραμορφώσεως, τα οποία όπως περιγράφηκε στην προηγούμενη παράγραφο, έχουν δύο μεταθετικούς βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο επί του επιπέδου του στοιχείου και κανένα στροφικό. Αυτό συνεπάγεται ότι ένα τέτοιο στοιχείο δεν μπορεί να αναλάβει τις καμπτικές ροπές οι οποίες εφαρμόζονται κάθετα στο επίπεδο του στοιχείου.

Όμως, σε πολλές περιπτώσεις, υπάρχει απαίτηση ανάληψης τέτοιων καμπτικών ροπών από μεμβρανικά στοιχεία. Οπότε δημιουργείται η απαίτηση για θεώρηση μεμβρανικών στοιχείων, τα οποία σε κάθε κόμβο έχουν εκτός από τους δύο μεταθετικούς βαθμούς ελευθερίας που αναφέρθηκαν, και ένα στροφικό, ο οποίος αντιστοιχεί σε διάνυσμα ροπής κάθετο στο επίπεδο του στοιχείου. Τα στοιχεία αυτά είναι τα μεμβρανικά στοιχεία με εγκάρσιους στροφικούς βαθμούς ελευθερίας.

Ένα μεμβρανικό ορθογωνικό στοιχείο με εγκάρσιους στροφικούς βαθμούς ελευθερίας προκύπτει από το αντίστοιχο ορθογωνικό στοιχείο επίπεδης έντασης - παραμόρφωσης, ακολουθώντας τα παρακάτω βήματα, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.6.



Σχήμα 3.6 Στάδια που ακολουθούνται για την μετάβαση από ορθογωνικό στοιχείο επίπεδης έντασης-παραμόρφωσης με εννέα κόμβους σε μεμβρανικό ορθογωνικό στοιχείο με εγκάρσιους στρωφικούς βαθμούς ελευθερίας με τέσσερις κόμβους

Αρχικά θεωρείται ένα ορθογωνικό στοιχείο επίπεδης έντασης -παραμόρφωσης με εννέα κόμβους (οκτώ περιμετρικούς και ένα στο κέντρο) με 16 βαθμούς ελευθερίας (Σχ. 3.6 a).

β. Έπειτα, οι σχετικές μετατοπίσεις των ενδιάμεσων κόμβων περιστρέφονται έτσι ώστε να είναι κάθετες και εφαπτόμενες σε κάθε πλευρά και ώστε να μηδενιστεί η σχετική επαπτομενική μετατόπιση. Με τον τρόπο αυτό οι βαθμοί ελευθερίας μειώνονται σε 12. (Σχ. 3.6b).

γ. Στη συνέχεια, εισάγεται παρεμπόδιση της παραβολικής κάθετης παραμόρφωσης. Έτσι αφαιρούνται οι τέσσερις κάθετες παραμορφώσεις των ενδιάμεσων κόμβων και εισάγονται τέσσερις σχετικές κάθετες στρώφες στους γωνιακούς κόμβους (Σχ. 3.6c).

δ. Το τελικό στάδιο περιλαμβάνει τη μετατροπή των σχετικών κάθετων στρώφών σε απόλυτες κάθετες στρώφες και τη μετατροπή των συναρτήσεων σχήματος. Τελικά το στοιχείο που προκύπτει έχει 12 βαθμούς ελευθερίας (Σχ. 3.6d).

Οι μετατοπίσεις του αρχικού στοιχείου επίπεδης έντασης - παραμόρφωσης δίνονται από τους τύπους:

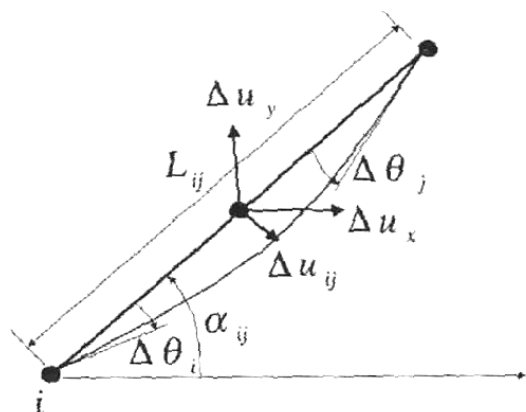
$$u_x(r, s) = \sum_{i=1}^4 N_i(r, s)u_{xi} + \sum_{i=5}^8 N_i(r, s)\Delta u_{xi} \quad (3.36)$$

$$u_y(r, s) = \sum_{i=1}^4 N_i(r, s)u_{yi} + \sum_{i=5}^8 N_i(r, s)\Delta u_{yi}$$

Από τις σχέσεις των μετατοπίσεων εξάγονται οι οχτώ συναρτήσεις σχήματος:

$$\begin{aligned} N_1 &= (1-r)(1-s)/4 & N_2 &= (1+r)(1-s)/4 \\ N_3 &= (1+r)(1+s)/4 & N_4 &= (1-r)(1+s)/4 \\ N_5 &= (1-r^2)(1-s)/2 & N_6 &= (1+r)(1-s^2)/2 \\ N_7 &= (1-r^2)(1+s)/2 & N_8 &= (1-r)(1-s^2)/2 \end{aligned} \quad (3.37)$$

Μετά την εισαγωγή στροφής στους κόμβους, οι εξισώσεις των μετατοπίσεων βρίσκονται ως εξής:



$i=1,2,3,4$
 $j=2,3,4,1$
 $m=5,6,7,8$

$$L_{ij} = \sqrt{(x_j - x_i)^2 + (y_j - y_i)^2}$$

Σχήμα 3.7 Τυπική πλευρά ορθογωνικού στοιχείου

Γίνεται η παραδοχή ότι η παραμόρφωση των πλευρών του ορθογωνίου λόγω ύπαρξης των στροφικών βαθμών ελευθερίας $\theta_1, \theta_2, \theta_3$ και θ_4 είναι παραβολική. Έτσι η κάθετη παραμόρφωση δ στο μέσον της πλευράς $i - j$ του ορθογωνίου στοιχείου ισούται με:

$$\Delta u_{ij} = \frac{L_{ij}}{8} (\Delta \theta_j - \Delta \theta_i) \quad (3.38)$$

που σημαίνει ότι όταν $\Delta\theta_i = \Delta\theta_j$ η πλευρά παραμένει ευθεία (Σχ. 3.11). Όταν $\Delta\theta_i = -\Delta\theta_j$, τότε η μετατόπιση Δu μπορεί να θεωρηθεί ότι αντιστοιχεί στη βύθιση μιας αμφιέριστης δοκού μήκους L λόγω ακραίων ροπών που παράγουν στα άκρα της στροφές $|\Delta\theta_i = \Delta\theta_j|$. Οι συνιστώσες του δ κατά τις διευθύνσεις x και y ισούνται με $\delta \cos \alpha$ και $\delta \sin \alpha$, αντίστοιχα. Κατά συνέπεια, η συνολική μετατόπιση ενός σημείου της πλευράς $i - j$ του ορθογωνίου στοιχείου δίνεται από το άθροισμα της γραμμικής μετατόπισης λόγω u_x , u_y και της παραβολικής μετατόπισης λόγω $\Delta\theta_i$, $\Delta\theta_j$. Επειδή η εφαπτομενική μετατόπιση των μεσαίων κόμβων είναι μηδέν, οι καθολικές σχετικές μετατοπίσεις των μεσαίων κόμβων δίνονται από τις σχέσεις:

$$\begin{aligned} \Delta u_x &= \cos a_{ij} \Delta u_{ij} = \cos a_{ij} \frac{L_{ij}}{8} (\Delta\theta_j - \Delta\theta_i) \\ \Delta u_y &= -\sin a_{ij} \Delta u_{ij} = -\sin a_{ij} \frac{L_{ij}}{8} (\Delta\theta_j - \Delta\theta_i) \end{aligned} \quad (3.39)$$

Οι παραπάνω σχέσεις μπορούν να εφαρμοστούν και στις τέσσερις πλευρές του στοιχείου και αν αντικατασταθούν στις σχέσεις που δίνουν τις μετατοπίσεις του αρχικού στοιχείου επίπεδης έντασης - παραμόρφωσης, προκύπτουν οι σχέσεις που δίνουν τις μετατοπίσεις ενός μεμβρανικού ορθογωνικού στοιχείου με εγκάρσιους στροφικούς βαθμούς ελευθερίας:

$$\begin{aligned} u_x(r, s) &= \sum_{i=1}^4 N_i(r, s) u_{xi} + \sum_{i=5}^8 M_{xi}(r, s) \Delta\theta_i \\ u_y(r, s) &= \sum_{i=1}^4 N_i(r, s) u_{yi} + \sum_{i=5}^8 M_{yi}(r, s) \Delta\theta_i \end{aligned} \quad (3.40)$$

Η σχέση τάσεων - μετατοπίσεων είναι η εξής:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} B_{11} & B_{12} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ \Delta\theta \end{bmatrix} \quad (3.41)$$

όπου για να ικανοποιεί το στοιχείο τον έλεγχο διόρθωσης σταθερής φόρτισης το μητρώο B_{12} , που είναι 3×4 , πρέπει να τροποποιηθεί ως εξής:

$$\bar{B}_{12} = B_{12} - \frac{1}{A} \int B_{12} dA \quad (3.42)$$

Η σχέση τάσεων - παραμορφώσεων μπορεί να γραφεί ως εξής:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} \end{bmatrix} \quad (3.43)$$

Το μητρώο ακαμψίας των ορθογωνικών μεμβρανικών στοιχείων με εγκάρσιους στρωφικούς βαθμούς ελευθερίας είναι 12×12 και υπολογίζεται ως εξής:

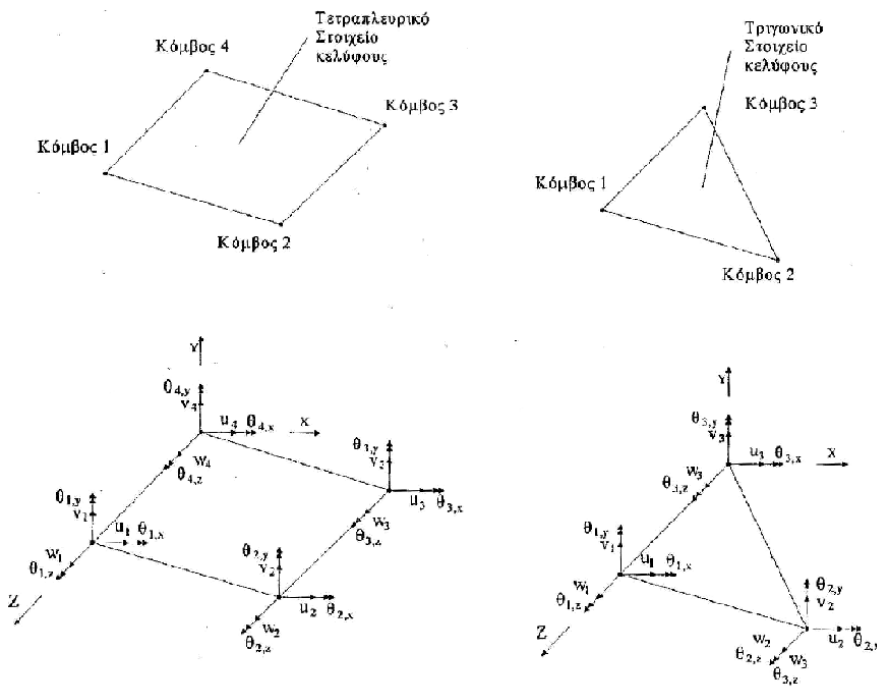
$$\bar{K} = \int B^T D B dV \quad (3.44)$$

3.7 Επίπεδα στοιχεία κελύφους

Όπως φαίνεται παρακάτω σχηματικά (σχήμα 3.8), τα επιφανειακά στοιχεία κελύφους προκύπτουν από το συνδυασμό των στοιχείων πλάκας και μεμβράνης. Τα τετραγωνικά στοιχεία είναι 24 βαθμών ελευθερίας ενώ τα τριγωνικά είναι 18 βαθμών ελευθερίας.

Τα μητρώα ακαμψίας για επίπεδα στοιχεία κελύφους (τετραγωνικά και τριγωνικά αντίστοιχα) είναι:

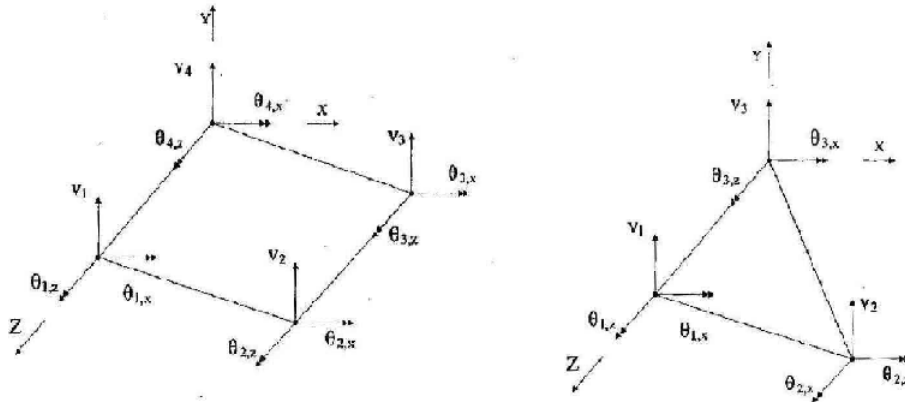
$$[K]_{24 \times 24} = \begin{bmatrix} [K_P]_{12 \times 12} & [0]_{12 \times 12} \\ [0]_{12 \times 12} & [K_M]_{12 \times 12} \end{bmatrix} \quad [K]_{18 \times 18} = \begin{bmatrix} [K_P]_{9 \times 9} & [0]_{9 \times 9} \\ [0]_{9 \times 9} & [K_M]_{9 \times 9} \end{bmatrix} \quad (3.45)$$



Σχήμα 3.8 Επίπεδα στοιχεία κελύφους

Τα στοιχεία πλάκας έχουν τρεις βαθμούς ελευθερίας σε κάθε κόμβο, όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.9, ενώ τα μητρώα ακαμψίας τους (τετραγωνικά και τριγωνικά αντίστοιχα) είναι:

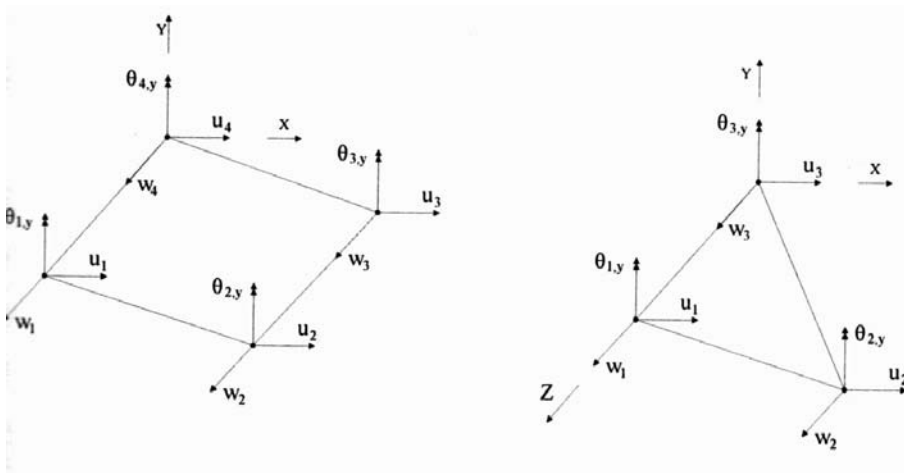
$$\begin{aligned}
 [\mathbf{K}]_{(12 \times 12)} &= \int_{A_e} [\mathbf{B}]^T [\mathbf{E}] [\mathbf{B}] dA_e & [\mathbf{K}]_{(9 \times 9)} &= \int_{A_e} [\mathbf{B}]^T [\mathbf{E}] [\mathbf{B}] dA_e & (3.46)
 \end{aligned}$$



Σχήμα 3.9 Επίπεδα στοιχεία πλάκας

Τέλος, τα στοιχεία μεμβράνης έχουν τρεις βαθμούς ελευθερίας σε κάθε κόμβο, όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.10, ενώ τα μητρώα ακαμψίας τους (τετραγωνικά και τριγωνικά αντίστοιχα) είναι :

$$\begin{aligned}
 [\mathbf{K}]_{(12 \times 12)} &= \int_{A_e} [\mathbf{B}]^T [\mathbf{E}] [\mathbf{B}] dA_e & [\mathbf{K}]_{(9 \times 9)} &= \int_{A_e} [\mathbf{B}]^T [\mathbf{E}] [\mathbf{B}] dA_e & (3.47)
 \end{aligned}$$



Σχήμα 3.10 Επίπεδα στοιχεία μεμβράνης

3.8 Αξιοπιστία της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων

3.8.1 Στάδια Προσομοίωσης

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων είναι μια προσεγγιστική μέθοδος επιλύσεως μερικών διαφορικών εξισώσεων και ως εκ τούτου χρειάζεται κάποια κριτήρια ελέγχου της ποιότητας των αποτελεσμάτων δεδομένου ότι η ακριβής αναλυτική λύση του προβλήματος δεν είναι γνωστή.

Στην περίπτωση της αναλύσεως των κατασκευών με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων ακολουθούνται τα εξής στάδια:

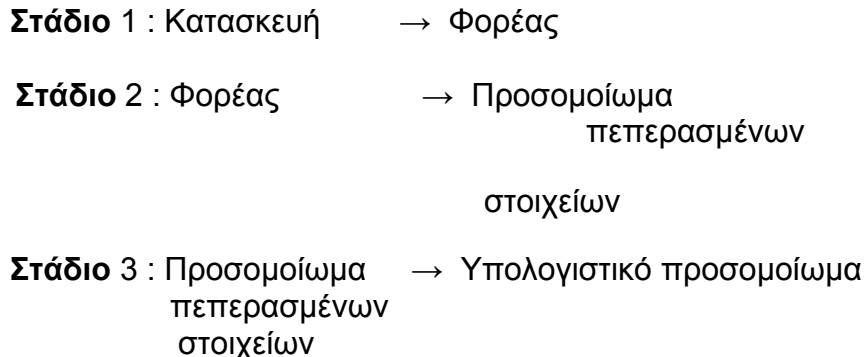
1. Μετάβαση από το φυσικό πρόβλημα που είναι η κατασκευή, στο μαθηματικό προσομοίωμα δηλαδή τον φορέα. Κατά το στάδιο αυτό γίνεται η εξιδανίκευση της κατασκευής ως προς τη μορφή και τη δομική λειτουργία των μελών της. Ταξινομούνται τα μέλη σε ράβδους δικτυώματος ή δοκού, σε δισδιάστατα μέλη τοιχείων, δίσκων ή πλακών, σε κελύφη και σε τρισδιάστατα μέλη. Καθορίζονται οι ιδιότητες των υλικών των μελών της κατασκευής καθώς και η συμπεριφορά τους κατά τη φόρτιση της κατασκευής (γραμμικώς ελαστικά, ελαστικά απολύτως πλαστικά, ανελαστικά, κ.τ.λ.). Προσδιορίζονται τα φορτία που φορτίζουν την κατασκευή και οι συνοριακές συνθήκες (εξιδανίκευση της θεμελίωσης, δεσμευμένες μετατοπίσεις, κ.τ.λ.). Το μαθηματικό προσομοίωμα διέπεται από τις κυρίαρχες διαφορικές εξισώσεις ισορροπίας και τις συνοριακές συνθήκες που χαρακτηρίζουν τη συμπεριφορά των μελών του φορέα.

2. Μετάβαση από το μαθηματικό προσομοίωμα στο προσομοίωμα των πεπερασμένων στοιχείων. Κατά το στάδιο αυτό γίνεται η επιλογή των πεπερασμένων στοιχείων για την προσφορότερη προσομοίωση των μελών του φορέα. Μορφώνεται το δίκτυο των πεπερασμένων στοιχείων για όλα τα μέλη του φορέα. Υπολογίζονται τα μητρώα στιβαρότητας και οι ισοδύναμες δράσεις των στοιχείων και μορφώνεται η τελική μητρώϊκή εξίσωση ισορροπίας του φορέα.

3. Μετάβαση από το προσομοίωμα των πεπερασμένων στοιχείων στο υπολογιστικό προσομοίωμα. Το στάδιο αυτό περιλαμβάνει την αριθμητική επεξεργασία του προσομοιώματος των πεπερασμένων στοιχείων από τον Η/Υ, Υπολογίζεται το καθολικό μητρώο στιβαρότητας και το καθολικό διάνυσμα των ισοδύναμων δράσεων. Ακολουθεί η επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας και ο υπολογισμός των τάσεων και εντατικών μεγεθών.

Σφάλματα προσομοίωσης	<ul style="list-style-type: none"> - Προσομοίωση μελών του φορέα (δοκοί, πλάκες, τοιχία, κελύφοι, κλπ.) - Επιλογή συνοριακών συνθηκών - Προσομοίωση φορτίων -
Σφάλματα διακριτοποίησης	<ul style="list-style-type: none"> - Επιλογή πεπερασμένων στοιχείων - Μορφή δικτύου πεπερασμένων στοιχείων - Αριθμητική ολοκλήρωση μητρώου δυσκαμψίας, διανύσματος ισοδύναμων δράσεων - Μη γραμμικές παραδοχές κινηματικών συνθηκών και καταστατικών σχέσεων
Αριθμητικά σφάλματα	<ul style="list-style-type: none"> - Σφάλματα αποκοπής κατά τη μόρφωση των εξισώσεων - Σφάλματα στρογγύλευσης κατά την επίλυση των εξισώσεων

Σχήμα 3.11 Σφάλματα της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων



Σχήμα 3.12 Στάδια Προσομοίωσης

Στο σχήμα 3.12 παρουσιάζεται μια σχηματική παράσταση των τριών σταδίων που ακολουθούνται κατά την ανάλυση κατασκευών με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων. Σε κάθε στάδιο υπάρχει ο κίνδυνος παρείσφρησης σφαλμάτων τα οποία ανάλογα με τη σοβαρότητα τους μπορεί να επηρεάσουν σημαντικά αξιοπιστία της ανάλυσης. Τα σφάλματα αυτά διακρίνονται σε: (i) σφάλματα προσομοίωσης τα οποία επηρεάζονται από τον βαθμό της πιστότητας του φορέα

προς την κατασκευή, (ii) σφάλματα διακριτοποίησης που εξαρτώνται από τον τύπο και την πυκνότητα του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων, (iii) σφάλματα αριθμητικά τα οποία οφείλονται στην πεπερασμένη ακρίβεια με την οποία εκτελούνται οι πράξεις από τον Η/Υ και τα οποία είναι δυνατό να αλλοιώσουν σημαντικό τα τελικά αποτελέσματα.
[9]

3.8.2 Προσομοίωση κατασκευών και έλεγχος αποτελεσμάτων

Για την προσομοίωση μιας κατασκευής με πεπερασμένα στοιχεία απαιτείται η κατανόηση της δομητικής συμπεριφοράς της κατασκευής για την επιλογή του κατάλληλου τύπου και πλήθους στοιχείων. Θα πρέπει να αποφευχθούν στοιχεία με κακή γεωμετρία ή μεγάλου μεγέθους, τα οποία αδυνατούν να καταγράψουν απότομες μεταβολές των εντατικών μεγεθών στην κατασκευή, καθώς επίσης θα πρέπει να αποφευχθεί η άσκοπη πύκνωση του δικτύου η οποία απαιτεί χρόνο προετοιμασίας δεδομένων και υπολογιστικής εργασίας χωρίς να προσφέρει μεγαλύτερη ακρίβεια.

Ο έλεγχος των αριθμητικών αποτελεσμάτων είναι απαραίτητος διότι είναι πολύ εύκολο να γίνουν λάθη κατά την προσομοίωση της κατασκευής. Αρχικά ελέγχουμε τις μετατοπίσεις και συγκρίνουμε την παραμορφωμένη γεωμετρία του φορέα με την αναμενόμενη λόγω της συγκεκριμένης φόρτισης και των συνθηκών στηρίξεως. Εάν τα αποτελέσματα που έχουν προκύψει διαφέρουν σημαντικά από τα αναμενόμενα τότε θα πρέπει να υπάρχει σφάλμα στην προσομοίωση της κατασκευής.

Στη συνέχεια ελέγχουμε την κατανομή των τάσεων στον φορέα. Εάν ο κώδικας των πεπερασμένων στοιχείων που διαθέτουμε έχει τη δυνατότητα εξομάλυνσης των τάσεων στους κόμβους θα πρέπει να αποφεύγεται, τουλάχιστον κατά τον έλεγχο, αυτή η δυνατότητα διότι έτσι χάνονται πληροφορίες ως προς την επάρκεια του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων. Μια κατανομή τάσεων με σημαντική ασυνέχεια μεταξύ των στοιχείων είναι σε πρώτη εκτίμηση δηλωτική της ανεπάρκειας του δικτύου.

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, για την προσομοίωση των κατασκευών με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων απαιτείται η κατανόηση της συμπεριφοράς της κατασκευής στη φόρτιση που υποβάλλεται καθώς επίσης και η γνώση των ιδιοτήτων και των δυνατοτήτων-αδυναμιών των πεπερασμένων

στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν. Απαιτείται επίσης η γνώση των παραδοχών οι οποίες έχουν οδηγήσει στο μαθηματικό προσομοίωμα καθώς επίσης και τα όρια της ισχύος αυτών των παραδοχών.

Μία κατασκευή με πολύπλοκη συμπεριφορά ή ένα αριθμητικό προσομοίωμα με πολλούς βαθμούς ελευθερίας θα πρέπει να προσεγγίζεται προσεκτικά και σταδιακά. Είναι προτιμότερο να αρχίζουμε την ανάλυση με ειδικές περιπτώσεις συνοριακών συνθηκών και φόρτισης και με αραιά δίκτυα και αφού βεβαιωθούμε για την ορθότητα των επιλογών μας να προχωρούμε σε πιο λεπτομερή προσομοιώματα έχοντας λάβει υπ' όψιν την κατανομή των τάσεων ή των εντατικών μεγεθών στα μέλη του φορέα από τις προκαταρκτικές αναλύσεις.

Η επιλογή των κατάλληλων στοιχείων εξαρτάται άμεσα από τη μορφή και τη δομητική λειτουργία της κατασκευής.

3.8.3 Έλεγχος συμπεριφοράς στοιχείων

Ένας δόκιμος τρόπος ελέγχου της αποτελεσματικότητας των πεπερασμένων στοιχείων αλλά και της ορθότητας του κώδικα που διαθέτουμε είναι η δοκιμαστική εφαρμογή σε απλά προβλήματα στα οποία είναι γνωστή η λύση. Με τις εφαρμογές αυτές ελέγχεται επίσης η εισαγωγή δεδομένων, η χρήση των συστημάτων συντεταγμένων, ο υπολογισμός και η γραφική παρουσίαση των τάσεων ή των εντατικών μεγεθών.

Ο έλεγχος συρραφής αποτελεί μια πρώτη διερεύνηση των ιδιοτήτων του στοιχείου. Ένας δεύτερος έλεγχος μπορεί να γίνει με τον υπολογισμό των ιδιοτιμών του μητρώου στιβαρότητας του στοιχείου. Ο έλεγχος των ιδιοτιμών πραγματοποιείται ως εξής: Υπολογίζονται οι ιδιόμορφες και οι ιδιοσυχνότητες του στοιχείου χωρίς δεσμευμένους βαθμούς ελευθερίας και με μοναδιαία μάζα σε κάθε βαθμό ελευθερίας. Οι ιδιοσυχνότητες του στοιχείου ισούνται με τις ιδιοτιμές του μητρώου στιβαρότητας υψωμένες στο τετράγωνο. Κάθε ιδιοτιμή ισούται με την διπλάσια ενέργεια παραμορφώσεως του στοιχείου που παράγεται από την αντίστοιχη ιδιόμορφη και εκφράζει τη στιβαρότητα του στοιχείου ως προς ένα σύστημα συντεταγμένων στο οποίο το μητρώο στιβαρότητας είναι ένα διαγώνιο μητρώο με μηδενικούς μη διαγώνιους όρους. Κατά συνέπεια θα πρέπει να υπάρχουν τόσες μηδενικές ιδιοτιμές όσες είναι και οι κινήσεις στερεού σώματος

του στοιχείου (τρεις για επίπεδα προβλήματα και έξι για τρισδιάστατα). Λιγότερες μηδενικές ιδιοτιμές από τις κινήσεις του στερεού σώματος σημαίνει ότι κάποια ή κάποιες κινήσεις στερεού σώματος προκαλούν ένταση, ενώ περισσότερες μηδενικές ιδιοτιμές σημαίνει ότι το στοιχείο είναι ασταθές και εμφανίζει παραμόρφωση μηχανισμού.

Ένας τρίτος έλεγχος, ο οποίος μπορεί να αποκαλύψει τις δυνατότητες και τις αδυναμίες του στοιχείου, είναι ο έλεγχος του στοιχείου - φορέα. Η ανάλυση πραγματοποιείται σε έναν φορέα που αποτελείται μόνο από ένα στοιχείο. Με την αλλαγή της γεωμετρίας του στοιχείου ή της τάξης ολοκλήρωσης του μητρώου στιβαρότητας είναι δυνατό να αποκαλυφθεί η ευαισθησία του στοιχείου ως προς την τάξη της αριθμητικής ολοκλήρωσης του μητρώου στιβαρότητας είναι δυνατό να αποκαλυφθεί η ευαισθησία του στοιχείου ως προς την τάξη της αριθμητικής ολοκλήρωσης και τη μη κανονική γεωμετρία του. Σε γενικές γραμμές τα στοιχεία με κανονικά γεωμετρικά σχήματα (ισόπλευρο τριγωνικό στοιχείο - τετράγωνο τετραπλευρικό στοιχείο) δίνουν μεγαλύτερη ακρίβεια.

Ο έλεγχος της συμπεριφοράς των στοιχείων σε προβλήματα με γνωστές λύσεις αποτελεί ένα σίγουρο τρόπο ελέγχου της ταχύτητας συγκλίσεως του δικτύου και της ευαισθησίας του στοιχείου σε μη κανονικά γεωμετρικά σχήματα και δίκτυα.

3.8.4 Προσομοίωση φορτίων

Τα συγκεντρωμένα φορτία με την εξαίρεση των ενδιάμεσων συγκεντρωμένων φορτίων σε στοιχεία δοκού θα πρέπει να εφαρμόζονται στους κόμβους του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων. Όταν τα σημεία εφαρμογής των δυνάμεων είναι γνωστό, τότε συνήθως διαμορφώνεται κατάλληλα το δίκτυο ώστε να συμπίπτουν με κόμβους του δικτύου. Σύμφωνα με τις κλασικές θεωρίες δοκού, πλάκας και ελαστικότητας, στο σημείο εφαρμογής ενός συγκεντρωμένου φορτίου προκαλούνται πεπερασμένες μετατοπίσεις και τάσεις στη δοκό, πεπερασμένες μετατοπίσεις και άπειρες τάσεις στην πλάκα, και άπειρες μετατοπίσεις και τάσεις σε δισδιάστατους και τρισδιάστατους ολόσωμους φορείς. Επίσης ένα πραγματικά σημειακό φορτίο θα προκαλέσει διαρροή του υλικού στην γειτονική περιοχή του σημείου εφαρμογής.

Αντίθετα ένα σημειακό φορτίο που ασκείται σε ένα κόμβο ενός δικτύου πεπερασμένων στοιχείων δεν θα προκαλέσει άπειρες μετατοπίσεις ή τάσεις. Σε ένα πρόβλημα δισδιάστατης ή τρισδιάστατης ελαστικότητας οι μετατοπίσεις και οι τάσεις θα τείνουν στο άπειρο μόνο με τη σταδιακή πύκνωση του δικτύου στην περιοχή επιβολής του φορτίου.

Μια συγκεντρωμένη ροπή δεν είναι δυνατό να εφαρμοστεί σε κόμβο με μεταφορικούς βαθμούς ελευθερίας. Στην περίπτωση αυτή αντικαθίσταται από το στατικός ισοδύναμο ζεύγος δυνάμεων σε γειτονικούς κόμβους. Τα κατανομημένα φορτία στον όγκο ή στην επιφάνεια των στοιχείων κατανέμονται στους κόμβους των στοιχείων με την ενεργειακά ισοδύναμη διαδικασία (διαδικασία διατυπώσεως εξισώσεων ισορροπίας).

3.8.5 Αριθμητικά Σφάλματα

Αριθμητικά σφάλματα παρουσιάζονται κατά τη μόρφωση του μητρώου στιβαρότητας και του διανύσματος των ισοδυνάμων δράσεων του φορέα καθώς και κατά την επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας και τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών. Τα σφάλματα αυτά, τα οποία δημιουργούνται στο αριθμητικό προσομοίωμα, οφείλονται στην αδυναμία του αριθμητικού επεξεργαστή του Η/Υ να εκτελέσει πράξεις με μαθηματική ακρίβεια. Οι πράξεις εκτελούνται με την υπολογιστική ακρίβεια ενός αριθμού t σημαντικών ψηφίων ο οποίος εξαρτάται από τον τύπο του επεξεργαστή και την απλή ή διπλή ακρίβεια που χρησιμοποιείται κατά τους αριθμητικούς υπολογισμούς. Οι περισσότεροι υπολογιστές αποθηκεύουν μετά την εκτέλεση μιας πράξης τα t πρώτα σημαντικά ψηφία και αποκόπτουν τα υπόλοιπα. Η επίπτωση της περιορισμένης υπολογιστικής ακρίβειας γίνεται εμφανής σε περιπτώσεις αριθμητικά μη ευσταθών φορέων στους οποίους τα μητρώα στιβαρότητας είναι κακής κατάστασης.

Μη ευσταθείς αριθμητικά φορείς προκύπτουν όταν υπάρχουν μεγάλες διαφορές στις δυσκαμψίες των στοιχείων ή στις ιδιότητες των υλικών των μελών του φορέα. Επίσης προκύπτουν όταν συνυπάρχουν στοιχεία μεγάλου και μικρού μεγέθους σε ένα δίκτυο, καθώς και όταν συμβαίνει με μικρή ενέργεια παραμορφώσεως να αναπτύσσονται σημαντικές μετατοπίσεις στερεού σώματος στον φορέα. Σε όλες αυτές τις περιπτώσεις μία μικρή αλλαγή στους δείκτες

στιβαρότητας ή του διανύσματος των ισοδύναμων δράσεων του φορέα προκαλεί μεγάλες μεταβολές στο διάνυσμα των μετατοπίσεων που υπολογίζεται.

3.8.6 Σύγκλιση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων

Σε περίπτωση που αμεληθεί η επιρροή των άλλων σφαλμάτων, τότε μπορεί να εκτιμηθεί αποκλειστικά η ακρίβεια του προσομοιώματος των πεπερασμένων στοιχείων. Διερευνάται η δυνατότητα σύγκλισης των αποτελεσμάτων που προκύπτουν με τη σταδιακή πύκνωση του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων προς τα αποτελέσματα που θα έδιναν οι κυρίαρχες διαφορικές εξισώσεις που περιγράφουν, μαζί με τις συνοριακές συνθήκες, τη συμπεριφορά του μαθηματικού προσομοιώματος.

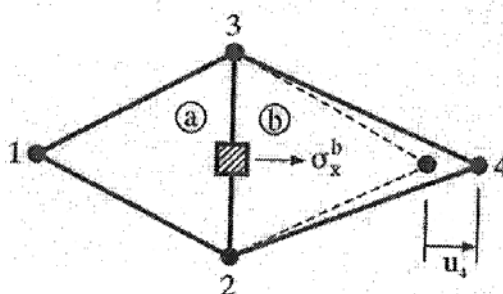
Στην πολύ πιθανή περίπτωση αδυναμίας υπολογισμού αναλυτικής λύσης, τότε ο έλεγχος συγκλίσεως της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων γίνεται με την ικανοποίηση των καμπτικών, στατικών και καταστατικών συνθηκών που χαρακτηρίζουν το μαθηματικό προσομοίωμα. Έτσι ο έλεγχος συγκλίσεως της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων αναφέρεται στα σφάλματα διακριτοποίησης και στον τρόπο που αυτά επηρεάζουν τη σύγκλιση προς την ακριβή λύση του μαθηματικού προσομοιώματος. Στη γραμμική ελαστική ανάλυση η λύση που ικανοποιεί επακριβώς τις κυρίαρχες διαφορικές εξισώσεις του μαθηματικού προσομοιώματος αποτελεί και την ακριβή λύση του προβλήματος.

Στο μαθηματικό προσομοίωμα της κατασκευής ικανοποιούνται η συνθήκη του συμβιβαστού των μετατοπίσεων και η συνθήκη ισορροπίας σε κάθε στοιχειώδες στερεό του φορέα. Αντίθετα στο προσομοίωμα των πεπερασμένων στοιχείων οι συνθήκες αυτές δεν ικανοποιούνται σε κάθε στοιχειώδες στερεό του φορέα.

Η συνθήκη συμβιβαστού των μετατοπίσεων των κόμβων των στοιχείων με τους κόμβους του φορέα είναι δεδομένη από τη διατύπωση των εξισώσεων ισορροπίας του προβλήματος και την επίλυση τους ως προς τις επικόμβιες μετατοπίσεις του φορέα. Οι δράσεις που αναπτύσσονται στους κόμβους των στοιχείων ικανοποιούν τη συνθήκη ισορροπίας διότι προκύπτουν από τις κοινές επικόμβιες μετατοπίσεις των κόμβων των στοιχείων που προέκυψαν από τις συνθήκες ισορροπίας $\{R\}-[K]\{D\}=0$ σε κάθε κόμβο.

Η ισορροπία όμως των τάσεων στις διεπιφάνειες των στοιχείων παρουσιάζει μια ιδιαιτερότητα. Στο σχήμα 3.13 φαίνεται ένα απλό παράδειγμα δύο τριγωνικών

στοιχείων σταθερής έντασης που ενώνονται στους κόμβους 2 και 3 και όπου μόνο ο κόμβος 4 μετατοπίζεται. Λόγω της μετατόπισης αυτής θα αναπτυχθεί μόνο στο στοιχείο b η σταθερή τάση σ_x με αποτέλεσμα η ισορροπία του στοιχειώδους στερεού στη διεπιφάνεια 2-3 να μην ικανοποιείται.



Σχήμα 3.13 Τάσεις στις επιφάνειες στοιχειώδους στερεού επί της διεπιφάνειας δύο τριγωνικών στοιχείων σταθερής έντασης

Γενικώς δε θα πρέπει να αναμένεται συνέχεια των τάσεων κατά μήκος των διεπιφανειών των στοιχείων, όπως και ισορροπία των τάσεων στους κοινούς κόμβους των στοιχείων. Οι ασυνέχειες όμως αυτές είναι κατά κανόνα μικρές σε ένα καλά δομημένο δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων με τον κατάλληλο τύπο στοιχείων.

Η ισορροπία των τάσεων στο εσωτερικό των στοιχείων δεν αναμένεται επίσης να ικανοποιείται διότι οι διαφορικές εξισώσεις ισορροπίας συνήθως δεν ικανοποιούνται επακριβώς εντός των στοιχείων. Προκειμένου να καταστεί εφικτή η προσέγγιση της ακριβούς λύσης με τη σταδιακή πύκνωση του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων θα πρέπει να τείνει να ικανοποιηθεί στο όριο η συνθήκη ισορροπίας των τάσεων εντός των στοιχείων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

4.1 Γενικά

Παρόλο που η τοιχοποιία αποτέλεσε το βασικότερο δομικό υλικό της ιστορίας για οποιανδήποτε είδος κατασκευής, ο σχεδιασμός της ήταν καθαρά εμπειρικός μέχρι προσφάτως (αρχές του αιώνα μας). Ο κύριος λόγος είναι ότι εξέλιξη της τεχνολογίας και της μηχανικής επέφερε την δημιουργία νέων ισχυρών και εύπλαστων δομικών υλικών (όπως ο χάλυβας και το σκυρόδεμα) που μείωσαν το κόστος του φέροντα οργανισμού καθώς και τις αβεβαιότητες της απόκρισης των κατασκευών, με αποτέλεσμα τη υποβάθμιση της τοιχοποιίας στο ρόλο του οργανισμού πλήρωσης.

Ως προς τις μηχανικές ιδιότητες, η τοιχοποιία θεωρείται έντονα ανισότροπο υλικό που παρουσιάζεται ισχυρό στην θλίψη, ικανοποιητικό στην διάτμηση και αδύναμο στον εφελκυσμό με συνέπεια τα δύο τελευταία χαρακτηριστικά να είναι και οι βασικές αιτίες αστοχιών. Οι αδυναμίες αυτές οφείλονται όχι μόνο στον ψαθυρό χαρακτήρα των πλίνθων και του κονιάματος, αλλά κυρίως στην συμπεριφορά της διεπιφάνειας επαφής ιδιαίτερα κατά μήκος των συνεχών οριζόντιων αρμών που έχουν χαρακτηριστεί ως τα "αδύνατα επίπεδα της τοιχοποιίας".

Τα τελευταία χρόνια ωστόσο έχουν γίνει σοβαρές ερευνητικές προσπάθειες έτσι ώστε να προσδιοριστούν οι ιδιότητες και η απόκριση κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία, με απώτερο σκοπό την ενίσχυση υπαρχόντων κατασκευών και την ανάκτηση της αξιοπιστίας του υλικού.

4.2 Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας καθορίζεται από πολλούς παράγοντες και έτσι ο προσδιορισμός της συμπεριφοράς της είναι ιδιαίτερα δύσκολός και η ανάγκη για την πειραματική προσέγγιση του προβλήματος επιτακτική. Ωστόσο

είναι προφανές ότι σπανίως η αντοχή ενός πραγματικού τοίχου μπορεί να αντιστοιχηθεί με αυτή των δοκιμίων, έστω και αν προέρχονται από τα ίδια υλικά, και αυτό λόγω της προχειρότητας που επικρατεί στην κατασκευή πραγματικών τοίχων καθώς και άλλων ιδιοτεροτήτων που μπορεί να έχει μια πραγματική κατασκευή (π.χ.: ύπαρξη εγκάρσιων τοίχων). Επομένως η εμπειρική σχέση που θα χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας πρέπει να συνυπολογίσει αυτά τα στοιχεία.

Λαμβάνοντας τα παραπάνω υπόψη και γνωρίζοντας ότι η τοιχοποιία είναι σύνθετο υλικό, που κατασκευάζεται επί τόπου στο έργο, κατανοείται ότι η θλιπτική αντοχή της εξαρτάται από παράγοντες, όπως:

- Τα χαρακτηριστικά των λιθοσωμάτων, εννοώντας την αντοχή, τον τύπο τους και τη γεωμετρία τους (συμπαγή, διάτρητα, είδος και ποσοστό οπών, σχετικό ύψος) και την υδατοαπορροφητικότητά τους.
- Τα χαρακτηριστικά του κονιάματος, δηλαδή την αντοχή και σύνθεση του μείγματος (λόγος νερού προς τσιμέντο, συγκράτηση ύδατος), το σχετικό πάχος του κονιάματος σε σχέση με το λιθόσωμα και τη σχετική παραμόρφωση των δύο υλικών.
- Τις συνθήκες που επικρατούν στην τοιχοποιία, δηλαδή τον τρόπο εμπλοκής των λιθοσωμάτων, τη διεύθυνση φόρτισης, τις τοπικές αυξήσεις τάσεων, τον τρόπο επιβολής του φορτίου, κ.ά..
- Το υλικό και το πάχος του αρμού. Έχει παρατηρηθεί ότι όσο ο λόγος του πάχους του αρμού προς το ύψος των τοιχοσωμάτων αυξάνεται, τόσο το λιθόσωμα τείνει να αστοχήσει εξαιτίας πλευρικής ολίσθησης λόγω των παραμορφώσεων του υλικού του αρμού.
- Κατασκευαστικές λεπτομέρειες όσον αναφορά : Συγκεντρωμένα φορτία, των οποίων η επίδραση εξαρτάται από πολλούς παράγοντες όπως τον λόγο της φορτιζόμενης επιφάνειας προς το μήκος του τοίχου, τη θέση του φορτίου κατά μήκος του τοίχου, τον τρόπο επιβολής του φορτίου κατά το πάχος του τοίχου, του τύπο και το υλικό της τοιχοποιίας, τον λόγο του

ύψους προς το μήκος και το πάχος του τοίχου και τον αριθμό των συγκεντρωμένων φορτίων.

- Εγκοπές στο σώμα του τοίχου, που είναι ιδιαίτερα επιβλαβείς σε λεπτούς τοίχους και κυρίως όταν έχουν οριζόντια ή διαγώνια διεύθυνση, οπότε επηρεάζουν μεγάλο μέρος του τοίχου.
- Την ποιότητα κατασκευής, καθώς η τοιχοποιία κατασκευάζεται επί τόπου του έργου από εργατοτεχνικό προσωπικό (του οποίου η εμπειρία ποικίλει), υπό διάφορες κλιματολογικές συνθήκες, με υλικά που μπορεί να μην πληρούν της προδιαγραφές της πολιτείας (αν υπάρχουν). Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η αντοχή της να διαφέρει ανάλογα με αυτούς τους παράγοντες.

[10]

4.2.1 Προσδιορισμός θλιπτικής αντοχής τοιχοποιίας

Υπολογισμός της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας σύμφωνα με τον Τάσιο (1986):

$$f_{wc} = \frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - \alpha + \beta f_{mc} \quad (\text{MPa}) \quad (4.1)$$

όπου:

f_{bc} : η θλιπτική αντοχή του τοιχοσώματος.

f_{mc} : η μέση θλιπτική αντοχή του κονιάματος.

α : μειωτικός συντελεστής για τοιχοποιία από φυσικούς λίθους, που κυμαίνεται από 0.5 για λαξευμένες πέτρες μέχρι 2.5 για κροκάλες (για τεχνητούς λίθους $\alpha = 0$).

β : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την συνεισφορά του κονιάματος στην αντοχή και είναι $\beta = 0.5$ για λιθοδομή και $\beta = 0.1$ για οπτοπλινθοδομή.

Στις περιπτώσεις που το ποσοστό κονιάματος είναι σημαντικό, τότε υπολογίζεται μια μειωμένη θλιπτική αντοχή από την ακόλουθη σχέση:

$$f'_{\text{wgc}} \approx \xi f_{\text{wgc}} \quad (4.2)$$

$$\xi \approx \frac{1}{1 + 3.5(k_c - k_{c0})} \quad (4.3)$$

Όπου:

k: το ποσοστό κατ' όγκο του κονιάματος στην τοιχοποιία

k₀: το μέγιστο ποσοστό κονιάματος, που θεωρείται ότι δεν προκαλεί μείωση της αντοχής του τοίχου και εξαρτάται από το είδος της τοιχοποιίας. Είναι k₀= 0.3 για αργολιθοδομή και οπτοπλινθοδομή, 0.2 για ημιλαξευμένη και 0.1 για λαξευμένη λιθοδομή.

Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας κατά τον EC 6 (prEN 1996-1-1:2001)

Σε περίπτωση έλλειψης πειραματικών δεδομένων για τον καθορισμό των μηχανικών ιδιοτήτων της τοιχοποιίας χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις σύμφωνα με το EC6.

- θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας

$$f_{\text{wgc}} = K f_{\text{bc}}^{0.68} f_{\text{mc}}^{0.28} \quad (\text{MPa}) \quad (4.4.)$$

Όπου:

K: συντελεστής που εξαρτάται από τον τύπο των πλίνθων (υλικό, ποσοστό και διαστάσεις κενών) και τον τύπο δόμησης της τοιχοποιίας. Παίρνει συνήθως τιμές από 0.40 έως 0.60.

f_{bc}: θλιπτική αντοχή πλίνθου

f_{mc}: θλιπτική αντοχή κονιάματος

f_{wc} (MPa)	Άοπλη τοιχοποιία	οπτοπλινθοδομή
Παλαιά κατασκευή	1.25	2.50
Νέα κατασκευή	2.50	5.00

Πίνακας 4.1 Ενδεικτικές τιμές θλιπτικής αντοχής τοιχοποιίας

- Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας :

$$E = 10000 \cdot f_{wc} \quad (4.5)$$

- Λόγος Poisson ν :

Συνιστώμενη τιμή από 0,20 έως 0,30.

- Μέτρο διάτμησης:

$$G_w = \frac{E_w}{2(1 + \nu)} \quad (4.6)$$

4.3 Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας

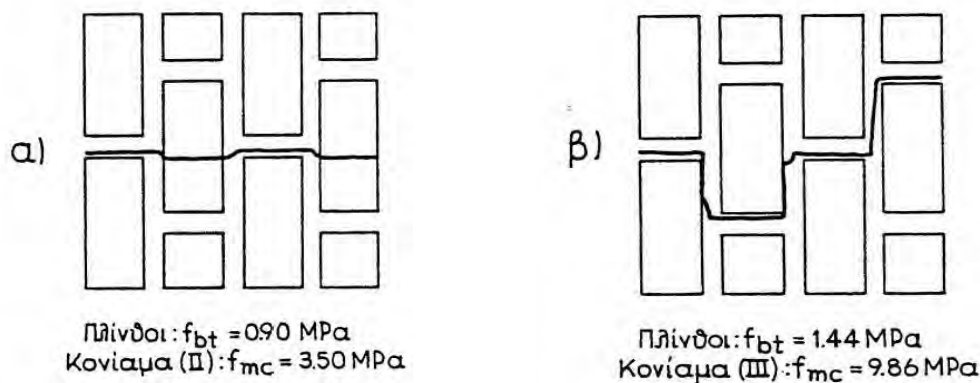
Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας είναι κατά πολύ χαμηλότερη της θλιπτικής. Παρουσιάζει μεγάλη αναξιοπιστία λόγω της μεγάλης διασποράς των τιμών της και διαφοροποιείται έντονα εξαρτώμενη από την γωνία της εφελκυστικής δύναμης ως προς τους οριζόντιους αρμούς που θεωρούνται ασθενή επίπεδα.

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας εξαρτάται από τη συνεργασία του κονιάματος και των τοιχοσωμάτων, η οποία με τη σειρά της απαρτίζεται από ένα πλήθος παραγόντων, μερικοί από τους οποίους είναι :

- Αντοχή κονιάματος, που εξαρτάται από την σύνθεση του (περιεκτικότητα και ποιότητά υλικών: άμμος, τσιμέντο, νερό, πρόσθετα χημικά).

- Την συνοχή του κονιάματος με τα τοιχοσώματα, επίπεδο συνάφειας μεταξύ των δύο υλικών.
- Το είδος του τοιχοσώματος και ειδικότερα το πορώδες, η υγρασία, η μορφή της διεπιφάνειας και η μακροσκοπική του μορφή (μορφή, ύπαρξη και μέγεθος οπών και εγκοπών).

Η εφελκυστική αντοχή συνήθως αναφέρεται ως προς τη διεύθυνση του επιπέδου του εφελκυσμού, δηλαδή είτε κάθετα στους αρμούς, είτε παράλληλα σε αυτούς. Η εφελκυστική αντοχή κάθετα στους αρμούς θα εξαντληθεί όταν επεπελθει αποκόλληση δύο τοιχοσωμάτων είτε λόγω κακής συνάφειας μεταξύ λιθοσωμάτων – κονιάματος είτε λόγω εξάντλησης της εφελκυστικής αντοχής του κονιάματος. Στην περίπτωση της εφελκυστικής αντοχής παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς παρατηρείται έντονη διαφοροποίηση αντοχών και τύπων αστοχίας όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.1.



Εικόνα 4.1 4ορφές Αστοχίας Τοιχοποιίας Υπό Άμεσο Εφελκυσμό Παράλληλα Προς Τους Οριζόντιου Αρμούς (Α) Ασθενής Πλίνθοι (Β) Ισχυροί Πλίνθοι

Οι Κανονισμοί δεν χρησιμοποιούν την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας στο σχεδιασμό. Αντίθετα, προδιαγράφουν την καμπτική εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας για φόρτιση κάθετα στο επίπεδο της (σεισμός, άνεμος).

Η καμπτική εφελκυστική αντοχή για κάμψη σε επίπεδο παράλληλο στους αρμούς έχει αποδειχθεί υπερδιπλάσια συγκρινόμενη με κάμψη κάθετα σε αυτούς.

f_{wt} κάθετα στους οριζόντιους αρμούς : $f_{wt} = 0.70 f_{mt}$

f_{wt} παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς : $f_{wt} = 1.70 f_{mt}$

όπου:

f_{mt} : η εφελκυστική αντοχή του κονιάματος (ενδεικτικά $f_{mt} = 0.1\text{MPa}$)

Ο λόγος των δύο αντοχών εξαρτάται από τους ακόλουθους παράγοντες :

- Την αντοχή των τοιχοσωμάτων, γιατί στην περίπτωση του εφελκυσμού παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς και για ασθενής πλίνθους, η κατακόρυφη ρηγμάτωση διέρχεται δια μέσου των τοιχοσωμάτων
- Τον αναλογία των πλευρών των τοιχοσωμάτων, ιδιαίτερα για συμπαγή τούβλα, όταν η αστοχία παρουσιάζεται με διάδοση ρωγμών δια μέσου των τοιχοσωμάτων.
- Την ύπαρξη κατακόρυφης θλιπτικής τάσης, που μειώνει την πιθανότητα αστοχίας κάθετα στους αρμούς.
- Το ποσοστό των οπών, η αντοχή της τοιχοποιίας μειώνεται όσο το ποσοστό των οπών αυξάνεται.
- Την διεπιφάνεια μεταξύ λιθοσώματος και κονιάματος.

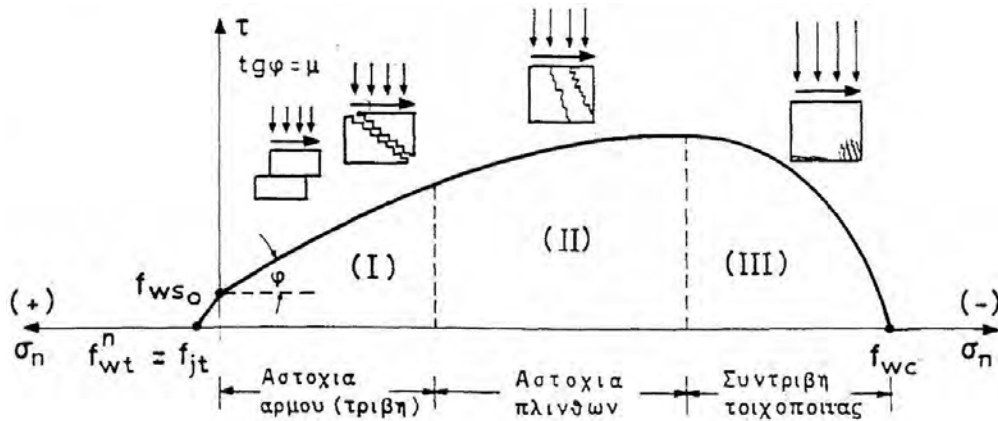
[11]

4.4 Προσδιορισμός διατμητικής αντοχής τοιχοποιίας

Στην πραγματικότητα καθαρή διάτμηση δεν υφίσταται στην φύση αφού η βαρύτητα δημιουργεί κάθετη φόρτιση και μόνο από τα ίδια βάρη της κατασκευής, επομένως γίνεται κατανοητό ότι διατμητικές “τ” και ορθές “σ_η” τάσεις συνυπάρχουν.

Οι βασικοί παράγοντες που καθορίζουν την συμπεριφορά ενός τοίχου είναι τα μηχανικά χαρακτηριστικά των λίθων - κονιάματος, η γεωμετρία και το είδος των φορτίσεων που ασκούνται. Στον Σχήμα 4.2 παρουσιάζεται η περιβάλλουσα αστοχίας της τοιχοποιίας υπό συνδυασμό φορτίσεων (τ, σ_η) για όλες τις μορφές θραύσης του τοίχου, οι οποίες είναι :

- Διατμητική ολίσθηση μέσω των αρμών του κονιάματος, συμβαίνει για χαμηλές τιμές των θλιπτικών φορτίων, όπου η αστοχία επέρχεται μέσω ολίσθησης και αποκόλλησης των αρμών (αυτή την μορφή αστοχίας την συναντάμε στις τοιχοπληρώσεις).
- Διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση, που διαπερνά και πλίνθους και συνήθως εμφανίζεται σε πεσσούς μεταξύ ανοιγμάτων. Σε αυτή την περίπτωση η τοιχοποιία συμπεριφέρεται ως ομοιογενές υλικό όπου τα μηχανικά χαρακτηριστικά του καθορίζονται από τα λιθοσώματα και όχι από το κονίαμα.
- Θλιπτική αστοχία λόγω τέμνουσας, θα συμβεί όταν η ορθή τάση ξεπεράσει την αντοχή του τοίχου σε θλίψη στο περισσότερο θλιβόμενο άκρο.



Εικόνα 4.2 Τυπική Μορφή Καμπύλης Αστοχίας Τοιχοποιίας ($T, \Sigma n$)

Η τοιχοποιία θεωρείται επιφανειακής μορφής φορέας στην οποία ασκείται τυχούσα επίπεδη καταπόνηση. Αυτή η καταπόνηση ισοδύναμη με ένα ζεύγος κυρίων ορθών τάσεων υπό οποιαδήποτε γωνία “ θ ” σε σχέση με τους οριζόντιους αρμούς.

Στην τοιχοποιία η διεύθυνση των κυρίων αξόνων έντασης ως προς την διεύθυνση των αρμών καθορίζει και την μορφή αστοχίας της, σε αντίθεση με τα ισότροπα ψαθυρά υλικά (πχ σκυρόδεμα), όπου θεωρείται δεδομένο ότι η ρηγμάτωση επέρχεται κάθετα στην κύρια εφελκυστική τάση. Έτσι γίνεται κατανοητό ότι για συγκεκριμένη φόρτιση σε λιθοδομή, η περιβάλλουσα αστοχίας δεν είναι μοναδική όπως συμβαίνει για ένα ισότροπο υλικό, αλλά διαφοροποιείται για κάθε τιμή της γωνίας “ θ ”.

Η αξονική φόρτιση, η θλιπτική αντοχή καθώς και η σύνδεση μεταξύ κονιάματος και λιθοσώματος καθορίζουν τον τύπο αστοχίας και την απομένουσα αντοχή μετά την ρηγμάτωση.

Στις περιπτώσεις όπου τα λιθοσώματα είναι αρκετά ισχυρά και το αξονικό φορτίο είναι μικρό η τοιχοποιία κινδυνεύει από αστοχία στην περιοχή των αρμών. Επιτυγχάνεται απορρόφηση ενέργειας μέσω της τριβής και η απομένουσα φέρουσα ικανότητα μετά την ρηγμάτωση είναι ικανοποιητική. Αντίθετα, στους πλίνθους με μικρή αντοχή και μεγάλα αξονικά φορτία η αστοχία εμφανίζεται με χιαστή ρηγμάτωση και θραύση πλινθών. Να σημειωθεί ότι η αστοχία έχει ψαθυρό χαρακτήρα και η φέρουσα ικανότητα της κατασκευής μετά την ρηγμάτωση είναι ανεπαρκής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΘΡΑΥΣΤΟΤΗΤΑΣ

5.1. Δημιουργία Καμπυλών Θραυστότητας

Για τη δημιουργία των καμπυλών θραυστότητας απαιτούνται τρία σύνολα δεδομένων εισαγωγής :

- Δεδομένα σχετικά με την ένταση του σεισμικού γεγονότος. Γίνεται ο καθορισμός των χαρακτηριστικών του σεισμικού κινδύνου και εισάγεται ένας δείκτης σεισμικής έντασης. Το εύρος μεταβολής του δείκτη πρέπει να είναι τέτοιο ώστε να μπορεί να υπολογιστεί η απόκριση της κατασκευής όταν υποβάλλεται σε έναν μελλοντικό σεισμό. Στην προτεινόμενη μεθοδολογία, ο σεισμικός δείκτης έντασης επιλέγεται να είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $PGA = 0.16g, 0.24g, 0.32g$ και $0.40g$

[7]

- Τα δεδομένα που περιγράφουν τις κρίσιμες ιδιότητες για την ικανότητα της κατασκευής. Για να καθοριστούν τα χαρακτηριστικά της κατασκευής τα οποία παρουσιάζουν έναν τυχαίο χαρακτήρα και επηρεάζουν την συμπεριφορά της, πρέπει να εκτιμηθεί ο βαθμός σημαντικότητας των παραμέτρων αυτών. Οι παράμετροι αυτές μπορεί να είναι οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών όπως μέτρο ελαστικότητας και θλιπτική αντοχή, οι ιδιότητες του υπεδάφους έδρασης της κατασκευής και άλλα. Μία άλλη παράμετρος μπορεί επίσης να είναι η αντικειμενική εκτίμηση ειδικευμένων επιστημόνων. Στον καθορισμό όμως του βαθμού σημαντικότητας αυτών των ιδιοτήτων υπεισέρχεται ο τυχαίος τους χαρακτήρας και οι αβεβαιότητες, γεγονός που καθιστά αναγκαία την πιθανολογική προσέγγιση του προβλήματος.
- Δεδομένα που καθορίζουν τον προσδιορισμό της συμπεριφοράς της κατασκευής και επικεντρώνονται σε οικονομικές, εφαρμόσιμες και λειτουργικές απαιτήσεις. Προκειμένου να προσδιοριστεί η επίδραση μιας τυχαίας δράσης στην κατασκευή, είναι απαραίτητο να καθοριστεί μια παράμετρος απόκρισης της κατασκευής ώστε να ποσοτικοποιηθούν οι επιδράσεις. Η επιλογή της επαρκούς παραμέτρου απόκρισης συσχετίζεται με την αποτίμηση της σεισμικής τρωτότητας της κατασκευής. Επιλέγεται

λοιπόν, να αντιπροσωπεύει τη σεισμική απόκριση της κατασκευής ο δείκτης συμπεριφοράς (D.I.), ο οποίος λαμβάνεται ίσος, σύμφωνα με την προτεινόμενη μεθοδολογία, με την αναλογία της επιφάνειας των τοίχων που έχουν αστοχήσει προς τη συνολική επιφάνεια των τοίχων, όπως φαίνεται και στην εξίσωση 5.1.

$$D.I. = A_{βλ} / A_{ολ} \quad (5.1)$$

Δεδομένου ότι η τρωτότητα της κατασκευής εξαρτάται από το εύρος των βλαβών, μια κλίμακα αναφοράς πρέπει να χρησιμοποιηθεί ώστε να μετασχηματίζει τις ποσοτικές τιμές του δείκτη βλάβης σε ποιοτικές περιγραφές του βαθμού της βλάβης. Το αποτέλεσμα αυτής της ποιοτικής παρουσίασης είναι η βαθμονόμηση των δεικτών της παραμέτρου απόκρισης, με τη βοήθεια των τιμών κατώτατων ορίων. Με τη χρήση των ορίων αυτών βλαβών έχουμε μια διάκριση μεταξύ τριών επιπέδων βλάβης. Τα τρία αυτά επίπεδα βλάβης ορίζονται με τους χαρακτηρισμούς Μικρή βλάβη, Μεσαία βλάβη, Μεγάλη βλάβη.

Τα όρια και τα επίπεδα βλάβης συνήθως καθορίζονται σύμφωνα με την κρίση του μηχανικού. Μπορούν επίσης να αντιστοιχούν στους παράγοντες ασφάλειας και στην αντοχή της κατασκευής κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Ο καθορισμός των επιπέδων βλάβης παίζει πολύ σημαντικό ρόλο στην τελική μορφή των καμπυλών θραυστότητας. Τα χαρακτηριστικά της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής, μπορούν να παραχθούν αναλυτικά (αναλυτικές καμπύλες θραυστότητας), αλλά και σε κάποιες περιπτώσεις εμπειρικά μέσω συλλογής και αξιολόγησης υπαρκτών μεγεθών.

[7]

Οι παλαιές κατασκευές, σε σχέση με τις σύγχρονες, παρουσιάζουν ιδιαιτερότητες στην φάση της προσομοίωσης των φορέων. Η κατανομή της μάζας της κατασκευής σε όλο της το ύψος και η σχετικά μικρή συγκεντρωμένη μάζα στα επίπεδα των πατωμάτων, η ανομοιογένεια, η ορθοτροπία του υλικού, η χαμηλή εφελκυστική και καμπτική αντοχή του υλικού καθώς και η έλλειψη μονολιθικών συνδέσεων, είναι χαρακτηριστικά που δεν εμφανίζονται στις σύγχρονες κατασκευές. Είναι λοιπόν σαφές ότι για να είναι η εκτίμηση της απόκρισης της κατασκευής από τοιχοποιία

ρεαλιστική, απαιτείται κατάλληλη τροποποίηση των μαθηματικών προσομοιωμάτων που χρησιμοποιούνται ήδη για τις σύγχρονες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Για να εξασφαλιστεί μια αξιόπιστη κατανομή των μαζών σε όλη την επιφάνεια της κατασκευής και μια ρεαλιστική προσομοίωση των δυνάμεων αδρανείας που επιβάλλονται σε αυτήν γίνεται εφαρμογή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων. Η μέθοδος αυτή προσφέρει επιπλέον το πλεονέκτημα της ευελιξίας κατά τη διάρκεια της προσομοίωσης όσον αφορά στη γεωμετρία, στις συνοριακές συνθήκες και άλλες σημαντικές παραμέτρους. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων μπορούν να παρέχουν με μεγάλη ακρίβεια τις μετατοπίσεις της κατασκευής, την ανάπτυξη των τάσεων, τα δυναμικά χαρακτηριστικά, την ικανότητα απόσβεσης της εισερχόμενης σεισμικής ενέργειας κ.λ.π.

5.2. Ανάλυση αστοχιών

Αν και η τοιχοποιία είναι ένα από τα αρχαιότερα δομικά υλικά, η μηχανική της συμπεριφορά δεν έχει ακόμη προσδιορισθεί σε ικανοποιητικό βαθμό. Η αστοχία της τοιχοποιίας είτε υπό μονοαξονική ή υπό διαξονική εντατική κατάσταση έχει εξεταστεί πειραματικά στο παρελθόν, αλλά λίγες ήταν οι προσπάθειες να εκφραστεί ένα γενικότερο κριτήριο αστοχίας.

Σημαντικός δείκτης της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών από τοιχοποιία είναι η εκτίμηση των περιοχών αστοχίας της κατασκευής. Η ανάλυση της αστοχίας, μετά την ανάλυση των τάσεων, καταδεικνύει τις περιοχές βλάβης στις τοιχοποιίες, υπό συγκεκριμένες περιπτώσεις φόρτισης. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιείται το τροποποιημένο κριτήριο Von Mises.

[6]

5.2.1. Κριτήριο αστοχίας κατά Von Mises

Η βασική παραδοχή του κριτηρίου είναι η εξής: Η πλαστική ροή σε ένα σημείο της μάζας του υλικού ξεκινά όταν η αποθηκευμένη ενέργεια

διαμητικής παραμόρφωσης στο σημείο αυτό λάβει μια καθορισμένη σταθερή τιμή. Οι κύριες τάσεις δίνονται από τις σχέσεις που ακολουθούν:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) + \frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_2) + \frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) \\ \sigma_2 &= \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) + \frac{1}{3}(\sigma_2 - \sigma_1) + \frac{1}{3}(\sigma_2 - \sigma_3) \\ \sigma_3 &= \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) + \frac{1}{3}(\sigma_3 - \sigma_1) + \frac{1}{3}(\sigma_3 - \sigma_2)\end{aligned}\quad (5.2)$$

Ο πρώτος όρος των ανωτέρω εκφράσεων είναι η υδροστατική συνιστώσα των τάσεων και παράγει μόνο ογκομετρική παραμόρφωση ε_v :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{E}(1 - 2\nu) \quad (5.3)$$

και η ενέργεια ογκομετρικής παραμόρφωσης είναι :

$$U_v = \frac{1}{6E}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)(1 - 2\nu) \quad (5.4)$$

Οι δύο επόμενοι όροι των εκφράσεων των κύριων τάσεων ευθύνονται για τη στρέβλωση του υλικού στην εξεταζόμενη θέση και σχετίζονται με την ενέργεια διατρητικής παραμόρφωσης U_s :

$$U_s = U_{total} - U_v \quad (5.5)$$

ενώ η ολική ενέργεια παραμόρφωσης ισούται με :

$$U_{total} = \frac{1}{2E}[\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 + 2\nu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1)] \quad (5.6)$$

Από την απαίτηση να ισχύει το κριτήριο διαρροής σε συνθήκες μονοαξονικού εφελκυσμού και καθαρής διάτμησης λαμβάνεται η ακριβής μαθηματική σχέση του κριτηρίου :

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 2Y^2 = 6k^2 \quad (5.7)$$

Η διατρητική τάση διαρροής τ_0 σε καθαρή διάτμηση είναι :

$$\tau_0 = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = k \quad (5.8)$$

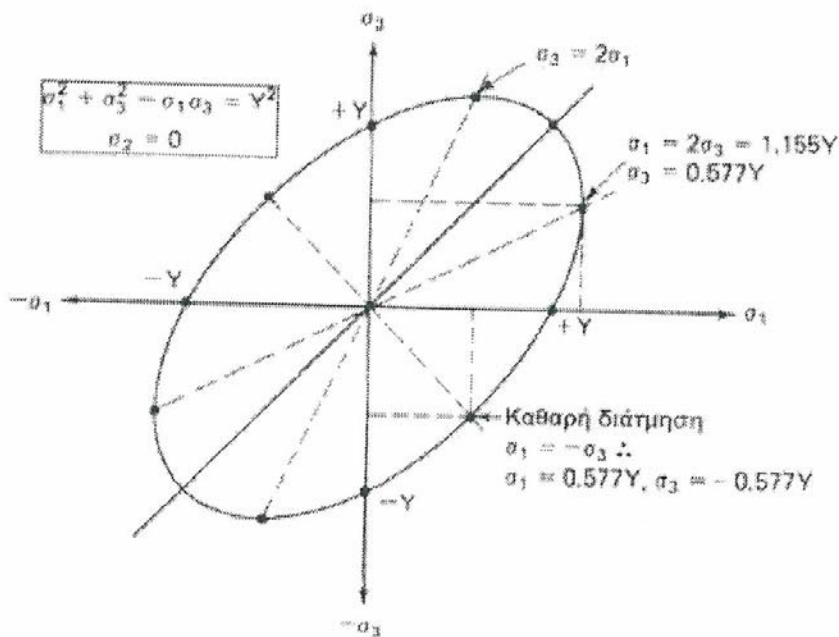
Ο τύπος διαρροής του κριτηρίου Von Mises είναι κυλινδρική επιφάνεια με άξονα ισοκλινή του συστήματος αξόνων $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ και ακτίνα ίση προς $Y\sqrt{2/3}$. Στην περίπτωση επίπεδης εντατικής κατάστασης (σ_1, σ_3) , για $\sigma_2=0$, η έλλειψη έχει εξίσωση:

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + \sigma_1^2 + \sigma_2^2 = 2\sigma_0^2 = 6k^2 \quad (5.9)$$

όπου:

$$k = \sigma_0 / \sqrt{3} \quad (5.10)$$

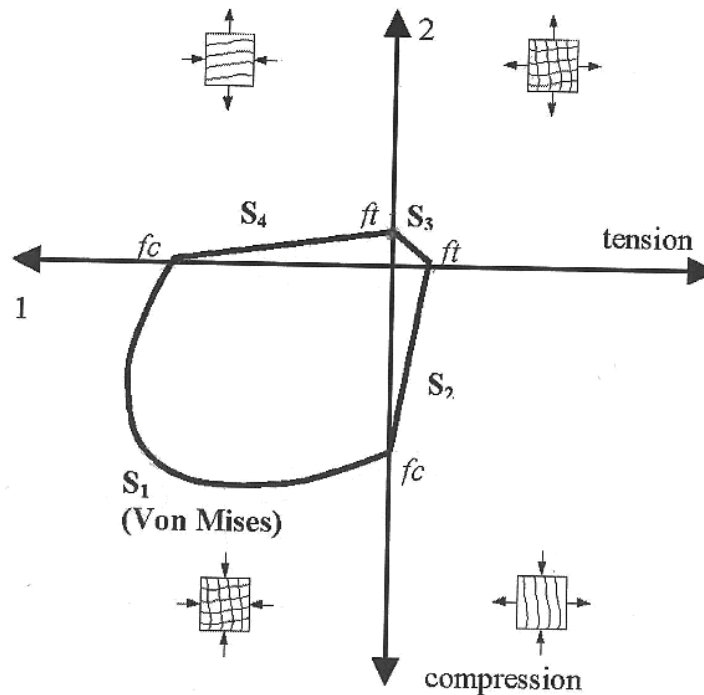
Οι περιοχές καταπόνησης για το κριτήριο Von Mises στο σύστημα (σ_1, σ_3) φαίνονται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 5.1. Έλλειψη Von Mises

5.2.2. Τροποποιημένο κριτήριο αστοχίας κατά Von Mises

Όπως έχει αναπτυχθεί στη Μονάδα Ανάλυσης Δομημάτων του Εργαστηρίου Στατικής και Αντισεισμικών Ερευνών της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών με επιστημονικό υπεύθυνο τον καθηγητή Κ.Α. Συρμακέζη, βάσει του τροποποιημένου κριτηρίου, λαμβάνεται ως επιφάνεια αστοχίας μια τροποποιημένη επιφάνεια από αυτές του κριτηρίου του Von Mises. Η επιφάνεια αυτή ορίζεται από την ένωση τεσσάρων επιφανειών S1, S2, S3, S4 όπως φαίνεται σε τομή στο επίπεδο $(\sigma_{xx}, \sigma_{yy})$ στο σχήμα 5.2.



Σχήμα 5.2. Έλλειψη για το τροποποιημένο κριτήριο Von Mises [6]

Οι τέσσερις προαναφερθείσες επιφάνειες εκφράζονται από τις εξής σχέσεις:

(i) S1 (έλλειψη Von Mises), σ_{xx} και $\sigma_{yy} \leq 0$:

$$\sigma_{xx}^2 + \sigma_{yy}^2 - \sigma_{xx}\sigma_{yy} + 3\tau^2 - f_{wc}^2 = 0 \quad (5.11)$$

(ii) S2, $\sigma_{xx} \geq 0$ και $\sigma_{yy} \leq 0$:

$$\sigma_{yy} + (1 - \sigma_{xx}/a)\sqrt{f_{wc}^2 - 3\tau^2} = 0 \quad (5.12)$$

όπου :

$$a = \left(f_{wt} / f_{wc} \right) \sqrt{f_{wc}^2 - 3\tau^2} \quad (5.13)$$

(iv) S4: συμμετρική της S2 ως προς το διχοτομούν επίπεδο του πρώτου τεταρτημορίου

όπου: f_{wc} : η θλιπτική αντοχή θραύσης

f_{wt} : η εφελκυστική αντοχή θραύσης

5.2.3. Μεθοδολογία Εργαστηρίου Στατικής και Αντισεισμικών Ερευνών Ε.Μ.Π.

Για τον προσδιορισμό της μηχανικής αστοχίας λόγω ελαστικής παραμόρφωσης υιοθετείται για τον φορέα η τροποποιημένη Von Mises επιφάνεια αστοχίας που περιγράφηκε προηγουμένως.

Πιο συγκεκριμένα, με βάση την εκάστοτε εντατική κατάσταση που προκύπτει από τις ελαστικές αναλύσεις του Προγράμματος H/Y SAP 2000 14 Nonlinear, οι εξαγόμενες τάσεις κάθε τοιχοποιίας μεταβιβάζονται προς έλεγχο στο πρόγραμμα H/Y FAILURE. Το πρόγραμμα FAILURE δημιουργήθηκε στη γλώσσα FORTRAN κι έχει αναπτυχθεί στη Μονάδα Ανάλυσης Δομημάτων του Εργαστηρίου Στατικής και Αντισεισμικών Ερευνών του Ε.Μ.Π. με επιστημονικό υπεύθυνο τον Κ.Α. Συρμακέζη, Καθηγητή Ε.Μ.Π. Το πρόγραμμα αυτό εμφανίζει σε κάθε εξεταζόμενο τοίχο τις περιοχές αλλά και το μηχανισμό αστοχίας υπό διαξονική ένταση (BC, BCT, BTC, BT), χρησιμοποιώντας το τροποποιημένο κριτήριο αστοχίας Von Mises.

Αφού προσδιορισθούν λοιπόν, οι περιοχές της κατασκευής που αστοχούν υπό διαξονική εντατική κατάσταση (εφελκυσμό και/ή θλίψη), μπορεί να υπολογιστεί και το ποσοστό των βλαβών επί της συνολικής επιφάνειας. Ορίζεται λοιπόν ο λόγος $A_{βλ}/A_{ολ}$ (αστοχούσα επιφάνεια/ολική επιφάνεια) ως το κατάλληλο μέτρο βλάβης για τις κατασκευές από

τοιχοποιία.

Συνεπώς, τα εξαγόμενα αποτελέσματα της ελαστικής ανάλυσης του προσομοιώματος του κτιρίου (για τους συνδυασμούς φόρτισης 1 έως 9) μεταβιβάστηκαν στο πρόγραμμα FAILURE προς έλεγχο αστοχιών κάθε τοιχοποιίας ξεχωριστά και για διαφορετική τιμή εφελκυστικής αντοχής τοιχοποιίας f_{wt} .

5.3. Στατιστική Επεξεργασία

Η έννοια της πιθανότητας χρησιμοποιείται πολύ συχνά στην καθημερινή ζωή και συνδέεται με την αβεβαιότητά μας ως προς το αποτέλεσμα ενός πειράματος. Όμως ο όρος πιθανότητα δεν ερμηνεύεται με έναν και μοναδικό τρόπο ούτε ορίζεται μονοσήμαντα σε κάθε περίπτωση. Υπάρχουν τρεις διαφορετικές ερμηνείες που χρησιμοποιούνται συχνά: η υποκειμενική ερμηνεία, η κλασική ερμηνεία και η ερμηνεία της σχετικής συχνότητας ή στατιστική ερμηνεία της πιθανότητας.

Η θεμελίωση της θεωρίας των πιθανοτήτων έγινε από τον Laplace (1812). Ο Laplace διατύπωσε τον κλασικό ορισμό της πιθανότητας ενός ενδεχομένου ως εξής: "Η πιθανότητα ενός ενδεχομένου είναι ο λόγος των ευνοϊκών περιπτώσεων για το ενδεχόμενο αυτό προς το συνολικό αριθμό των περιπτώσεων, όταν τίποτα δε μας κάνει να πιστεύουμε ότι κάποια από τις περιπτώσεις υπερισχύει των άλλων".

Ο εμπειρικός νόμος της στατιστικής ομαλότητας αποτελεί τη βάση της στατιστικής πιθανότητας. Σύμφωνα με αυτόν, η πιθανότητα ενός ενδεχομένου A ορίζεται ως ο αριθμός $P(A)$ στον οποίο σταθεροποιείται η σχετική συχνότητα του A , $n(A)/n$, για ένα μεγάλο αριθμό επαναλήψεων του πειράματος με τις ίδιες ή παρόμοιες συνθήκες. Με άλλα λόγια η σχετική συχνότητα είναι απλά μια εκτίμηση που κάνουμε για μια υποθετική τιμή $P(A)$ και η εκτίμηση αυτή θεωρείται καλύτερη όσο ο αριθμός των επαναλήψεων του πειράματος είναι μεγαλύτερος. Ανάλογη είναι και η στατιστική ερμηνεία της πιθανότητας σε μία και μόνη εκτέλεση του πειράματος ή παρατήρηση του φαινομένου.

Ο στατιστικός ορισμός, που δόθηκε από τον Von Mises στη δεκαετία του 1920, παρουσιάζει ορισμένες αδυναμίες, όπως το ότι η έννοια της

στατικής ομαλότητας αποτελεί έναν εμπειρικό νόμο που είναι δύσκολο να θεμελιωθεί μαθηματικά. Μια άλλη αδυναμία είναι ότι βρίσκει εφαρμογή μόνο στις περιπτώσεις που η βασική διαδικασία πειράματος ή παρατήρησης μπορεί να επαναληφθεί πολλές φορές με παρόμοιες συνθήκες.

Αξίζει να σημειωθεί ότι ο στατιστικός ορισμός και η αντίστοιχη ερμηνεία της πιθανότητας έχουν στενότερο πεδίο εφαρμογών από ότι ο υποκειμενικός ορισμός. Παρ' όλα αυτά, η στατιστική πιθανότητα είναι εκείνη η οποία δημιουργήθηκε ώστε να μπορεί να χρησιμοποιηθεί στο φάσμα των επιστημών (φυσικές, βιολογικές, οικονομικές, κοινωνικές).

Σύμφωνα με τον ορισμό της υποκειμενικής πιθανότητας, κάθε πιθανότητα μεταφράζεται παραδείγματος χάριν ως ο βαθμός της προσωπικής άποψης ενός ειδικού πάνω σε ένα φαινόμενο. Το πλεονέκτημα εδώ είναι πως μπορεί πάντοτε να ορισθεί η πιθανότητα ενός ενδεχομένου, ακόμη και όταν το ενδεχόμενο αναφέρεται σε μία διαδικασία ή παρατήρηση η οποία δεν μπορεί ρεαλιστικά να επαναληφθεί υπό τις ίδιες συνθήκες.

5.3.1. Τυχαίες Μεταβλητές και Κατανομές

Θα αναφερθούν παρακάτω εν τάχει ορισμένοι βασικοί ορισμοί.

Δειγματικός Χώρος (Ω) είναι το σύνολο των δυνατών αποτελεσμάτων ενός πειράματος και είναι δυνατόν να προσδιορισθεί πριν από την εκτέλεση του πειράματος. Ακόμη, ενδεχόμενο καλείται κάθε υποσύνολο του Ω και τυχαία μεταβλητή (τ.μ.) είναι μια συνάρτηση X με πεδίο ορισμού τον δειγματικό χώρο Ω και πεδίο τιμών ένα σύνολο πραγματικών αριθμών, δηλαδή για κάθε τιμή ω του Ω (αποτέλεσμα του πειράματος) η συνάρτηση αυτή αντιστοιχεί έναν και μόνο πραγματικό αριθμό $X(\omega)=x$.

Μια τυχαία μεταβλητή που παίρνει διακριτές τιμές ονομάζεται διακριτή τ.μ. Μια τ.μ. που παίρνει τιμές μέσα σε ένα διάστημα R λέγεται συνεχής τ.μ. Η πιθανοτική συμπεριφορά κάθε τ.μ. αναφέρεται ως κατανομή πιθανότητας ή απλώς κατανομή της τ.μ. Μια κατανομή χαρακτηρίζεται ως διακριτή ή συνεχής ανάλογα με το αν αναφέρεται σε διακριτή ή συνεχή τ.μ.

αντιστοίχως. Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα μας απασχολήσουν οι συνεχείς κατανομές.

Η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας (σ.π.π.) ή πιο απλά συνάρτηση πυκνότητας της X (συνεχής τ.μ.) είναι μια συνήθης συνάρτηση με π.ο. το \mathbb{R} και π.τ. ένα υποσύνολο του \mathbb{R} , τέτοια ώστε:

$f(x) > 0$, για κάθε $x \in \mathbb{R}$ και

$$\int_{-\infty}^{\infty} f(x) dx = 1. \quad (5.14)$$

Για κάθε διάστημα $[a, b]$ πραγματικών αριθμών ισχύει:

$$P(a \leq x \leq b) = \int_a^b f(x) dx \quad (5.15)$$

Η σχέση αυτή μας δείχνει ότι η πιθανότητα να παρατηρηθεί μια τιμή της τ.μ. X που να ανήκει στο διάστημα $[a, b]$ ισούται με το εμβαδά κάτω από την καμπύλη $f(x)$ μεταξύ των a και b . Η συνθήκη εκφράζει το ότι η πιθανότητα να βρεθεί η τιμή της τ.μ. X μεταξύ $-\infty$ και $+\infty$ είναι μονάδα. Αφού η $f(x)$ δεν εκφράζει πιθανότητα, η τιμή της δεν είναι απαραίτητα μικρότερη της μονάδας. Αν θέσουμε $a = b$:

$$P(X = a) = \int_a^a f(x) dx = 0 \quad (5.16)$$

Δηλαδή η πιθανότητα να παρατηρηθεί μία οποιαδήποτε συγκεκριμένη τιμή a για την τ.μ. X είναι μηδενική. Επομένως, στον υπολογισμό της τιμής μιας πιθανότητας δεν παίζει ρόλο το αν θα συμπεριληφθούν ή όχι τα άκρα του διαστήματος.

Η αθροιστική συνάρτηση κατανομής (α.σ.κ.) της X (συνεχής κατανομή) είναι μια συνήθης συνάρτηση $F(x)$ με π.ο. το \mathbb{R} και π.τ. ένα υποσύνολο του $[0, 1]$ τέτοια ώστε:

$$F(x) = P(X \leq x), \text{ για κάθε } x \in \mathbb{R} \quad (5.17)$$

Με άλλα λόγια για κάθε πραγματικό αριθμό x , η α.σ.κ. της τ.μ. X παίρνει τιμή ίση με την αθροιστική πιθανότητα να παρατηρηθεί μια τιμή της τ.μ. X μικρότερη ή ίση του x . Για την α.σ.κ. $F(x)$ μιας συνεχούς κατανομής ισχύουν τα εξής:

- Είναι μη αρνητική και μη φθίνουσα συνάρτηση στο \mathbb{R} ,
- Είναι συνεχής συνάρτηση στο \mathbb{R} ,
- $\lim_{x \rightarrow \infty} F(x) = 1$
- $\lim_{x \rightarrow -\infty} F(x) = 0$
- $F(x) = \int_{-\infty}^x f(u)du$, για κάθε $x \in \mathbb{R}$
- $f(x) = \frac{d}{dx}F(x)$, για κάθε $x \in \mathbb{R}$

Αξίζει να σημειωθεί ότι αν είναι γνωστή η $F(x)$ μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι σχέσεις:

$$P(a < X \leq b) = F(b) - F(a) \text{ και } P(X > x) = 1 - F(x) \quad (5.18)$$

5.3.2. Μέση τιμή και ροπές ανώτερης τάξης

Οι συναρτήσεις πυκνότητας πιθανότητας και αθροιστικής κατανομής περιγράφουν πλήρως την κατανομή μιας συνεχούς τ.μ. Συχνά όμως ενδιαφερόμαστε για ορισμένες σταθερές που είναι πιο απλοί χαρακτηρισμοί της κατανομής και ονομάζονται παράμετροι της κατανομής. Η γνώση των αριθμητικών τιμών των παραμέτρων αυτών, προσφέρει μια γρήγορη και συνοπτική γνώση της πιθανοτικής συμπεριφοράς της τ.μ. X .

Μια από τις κυριότερες παραμέτρους για πολλά πρότυπα πιθανότητας (κατανομής) μιας τ.μ. X είναι η μέση της τιμή. Με βάση τον ορισμό, μπορεί να ευρεθεί η αριθμητική τιμή για τη μέση τιμή όταν δίνονται παρατηρούμενες τιμές της τυχαίας μεταβλητής (δείγμα). Αναφέρεται ακόμη ότι αν X μια τ.μ. με σ.π.π. $f_X(x)$, τότε η μέση τιμή της X ή αναμενόμενη τιμή της X συμβολίζεται με $E(x)$ ή με μ_X και δίνεται από:

$$E(X) = \int_{-\infty}^{\infty} xf_x(x)dx \quad (5.19)$$

Επίσης, η κεντρική ροπή τάξεως r μιας τ.μ. X με μέση τιμή μ συμβολίζεται με μ_r και δίνεται από τη σχέση :

$$\mu_r = E[(X - \mu)^r], \quad r = 1, 2, \dots \quad (5.20)$$

Οι κεντρικές ροπές λέγονται και **ροπές περί τη μέση τιμή**. Η κεντρική ροπή 1^{ης} τάξεως είναι εκ ταυτότητος ίση με το μηδέν για οποιαδήποτε τ.μ. με πεπερασμένη μέση τιμή μ . Η κεντρική ροπή 2^{ης} τάξεως, μ_2 , ονομάζεται πιο συχνά **διασπορά**. Η διασπορά μιας τ.μ. X συμβολίζεται με $\text{Var}(X)$ ή με σ_x^2 και δίνεται από τη σχέση :

$$\text{Var}(X) = E[(X - \mu)^2] \quad (5.21)$$

Η διασπορά αποτελεί μέτρο της μεταβλητότητας της τ.μ., δηλαδή του πόσο μπορούν να μεταβάλλονται οι δυνατές τιμές της τ.μ. Μια κατανομή με μεγάλη διασπορά είναι «απλωμένη» ενώ μια κατανομή με μικρή διασπορά είναι συγκεντρωμένη γύρω από τη μέση τιμή.

5.3.3. Συνεχείς κατανομές

Κανονική Κατανομή

Πρόκειται για μία από τις πλέον χρήσιμες συνεχείς κατανομές στη θεωρία Πιθανοτήτων αλλά και στη Στατιστική. Η πρώτη ιστορικά εφαρμογή της κατανομής οφείλεται στον De Moivre (1733) ο οποίος διαπίστωσε ότι οι Διωνυμικές Πιθανότητες προσεγγίζονται ικανοποιητικά από την Κανονική συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας. Μια δεύτερη ιστορικά σημαντική εφαρμογή της Κανονικής κατανομής οφείλεται στον Gauss (1777-1855), ο οποίος διαπίστωσε ότι τα τυχαία σφάλματα στις μετρήσεις μιας ποσότητας ακολουθούν Κανονική κατανομή (1809).

Σήμερα, πέραν του βασικού ρόλου που παίζει στην στατιστική, η κανονική κατανομή χρησιμοποιείται ως πιθανοτικό πρότυπο για πολλά

συνεχή χαρακτηριστικά που παρουσιάζουν συμμετρία γύρω από μια μέση τιμή, όπως το βάρος και το ύψος ανθρώπων, οι διάμετροι μηχανικών εξαρτημάτων, η θερμοκρασία, η υγρασία, οι βαθμοί συγκέντρωσης χημικών διαλυμάτων κ.ά. Γενικά, η κλίμακα εφαρμογών της κατανομής στη Στατιστική αλλά και στον έλεγχο υποθέσεων είναι ευρύτατη.

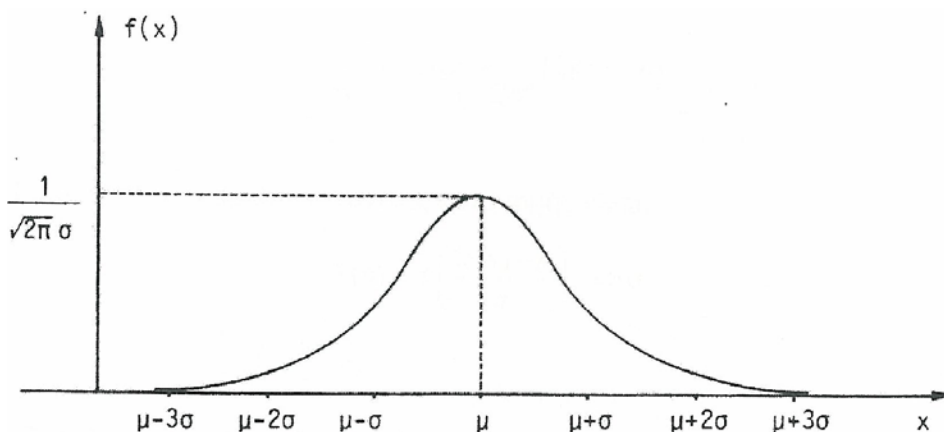
Η συνεχής τ.μ. X ακολουθεί την Κανονική κατανομή με παραμέτρους μ και σ με $(-\infty < \mu < +\infty)$, $(\sigma > 0)$ και \wedge γράφουμε $X \sim N(\mu, \sigma^2)$ όταν έχει σ.π.π. την ακόλουθη:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2\sigma^2}(x-\mu)^2\right], \quad (5.22)$$

όπου :

$$-\infty < x < +\infty, \quad x \in \mathbb{R}$$

Είναι προφανές ότι η σ.π.π. έχει κορυφή το σημείο $x=\mu$ και είναι συμμετρική ως προς τον άξονα το διερχόμενο από το μ . Επίσης στο διάστημα $(\mu-3\sigma, \mu+3\sigma)$ περιέχονται όλες σχεδόν οι πιθανές τιμές της τ.μ. X . Η παράμετρος μ καθορίζει τη θέση της κατανομής πάνω στον άξονα των x , γι' αυτό και καλείται παράμετρος θέσης, ενώ η παράμετρος σ καθορίζει το πόσο απλώνεται η κατανομή πάνω στον άξονα των x , γι' αυτό και ονομάζεται και παράμετρος μεταβλητότητας (Σχήμα 6.3).



Σχήμα 5.3 Συνάρτηση πυκνότητας Πιθανότητας Κανονικής Κατανομής

Σημειώνεται ότι γενικά η α.σ.κ. της Κανονικής κατανομής δεν μπορεί να βρεθεί σε κλειστή μορφή. Μπορεί όμως να συσχετισθεί με την Τυποποιημένη Κανονικά κατανομή $N(0,1)$ ως εξής:

$$F(x) = \Phi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right), \quad x \in \mathbb{R} \quad (5.23)$$

όπου Φ η α.σ.κ της Τυποποιημένης Κανονικής κατανομής.

Λογαριθμοκανονική κατανομή

Πρόκειται για μία κατανομή η οποία χρησιμοποιείται ευρέως σε προβλήματα αξιοπιστίας. Εφαρμογές της αφορούν πολλούς επιστημονικούς κλάδους. Ως παραδείγματα μεταβλητών μπορούν να αναφερθούν ενδεικτικά τα εξής: το μέγεθος επιχειρήσεων και άλλων οικονομικών μονάδων, το μέγεθος σωματιδίων, κοιτασμάτων, η διάρκεια ζωής ημιαγωγών κ.ά. Λέμε ότι η τυχαία μεταβλητή X ακολουθεί τη Λογαριθμοκανονική κατανομή με παραμέτρους μ ($-\infty < \mu < +\infty$) και σ ($\sigma > 0$), $LN(\mu, \sigma)$, όταν ο φυσικός λογάριθμος της X , $Y = \ln X$, ακολουθεί την Κανονική κατανομή με μέση τιμή μ και τυπική απόκλιση σ , $N(\mu, \sigma)$. Η σ.π.π. μιας $LN(\mu, \sigma)$ τ.μ. X είναι:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{\sigma x \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2\sigma^2}(\ln(x)-\mu)^2\right] & x > 0 \\ 0 & x \leq 0 \end{cases} \quad (5.24)$$

Η α.σ.κ. της λογαριθμοκανονικής κατανομής είναι:

$$F(x) = \Phi\left(\frac{\ln(x)-\mu}{\sigma}\right), \quad x > 0 \quad (5.25)$$

5.4. Στατιστική επεξεργασία των αστοχιών

Αφού εξάγουμε λοιπόν τους λόγους $A_{βλ}/A_{ολ}$ (αστοχούσα επιφάνεια / ολική επιφάνεια) από το πρόγραμμα FAILURE, μπορούμε σύμφωνα με το θεωρητικό υπόβαθρο που περιγράφηκε προηγουμένα να προχωρήσουμε στη στατιστική επεξεργασία τους.

Πιο συγκεκριμένα, μετά από ένα επαρκές πλήθος επαναλήψεων της ανάλυσης υπό το εκάστοτε PGA για διάφορες τιμές της μίας θεωρούμενης μεταβλητής παραμέτρου (fwt), υπολογισμό του προκύπτοντος μέτρου βλάβης (λόγους $A_{βλ}/A_{ολ}$) και στατιστική επεξεργασία των παρατηρήσεων (ιστόγραμμα πυκνότητας), ορίζεται η αντίστοιχη συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας (σ.π.π.), η οποία εκφράζει την πιθανότητα ο λόγος $A_{βλ}/A_{ολ}$ να λάβει μια συγκεκριμένη τιμή υπό δοθέν PGA.

5.5. Ορισμός επιπέδων βλάβης

Το επόμενο σημαντικό βήμα για την ανάπτυξη των καμπυλών θραυστότητας αφορά τον καθορισμό των επιπέδων αστοχίας της κατασκευής καθώς και των αριθμητικών ορίων που τα χαρακτηρίζουν. Για άοπλες τοιχοποιίες, οι οδηγίες της FEMA (Federal Emergency Management Agency) προτείνουν συγκεκριμένα επίπεδα βλάβης (βλ. Πίν.5.1).

Πίνακας 5.1 Επίπεδα βλάβης κατασκευής (Structural Performancs Levels) [6]

Επίπεδα βλάβης κατασκευής (Structural Performance levels)			
Συνολική βλάβη	ΜΕΓΑΛΗ ΒΛΑΒΗ (severe damage)	ΜΕΣΑΙΑ ΒΛΑΒΗ (moderate damage)	ΜΙΚΡΗ ΒΛΑΒΗ (light damage)
	Εκτεταμένες ρηγματώσεις στην όψη και αποκόλληση επιχρίσματος. Εμφανείς εντός και εκτός επιπέδου μετατοπίσεις	Εκτεταμένες ρηγματώσεις στην όψη. Εμφανείς εντός επιπέδου και μικρές εκτός επιπέδου μετατοπίσεις.	Ασήμαντες ρηγματώσεις στην όψη. Λίγη αποκόλληση επιχρίσματος σε ανοίγματα γωνιών. Μη αξιοσημείωτες εκτός επιπέδου μετατοπίσεις.
Όριο Μεγέθους Βλάβης	100%	60%	30%

Στη γραφική παράσταση σ.π.π. της κατανομής που επιλέχθηκε ως η καταλληλότερη με βάση την προσαρμοστικότητά της στις παρατηρήσεις, οριοθετούνται οι περιοχές του δείκτη βλάβης που αντιστοιχούν στα διακριτά ορισθέντα επίπεδα.

Οι πιθανότητες P1, P2 και P3 αποτελούν τα εμβαδά μεταξύ των ορίων αστοχίας που προσδιορίζουν και τα επίπεδα καταστροφής της κατασκευής, και υπολογίζονται με βάση τη Συνάρτηση Πυκνότητας Πιθανότητας (σ.π.π.) ως εξής: για τυχαίες τιμές (α,β) εκφράζεται η πιθανότητα η απόκριση της κατασκευής να βρίσκεται μεταξύ των τιμών αυτών του δείκτη βλάβης.

Στη βιβλιογραφία αναφέρεται η χρήση της κανονικής, της λογαριθμοκανονικής κατανομής, της κατανομής Weibull, της κατανομής Γάμμα αλλά και άλλων. Στα πλαίσια της εργασίας αυτής γίνεται χρήση της κανονικής και της λογαριθμικής κατανομής.

Βέβαια, για την τελική παρουσίαση των στατιστικών αποτελεσμάτων της απόκρισης της κατασκευής στη μορφή των καμπυλών θραυστότητας, είναι απαραίτητος ο υπολογισμός της αθροιστικής πιθανότητας του ενδεχομένου: «ο δείκτης βλάβης της κατασκευής λαμβάνει τιμή ίση ή μεγαλύτερη από μια καθορισμένη». Έτσι, για κάθε επίπεδο ανάλυσης PGA, με ολοκλήρωση της αντίστοιχης περιοχής (από το κάτω όριο του

θεωρούμενου επιπέδου βλάβης μέχρι το τέλος του διαγράμματος σ.π.π.), λαμβάνεται την τιμή της ζητούμενης αθροιστικής πιθανότητας.

Επομένως, για κάθε PGA προκύπτουν τόσες τιμές "πιθανοτήτων υπέρβασης επιπέδου βλάβης" όσα είναι αυτά τα επίπεδα. Αναπτύσσεται έτσι για την κατασκευή που μελετήθηκε, μια οικογένεια καμπυλών θραυστότητας με νέα προσαρμογή - ανά επίπεδο βλάβης αυτή τη φορά - κατανομής στατιστικής μορφής, στα προσδιορισθέντα αρχικώς καθ1 ύψος σημεία (τιμές αθροιστικών πιθανοτήτων ανά PGA).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΘΡΑΥΣΤΟΤΗΤΑΣ ΣΕ ΚΤΙΡΙΟ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

6.1 Περιγραφή της κατασκευής

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας εξετάσθηκε ένα διατηρητέο κτίριο στην περιοχή των Χανίων. Η εν λόγω κατασκευή αποτελεί τυπική περίπτωση νεοκλασικού κτιρίου των τελών του 19ου αιώνα. Πρόκειται για ένα αντιπροσωπευτικό δείγμα της αρχιτεκτονικής κληρονομιάς της πόλης των Χανίων, όπως αυτή αναπτύχθηκε έξω από τα τείχη της Παλιάς Πόλης, στα τέλη της Τουρκικής κατοχής.

Η γενική του μορφή χαρακτηρίζεται από συμμετρία και κανονικότητα και έχει ενιαίο και συμπαγή όγκο όπως φαίνεται και στην παρακάτω εικόνα που παρατίθεται. Περιλαμβάνει ημι-υπόγειο, ισόγειο και όροφο (παρατίθενται στο Παράρτημα 2 όλες οι κατόψεις και όψεις του κτιρίου). Όσον αφορά τις τοιχοδομές του, πρόκειται για αργολιθοδομές από τοπικό μαλακό ασβεστόλιθο και χαμηλής ποιότητας κονιάματα. Αξιοσημείωτη είναι η παρουσία σιδερένιων ελκυστήρων οι οποίοι βρίσκονται στις στάθμες της οροφής ισογείου και της οροφής ορόφου καθώς και στις 4 γωνίες του κτιρίου. Οι ελκυστήρες αυτοί, έως σήμερα και παρά τις διαβρώσεις και την επερχόμενη φθορά, συγκράτησαν ικανοποιητικά την τοιχοποιία. Τα δάπεδα και η στέγη είναι ξύλινα. Η στέγη είναι τετράριχτη, στηρίζεται στους περιμετρικούς φέροντες τοίχους του κτιρίου και την περιβάλλει συμπαγές στηθαίο. Στο κτίριο υπάρχουν και δύο προσκτίσματα πλαγίως του, τα οποία λειτουργούν ενιαία με αυτό. Το διώροφο είναι παλαιότερο με στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος και η θεμελίωσή του είναι ιδιαίτερη και μη κανονική. Η μονώροφη προσθήκη είναι νεότερη και αποτελείται από τοιχοποιίες και στέγη. Παρακάτω παρατίθεται αεροφωτογραφία του κτίσματος όπου φαίνεται η νότια όψη του και μπορούμε να διακρίνουμε και τις δύο προσθήκες (ανατολικά βλέπουμε την παλαιότερη διώροφη προσθήκη, ενώ δυτικά την νεότερη μονώροφη όπου διακρίνεται και η στέγη από κεραμίδια).



Εικόνα 6.1 Χαρακτηριστική αεροφωτογραφία κτιρίου με τη σημερινή του μορφή

Το κυρίως κτίσμα έχει διαστάσεις $15.2*15.85 \text{ m}^2$. Τα δύο προσκτίσματα έχουν διαστάσεις $2.65*5.05 \text{ m}^2$ το διώροφο και $5.65*7 \text{ m}^2$ το μονώροφο. Το κτίριο έχει συνολικό ύψος 10.87 m και το μέγιστο ύψος της κορυφής της στέγης είναι ίσο με 13.30 m . Η κάτοψη του ισόγειου (βλέπε παράρτημα 3 σχέδιο A3) παρουσιάζει εσωτερικά σχεδόν απόλυτη συμμετρία, με κύριο άξονα το φαρδύ κύριο διάδρομο που χωρίζει το κτίριο σε δύο πτέρυγες ίσου πλάτους. Στο κέντρο της αριστερής υπάρχει διπλή σκάλα. Η δεξιά πτέρυγα παραμένει ένας ενιαίος χώρος με χρήση σαλονιού και τραπεζαρίας. Η κάτοψη του ορόφου είναι ίδια με του υπογείου και περιλαμβάνει τα υπνοδωμάτια και το λουτρό, κάποια όμως από τα χωρίσματα των δωματίων έχουν αφαιρεθεί. Επίσης, το υπόγειο έχει κι αυτό τον ίδιο σχεδιασμό με το ισόγειο και τον όροφο, αλλά αποτελεί πιο απλή κατασκευή. Εμφανίζονται ανωμαλίες στη δομή της τοιχοποιίας, δεν υπάρχουν πατώματα και επιχρίσματα, όπως επίσης δεν έχουν κατασκευαστεί ψευδοροφές.

Όσον αφορά στα μορφολογικά χαρακτηριστικά παρατηρείται συμμετρία και στις όψεις, οι οποίες χαρακτηρίζονται από περίτεχνα διακοσμητικά στοιχεία. Τα περισσότερα αρχιτεκτονικά και διακοσμητικά στοιχεία είναι συγκεντρωμένα στην κύρια όψη, χωρίς όμως να έρχεται σε αντίθεση με τις υπόλοιπες όψεις, οι οποίες διακρίνονται από μία απλότητα. Η όψη αυτή περιγράφεται από τις γωνιακές

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: Εφαρμογή καμπυλών θραυστότητας σε κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία παραστάδες με τους λαξευτούς λίθους. Τέλος, όλο το κτίριο ήταν επιχρισμένο εκτός από τους γωνιόλιθους στο ύψος του ορόφου.

6.2 Ιστορικά Στοιχεία

Στην Κρήτη, μετά τη σύμβαση της Χαλέπας (1878), παραχωρήθηκε περιορισμένο αυτόνομο πολίτευμα. Την περίοδο εκείνη, απόδημοι Κρήτες από Δύση και Ανατολή και μαζί με άλλους επιφανείς ντόπιους δημιούργησαν τον πυρήνα της νέας αστικής τάξης. Από τους πρώτους έμπορες που χτίζουν τις κατοικίες τους στη Χαλέπα είναι ο Θ. Μητσοτάκης, ο Κ. Βενιζέλος, ο Γ. Χορτάτζης και άλλοι. Το 1882 ο Θ. Μητσοτάκης ξεκινάει την ανέγερση της υπό μελέτη οικίας στο δρόμο της Χαλέπας (σημερινή Ελευθερίου Βενιζέλου). Το οικοπέδο στο οποίο ανεγέρθη το κτίριο υπολογίζεται ότι είχε έκταση γύρω στα 5 στρέμματα. Ο αρχιτέκτων πιθανολογείται ότι ήταν ο Νικόλαο Μαγκούζο, του οποίου η καταγωγή ήταν ιταλική ή γαλλική. Όσον αφορά τις δαπάνες για την κατασκευή, ανέρχονταν στα 15.000 ναπολεόνια και για τον εξοπλισμό στα 25.000 ναπολεόνια.

Κατά την έλευση του Πρίγκιπα Γεώργιου στο νησί, με την ιδιότητα του ύπατου αρμοστή της νεοσύστατης Κρητικής Πολιτείας, του παραχωρήθηκε το οίκημα, αφού θεωρήθηκε το πιο κατάλληλο κτίσμα της περιοχής. Αφού παραιτήθηκε ο Πρίγκιπας Γεώργιος (1906), το σπίτι κατοικείτο από τον αντικαταστάτη του Αλ. Ζαΐμη. Μετά όμως την κατάργηση του καθεστώτος της αρμοστείας και την ένωση της Κρήτης με την Ελλάδα η κατοικία χρησιμοποιήθηκε από τους εκάστοτε Γενικούς Διοικητές.

Εν συνεχεία, κατά τη διάρκεια της περιόδου 1937-1940 το κτίριο λειτούργησε ως στρατιωτικό νοσοκομείο. Έπειτα, κατά την διάρκεια της Κατοχής, στέγαζε το στρατηγείο των Γερμανών. Τελικά το κτίριο, μετά την απελευθέρωση, περιήλθε στους κληρονόμους του Θ. Μητσοτάκη. Παράλληλα το διάστημα 1968-1982 στέγαζε και τα γραφεία της Ι.Λ.Α.Ε.Κ. (Ιστορική-Λαογραφική-Αρχαιολογική Εταιρεία Κρήτης).

Το Υπουργείο Πολιτισμού χαρακτήρισε το κτήριο προστατευτέο με δημοσίευση στην Εφημερίδα της Κυβερνήσεως το 1980, μαζί με άλλα γνωστά κτήρια των Χανίων (Ιταλικός Στρατώνας, Αγροτική Τράπεζα, Ρολόι Κήπου, Δεσποτικό, Ιστορικό Αρχείο, κτήριο του Τ.Ε.Ε., Ωδείο). Σύμφωνα με το σχετικό απόσπασμα του Φ.Ε.Κ. τα παραπάνω κτίσματα χαρακτηρίζονται : "ως έργα τέχνης που

χρειάζονται ειδική κρατική προστασία και ως ιστορικά κτίρια, γιατί αποτελούν αντιπροσωπευτικά δείγματα της αρχιτεκτονικής κληρονομιάς της πόλης των Χανίων, όπως αυτή αναπτύχθηκε έξω από τα τείχη της παλιάς πόλης, στα τέλη της Τουρκικής κατοχής και στα πρώτα ελεύθερα βήματα του τόπου".

6.3 Παθολογία και εντοπισμός φθορών

Σε γενικές γραμμές η κατάσταση του κτιρίου είναι καλή αν και τα υλικά δομήσεως των φερόντων τοίχων δεν είναι ικανοποιητικά. Τοπικά εμφανίζονται διάφορα προβλήματα, αλλά όχι ιδιαίτερα σημαντικές βλάβες από σεισμικά ή γεωλογικά αίτια.

Μία από τις φθορές που συναντά κανείς συχνά στο κτίριο είναι αυτές των ξύλινων και μεταλλικών στοιχείων του κτιρίου. Οι φθορές αυτές οφείλονται στην παρουσία υγρασίας, η οποία παρουσιάζεται λόγω της κακής κατασκευής της απορροής των όμβριων υδάτων μέσω υδροροών που διέρχονται μέσα από την τοιχοδομή. Υγρασία εντοπίζεται ακόμη και στην περίμετρο του κτιρίου στο κατώτερο τμήμα αλλά και σε ανώτερο ύψος. Η ανερχομένη υγρασία προκαλεί σοβαρή αποδιοργάνωση της τοιχοποιίας και φθορά των κονιαμάτων και των επιχρισμάτων. Παρατηρούνται και τοπικές φθορές στα ξύλινα στοιχεία της στέγης, κυρίως στους στρωτήρες και στις στηρίξεις των ξύλινων φορέων πάνω στους τοίχους του κτιρίου καθώς και στα ξύλινα δάπεδα.

Διάβρωση όμως δεν παρουσιάζουν μόνο τα ξύλινα στοιχεία αλλά και τα σιδηρά δομικά μέλη. Στα σιδηρά δομικά μέλη περιλαμβάνονται οι ελκυστήρες της τοιχοποιίας και οι σιδηροδοκοί του κεντρικού εξώστη. Εξαιτίας της φθοράς του σκυροδέματος και της διάβρωσης του σιδηρού οπλισμού, παρατηρείται αποσάθρωση του σκυροδέματος της περιμετρικής δοκού από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Οι πιο πρόσφατες σχετικά ηλεκτρικές και αποχετευτικές εγκαταστάσεις έχουν επιφέρει κάποιες επιπρόσθετες βλάβες στα δομικά μέλη. Επίσης, η ανάπτυξη δέντρου στο σώμα της τοιχοποιίας έχει προκαλέσει την καταστροφή της εξωτερικής πέτρινης σκάλας. Παρακάτω παρατίθενται συνοπτικά οι βλάβες και οι φθορές που ευρέθηκαν στην κατασκευή:

- Ρηγματώσεις - αποσυνδέσεις τοίχων
- Φθορά κονιάματος ή και λίθων/πλίνθων
- Αποδιοργάνωση τοιχοποιίας
- Ίχνη υγρασίας
- Φθορά και βλάβες γραμμικών στοιχείων πάνω από πόρτες και παράθυρα
- Φθορά ξύλινων στοιχείων στέγης και ξύλινων δαπέδων
- Διάβρωση ενσωματωμένων σιδερένιων ελκυστήρων στις γωνίες των τοιχίων

6.3.1 Νεώτερες Επεμβάσεις Συντήρησης

Στο παρελθόν πραγματοποιήθηκαν κάποιες επεμβάσεις στο κτίριο, οι οποίες όμως χαρακτηρίζονταν από προχειρότητα και δεν ήταν απόλυτα συμβατές με την προϋπάρχουσα κατασκευή. Παρακάτω αναφερόμαστε σε ορισμένες από αυτές ενδεικτικά.

- Στη δυτική όψη έγινε η προσθήκη διώροφου προσκτίσματος επί Γερμανικής κατοχής. Η προσθήκη αυτή έχει ενδιάμεση πλάκα σκυροδέματος, σιδηροδοκούς στα πρέκια των ξύλινων κουφωμάτων και ποδιές από σκυρόδεμα. Σημαντικές είναι οι φθορές που παρουσιάζει η τοιχοποιία, ειδικότερα στα σημεία έδρασης της ξύλινης στέγης, ενώ το επίχρισμα έχει αποκολληθεί από την αργολιθοδομή. Οι πλάγιοι τοίχοι καθ' ύψος έχουν αποκολληθεί, λόγω της ανεπαρκούς σύνδεσης του προσκτίσματος με το κτίριο.
- Το πρόσκτισμα που βρίσκεται στην βορειοανατολική κατέρρευσε αρχικά και ξαναχτίστηκε το 1970 με σκελετό οπλισμένου σκυροδέματος θεμελιωμένο στο επίπεδο του λιθόκτιστου υπογείου. Στεγάζεται από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος και σιδερένια εξώφυλλα. Παλαιότερα υπήρχε μια θολωτή δεξαμενή, η οποία εφάπτετο στο κτίσμα. Η ύπαρξή της εμπόδιζε την κατασκευή υποστυλώματος στη ΒΑ γωνία και έτσι η δοκός επεκτάθηκε στο επίπεδο της οροφής του υπογείου. Έτσι, το απαιτούμενο υποστύλωμα κατασκευάστηκε εκτός του κτίσματος αλλοιώνοντας με αυτόν τον τρόπο το αισθητικό αποτέλεσμα.

- Το 1970 επισκευάστηκαν τα ανοίγματα και αντικαταστάθηκαν όλα τα κουφώματα των όψεων εκτός από αυτά τις κύριας όψης. Η επέμβαση όμως αυτή δεν ήταν καθόλου επιμελημένη και μάλιστα παρατηρήθηκαν πολλές κακοτεχνίες, δεδομένης της καταστροφής των κορνιζών των ανοιγμάτων. Μια παρόμοια επέμβαση είχε γίνει και παλαιότερα, το 1950, στην μπροστινή όψη με πολύ πιο όμορφο όμως αισθητικά αποτέλεσμα, αφού οι κορνίζες και τα κουφώματα εντοπίστηκαν σε αρκετά καλή κατάσταση.
- Την ίδια χρονιά (1970) πραγματοποιήθηκε ακόμη μια επισκευή της στέγης με αντικατάσταση των σπασμένων κεραμιδιών και επένδυση του λουκιού των ομβρίων με ταρατσομόλυβο. Πιθανότατα τότε κατασκευάστηκαν και οι νέες υδρορροές. Λόγω της προχειρότητας στην κατασκευή των υδρορροών αυτών δημιουργήθηκαν αργότερα εκτενή προβλήματα υγρασίας στο σώμα της τοιχοποιίας. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα την αποσάθρωση των επιχρισμάτων και των κονιαμάτων κάτω από τη στέψη του κτιρίου στην κύρια και την ανατολική όψη.

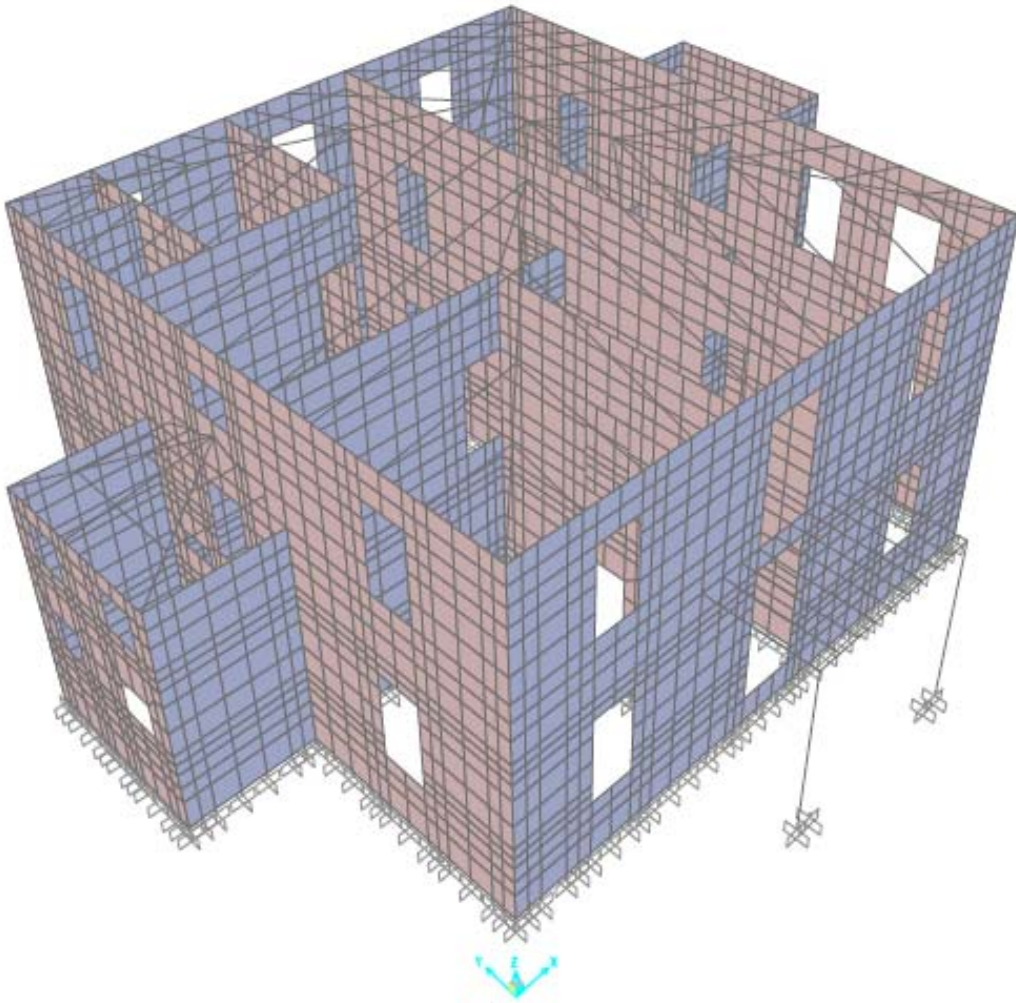
6.4 Χωρικό Προσομοίωμα

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση του φορέα είναι το λογισμικό πρόγραμμα SAP 2000 14 Nonlinear (Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures). Με το παραπάνω πρόγραμμα μορφώθηκε κατάλληλο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων για τον υπολογισμό των διαφόρων μεγεθών της απόκρισης του δομήματος.

Η ανάπτυξη των δικτύων των πεπερασμένων στοιχείων έγινε με τέτοιο τρόπο ώστε η ιδεατή συγκέντρωση των μαζών στους κόμβους να βοηθά στην καλύτερη προσομοίωση της πραγματικής κατανομής της μάζας. Με αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζεται η πιστότερη προσομοίωση των αδρανειακών φορτίων της κατασκευής για τη δυναμική ανάλυση.

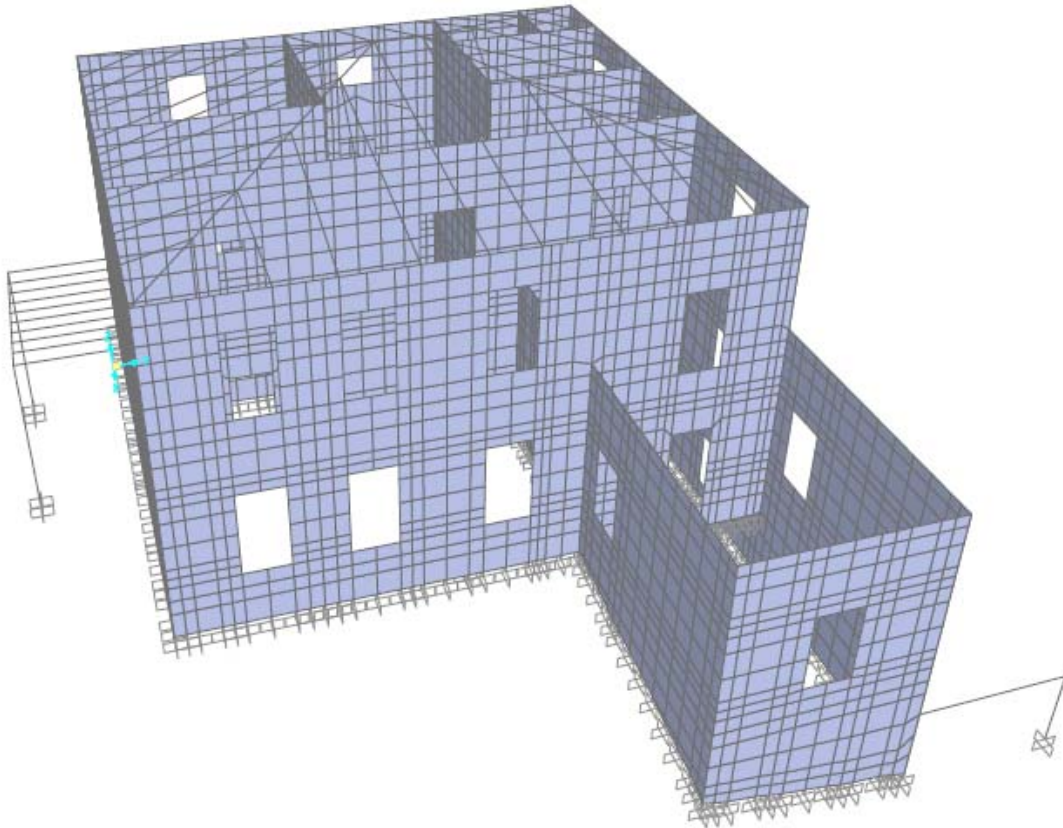
Για να καθοριστεί πλήρως η παραμόρφωση του συστήματος στο χώρο, λήφθηκαν υπόψη έξι βαθμοί ελευθερίας για κάθε κόμβο, ως προς το ορθογωνικό σύστημα συντεταγμένων O_{xyz} . Οι έξι βαθμοί ελευθερίας αντιστοιχούν σε τρεις μεταθέσεις κατά τους άξονες x , y , z και τρεις στροφές με διανύσματα παράλληλα προς τους ίδιους άξονες. Το προσομοίωμα του κτιρίου φαίνεται σχηματικά στις παρακάτω εικόνες και από τις τρεις του όψεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: Εφαρμογή καμπυλών θραυστότητας
σε κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία

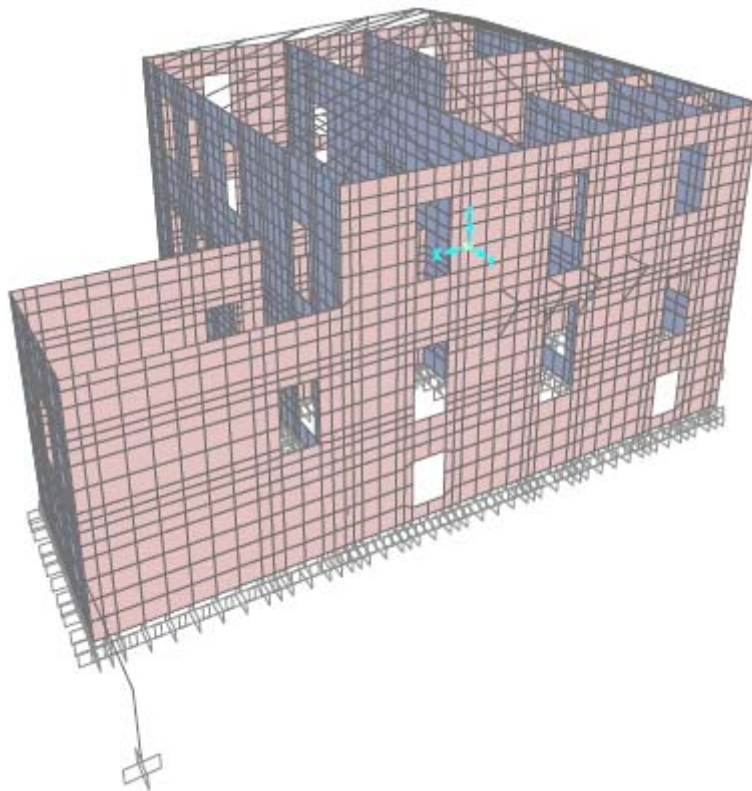


Εικόνα 6.2 Προσομίωμα του νεοκλασικού κτιρίου των Χανίων από τη νοτιοδυτική γωνία

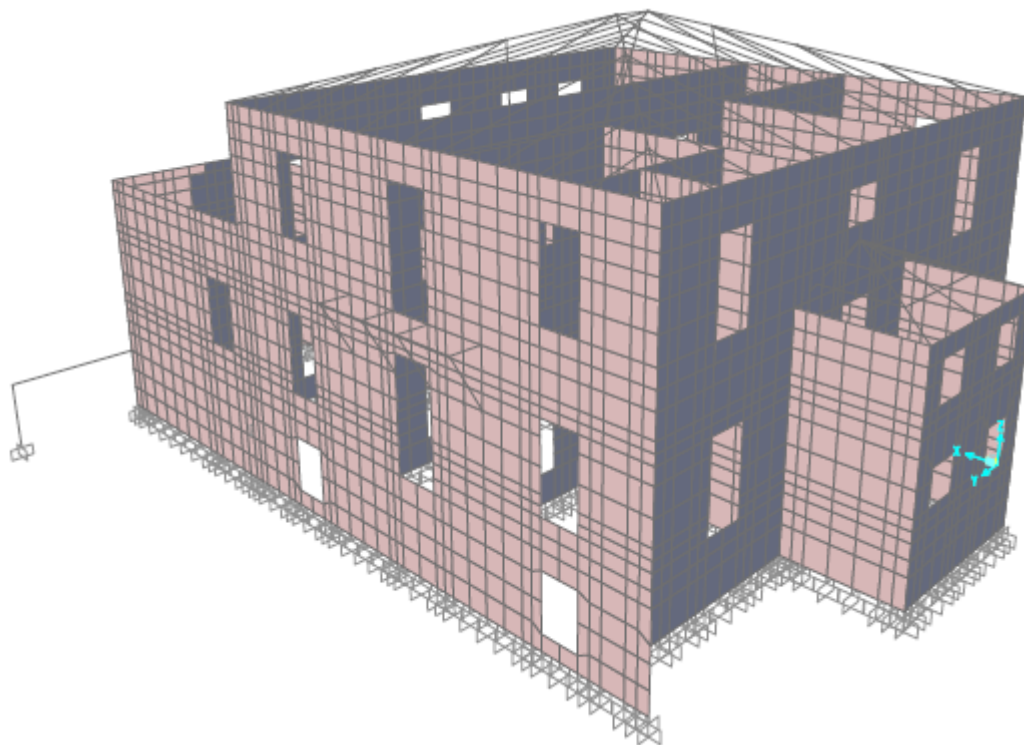
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: Εφαρμογή καμπυλών θραυστότητας
σε κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία



Εικόνα 6.3 Προσομοίωμα του νεοκλασικού κτιρίου των Χανίων από τη νοτιοανατολική γωνία



Εικόνα 6.4 Προσομοίωμα του νεοκλασικού κτιρίου των Χανίων από τη βορειοανατολική γωνία



Εικόνα 6.5 Προσομοίωμα του νεοκλασικού κτιρίου των Χανίων από τη βορειοδυτική γωνία

Για την σωστή προσομοίωση της κατασκευής απαιτείται η επιτόπου επίσκεψη στο έργο, έτσι ώστε να καθοριστούν τα χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας όπως είναι η γεωμετρία, ο τύπος και η αντοχή λιθωμάτων και κονιάματος καθώς επίσης και τα χαρακτηριστικά του εδάφους. Σε περίπτωση που δεν είναι δυνατή η πραγματοποίηση δοκιμών για τον προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών και δεν υπάρχουν στοιχεία από προγενέστερες μελέτες, επιστρατεύεται η εμπειρία και η γνώση του μηχανικού που σε συνδυασμό με την υπάρχουσα βιβλιογραφία δίνει την δυνατότητα για σοβαρές εκτιμήσεις των μηχανικών ιδιοτήτων του υλικού, πάντα σε σχέση με τα πετρώματα και τις συνθήκες που επικρατούν στην περιοχή.

Παρακάτω παρατίθενται η προσομοίωση του φορέα ως προς τη **γεωμετρία, τα υλικά και τις δράσεις**.

6.4.1 Προσομοίωση γεωμετρίας

Η προσομοίωση έγινε με ισότροπα επιφανειακά μέλη (shell elements) και με ισότροπα γραμμικά μέλη (frame elements), τα οποία θεωρούνται ότι αναπαριστούν με επαρκή αξιοπιστία τις ιδιότητες του πραγματικού φορέα. Με επιφανειακά μέλη προσομοιώθηκε η τοιχοποιία, ενώ όλα τα άλλα φέροντα στοιχεία

της κατασκευής προσομοιώθηκαν με γραμμικά, έτσι ώστε να προσεγγισθούν με ικανοποιητική ακρίβεια τα βασικά (εντατικά και παραμορφωσιακά) μεγέθη της απόκρισης του φορέα. Κατά την προσομοίωση του μοντέλου χρησιμοποιήθηκαν 5197 επιφανειακά μέλη (Areas), 5745 κόμβοι (Points) και 120 ραβδωτά στοιχεία (Frames).

Το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση του φορέα είναι χωρικό. Η διακριτοποίηση του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων έγινε μέσω επίπεδων τετράπλευρων και τριγωνικών στοιχείων. Ανάλογα με τις συνθήκες γεωμετρίας και φορτίσεων που επικρατούν στην εκάστοτε περιοχή του μοντέλου επιλέγεται η πύκνωση των στοιχείων. Με αυτό τον τρόπο προσομοιώνεται ακριβέστερα η ανομοιόμορφη συμπεριφορά της φέρουσας τοιχοποιίας. Συγκεκριμένα, πύκνωση έγινε στις παρακάτω περιοχές :

- Θέσεις των συγκεντρωμένων φορτίων
- Περιμετρικά των ανοιγμάτων
- Περιοχές των γωνιών (ενώσεις τοιχωμάτων)

λαμβάνοντας υπόψη ότι η πύκνωση του καννάβου σημαίνει αύξηση του υπολογιστικού χρόνου και των απαιτήσεων του ηλεκτρονικού υπολογιστή έγινε προσπάθεια να βρεθεί η χρυσή τομή έτσι ώστε το μοντέλο να είναι ρεαλιστικό και λειτουργικό μαζί.

6.4.2 Προσομοίωση υλικού

Στην παρούσα διπλωματική εργασία τα δεδομένα λήφθηκαν βάσει του ερευνητικού προγράμματος υπό την αιγίδα του καθηγητή Κ. Συρμακέζη. Τα υλικά που συνθέτουν την κατασκευή είναι τα εξής:

- Τοιχοποιία από φυσικούς λίθους
- Οπλισμένο σκυρόδεμα
- Ξυλεία στέγης
- Ολόσωμη ξυλεία σανιδωμάτων
- Μεταλλικά στοιχεία ως βάση για την ανάπτυξη δαπέδου από τούβλα

Τα παραπάνω υλικά αποτυπώνονται στα αρχιτεκτονικά σχέδια που παρουσιάζονται στο Παράρτημα 2.

Για την προσομοίωση της κατασκευής στο λογισμικό πρόγραμμα SAP 2000 14 Nonlinear (Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures) χρειάστηκε να δοθούν ιδιότητες των υλικών καθώς και διαστάσεις των διατομών. Παρακάτω παρατίθενται τα υλικά που εισήχθησαν στο στατικό λογισμικό με τις αντίστοιχες ιδιότητές και τον όνομα εισαγωγής τους:

Υλικά (materials)

- Τοιχοποιία / Ονομασία: MASONRY

Στην παρούσα κατασκευή η τοιχοποιία είναι το κυρίαρχο υλικό και τα μηχανικά χαρακτηριστικά της είναι που ουσιαστικά διαμορφώνουν την απόκριση του κτιρίου. Οι ιδιότητες της τοιχοποιίας καθορίζονται από τα υλικά που την συνθέτουν, δηλαδή τους φυσικούς λίθους και το συνδετικό κονίαμα. Κατά την προσομοίωση του φορέα μας παρατηρούνται διαφορετικά πάχη των διατομών της τοιχοποιίας όπως αυτά αποτυπώνονται στα αρχιτεκτονικά σχέδια. Τα πάχη αυτά κυμαίνονται μεταξύ 0,15-0,60m.

Τα τελευταία χρόνια διάφορες εμπειρικές ή ημιεμπειρικές μέθοδοι έχουν αναπτυχθεί για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας, όλες λαμβάνοντας υπόψη τους τα δύο υλικά. Για την συγκεκριμένη περίπτωση χρησιμοποιήθηκε η θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας κατά τον EC 6 (prEN 1996-1-1:2001) :

$$f_{wk} = K * f_b^{0.7} * f_m^{0.3} \text{ (MPa)} \quad (5.1)$$

Όπου:

K: συντελεστής που εξαρτάται από τον τύπο των πλίνθων (υλικό, ποσοστό και διαστάσεις κενών) και τον τύπο δόμησης της τοιχοποιίας. Παίρνει συνήθως τιμές από 0.40 έως 0.60.

f_b : η ανηγμένη θλιπτική αντοχή των τοιχοσωμάτων

f_m : η μέση θλιπτική αντοχή του συνδετικού κονιάματος

Το μέτρο ελαστικότητας λήφθηκε ίσο με χίλιες φορές την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

$$E = 1000 * f_{wk} \quad (5.2)$$

Από τα παραπάνω δεδομένα προέκυψε:

$$f_{wk} = 3.05\text{MPa και } E = 1000 \cdot 3.05 = 3050\text{MPa}$$

$$\text{Ειδικό βάρος: } \gamma = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Μέτρο ελαστικότητας: } E = 3050000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Λόγος Poisson: } \nu = 0.3$$

$$\text{Συντελεστής θερμικής διαστολής: } \alpha = 1,170 \cdot 10^{-5}$$

- Ξύλο / ονομασία: TIMBER

Ξύλινα ραβδωτά στοιχεία χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση της στέγης το εμβαδό των οποίων παρουσιάζονται παρακάτω :

- Αμοίβοντες και μαχιάς διαστάσεις 0,16-0,14m.
- Τεγίδες 0,08x0,08 m².
- Ορθοστάτες 0,14x0,14 m².

Οι ιδιότητες που παρουσιάζονται παρακάτω δόθηκαν στα φέροντα στοιχεία από ξύλο που απαρτίζουν τις στέγες. Λόγω της ανισότροπης συμπεριφοράς του ξύλου ως υλικό, δόθηκαν οι διαφορετικές ιδιότητες ανά διεύθυνση όσο αφορά το μέτρο ελαστικότητας [E] και κατ' επέκταση και το μέτρο διάτμησης [G].

$$\text{Ειδικό βάρος: } \gamma = 6 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Μέτρο ελαστικότητας: } E1 = 10000000 \text{ kN/m}^2, E2 = E3 = 300000\text{kN/m}^2$$

$$\text{Λόγος Poisson: } \nu12 = \nu13 = \nu23 = 0.3$$

$$\text{Συντελεστής θερμικής διαστολής: } \alpha12 = \alpha13 = \alpha23 = 1,170 \cdot 10^{-5}$$

$$\text{Μέτρο διάτμησης: } G12 = 115384,62\text{kN/m}^2, G13 = G23 = 76903069\text{kN/m}^2$$

- Οπλισμένο σκυρόδεμα / ονομασία: CONCRETE

Η ονομασία CONCRETE χρησιμοποιήθηκε για τα στοιχεία δοκών και υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα χαρακτηριστικά που δόθηκαν στο υλικό είναι ποιότητας εφάμιλλης του C16/20 και παρουσιάζονται παρακάτω. Το ειδικό βάρος θεωρήθηκε ίσο με 24 αντί 25kN/m³, λόγω τις αμελητέας όπλισης που

φέραν τα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος την εποχή που κατασκευάστηκε το κτίριο.

Ειδικό βάρος: $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$

Μέτρο ελαστικότητας: $E = 27500000 \text{ kN/m}^2$

Λόγος Poisson: $\nu = 0.2$

Συντελεστής θερμικής διαστολής: $\alpha = 1,170 \cdot 10^{-5}$

➤ Μεταλλικά Στοιχεία / ονομασία: STEEL

Στην κατασκευή δεν παρουσιάζονται πολλά μεταλλικά στοιχεία και ο ρόλος τους στην στατική λειτουργία του κτιρίου δεν είναι καταλυτικός. Παρουσιάζονται στην πλάκα του ημιυπαίθριου χώρου τη κεντρικής εισόδου την νότιας όψης, ως βάση για την ανάπτυξη δαπέδου από τούβλα (Παράρτημα 2, αρ.Σχεδ. Α4, Κάτοψη ορόφου – κατασκευαστική λεπτομέρεια, άνωψη εξώστη α-α) αλλά και ως θλιπτήρες στον πρόβολο της βορινής όψης (Παράρτημα 2, αρ.Σχεδ. Α8, Τομή Β-Β).

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά που δόθηκαν είναι:

Ειδικό βάρος: $\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$

Μέτρο ελαστικότητας: $E = 2 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$

Λόγος Poisson: $\nu = 0.3$

Συντελεστής θερμικής διαστολής: $\alpha = 1,170 \cdot 10^{-5}$

Ελάχιστη τάση διαρροής: $F_y = 150000 \text{ kN/m}^2$

Ελάχιστη εφελκυστική τάση: $F_u = 250000 \text{ kN/m}^2$

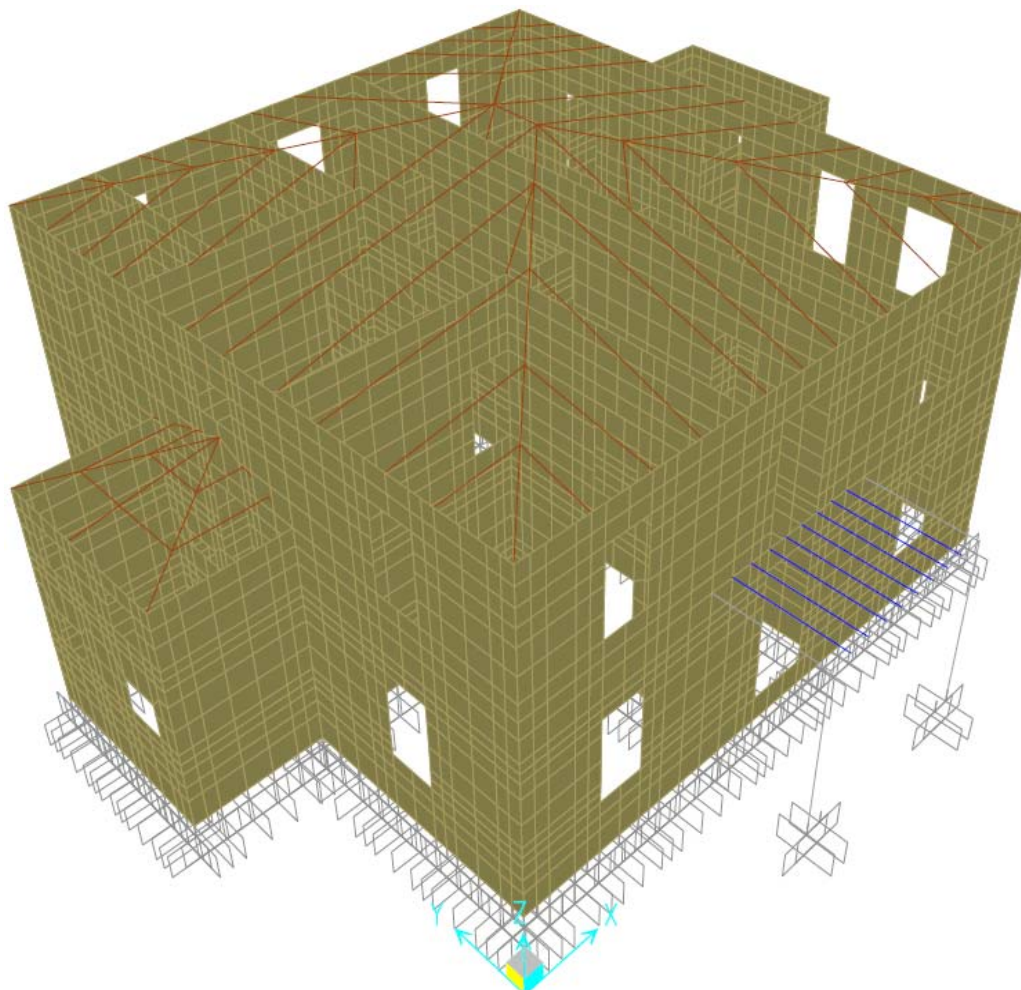
τάση διαρροής: $F_{ye} = 179000 \text{ kN/m}^2$

εφελκυστική τάση: $F_{ue} = 324000 \text{ kN/m}^2$

Στην εικόνα 5.6 φαίνεται το προσομοίωμα της κατασκευής προς μελέτη. Το κάθε υλικό με τα χαρακτηριστικά που παρουσιάστηκαν παραπάνω παρουσιάζεται με διαφορετικό χρώμα, και συγκεκριμένα:

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: Εφαρμογή καμπυλών θραυστότητας σε κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία

- Τοιχοποιία
- Ξύλινα Στοιχεία
- Στοιχεία Οπλισμένου Σκυροδέματος
- Μεταλλικά Στοιχεία



Εικόνα 6.6: Νοτιοδυτική Όψη Κτιρίου – Χρώματα προσομοιώματος βάσει υλικών

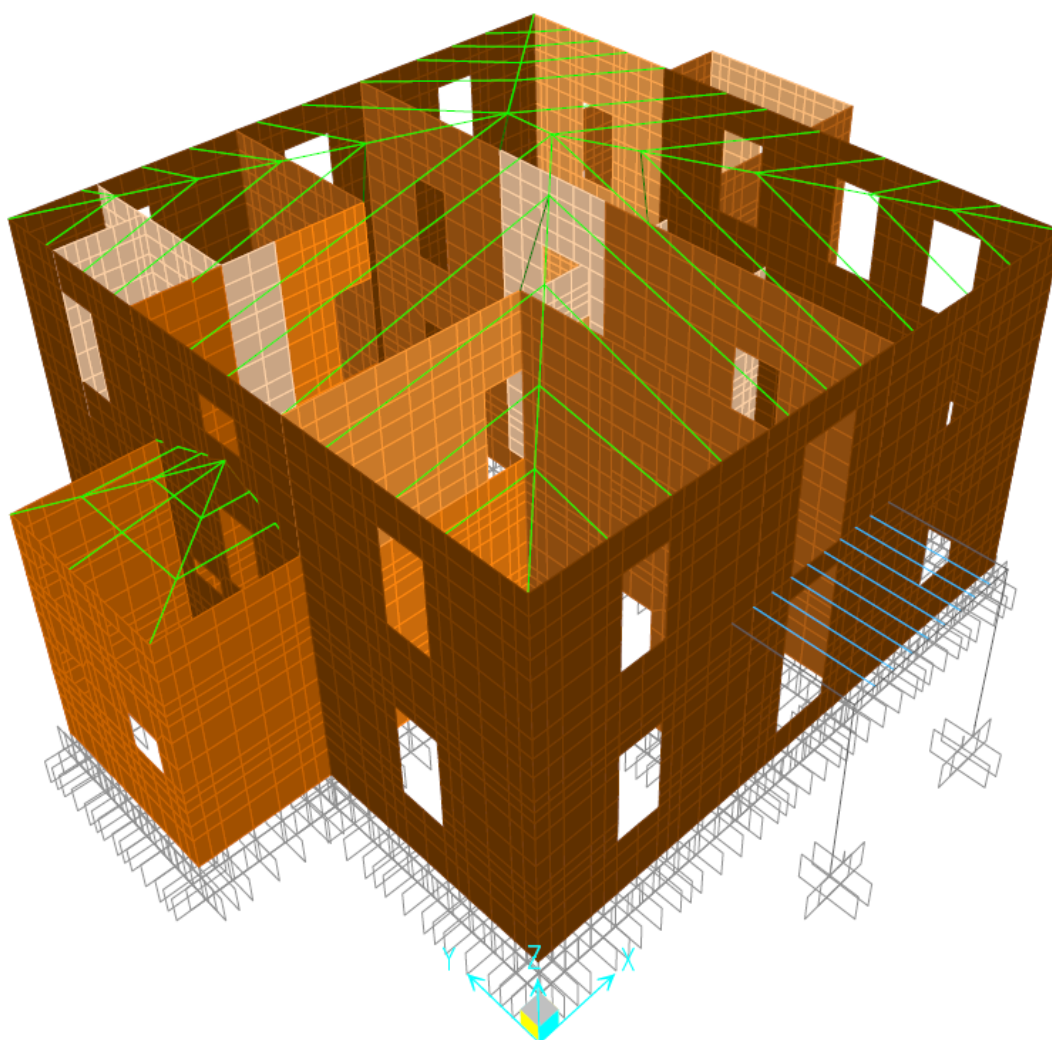
Στην εικόνα 5.7 παρουσιάζεται το προσομοίωμα με το χρώμα αυτή την φορά να καθορίζει εκτός από το υλικό και το πάχος των διατομών. Τα διαφορετικά φέροντα στοιχεία εμφανίζονται στις αποχρώσεις που παρουσιάζονται στον πίνακα 6.1 με την απόχρωση να βαθαίνει όσο αυξάνονται οι διαστάσεις των στοιχείων. Συγκεκριμένα παρουσιάζονται παρακάτω οι διαστάσεις των στοιχείων :

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: Εφαρμογή καμπυλών θραυστότητας
σε κτίριο από φέρουσα τοιχοποιία

Με οπλισμένο σκυρόδεμα προσομοιώθηκαν οι κολώνες του ημιυπαιθρίου στην νότια όψη του κτιρίου καθώς και τα δοκάρια περιμετρικά της πλάκας του ημιυπαιθρίου.

Φέροντα στοιχεία	Χρωματισμός βάσει υλικού
τοιχώματα	Γήινες αποχρώσεις
ξύλο	πράσινο
Οπλισμένο σκυρόδεμα	γκρι
χάλυβας	μπλε

Πίνακας 6.1 : Χρωματισμός φερόντων στοιχείων βάσει υλικού



Εικόνα 6.7 : Νοτιοδυτική Όψη Κτιρίου – Χρώματα προσομοιώματος βάσει υλικών και πάχους διατομών

6.4.3 Προσομοίωση δράσεων

- **Μόνιμα φορτία (G) και Κινητά ή ωφέλιμα φορτία (Q)**

Για την προσομοίωση του μοντέλου λήφθηκαν υπόψη τόσο στατικές όσο και δυναμικές φορτίσεις. Για τις στατικές φορτίσεις εκτός από το ίδιο βάρος των υλικών, του οποίου οι τιμές παρουσιάζονται ανά υλικό στην παράγραφο 5.4.2, προστέθηκαν μόνιμα και κινητά φορτία όπου θεωρήθηκε αναγκαίο.

Πιο συγκεκριμένα, μόνιμα φορτία συμπεριλήφθηκαν στα δάπεδα και στις στέγες. Κινητά φορτία λήφθηκαν μόνο στα δάπεδα, ενώ στις στέγες θεωρήθηκαν αμελητέα. Τα φορτία από τα ξύλινα πατώματα μεταβιβάστηκαν στα τοιχώματα μόνο κατά τη διεύθυνση των ξύλινων φερόντων στοιχείων (καδρόνια). Στα δάπεδα από οπλισμένο σκυρόδεμα η κατανομή των φορτίων έγινε βάση της θεωρίας των πλακών. Όσον αφορά τις στέγες, τα φορτία τους μεταβιβάστηκαν στα τοιχώματα μέσω ξύλινων ραβδωτών στοιχείων.

Πιο αναλυτικά, όπου θεωρήθηκαν κινητά φορτία λήφθηκαν ίσα με $2,5 \text{ kN/m}^2$, ενώ τα υλικά τα οποία δεν αποτελούν κομμάτι του φέροντος οργανισμού δεν προσομοιώθηκαν ως στοιχεία του μοντέλου της κατασκευής, αλλά ληφθήκαν υπόψη τα φορτία τους. Τα φορτία αυτά ποικίλουν ανάλογα με το υλικό. Όσον αφορά στα μόνιμα φορτία :

- Άοπλο σκυρόδεμα : 3 kN/m^2
- Ξύλινο δάπεδο : $0,6 \text{ kN/m}^2$
- Κεραμίδια : $0,5 \text{ kN/m}^2$

- **Τυχηματικά φορτία**

Στα τυχηματικά φορτία συγκαταλέγονται οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού. Με τον όρο αυτό ουσιαστικά αποκαλούνται οι ταλαντωτικές κινήσεις του εδάφους που είναι υπεύθυνες για την ανάπτυξη σημαντικών δυνάμεων -παραμορφώσεων λόγω αδράνειας των μαζών που συνθέτουν την κατασκευή και βάση των οποίων απαιτείται να γίνει ο σχεδιασμός των έργων. Οι σεισμικές κινήσεις συνίστανται από δύο οριζόντιες και μια κατακόρυφη συνιστώσα και καθορίζονται με τα φάσματα επιταχύνσεων σχεδιασμού, τα οποία δίνουν τη μέγιστη τιμή της φασματικής

επιτάχυνσης $R_d(T)$ που υφίσταται υπολογιστικά ένας απλός ταλαντωτής με ιδιοπερίοδο T κατά τη διάρκεια του σεισμού.

Τα φάσματα σχεδιασμού περιλαμβάνουν το σχήμα του φάσματος και την ένταση των σεισμικών διεγέρσεων, η οποία επηρεάζεται από την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, τις ελαστικές καθώς και από τις αποσβεστικές ιδιότητες τις κατασκευής.

Οριζόντιες Συνιστώσες

Καθορίζονται με φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού, του οποίου οι τεταγμένες $R_d(T)$ για κάθε ιδιοπερίοδο δομήματος T υπολογίζονται από τη σχέση:

$$R_d(T) = A \cdot \gamma_I \cdot \frac{\beta_d(T)}{q} \cdot \theta$$

όπου:

A Σεισμική επιτάχυνση εδάφους,

γ_I Συντελεστής σπουδαιότητας του δομήματος

$\beta_d(T)$ Τιμή του τροποποιημένου ελαστικού φάσματος σεισμικών κινήσεων σχεδιασμού ανηγμένο στη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους A ,

q Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς

θ Συντελεστής θεμελίωσης

Πιο συγκεκριμένα:

- Η τιμή του συντελεστή A εξαρτάται από τη γεωγραφική θέση της κατασκευής.
- Ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_I δηλώνει τη σημασία της κατασκευής.
- Η τιμή του θ εξαρτάται από το βάθος και τη δυσκαμψία της θεμελίωσης και,
- Η τιμή του q εξαρτάται από το υλικό του φέροντος οργανισμού και το δομικό σύστημα. Στην ουσία εκφράζει την ικανότητα του δομικού συστήματος να απορροφά και να διαχέει ενέργεια με πλάστιμη συμπεριφορά, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του.

Είναι προφανής η άμεση σχέση μεταξύ του q και κόστους αντισεισμικού σχεδιασμού. Υψηλά q ορίζουν χαμηλές σεισμικές δράσεις που με τη σειρά τους

καθορίζουν χαμηλό αντισεισμικό κόστος.

Επειδή στην περίπτωση της κατασκευής από τοιχοποιία δε δύναται να εκτιμηθεί η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q και επομένως θεωρούμε ότι η κατασκευή δεν έχει ελαστοπλαστική συμπεριφορά αλλά μόνο ελαστική, θεωρούμε συντελεστή συμπεριφοράς $q=1$ και χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα του ΕΑΚ2003 §Α.1.

Κατακόρυφες Συνιστώσες

Δε λήφθηκε υπόψη κατά την ανάλυση η κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα.

6.4.3.1 Σεισμική απόκριση κατασκευών

Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός προβλέπει την εφαρμογή των εξής μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης (ελαστική ανάλυση):

- α) Δυναμική Φασματική Μέθοδος και
- β) Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος (Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος)

Η δυναμική φασματική μέθοδος, που εφαρμόστηκε και στην κατασκευή μας, εφαρμόζεται χωρίς κανένα περιορισμό σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών, καθώς περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων.

Για την ανάλυση του φορέα μας λήφθηκαν υπόψη οι παρακάτω Κανονισμοί και Ευρωκώδικες :

- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2003)
- Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ 2000)
- Ευρωκώδικας 6 (Σχεδιασμός Κατασκευών από Φέρουσα Τοιχοποιία)

6.4.3.2 Σεισμικός συνδυασμός δράσεων

Βάσει των απαιτήσεων Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000) προέκυψαν οι πιθανοί συνδυασμοί φορτίσεων τους οποίους πιθανόν να υποστεί η κατασκευή. Για την περίπτωση διαξονικής κάμψης υποστυλωμάτων με ορθή δύναμη θα έχουμε για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού κατά x και y τις σχέσεις :

$$E = \pm E_x \pm 0.3 E_y$$

$$E = \pm 0.3 E_x \pm E_y$$

Προκύπτουν έτσι οκτώ συνδυασμοί φορτίσεων. Σε κάθε συνδυασμό προστίθεται αλγεβρικά και το διάνυσμα των εντατικών μεγεθών της κατασκευής από τη δράση των κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας του συνδυασμού :

$$1.00 G_k + 0.3 Q_k$$

Επισημαίνεται ότι τα E_x και E_y των παραπάνω σχέσεων παριστάνουν ακραίες μη ταυτόχρονες τιμές των εντατικών μεγεθών των διατομών της κατασκευής με ακαθόριστο πρόσημο, οπότε στην πραγματικότητα οι πιθανοί συνδυασμοί θα είναι περισσότεροι. Προφανώς η θεώρηση των μεγεθών αυτών ως ταυτοχρόνων θα είναι υπέρ της ασφαλείας όσον αφορά στην απόκριση της κατασκευής. Συνδυάζοντας τις προηγούμενες σχέσεις και από ΕΑΚ 2000, ο απλοποιημένος συνδυασμός για συνήθη κτήρια προκύπτει :

$$S_d = G_k + \psi_2 Q_k \pm E$$

Όπου :

S_d : ένταση σχεδιασμού

G_k : μόνιμα φορτία

Q_k : κινητά φορτία

E : σεισμός σχεδιασμού

ψ_2 : τιμή συντελεστή συνδυασμού για μακροχρόνιες μεταβλητές δράσεις

Δράσεις καταναγκασμού, όπως οι προκαλούμενες από μεταβολή και διαφορά θερμοκρασίας, συστολή ξηράνσεως του σκυροδέματος και υποχωρήσεις στηρίξεων, δε χρειάζεται να συμπεριλαμβάνονται στο συνδυασμό με το σεισμό. Επίσης ο σεισμός δε συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις (π.χ. κρούσεις οχημάτων), για το λόγο αυτό η τιμή του ψ_2 λήφθηκε ίση με 0.3.

Οι συνδυασμοί τελικά που θεωρήθηκαν και εισήχθησαν στο πρόγραμμα κατά την επίλυση του προσομοιώματος παρατίθενται στη συνέχεια.

Σεισμικοί συνδυασμοί δράσεων

1. $1.35 G_k + 1.5 Q_k$
2. $1.00 G_k + 0.3 Q_k + 1 E_x + 0.3 E_y$
3. $1.00 G_k + 0.3 Q_k + 1 E_x - 0.3 E_y$
4. $1.00 G_k + 0.3 Q_k - 1 E_x + 0.3 E_y$
5. $1.00 G_k + 0.3 Q_k - 1 E_x - 0.3 E_y$
6. $1.00 G_k + 0.3 Q_k + 0.3 E_x + 1 E_y$
7. $1.00 G_k + 0.3 Q_k + 0.3 E_x - 1 E_y$
8. $1.00 G_k + 0.3 Q_k - 0.3 E_x + 1 E_y$
9. $1.00 G_k + 0.3 Q_k - 0.3 E_x - 1 E_y$

Η μέθοδος που εφαρμόστηκε, βάσει και των διατάξεων του ΕΑΚ 2000, είναι η δυναμική φασματική μέθοδος. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους (SRSS κανόνας) [10]. Για κάθε συνιστώσα σεισμικής διέγερσης λαμβάνεται υπόψιν ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών ΣM_i φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος. Ως δρώσα ιδιομορφική μάζα ορίζεται το ποσοστό της ταλαντούμενης μάζας στην εξεταζόμενη κατεύθυνση διέγερσης που συμμετέχει στην ταλάντωση της ιδιομορφής. Έτσι, βάσει των προαναφερθέντων προκύπτουν οι χαρακτηριστικές ιδιομορφές της κατασκευής για τις αντίστοιχες ιδιοπεριόδους.

6.5 Δυναμική Ανάλυση

Αρχικά έγινε η στατική επίλυση του προσομοιώματος της κατασκευής για τα μόνιμα και κινητά φορτία και στην συνέχεια η ιδιομορφική ανάλυσή του. Μετά την ιδιομορφική ανάλυση και χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματά της ακολούθησε η δυναμική φασματική ανάλυση για σεισμούς στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις χρησιμοποιώντας το ελαστικό φάσμα του ΕΑΚ 2003 με τις παρακάτω

παραμέτρους:

- Το προσομοίωμα αναλύθηκε ελαστικά για τέσσερις σεισμικές επιταχύνσεις: $A_1=0.16g$, $A_2=0.24g$, $A_3=0.32g$, $A_4=0.40g$
- Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_1=1,15$
- Συντελεστής θεμελίωσης $\theta=1,00$
- Διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης $\neq 5\%$ $\eta=1,00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς $q=1,00$
- Κατηγορία Εδάφους: B ($T_1=0,15$ sec, $T_2=0,60$ sec)
- Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης $\beta_0=2,50$

Για

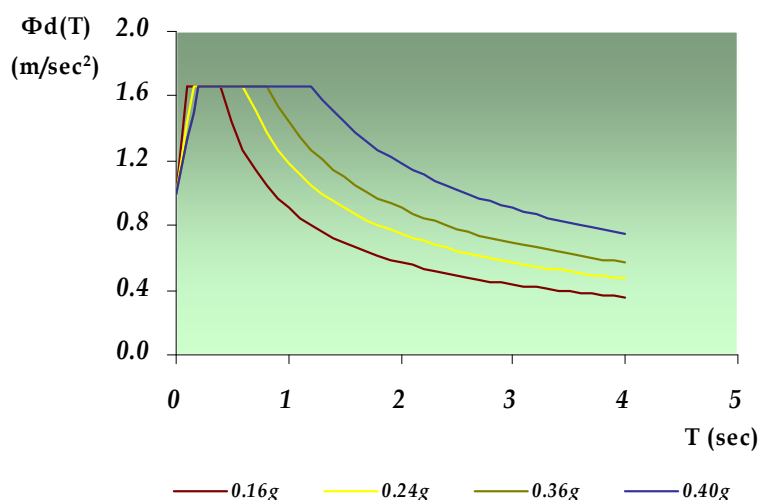
$$0 \leq T \leq T_1 \quad \Leftrightarrow \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot (\eta \cdot \beta_0 - 1) \right]$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 \quad \Leftrightarrow \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \eta \cdot \beta_0$$

$$T > T_2 \quad \Leftrightarrow \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)$$

Για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών της σεισμικής διέγερσης θα γίνει επαλληλία των ιδιομορφών που υπολογίστηκαν. Ο τύπος της επαλληλίας που επιλέγεται είναι η τετραγωνική ρίζα αθροίσματος τετραγώνων (SRSS).

Τα φάσματα σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκαν κατά την επίλυση δίνονται στο παρακάτω διάγραμμα :



Σχήμα 6.1 Φάσματα σχεδιασμού

6.6 Παραδοχές κατά την προσομοίωση

- Οι κόμβοι των πεπερασμένων στοιχείων στη στάθμη της θεμελίωσης έχουν έξι δεσμεύσεις. Οι τρεις δεσμεύσεις αφορούν στις μεταθέσεις κατά τους άξονες Ox , Oy , Oz και οι άλλες τρεις στις στροφές με διάνυσμα παράλληλο στους άξονες Ox , Oy και Oz .
- Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας θεωρήθηκαν παντού τα ίδια.
- Κατά την προσομοίωση γίνεται η παραδοχή ότι το υλικό του φορέα είναι γραμμικώς ελαστικό.
- Οι πλάκες σκυροδέματος θεωρήθηκε ότι λειτουργούν διαφραγματικά, ενώ τα ξύλινα δάπεδα και η στέγη όχι.
- Στην τεχνική περιγραφή του κτιρίου έχει καταγραφεί η ύπαρξη κάποιων σιδερένιων ελκυστήρων, οι οποίοι βρίσκονται στις στάθμες της οροφής ισογείου και της οροφής ορόφου καθώς και στις 4 γωνίες του κτιρίου. Ωστόσο, δεν εμφανίζονται στα αρχιτεκτονικά σχέδια, για το λόγο αυτό και δεν προσομοιώθηκαν. Το ίδιο ισχύει και για τις σιδηροδοκούς στα πρέκια των ξύλινων κουφωμάτων του διώροφου προσκτίσματος, η ύπαρξη των οποίων αναφέρεται στην παράγραφο 6.3.1, αλλά δεν προσομοιώθηκαν λόγω μη αποτύπωσής τους στα αρχιτεκτονικά σχέδια.
- Τα πατώματα και η σκάλα δεν προσομοιώθηκαν παρά μόνο εισήχθησαν τα φορτία τους μέσω των κόμβων έδρασης των πατωμάτων επί της τοιχοποιίας.
- Οι στέγες έχουν προσομοιωθεί με ραβδωτά στοιχεία μέσω των οποίων γίνεται η μεταφορά των φορτίων από τις στέγες στα τοιχώματα.
- Κάποιες αρχιτεκτονικές εσοχές που υπάρχουν στην πρόσοψη του κτιρίου καθώς και εσωτερικά του ισογείου αγνοήθηκαν στην προσομοίωση του φορέα.
- Η ανατολική προσθήκη παρουσιάζει πέραν από τη φέρουσα τοιχοποιία και κάποια στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, χωρίς να είναι ξεκάθαρος ο ρόλος τους στη στατική λειτουργία της προσθήκης. Κατά την προσομοίωση επιλέχθηκε η μεταφορά των φορτίων στο έδαφος να γίνεται μέσω των τοιχωμάτων.
- Για τα μεταλλικά στοιχεία δεν υπήρχαν πληροφορίες από την ερευνητική ομάδα και τα μηχανικά χαρακτηριστικά τους εκτιμήθηκαν κατά προσέγγιση.

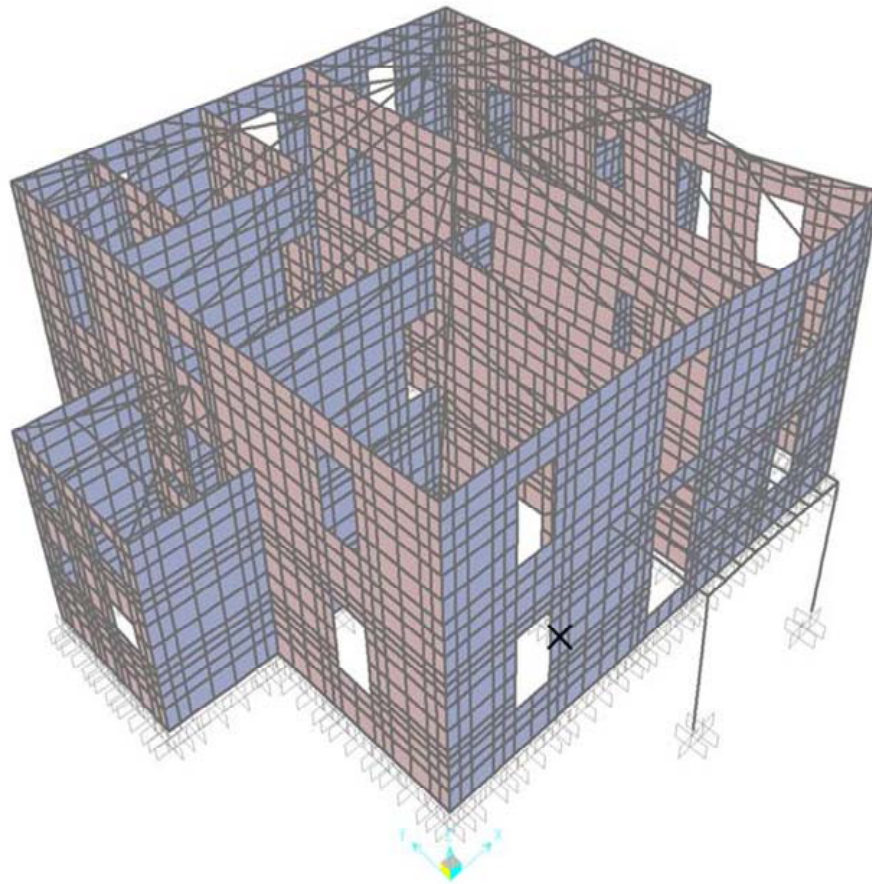
6.7 Ιδιομορφική ανάλυση

Η ιδιομορφική ανάλυση είναι απαραίτητη για την επίλυση προβλημάτων δυναμικής σε ένα σύστημα. Στα δυναμικά φαινόμενα, όπως ο σεισμός, τα δεδομένα είναι χρονομεταβλητά επομένως μόνο η προσέγγιση του προβλήματος είναι δυνατή, αφού μοναδική λύση δεν υπάρχει. Με την ιδιομορφική ανάλυση μετατρέπεται η απόκριση ενός πολυβάθμιου συστήματος (πχ: κτίριο) σε άθροισμα αποκρίσεων μονοβάθμιων ταλαντωτών, που σε συνδυασμό με τα φάσματα σχεδιασμού, δύναται να υπολογισθούν υπό ικανοποιητική προσέγγιση μετακινήσεις/παραμορφώσεις και κατ' επέκταση οι τάσεις που προκύπτουν από δυναμικά φαινόμενα όπως ο σεισμός. Τα αποτελέσματα αυτά μαζί με τα στατικά φορτία χρησιμοποιούνται για τον σχεδιασμό της εκάστοτε κατασκευής. Επίσης αξίζει να σημειωθεί ότι σε περιπτώσεις επίλυσης του φορέα με στατικό πρόγραμμα, μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης εντοπίζονται τυχόν λάθη στην μόρφωση του μοντέλου όπως: λάθος συνδεδεμένοι κόμβοι, λάθος στηρίξεις, λάθος στην ακαμψία μελών κ.τ.λ.

Στο παράρτημα 1 παρατίθενται οι ιδιομορφές της κατασκευής καθώς και το ποσοστό συμμετοχής της μάζας του κτιρίου στην κάθε μια από αυτές. Παρατηρώντας τον πίνακα προκύπτουν τα εξής σημαντικά συμπεράσματα :

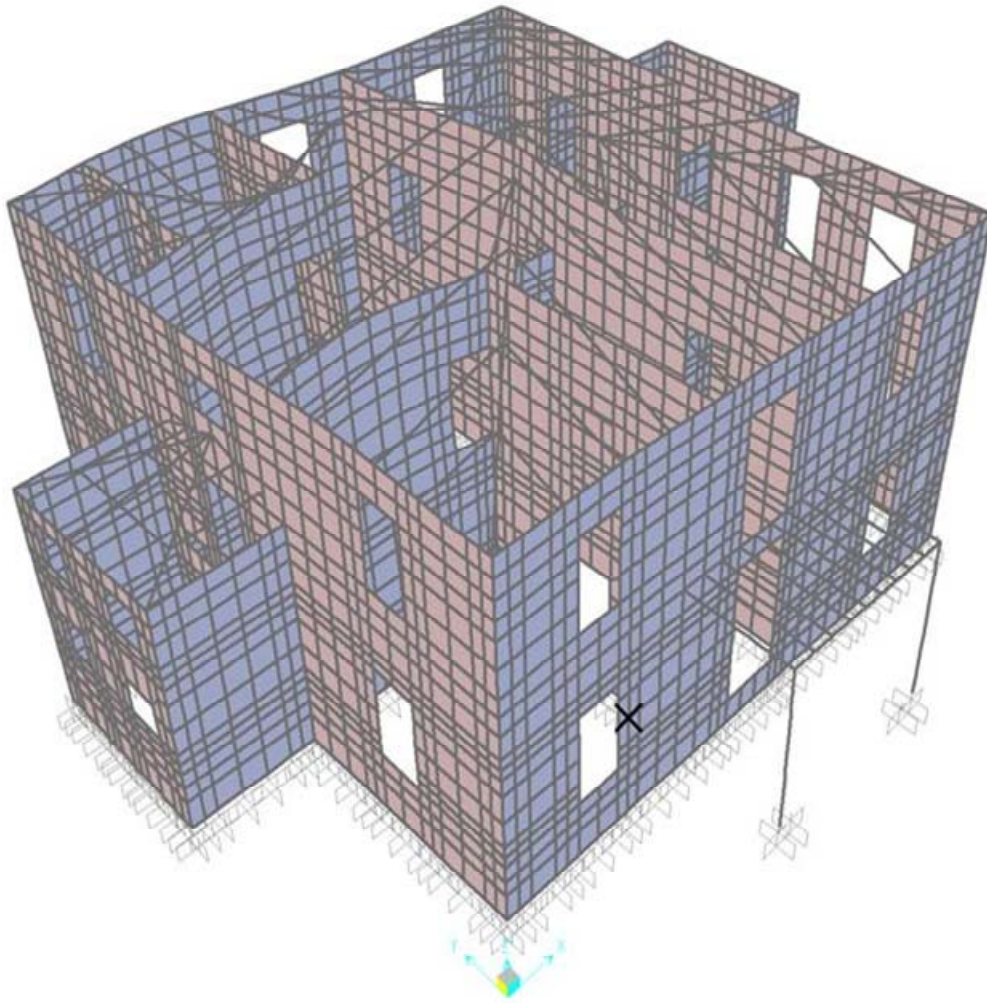
- 1) Η πρώτη ιδιομορφή δεν είναι και η θεμελιώδης
- 2) χρειάστηκαν 300 ιδιομορφές για να ενεργοποιηθεί το 90% της μάζας κατά X και κατά Y (μεταφορική ιδιομορφή)
- 3) χρειάστηκαν 300 ιδιομορφές για να ενεργοποιηθεί το 85% της μάζας στροφικά RZ (στροφική ιδιομορφή)
- 4) κύρια μεταφορική ιδιομορφή κατά τον άξονα x-x είναι η 5^η ($T= 0,141835$, $UX= 0,09383$), ενώ κατά τον άξονα y-y είναι η 6^η ($T= 0,114667$, $UY= 0,27315$). Όπως φαίνεται ξεκάθαρα η ενεργή μάζα κατά y-y είναι τριπλάσια αυτής κατά x-x
- 5) κύρια στροφική ιδιομορφή περί τον άξονα z-z είναι η 7^η ($T= 0,110921$, $RZ= 0,16127$)
- 6) οι πρώτες 100 ιδιομορφές ήταν αρκετές για να συγκεντρωθεί το 80% της μάζας και στις δυο διευθύνσεις ενώ χρειάστηκαν 200 ακόμα για να φτάσουμε στο 90%.

Παρουσιάζονται ακολούθως ενδεικτικά, η πέμπτη και έκτη ιδιομορφή του φορέα.



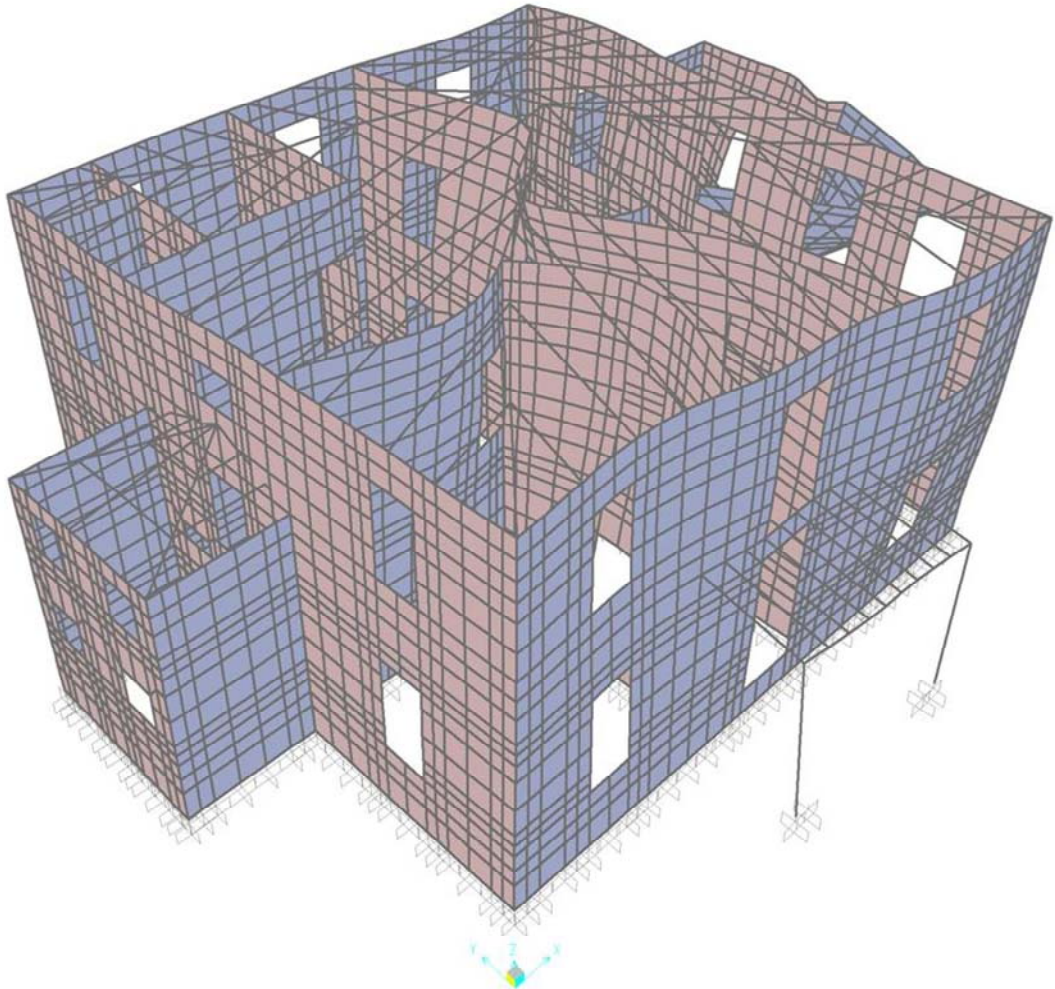
SAP2000 v14.1.0 - File:aopli ekdosi 11 Mmon_V12 - Deformed Shape (MODAL) - Mode 5 - Period 0,14183 - KN, m, C Units

Εικόνα 6.8 Πέμπτη ιδιομορφή -κύρια μεταφορική ιδιομορφή κατά τον άξονα x-x
($T= 0,141835$, $UX= 0,09383$)



SAP2000 v14.1.0 - File:aopli_ekdosi_11 Mmon_V12 - Deformed Shape (MODAL) - Mode 6 - Period 0,11467 - KN, m, C Units

Εικόνα 6.9 Έκτη ιδιομορφή -κύρια μεταφορική ιδιομορφή κατά τον άξονα y-y
($T= 0,114667$, $UY= 0,27315$)

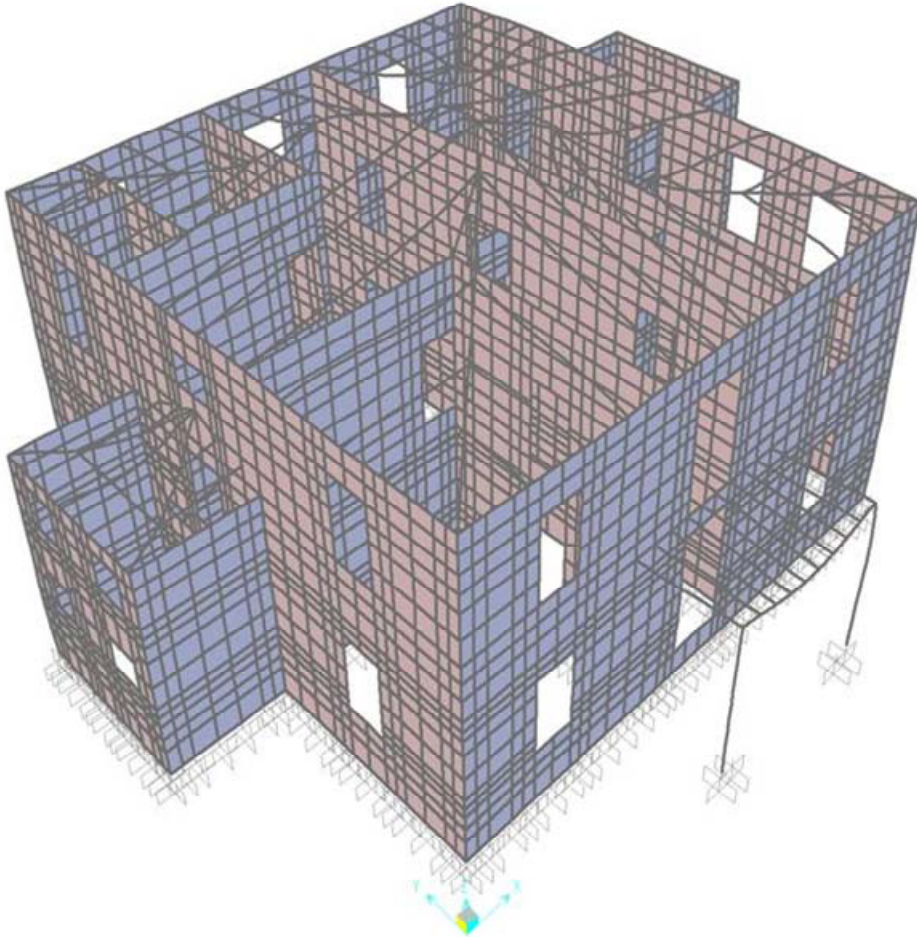


P2000 v14.1.0 - File:final aopli toixopoia - Deformed Shape (MODAL) - Mode 7 - Period 0,11092 - KN, m, C U.

Εικόνα 6.10 Έβδομη ιδιομορφή -κύρια στροφική ιδιομορφή κατά τον άξονα y-y
($T= 0,110921$, $RZ= 0,16127$)

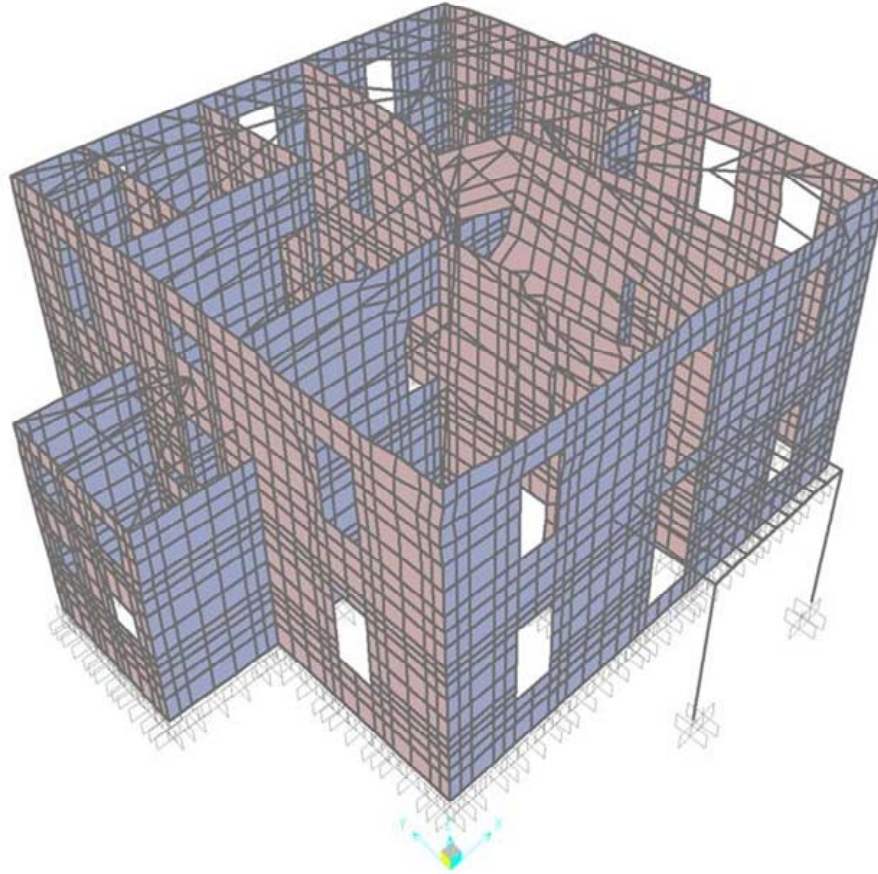
Παρακάτω παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας για το συνδυασμό των ίδιων βαρών (Combination 1) καθώς και για τους δυσμενέστερους σεισμικούς συνδυασμούς Combination 2 και Combination 3, όπου:

Combination 1	$1.35 G_k + 1.5 Q_k$
Combination 2.	$1.00 G_k + 0.3 Q_k + 1 E_x + 0.3 E_y$
Combination 3.	$1.00 G_k + 0.3 Q_k + 1 E_x - 0.3 E_y$



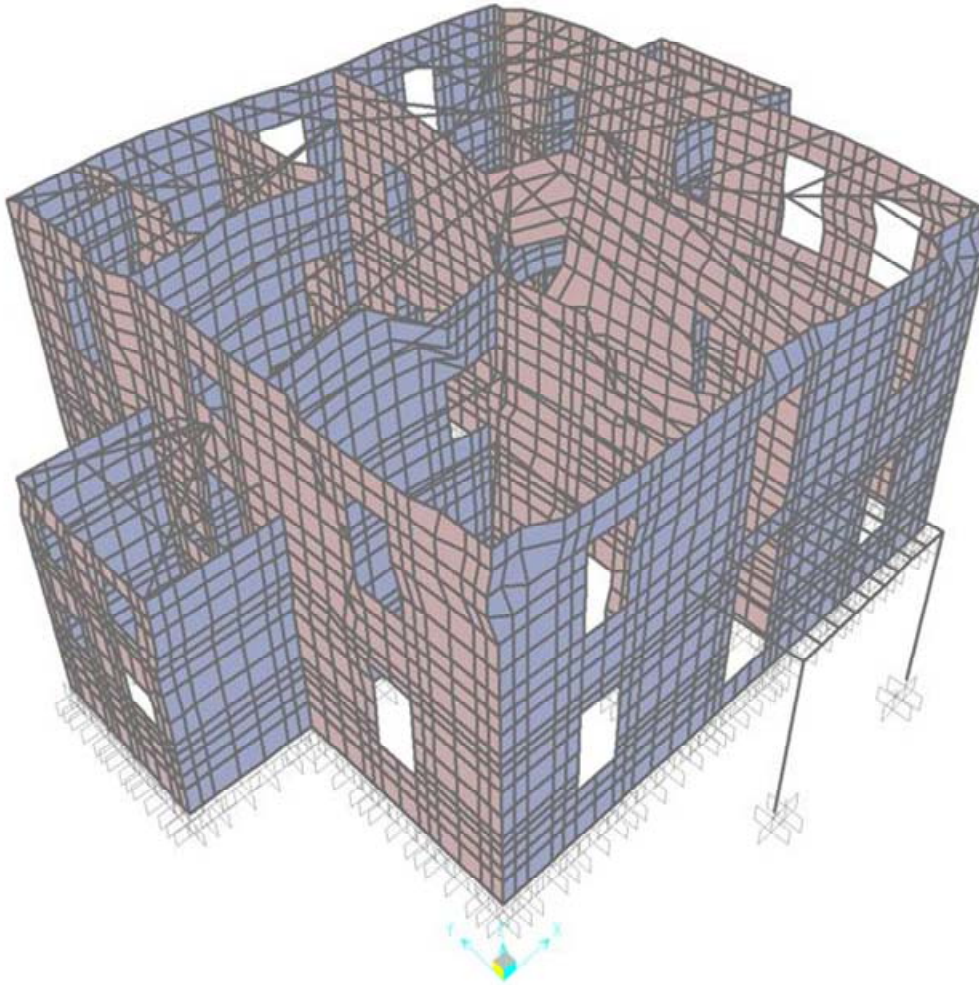
SAP2000 v14.1.0 - File:aopli_ekdosi_11_Mmon_V12 - Deformed Shape (comb1) - KN. m. C Units

Εικόνα 6.11 Παραμορφωμένος φορέας- Συνδυασμός Ιδίων Βαρών (Comb 1)



SAP2000 v14.1.0 - File:aopli ekdosi 11 Mmon_V12 - Deformed Shape (comb2) - KN, m, C Units

Εικόνα 6.12 Παραμορφωμένος φορέας- Σεισμικός Συνδυασμός (Comb 2)



SAP2000 v14.1.0 - File:aopli ekdosi 11 Mmon_V12 - Deformed Shape (comb3) - KN, m, C Units

Εικόνα 6.13 Παραμορφωμένος φορέας- Σεισμικός Συνδυασμός (Comb 3)

6.8 Αποτελέσματα αστοχίας τοιχοποιίας - επίλυση με το πρόγραμμα Failure






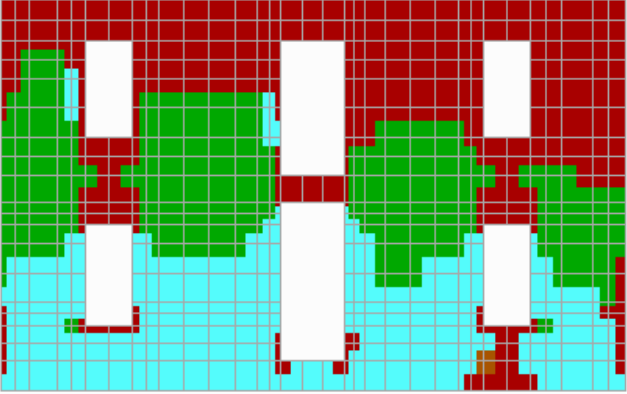
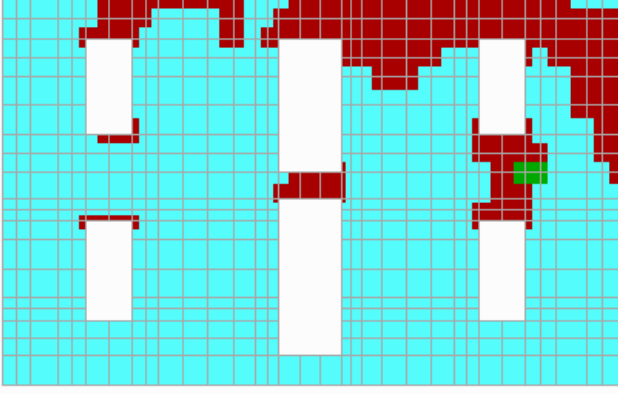
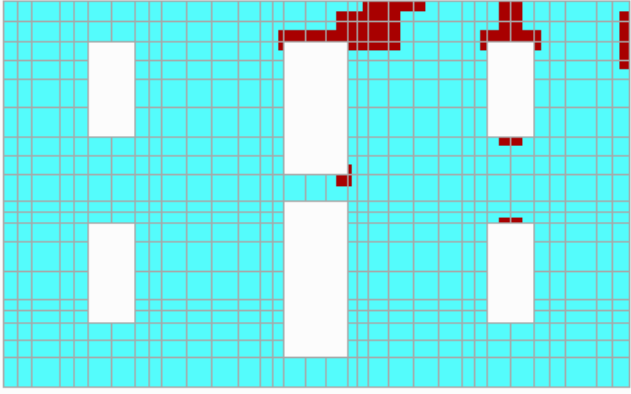
Η εξαγωγή των καμπύλων θραυστότητας πραγματοποιείται με την εφαρμογή της μεθοδολογίας που προαναφέρθηκε για τις διαφορετικές τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης και της εφελκυστικής αντοχής. Ο φορέας προσομοιώθηκε στο στατικό λογισμικό πρόγραμμα SAP2000 v10.0.1 NonLinear (Three Dimensional Static and






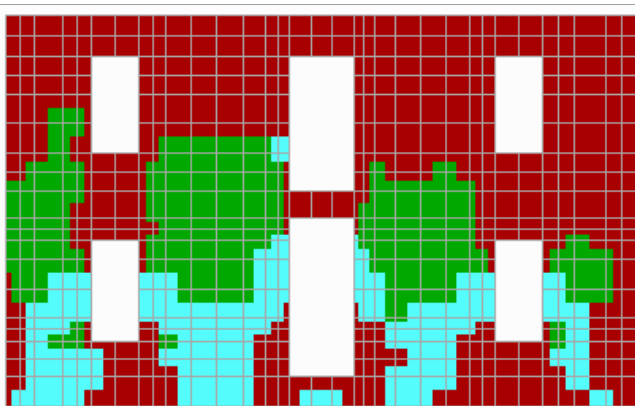
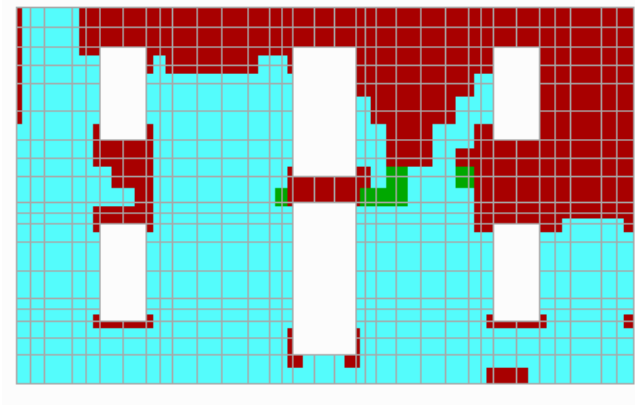
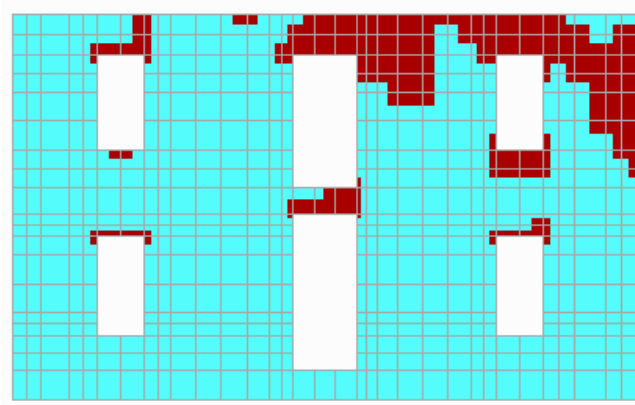
Dynamic Analysis of Structures) και μετά επιλύθηκε για τέσσερις διαφορετικές τιμές εδαφικής επιτάχυνσης. Όπως έχει αναφερθεί στην παράγραφο 6.1, οι τιμές της σεισμικής έντασης που λήφθηκαν είναι οι εξής $PGA = 0.16g, 0.24g, 0.36g, 0.40g$. Έπειτα, τα αποτελέσματα της επίλυσης χρησιμοποιήθηκαν μαζί με τα εννέα ζεύγη τιμών εφελκυστικής και θλιπτικής αντοχής για τον καθορισμό του δείκτη βλάβης της κατασκευής με τη βοήθεια του προγράμματος FAILURE. Το εύρος των τιμών της μεταβλητής εφελκυστικής αντοχής κυμαίνεται μεταξύ των 50 έως 450 kPa, με κλίμακα τα 50 kPa. Προκύπτουν συνεπώς 9 ζεύγη διαφορετικών αντοχών – κονιαμάτων, διατηρώντας σταθερή τη θλιπτική αντοχή και ίση με 1100 kPa και από το πρόγραμμα δίνονται τα ποσοστά αστοχίας των πεπερασμένων στοιχείων για κάθε τοίχο και για τις δύο όψεις αυτού. Τα εξαγόμενα από τις αναλύσεις των εννιά συνδυασμών φόρτισης, με δύο σύνορα top και bottom των shell elements κάθε φορά, χρησιμοποιούνται διαδοχικά ως δεδομένα εισόδου για το πρόγραμμα FAILURE, με το οποίο προσδιορίζεται ο δείκτης βλάβης $A_{βλ}/A_{ολ}$ της κατασκευής για τα εννιά ζεύγη τιμών f_{wt} .






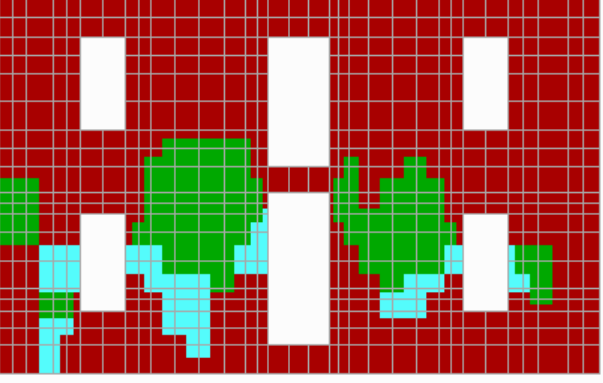
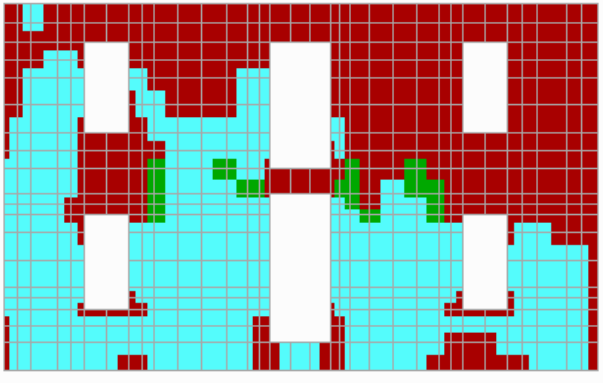
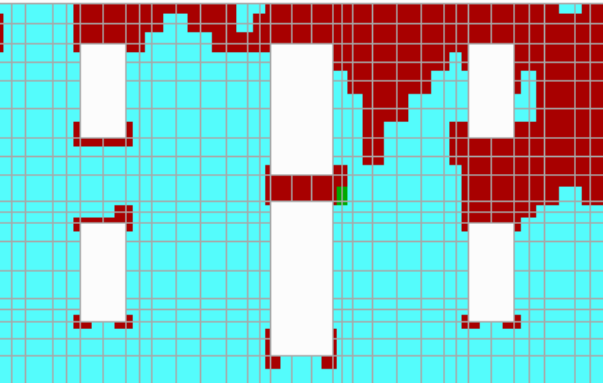
Υπενθυμίζεται ότι το πρόγραμμα FAILURE εξάγει το ποσοστό αστοχίας πεπερασμένων στοιχείων ανά τοίχο, για δεδομένα χαρακτηριστικά των υλικών και PGA, ενώ δίνει τη δυνατότητα εποπτικής παρουσίασης μέσω διαφοροποιημένου χρωματισμού των αστοχουσών περιοχών, ανά μηχανισμό διαξονικής έντασης. Τα ποσοστά αστοχίας ανά τοίχο, για κάθε εδαφική επιτάχυνση (PGA) και για κάθε μεταβλητή τιμή της εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας παρατίθενται στο Παράρτημα 4. Να επισημανθεί ότι οι τιμές αυτές έχουν προκύψει από τον μέσο όρο των ποσοστών αστοχίας των δύο όψεων (top και bottom) του εκάστοτε τοίχου.






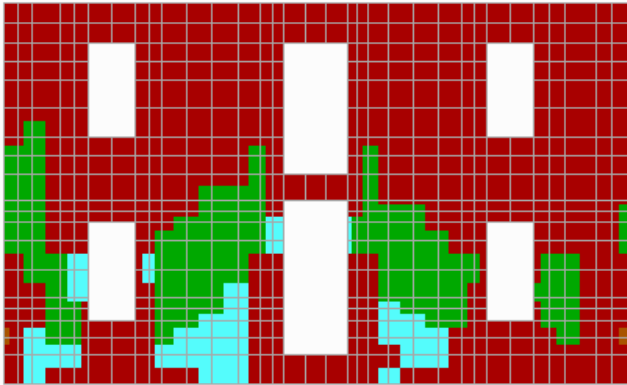
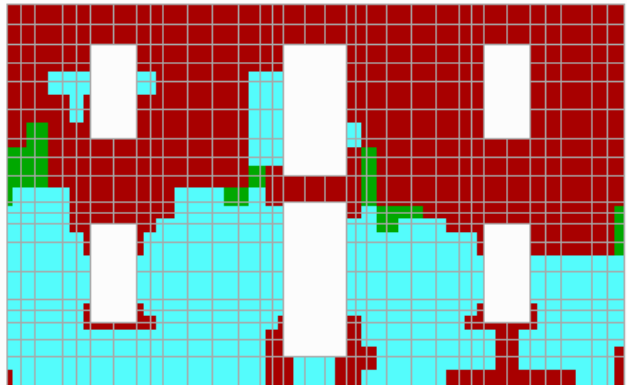
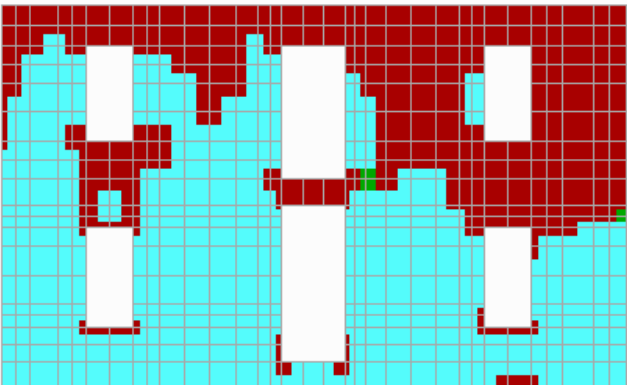
Συνολικά οι τοίχοι του κτιρίου είναι 15 και ο συνολικός αριθμός των επιλύσεων στο πρόγραμμα FAILURE ανήλθε στις $4860 = 9\text{κονιάματα} \times 15\text{ τοίχους} \times 4\text{σεισμούς} \times 9\text{συνδυασμούς φορτίσεως}$ (για τις 2 όψεις κάθε τοίχου).






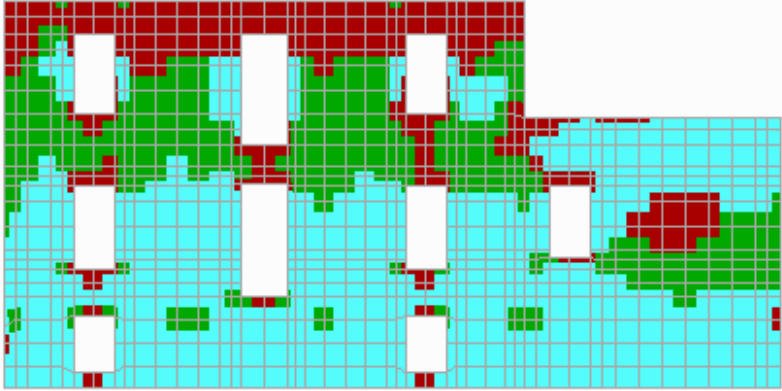
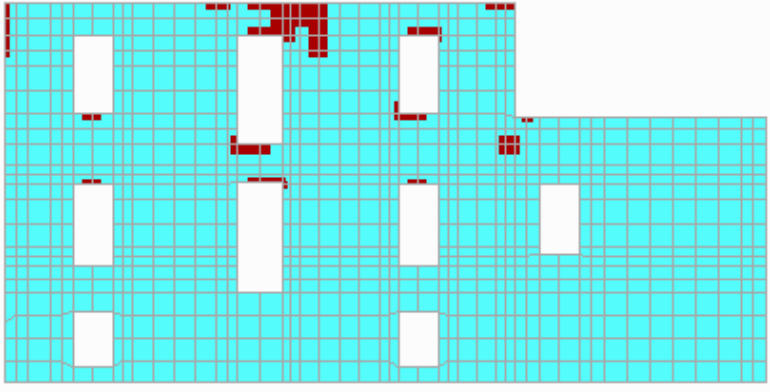
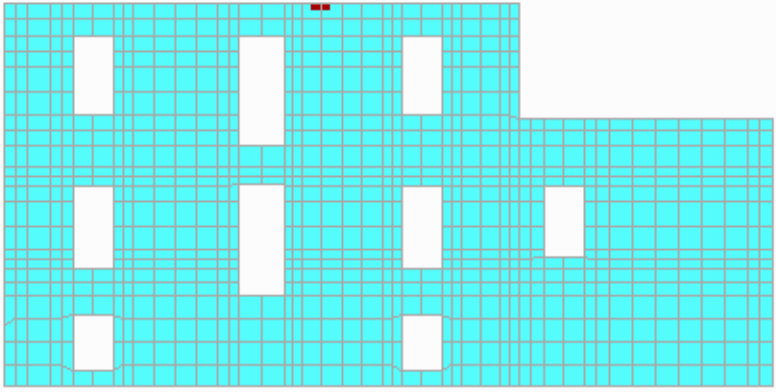
Παρουσιάζονται ακολούθως ενδεικτικά, οι αστοχίες τεσσάρων χαρακτηριστικών τοίχων ($w1, w8, wB, wD$) του κτιρίου για τους μέγιστους συνδυασμούς φόρτισης, έτσι όπως προκύπτουν από το πρόγραμμα FAILURE, για $PGA = 0.16g, 0.24g, 0.32g, 0.40g$ και για εφελκυστική αντοχή $f_{wt} = 50\text{kPa}, 250\text{kPa}$ και 450kPa .

Failure	
wall : 1_topmax Load Cases : 0.16g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 640 Failed = 434	
Failure Percentage = 67.81%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 640 Failed = 123	
Failure Percentage = 19.22%	
f_{wt} = 450 kPa	
Joints = 640 Failed = 25	
Failure Percentage = 3.91%	





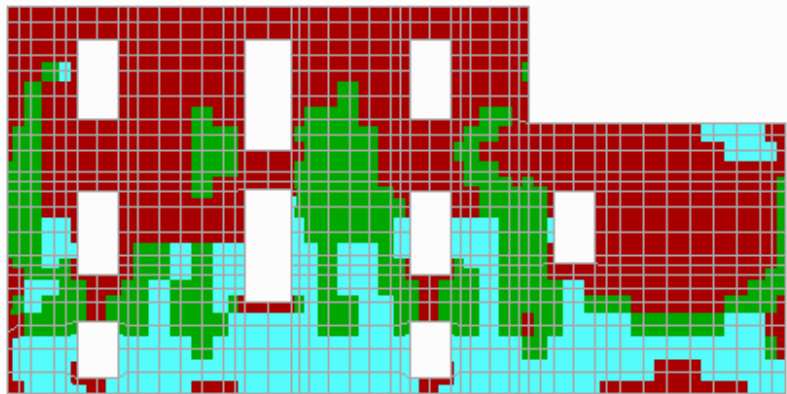
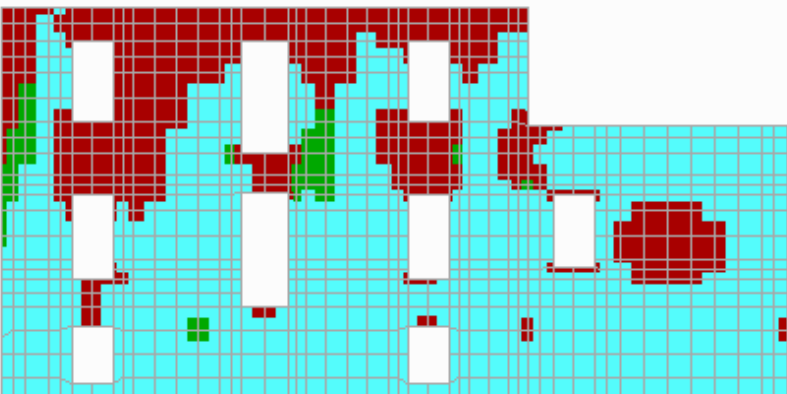
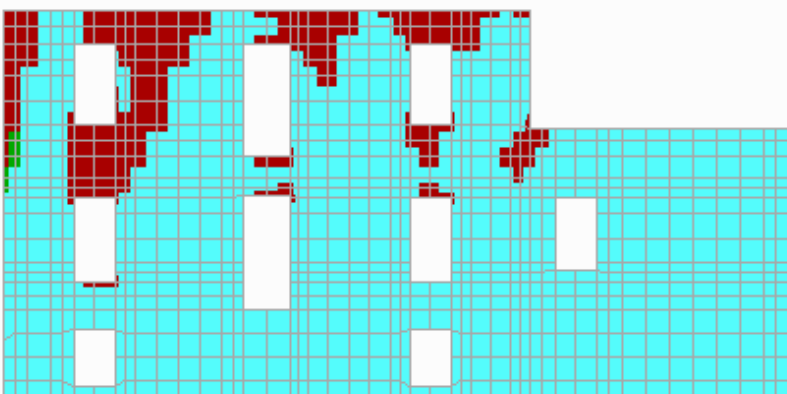
Failure		
wall : 1_2topmax Load Cases : 0.24g		Failure under biaxial Tension/ Tension
		Failure under biaxial Tension/ Compression
		Failure under biaxial Compression / Tension
		Failure under biaxial Compression/ Compression
		NON Failure
fwt = 50 kPa		
Joints = 640 Failed = 536		
Failure Percentage = 83.75%		
fwt = 250 kPa		
Joints = 640 Failed = 239		
Failure Percentage = 37.34%		
fwt = 450 kPa		
Joints = 640 Failed = 96		
Failure Percentage = 15.00%		






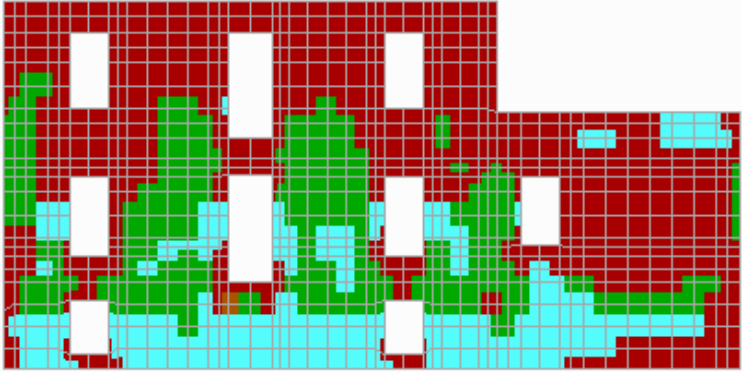
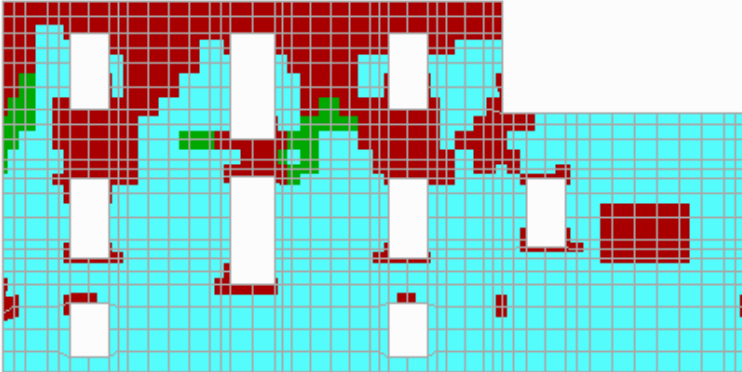
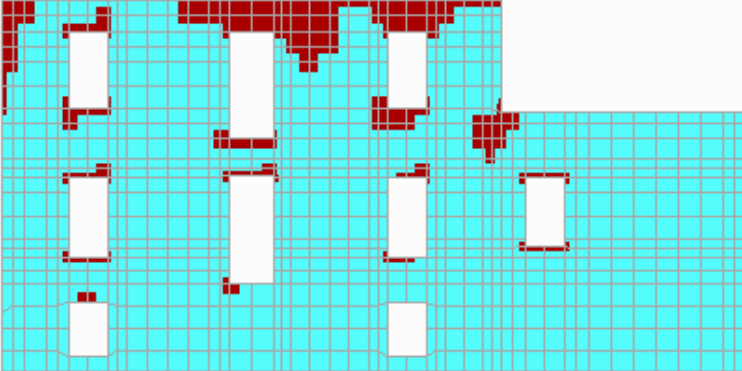
Failure		
wall : 1_2topmax Load Cases : 0.32g		Failure under biaxial Tension/ Tension
		Failure under biaxial Tension/ Compression
		Failure under biaxial Compression / Tension
		Failure under biaxial Compression/ Compression
		NON Failure
fwt = 50 kPa		
Joints = 640 Failed = 600 Failure Percentage = 93.75%		
fwt = 250 kPa		
Joints = 640 Failed = 345 Failure Percentage = 53.91%		
fwt = 450 kPa		
Joints = 640 Failed = 177 Failure Percentage = 27.66%		






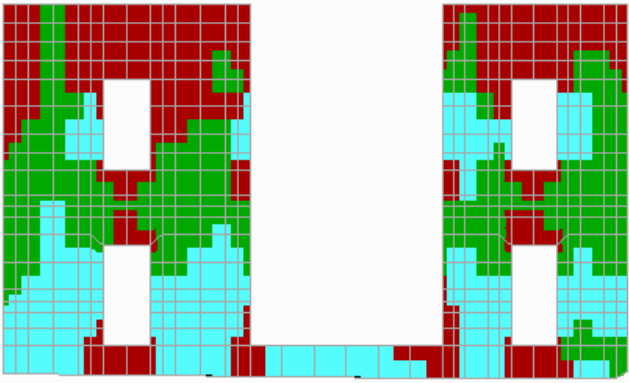
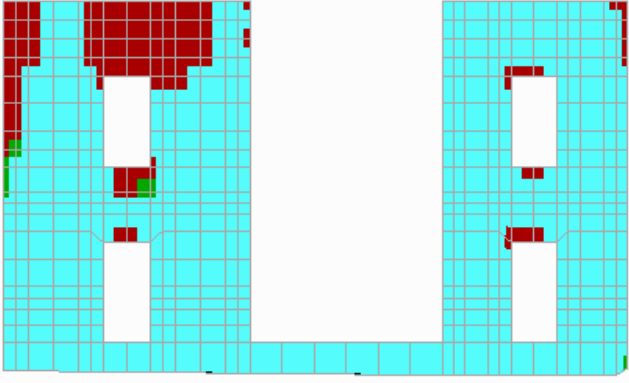
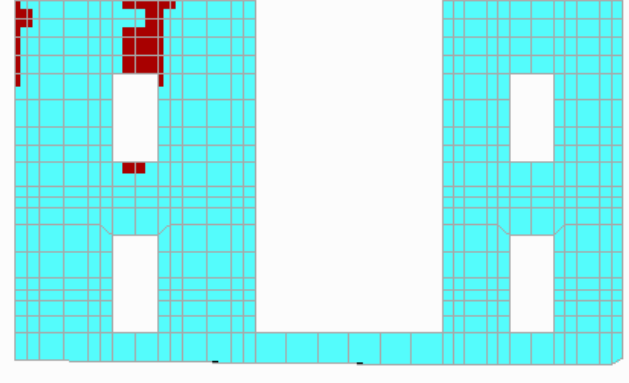
Failure		
wall : 1_2topmax Load Cases : 0.40g		Failure under biaxial Tension/ Tension
		Failure under biaxial Tension/ Compression
		Failure under biaxial Compression / Tension
		Failure under biaxial Compression/ Compression
		NON Failure
f_{wt} = 50 kPa		
Joints = 640 Failed = 629 Failure Percentage = 98.27%		
f_{wt} = 250 kPa		
Joints = 640 Failed = 444 Failure Percentage = 69.38%		
f_{wt} = 450 kPa		
Joints = 640 Failed = 260 Failure Percentage = 40.63%		


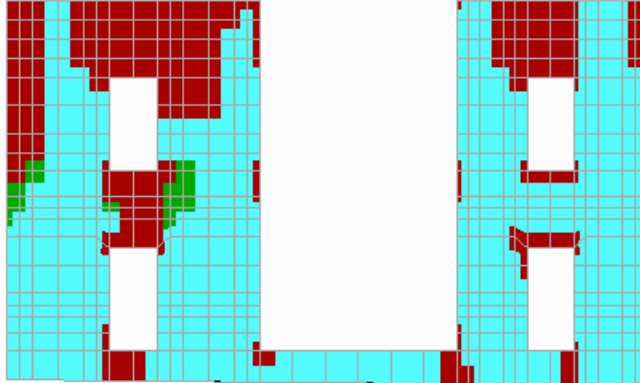
Failure		
wall : 8_2topmax Load Cases : 0.16g		Failure under biaxial Tension/ Tension
		Failure under biaxial Tension/ Compression
		Failure under biaxial Compression / Tension
		Failure under biaxial Compression/ Compression
		NON Failure
fwt = 50 kPa		
Joints = 990 Failed = 452		
Failure Percentage = 45.66%		
fwt = 250 kPa		
Joints = 990 Failed = 37		
Failure Percentage = 3.74%		
f_{wt} = 450 kPa		
Joints = 990 Failed = 1		
Failure Percentage = 0.10%		






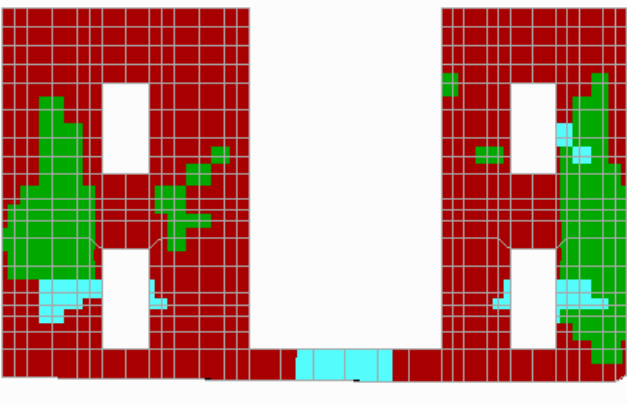
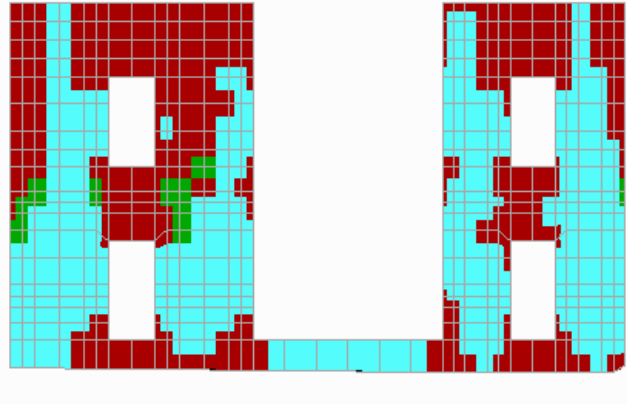
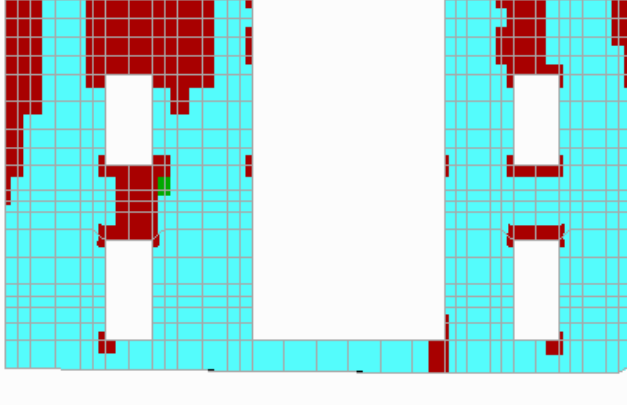
Failure		
wall : 8_2topmax Load Cases : 0.24g		Failure under biaxial Tension/ Tension
		Failure under biaxial Tension/ Compression
		Failure under biaxial Compression / Tension
		Failure under biaxial Compression/ Compression
		NON Failure
fwt = 50 kPa		
Joints = 990 Failed = 630		
Failure Percentage = 63.64%		
fwt = 250 kPa		
Joints = 990 Failed = 124		
Failure Percentage = 12.53%		
f_{wt} = 450 kPa		
Joints = 990 Failed = 20		
Failure Percentage = 2.02%		






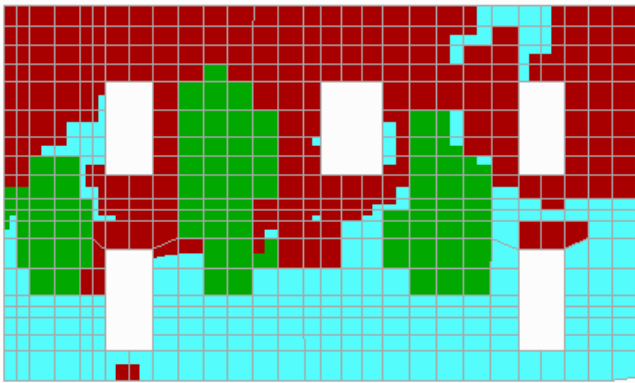
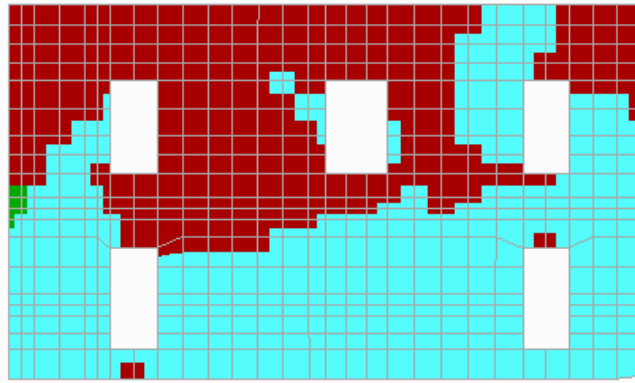
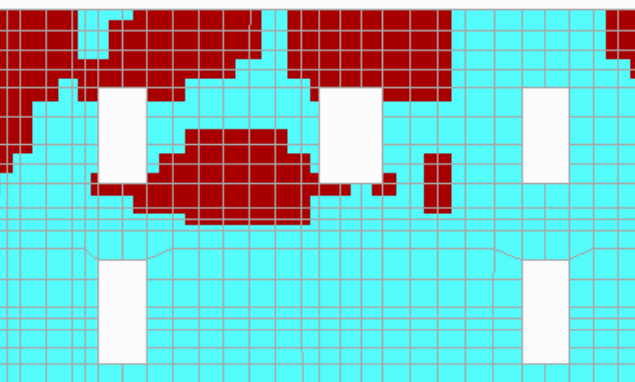
Failure	
wall : 8_2topmax Load Cases : 0.32g	 Failure under biaxial Tension/ Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression / Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
f_{wt} = 50 kPa	
Joints = 990 Failed = 776	
Failure Percentage = 78.38%	
f_{wt} = 250 kPa	
Joints = 990 Failed = 315	
Failure Percentage = 31.82%	
f_{wt} = 450 kPa	
Joints = 990 Failed = 145	
Failure Percentage = 14.65%	






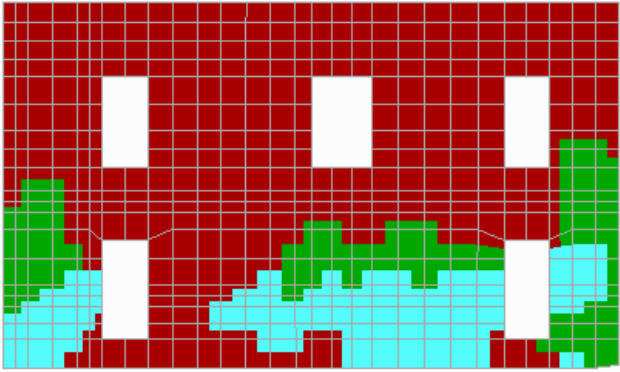
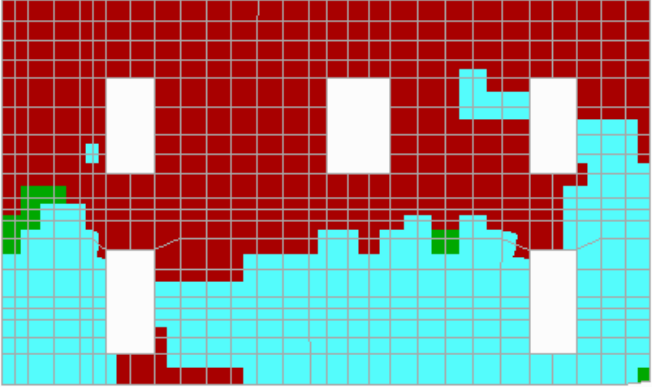
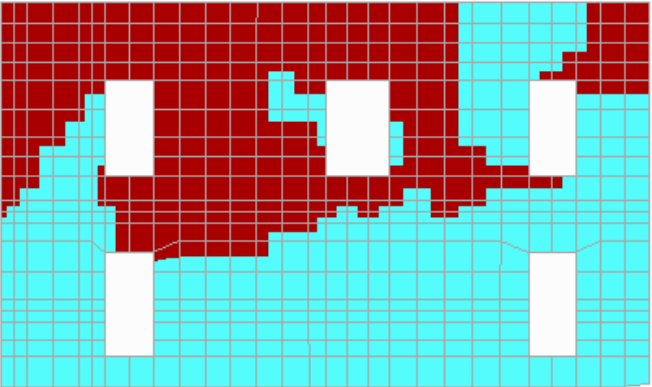
Failure		
wall : 8_2botmax Load Cases : 0.40g		Failure under biaxial Tension/ Tension
		Failure under biaxial Tension/ Compression
		Failure under biaxial Compression / Tension
		Failure under biaxial Compression/ Compression
		NON Failure
f_{wt} = 50 kPa		
Joints = 990 Failed = 810 Failure Percentage = 81.82%		
f_{wt} = 250 kPa		
Joints = 990 Failed = 329 Failure Percentage = 33.23%		
f_{wt} = 450 kPa		
Joints = 990 Failed = 120 Failure Percentage = 12.12%		






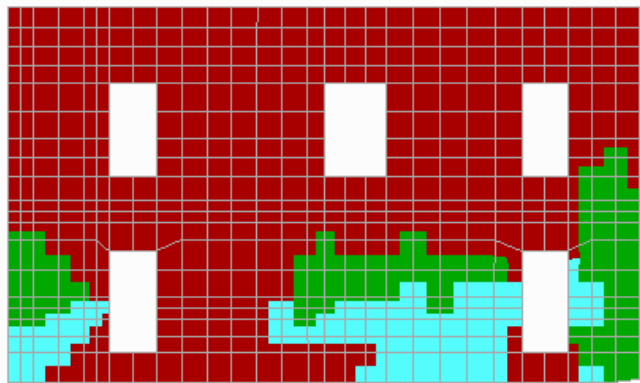
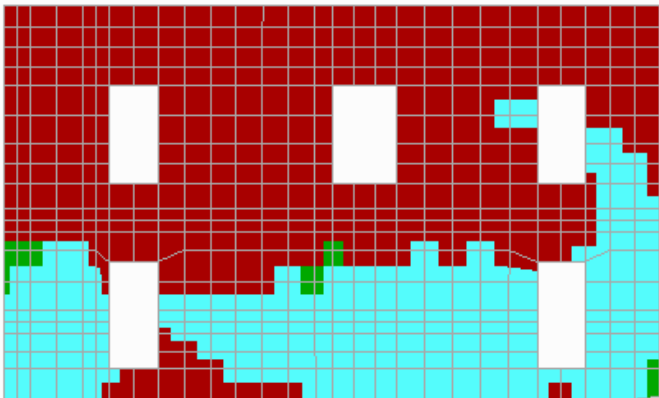
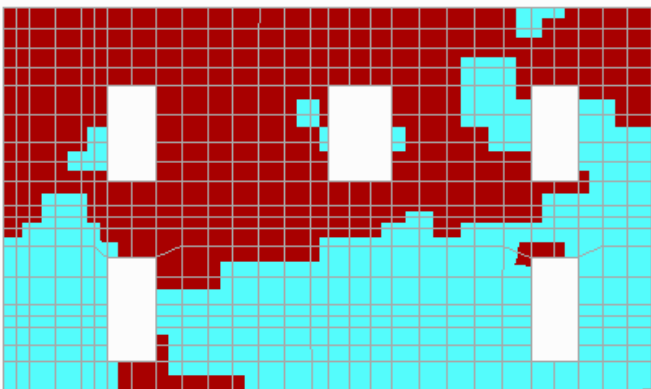
Failure		
wall : D_2topmax Load Cases : 0.16g		Failure under biaxial Tension/ Tension
		Failure under biaxial Tension/ Compression
		Failure under biaxial Compression / Tension
		Failure under biaxial Compression/ Compression
		NON Failure
fwt = 50 kPa		
Joints = 555 Failed = 377		
Failure Percentage = 67.93%		
fwt = 250 kPa		
Joints = 555 Failed = 73		
Failure Percentage = 13.15%		
f_{wt} = 450 kPa		
Joints = 555 Failed = 17		
Failure Percentage = 3.06%		






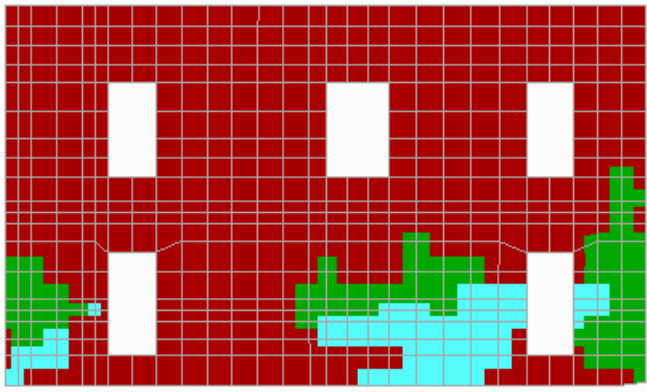
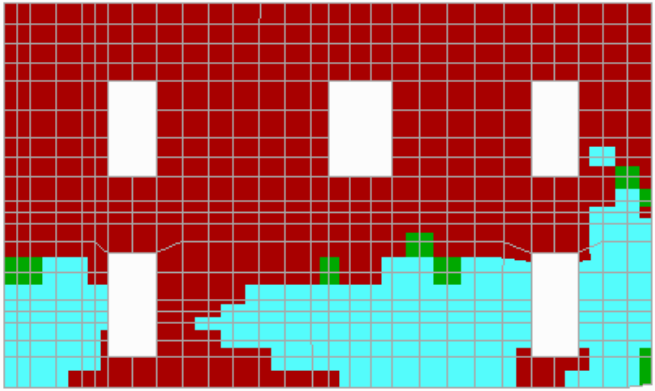
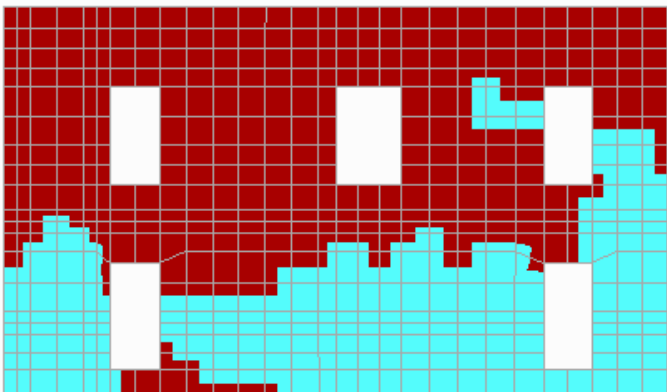
Failure	
wall : D_2topmax Load Cases : 0.24g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
f_{wt} = 50 kPa	
Joints = 555 Failed = 473 Failure Percentage = 85.23%	
f_{wt} = 250 kPa	
Joints = 555 Failed = 165 Failure Percentage = 29.73%	
f_{wt} = 450 kPa	
Joints = 555 Failed = 55 Failure Percentage = 9.91%	

Failure	
wall : D_2topmax Load Cases : 0.32g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
f_{wt} = 50 kPa	
Joints = 555 Failed = 524 Failure Percentage = 94.41%	
f_{wt} = 250 kPa	
Joints = 555 Failed = 268 Failure Percentage = 48.29%	
f_{wt} = 450 kPa	
Joints = 555 Failed = 114 Failure Percentage = 20.54%	

Failure	
wall : E_2topmax Load Cases : 0.16g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 558 Failed = 405 Failure Percentage = 72.58%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 558 Failed = 243 Failure Percentage = 43.55%	
f_{wt} = 450 kPa	
Joints = 558 Failed = 140 Failure Percentage = 25.09%	

Failure	
wall : E_2topmax Load Cases : 0.24g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
f_{wt} = 50 kPa	
Joints = 558 Failed = 461 Failure Percentage = 82.62%	
f_{wt} = 250 kPa	
Joints = 558 Failed = 332 Failure Percentage = 59.50%	
f_{wt} = 450 kPa	
Joints = 558 Failed = 227 Failure Percentage = 40.68%	

Failure	
wall : E_2topmax Load Cases : 0.32g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 558 Failed = 489 Failure Percentage = 87.63%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 558 Failed = 365 Failure Percentage = 65.41%	
f_{wt} = 450 kPa	
Joints = 558 Failed = 295 Failure Percentage = 52.87%	

Failure	
wall : E_2topmax Load Cases : 0.40g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
f_{wt} = 50 kPa	
Joints = 558 Failed = 512	
Failure Percentage = 91.76%	
f_{wt} = 250 kPa	
Joints = 558 Failed = 410	
Failure Percentage = 73.48%	
f_{wt} = 450 kPa	
Joints = 558 Failed = 338	
Failure Percentage = 60.57%	

6.9 Ποσοστά αστοχίας & Στατιστική επεξεργασία αποτελεσμάτων

Για τη στατιστική επεξεργασία των δεδομένων και την εξαγωγή συμπερασμάτων που αφορούν τον τύπο και το μέγεθος της αστοχίας της τοιχοδομής λαμβάνεται το συνολικό ποσοστό βλάβης για τους 15 τοίχους του κτιρίου για κάθε κονίαμα και κάθε εδαφική επιτάχυνση.

f_{wt} \ PGA	0.16g	0.24g	0.36g	0.40g
K50	62.84	74.12	84.89	88.47
K100	47.02	61.01	73.39	79.28
K150	37.64	48.81	62.74	71.02
K200	27.25	39.83	52.60	61.85
K250	20.12	31.83	44.47	54.44
K300	16.01	26.59	38.19	47.25
K350	12.01	22.31	33.17	41.46
K400	9.05	18.43	28.72	36.32
K450	6.39	15.96	24.91	31.68

Πίν. 6.2 Συνολικά ποσοστά βλάβης για το κτίριο για 9 κονιάματα και 4 εδαφικές επιταχύνσεις.

Στη φάση της στατιστικής επεξεργασίας χρησιμοποιούνται συγκεκριμένες συναρτήσεις πυκνότητας πιθανότητας που περιγράφουν τις κατανομές με τις οποίες θα επεξεργαστούμε τα αποτελέσματα των αστοχουσών επιφανειών της τοιχοδομής. Οι χρησιμοποιούμενες στην παρούσα εργασία κατανομές είναι η Κανονική και η Λογαριθμοκανονική κατανομή, οι οποίες έχουν παρουσιαστεί σε προηγηθέν κεφάλαιο. Ο υπολογισμός των τιμών για τις συναρτήσεις πυκνότητας πιθανότητας και αθροιστικής πιθανότητας έγινε με χρήση του προγράμματος Excel. Η αθροιστική πιθανότητα παράγεται με την ολοκλήρωση της σ.π.π. στο επιθυμητό κατά περίπτωση διάστημα. Για τις κατανομές πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος καλής προσαρμογής χ^2 με επίπεδο σημαντικότητας (ε.σ.) 0,01. Αυτό σημαίνει ότι η χρήση των συγκεκριμένων κατανομών για την περιγραφή του δείγματος προϋποθέτει την αποδοχή πιθανότητας 1% ότι οι κατανομές αυτές δεν περιγράφουν αξιόπιστα το δείγμα (σφάλμα τύπου I).

Στη συνέχεια παρατίθενται τα αποτελέσματα της στατιστικής ανάλυσης των δεδομένων για τις δύο κατανομές και τις τέσσερις εδαφικές επιταχύνσεις.

Κανονική Κατανομή

Η κατανομή περιγράφεται από την κάτωθι εξίσωση:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2\sigma^2}(x-\mu)^2\right] , \text{ για διάστημα } -\infty < x < +\infty$$

Η αθροιστική πιθανότητα προκύπτει ολοκληρώνοντας την $f(x)$:

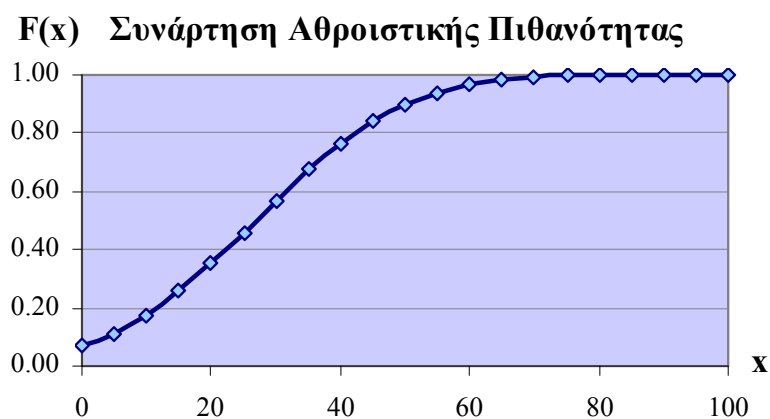
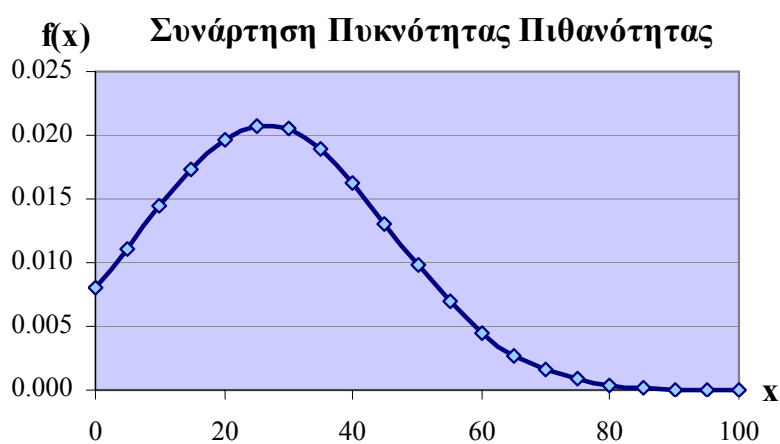
$$F(x) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x)dx$$

Οπότε για τις 4 διαφορετικές σεισμικές παραμέτρους θα λάβουμε τα αντίστοιχα γραφήματα που ακολουθούν.

▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.16g**

Εφελκυστική Αντοχή f_{wt}	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	62.84
100	47.02
150	37.64
200	27.25
250	20.12
300	16.01
350	12.01
400	9.05
450	6.39
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	26.48
Τυπική Απόκλιση	19.16

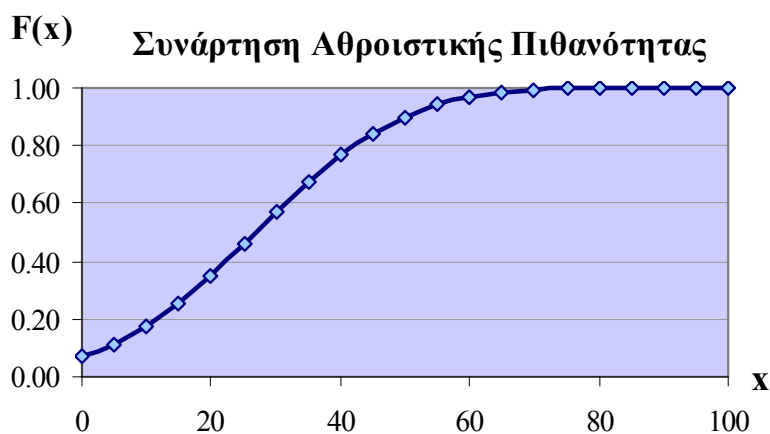
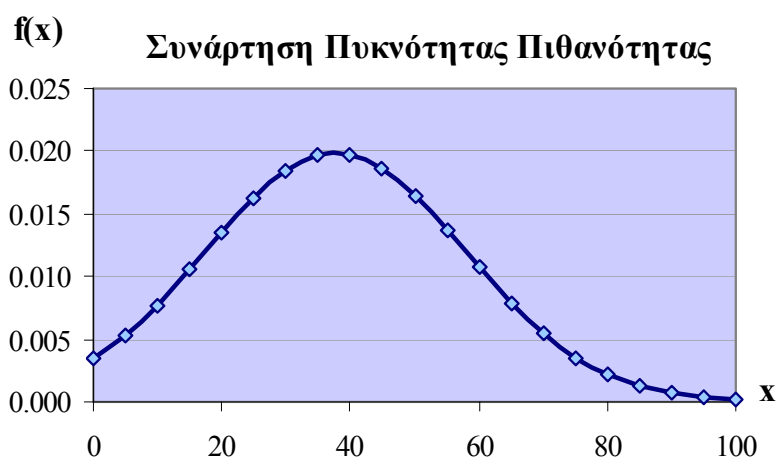
x	$f(x)$	$F(x)$
0	0.00801045	0.08343736
5	0.01110584	0.13107678
10	0.01438339	0.19480766
15	0.01740150	0.27448148
20	0.01966651	0.36756311
25	0.02076267	0.46918683
30	0.02047644	0.57287020
35	0.01886432	0.67172688
40	0.01623466	0.75980859
45	0.01305150	0.83314982
50	0.00980151	0.89021789
55	0.00687608	0.93171523
60	0.00450614	0.95991395
65	0.00275857	0.97782083
70	0.00157753	0.98844735
75	0.00084273	0.99434044
80	0.00042054	0.99739448
85	0.00019604	0.99887353
90	0.00008537	0.99954292
95	0.00003473	0.99982601
100	0.00001320	0.99993790



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.24g**

Εφελκυστική Αντοχή f_{wt}	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	74.12
100	61.01
150	48.81
200	39.83
250	31.83
300	26.59
350	22.31
400	18.43
450	15.96
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	37.65
Τυπική Απόκλιση	20.11

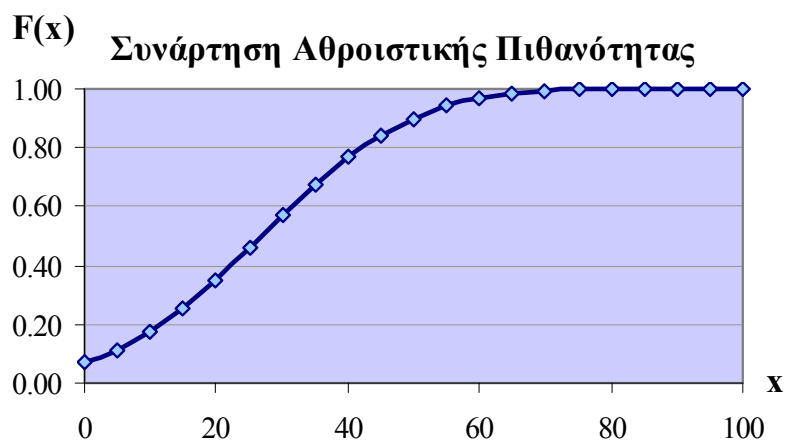
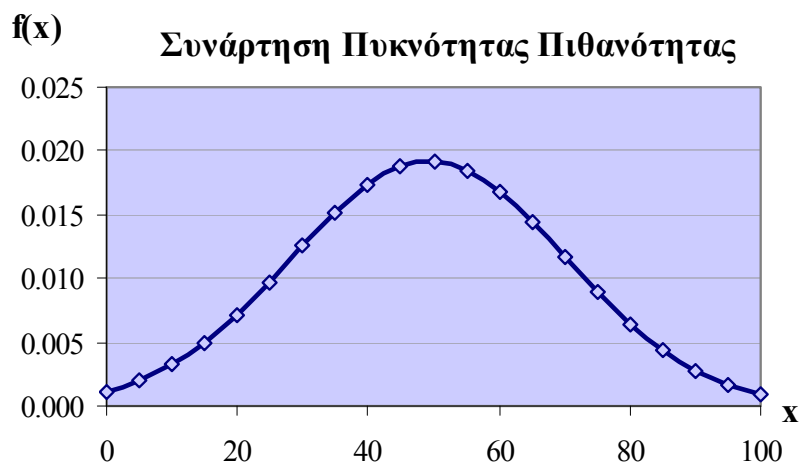
x	$f(x)$	$F(x)$
0	0.00343855	0.03059655
5	0.00530970	0.05224038
10	0.00770773	0.08457824
15	0.01051829	0.13001292
20	0.01349354	0.19004218
25	0.01627303	0.26462489
30	0.01844902	0.35176397
35	0.01966257	0.44750273
40	0.01970014	0.54641780
45	0.01855497	0.64252087
50	0.01642909	0.73032439
55	0.01367504	0.80576176
60	0.01070055	0.86670997
65	0.00787128	0.91301571
70	0.00544311	0.94609896
75	0.00353843	0.96832595
80	0.00216240	0.98236869
85	0.00124229	0.99071167
90	0.00067092	0.99537277
95	0.00034063	0.99782157
100	0.00016258	0.99903137



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.32g**

Εφελκυστική Αντοχή f_{wt}	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	84.89
100	73.39
150	62.74
200	52.60
250	44.47
300	38.19
350	33.17
400	28.72
450	24.91
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	49.23
Τυπική Απόκλιση	20.81

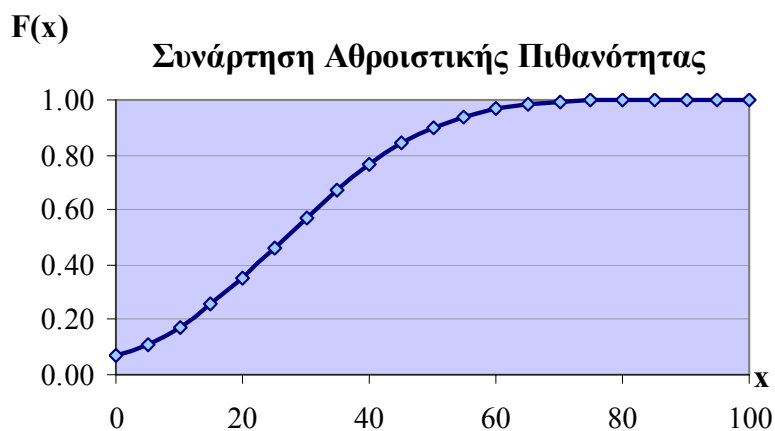
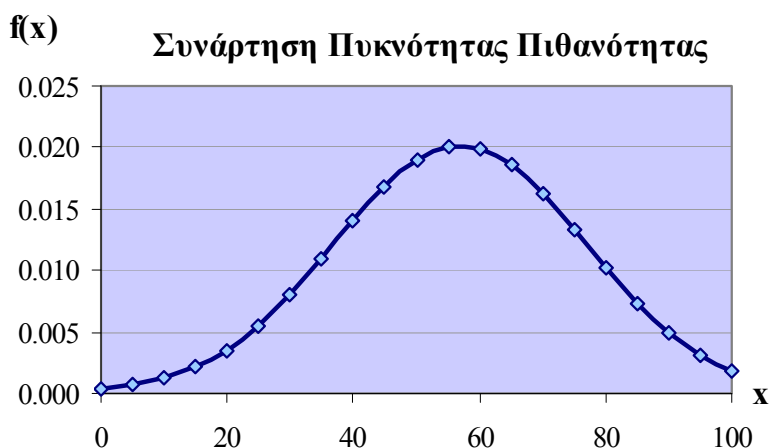
x	$f(x)$	$F(x)$
0	0.00116717	0.00899161
5	0.00200218	0.01676530
10	0.00324186	0.02968925
15	0.00495461	0.04997574
20	0.00714740	0.08004077
25	0.00973219	0.12210952
30	0.01250827	0.17768734
35	0.01517427	0.24701191
40	0.01737568	0.32865452
45	0.01878019	0.41943465
50	0.01915940	0.51473816
55	0.01844963	0.60920323
60	0.01676939	0.69760844
65	0.01438702	0.77572240
70	0.01165059	0.84088879
75	0.00890531	0.89221776
80	0.00642501	0.93038979
85	0.00437545	0.95719207
90	0.00281252	0.97496019
95	0.00170644	0.98608146
100	0.00097726	0.99265365



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.40g**

Εφελκυστική Αντοχή f_{wt}	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	88.47
100	79.28
150	71.02
200	61.85
250	54.44
300	47.25
350	41.46
400	36.32
450	31.68
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	56.86
Τυπική Απόκλιση	19.74

x	$f(x)$	$F(x)$
0	0.00031937	0.00198801
5	0.00064140	0.00430942
10	0.00120811	0.00880853
15	0.00213418	0.01698927
20	0.00353594	0.03094504
25	0.00549445	0.05328123
30	0.00800741	0.08682090
35	0.01094479	0.13407113
40	0.01403041	0.19652284
45	0.01686867	0.27396555
50	0.01902125	0.36406303
55	0.02011615	0.46240542
60	0.01995255	0.56311368
65	0.01856092	0.65987138
70	0.01619378	0.74708858
75	0.01325087	0.82084753
80	0.01016924	0.87937008
85	0.00731948	0.92293404
90	0.00494105	0.95335878
95	0.00312829	0.97329402
100	0.00185755	0.98554894



Λογαριθμοκανονική Κατανομή

Η κατανομή περιγράφεται από την κάτωθι εξίσωση:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{\sigma x \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2\sigma^2} (\ln(x) - \mu)^2\right] & , \text{για } x > 0 \\ 0 & , \text{για } x < 0 \end{cases}$$

Η αθροιστική πιθανότητα προκύπτει ολοκληρώνοντας την $f(x)$:

$$F(x) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) dx$$

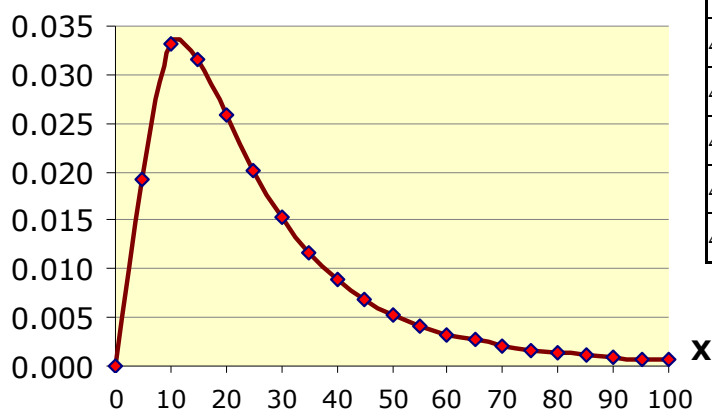
Οπότε για τις 4 διαφορετικές σεισμικές παραμέτρους θα λάβουμε τα αντίστοιχα γραφήματα που ακολουθούν.

▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.16g**

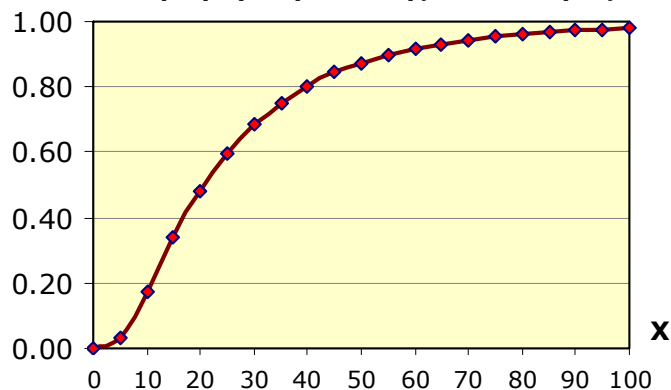
Εφελκυστική Αντοχή <i>f_{wt}</i>	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	4.14
100	3.85
150	3.63
200	3.31
250	3.00
300	2.77
350	2.49
400	2.20
450	1.85
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	3.03
Τυπική Απόκλιση	0.77

<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0.00000000	0.00000000	0.00000000
1.60943791	0.01915582	0.03317781
2.30258509	0.03327502	0.17406641
2.70805020	0.03163192	0.33978871
2.99573227	0.02581534	0.48387891
3.21887582	0.02004019	0.59816697
3.40119738	0.01531490	0.68607555
3.55534806	0.01168089	0.75314498
3.68887945	0.00894497	0.80438144
3.80666249	0.00689552	0.84373657
3.91202301	0.00535685	0.87418556
4.00733319	0.00419512	0.89793135
4.09434456	0.00331165	0.91659907
4.17438727	0.00263450	0.93139064
4.24849524	0.00211133	0.94319992
4.31748811	0.00170394	0.95269634
4.38202663	0.00138427	0.96038511
4.44265126	0.00113161	0.96665047
4.49980967	0.00093052	0.97178698
4.55387689	0.00076941	0.97602217
4.60517019	0.00063953	0.97953303

f(x) Συνάρτηση Πυκνότητας Πιθανότητας



F(x) Συνάρτηση Αθροιστικής Πιθανότητας

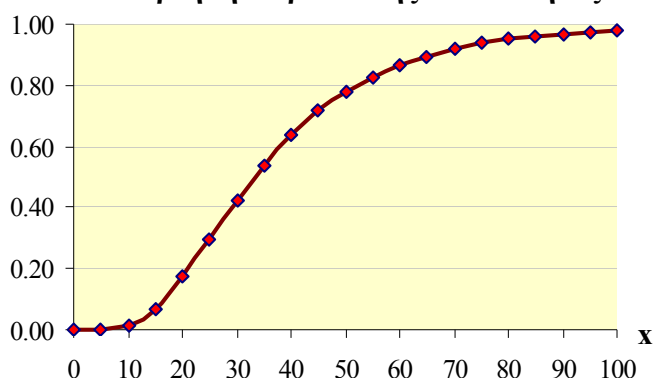


▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.24g**

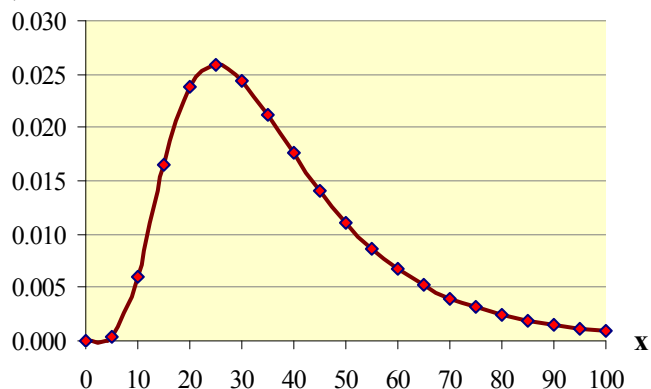
Εφελκυστική Αντοχή f_{wt}	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	4.31
100	4.11
150	3.89
200	3.68
250	3.46
300	3.28
350	3.11
400	2.91
450	2.77
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	3.50
Τυπική Απόκλιση	0.53

x	$f(x)$	$F(x)$
0.00000000	0.00000000	0.00000000
1.60943791	0.00028503	0.00020126
2.30258509	0.00603340	0.01246181
2.70805020	0.01651833	0.06882936
2.99573227	0.02382165	0.17188464
3.21887582	0.02592967	0.29820283
3.40119738	0.02442197	0.42515389
3.55534806	0.02120411	0.53961324
3.68887945	0.01754336	0.63649166
3.80666249	0.01409443	0.71542116
3.91202301	0.01112156	0.77824046
4.00733319	0.00868126	0.82752934
4.09434456	0.00673483	0.86587788
4.17438727	0.00520899	0.89557882
4.24849524	0.00402515	0.91853731
4.31748811	0.00311205	0.93628091
4.38202663	0.00240982	0.95000864
4.44265126	0.00187025	0.96064966
4.49980967	0.00145546	0.96891863
4.55387689	0.00113612	0.97536293
4.60517019	0.00088975	0.98040113

F(x) Συνάρτηση Αθροιστικής Πιθανότητας



f(x) Συνάρτηση Πυκνότητας Πιθανότητας

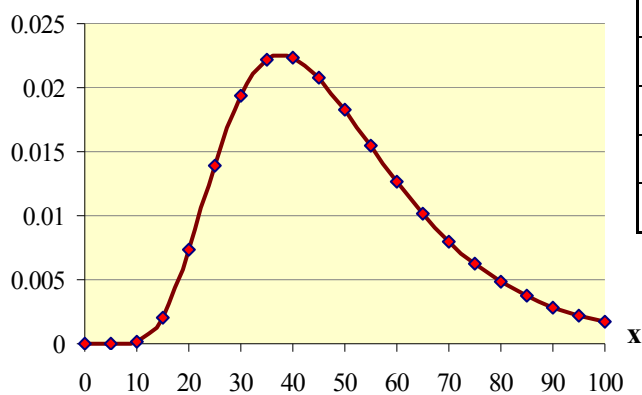


▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.32g**

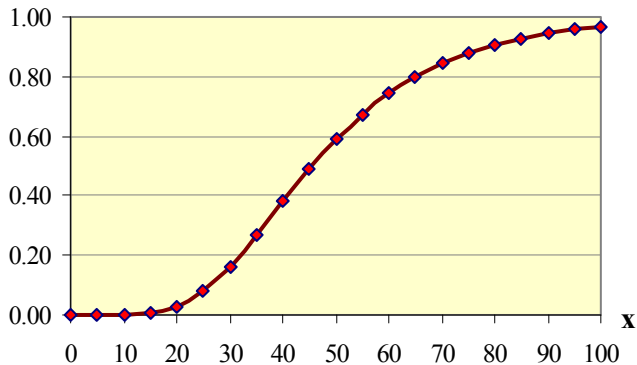
Εφελκυστική Αντοχή <i>f_{wt}</i>	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	4.44
100	4.30
150	4.14
200	3.96
250	3.79
300	3.64
350	3.50
400	3.36
450	3.22
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	3.82
Τυπική Απόκλιση	0.43

<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0.00000000	0.00000000	0.00000000
1.60943791	0.00000027	0.00000011
2.30258509	0.00016618	0.00018564
2.70805020	0.00209324	0.00457394
2.99573227	0.00728008	0.02679370
3.21887582	0.01397052	0.07992710
3.40119738	0.01939912	0.16430020
3.55534806	0.02218575	0.26942947
3.68887945	0.02241125	0.38185349
3.80666249	0.02083604	0.49053926
3.91202301	0.01829306	0.58861295
4.00733319	0.01542396	0.67293999
4.09434456	0.01263332	0.74299407
4.17438727	0.01013289	0.79976396
4.24849524	0.00800462	0.84494734
4.31748811	0.00625413	0.88044185
4.38202663	0.00484807	0.90806348
4.44265126	0.00373742	0.92941504
4.49980967	0.00287049	0.94584367
4.55387689	0.00219949	0.95844612
4.60517019	0.00168319	0.96809599

f(x) Συνάρτηση Πυκνότητας Πιθανότητας



F(x) Συνάρτηση Αθροιστικής Πιθανότητας

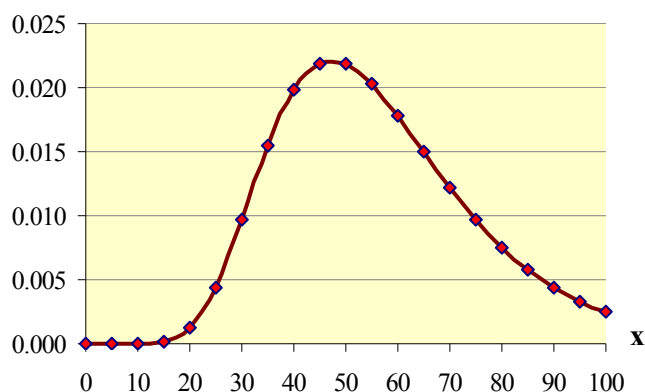


▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.40g**

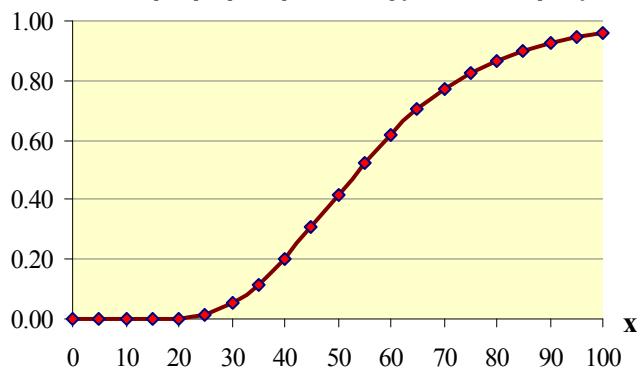
Εφελκυστική Αντοχή f_{wt}	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	4.48
100	4.37
150	4.26
200	4.12
250	4.00
300	3.86
350	3.72
400	3.59
450	3.46
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	3.99
Τυπική Απόκλιση	0.36

x	$f(x)$	$F(x)$
0.00000000	0.00000000	0.00000000
1.60943791	0.00000000	0.00000000
2.30258509	0.00000158	0.00000114
2.70805020	0.00011967	0.00016667
2.99573227	0.00117595	0.00271920
3.21887582	0.00441434	0.01565650
3.40119738	0.00971844	0.05040310
3.55534806	0.01543516	0.11352921
3.68887945	0.01980336	0.20245031
3.80666249	0.02195282	0.30781069
3.91202301	0.02194033	0.41834728
4.00733319	0.02033540	0.52455492
4.09434456	0.01782199	0.62019432
4.17438727	0.01497409	0.70222804
4.24849524	0.01218315	0.77003978
4.31748811	0.00967046	0.82453030
4.38202663	0.00753090	0.86737070
4.44265126	0.00577874	0.90048738
4.49980967	0.00438390	0.92575466
4.55387689	0.00329666	0.94483929
4.60517019	0.00246252	0.95914291

f(x) Συνάρτηση Πυκνότητας Πιθανότητας



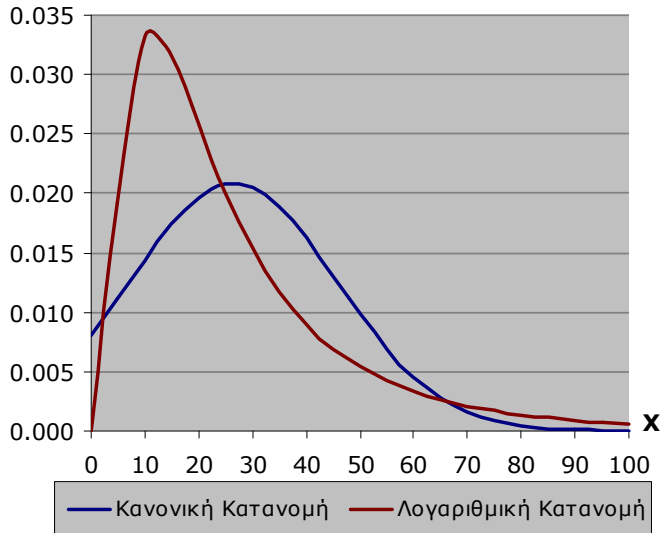
F(x) Συνάρτηση Αθροιστικής Πιθανότητας



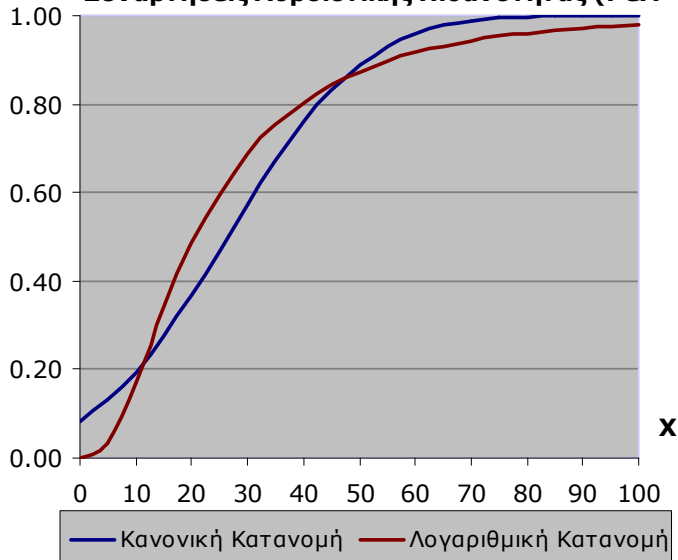
Σύγκριση κατανομών για τις διαφορετικές PGA

- **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.16g**

f(x) Συναρτήσεις Πυκνότητας Πιθανότητας (PGA=0.16g)

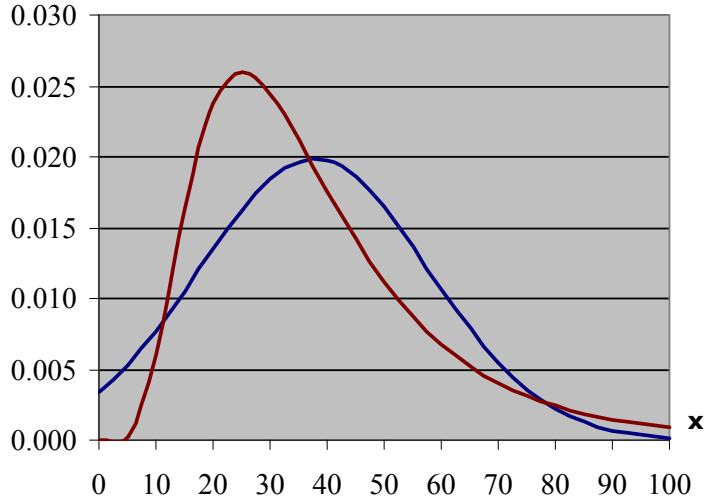


F(x) Συναρτήσεις Αθροιστικής Πιθανότητας (PGA=0.16g)

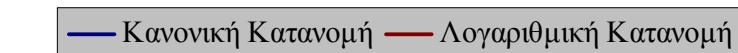
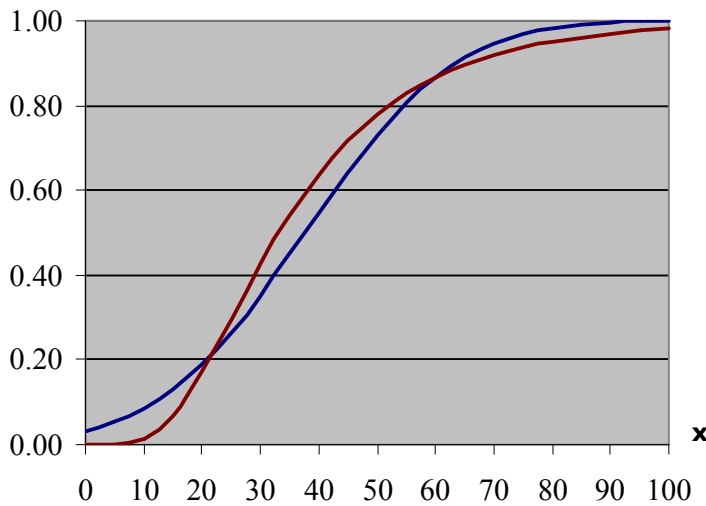


▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.24g**

f(x) Συναρτήσεις Πυκνότητας Πιθανότητας (0,24g)

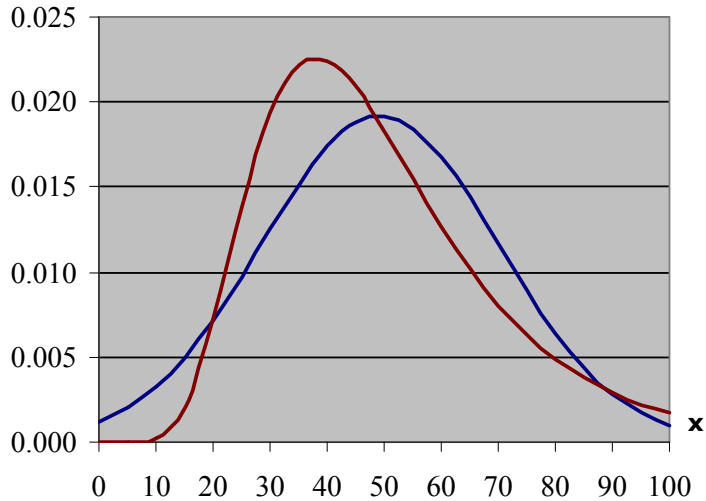


F(x) Συναρτήσεις Αθροιστικής Πιθανότητας (0,24g)

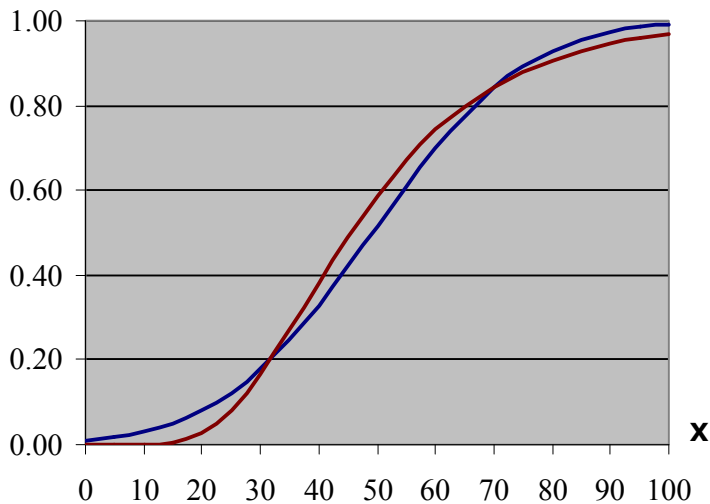


▪ **Εδαφική Επιτάχυνση $PGA = 0.32g$**

$f(x)$ Συναρτήσεις Πυκνότητας Πιθανότητας (0,32g)

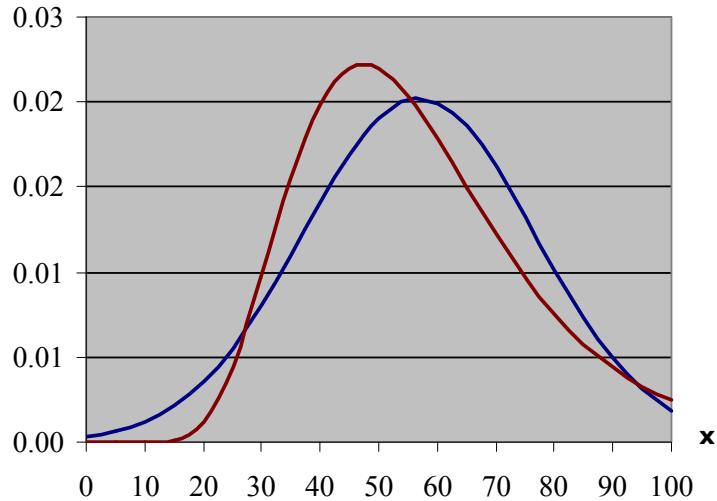


$F(x)$ Συναρτήσεις Αθροιστικής Πιθανότητας (0,32g)

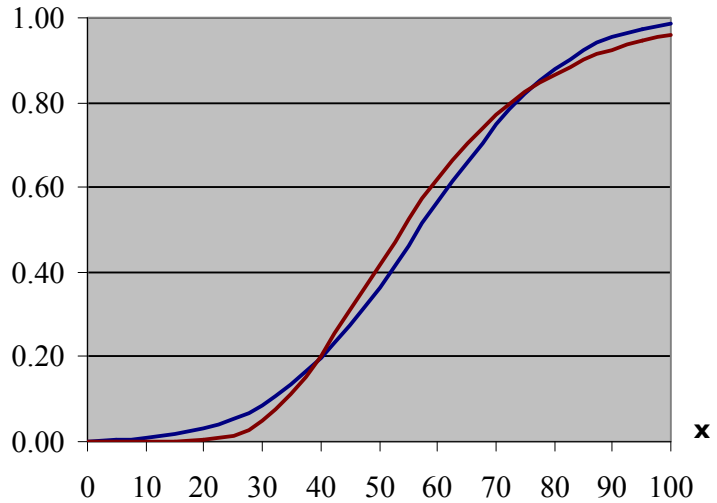


▪ **Εδαφική Επιτάχυνση $PGA = 0.40g$**

f(x) Συναρτήσεις Πυκνότητας Πιθανότητας (0,40g)



F(x) Συναρτήσεις Αθροιστικής Πιθανότητας (0,40g)



6.10 Εξαγωγή καμπυλών θραυστότητας

Μετά τη στατιστική επεξεργασία και την ανάλυση των ποσοστών αστοχίας της τοιχοδομής και έχοντας καθορίσει τα επίπεδα βλάβης σε προηγούμενο κεφάλαιο, μπορούμε να χαράξουμε τις καμπύλες θραυστότητας. Οι καμπύλες θραυστότητας εκφράζουν την πιθανότητα υπέρβασης των συγκεκριμένων επιπέδων βλάβης παράγονται από την αθροιστική πιθανότητα, από το ολοκλήρωμα της συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας (σ.π.π.) ανάμεσα στα όρια του εκάστοτε επιπέδου βλάβης. Το πλήθος των τιμών “πιθανοτήτων υπέρβασης επιπέδου βλάβης” συμπίπτει με τον αριθμό των επιπέδων βλάβης που έχουν ορισθεί. Στην παρούσα εργασία προκύπτουν τρία καθ’ ύψος προσδιοριζόμενα σημεία ανά PGA, ανά συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας και ανά τύπο διαβάθμισης επιπέδων. Έτσι για ορισμένη σ.π.π. και τύπο διαβάθμισης επιπέδων βλάβης δημιουργείται μια οικογένεια καμπυλών θραυστότητας με ένωση των καθ’ ύψος προσδιορισθέντων σημείων ανά επίπεδο βλάβης.

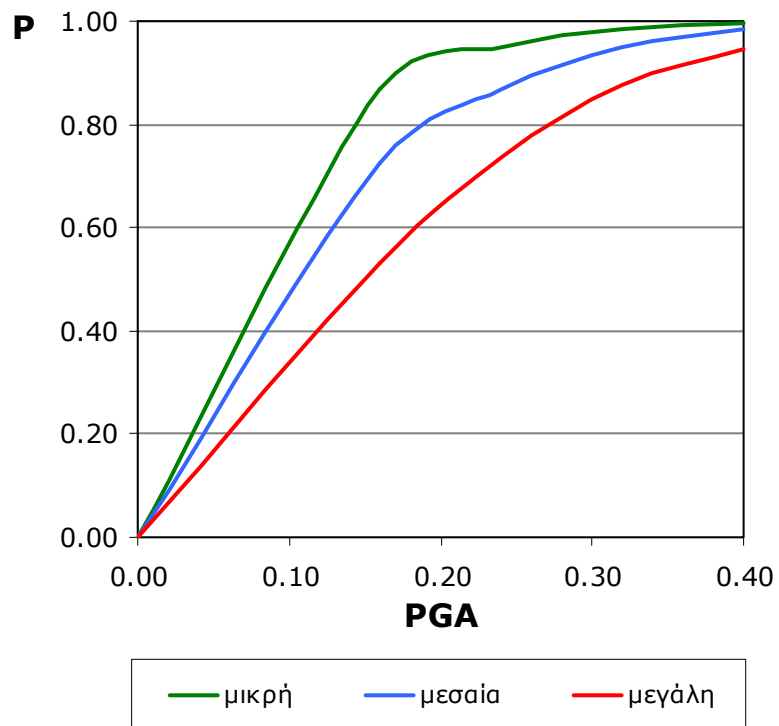
	Καμία βλάβη (%)	Μικρή βλάβη (%)	Μεσαία βλάβη (%)	Μεγάλη βλάβη (%)
Επίπεδα βλάβης τύπου α	0 - 5	5 - 15	15 - 25	> 25
Επίπεδα βλάβης τύπου β	0 - 10	10 - 20	20 - 30	> 30
Επίπεδα βλάβης τύπου γ	0 - 15	15 - 35	35 - 45	> 45

Πίν.6.2 Τιμές επιπέδων βλάβης, τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για την εξαγωγή των καμπυλών θραυστότητας.

Κανονική Κατανομή

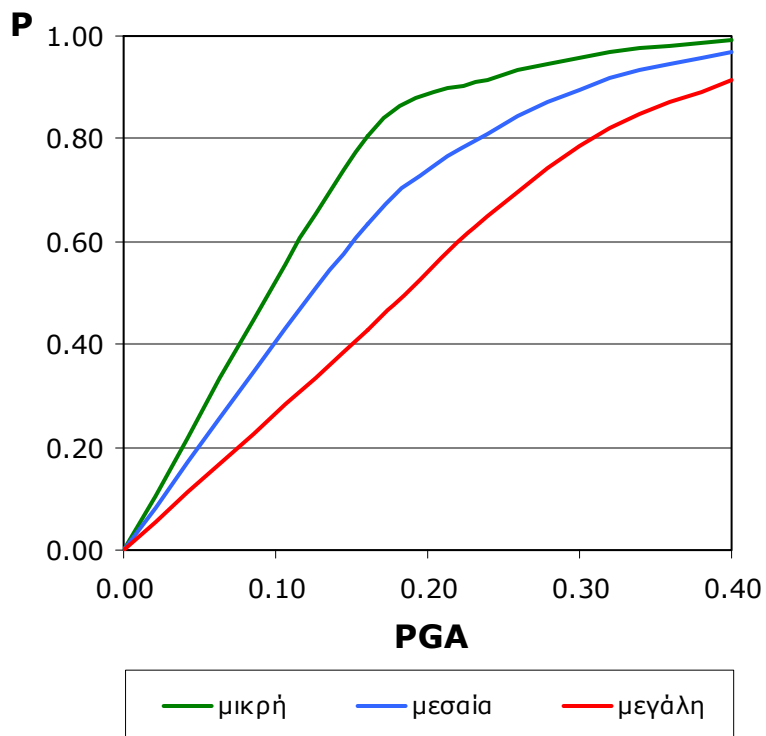
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου α

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.8689	0.9478	0.9832	0.9957
Μεσαία	0	0.7255	0.8700	0.9500	0.9830
Μεγάλη	0	0.5308	0.7354	0.8779	0.9467



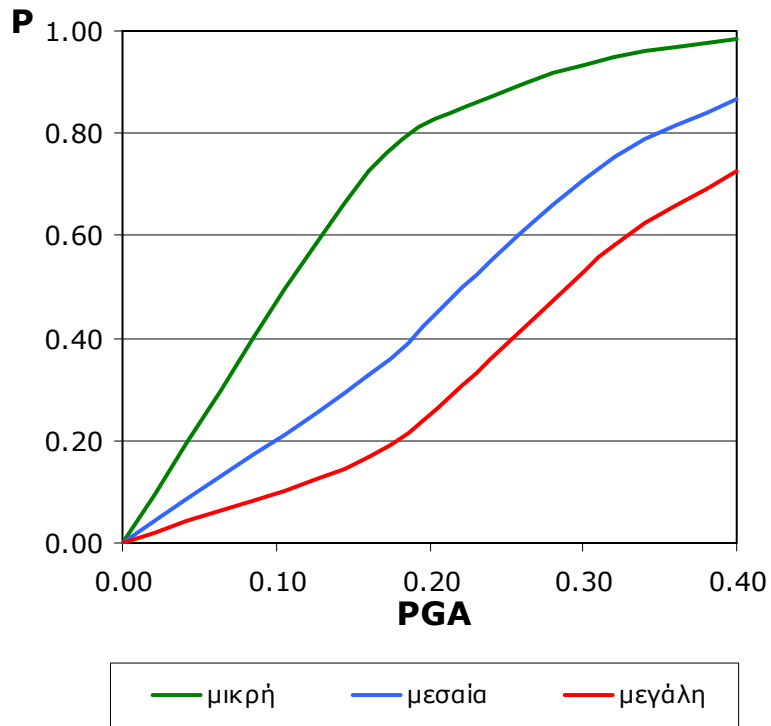
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου β

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.8052	0.9154	0.9703	0.9912
Μεσαία	0	0.6324	0.8100	0.9200	0.9691
Μεγάλη	0	0.4271	0.6482	0.8223	0.9132



➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου γ

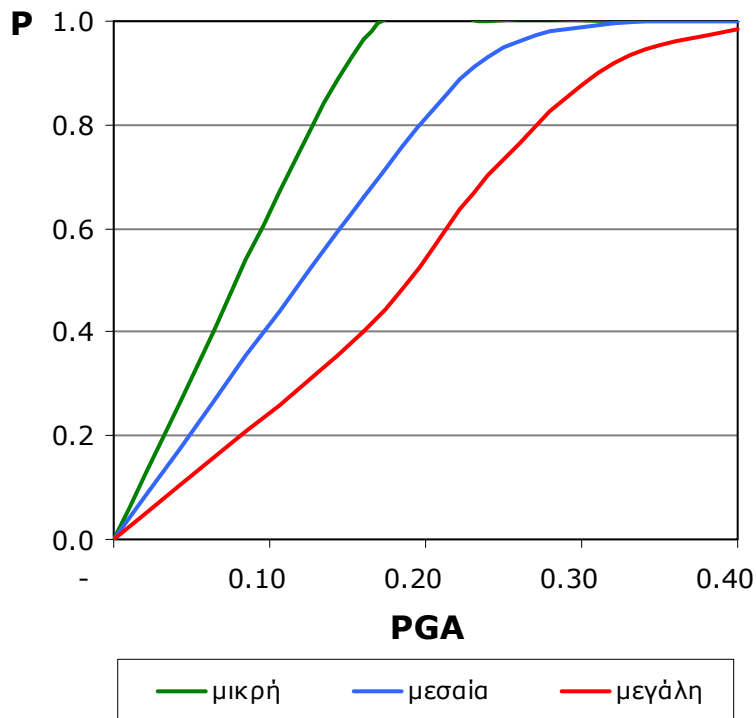
Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.7255	0.8700	0.9500	0.9830
Μεσαία	0	0.3283	0.5525	0.7530	0.8659
Μεγάλη	0	0.1669	0.3575	0.5806	0.7260



Λογαριθμοκανονική Κατανομή

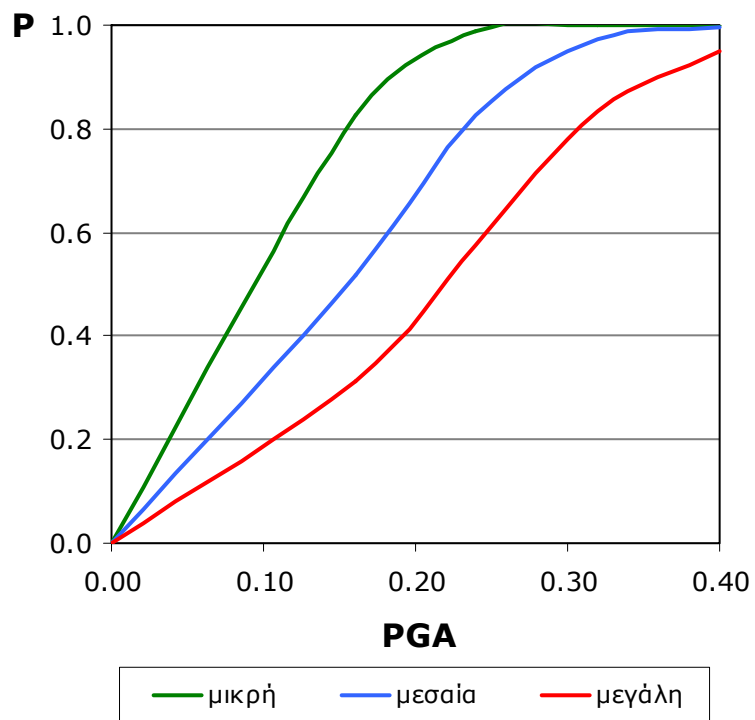
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου α

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.9668	0.9998	1.0000	1.0000
Μεσαία	0	0.6602	0.9312	0.9954	0.9998
Μεγάλη	0	0.4018	0.7018	0.9201	0.9843



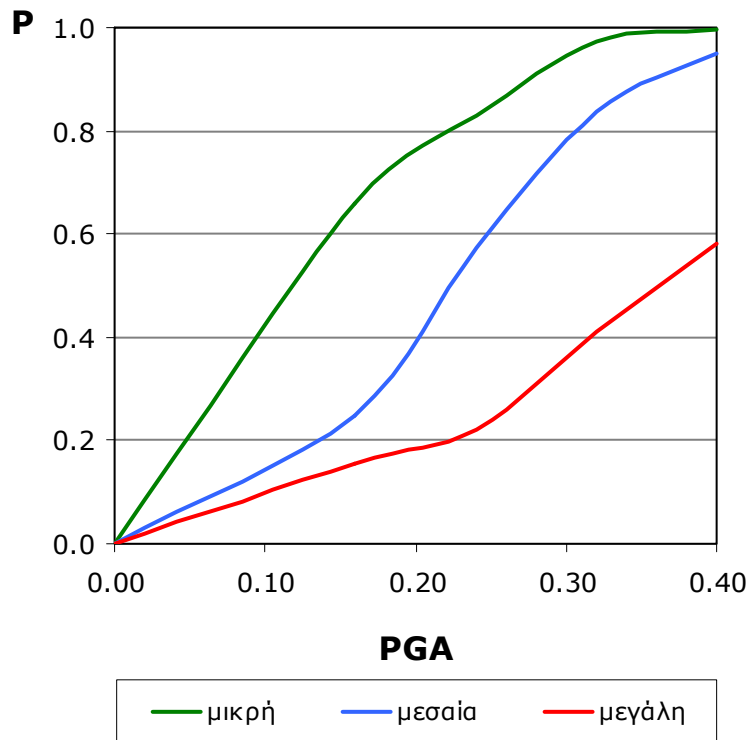
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου β

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.8259	0.9875	0.9998	1.0000
Μεσαία	0	0.5161	0.8281	0.9732	0.9973
Μεγάλη	0	0.3139	0.5748	0.8357	0.9496



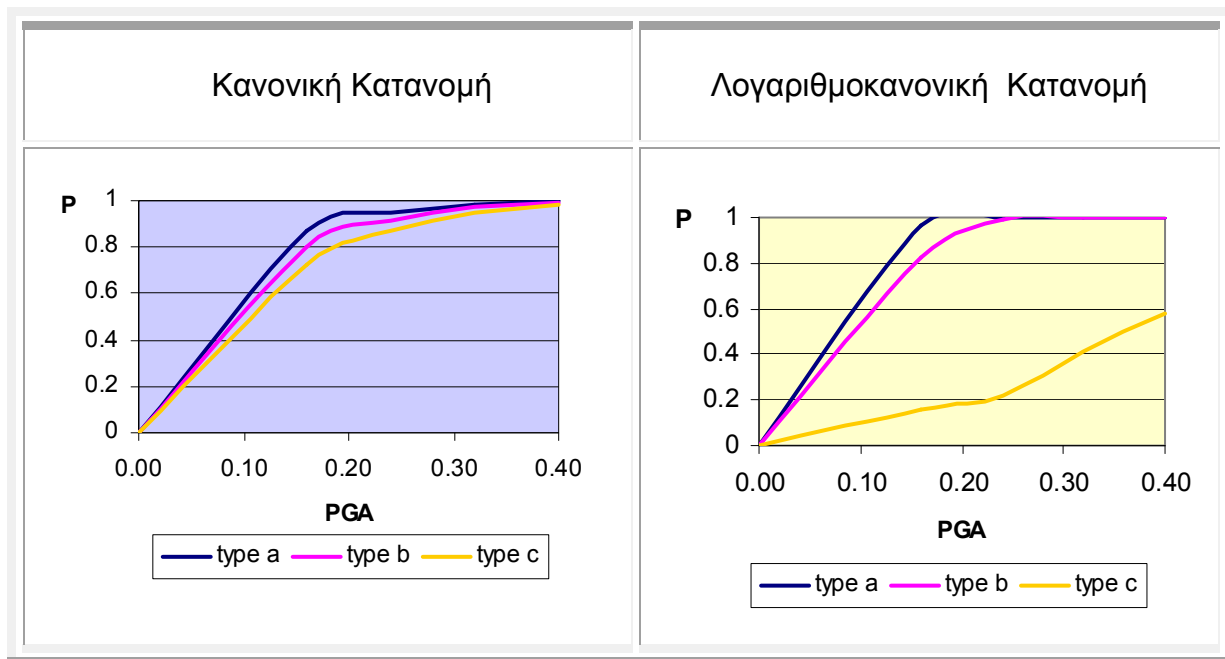
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου γ

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.6602	0.8281	0.9732	0.9973
Μεσαία	0	0.2469	0.5748	0.8357	0.9496
Μεγάλη	0	0.1563	0.2218	0.4114	0.5817

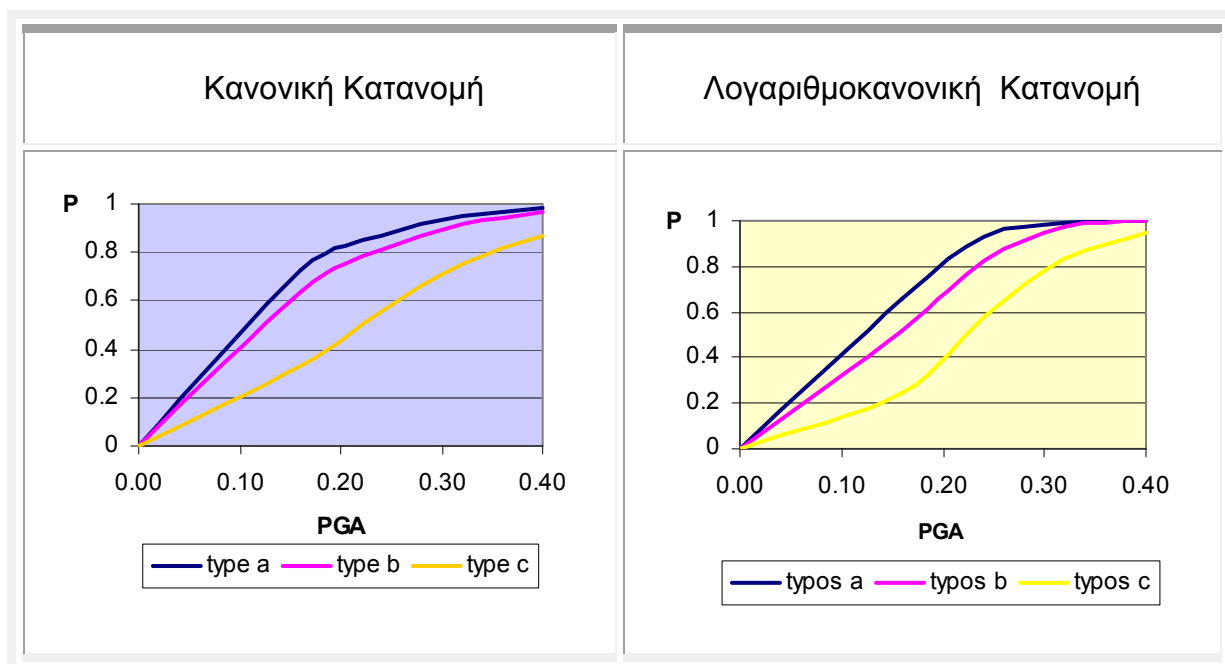


6.11 Σύγκριση μεταξύ των τριών επιπέδων βλάβης για την κάθε κατανομή

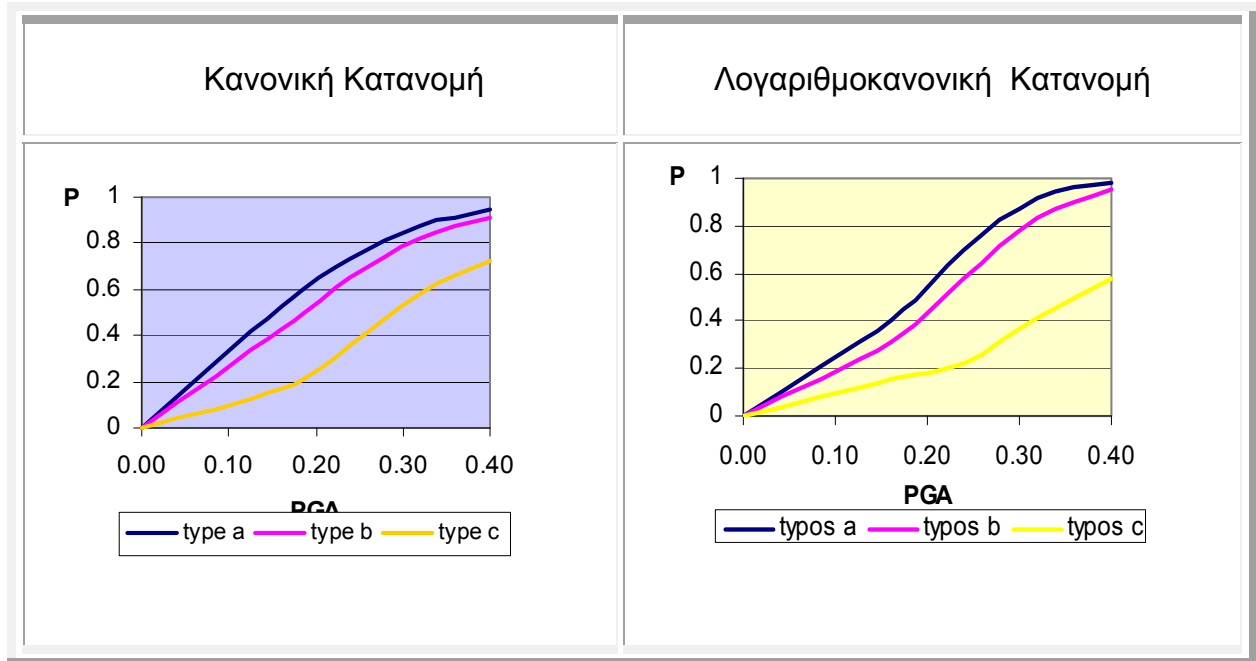
- Μικρή βλάβη



- Μεσαία βλάβη



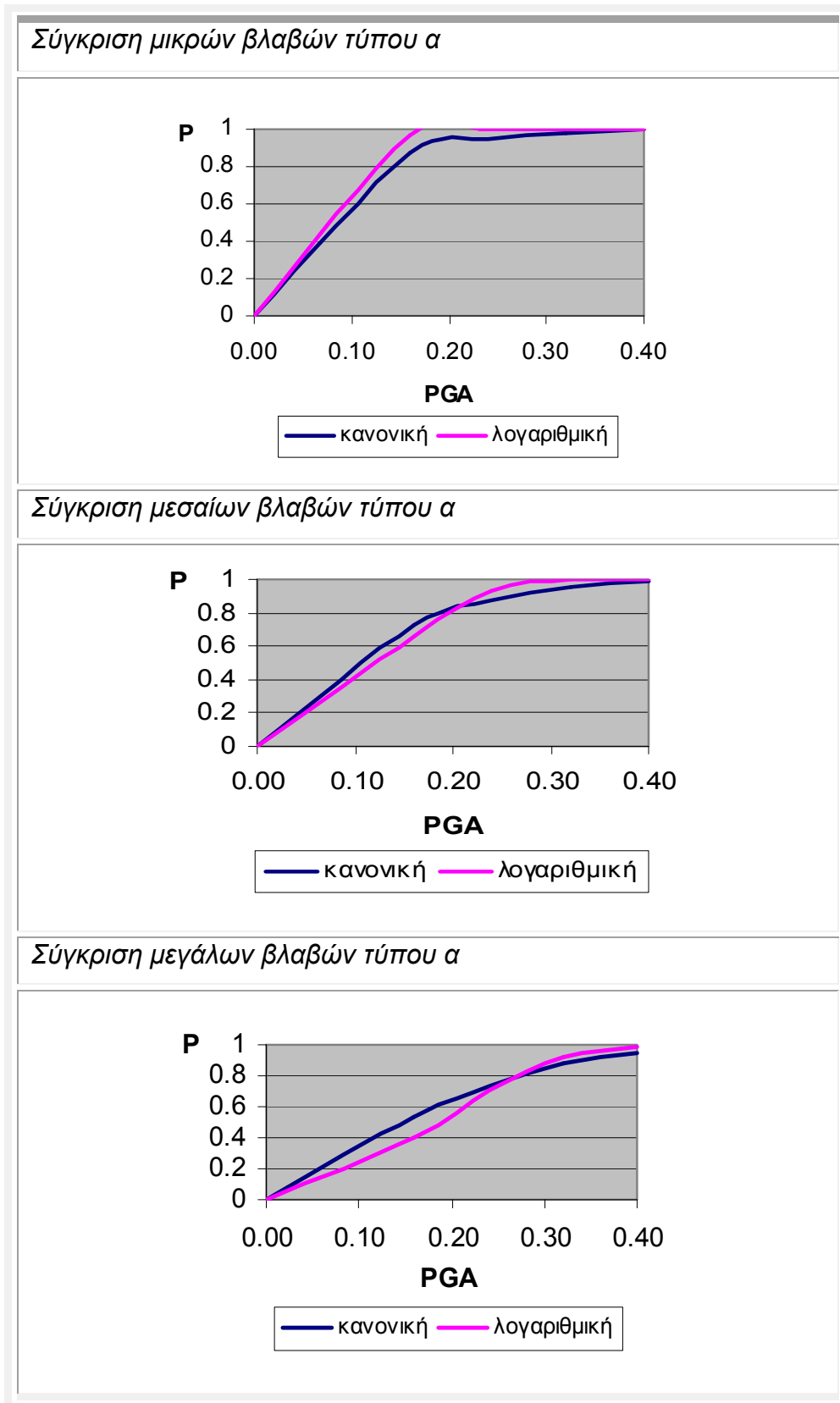
- **Μεγάλη βλάβη**



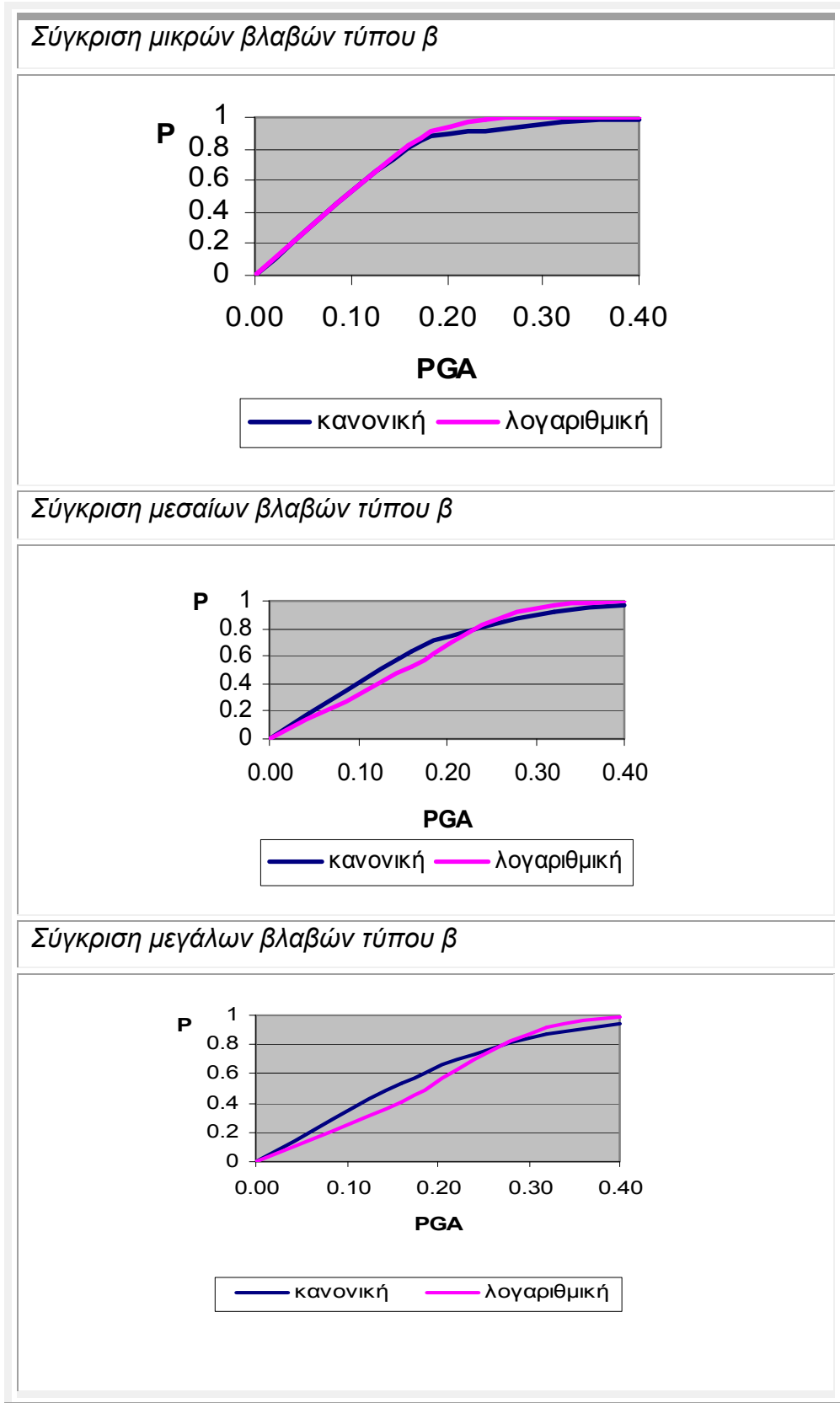
6.12 Σύγκριση των καμπυλών θραυστότητας των δύο κατανομών

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα διαγράμματα σύγκρισης των δύο κατανομών για τα τρία διαφορετικά επίπεδα βλάβης.

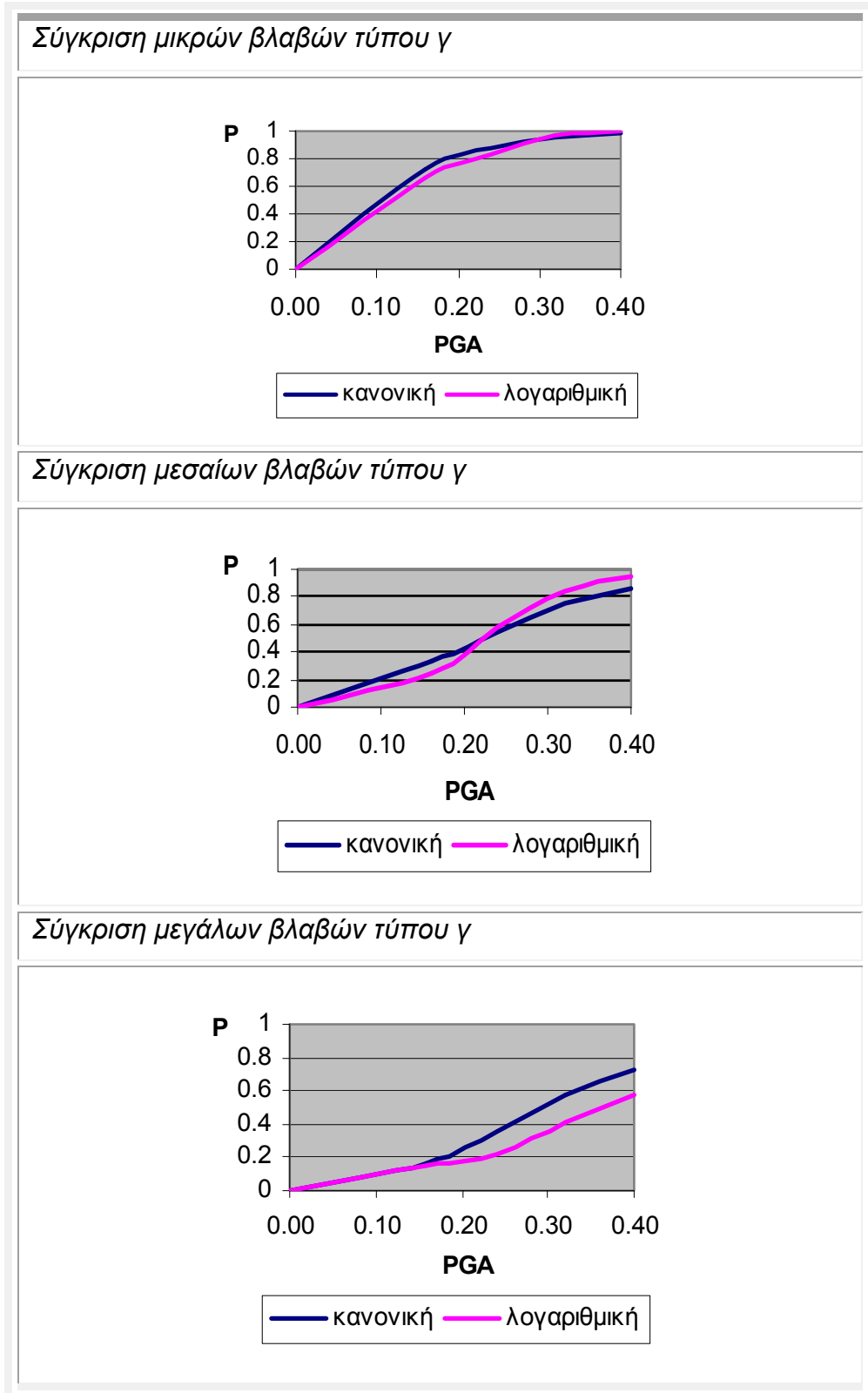
- **Διαβάθμιση βλαβών τύπου α**



- **Διαβάθμιση βλαβών τύπου β**



- **Διαβάθμιση βλαβών τύπου γ**



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΗ 1

7.1 Εισαγωγή

Η ενίσχυση μιας υπάρχουσας κατασκευής από τοιχοποιία αποσκοπεί στην αύξηση της αντοχής της, έτσι ώστε αυτή να μπορέσει να αναλάβει στατικά και δυναμικά φορτία, με τις μικρότερες δυνατές βλάβες, με αποτέλεσμα να ανταποκρίνεται σε ένα υψηλότερο δείκτη ασφάλειας.

Σε περίπτωση που υπάρχουν ήδη βλάβες, προτεραιότητα έχει η επισκευή τους και η κατά το δυνατόν επαναφορά της κατασκευής στην αρχική της κατάσταση. Για να επιτευχθεί αυτό απαραίτητη προϋπόθεση είναι ο εντοπισμός των βλαβών και των αιτιών που τις προκάλεσαν. Όταν πρόκειται να γίνει ενίσχυση σε μια κατασκευή που δεν έχουν εκδηλωθεί βλάβες, τότε χρησιμοποιούνται αναλυτικές μέθοδοι υπό συγκεκριμένες δράσεις για τον εντοπισμό των τρωτότερων σημείων της κατασκευής και την καλύτερη δυνατή εκτίμηση της συμπεριφοράς της.

Οι σύγχρονες απαιτήσεις ανάλυσης προστάζουν την χρήση λογισμικών προγραμμάτων που παρέχουν την δυνατότητα ανάπτυξης ενός χωρικού μοντέλου με τις ιδιότητες των υλικών που απαρτίζουν το εν λόγω κτίριο και την επιβολή κάποιων δράσεων (στατικών και δυναμικών) στις οποίες αυτό δύναται να υποβληθεί. Μέσω αυτών των αναλυτικών μεθόδων είναι εφικτή η πραγματοποίηση πολλαπλών αναλύσεων προκειμένου να εντοπιστούν τα τρωτά σημεία που θα οδηγήσουν στην λήψη αποφάσεων για να παρθούν τα απαραίτητα μέτρα. Όπως αναπτύχτηκε και σε προηγούμενο κεφάλαιο, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί από τον χρήστη (μηχανικό) του προγράμματος στις παραδοχές που θα γίνουν προκειμένου τα αποτελέσματα της ανάλυσης να προσεγγίζουν την πραγματικότητα.

Στο στάδιο των αποφάσεων πρέπει να συνυπολογιστούν διάφοροι παράμετροι που θα επηρεάσουν την εκλογή της ιδανικής απόφασης. Για συμβατικές λίθινες κατασκευές, βασικότερη παράμετρος είναι η συνάρτηση

κόστους της επέμβασης, σπουδαιότητας της κατασκευής και αποτελεσματικότητα της ενίσχυσης. Όταν πρόκειται όμως για μνημεία με πολιτιστική αξία τότε η λήψη της απόφασης δυσχεραίνει και ζητά απάντηση στο εξής τρίλημμα:

- Επαναφορά του μνημείου στην αρχική του μορφή, που εγκυμονεί τον κίνδυνο για μια νέα κατάρρευση, ιδίως όταν πρόκειται για σεισμικές περιοχές όπου δεν μπορεί να γίνει άρση των αιτιών.
- Σημαντική ενίσχυση, που θα εξασφαλίζει την καλή απόκριση της κατασκευής, αυξάνοντας κατά πολύ την αντοχή της. Στην περίπτωση αυτή χάνεται το πολιτιστικό κομμάτι αφού οι επεμβάσεις είναι μεγάλες και στην ουσία πρόκειται για ένα καινούριο κτίριο.
- Καμία επέμβαση και διατήρηση του μνημείου στην κατάσταση αστοχίας του, όπου το κτίριο δεν θυμίζει πολλά από την αρχική του μορφή αλλά στηρίζεται στην λογική ότι και η αστοχία είναι κομμάτι της ιστορίας του.

[12]

Έκτος από του παραπάνω παράγοντες που παίζουν ξεκάθαρο ρολό στην λήψη της απόφασης για το αν πρέπει να γίνει ενίσχυση και σε ποιό βαθμό, η επιλογή μπορεί να κριθεί από φαινομενικά δευτερεύοντες παράγοντες, όπως είναι η γνώση και η εμπειρία του διαθέσιμου τεχνικού δυναμικού καθώς και η δυνατότητα απόκτησης του κατάλληλου εξοπλισμού.

7.2 Περιγραφή τρόπων ενίσχυσης της κατασκευής

Στο παρών κεφάλαιο θα παρουσιαστούν τρεις τεχνικές ενίσχυσης λίθινων κατασκευών ως προτάσεις για την βελτίωση της αντοχής της κατοικίας του Πρίγκιπα Γεώργιου στα Χάνια της Κρήτης . Οι παρακάτω λύσεις επιλέχθηκαν μεταξύ πολλών, προσομοιώθηκαν στο χωρικό μοντέλο, αναλύθηκαν και τα αποτελέσματα τους συγκρίνονται με απώτερο σκοπό να προκύψει η βέλτιστη λύση για το ανάλογο κριτήριο. Οι εν λόγω τρόποι ενίσχυσης της κατασκευής είναι οι παρακάτω:

- **Ενίσχυση 1:** αρμολόγημα και μανδύας από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στην εσωτερική παρειά της περιμετρικής τοιχοποιίας του παλαιού κτιρίου.
- **Ενίσχυση 2:** αρμολόγημα και εμποτισμός τοιχοποιίας με τσιμεντενέσεις.
- **Ενίσχυση 3:** αρμολόγημα, κατακόρυφη προένταση στους πεσσούς της περιμετρικής τοιχοποιίας του παλαιού κτιρίου και οριζόντιο διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος στην στέψη της τοιχοποιίας.

7.3 Αρμολόγημα και Μανδύας από Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα

(Ενίσχυση 1)

Αρμολόγημα

Με την ενίσχυση της τοιχοποιίας με την μέθοδο της αρμολόγησης ουσιαστικά αντικαθίσταται το παλαιό κονίαμα των αρμών με νέο στο επιτρεπόμενο βάθος από την επιφάνεια της τοιχοποιίας. Το αρμολόγημα επιλέγεται είτε για την αντικατάσταση παλαιότερου κονιάματος που έχει υποστεί διάβρωση, είτε για την ενίσχυση τοιχοποιίας με κονίαμα μεγαλύτερων αντοχών από το υπάρχον. Στόχος του νέου κονιάματος είναι να έχει μειωμένο συντελεστή συστολής και αυξημένη εργασιμότητα. Για το λόγο αυτό, είναι επιτακτική η προσθήκη άσβεστου, η οποία όμως συνεπάγεται την μείωση της αντοχής. Το νέο κονίαμα οφείλει να έχει αντοχή υποδεέστερη αυτής των λιθωμάτων και να μην είναι σκληρότερο από το ήδη υπάρχον, για να αποφευχθούν τυχόν ψαθυρές αστοχίες. Αυτό περιορίζει την περιεκτικότητα του τσιμέντου στο μείγμα σε λιγότερο από 20% του ασβεστού/τσιμέντου. Σε περίπτωση που παρατηρηθεί κατά την διάρκεια της καθαίρεσης, κονίαμα ιδιαίτερα χαμηλής αντοχής, η αποκατάσταση της τοιχοποιίας πρέπει να γίνεται με πολύ προσοχή για να αποφευχθεί ενδεχόμενο χαλάρωμα της συνοχής ή και ακόμα απόσπαση των λιθωμάτων.

Η αρμολόγηση της τοιχοποιίας επιλέχθηκε να πραγματοποιηθεί στην εξωτερική παρειά των περιμετρικών τοίχων, οι οποίοι αποτελούν φέροντα στοιχεία της κατασκευής. Η εσωτερική παρειά της περιμετρικής τοιχοποιίας θα

ενισχυθεί με την εφαρμογή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, όπως περιγράφεται παρακάτω.

Μανδύας από Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αποτελείται από τα ίδια υλικά με το συμβατικό σκυρόδεμα καλής ποιότητας, με την μόνη διαφορά να εντοπίζεται στον τρόπο εφαρμογής του (εκτόξευση) και στην επιλογή των αδρανών, όπου είναι περισσότερο λεπτόκοκκα, για να εξασφαλίζεται η διέλευση τους από την συσκευή εκτόξευσης. Το νερό που θα χρησιμοποιηθεί στο μείγμα πρέπει να είναι απαλλαγμένο από άλατα που θα διαβρώσουν τον οπλισμό και το σκυρόδεμα. Η όπλιση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος (όπως και στο συμβατικό) αυξάνει την εφελκυστική του αντοχή και πλαστιμότητα, ενώ μειώνει την ρηγμάτωση. Η τοποθέτηση των χαλύβδινων ράβδων απαιτεί προσοχή καθώς πολύ πυκνή τοποθέτηση εμποδίζει την εφαρμογή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, ενώ σε πολύ αραιή τοποθέτηση οι ράβδοι καμπυλώνουν υπό την πίεση της εκτόξευσης.

Η αναλογία νερού - τσιμέντου κυμαίνεται από $1/3$ έως $1/2$ και η αποκτηθείσα θλιπτική αντοχή με την πάροδο 28 ημερών μεταξύ 20 και 55MPa. Η συστολή ξήρανσης κυμαίνεται από 0.06% έως 0.10%, δηλαδή λίγο υψηλότερη από αυτή του έγχυτου σκυροδέματος χαμηλής κάθισης. Συντελεστής θερμικής διαστολής, ειδικό βάρος και μετρό ελαστικότητας δεν διαφέρουν από έγχυτο σε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Προκειμένου να εξασφαλιστούν υψηλές αντοχές κατά την διάρκεια της κατασκευής επιβάλλεται η σωστή επίβλεψη.

Αφού το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα έχει την ίδια σύνθεση και τις ίδιες ιδιότητες με το συμβατικό, η επιλογή της σκυροδέτησης γίνεται βάσει ευκολίας της διαδικασίας. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα υπερέχει ξεκάθαρα στις επισκευαστικές εργασίες, όπου η εφαρμογή ξυλότυπων δεν είναι εύκολη, καθώς και σε περιπτώσεις όπου επιθυμείται μεταβολή του πάχους στις διατομές.

Στην περίπτωση επιλογής της συγκεκριμένης ενίσχυσης, μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος θα κατασκευαστούν μόνο από την εσωτερική

επιφάνεια του κτιρίου, έτσι ώστε να διατηρηθούν οι όψεις του ακέραιες. Στις εσωτερικές επιφάνειες δεν υπάρχουν τοιχογραφίες με σημαντική καλλιτεχνική και πολιτιστική αξία και επομένως θα μπορούσαν να αξιοποιηθούν για την ενίσχυση της κατασκευής. Προτιμήθηκε η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος έναντι του έγχυτου, λόγω ευκολίας του στην κατασκευή (χαμηλότερο κόστος και ταχύτερη κατασκευή), συν του ότι υπερτερεί όταν πρόκειται για κατασκευές μικρού πάχους, όπως στην προκειμένη περίπτωση (10cm). Παράλληλα με τις εργασίες στο εσωτερικό του κτιρίου αποφασίστηκε η αρμολόγηση της τοιχοποιίας.

7.3.1 Στάδια εργασιών ενίσχυσης 1

Αρμολόγημα

- Αφαίρεση επιχρισμάτων.
- Καθαίρεση ασθενούς συνδετικού κονιάματος και χαλαρών λίθων με νερό υπό πίεση εκτός από τα σημεία ύπαρξης ξύλων, όπου η καθαίρεση γίνεται με αέρα.
- Σφράγιση των αρμών με κονίαμα, όμοιων ιδιοτήτων με το υπάρχον, (αν είναι δυνατό η σύνθεση του νέου να αποτελείται από τα ίδια υλικά με το παλαιό).

[13]

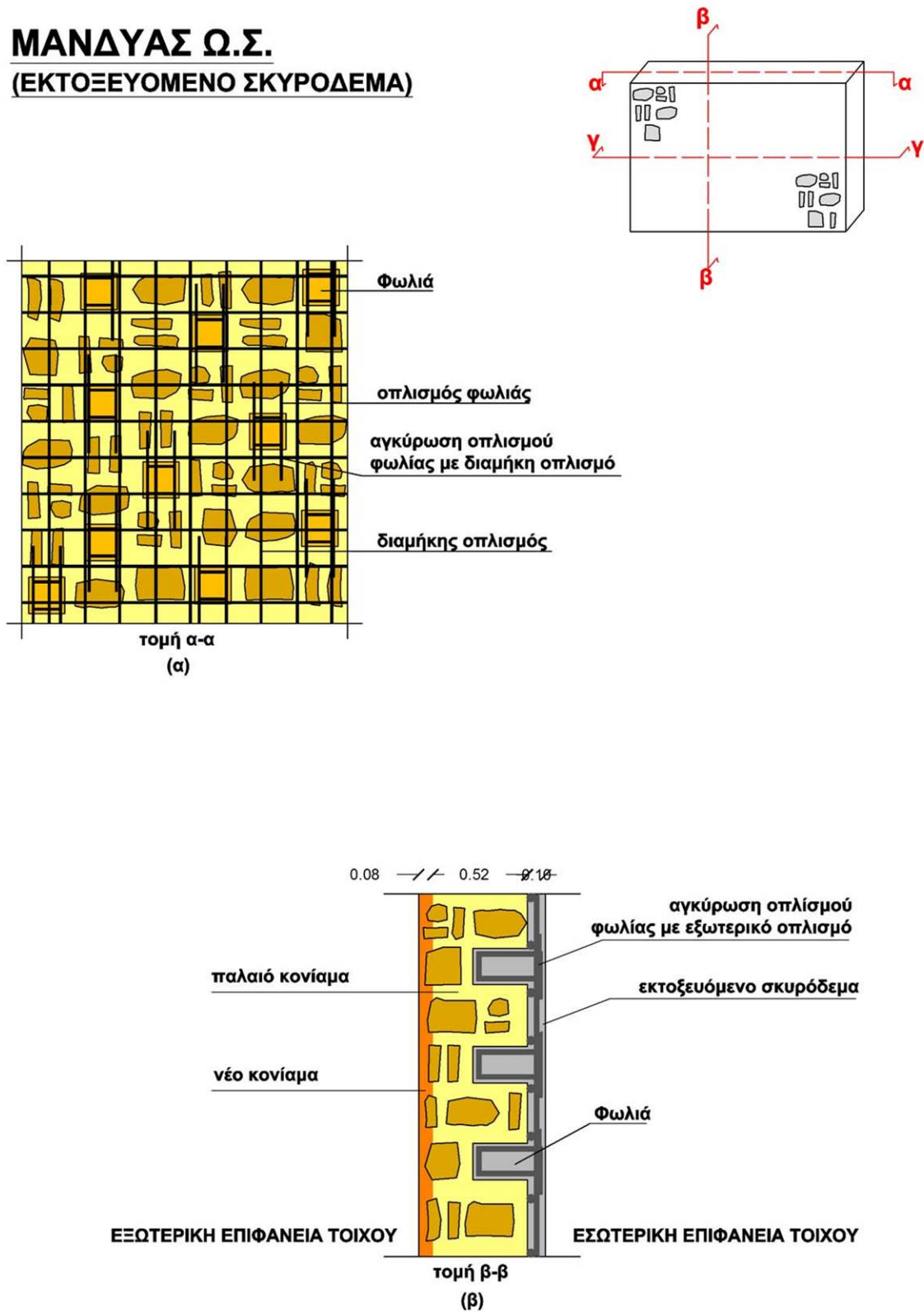
Για τις ανάγκες της ανάλυσης θεωρήθηκε αρμολόγημα στην εξωτερική παρειά της τοιχοποιίας σε βάθος 8cm (σχήμα 7.1-β). Μετά την διαδικασία της αρμολόγησης, η αντοχή του κτίσματος βελτιώνεται με την θλιπτική αντοχή και το μετρό ελαστικότητας να αυξάνονται συνάρτηση του βάθους αρμολόγησης και της ποιότητας του μείγματος.

Μανδύας από Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα

Αρχικά προέχει η αφαίρεση διαβρωμένων και χαλαρών επιφανειών κονιάματος και λιθοσωμάτων, η τράχυνση της επιφάνειας εφαρμογής της μεθόδου και η δημιουργία φωλιών με επιθυμητές διαστάσεις 20x20cm και βάθος έως τα μέσα του τοίχου. Στην συνέχεια παίρνει σειρά η τοποθέτηση χαλύβδινων ράβδων και η αγκύρωση τους με τον οπλισμό των φωλιών και τα θεμέλια των τοίχων (σχήμα 7.1α-β). Πριν την εφαρμογή της μεθόδου καθαρίζεται η επιφάνεια της τοιχοποιίας με αέρα ή νερό υπό πίεση και βρέχεται για την αποφυγή απορρόφησης του νερού του σκυροδέματος (που θα φέρει ως αποτέλεσμα χαμηλότερη αντοχή και έντονη ρηγμάτωση). Τέλος εκτοξεύεται το σκυρόδεμα με συνεχή και σταθερή ροή του υλικού.

Παρακάτω ακολουθούν οι δύο τομές της ενισχυμένης τοιχοποιίας, στις οποίες φαίνονται με ακρίβεια οι δύο τρόποι ενίσχυσής της.

ΜΑΝΔΥΑΣ Ω.Σ.
(ΕΚΤΟΞΕΥΟΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ)

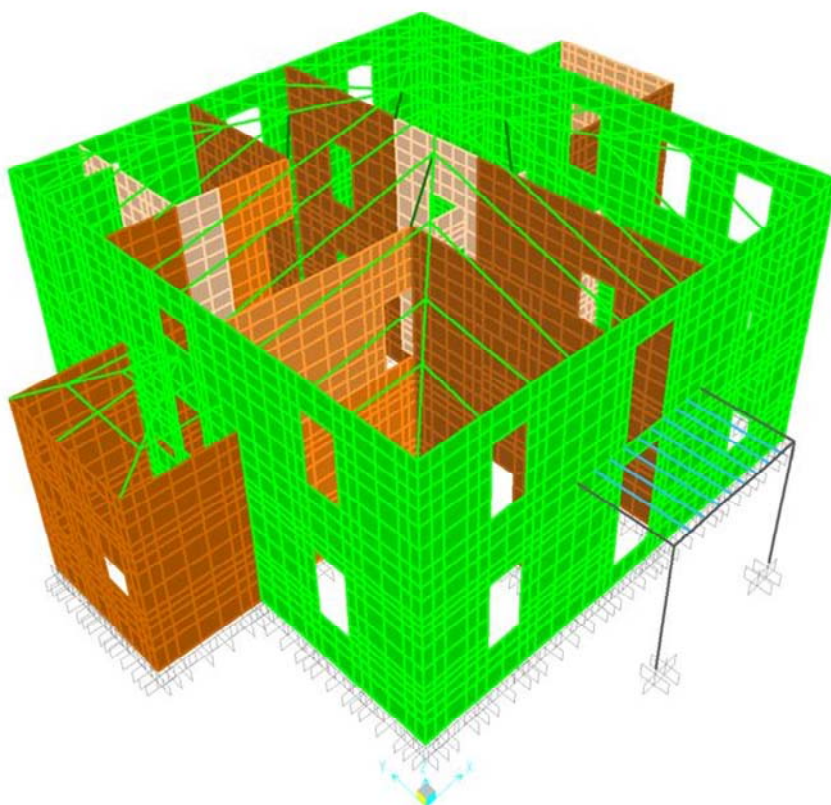


Σχήμα 7.1 Μανδύας Ω.Σ. με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

7.3.2 Προσομοίωση ενίσχυσης 1

Στο χωρικό μοντέλο η προσομοίωση της ενισχυμένης περιμετρικής τοιχοποιίας μέσω αρμολογήματος γίνεται αυξάνοντας το μέτρο ελαστικότητας, σύμφωνα με τους τύπους που παρατίθενται παρακάτω. Η δε προσομοίωση του μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος, έγινε με πεπερασμένα στοιχεία κελύφους με δύο διαφορετικά στρώματα (σχήμα 7.2). Το πρώτο στρώμα πάχους 0.6m και μετρό ελαστικότητας ίσο με αυτό της τοιχοποιίας (ύστερα από αρμολόγημα 8cm) και το δεύτερο πάχους 10cm και μετρό ελαστικότητας, ειδικό βάρος και συντελεστή poisson ίσο με αυτό του σκυροδέματος τύπου C20/25.

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται το χωρικό μοντέλο με τους τοίχους που ενισχύθηκαν με χρώμα πράσινο.



Σχήμα 7.2 Προσομοίωση ενίσχυσης με δύο στρώματα α) αρμολογημένη τοιχοποιία β) μανδύας Ω.Σ. (με πράσινο εμφανίζεται ο ενισχυμένος τοίχος με μανδύα Ω.Σ.)

7.3.3 Βελτίωση μηχανικών χαρακτηριστικών τοιχοποιίας μετά την ενίσχυση

- Βελτίωση μηχανικών χαρακτηριστικών λόγω αρμολογήματος

Παρακάτω περιγράφεται η θλιπτική αντοχή και το μετρό ελαστικότητας της τοιχοποιίας μετά το αρμολόγημα.

Πάχος εξωτερικής λιθοδομής: 0.60m

Πάχος επέμβασης: 0.08m

Ποσοστό αντικατάστασης κονιάματος: 13.33%

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \zeta \cdot f_{wc,o}$$

Όπου:

$$\frac{1}{\gamma_{Rd}} = 0.80$$

ζ = εμπειρικός συντελεστής που υπολογίζεται:

$$\zeta = 1 + 3 \frac{V_{\text{νέουκονιάματος}}}{V_{\text{παλαιούκονιάματος}}}$$

$$f_{wc,o} = \text{αρχική θλιπτική αντοχή} = 3.05 \text{MPa}$$

Επομένως, η θλιπτική αντοχή και το μετρό ελαστικότητας της τοιχοποιίας μετά το αρμολόγημα θα έχουν τις παρακάτω τιμές.

$$f_{wc} = 3.42 \text{MPa}$$

$$E = 1000 \times 3.42 = 3420 \text{MPa}$$

[4]

-Βελτίωση μηχανικών χαρακτηριστικών λόγω εφαρμογής μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Όπως προαναφέρθηκε, η προς ενίσχυση τοιχοποιία προσομοιώθηκε με πεπερασμένα στοιχεία κελύφους με δύο διαφορετικά στρώματα. Το στρώμα των 10cm, που αφορά τον μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος, έχει τα μηχανικά χαρακτηριστικά του σκυροδέματος τύπου C20/25. Συγκεκριμένα:

- Ειδικό βάρος (W)= 25kN/m³
- Μέτρο ελαστικότητας (E)= 29GPa
- Λόγος poisson= 0.2

Στο σημείο αυτό πρέπει να τονισθεί ότι λόγω αδυναμίας του προγράμματος FAILURE να εισάγει έναν τοίχο με δύο στρώσεις, οι οποίες να αποτελούνται από διαφορετικά υλικά ή να έχουν διαφορετικά μηχανικά χαρακτηριστικά, έγινε η εξής παραδοχή:

Θεωρήθηκε ενιαία τοιχοποιία με μέτρο ελαστικότητας

- 60% του μέτρου ελαστικότητας της ενισχυμένης μέσω αρμολογήματος τοιχοποιίας

$$E_1 = 0.60 \times 3420 = 2052 \text{ MPa}$$

- 10% του μέτρου ελαστικότητας του μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος

$$E_2 = 0.10 \times 29000 = 2900 \text{ MPa}$$

Επομένως,

$E_{\text{ΟΛΙΚΟ}} = E_1 + E_2 = 4952 \text{ MPa}$

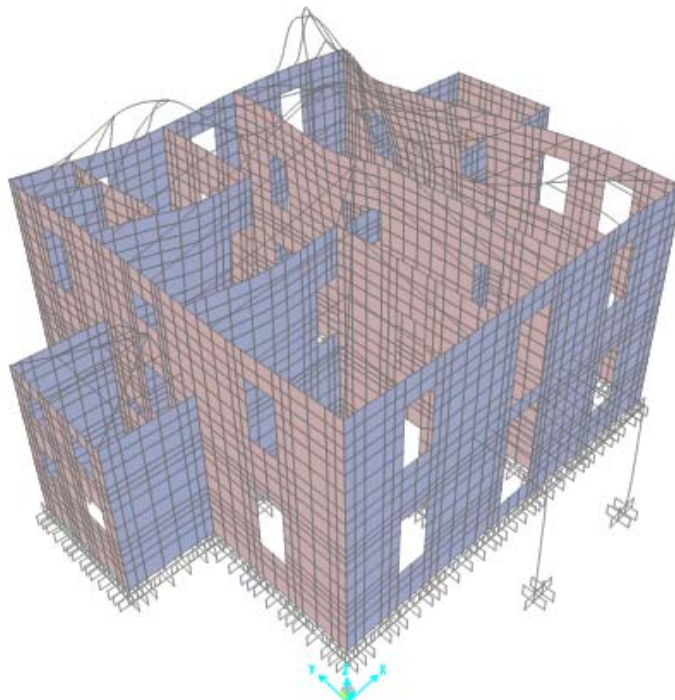
7.3.4 διομορφική ανάλυση

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος (μεταφορική) του κτιρίου $T= 0.076\text{sec}$, συμμετοχή μάζας 21% στην $y-y$ διεύθυνση.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,14638	0,0513	9,01E-06	0,00947
MODAL	Mode	2	0,10549	0,05963	0,00033	0,00509
MODAL	Mode	3	0,101987	0,00861	0,00039	0,00935
MODAL	Mode	4	0,100423	5,2E-05	0,00555	0,00337
MODAL	Mode	5	0,100043	0,01097	0,00478	3,4E-06
MODAL	Mode	6	0,08366	0,0017	4,97E-05	0,00104
MODAL	Mode	7	0,076844	0,00458	0,09390	0,05499
MODAL	Mode	8	0,076277	7,53E-07	0,14400	0,00374
MODAL	Mode	9	0,073551	0,02461	0,09026	0,14873
MODAL	Mode	10	0,071846	0,08867	0,01401	0,00085

Πίνακας 7.1 Δέκα πρώτες ιδιομορφές μετά την ενίσχυση με μανδύα Ω.Σ. και αρμολόγημα






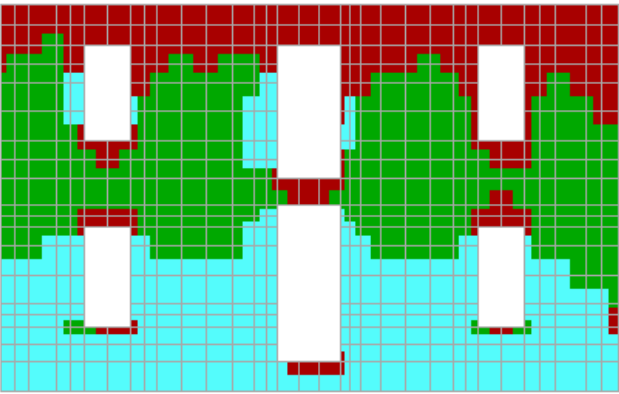
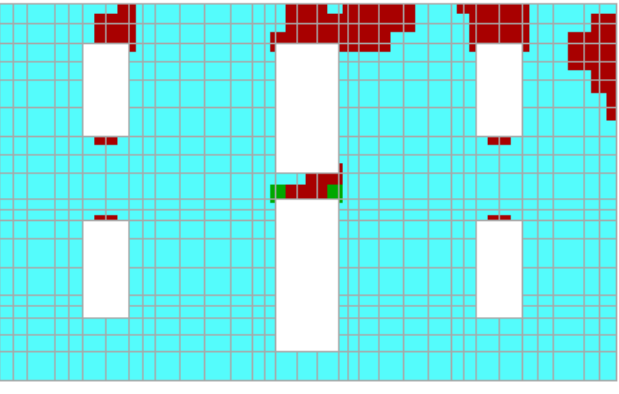
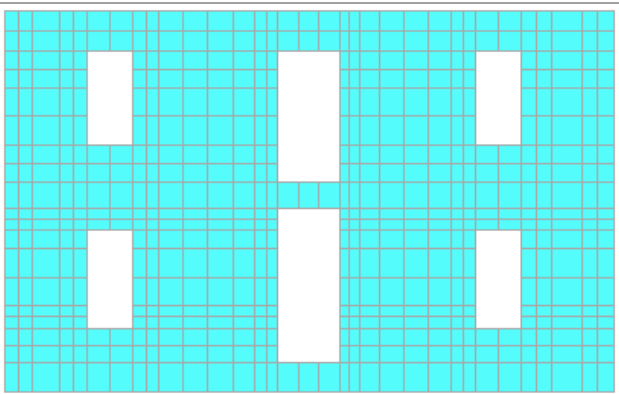
Παρακάτω φαίνεται ο παραμορφωμένος φορέας για την θεμελιώδη ιδιομορφή.






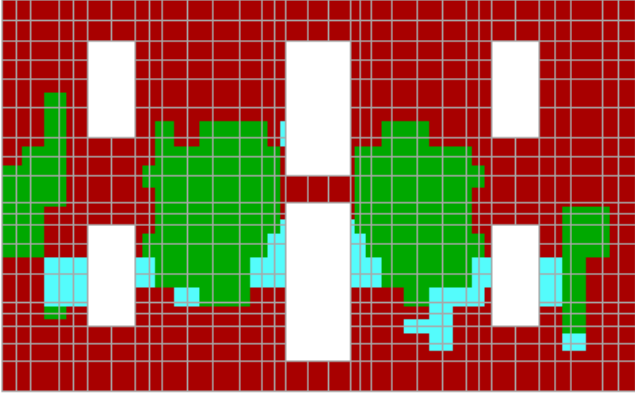
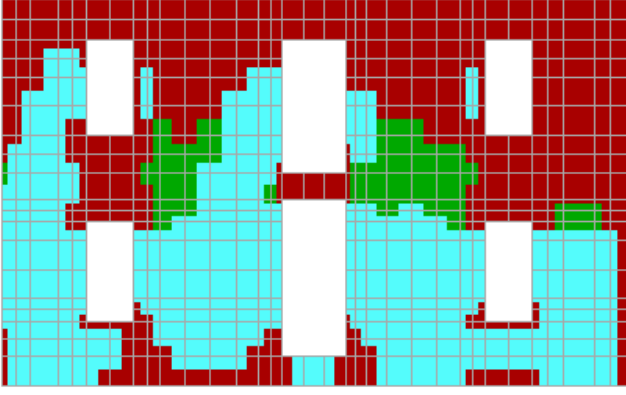
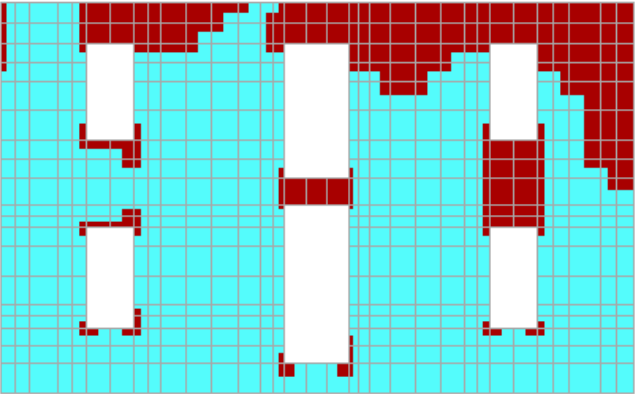







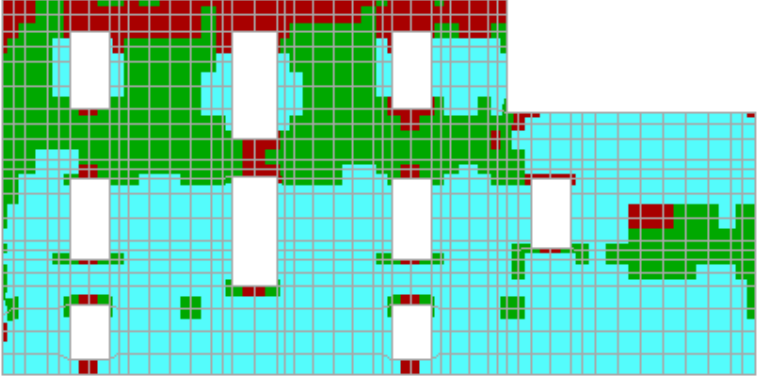
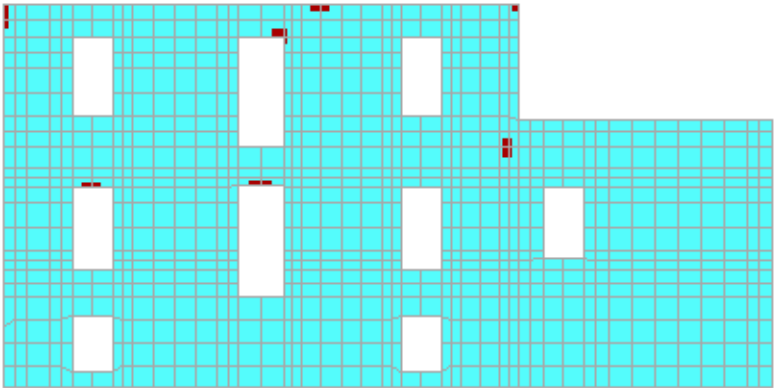
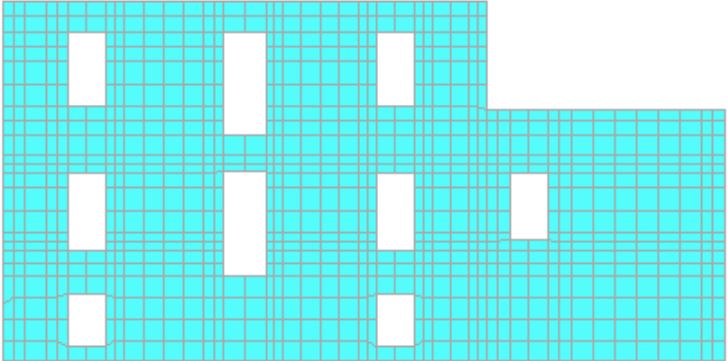
Σχήμα 7.3 Θεμελιώδης ιδιομορφή $T= 0.076\text{sec}$






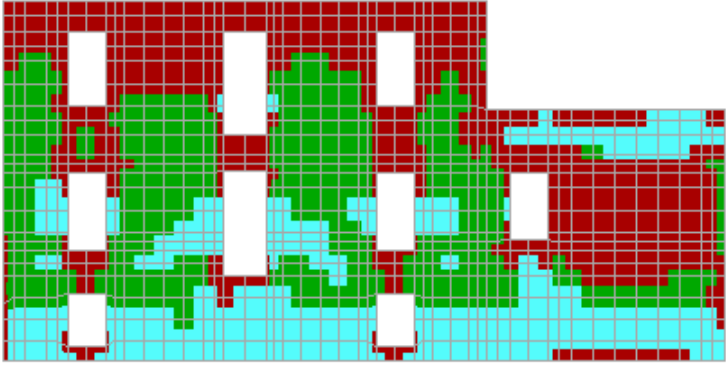
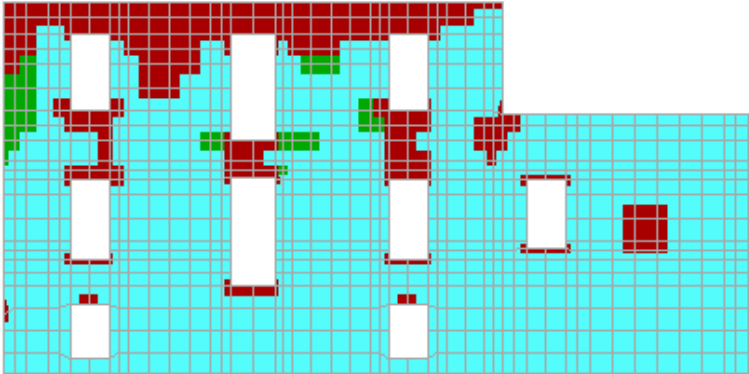
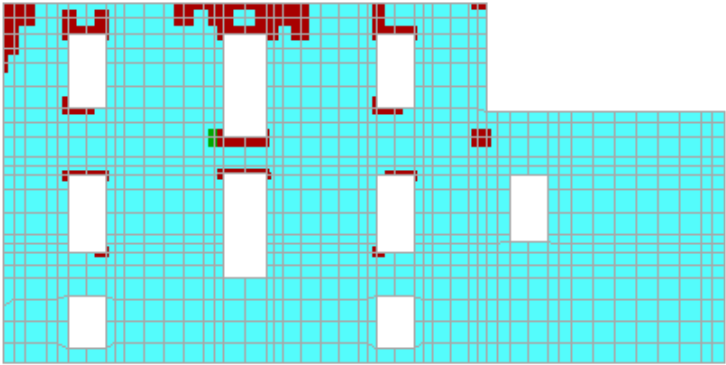
7.3.5 Αποτελέσματα αστοχίας τοιχοποιίας - επίλυση με το πρόγραμμα Failure






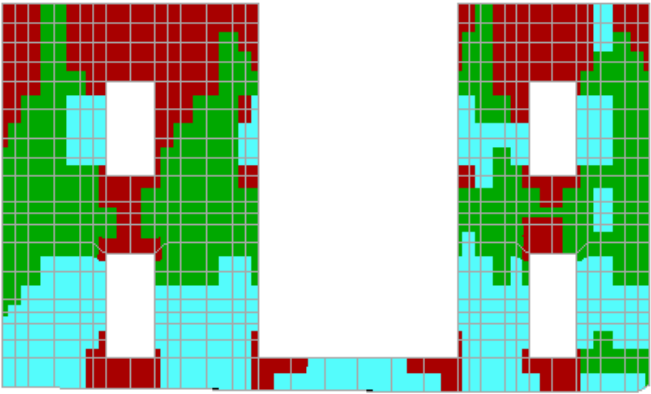
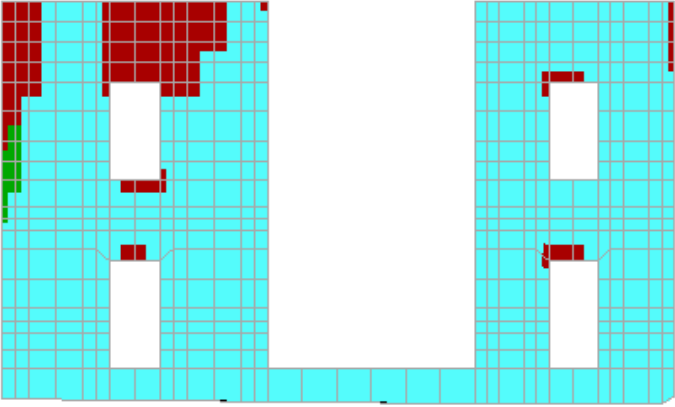
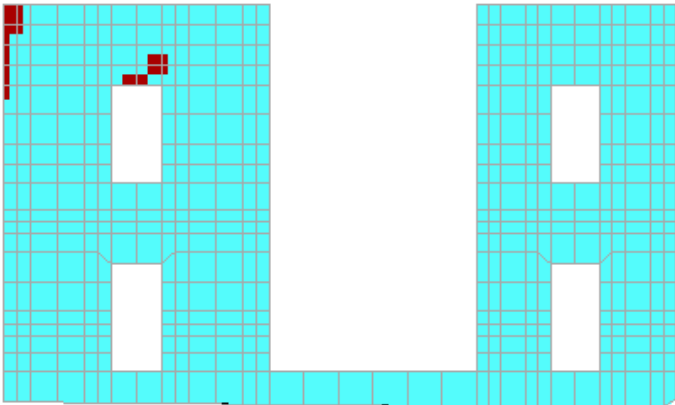
Όπως και στο προηγούμενο κεφάλαιο, παρουσιάζονται ενδεικτικά, οι αστοχίες των τοίχων w_1 , w_8 , w_D και w_E του κτιρίου για τους μέγιστους συνδυασμούς φόρτισης, έτσι όπως προκύπτουν από το πρόγραμμα FAILURE, για εδαφική επιτάχυνση $PGA = 0.16g$, $0.40g$ και για εφελκυστική αντοχή $f_{wt} = 50kPa$, $250 kPa$ και $450 kPa$.






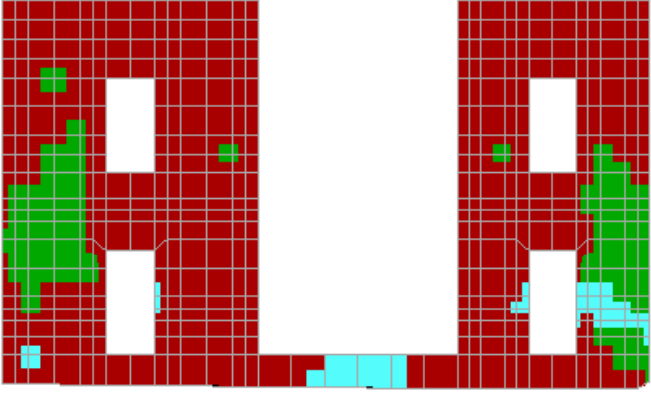
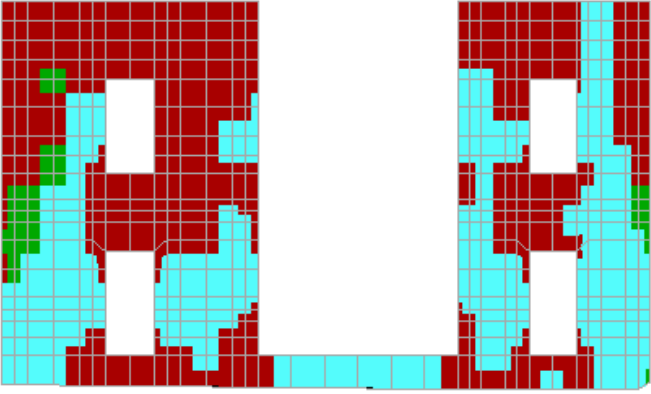
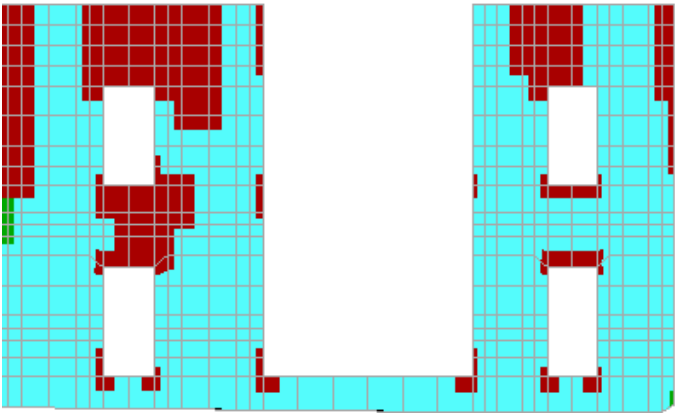
Failure		
wall : 1_2topmax Load Cases : 0.16g		Failure under biaxial Tension/Tension
		Failure under biaxial Tension/ Compression
		Failure under biaxial Compression /Tension
		Failure under biaxial Compression/ Compression
		NON Failure
fwt = 50 kPa		
Joints = 640 Failed = 393 Failure Percentage = 61.41%		
fwt = 250 kPa		
Joints = 640 Failed = 56 Failure Percentage = 8.75%		
fwt = 450 kPa		
Joints = 640 Failed = 0 Failure Percentage = 0.00%		






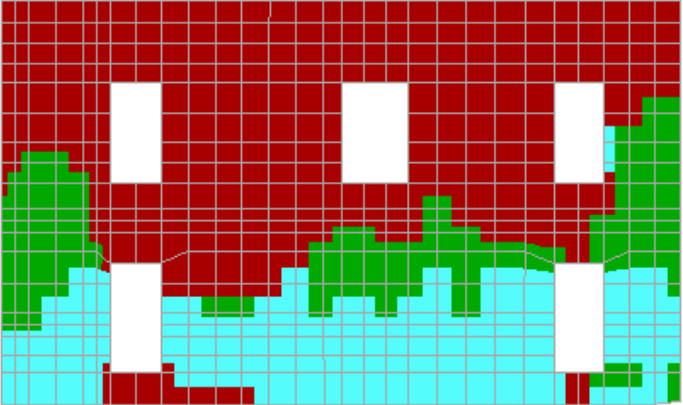
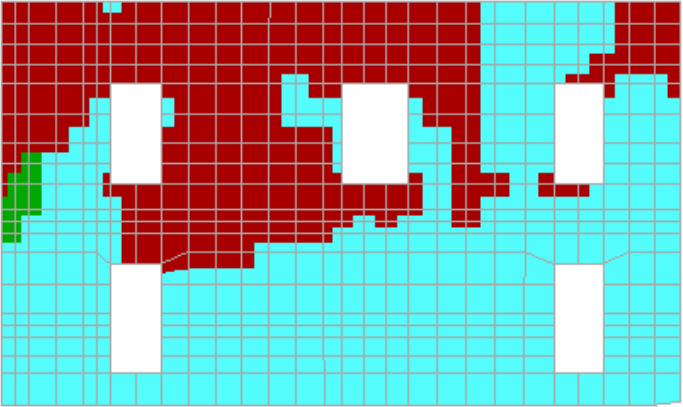
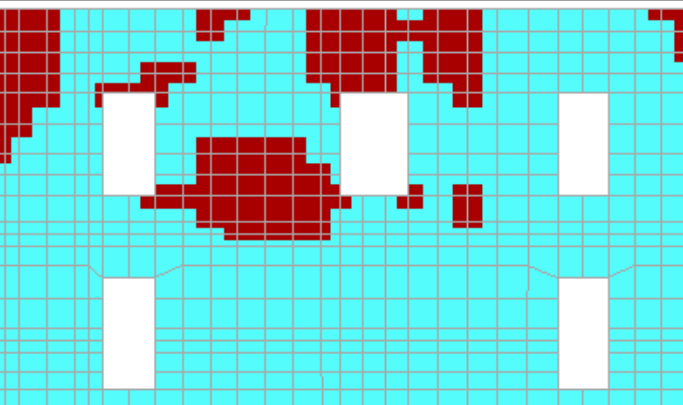
Failure	
<p>wall : 1_2topmax</p> <p>Load Cases : 0.40g</p>	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
<p>fwt = 50 kPa</p>	
<p>Joints = 640 Failed = 604</p> <p>Failure Percentage = 94.38%</p>	
<p>fwt = 250 kPa</p>	
<p>Joints = 640 Failed = 357</p> <p>Failure Percentage = 55.78%</p>	
<p>fwt = 450 kPa</p>	
<p>Joints = 640 Failed = 155</p> <p>Failure Percentage = 24.22%</p>	






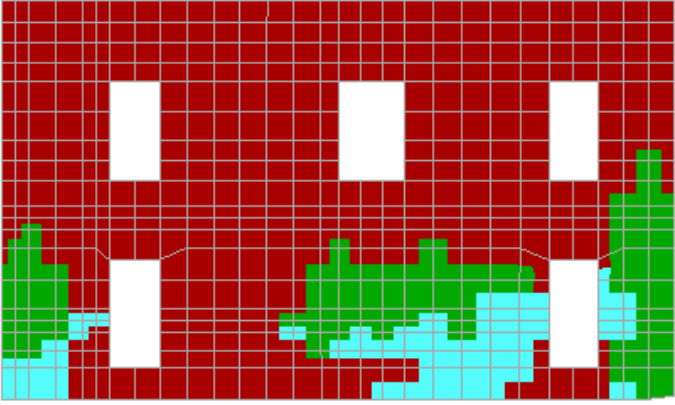
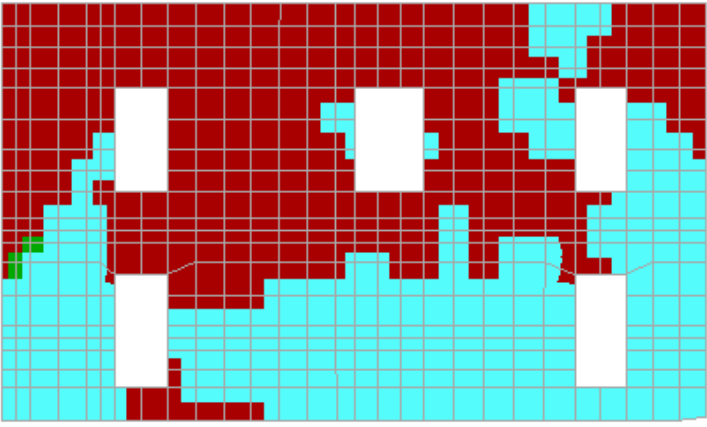
Failure	
wall : 8_topmax Load Cases : 0.16g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa Joints = 990 Failed = 407 Failure Percentage = 41.11%	
fwt = 250 kPa Joints = 990 Failed = 8 Failure Percentage = 0.81%	
fwt = 450 kPa Joints = 990 Failed = 0 Failure Percentage = 0.00%	

Failure	
wall : 8_topmax Load Cases : 0.40g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa Joints = 990 Failed = 757 Failure Percentage = 76.46%	
fwt = 250 kPa Joints = 990 Failed = 216 Failure Percentage = 21.82%	
fwt = 450 kPa Joints = 990 Failed = 64 Failure Percentage = 6.46%	

Failure	
wall : D_2topmax Load Cases : 0.16g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 555 Failed = 359 Failure Percentage = 64.68%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 555 Failed = 65 Failure Percentage = 11.71%	
fwt = 450 kPa	
Joints = 555 Failed = 9 Failure Percentage = 1.62%	

Failure	
wall : D_2topmax Load Cases : 0.40g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 555 Failed = 530 Failure Percentage = 95.50%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 555 Failed = 322 Failure Percentage = 58.02%	
fwt = 450 kPa	
Joints = 555 Failed = 148 Failure Percentage = 26.67%	

Failure	
wall : E_2topmax Load Cases : 0.16g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 558 Failed = 405 Failure Percentage = 72.58%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 558 Failed = 217 Failure Percentage = 38.89%	
f_{wt} = 450 kPa	
Joints = 558 Failed = 96 Failure Percentage = 17.20%	

Failure	
wall : E_2topmax Load Cases : 0.40g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fw_t = 50 kPa	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="flex: 1;"> <p>Joints = 558</p> <p>Failed = 506</p> <p>Failure Percentage = 90.68%</p> </div> <div style="flex: 2; text-align: center;">  </div> </div>
fw_t = 250 kPa	
fw_t = 450 kPa	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="flex: 1;"> <p>Joints = 558</p> <p>Failed = 296</p> <p>Failure Percentage = 53.05%</p> </div> <div style="flex: 2; text-align: center;">  </div> </div>
fw_t = 250 kPa	

7.3.6 Ποσοστά αστοχίας & Στατιστική επεξεργασία αποτελεσμάτων

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα ποσοστά αστοχίας όλων των τοίχων του κτιρίου για τις 9 διαφορετικές εφελκυστικές αντοχές και για τις 4 εδαφικές επιταχύνσεις.

f_{wt} \ PGA	0.16g	0.24g	0.32g	0.40g
K50	59.95	69.72	79.48	89.25
K100	41.94	56.20	67.92	79.03
K150	32.56	44.00	57.27	69.30
K200	22.17	35.02	47.13	59.38
K250	15.04	27.02	39.00	50.97
K300	14.33	23.97	33.25	43.17
K350	10.33	18.69	28.23	37.38
K400	7.37	14.81	23.78	32.24
K450	4.71	12.34	19.97	27.60

Πίν. 7.2 Συνολικά ποσοστά βλάβης για το κτίριο για 9 κονιάματα και 4 εδαφικές επιταχύνσεις.

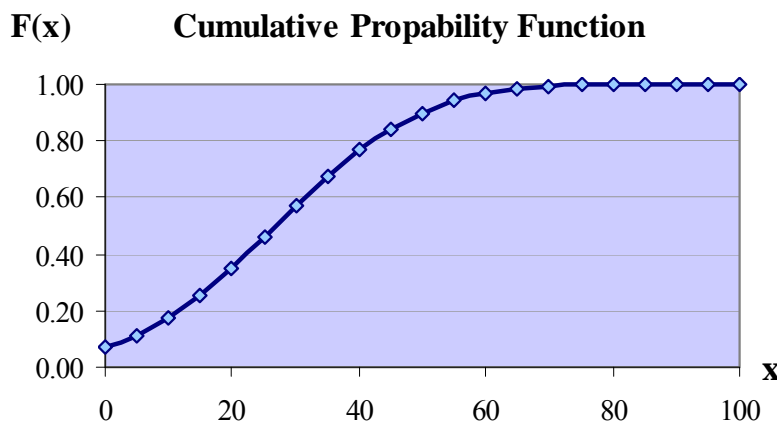
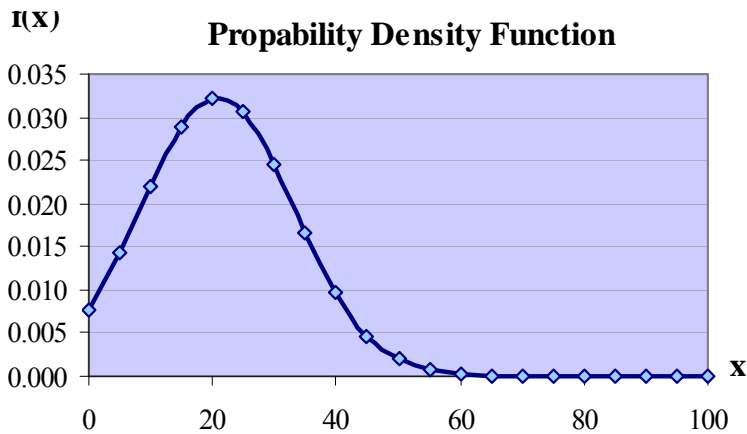
Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της στατιστικής ανάλυσης των παραπάνω δεδομένων για την κανονική και την λογαριθμική κατανομή και τις τέσσερις εδαφικές επιταχύνσεις.

Κανονική Κατανομή

- **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.16g**

<i>Tensile Strength fwt</i>	<i>Failure Rate (%)</i>
50	59.95
100	41.94
150	32.56
200	22.17
250	15.04
300	14.33
350	10.33
400	7.37
450	4.71
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	23.15
Τυπική Απόκλιση	18.35

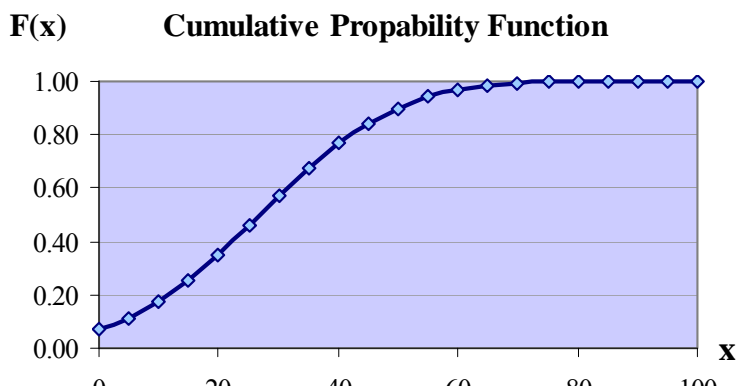
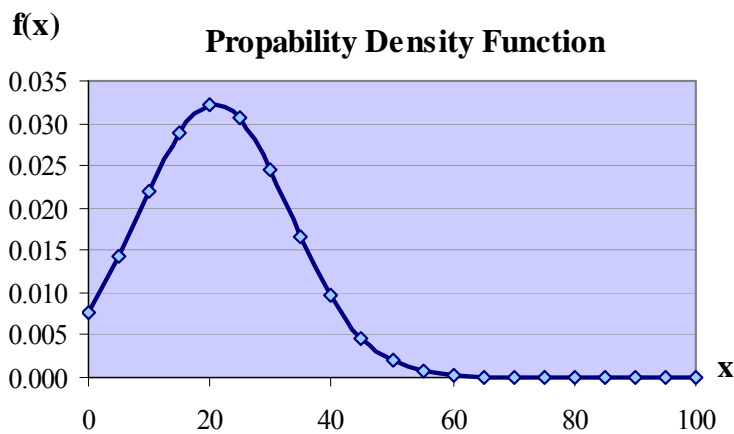
<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0	0.00980771	0.10351917
5	0.01332771	0.16126447
10	0.01681511	0.23674954
15	0.01969701	0.32840540
20	0.02142186	0.43178019
25	0.02163070	0.54007914
30	0.02027871	0.64546670
35	0.01765089	0.74072651
40	0.01426426	0.82070723
45	0.01070257	0.88308299
50	0.00745561	0.92826869
55	0.00482209	0.95867335
60	0.00289563	0.97767682
65	0.00161439	0.98870943
70	0.00083566	0.99465887
75	0.00040161	0.99763893
80	0.00017920	0.99902544
85	0.00007424	0.99962464
90	0.00002855	0.99986517
95	0.00001020	0.99995486
100	0.00000338	0.99998592



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.24g**

Εφελκυστική Αντοχή f_{wt}	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	69.72
100	56.20
150	44.00
200	35.02
250	27.02
300	23.97
350	18.69
400	14.81
450	12.34
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	33.53
Τυπική Απόκλιση	19.65

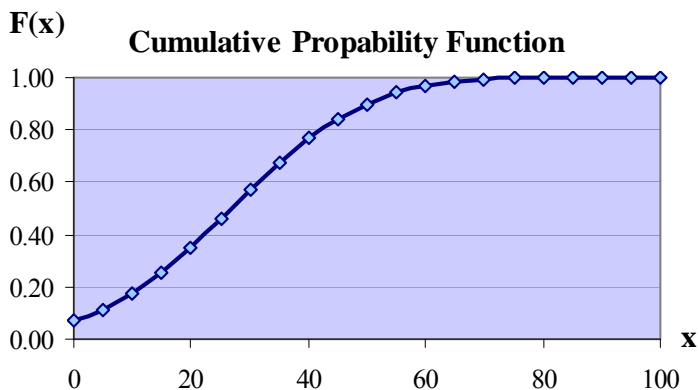
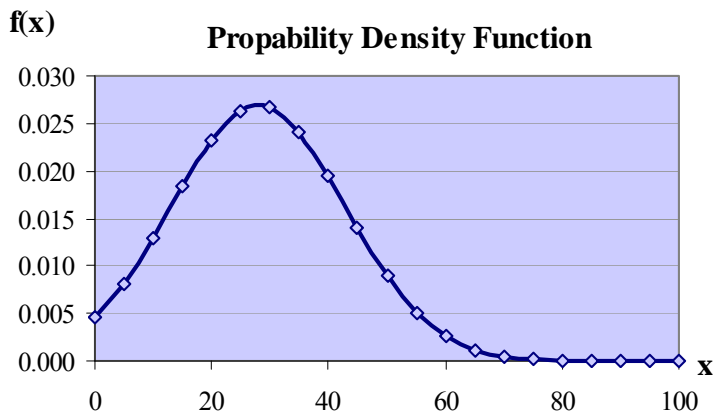
x	$f(x)$	$F(x)$
0	0.00473528	0.04397582
5	0.00707703	0.07327291
10	0.00991370	0.11557947
15	0.01301666	0.17286178
20	0.01601925	0.24558334
25	0.01847838	0.33214706
30	0.01997857	0.42876080
35	0.02024623	0.52986569
40	0.01923104	0.62907123
45	0.01712144	0.72034163
50	0.01428752	0.79907419
55	0.01117513	0.86275504
60	0.00819270	0.91104906
65	0.00562964	0.94538963
70	0.00362588	0.96828518
75	0.00218889	0.98259794
80	0.00123855	0.99098721
85	0.00065688	0.99559776
90	0.00032654	0.99797356
95	0.00015215	0.99912143
100	0.00006645	0.99964143



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.32g**

Εφελκυστική Αντοχή <i>f_{wt}</i>	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	79.48
100	67.92
150	57.27
200	47.13
250	39.00
300	33.25
350	28.23
400	23.78
450	19.97
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	44.00
Τυπική Απόκλιση	20.59

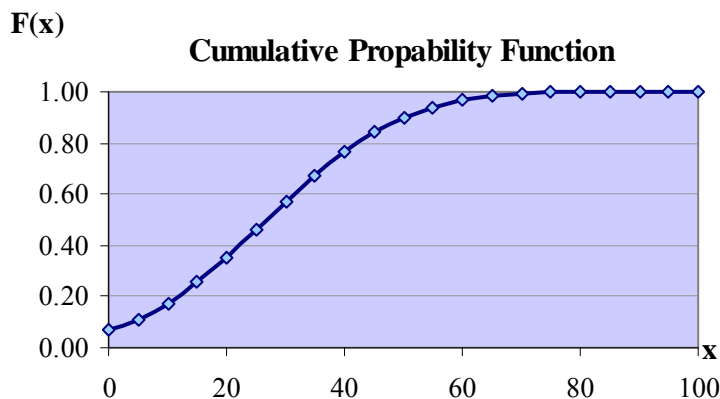
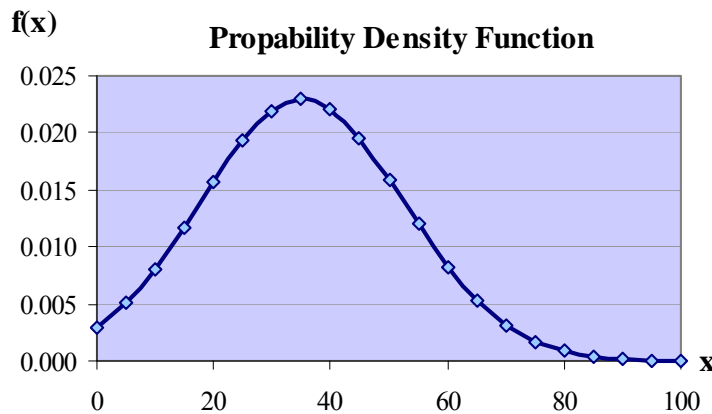
<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0	0.00197620	0.01631261
5	0.00322351	0.02912115
10	0.00495710	0.04936171
15	0.00718661	0.07952429
20	0.00982243	0.12191176
25	0.01265646	0.17808505
30	0.01537460	0.24828647
35	0.01760736	0.33102076
40	0.01901004	0.42297022
45	0.01934952	0.51933909
50	0.01856760	0.61458542
55	0.01679732	0.70335901
60	0.01432593	0.78138571
65	0.01151871	0.84605922
70	0.00873139	0.89661065
75	0.00623967	0.93387246
80	0.00420376	0.95977353
85	0.00267001	0.97675184
90	0.00159877	0.98724712
95	0.00090252	0.99336520
100	0.00048032	0.99672846



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.40g**

Εφελκυστική Αντοχή <i>f_{wt}</i>	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	89.25
100	79.03
150	69.30
200	59.38
250	50.97
300	43.17
350	37.38
400	32.24
450	27.60
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	54.26
Τυπική Απόκλιση	21.52

<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0	0.00077219	0.00584700
5	0.00135021	0.01104232
10	0.00223685	0.01986371
15	0.00351099	0.03405831
20	0.00522129	0.05570389
25	0.00735670	0.08698460
30	0.00982076	0.12982416
35	0.01242119	0.18542416
40	0.01488462	0.25380998
45	0.01689931	0.33352111
50	0.01817845	0.42157196
55	0.01852683	0.51374628
60	0.01788965	0.60518877
65	0.01636662	0.69115898
70	0.01418642	0.76775560
75	0.01165047	0.83243009
80	0.00906505	0.88418098
85	0.00668272	0.92342417
90	0.00466760	0.95162565
95	0.00308880	0.97083182
100	0.00193661	0.98322751

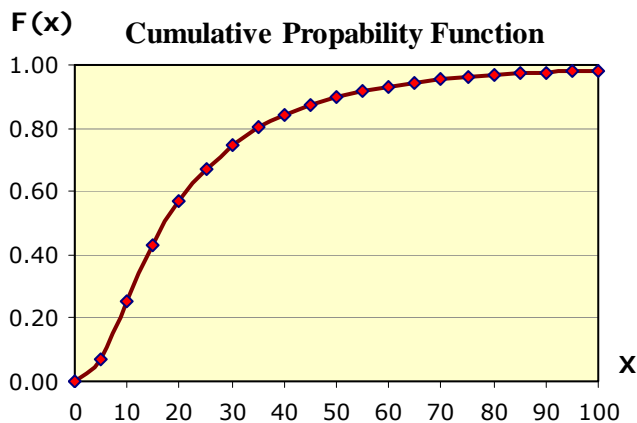
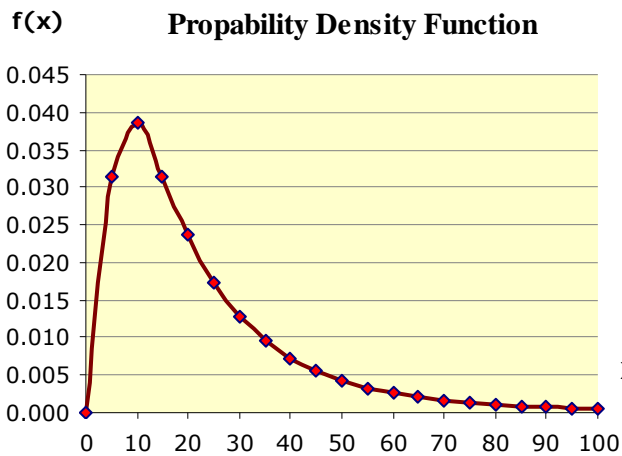


Λογαριθμοκανονική Κατανομή

- **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.16g**

Εφελκυστική Αντοχή <i>f_{wt}</i>	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	4.09
100	3.74
150	3.48
200	3.10
250	2.71
300	2.66
350	2.33
400	2.00
450	1.55
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	2.85
Τυπική Απόκλιση	0.83

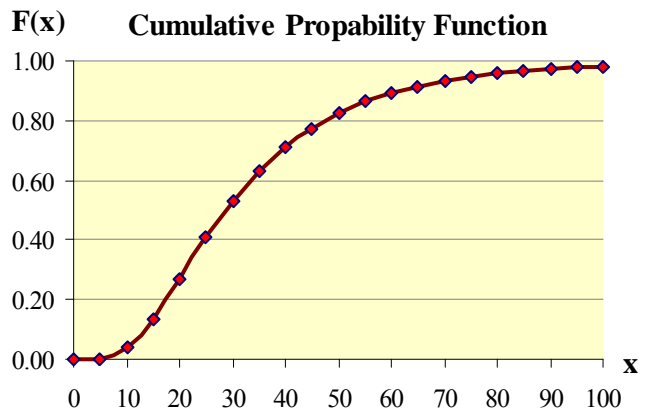
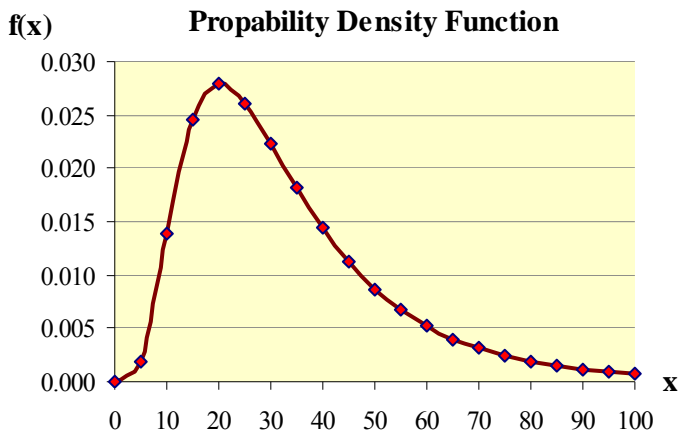
<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0.00000000	0.00000000	0.00000000
1.60943791	0.03144956	0.06766111
2.30258509	0.03857275	0.25459168
2.70805020	0.03150198	0.43146592
2.99573227	0.02362413	0.56876064
3.21887582	0.01740348	0.67057154
3.40119738	0.01285269	0.74559323
3.55534806	0.00958105	0.80122709
3.68887945	0.00722504	0.84292428
3.80666249	0.00551358	0.87454725
3.91202301	0.00425628	0.89881378
4.00733319	0.00332159	0.91764552
4.09434456	0.00261854	0.93241425
4.17438727	0.00208376	0.94411036
4.24849524	0.00167266	0.95345729
4.31748811	0.00135349	0.96098967
4.38202663	0.00110340	0.96710698
4.44265126	0.00090576	0.97211087
4.49980967	0.00074831	0.97623139
4.55387689	0.00062193	0.97964562
4.60517019	0.00051980	0.98249103



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.24g**

Εφελκυστική Αντοχή <i>f_{wt}</i>	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	4.24
100	4.03
150	3.78
200	3.56
250	3.30
300	3.18
350	2.93
400	2.70
450	2.51
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	3.36
Τυπική Απόκλιση	0.60

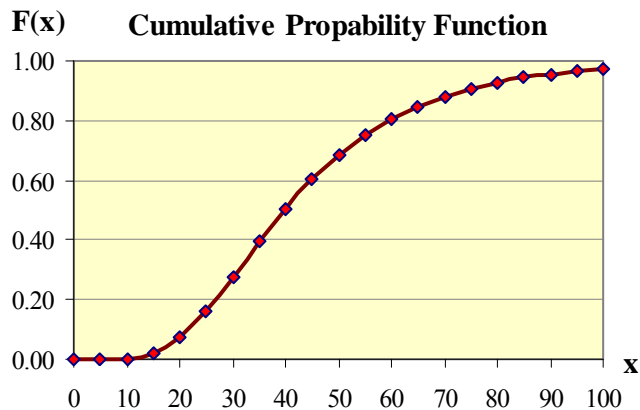
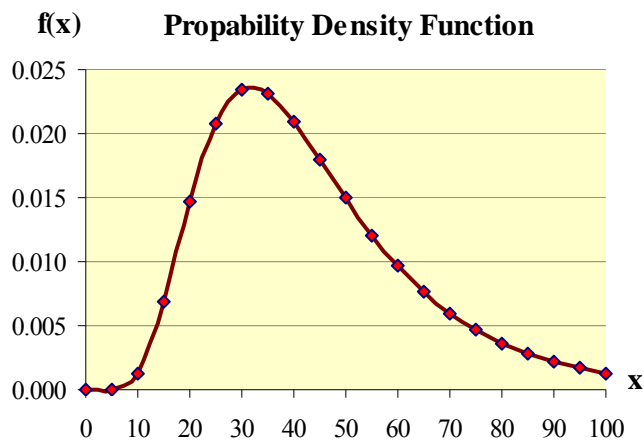
<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0.00000000	0.00000000	0.00000000
1.60943791	0.00178671	0.00164758
2.30258509	0.01390408	0.03804575
2.70805020	0.02461371	0.13733288
2.99573227	0.02785182	0.27130004
3.21887582	0.02609597	0.40754758
3.40119738	0.02229075	0.52892264
3.55534806	0.01813171	0.62991807
3.68887945	0.01436109	0.71091400
3.80666249	0.01121300	0.77457831
3.91202301	0.00869301	0.82409511
4.00733319	0.00672099	0.86242259
4.09434456	0.00519631	0.89205010
4.17438727	0.00402443	0.91497279
4.24849524	0.00312562	0.93274859
4.31748811	0.00243606	0.94657694
4.38202663	0.00190609	0.95737455
4.44265126	0.00149764	0.96583988
4.49980967	0.00118176	0.97250482
4.55387689	0.00093654	0.97777493
4.60517019	0.00074540	0.98196012



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.32g**

Εφελκυστική Αντοχή <i>f_{w,t}</i>	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	4.38
100	4.22
150	4.05
200	3.85
250	3.66
300	3.50
350	3.34
400	3.17
450	2.99
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	3.69
Τυπική Απόκλιση	0.48

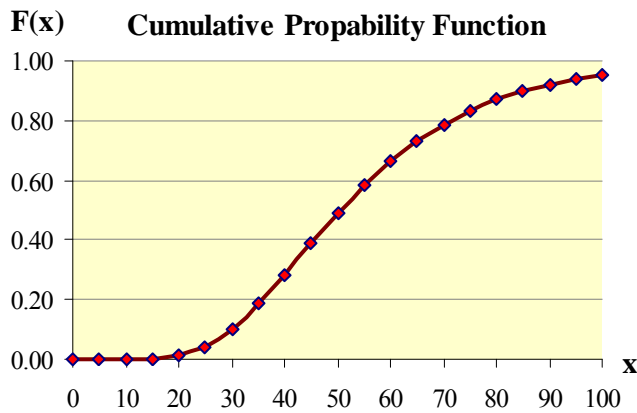
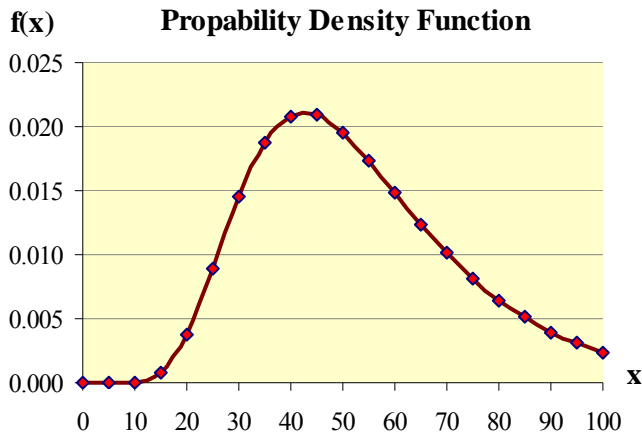
<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0.00000000	0.00000000	0.00000000
1.60943791	0.00001272	0.00000664
2.30258509	0.00124578	0.00186037
2.70805020	0.00682470	0.02017850
2.99573227	0.01470581	0.07403309
3.21887582	0.02075413	0.16400124
3.40119738	0.02337026	0.27573574
3.55534806	0.02304947	0.39277930
3.68887945	0.02092810	0.50324079
3.80666249	0.01800696	0.60074765
3.91202301	0.01494708	0.68309611
4.00733319	0.01210877	0.75059896
4.09434456	0.00964801	0.80481951
4.17438727	0.00760137	0.84777253
4.24849524	0.00594429	0.88148383
4.31748811	0.00462635	0.90778098
4.38202663	0.00359059	0.92821746
4.44265126	0.00278299	0.94406676
4.49980967	0.00215649	0.95634878
4.55387689	0.00167195	0.96586787
4.60517019	0.00129779	0.97325190



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.40g**

Εφελκυστική Αντοχή <i>f_{wt}</i>	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	4.49
100	4.37
150	4.24
200	4.08
250	3.93
300	3.77
350	3.62
400	3.47
450	3.32
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	3.92
Τυπική Απόκλιση	0.41

<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0.00000000	0.00000000	0.00000000
1.60943791	0.00000002	0.00000001
2.30258509	0.00003758	0.00003659
2.70805020	0.00078601	0.00147743
2.99573227	0.00373608	0.01167601
3.21887582	0.00889153	0.04262873
3.40119738	0.01446461	0.10127717
3.55534806	0.01868049	0.18494861
3.68887945	0.02077534	0.28449569
3.80666249	0.02087793	0.38935907
3.91202301	0.01954165	0.49087489
4.00733319	0.01737999	0.58340726
4.09434456	0.01489005	0.66413700
4.17438727	0.01240780	0.73232860
4.24849524	0.01012693	0.78855640
4.31748811	0.00813735	0.83408706
4.38202663	0.00646235	0.87045628
4.44265126	0.00508720	0.89921128
4.49980967	0.00397864	0.92177291
4.55387689	0.00309689	0.93937563
4.60517019	0.00240246	0.95305377



7.3.7 Εξαγωγή καμπυλών θραυστότητας

Μετά τη στατική επεξεργασία των ποσοστών αστοχίας της τοιχοδομής και έχοντας καθορίσει τα επίπεδα βλάβης, μπορούμε να χαράξουμε τις καμπύλες θραυστότητας.

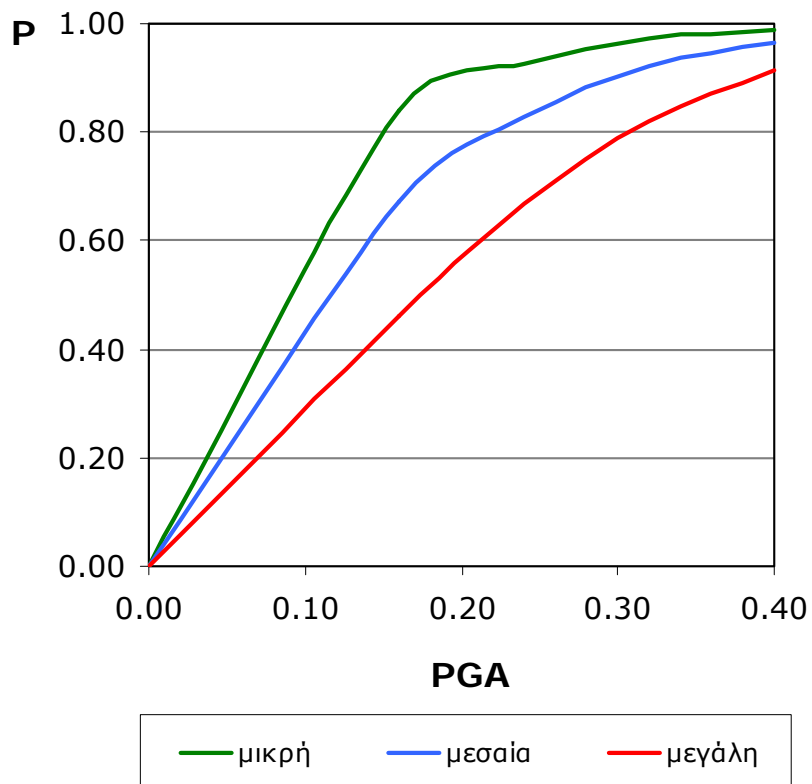
	<i>Καμία βλάβη (%)</i>	<i>Μικρή βλάβη (%)</i>	<i>Μεσαία βλάβη (%)</i>	<i>Μεγάλη βλάβη (%)</i>
<i>Επίπεδα βλάβης τύπου α</i>	0 - 5	5 - 15	15 - 25	> 25
<i>Επίπεδα βλάβης τύπου β</i>	0 - 10	10 - 20	20 - 30	> 30
<i>Επίπεδα βλάβης τύπου γ</i>	0 - 15	15 - 35	35 - 45	> 45

Πίν.7.3 Τιμές επιπέδων βλάβης, τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για την εξαγωγή των καμπυλών θραυστότητας.

Κανονική Κατανομή

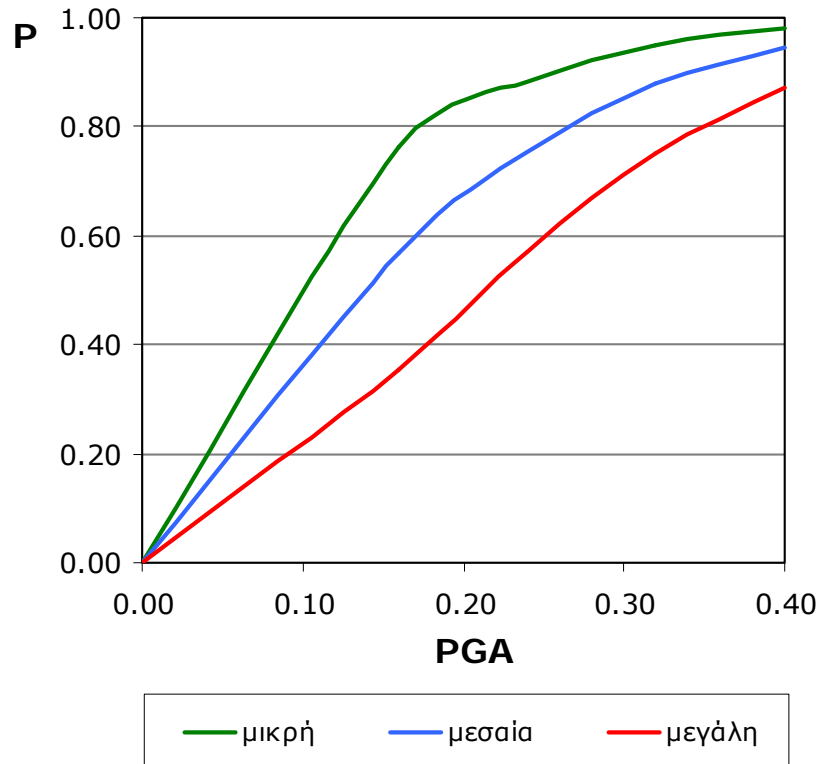
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου α

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.8387	0.9267	0.9709	0.9890
Μεσαία	0	0.6716	0.8271	0.9205	0.9659
Μεγάλη	0	0.4599	0.6679	0.8219	0.9130



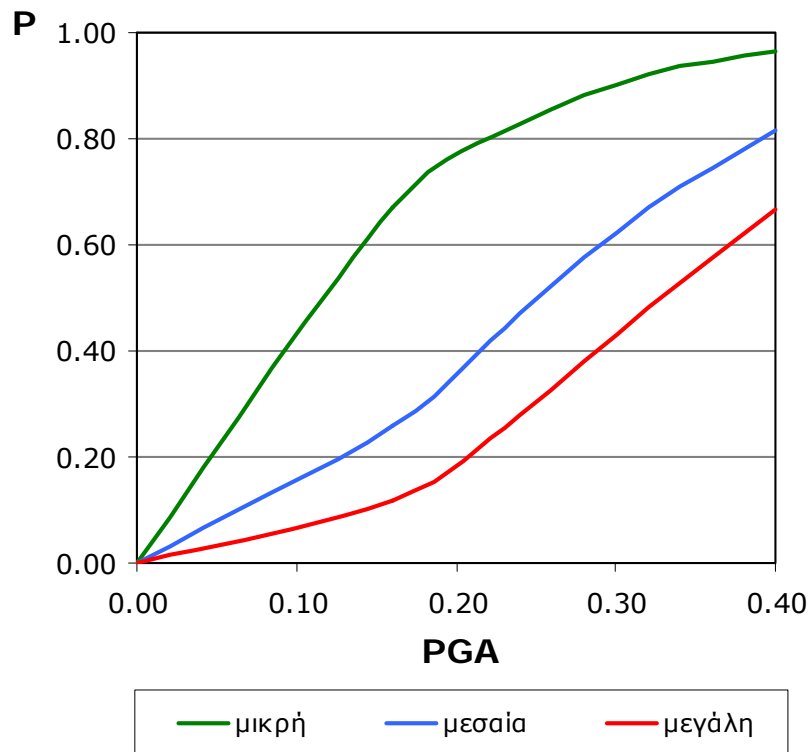
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου β

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.7633	0.8844	0.9506	0.9801
Μεσαία	0	0.5682	0.7544	0.8781	0.9443
Μεγάλη	0	0.3545	0.5712	0.7517	0.8702



➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου γ

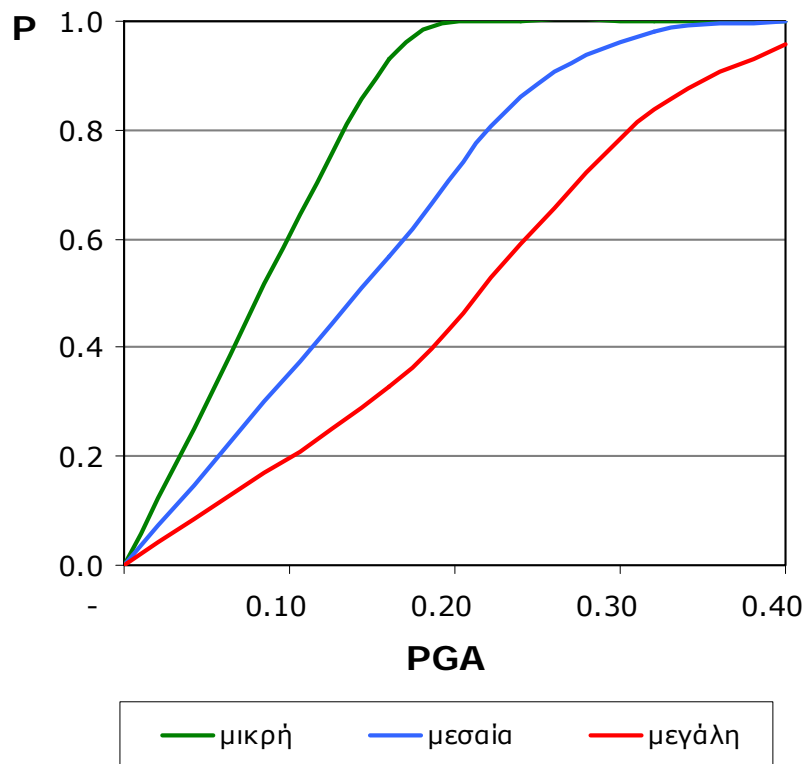
Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.6716	0.8271	0.9205	0.9659
Μεσαία	0	0.2593	0.4701	0.6690	0.8146
Μεγάλη	0	0.1169	0.2797	0.4807	0.6665



Λογαριθμοκανονική Κατανομή

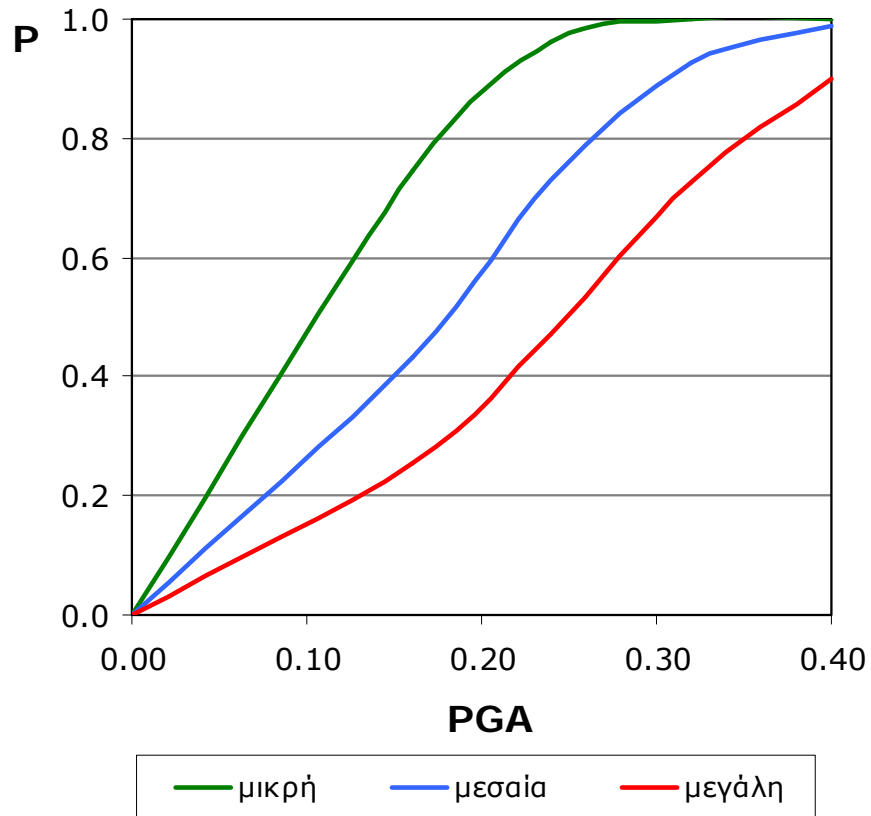
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου α

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.9323	0.9984	1.0000	1.0000
Μεσαία	0	0.5685	0.8627	0.9798	0.9985
Μεγάλη	0	0.3294	0.5925	0.8360	0.9574



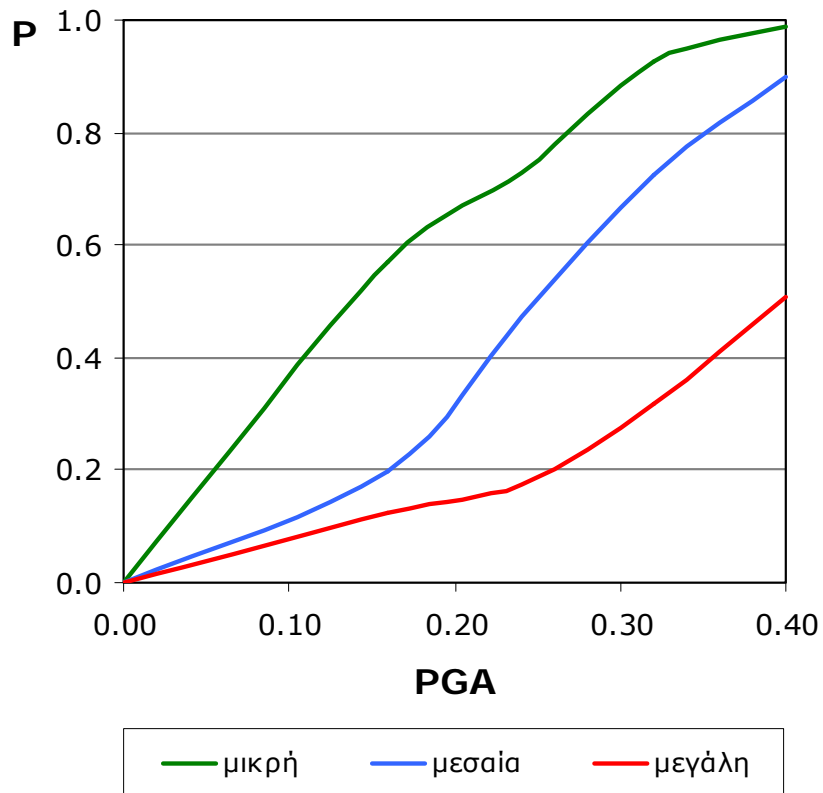
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου β

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.7454	0.9620	0.9981	1.0000
Μεσαία	0	0.4312	0.7287	0.9260	0.9883
Μεγάλη	0	0.2544	0.4711	0.7243	0.8987



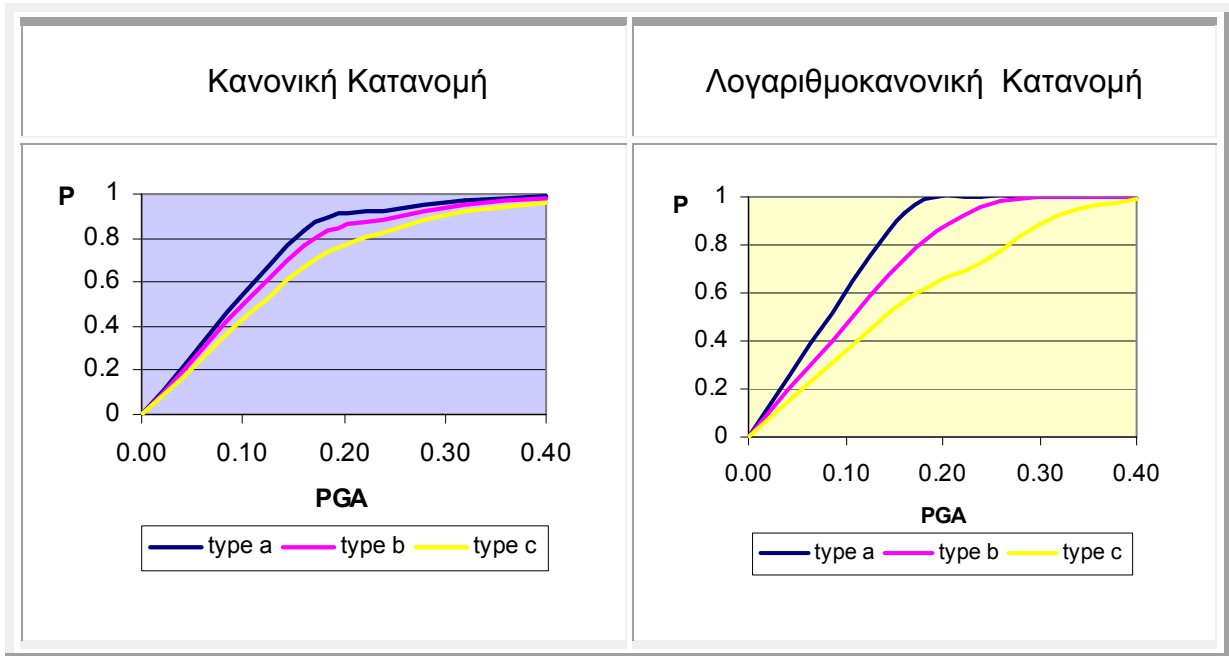
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου γ

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.5685	0.7287	0.9260	0.9883
Μεσαία	0	0.1988	0.4711	0.7243	0.8987
Μεγάλη	0	0.1255	0.1759	0.3169	0.5091

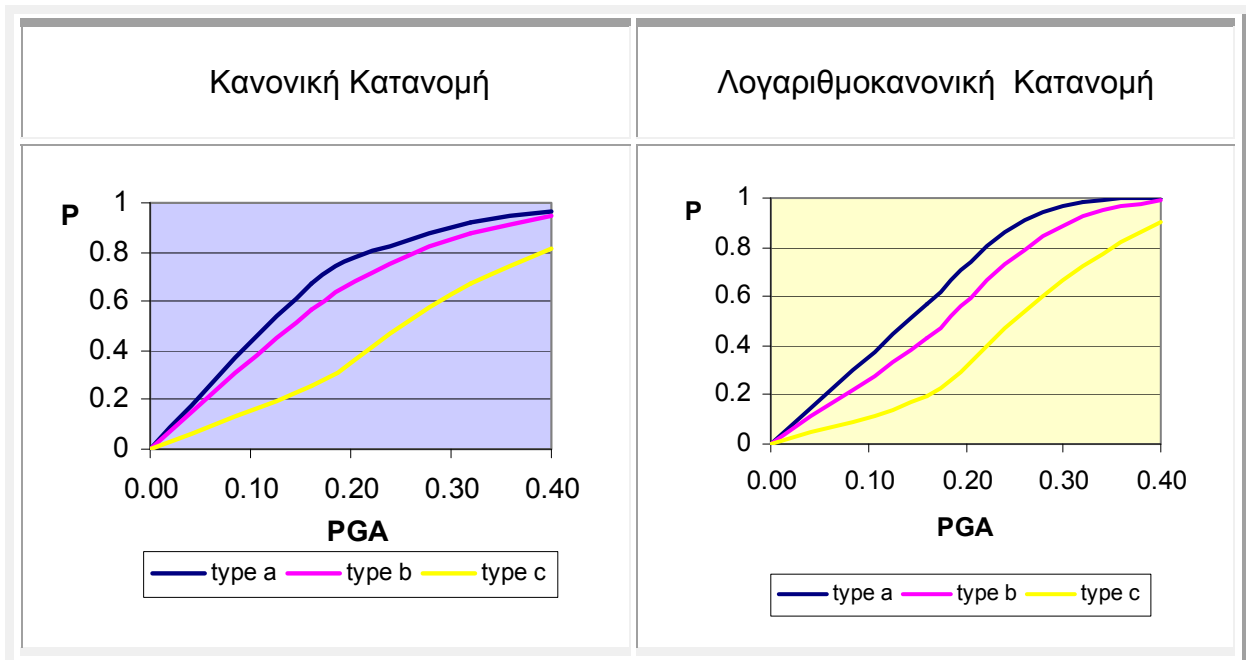


7.3.8 Σύγκριση μεταξύ των τριών επιπέδων βλάβης για την κάθε κατανομή

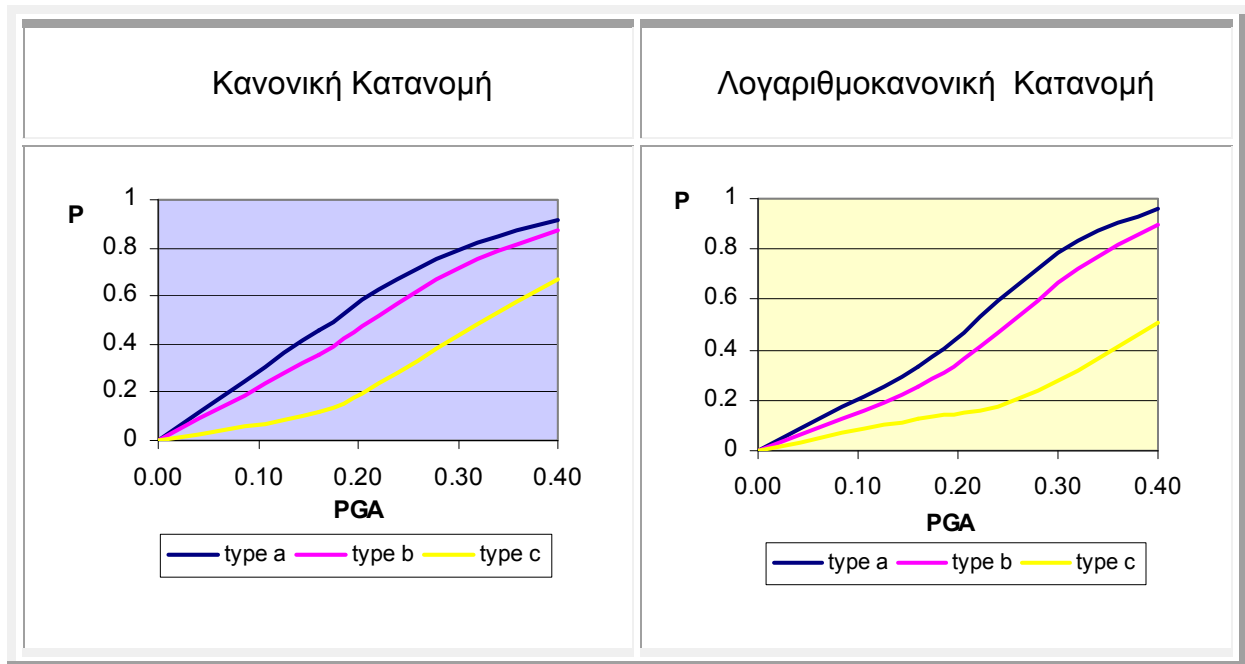
- Μικρή βλάβη



- Μεσαία βλάβη



- Μεγάλη βλάβη



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΗ 2

8.1 Αρμολόγημα και εφαρμογή ενεμάτων στη μάζα της τοιχοποιίας

(Ενίσχυση 2)

Αρμολόγημα

Αρμολόγημα θα γίνει και στις δύο παρειές της περιμετρικής τοιχοποιίας όπως έχει περιγραφεί στην παράγραφο 7.3.

Εφαρμογή ενεμάτων στη μάζα της τοιχοποιίας

Ένεση ή εμποτισμός λέγεται η διαδικασία εισαγωγής στη μάζα μιας κατασκευής ενός υλικού υπό υγρή μορφή, το οποίο στη συνέχεια στερεοποιείται και προσδίδει νέες μηχανικές ιδιότητες στο υλικό της κατασκευής. Η τεχνική αυτή εφαρμόζεται για την ενίσχυση τοιχοποιιών σχεδόν έναν αιώνα, αλλά ακόμα παραμένει μια εμπειρική τέχνη, παρά την εμπειρική γνώση που υπάρχει. Τα πρώτα ενέματα ήταν κυρίως από υδραυλική άσβεστο και ποζολάνες, αλλά σήμερα αποτελούνται κυρίως από τσιμέντο (τσιμεντενέματα) και ρητίνες (ρητινενέματα).

Η δράση των ενεμάτων στην τοιχοποιία είναι διπλή, αφενός πληρούν τα υπάρχοντα κενά στο σώμα της τοιχοδομής, αυξάνοντας έτσι την αντοχή της και αφετέρου συγκολλούν τα χαλαρά τμήματα της τοιχοποιίας εξασφαλίζοντας έτσι την ανάληψη δυνάμεων μέσω τριβής.

Οι μέθοδοι εφαρμογής του ενέματος στην τοιχοποιία είναι α) εισαγωγή υπό πίεση και β) εισαγωγή υπό κενό αέρος. Η περισσότερο χρησιμοποιούμενη είναι η εισαγωγή ενέματος υπό πίεση. Το ένεμα διέρχεται μέσω των κενών και όταν δεν μπορεί πλέον να διέλθει τα γεμίζει συμπιέζοντάς ή και εξωθώντας τον αέρα τους. Η γνώση της εσωτερικής δομής της τοιχοποιίας και του ποσοστού των κενών

είναι στοιχείο που συνεκτιμάται για την επίτευξη του καταλληλότερου για την κάθε περίπτωση ιξώδους του ενέματος.

Τα ενέματα μπορούν να διακριθούν σε δύο κατηγορίες από απόψεως συστάσεως. Τα φυσικά (τσιμεντέματα και ασβεστενέματα) και τα συνθετικά (όλα τα υπόλοιπα). Αυτή η διάκριση δεν είναι όμως εντελώς ορθή, διότι τόσο το τσιμέντο όσο και η άσβεστος είναι προϊόντα χημικών διεργασιών. Τα συνθετικά ή πολυμερή ονομάζονται συνήθως ρητίνες.

[4]

8.2 Στάδια Εργασιών Ενίσχυσης 2

Η εισαγωγή του ενέματος θα γίνει σύμφωνα με την μέθοδο εισαγωγής υπό πίεση. Η είσοδος του μείγματος γίνεται από ελαστικούς σωλήνες διαμέτρου ανάλογης με την ποσότητα του ενέματος που θα εισπνευσθεί. Οι σωλήνες εισάγονται είτε σε οπές που έχουν δημιουργηθεί για το σκοπό αυτό, είτε σε υπάρχουσες ρωγμές ή χάσματα της τοιχοποιίας. Οι συνήθεις αποστάσεις των οπών κυμαίνονται μεταξύ 0.30-0.60m. Επειδή το ένεμα λαμβάνει τη θέση του αέρα ή του τυχόντος ύδατος των κενών, πρέπει να υπάρχει πρόνοια για την έξοδό τους από την τοιχοποιία, δηλαδή πρέπει σε κάθε περίπτωση να υπάρχουν τουλάχιστον δύο οπές σε μικρή απόσταση μεταξύ τους.

Στην αρχή του εμποτισμού η πίεση είναι μέχρι 0.30MPa και κρατιέται σταθερή μέχρι να απορροφηθεί το ένεμα από τον τοίχο. Στη συνέχεια αυξάνεται μέχρι 0.40 MPa και κρατιέται σταθερή για 5-10 λεπτά έτσι ώστε να στερεοποιηθεί το μίγμα και να στραγγίσει το επιπλέον νερό. Πάντως μεγάλη πίεση μπορεί να δημιουργήσει πρόβλημα σε τοιχοποιίες μικρής αντοχής, για το λόγο αυτό πρέπει να συνεκτιμάται η πίεση με την αντοχή της τοιχοποιίας.

Η εισαγωγή του ενέματος αρχίζει από τα χαμηλότερα σημεία και προχωράει προς τα άνω με συστηματικό τρόπο. Η εισαγωγή από ένα σημείο συνεχίζεται μέχρι να υπερχειλίσει ένεμα από κάποιο άλλο υψηλότερο σημείο (σχήμα 8.4) που επικοινωνεί με το υπόψη. Τότε σφραγίζεται ο χαμηλότερος σωλήνας (από όπου γινόταν η εισαγωγή) και η διαδικασία επαναλαμβάνεται από τα σημεία από

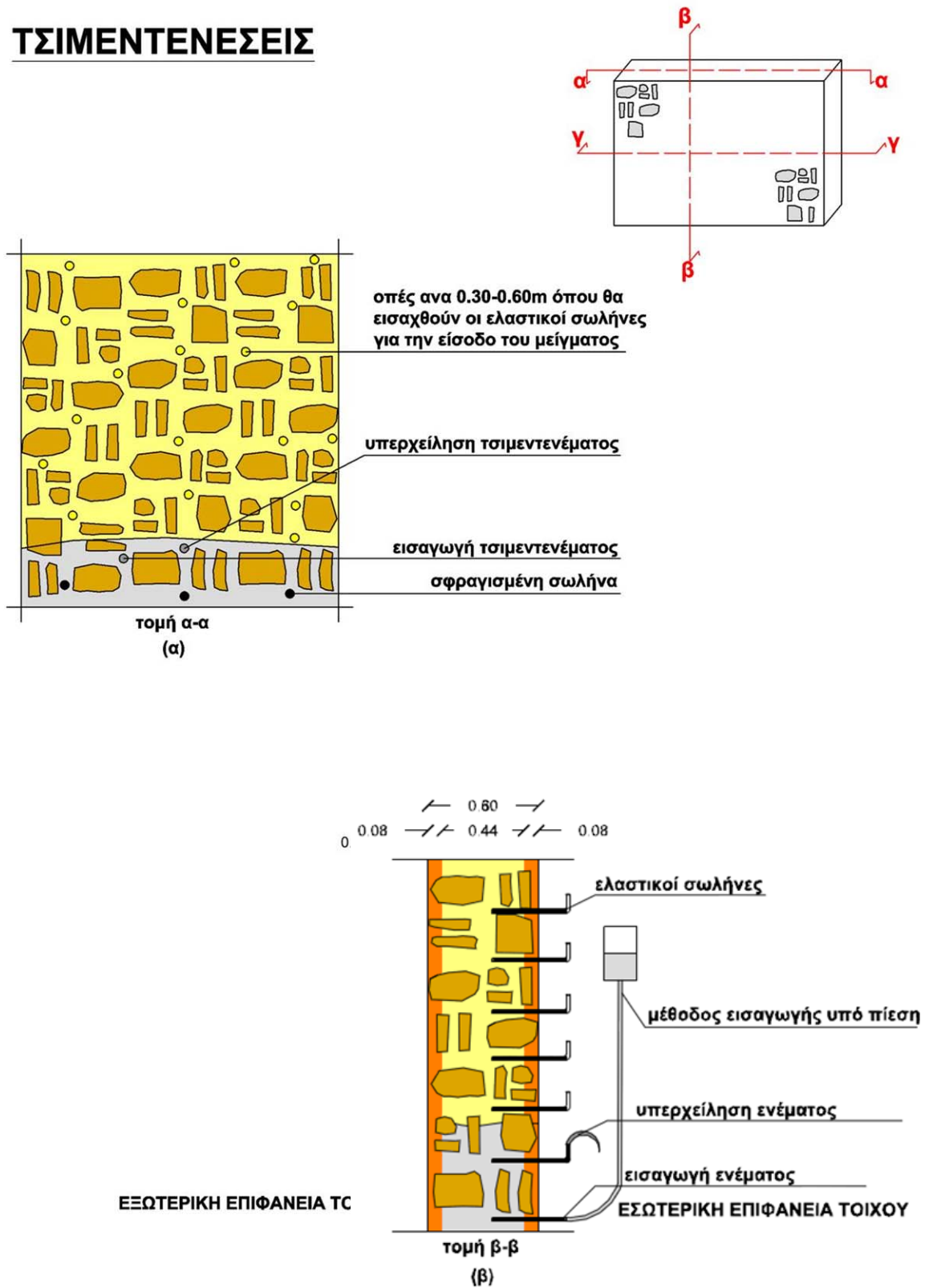
όπου είχε υπερχειλίσει το ένεμα. Εάν παρά το παρατεταμένο διάστημα εισαγωγής δεν παρατηρηθεί έξοδος υλικού από ανώτερη οπή, τότε για τον έλεγχο της πορείας του ενέματος δημιουργείται μια νέα οπή χαμηλότερα εκείνης από όπου αναμενόταν να τρέξει το υλικό. Αν παρατηρηθεί ότι το υλικό χάνεται μακριά από την επιθυμητή περιοχή, τότε πρέπει να ληφθούν κάποια μέτρα. Ένα τέτοιο μέτρο είναι η προσθήκη πηκτικού, αλλά αυτή η λύση εγκυμονεί κινδύνους για τη συσκευή εισπίεσης. Πιο αποτελεσματική είναι η παρασκευή περισσότερο παχύρευστου ενέματος.

Μετά το σφράγισμα των οπών με ειδικούς στόκους πρέπει να ακολουθήσει καθάρισμα του ενέματος που υπερχειλίσει, προτού στερεοποιηθεί. Μετά το τέλος των εργασιών πρέπει να αφαιρούνται οι σωλήνες και να αποκαθίστανται οι αρμοί στις περιοχές των οπών. Να σημειωθεί σε αυτό το σημείο ότι επειδή στην τοιχοποιία θα γίνει και αρμολόγηση, είναι καλύτερα αυτές οι εργασίες να προηγούνται.

Πριν την εφαρμογή της τεχνικής αυτής, επιβάλλεται επίσκεψη στην κατασκευή και εκτίμηση της κατάστασης της τοιχοποιίας, έτσι ώστε να ληφθεί υπόψη η δομή της και να παρθούν σωστές αποφάσεις ως προς την απόσταση των οπών, τη σύνθεση του ενέματος και την πίεση εισαγωγής του μείγματος σε κάθε περιοχή.

Με την τεχνική των ενέσεων επιτυγχάνεται μεγάλη βελτίωση στην αντοχή και σταθερότητα στις τοιχοποιίες, κυρίως από λιθοδομή, καθώς όπως είναι γνωστό ο πυρήνας τους αποτελείται από υλικό πλήρωσης αμφιβόλου αντοχής και σύνδεσης με τις εξωτερικές στρώσεις. Η χρήση ενεμάτων από υλικό συμβατό με τη λιθοδομή, όπως είναι τα σχετικά χαμηλού κόστους τσιμεντενέματα, σταθεροποιεί τον πυρήνα και εξασφαλίζει τη συνεργασία του με τις εξωτερικές στρώσεις.

ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΣΕΙΣ



Σχήμα 8.1 Εφαρμογή ενεμάτων στην μάζα της τοιχοποιίας.

8.3 Προσομοίωση Ενίσχυσης 2

Η προσομοίωση της ενίσχυσης αυτής γίνεται με αύξηση του μέτρου ελαστικότητας σύμφωνα με τα παρακάτω. Από μελέτες του Τάσιου και του Χρονόπουλου έχει διαπιστωθεί ότι η απόδοση της συγκεκριμένης τεχνικής εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την ποιότητα της τοιχοποιίας και κατά επέκταση τον βαθμό επιτυχίας του εμποτισμού. Επομένως, η αύξηση της αντοχής κυμαίνεται σε ένα ευρύ φάσμα τιμών, οι οποίες είναι ενδεικτικές και εξαρτώνται από το πόσο επιτυχής υπήρξε ο βαθμός εμποτισμού και κατά συνέπεια και η επέμβαση.

$$\text{Θλιπτική αντοχή} \rightarrow f_{wC,\varepsilon} = \text{μεταξύ } 3 \text{ \& } 5 \times f_{wC,\alpha}$$

$$\text{Μέτρο ελαστικότητας} \rightarrow E_{w,e} = 2000 \times f_{wC,\varepsilon} (\pm 50\%)$$

όπου:

δείκτης “ε” = εμποτισμένη

Και δείκτης “α” = αρχική

Παρατήρηση:

Η παρούσα ενίσχυση θα εκτιμηθεί συντηρητικά, αφού δεν είναι δυνατό να υπολογιστεί η επιτυχία της επέμβασης. Η ενίσχυση με ενέμα εισήχθη στο μοντέλο ως μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας της τοιχοποιίας. Πιο συγκεκριμένα, για την προσομοίωση του μοντέλου μας λήφθηκαν υπόψη τα παρακάτω.

$$\text{Θλιπτική αντοχή} \rightarrow f_{wC,\varepsilon} = 3 \times f_{wC,\alpha} = 3 \times 4.34 = 13.02 \text{ MPa}$$

$$\text{Μέτρο ελαστικότητας} \rightarrow E_{w,e} = 1000 \times f_{wC,\varepsilon} = 1000 \times 13.02 = 13020 \text{ MPa}$$

$$\text{Ειδικό βάρος} \rightarrow W = 24 \text{ KN/m}^3$$

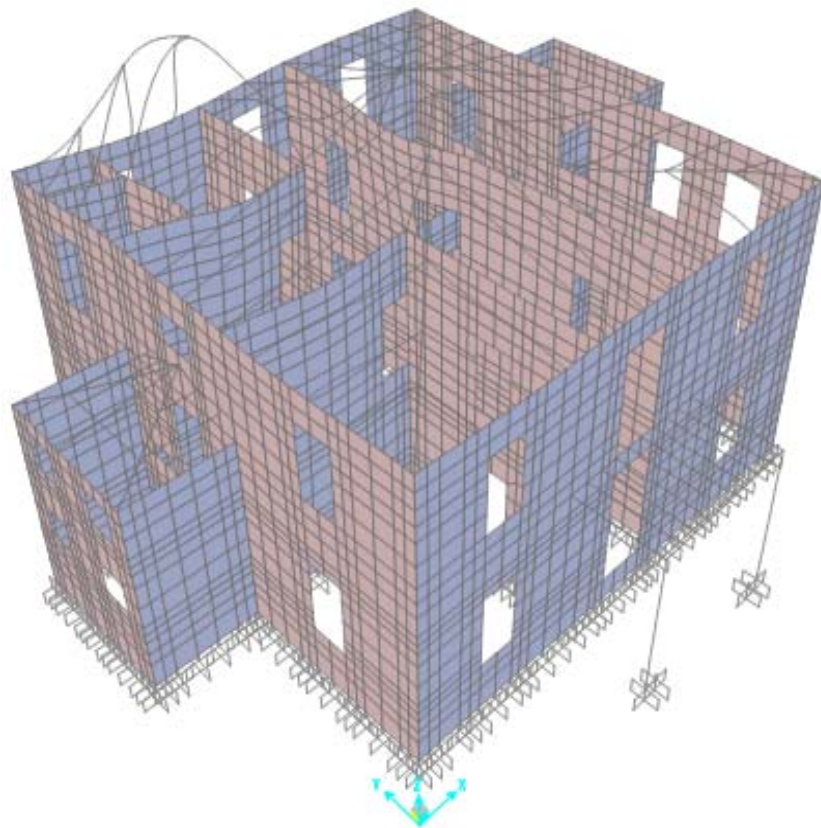
$$\text{Poissons ratio} \rightarrow \nu = 0.15$$

8.4 Ιδιομορφική ανάλυση

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος (μεταφορική) του κτιρίου $T = 0.058\text{sec}$, συμμετοχή μάζας 20% στην 'Υ' διεύθυνση.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,111369	0,05186	1,14E-05	0,00968
MODAL	Mode	2	0,086181	0,05919	0,00045	0,0054
MODAL	Mode	3	0,082881	8,88E-05	1,78E-05	0,00059
MODAL	Mode	4	0,077523	0,00741	0,00027	0,00873
MODAL	Mode	5	0,076139	0,0002	0,0077	0,00395
MODAL	Mode	6	0,076053	0,00251	0,00195	1,08E-05
MODAL	Mode	7	0,063667	0,00055	0,00512	0,01345
MODAL	Mode	8	0,058375	0,00054	0,19653	0,02073
MODAL	Mode	9	0,056242	0,01794	7,06E-08	0,005
MODAL	Mode	10	0,055747	0,02082	0,10994	0,15881






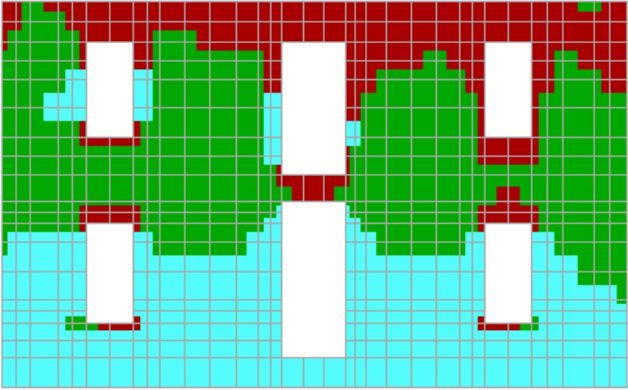
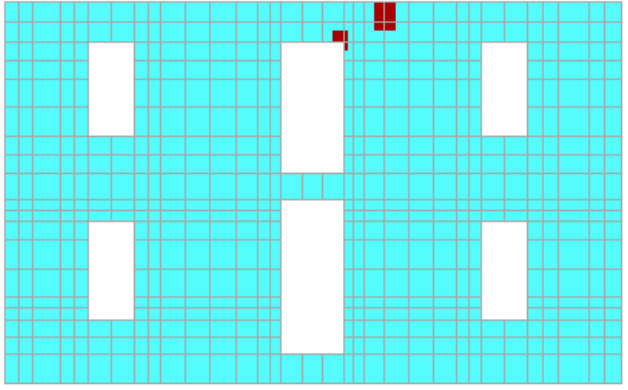
Πίνακας 8.1 Δέκα πρώτες ιδιομορφές μετά την ενίσχυση με τιμεντενέσεις και αρμολόγημα






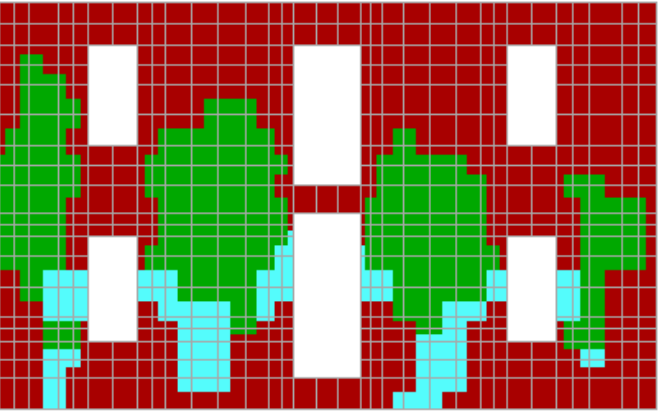
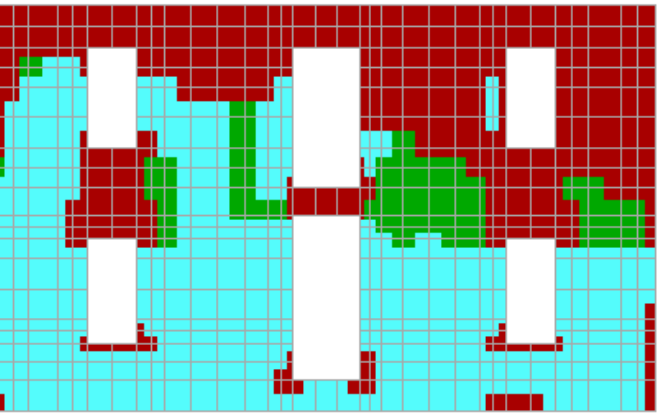
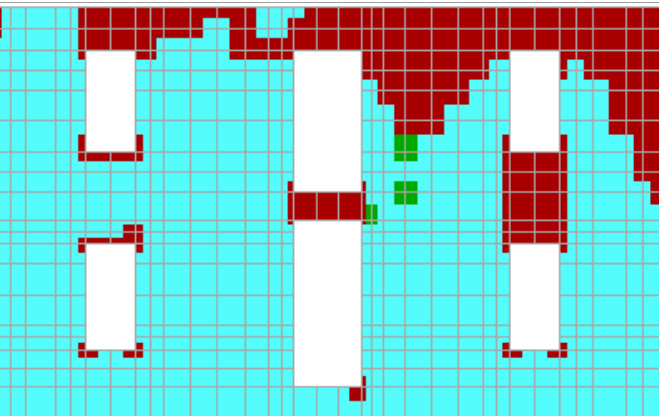







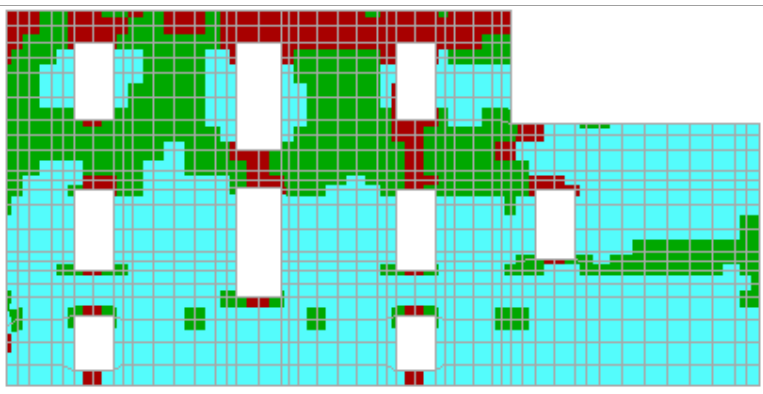
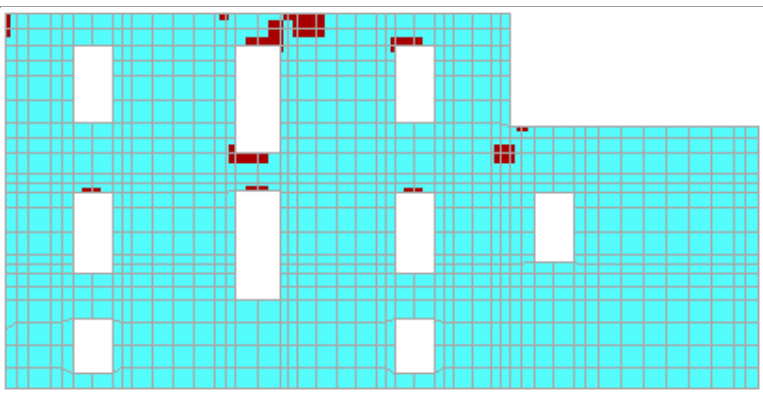
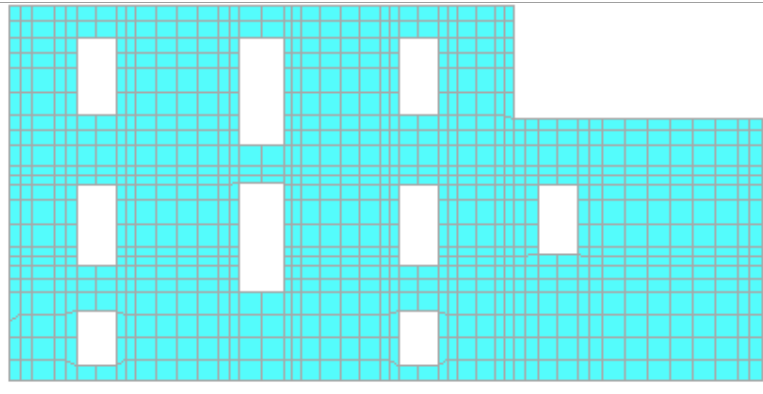
Σχήμα 8.2 Θεμελιώδης ιδιομορφή $T = 0.058\text{sec}$


8.5 Αποτελέσματα αστοχίας τοιχοποιίας - επίλυση με το πρόγραμμα Failure






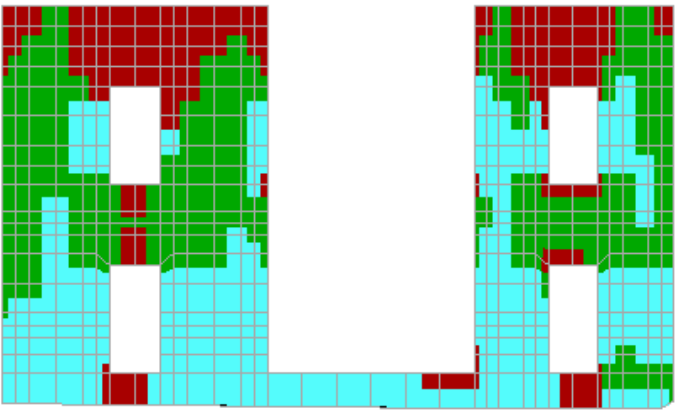
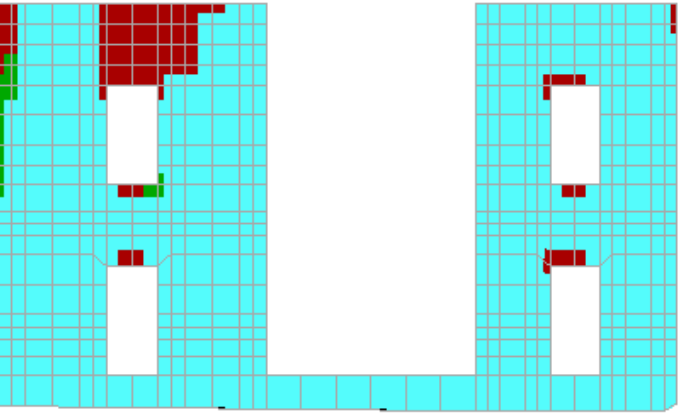
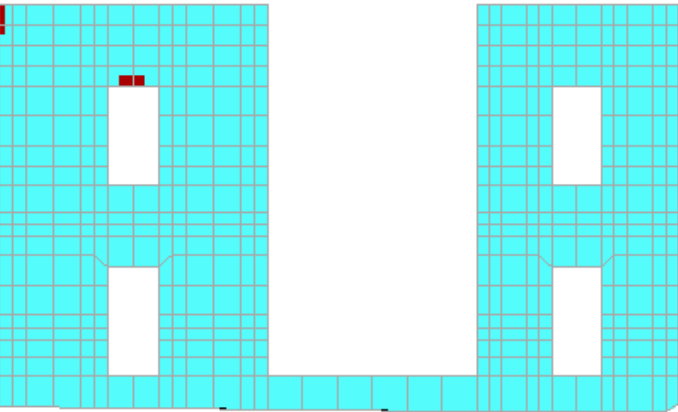
Όπως και στο προηγούμενο κεφάλαιο, παρουσιάζονται ενδεικτικά, οι αστοχίες των τοίχων w_1 , w_8 , w_D και w_E του κτιρίου για τους μέγιστους συνδυασμούς φόρτισης, έτσι όπως προκύπτουν από το πρόγραμμα FAILURE, για εδαφική επιτάχυνση $PGA = 0.16g$, $0.40g$ και για εφελκυστική αντοχή $f_{wt} = 50kPa$, $250 kPa$ και $450 kPa$.






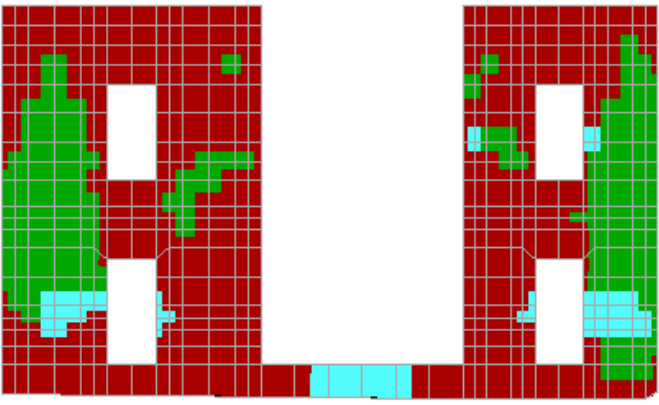
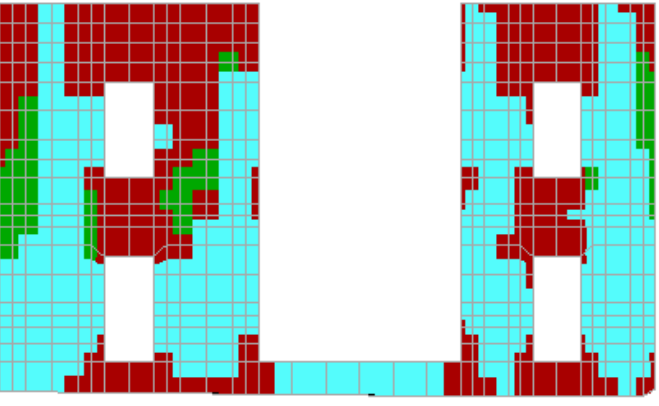
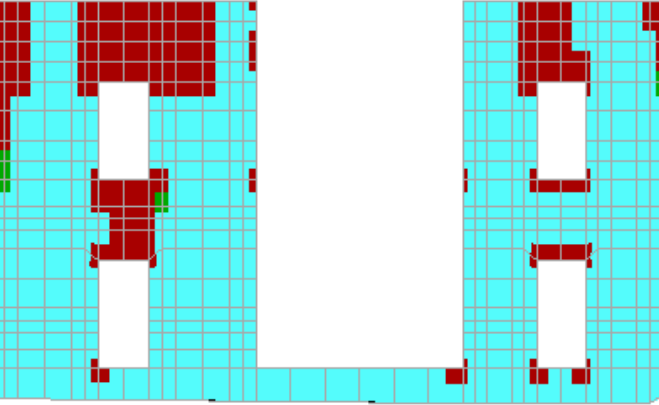
Failure	
wall : 1_2topmax Load Cases : 0.16g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 640 Failed = 389 Failure Percentage = 60.78%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 640 Failed = 61 Failure Percentage = 9.53%	
f_wt = 450 kPa	
Joints = 640 Failed = 3 Failure Percentage = 0.47%	






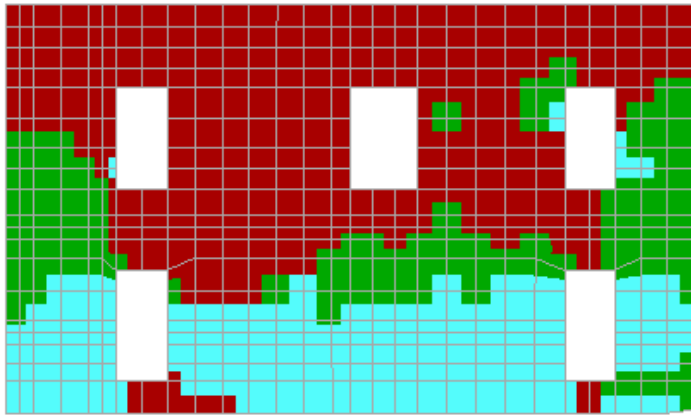
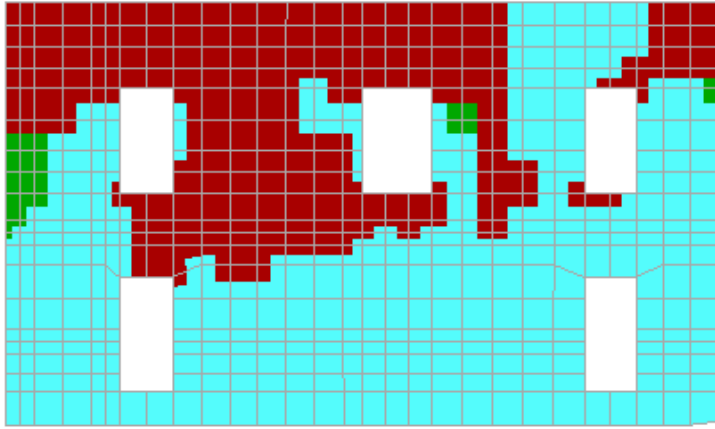
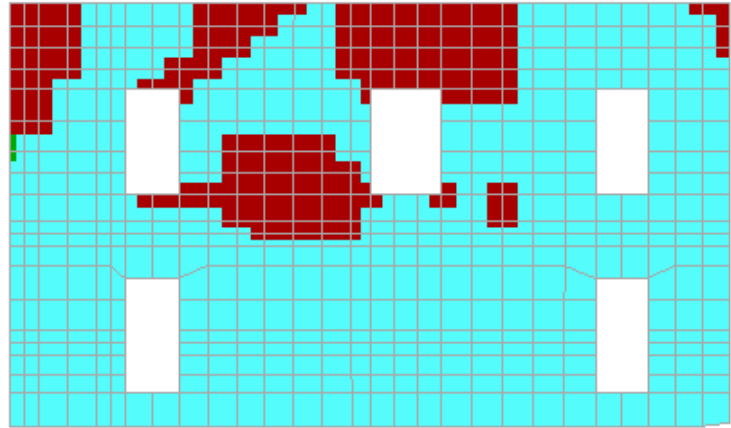
Failure	
wall : 1_2topmax Load Cases : 0.40g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 640 Failed = 587	
Failure Percentage = 91.72%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 640 Failed = 325	
Failure Percentage = 50.78%	
f_{wt} = 450 kPa	
Joints = 640 Failed = 150	
Failure Percentage = 23.44%	






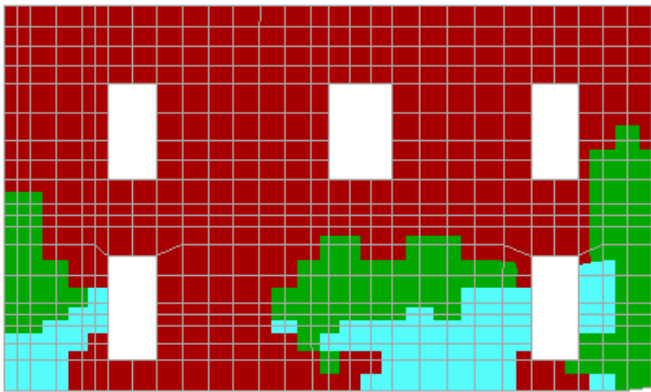
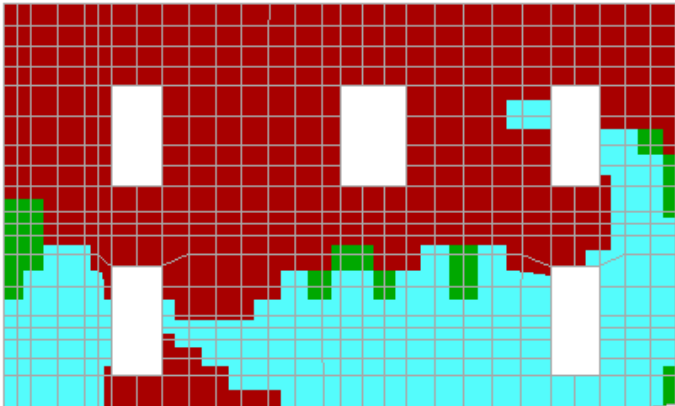
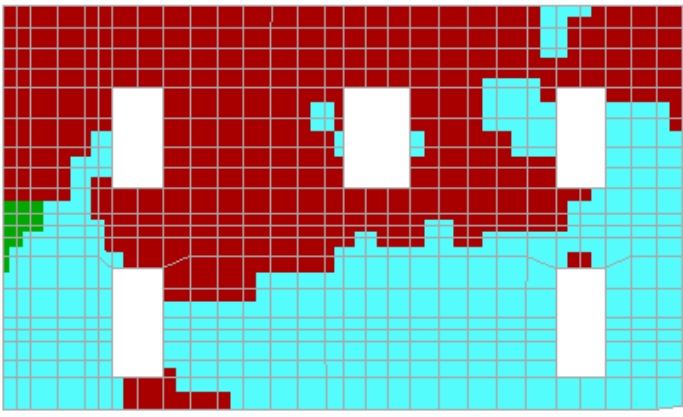
Failure	
wall : 8_2topmax Load Cases : 0.16g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 990 Failed = 395	
Failure Percentage = 39.9%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 990 Failed = 21	
Failure Percentage = 2.12%	
f_{wt} = 450 kPa	
Joints = 990 Failed = 0	
Failure Percentage = 0.00%	

Failure	
wall : 8_2topmax Load Cases : 0.40g	 Failure under biaxial Tension/ Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression / Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 990 Failed = 749	
Failure Percentage = 75.66%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 990 Failed = 210	
Failure Percentage = 21.21%	
f_{wt} = 450 kPa	
Joints = 990 Failed = 82	
Failure Percentage = 8.28%	

Failure	
wall : D_2topmax Load Cases : 0.16g	 Failure under biaxial Tension/ Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression / Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 555 Failed = 316 Failure Percentage = 56.94%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 555 Failed = 48 Failure Percentage = 8.65%	
f_{wt} = 450 kPa	
Joints = 555 Failed = 3 Failure Percentage = 0.54%	

Failure	
wall : D_2topmax Load Cases : 0.40g	 Failure under biaxial Tension/ Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression / Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 555 Failed = 517 Failure Percentage = 93.15%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 555 Failed = 261 Failure Percentage = 47.03%	
f_{wt} = 450 kPa	
Joints = 555 Failed = 114 Failure Percentage = 20.54%	

Failure	
wall : E_2topmax Load Cases : 0.16g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 558 Failed = 392 Failure Percentage = 70.25%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 558 Failed = 211 Failure Percentage = 37.81%	
f_{wt} = 450 kPa	
Joints = 558 Failed = 104 Failure Percentage = 18.64%	

Failure	
wall : E_2topmax Load Cases : 0.40g	 Failure under biaxial Tension/ Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression / Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 558 Failed = 491	
Failure Percentage = 87.99%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 558 Failed = 371	
Failure Percentage = 66.49%	
f_{wt} = 450 kPa	
Joints = 558 Failed = 291	
Failure Percentage = 52.15%	

8.6 Ποσοστά αστοχίας & Στατιστική επεξεργασία αποτελεσμάτων

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα ποσοστά αστοχίας όλων των τοίχων του κτιρίου για τις 9 διαφορετικές εφελκυστικές αντοχές και για τις 4 εδαφικές επιταχύνσεις.

f_{wt} \ PGA	0.16g	0.24g	0.36g	0.40g
K50	56.97	67.02	77.08	87.13
K100	40.43	54.32	64.68	71.22
K150	31.05	42.12	54.03	62.96
K200	21.66	33.14	43.89	53.79
K250	14.53	25.14	35.76	46.38
K300	12.01	22.61	32.32	41.67
K350	9.51	18.33	27.30	35.88
K400	7.05	14.45	22.85	30.74
K450	4.91	11.98	19.04	26.10

Πίν. 8.2 Συνολικά ποσοστά βλάβης για το κτίριο για 9 κονιάματα και 4 εδαφικές επιταχύνσεις.

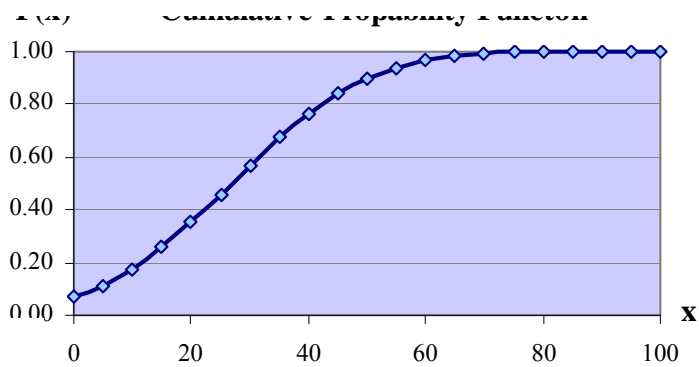
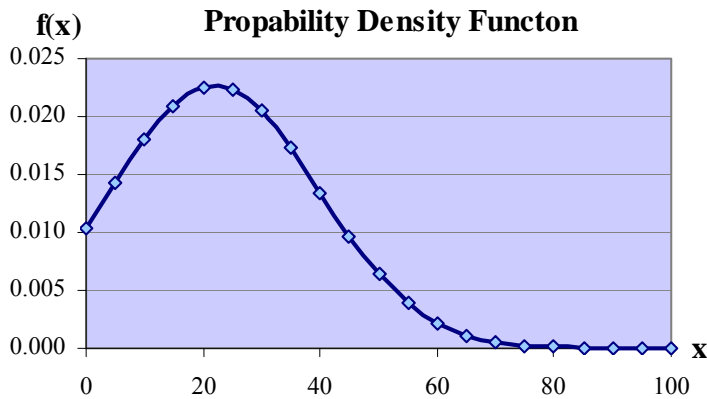
Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της στατιστικής ανάλυσης των παραπάνω δεδομένων για την κανονική και την λογαριθμική κατανομή και τις τέσσερις εδαφικές επιταχύνσεις.

Κανονική Κατανομή

- **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.16g**

<i>Tensile Strength fwt</i>	<i>Failure Rate (%)</i>
50	56.97
100	40.43
150	31.05
200	21.66
250	14.53
300	12.01
350	9.51
400	7.05
450	4.91
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	22.01
Τυπική Απόκλιση	17.58

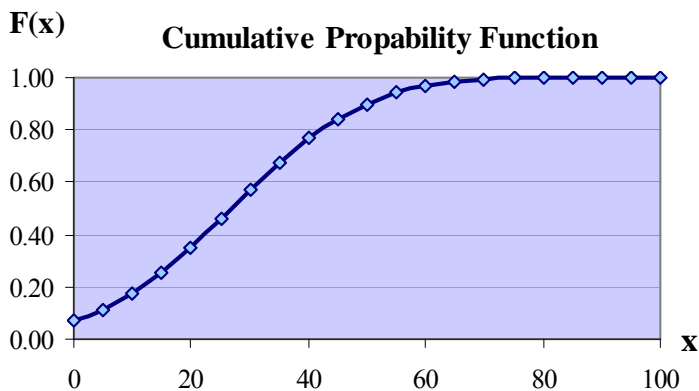
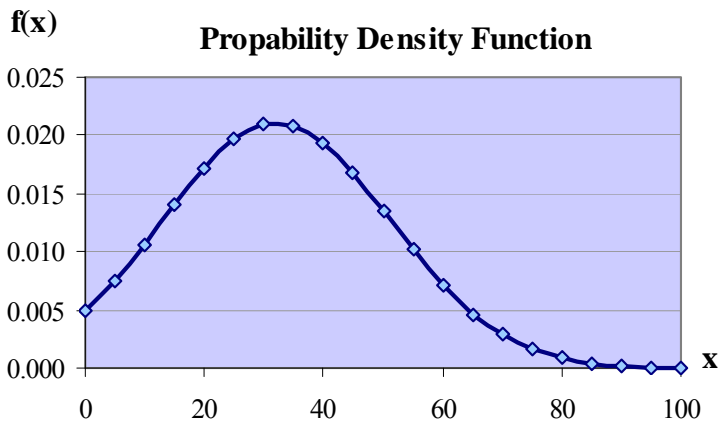
<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0	0.00082852	0.00585986
5	0.00150386	0.01155320
10	0.00256583	0.02154334
15	0.00411494	0.03802605
20	0.00620320	0.06359654
25	0.00878989	0.10089600
30	0.01170760	0.15205473
35	0.01465777	0.21803149
40	0.01724981	0.29803634
45	0.01908169	0.38925757
50	0.01984108	0.48705558
55	0.01939233	0.58564233
60	0.01781602	0.67908853
65	0.01538536	0.76237205
70	0.01248880	0.83216491
75	0.00952905	0.88715912
80	0.00683431	0.92790438
85	0.00460740	0.95628950
90	0.00291967	0.97488287
95	0.00173911	0.98633479
100	0.00097373	0.99296689



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.24g**

Εφελκυστική Αντοχή <i>f_{w,t}</i>	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	67.02
100	54.32
150	42.12
200	33.14
250	25.14
300	22.61
350	18.33
400	14.45
450	11.98
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	32.12
Τυπική Απόκλιση	18.91

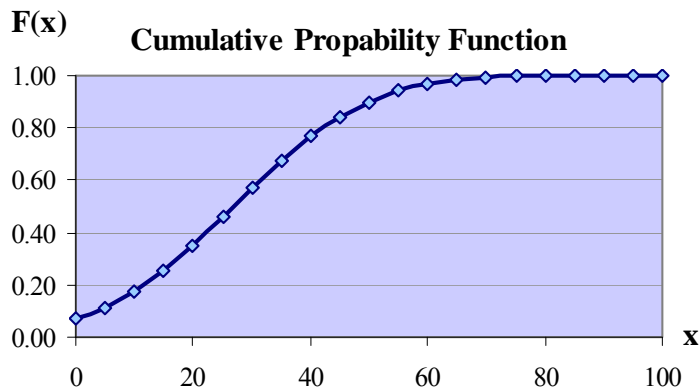
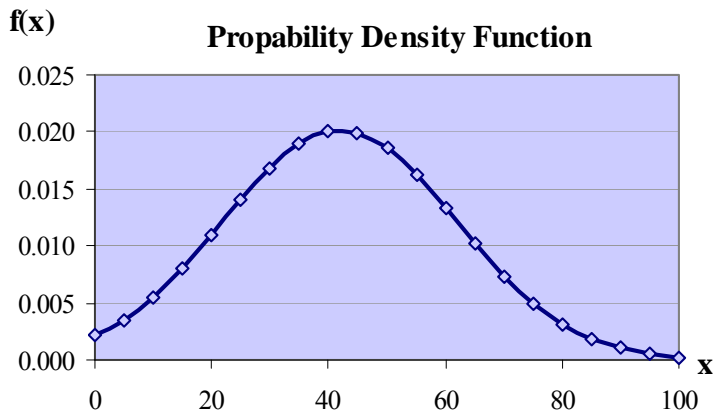
<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0	0.00498276	0.04466121
5	0.00754062	0.07570935
10	0.01064080	0.12098161
15	0.01400136	0.18256075
20	0.01717892	0.26069482
25	0.01965400	0.35317588
30	0.02096695	0.45528652
35	0.02085687	0.56045731
40	0.01934605	0.66150472
45	0.01673266	0.75206988
50	0.01349481	0.82778855
55	0.01014842	0.88684268
60	0.00711638	0.92980649
65	0.00465317	0.95896466
70	0.00283706	0.97742425
75	0.00161294	0.98832579
80	0.00085506	0.99433139
85	0.00042267	0.99741762
90	0.00019482	0.99889707
95	0.00008374	0.99955864
100	0.00003356	0.99983460



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.32g**

Εφελκυστική Αντοχή <i>f_{wt}</i>	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	77.08
100	64.68
150	54.03
200	43.89
250	35.76
300	32.32
350	27.30
400	22.85
450	19.04
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	41.88
Τυπική Απόκλιση	19.80

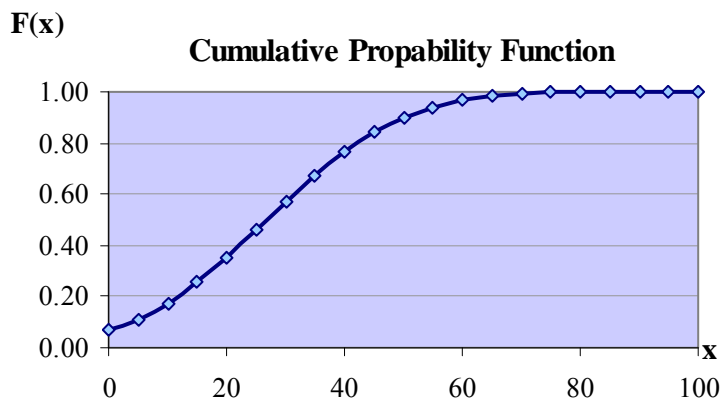
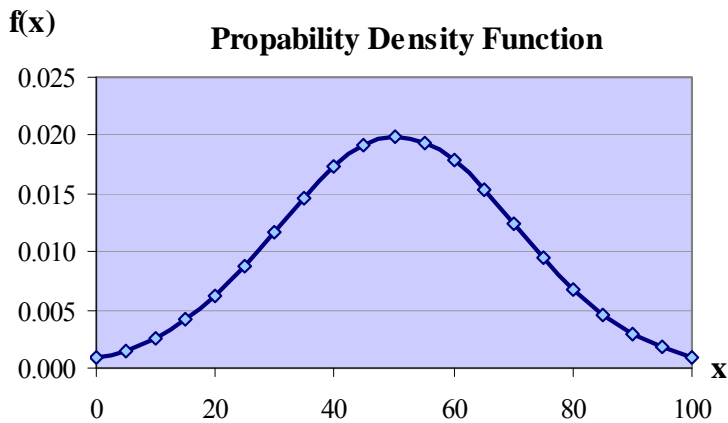
<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0	0.00215011	0.01719262
5	0.00355341	0.03123307
10	0.00550973	0.05365308
15	0.00801520	0.08725282
20	0.01093951	0.13451146
25	0.01400816	0.19689535
30	0.01682920	0.27418291
35	0.01896906	0.36404839
40	0.02005984	0.46211532
45	0.01990254	0.56255347
50	0.01852632	0.65909656
55	0.01617966	0.74619095
60	0.01325712	0.81993134
65	0.01019128	0.87852719
70	0.00735034	0.92222646
75	0.00497377	0.95281278
80	0.00315765	0.97290489
85	0.00188079	0.98529197
90	0.00105104	0.99245928
95	0.00055105	0.99635142
100	0.00027106	0.99833507



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.40g**

Εφελκυστική Αντοχή <i>f_{w,t}</i>	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	87.13
100	71.22
150	62.96
200	53.79
250	46.38
300	41.67
350	35.88
400	30.74
450	26.10
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	50.65
Τυπική Απόκλιση	20.10

<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0	0.00082852	0.00585986
5	0.00150386	0.01155320
10	0.00256583	0.02154334
15	0.00411494	0.03802605
20	0.00620320	0.06359654
25	0.00878989	0.10089600
30	0.01170760	0.15205473
35	0.01465777	0.21803149
40	0.01724981	0.29803634
45	0.01908169	0.38925757
50	0.01984108	0.48705558
55	0.01939233	0.58564233
60	0.01781602	0.67908853
65	0.01538536	0.76237205
70	0.01248880	0.83216491
75	0.00952905	0.88715912
80	0.00683431	0.92790438
85	0.00460740	0.95628950
90	0.00291967	0.97488287
95	0.00173911	0.98633479
100	0.00097373	0.99296689

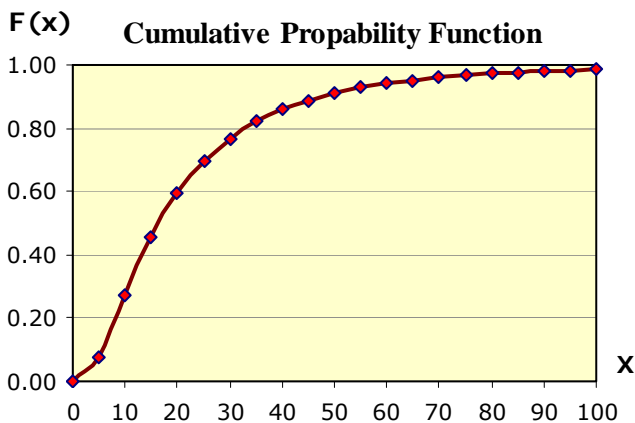
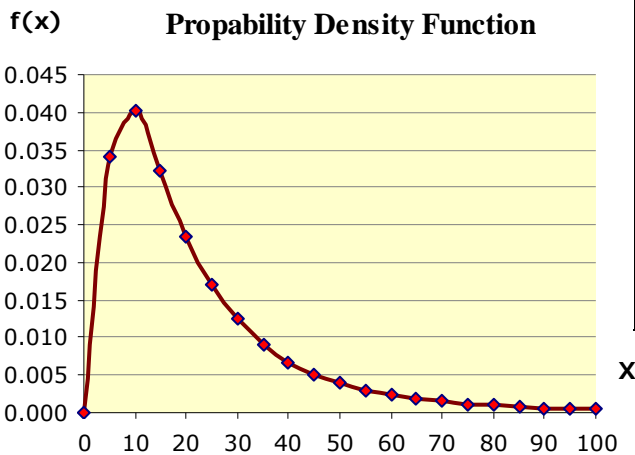


Λογαριθμοκανονική Κατανομή

- **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.16g**

Εφελκυστική Αντοχή <i>f_{wt}</i>	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	4.04
100	3.70
150	3.44
200	3.08
250	2.68
300	2.49
350	2.25
400	1.95
450	1.59
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	2.80
Τυπική Απόκλιση	0.82

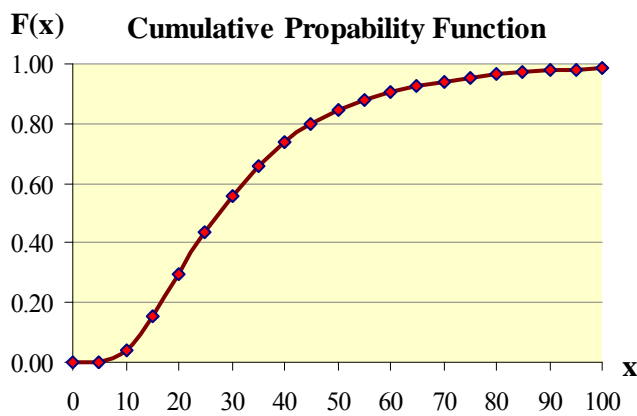
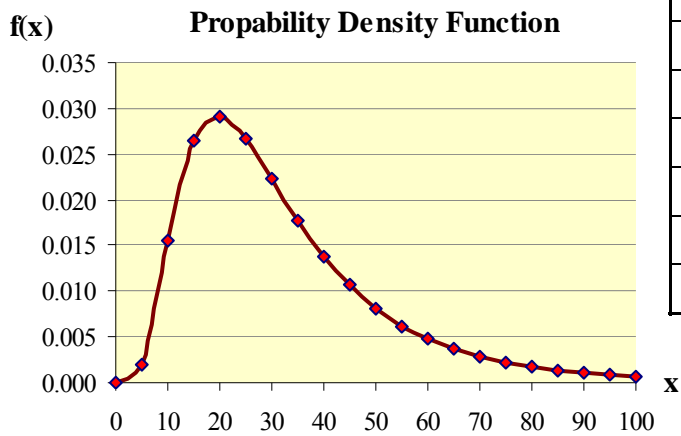
<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0.00000000	0.00000000	0.00000000
1.60943791	0.03399500	0.07390576
2.30258509	0.04032747	0.27238830
2.70805020	0.03208969	0.45491886
2.99573227	0.02355634	0.59331995
3.21887582	0.01704005	0.69394370
3.40119738	0.01238487	0.76683276
3.55534806	0.00910158	0.82007306
3.68887945	0.00677540	0.85943688
3.80666249	0.00510967	0.88892263
3.91202301	0.00390164	0.91129287
4.00733319	0.00301406	0.92847077
4.09434456	0.00235363	0.94181050
4.17438727	0.00185629	0.95227782
4.24849524	0.00147753	0.96057030
4.31748811	0.00118607	0.96719815
4.38202663	0.00095959	0.97253895
4.44265126	0.00078200	0.97687527
4.49980967	0.00064159	0.98042077
4.55387689	0.00052970	0.98333861
4.60517019	0.00043989	0.98575451



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.24g**

Εφελκυστική Αντοχή <i>fwt</i>	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	4.21
100	3.99
150	3.74
200	3.50
250	3.22
300	3.12
350	2.91
400	2.67
450	2.48
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	3.32
Τυπική Απόκλιση	0.59

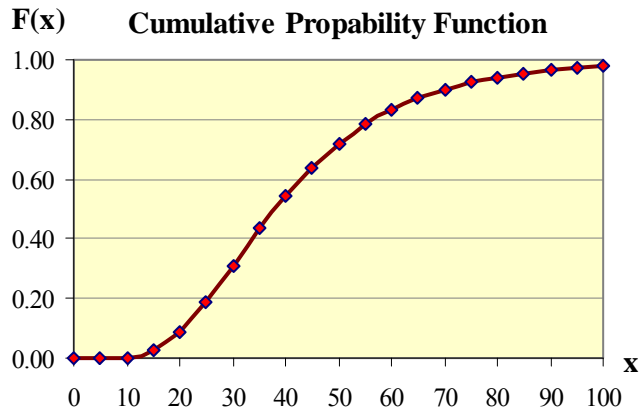
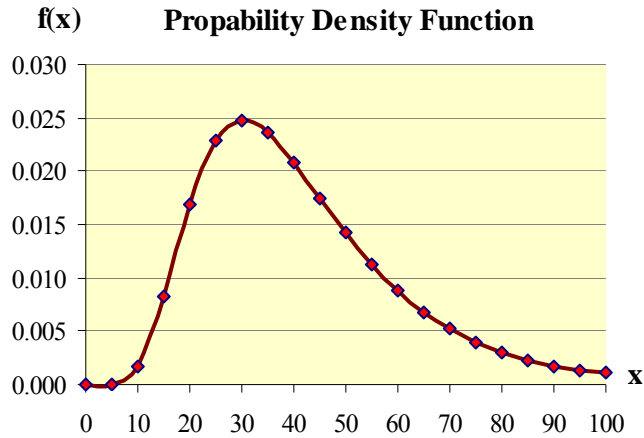
<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0.00000000	0.00000000	0.00000000
1.60943791	0.00207566	0.00192692
2.30258509	0.01548815	0.04305756
2.70805020	0.02650167	0.15156869
2.99573227	0.02915052	0.29369245
3.21887582	0.02665488	0.43454831
3.40119738	0.02228420	0.55720956
3.55534806	0.01778058	0.65722592
3.68887945	0.01383872	0.73597886
3.80666249	0.01063300	0.79685098
3.91202301	0.00812175	0.84346970
4.00733319	0.00619296	0.87903947
4.09434456	0.00472632	0.90616865
4.17438727	0.00361597	0.92689537
4.24849524	0.00277612	0.94277813
4.31748811	0.00214007	0.95499533
4.38202663	0.00165710	0.96443324
4.44265126	0.00128908	0.97175737
4.49980967	0.00100753	0.97746779
4.55387689	0.00079119	0.98194109
4.60517019	0.00062420	0.98546174



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση $PGA = 0.32g$**

<i>Εφελκυστική Αντοχή f_{wt}</i>	<i>Ποσοστό Αστοχίας (%)</i>
50	4.34
100	4.17
150	3.99
200	3.78
250	3.58
300	3.48
350	3.31
400	3.13
450	2.95
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	3.64
Τυπική Απόκλιση	0.47

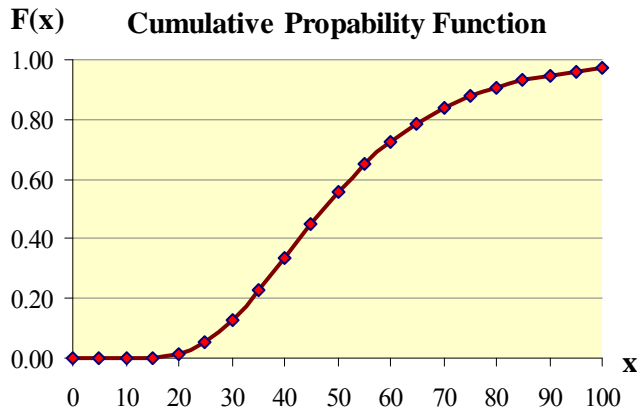
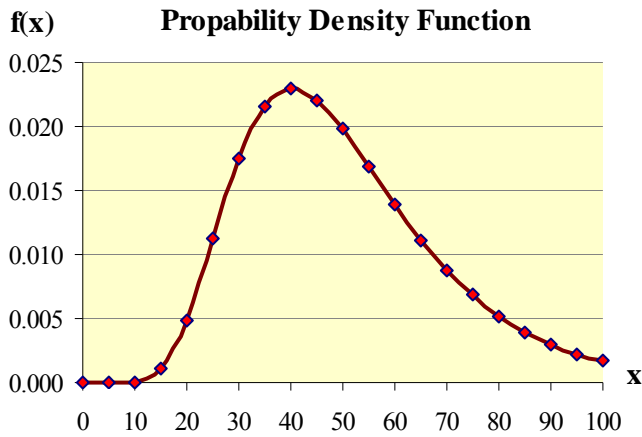
x	$f(x)$	$F(x)$
0.00000000	0.00000000	0.00000000
1.60943791	0.00001865	0.00000988
2.30258509	0.00163180	0.00249518
2.70805020	0.00830890	0.02537192
2.99573227	0.01694281	0.08887648
3.21887582	0.02286644	0.19005127
3.40119738	0.02479566	0.31076239
3.55534806	0.02366746	0.43289484
3.68887945	0.02087501	0.54468470
3.80666249	0.01749914	0.64069796
3.91202301	0.01418529	0.71979810
4.00733319	0.01124430	0.78318350
4.09434456	0.00878072	0.83304262
4.17438727	0.00678967	0.87178082
4.24849524	0.00521726	0.90163781
4.31748811	0.00399413	0.92453544
4.38202663	0.00305204	0.94204703
4.44265126	0.00233095	0.95542359
4.49980967	0.00178108	0.96564137
4.55387689	0.00136258	0.97345290
4.60517019	0.00104424	0.97943371



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.40g**

<i>Εφελκυστική Αντοχή fwt</i>	<i>Ποσοστό Αστοχίας (%)</i>
50	4.47
100	4.27
150	4.14
200	3.99
250	3.84
300	3.73
350	3.58
400	3.43
450	3.26
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	3.86
Τυπική Απόκλιση	0.40

<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0.00000000	0.00000000	0.00000000
1.60943791	0.00000003	0.00000001
2.30258509	0.00005077	0.00004904
2.70805020	0.00106127	0.00200146
2.99573227	0.00489716	0.01553812
3.21887582	0.01120058	0.05522266
3.40119738	0.01744787	0.12740936
3.55534806	0.02155716	0.22604476
3.68887945	0.02294233	0.33838090
3.80666249	0.02208138	0.45170656
3.91202301	0.01981641	0.55686054
4.00733319	0.01691842	0.64882926
4.09434456	0.01393110	0.72590883
4.17438727	0.01117090	0.78852827
4.24849524	0.00878382	0.83824558
4.31748811	0.00680749	0.87705422
4.38202663	0.00521983	0.90696970
4.44265126	0.00397142	0.92981831
4.49980967	0.00300482	0.94715341
4.55387689	0.00226475	0.96024367
4.60517019	0.00170269	0.97009715



8.7 Εξαγωγή καμπυλών θραυστότητας

Μετά τη στατική επεξεργασία των ποσοστών αστοχίας της τοιχοδομής και έχοντας καθορίσει τα επίπεδα βλάβης, μπορούμε να χαράξουμε τις καμπύλες θραυστότητας.

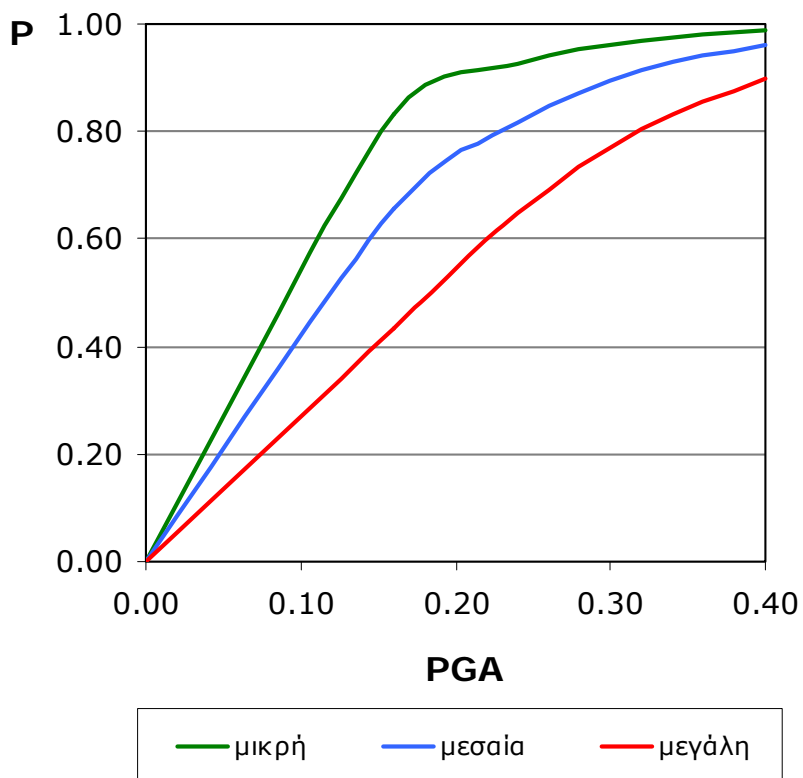
	<i>Καμία βλάβη (%)</i>	<i>Μικρή βλάβη (%)</i>	<i>Μεσαία βλάβη (%)</i>	<i>Μεγάλη βλάβη (%)</i>
<i>Επίπεδα βλάβης τύπου α</i>	0 - 5	5 - 15	15 - 25	> 25
<i>Επίπεδα βλάβης τύπου β</i>	0 - 10	10 - 20	20 - 30	> 30
<i>Επίπεδα βλάβης τύπου γ</i>	0 - 15	15 - 35	35 - 45	> 45

Πίν.8.3 Τιμές επιπέδων βλάβης, τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για την εξαγωγή των καμπυλών θραυστότητας.

Κανονική Κατανομή

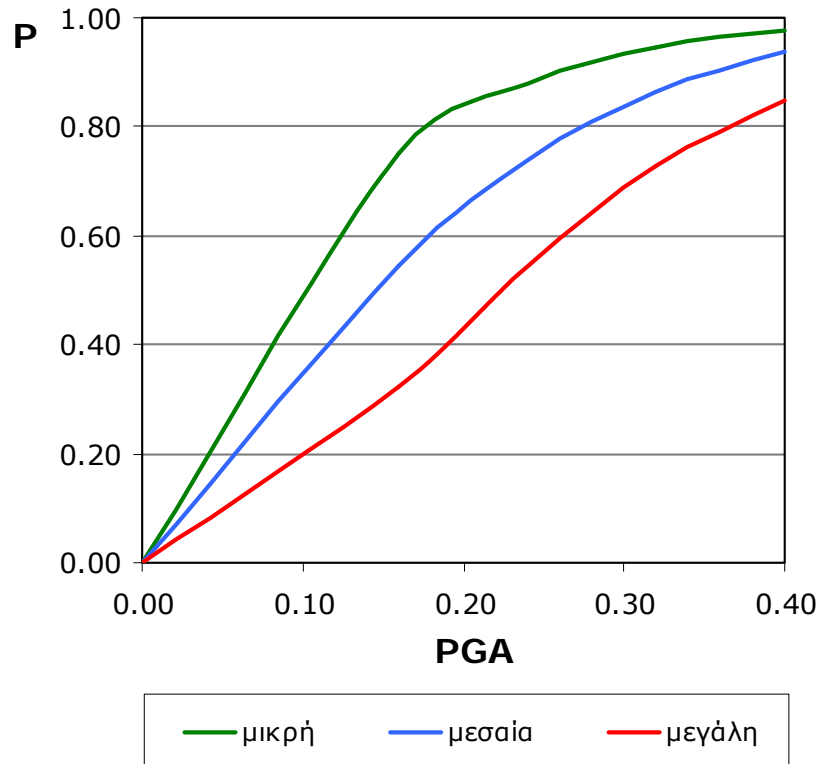
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου α

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.8335	0.9243	0.9688	0.9884
Μεσαία	0	0.6551	0.8174	0.9127	0.9620
Μεγάλη	0	0.4325	0.6468	0.8031	0.8991



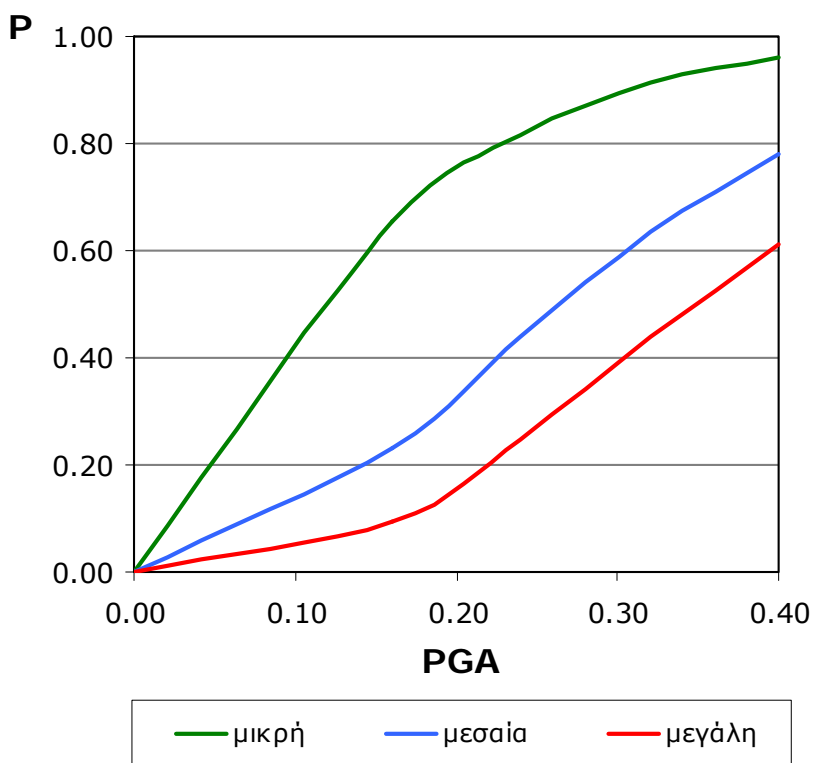
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου β

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.7528	0.8790	0.9463	0.9785
Μεσαία	0	0.5456	0.7393	0.8655	0.9364
Μεγάλη	0	0.3248	0.5447	0.7258	0.8479



➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου γ

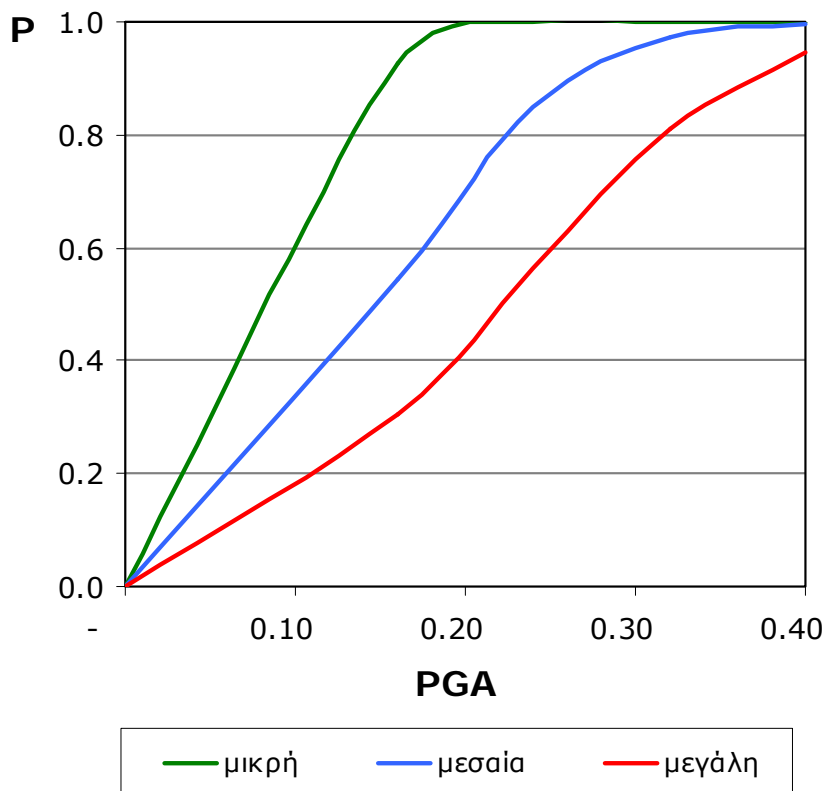
Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.6551	0.8174	0.9127	0.9620
Μεσαία	0	0.2300	0.4395	0.6360	0.7820
Μεγάλη	0	0.0955	0.2479	0.4374	0.6107



Λογαριθμοκανονική Κατανομή

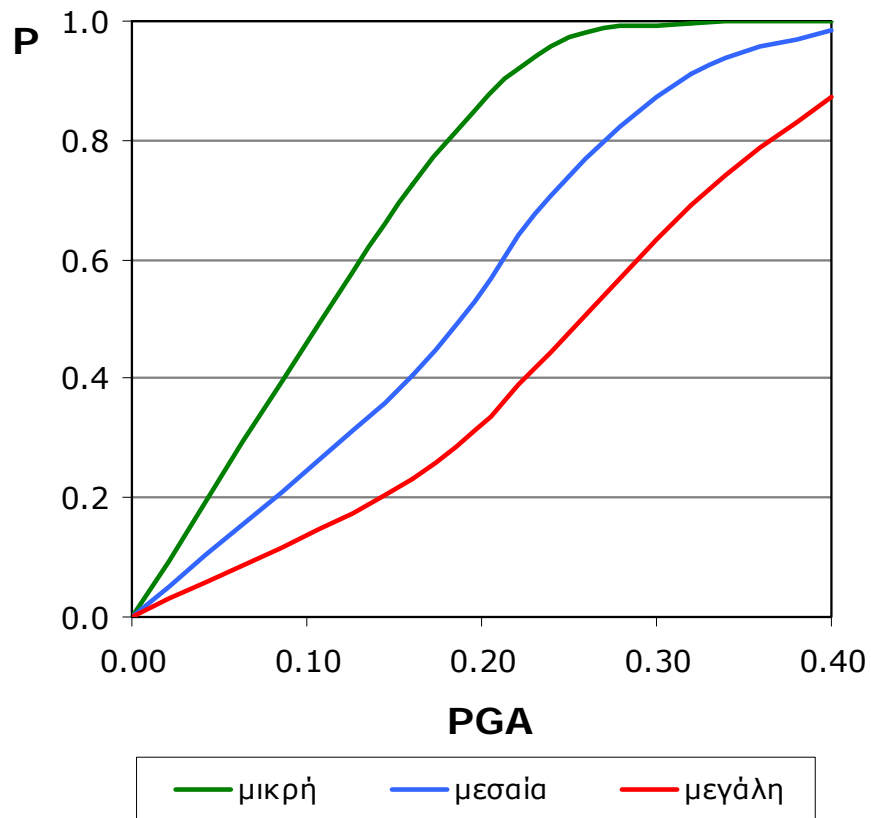
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου α

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.9261	0.9981	1.0000	1.0000
Μεσαία	0	0.5451	0.8484	0.9746	0.9980
Μεγάλη	0	0.3061	0.5655	0.8099	0.9448



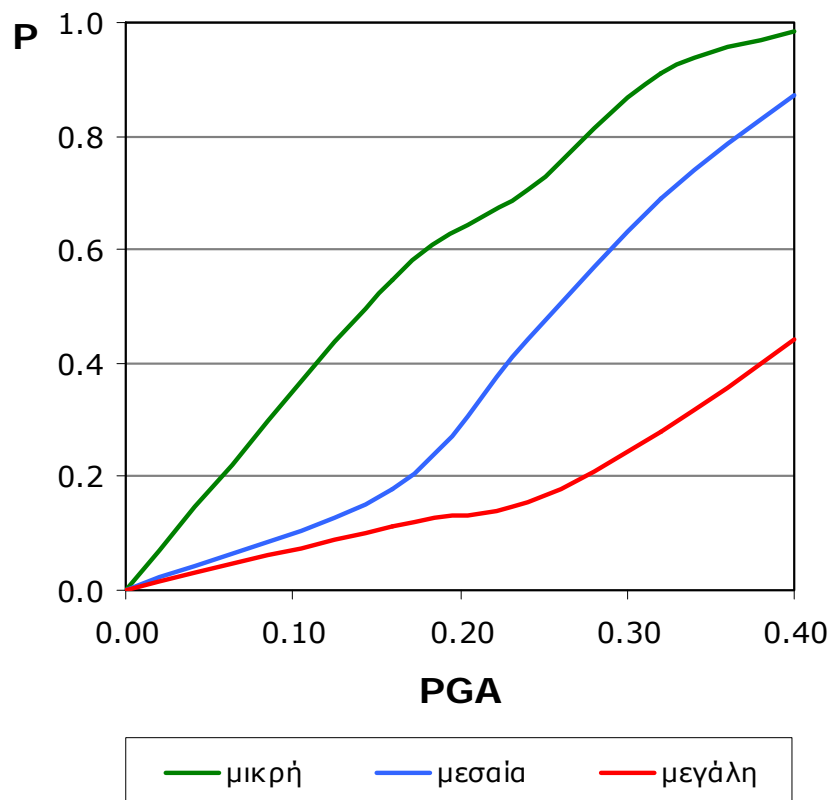
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου β

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.7276	0.9569	0.9975	1.0000
Μεσαία	0	0.4067	0.7063	0.9111	0.9845
Μεγάλη	0	0.2332	0.4428	0.6892	0.8726



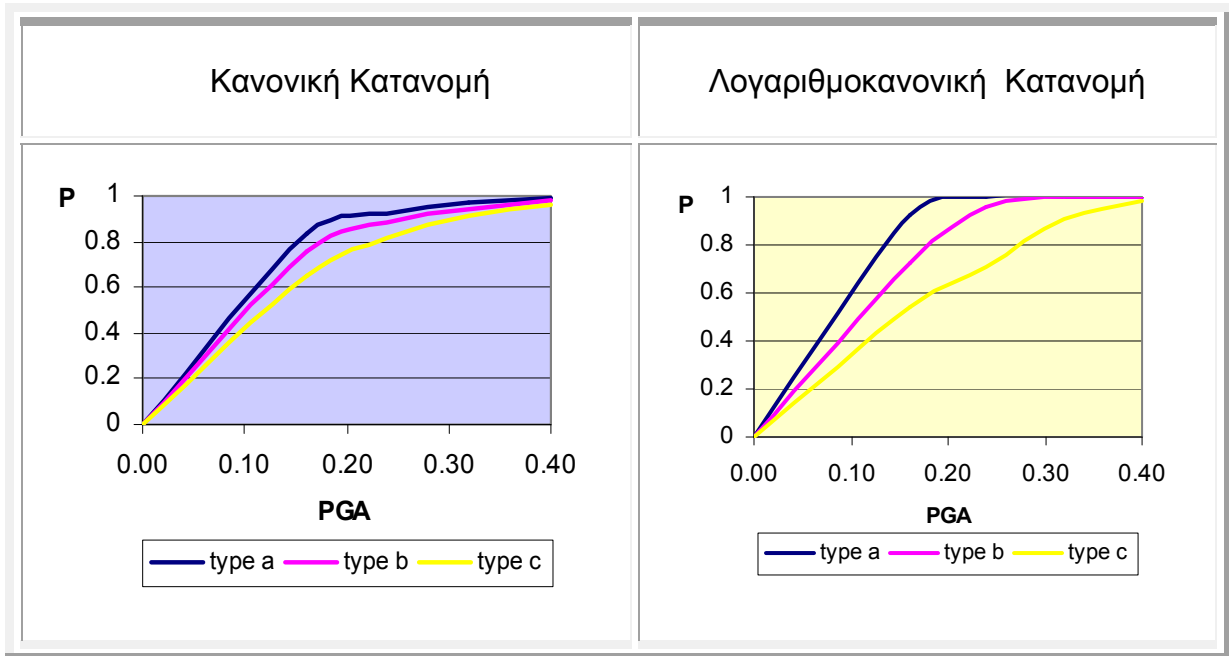
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου γ

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.5451	0.7063	0.9111	0.9845
Μεσαία	0	0.1799	0.4428	0.6892	0.8726
Μεγάλη	0	0.1111	0.1565	0.2802	0.4431

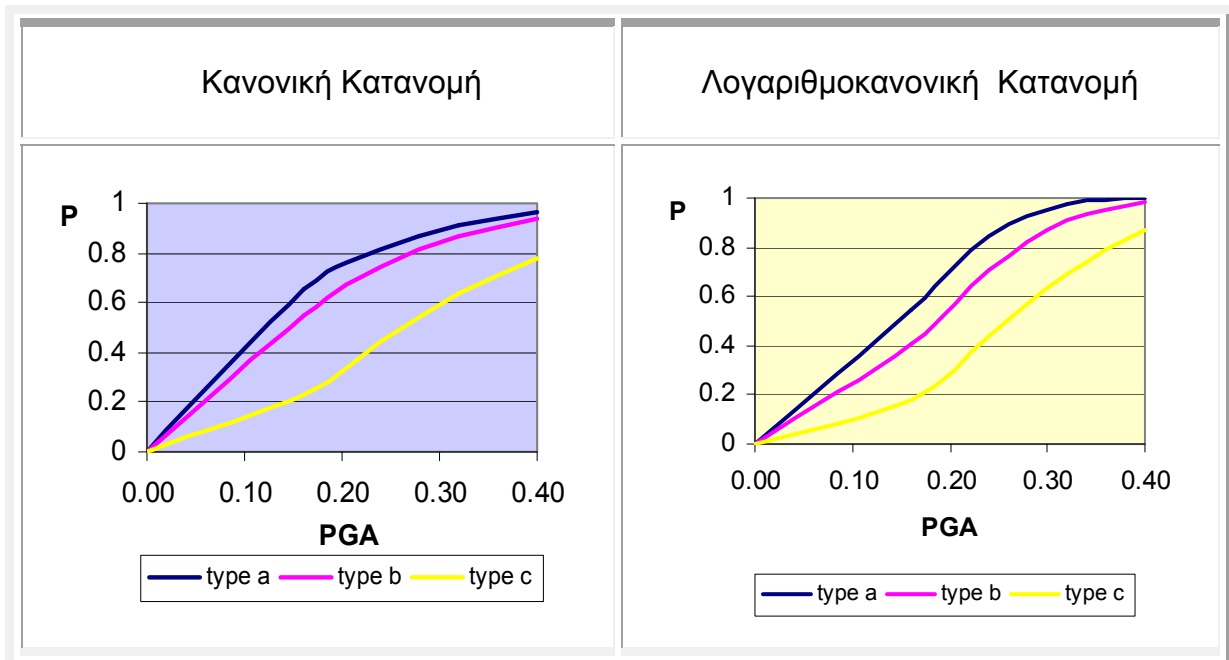


8.8 Σύγκριση μεταξύ των τριών επιπέδων βλάβης για την κάθε κατανομή

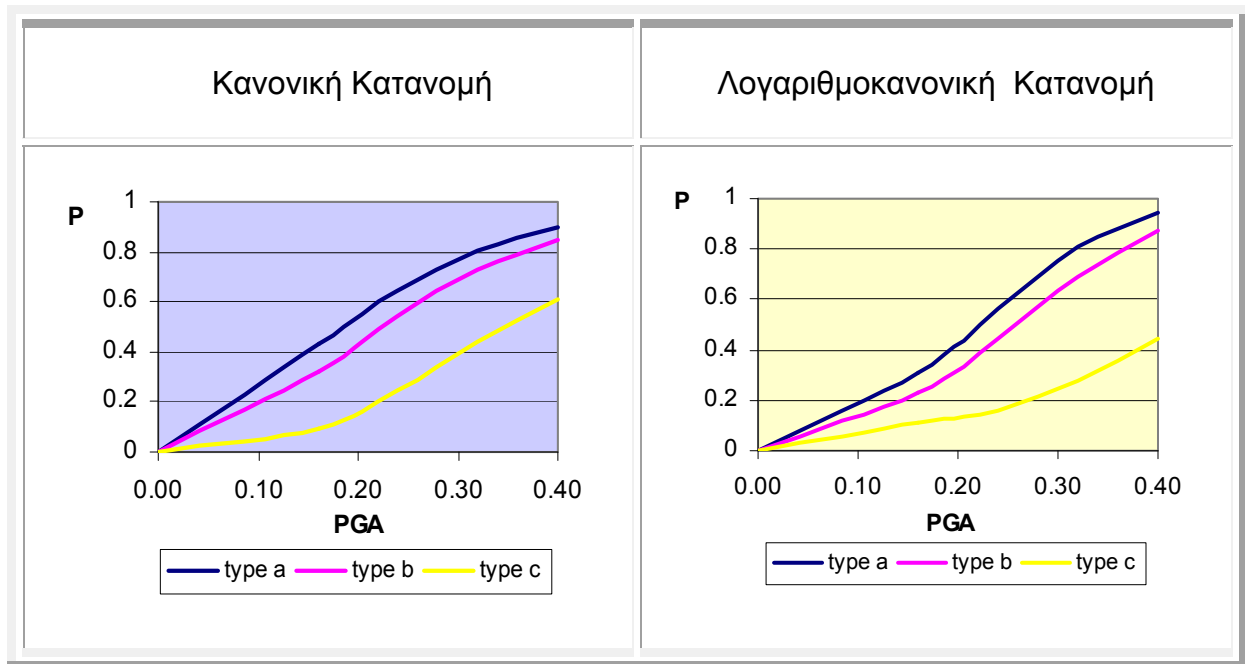
- Μικρή βλάβη



- Μεσαία βλάβη



- **Μεγάλη βλάβη**



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

ΕΠΙΣΚΕΥΗ ΥΠΑΡΧΟΥΣΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ – ΕΝΙΣΧΥΣΗ 3

9.1 Αρμολόγημα, διάζωμα Ω.Σ. στην στέψη και κατακόρυφη προένταση στους πεσσούς (Ενίσχυση 3)

Αρμολόγημα

Αρμολόγημα θα γίνει και στις δύο παρειές της περιμετρικής τοιχοποιίας όπως έχει περιγραφεί στην παράγραφο 7.3.

Διάζωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα στη στάθμη της στέγης

Η κατασκευή διαζωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ένας από τους αποτελεσματικότερους και συγχρόνως με το μικρότερο κόστος τρόπους για την αύξηση της αντοχής των κτιρίων έναντι σεισμικών δράσεων. Τα κτίρια με οριζόντια διαζώματα δεν υφίστανται σημαντικές βλάβες σε σεισμούς μεσαίου μεγέθους. Ο τρόπος ενίσχυσης της εν λόγω κατασκευής γίνεται ως εξής:

α) Όταν υπάρχει αρκετό κενό μεταξύ αμείβοντα ζευκτών και τοίχου, αφαιρούνται μερικές σειρές κεραμιδιών για να διευκολύνεται η εργασία, τοποθετείται επί τόπου ο οπλισμός, καλουπώνονται τα πλαϊνά και εγχύεται το σκυρόδεμα. Έτσι, δημιουργείται το περιμετρικό διάζωμα.

β) Όταν δεν υπάρχει αρκετός χώρος (λόγω μικρής κλίσης της στέγης) για να κατασκευαστεί το διάζωμα απαιτείται ανάσχυση ή υποστύλωση της στέγης. Πρέπει να λαμβάνεται πρόνοια ώστε η υποστύλωση να μη μεταφέρει τα φορτία στο πιθανά ασθενές δάπεδο του τελευταίου ορόφου, αλλά να υποστυλώνονται και τα υπόλοιπα δάπεδα μέχρι το έδαφος. Το διάζωμα πρέπει να έχει πάχος όσο το πάχος του τοίχου και ύψος 15-20cm, ελάχιστο διαμήκη οπλισμό 4Φ16 και συνδετήρες Φ6/20. Συνιστάται, στις περιπτώσεις που είναι επιτρεπτή, η κατασκευή γείσου ύψους 15-20cm που περιβάλλει την εξωτερική όψη του τοίχου.

Σαν τρόπος ενίσχυσης της κατασκευής επιλέχθηκε ο δεύτερος τρόπος.

Κατακόρυφη προένταση στους πεσσούς

Η προένταση, όπως και η κατασκευή των μανδύων, χρησιμοποιείται όχι μόνο για την ενίσχυση των κτιρίων, αλλά και για τη στερέωση και επισκευή, κυρίως τοίχων με εκτεταμένες ρηγματώσεις. Παρόλα αυτά όμως, η προένταση σε αντίθεση με τις προαναφερθείσες μεθόδους επισκευής και ενίσχυσης δεν είναι πολύ διαδεδομένη. Ο βασικότερος λόγος είναι κάποιες αβεβαιότητες που υπάρχουν στην αλληλεπίδραση της προέντασης με την κατασκευή, καθώς και η έλλειψη εμπειρίας των μηχανικών. Κερδίζει όμως καθημερινά έδαφος, ιδιαίτερα στην ενίσχυση μνημειακών κατασκευών, αφού συγκεντρώνει πολλά θετικά στοιχεία, όπως είναι η αντιστρεψιμότητα και οι μικρές επεμβάσεις στις ορατές επιφάνειες, χαρακτηριστικό που είναι βασικό για επεμβάσεις σε μνημεία. Αρνητικό στην επιλογή αυτής της τεχνικής είναι οι χρόνιες απώλειες προέντασης, εξαιτίας του ερπυσμού της τοιχοποιίας, οι οποίες είναι δύσκολο να υπολογιστούν. Από αναφορές του Wenzel (1989) και Ullrich και Maus (1989) οι μετρημένες απώλειες για προεντάσεις με χρόνο λειτουργίας 12-13 χρόνια είναι μεταξύ 3-12%, δηλαδή όχι πολύ μεγαλύτερες από αυτές του σκυροδέματος.

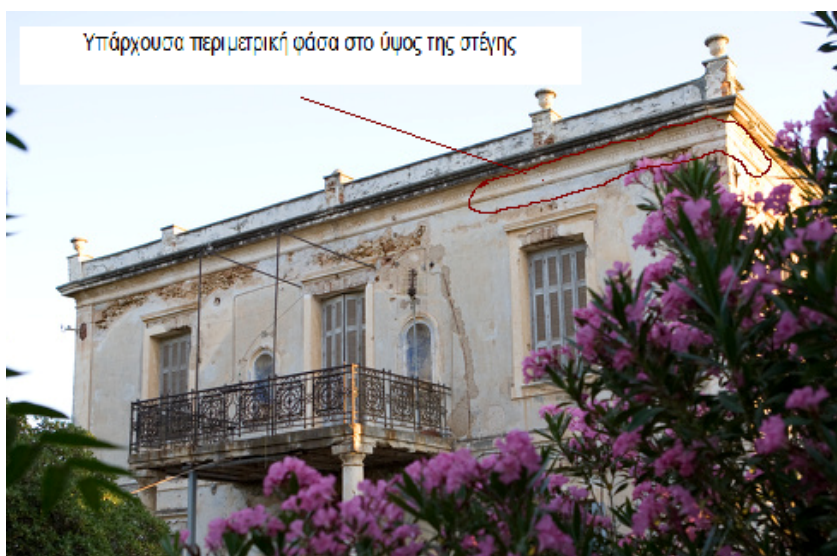
Σε μία λίθινη κατασκευή, προένταση μπορεί να γίνει είτε κατά μήκος των ανωφλιών (οριζόντια), είτε των πεσσών (κατακόρυφα). Προκειμένου να προστατευτεί η προένταση από την διάβρωση και να μην αλλοιωθεί η εικόνα της κατασκευής, οι τένοντες τοποθετούνται σε οπές που διατρώνται στο μέσο της τοιχοποιίας ή κατά μήκος αυλακών που διανοίγονται συμμετρικά στις δυο παρειές του τοίχου. Στην περίπτωση επιλογής της πρώτης μεθόδου, οι οπές πληρώνονται με ένεμα, ενώ στην περίπτωση των αυλακιών με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Για την παρούσα ενίσχυση, προτιμήθηκε η περίπτωση των αυλακιών.

9.2 Στάδια Εργασιών Ενίσχυσης 3

Διάζωμα Ω.Σ. στη στέψη – Κατακόρυφη προένταση

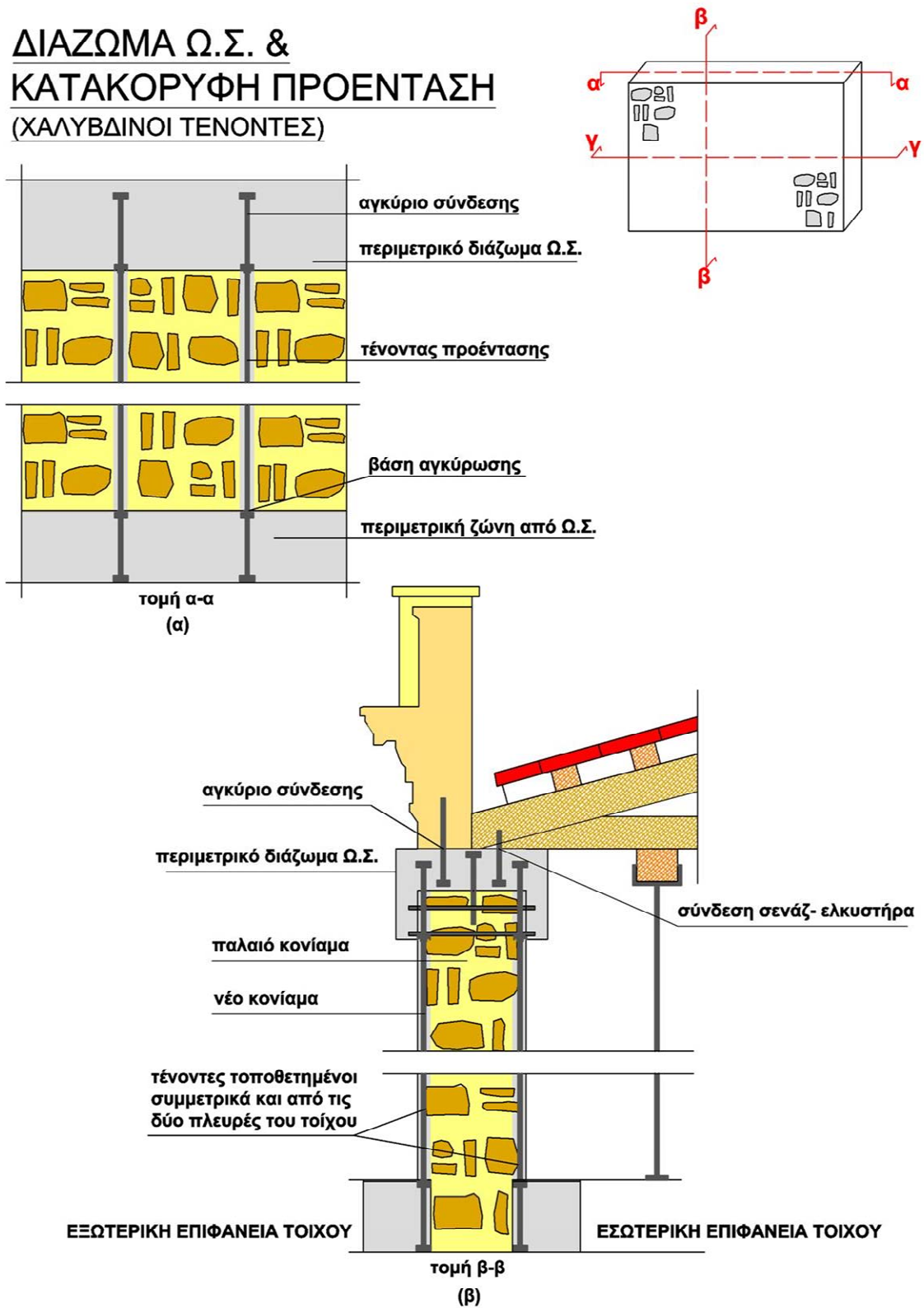
Η κατασκευή του διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα θα γίνει με προσωρινή υποστήλωση της στέγης (βλέπε σχήμα 8.6). Στην παρούσα κατασκευή διαζώματος θα εξέλθουν φάσες των 15cm και από τις δύο πλευρές της τοιχοποιίας για να αγκυρωθούν οι τένοντες προέντασης συμμετρικά, έτσι ώστε η συνισταμένη δύναμη της προέντασης να περνά από το μέσο του τοίχου. Στην βάση του κτιρίου θα κατασκευαστεί εξωτερική περιμετρική ζώνη από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπου θα αφεθούν οπές για να αγκυρωθούν οι τένοντες. Από την εσωτερική παρειά η αγκύρωση των τενόντων εξαρτάται από δύο την φύση του δαπέδου. Αν υπάρχει διαμορφωμένη πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα τότε ανοίγονται οπές όπου μπαίνουν οι αναμονές στις οποίες αγκυρώνονται οι τένοντες. Αν δεν υπάρχει τότε σκάβουμε περιμετρικά της τοιχοποιίας και διαμορφώνεται ζώνη από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Για να μην είναι ορατή η ενίσχυση, οι τένοντες θα τοποθετηθούν κατά μήκος αυλακών, τα οποία θα καλυφτούν με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Η εξοχή που θα δημιουργηθεί στο διάζωμα, για τις ανάγκες αγκύρωσης, δεν θα αλλοιώσει την όψη του κτιρίου αφού θα αντικαταστήσει την ήδη υπάρχουσα περιμετρική φάσα στο ύψος της στέγης (εικόνα 8.1).



Εικόνα 9.1 Νότια όψη κτιρίου, όπου διακρίνεται η περιμετρική φάσα στο ύψος της στέγης

ΔΙΑΖΩΜΑ Ω.Σ. & ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ (ΧΑΛΥΒΔΙΝΟΙ ΤΕΝΟΝΤΕΣ)



Σχήμα 9.1 Διάζωμα Ω.Σ. στην στέψη και κατακόρυφη προένταση με χαλύβδινους τένοντες

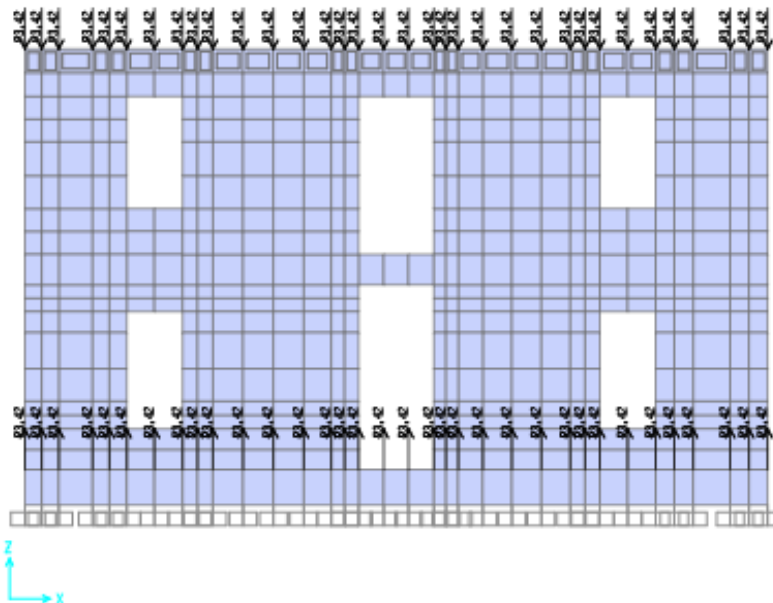
9.3 Προσομοίωση Ενίσχυσης 3

Διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος στη στέψη

Το διάζωμα στην στέψη των λίθινων τοίχων προσομοιώθηκε με την απόδοση των ιδιοτήτων σκυροδέματος C20/25 ($W=25\text{KN/m}^3$ / $E= 29\text{GPa}$ / $\nu= 0.2$) στα αντίστοιχα πεπερασμένα στοιχεία του τοίχου.

Κατακόρυφοι τένοντες

Οι τένοντες ουσιαστικά αγκυρώνονται σε σταθερά στοιχεία, ένα στη βάση του κτιρίου με την περιμετρική ζώνη από οπλισμένο σκυρόδεμα και ένα στο ύψος της στέγης περιμετρικά στο διάζωμα Ω.Σ. Προκύπτουν λοιπόν, δύο συνεχείς δοκοί όπου αγκυρώνονται οι τένοντες. Για το λόγο αυτό, κατά την προσομοίωσή τους, ισομοιράστηκε στους περιμετρικούς κόμβους του διαζώματος η συνολική δύναμη προέντασης όλων των τενόντων που εφαρμόστηκαν στην κατασκευή. Αυτό έγινε προκειμένου να αποδοθεί η ομοιόμορφη κατανομή αξονικής φόρτισης, λόγω της λειτουργίας του διαζώματος σαν συνεχής δοκός.



Σχήμα 9.2 Μοντελοποίηση κατακόρυφης προέντασης και διαζώματος Ω.Σ. στο ύψος της στέγης

Διαστασιολόγηση τένοντα

Η προένταση προσομοιώθηκε ως κατακόρυφη τάση στους πεσσούς, ώστε να αντιστοιχεί σε δύναμη προέντασης ίση με την επιφάνεια της οριζόντιας διατομής του κάθε πεσσού επί το 10% της θλιπτικής αντοχής της λιθοδομής (όπου $f_{wc} = 4.34\text{MPa}$ μετά το αρμολόγημα).

Επιλέχθηκε ως επιφάνεια εφαρμογής του κάθε τένοντα $0.60\text{m} \times 0.50\text{m}$ (όπου 0.60m : πάχος περιμετρικής τοιχοποιίας και 0.50m : μήκος πεσσών). Τοποθετούμε εν ολίγοις, ανά 0.50m πεσσών ένα ζεύγος τενόντων.

Επειδή έχουμε ένα ζεύγος τενόντων, έναν στην εσωτερική και έναν στην εξωτερική παρειά της τοιχοποιίας, καθένας από αυτούς οφείλει να παραλάβει το μισό της παρακάτω αξονικής δύναμης.

Επομένως έχουμε ότι:

$$N = \frac{A_s \times f_y}{\gamma_m} \Rightarrow A_s = \frac{N \times \gamma_m}{f_y} \quad (1)$$

όπου:

Αξονική δύναμη προέντασης που αντιστοιχεί σε κάθε τένοντα:

$$N' = N/2 = \{10\% \times A \times f_{wc} = 0.1 \times (0.50 \times 0.60)[\text{m}^2] \times 4.34 \times 10^3 [\text{KN}/\text{m}^2]\}/2 = 130.2\text{KN}/2 = 65.1\text{KN}$$

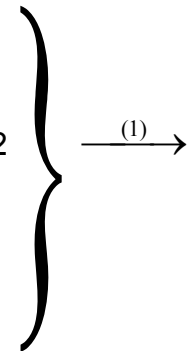
Το όριο διαρροής χάλυβα $f_y = 355 \text{ MPa}$

Ο συντελεστής ασφάλειας υλικού $\gamma_m = 1$

$$\Rightarrow A_s = \frac{65.1[\text{KN}] \times 1}{355 \times 10^3 [\text{KN} / \text{m}^2]} = 31.83 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 183 \text{mm}^2$$

Άρα,

$$A_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{4A_s}{\pi}} = 15.27 \text{mm}$$



Επομένως, βάση των παραπάνω υπολογισμών επιλέχθηκαν τένοντες διαμέτρου Φ16.

9.4 Ιδιομορφική ανάλυση

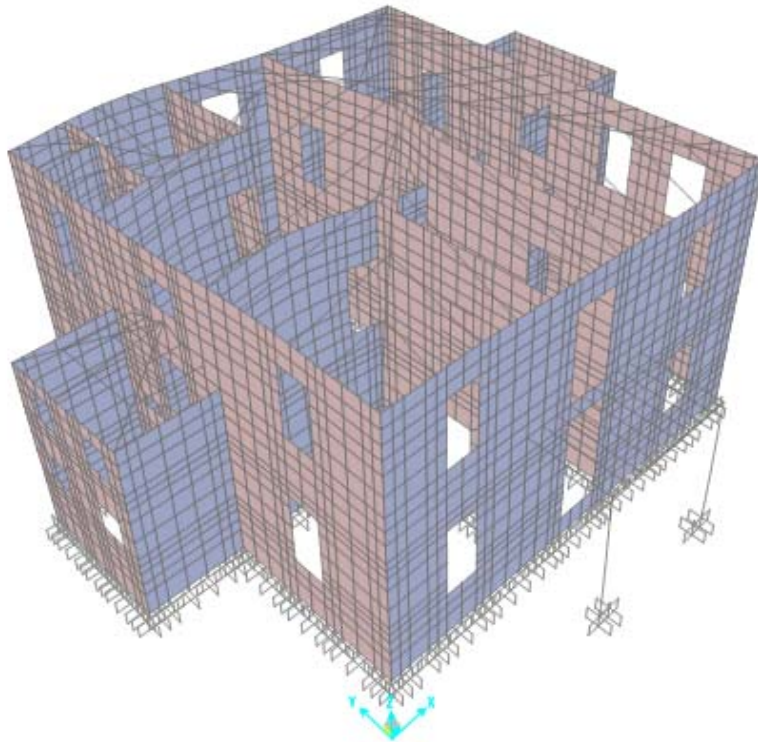
Από τα παραπάνω είναι ξεκάθαρο ότι η συγκεκριμένη μέθοδος ενίσχυσης δεν επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό τη δομή και την όψη της κατασκευής, αλλά την ενισχύει με τρόπο τέτοιο ώστε να είναι αναστρέψιμη η όποια επέμβαση.

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος (μεταφορική) του κτιρίου $T= 0.071\text{sec}$, συμμετοχή μάζας 18% στην 'Υ' διεύθυνση.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,144234	0,01958	3,42E-07	0,00441
MODAL	Mode	2	0,107945	0,00219	6,27E-06	0,00317
MODAL	Mode	3	0,089584	0,03693	2,3E-06	0,01281
MODAL	Mode	4	0,082416	0,00221	3,29E-06	0,00011
MODAL	Mode	5	0,079221	7,26E-06	0,01687	0,04198
MODAL	Mode	6	0,075159	4,07E-06	0,00484	0,0036
MODAL	Mode	7	0,075131	2,79E-07	0,00127	0,0008
MODAL	Mode	8	0,070818	0,00306	0,1827	0,00132
MODAL	Mode	9	0,067723	0,00013	0,00099	0,00317
MODAL	Mode	10	0,061053	0,01178	7,76E-06	0,00184

Πίνακας 9.1 Δέκα πρώτες ιδιομορφές μετά την ενίσχυση με διάζωμα στην στέψη, κατακόρυφη προένταση και αρμολόγημα






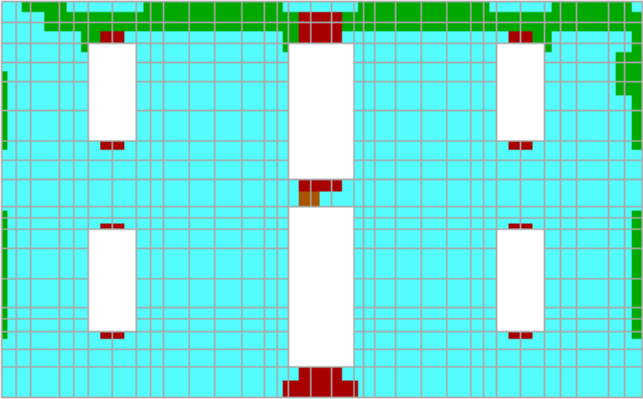
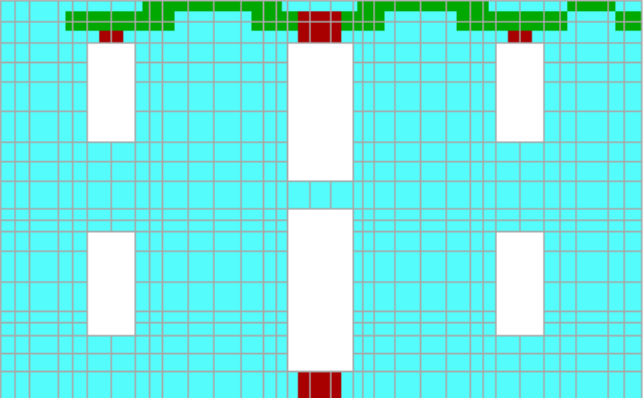
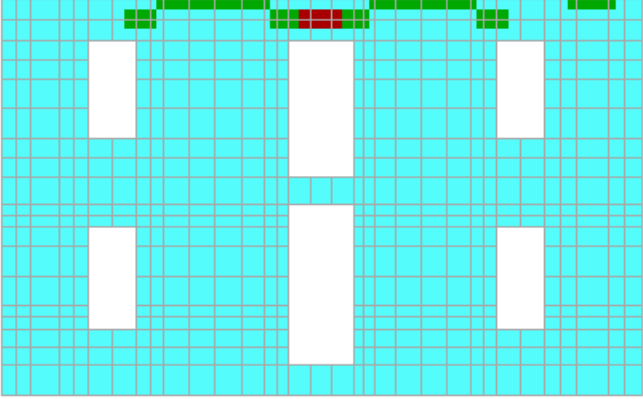
Παρακάτω φαίνεται ο παραμορφωμένος φορέας για την θεμελιώδη ιδιομορφή.






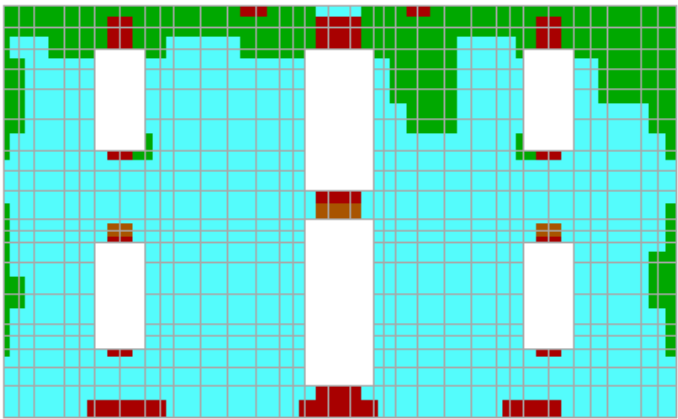
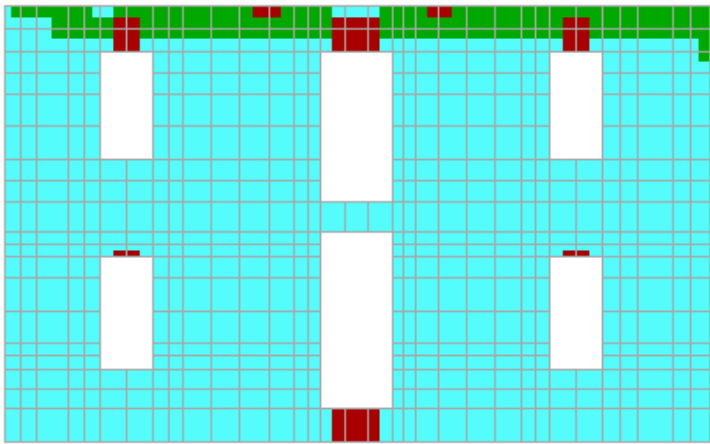
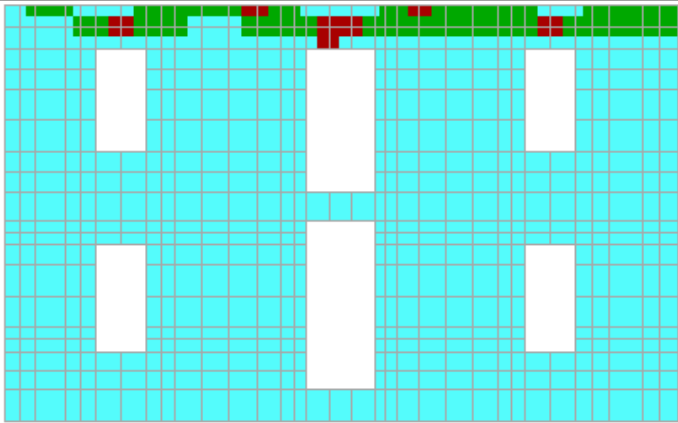







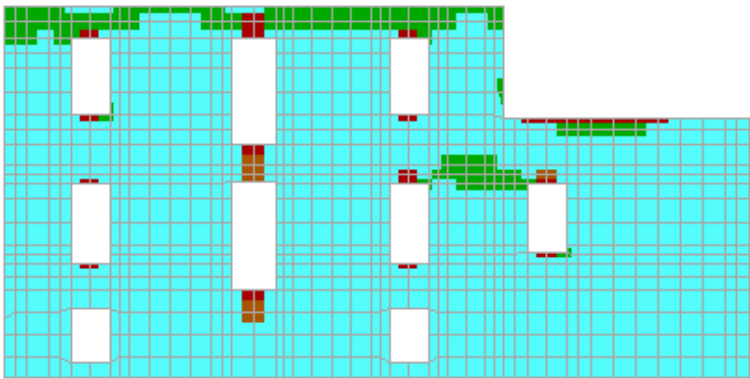
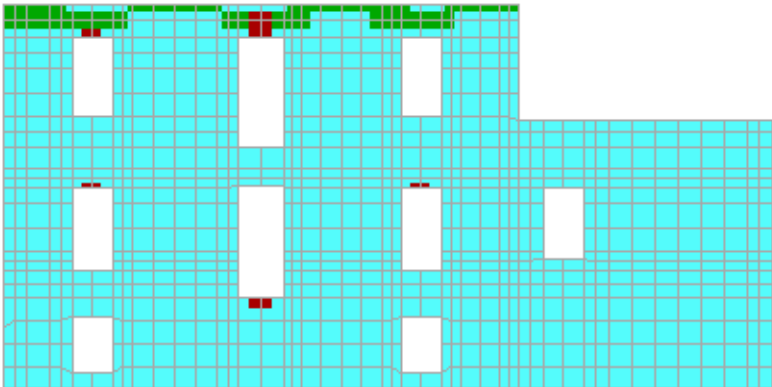
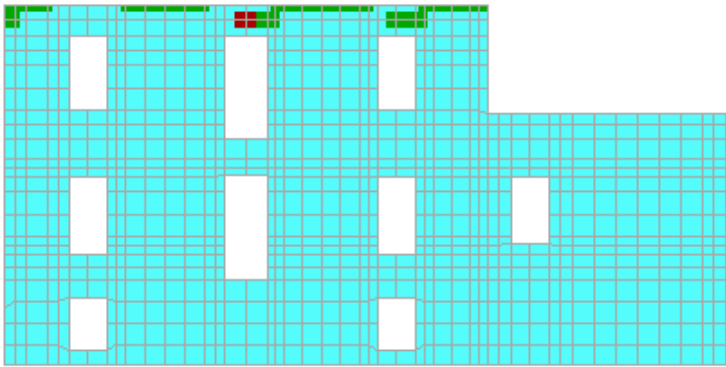
Σχήμα 9.3 Θεμελιώδης ιδιομορφή $T = 0.071\text{sec}$






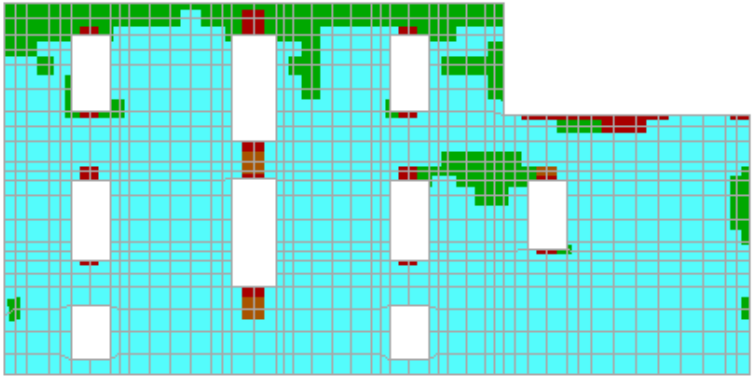
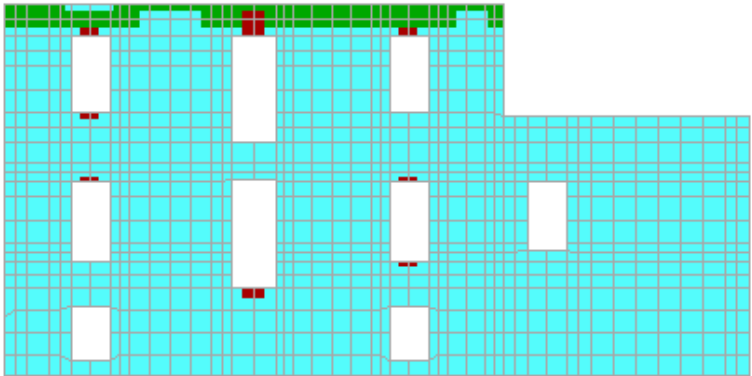
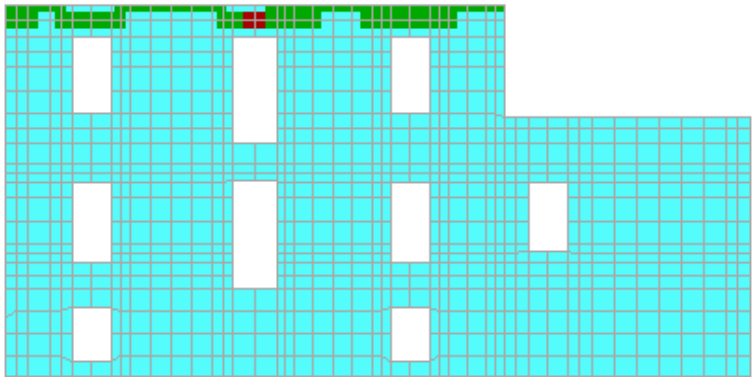
9.5 Αποτελέσματα αστοχίας τοιχοποιίας - επίλυση με το πρόγραμμα Failure






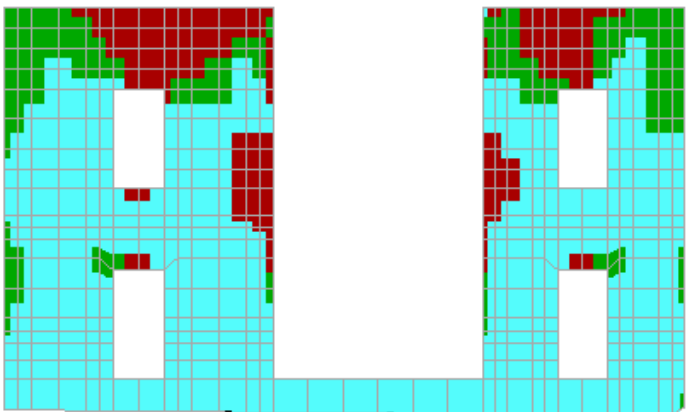
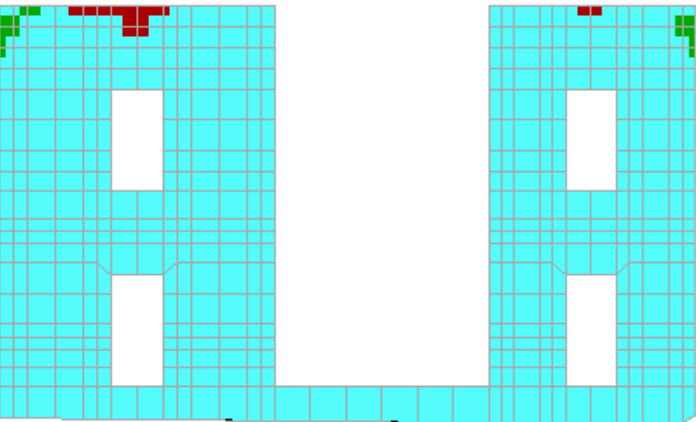
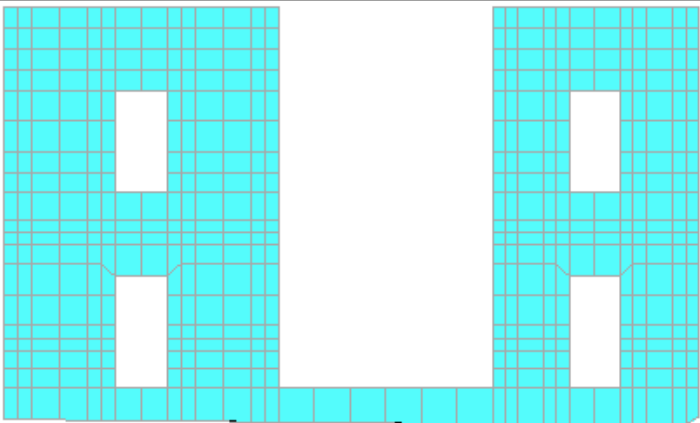
Όπως και στο προηγούμενο κεφάλαιο, παρουσιάζονται ενδεικτικά, οι αστοχίες των τοίχων w_1 , w_8 , w_D και w_E του κτιρίου για τους μέγιστους συνδυασμούς φόρτισης, έτσι όπως προκύπτουν από το πρόγραμμα FAILURE, για εδαφική επιτάχυνση $PGA = 0.16g$, $0.40g$ και για εφελκυστική αντοχή $f_{wt} = 50kPa$, $250 kPa$ και $450 kPa$.






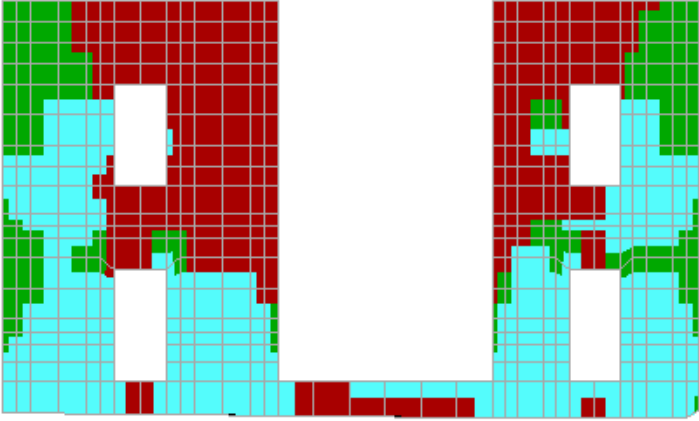
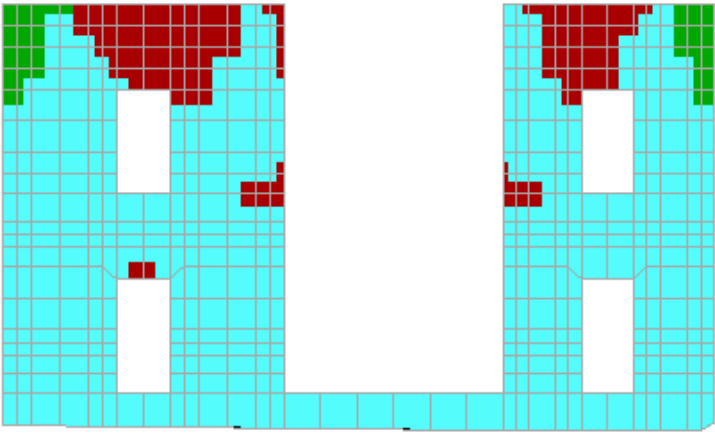
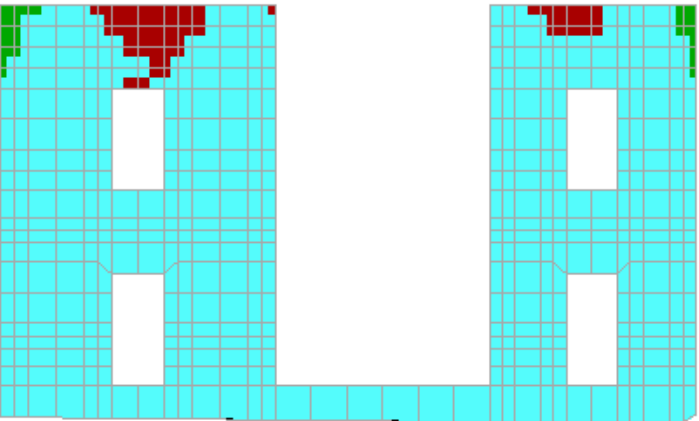
Failure	
wall : 1_2topmax Load Cases : 0.16g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 640 Failed = 97 Failure Percentage = 15.16%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 640 Failed = 46 Failure Percentage = 7.19%	
fwt = 450 kPa	
Joints = 640 Failed = 22 Failure Percentage = 3.44%	






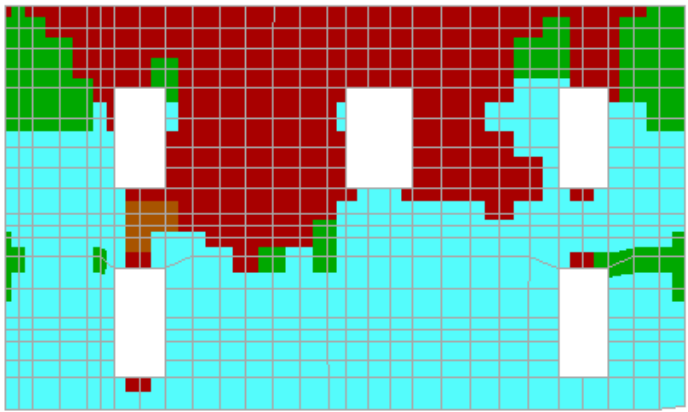
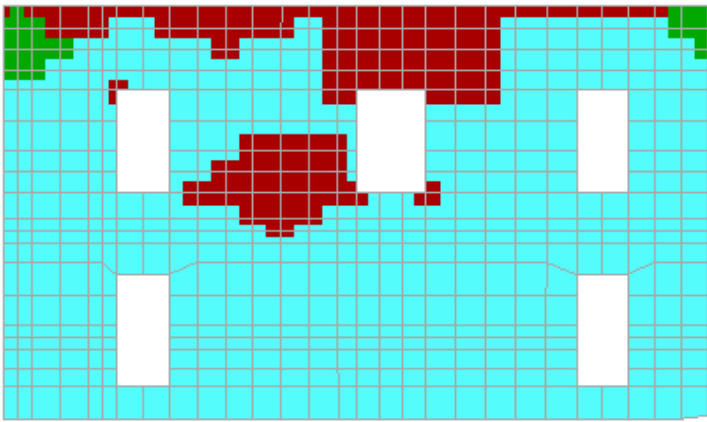
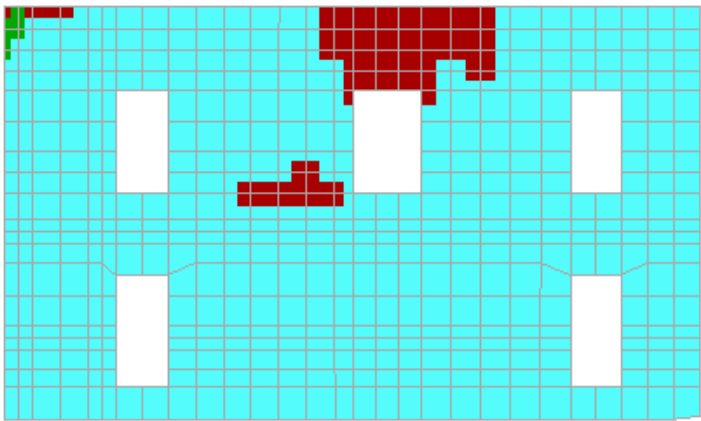
Failure	
wall : 1_2topmax Load Cases : 0.40g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 640 Failed = 164 Failure Percentage = 25.63%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 640 Failed = 72 Failure Percentage = 11.25%	
fwt = 450 kPa	
Joints = 640 Failed = 52 Failure Percentage = 8.13%	






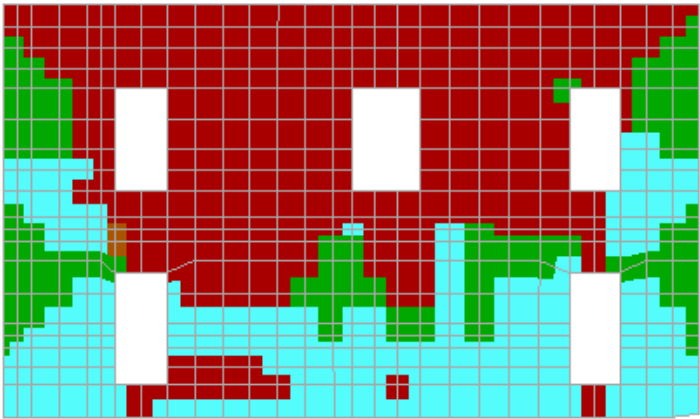
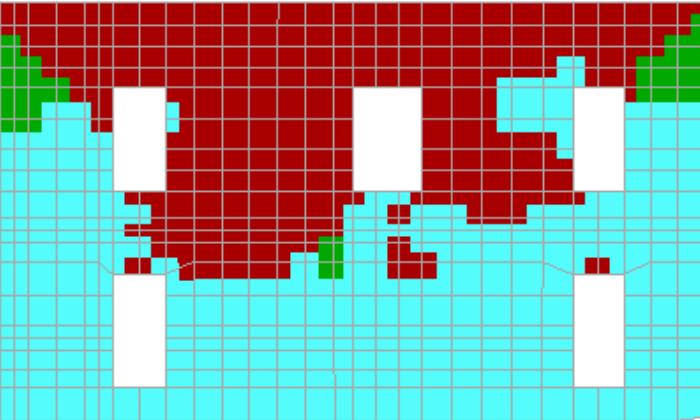
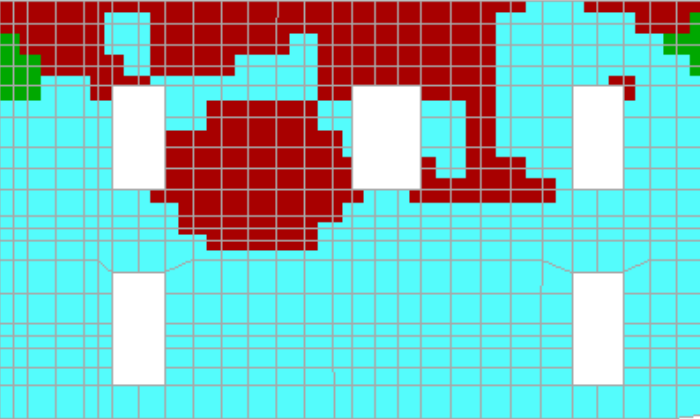
Failure	
wall : 8_topmax Load Cases : 0.16g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 990 Failed = 117 Failure Percentage = 11.82%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 990 Failed = 50 Failure Percentage = 5.05%	
fwt = 450 kPa	
Joints = 990 Failed = 30 Failure Percentage = 3.03%	

Failure	
wall : 8_topmax Load Cases : 0.40g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 990 Failed = 175 Failure Percentage = 17.68%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 990 Failed = 68 Failure Percentage = 6.87%	
fwt = 450 kPa	
Joints = 990 Failed = 51 Failure Percentage = 5.15%	

Failure	
wall : D_2topmax Load Cases : 0.16g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 555 Failed = 179 Failure Percentage = 32.25%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 555 Failed = 14 Failure Percentage = 2.52%	
fwt = 450 kPa	
Joints = 555 Failed = 0 Failure Percentage = 0.00%	

Failure	
wall : D_2topmax Load Cases : 0.40g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 555 Failed = 318 Failure Percentage = 57.30%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 555 Failed = 97 Failure Percentage = 17.48%	
fwt = 450 kPa	
Joints = 555 Failed = 38 Failure Percentage = 6.85%	

Failure	
wall : E_2topmax Load Cases : 0.16g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 558 Failed = 240	
Failure Percentage = 43.01%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 558 Failed = 101	
Failure Percentage = 18.10%	
fwt = 450 kPa	
Joints = 558 Failed = 42	
Failure Percentage = 7.53%	

Failure	
wall : E_2topmax Load Cases : 0.40g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 558 Failed = 372 Failure Percentage = 66.67%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 558 Failed = 233 Failure Percentage = 41.76%	
fwt = 450 kPa	
Joints = 558 Failed = 153 Failure Percentage = 27.42%	

9.7 Ποσοστά αστοχίας & Στατιστική επεξεργασία αποτελεσμάτων

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα ποσοστά αστοχίας όλων των τοίχων του κτιρίου για τις 9 διαφορετικές εφελκυστικές αντοχές και για τις 4 εδαφικές επιταχύνσεις.

f_{wt} \ PGA	0.16g	0.24g	0.32g	0.40g
K50	25.56	30.98	36.40	41.82
K100	20.63	16.07	30.86	37.83
K150	16.72	21.38	25.90	32.01
K200	12.31	16.10	20.65	26.70
K250	8.22	11.92	15.63	19.34
K300	7.21	9.98	14.01	17.31
K350	6.03	8.65	12.38	15.94
K400	4.62	7.35	10.67	13.78
K450	3.50	6.29	9.09	11.89

Πίν. 9.2 Συνολικά ποσοστά βλάβης για το κτίριο για 9 κονιάματα και 4 εδαφικές επιταχύνσεις.

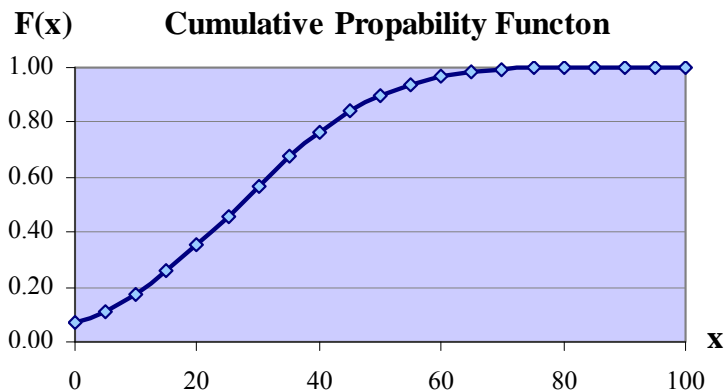
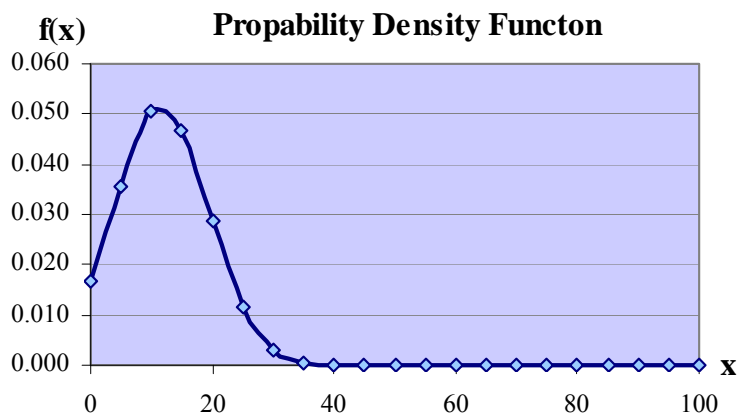
Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της στατιστικής ανάλυσης των παραπάνω δεδομένων για την κανονική και την λογαριθμική κατανομή και τις τέσσερις εδαφικές επιταχύνσεις.

Κανονική Κατανομή

- **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.16g**

<i>Tensile Strength fwt</i>	<i>Failure Rate (%)</i>
50	25.56
100	20.63
150	16.72
200	12.31
250	8.22
300	7.21
350	6.03
400	4.62
450	3.50
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	11.64
Τυπική Απόκλιση	7.74

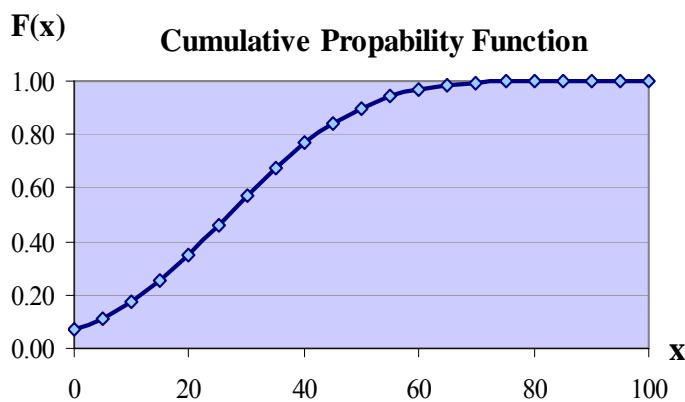
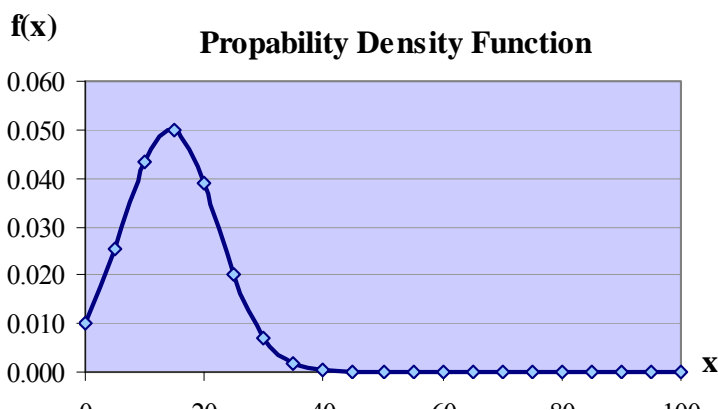
<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0	0.01662339	0.06623527
5	0.03566033	0.19533511
10	0.05039616	0.41590742
15	0.04691975	0.66772994
20	0.02877798	0.85985797
25	0.01162816	0.95780015
30	0.00309534	0.99114767
35	0.00054281	0.99872677
40	0.00006271	0.99987575
45	0.00000477	0.99999183
50	0.00000024	0.99999964
55	0.00000001	0.99999999
60	0.00000000	1.00000000
65	0.00000000	1.00000000
70	0.00000000	1.00000000
75	0.00000000	1.00000000
80	0.00000000	1.00000000
85	0.00000000	1.00000000
90	0.00000000	1.00000000
95	0.00000000	1.00000000
100	0.00000000	1.00000000



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.24g**

Εφελκυστική Αντοχή <i>f_wt</i>	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	30.98
100	16.07
150	21.38
200	16.10
250	11.92
300	9.98
350	8.65
400	7.35
450	6.29
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	14.30
Τυπική Απόκλιση	7.93

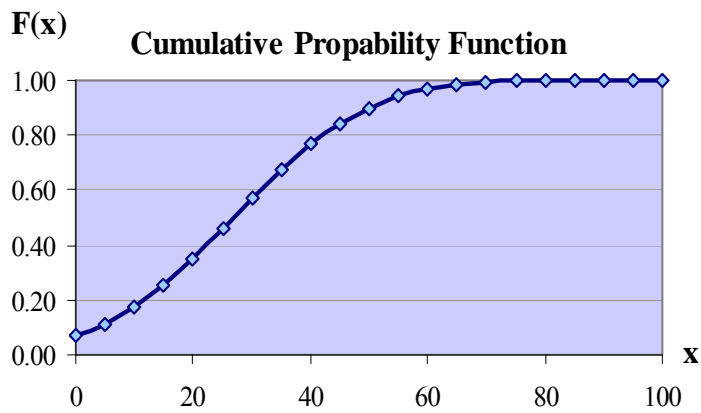
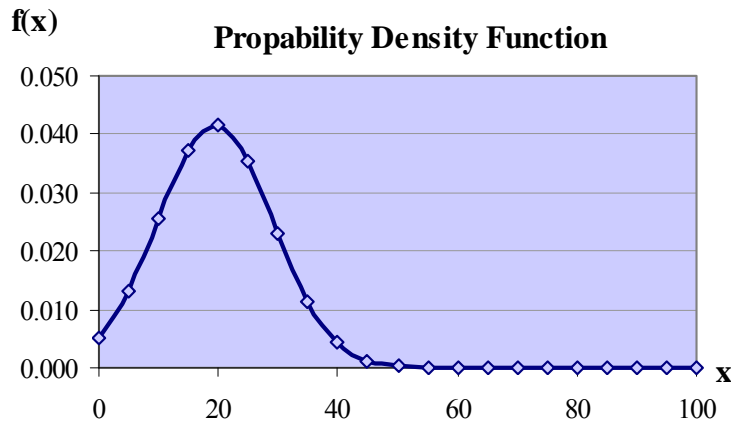
<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0	0.00989567	0.03567467
5	0.02528319	0.12042463
10	0.04341488	0.29374194
15	0.05010321	0.53501996
20	0.03886086	0.76370642
25	0.02025720	0.91127639
30	0.00709686	0.97609412
35	0.00167099	0.99546519
40	0.00026442	0.99940193
45	0.00002812	0.99994562
50	0.00000201	0.99999661
55	0.00000010	0.99999986
60	0.00000000	1.00000000
65	0.00000000	1.00000000
70	0.00000000	1.00000000
75	0.00000000	1.00000000
80	0.00000000	1.00000000
85	0.00000000	1.00000000
90	0.00000000	1.00000000
95	0.00000000	1.00000000
100	0.00000000	1.00000000



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.32g**

Εφελκυστική Αντοχή <i>f_{wt}</i>	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	36.40
100	30.86
150	25.90
200	20.65
250	15.63
300	14.01
350	12.38
400	10.67
450	9.09
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	19.51
Τυπική Απόκλιση	9.61

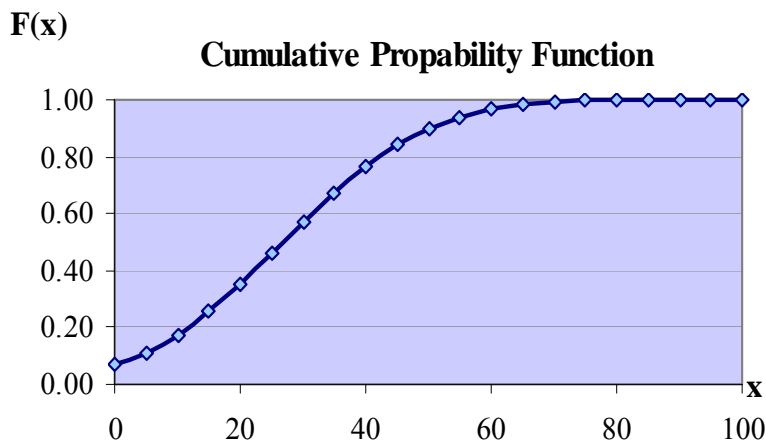
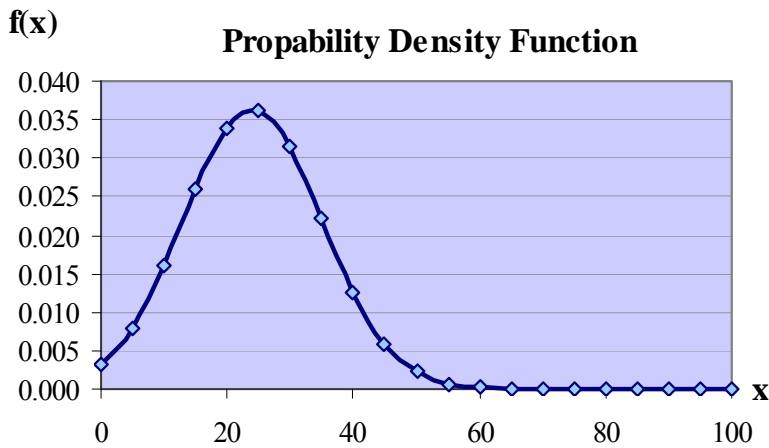
<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0	0.00528903	0.02118317
5	0.01328093	0.06556306
10	0.02544160	0.16122189
15	0.03718129	0.31945586
20	0.04145419	0.52033987
25	0.03525952	0.71607952
30	0.02287960	0.86246510
35	0.01132620	0.94648520
40	0.00427744	0.98349315
45	0.00123239	0.99600088
50	0.00027088	0.99924400
55	0.00004542	0.99988901
60	0.00000581	0.99998739
65	0.00000057	0.99999889
70	0.00000004	0.99999993
75	0.00000000	1.00000000
80	0.00000000	1.00000000
85	0.00000000	1.00000000
90	0.00000000	1.00000000
95	0.00000000	1.00000000
100	0.00000000	1.00000000



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.40g**

Εφελκυστική Αντοχή <i>f_{wt}</i>	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	41.82
100	37.83
150	32.01
200	26.70
250	19.34
300	17.31
350	15.94
400	13.78
450	11.89
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	24.07
Τυπική Απόκλιση	10.97

<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0	0.00327716	0.01412033
5	0.00802899	0.04109250
10	0.01598105	0.09985714
15	0.02584231	0.20423601
20	0.03394993	0.35539138
25	0.03623496	0.53385957
30	0.03141943	0.70566212
35	0.02213350	0.84050524
40	0.01266728	0.92679326
45	0.00588977	0.97181070
50	0.00222482	0.99095762
55	0.00068277	0.99759626
60	0.00017023	0.99947251
65	0.00003448	0.99990472
70	0.00000567	0.99998587
75	0.00000076	0.99999828
80	0.00000008	0.99999983
85	0.00000001	0.99999999
90	0.00000000	1.00000000
95	0.00000000	1.00000000
100	0.00000000	1.00000000

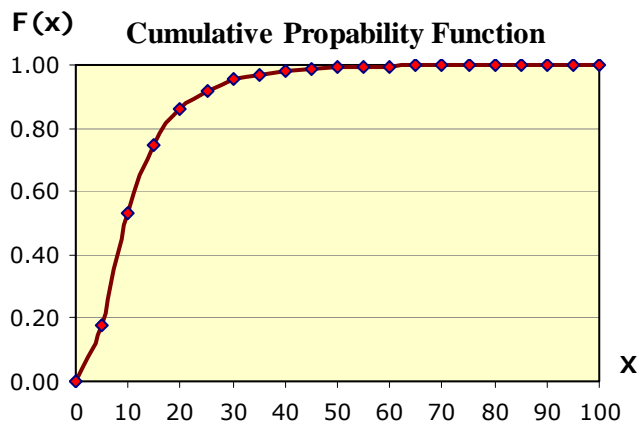
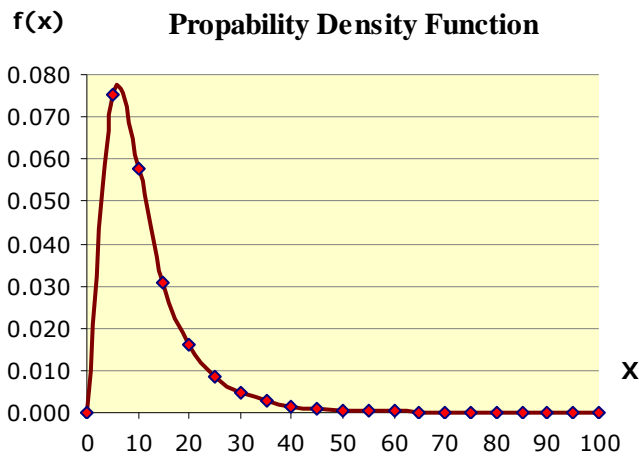


Λογαριθμοκανονική Κατανομή

- **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.16g**

Εφελκυστική Αντοχή <i>f_{wt}</i>	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	3.24
100	3.03
150	2.82
200	2.51
250	2.11
300	1.98
350	1.80
400	1.53
450	1.25
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	2.25
Τυπική Απόκλιση	0.69

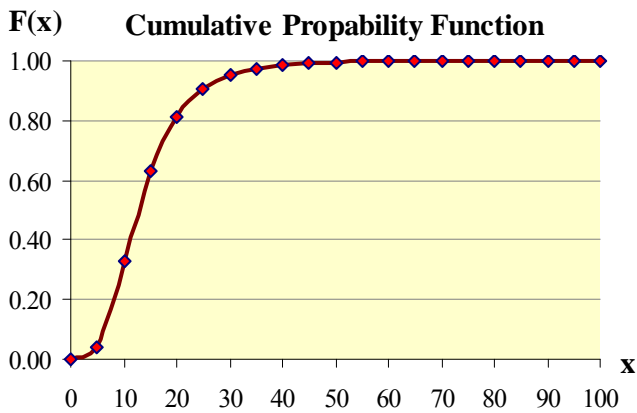
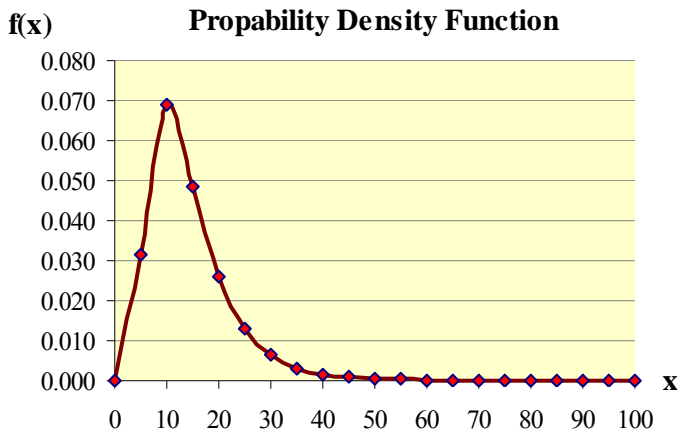
<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0.00000000	0.00000000	0.00000000
1.60943791	0.07511471	0.17574191
2.30258509	0.05780452	0.53008434
2.70805020	0.03098701	0.74686418
2.99573227	0.01612985	0.86052449
3.21887582	0.00861847	0.92027500
3.40119738	0.00477675	0.95272317
3.55534806	0.00274571	0.97100967
3.68887945	0.00163204	0.98168552
3.80666249	0.00099972	0.98812110
3.91202301	0.00062907	0.99211338
4.00733319	0.00040545	0.99465410
4.09434456	0.00026700	0.99630841
4.17438727	0.00017926	0.99740787
4.24849524	0.00012248	0.99815221
4.31748811	0.00008502	0.99866462
4.38202663	0.00005988	0.99902279
4.44265126	0.00004273	0.99927664
4.49980967	0.00003087	0.99945887
4.55387689	0.00002255	0.99959123
4.60517019	0.00001665	0.99968841



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.24g**

<i>Εφελκυστική Αντοχή fwt</i>	<i>Ποσοστό Αστοχίας (%)</i>
50	3.43
100	2.78
150	3.06
200	2.78
250	2.48
300	2.30
350	2.16
400	1.99
450	1.84
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	2.54
Τυπική Απόκλιση	0.52

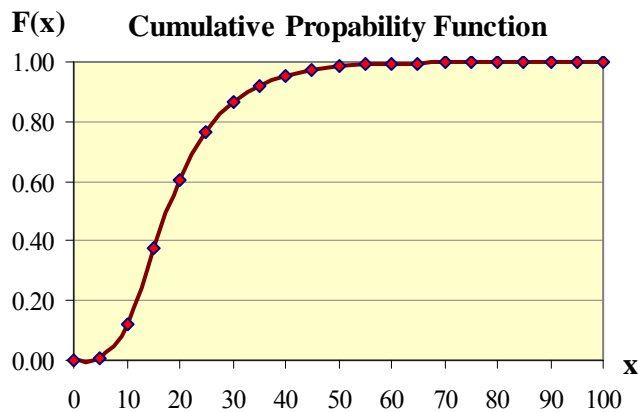
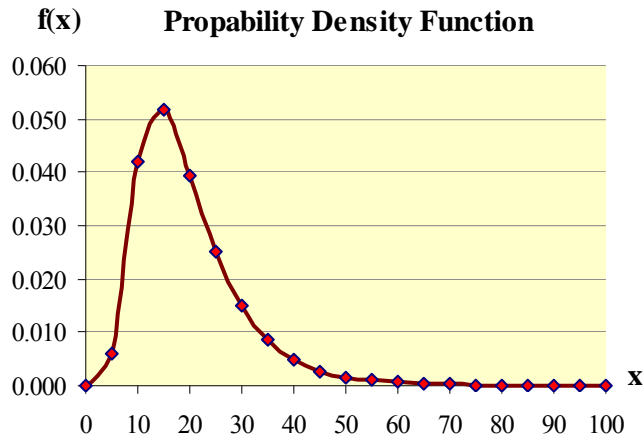
<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0.00000000	0.00000000	0.00000000
1.60943791	0.03163742	0.03795005
2.30258509	0.06917376	0.32747290
2.70805020	0.04825863	0.62929158
2.99573227	0.02592205	0.81089049
3.21887582	0.01298512	0.90468714
3.40119738	0.00644487	0.95134755
3.55534806	0.00324073	0.97461497
3.68887945	0.00166489	0.98642197
3.80666249	0.00087628	0.99255291
3.91202301	0.00047267	0.99581558
4.00733319	0.00026110	0.99759456
4.09434456	0.00014752	0.99858742
4.17438727	0.00008513	0.99915385
4.24849524	0.00005011	0.99948372
4.31748811	0.00003004	0.99967956
4.38202663	0.00001833	0.99979792
4.44265126	0.00001136	0.99987066
4.49980967	0.00000715	0.99991607
4.55387689	0.00000456	0.99994482
4.60517019	0.00000295	0.99996329



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.32g**

Εφελκυστική Αντοχή <i>f_{wt}</i>	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	3.59
100	3.43
150	3.25
200	3.03
250	2.75
300	2.64
350	2.52
400	2.37
450	2.21
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	2.87
Τυπική Απόκλιση	0.49

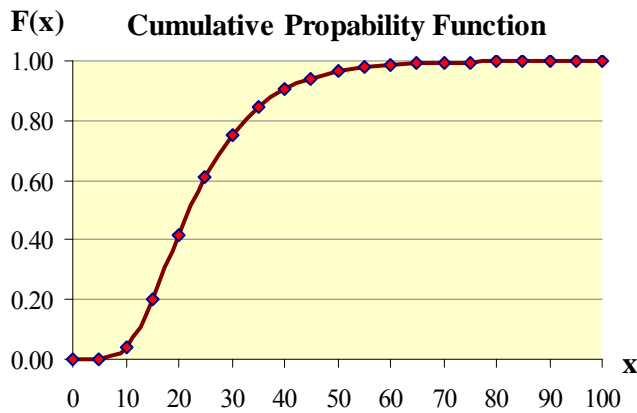
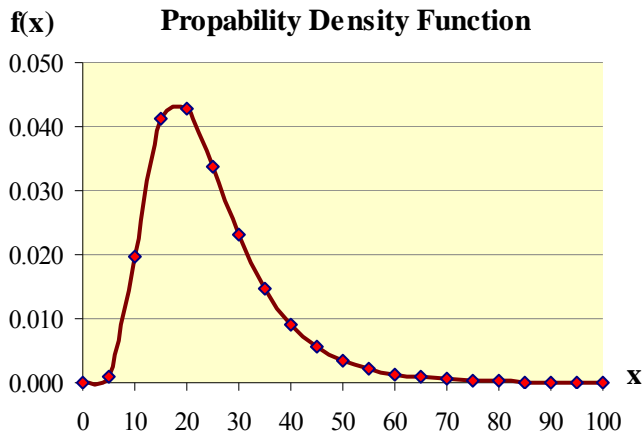
<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0.00000000	0.00000000	0.00000000
1.60943791	0.00587958	0.00494102
2.30258509	0.04203509	0.12389646
2.70805020	0.05187565	0.37349097
2.99573227	0.03953435	0.60583360
3.21887582	0.02517435	0.76637696
3.40119738	0.01489467	0.86467818
3.55534806	0.00856588	0.92195037
3.68887945	0.00489141	0.95474173
3.80666249	0.00280323	0.97348563
3.91202301	0.00162118	0.98426861
4.00733319	0.00094876	0.99053745
4.09434456	0.00056259	0.99422799
4.17438727	0.00033819	0.99643005
4.24849524	0.00020608	0.99776205
4.31748811	0.00012726	0.99857875
4.38202663	0.00007961	0.99908613
4.44265126	0.00005043	0.99940538
4.49980967	0.00003232	0.99960872
4.55387689	0.00002096	0.99973975
4.60517019	0.00001373	0.99982514



▪ **Εδαφική Επιτάχυνση PGA = 0.40g**

Εφελκυστική Αντοχή <i>f_{wt}</i>	Ποσοστό Αστοχίας (%)
50	3.73
100	3.63
150	3.47
200	3.28
250	2.96
300	2.85
350	2.77
400	2.62
450	2.48
Σύνολο στοιχείων	9
Μέσος Όρος	3.09
Τυπική Απόκλιση	0.46

<i>x</i>	<i>f(x)</i>	<i>F(x)</i>
0.00000000	0.00000000	0.00000000
1.60943791	0.00089943	0.00058308
2.30258509	0.01976263	0.04221898
2.70805020	0.04118207	0.20173010
2.99573227	0.04288468	0.41919066
3.21887582	0.03362649	0.61250720
3.40119738	0.02306926	0.75366711
3.55534806	0.01480475	0.84718917
3.68887945	0.00919055	0.90617587
3.80666249	0.00561992	0.94250030
3.91202301	0.00342017	0.96464942
4.00733319	0.00208415	0.97813180
4.09434456	0.00127626	0.98636418
4.17438727	0.00078708	0.99142113
4.24849524	0.00048945	0.99455150
4.31748811	0.00030712	0.99650617
4.38202663	0.00019452	0.99773796
4.44265126	0.00012437	0.99852152
4.49980967	0.00008026	0.99902468
4.55387689	0.00005228	0.99935079
4.60517019	0.00003436	0.99956409



9.7 Εξαγωγή καμπυλών θραυστότητας

Μετά τη στατική επεξεργασία των ποσοστών αστοχίας της τοιχοδομής και έχοντας καθορίσει τα επίπεδα βλάβης, μπορούμε να χαράξουμε τις καμπύλες θραυστότητας.

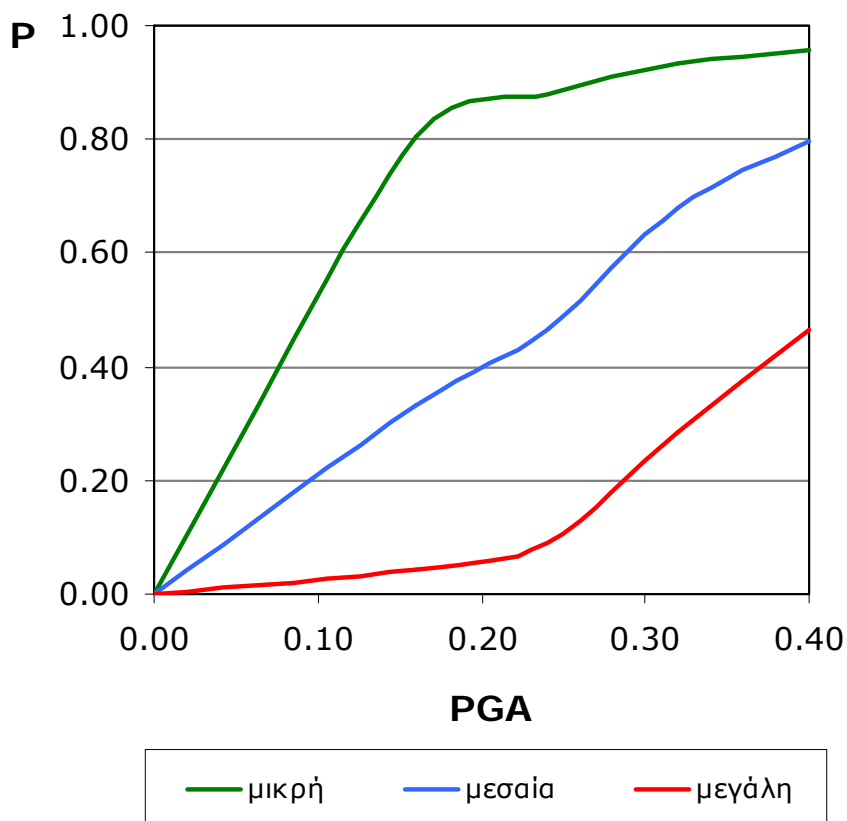
	Καμία βλάβη (%)	Μικρή βλάβη (%)	Μεσαία βλάβη (%)	Μεγάλη βλάβη (%)
Επίπεδα βλάβης τύπου α	0 - 5	5 - 15	15 - 25	> 25
Επίπεδα βλάβης τύπου β	0 - 10	10 - 20	20 - 30	> 30
Επίπεδα βλάβης τύπου γ	0 - 15	15 - 35	35 - 45	> 45

Πίν.9.3 Τιμές επιπέδων βλάβης, τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για την εξαγωγή των καμπυλών θραυστότητας.

Κανονική Κατανομή

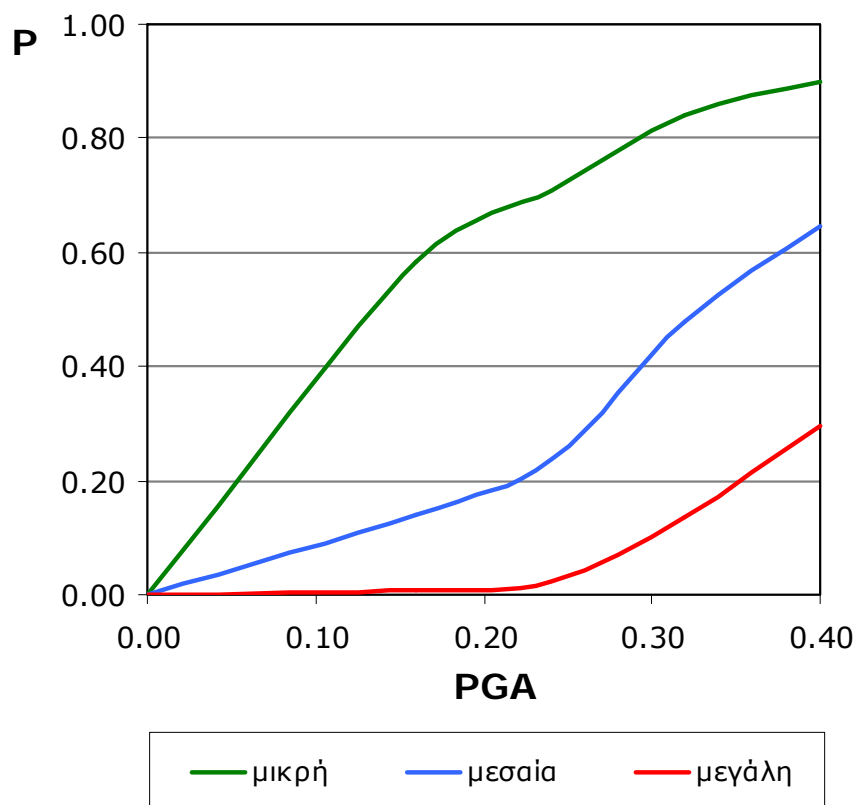
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου α

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.8047	0.8796	0.9344	0.9589
Μεσαία	0	0.3323	0.4650	0.6805	0.7958
Μεγάλη	0	0.0422	0.0887	0.2839	0.4661



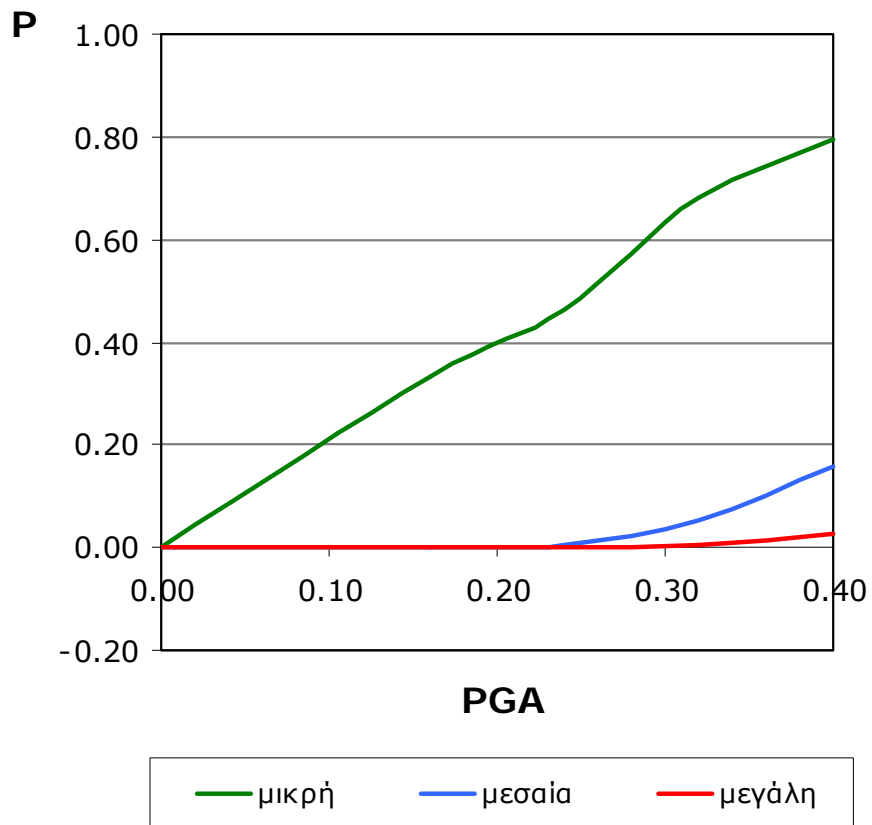
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου β

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.5841	0.7063	0.8388	0.9001
Μεσαία	0	0.1401	0.2363	0.4797	0.6446
Μεγάλη	0	0.0089	0.0239	0.1375	0.2943



➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου γ

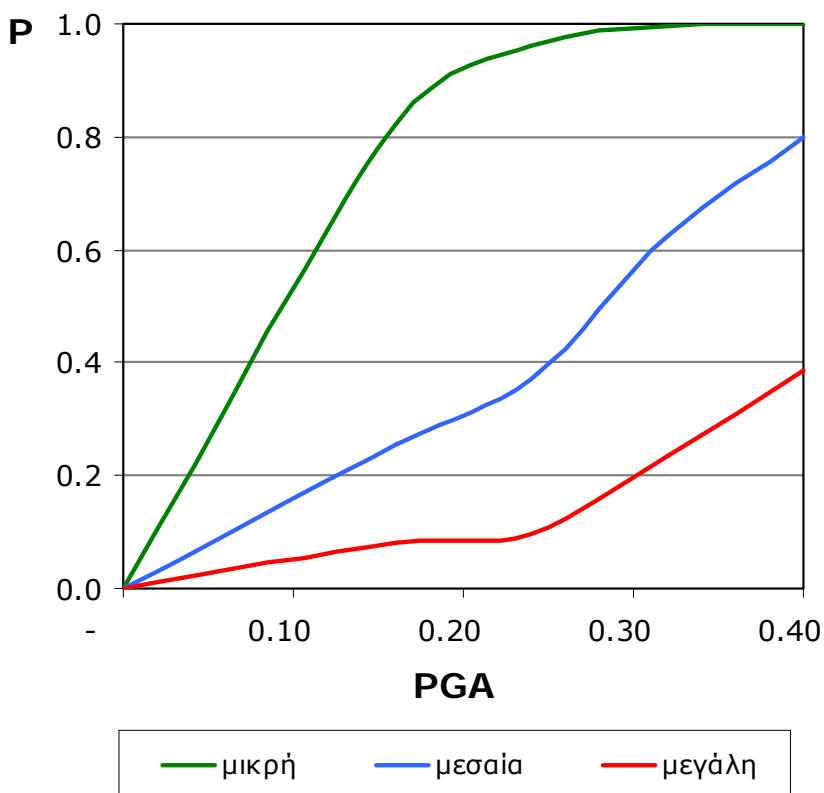
Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.3323	0.4650	0.6805	0.7958
Μεσαία	0	0.0013	0.0045	0.0535	0.1595
Μεγάλη	0	0.0000	0.0001	0.0040	0.0282



Λογαριθμοκανονική Κατανομή

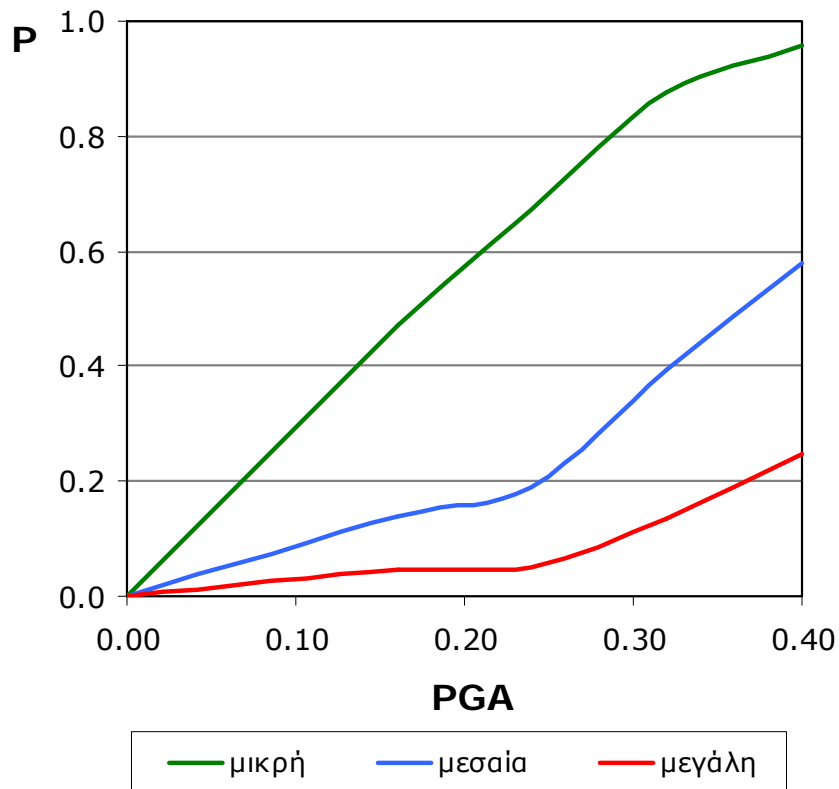
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου α

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.8243	0.9620	0.9951	0.9994
Μεσαία	0	0.2531	0.3707	0.6265	0.7983
Μεγάλη	0	0.0797	0.0953	0.2336	0.3875



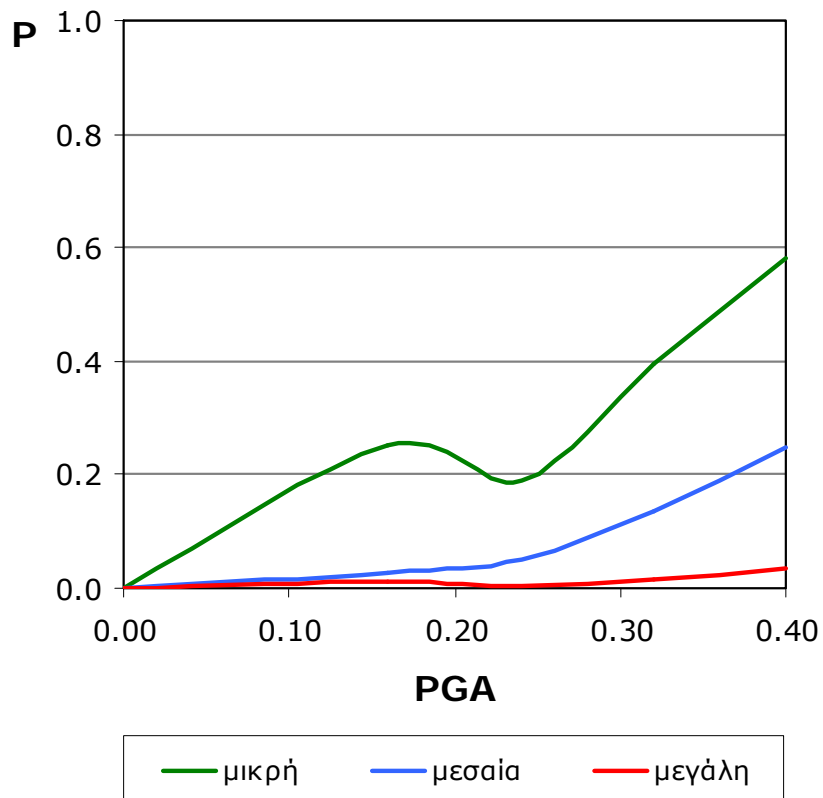
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου β

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.4699	0.6725	0.8761	0.9578
Μεσαία	0	0.1395	0.1891	0.3942	0.5808
Μεγάλη	0	0.0473	0.0487	0.1353	0.2463



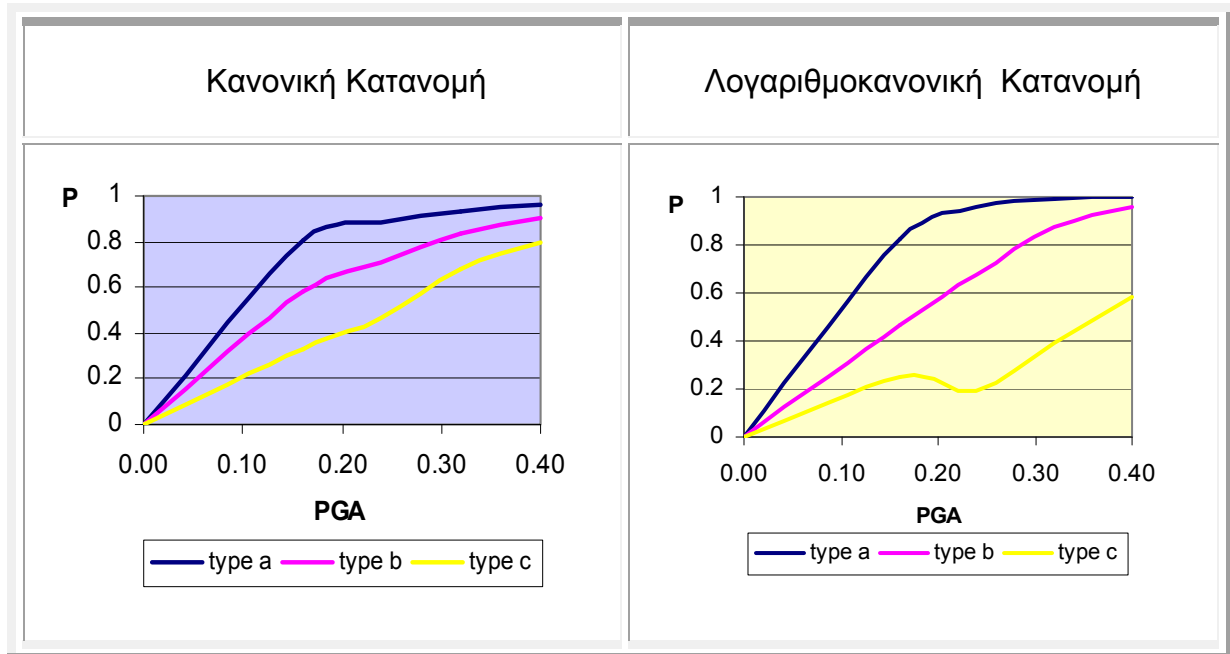
➤ Διαβάθμιση βλαβών τύπου γ

Πιθαν. Υπέρβασης \ PGA	0	0.16	0.24	0.36	0.40
Μικρή	0	0.2531	0.1891	0.3942	0.5808
Μεσαία	0	0.0290	0.0487	0.1353	0.2463
Μεγάλη	0	0.0119	0.0042	0.0157	0.0354

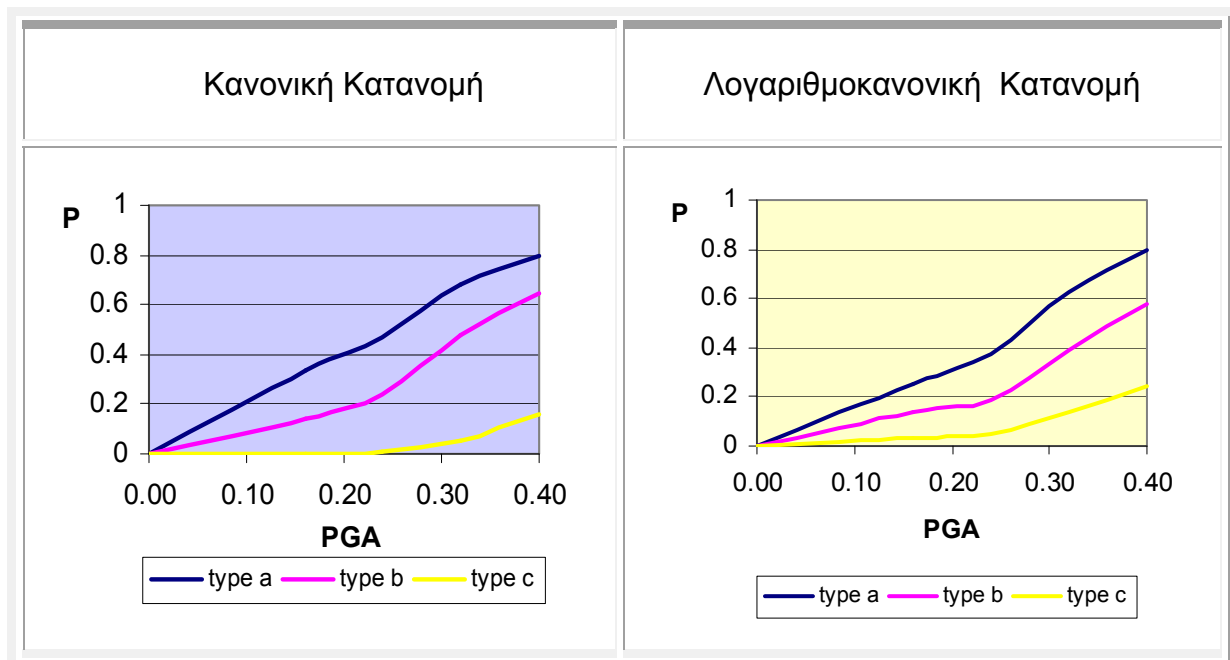


9.8 Σύγκριση μεταξύ των τριών επιπέδων βλάβης για την κάθε κατανομή

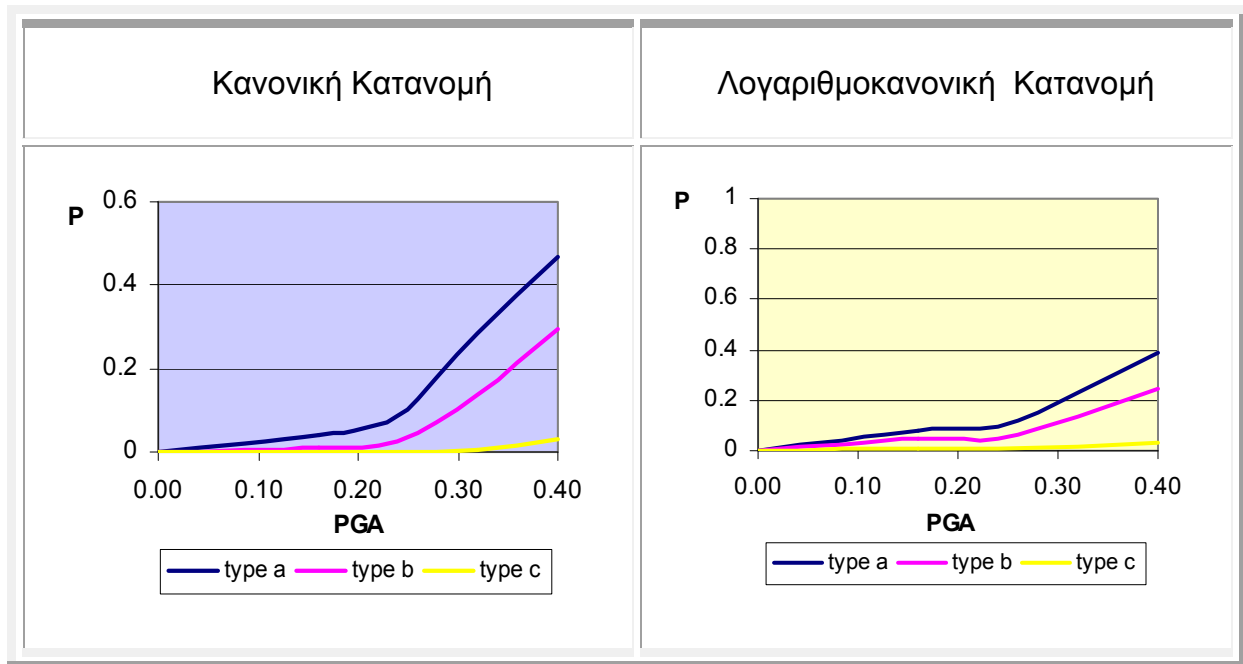
- Μικρή βλάβη



- Μεσαία βλάβη



- **Μεγάλη βλάβη**



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10

ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

10.1 Εισαγωγή

Στις προηγούμενες παραγράφους παρουσιάστηκαν τρεις τεχνικές που μπορούν να εφαρμοστούν για την ενίσχυση της κατασκευής. Στο παρών κεφάλαιο θα συγκριθούν και θα σχολιασθούν τα αποτελέσματα των τριών αυτών ενισχύσεων με στόχο να αναδυθεί η βέλτιστη λύση ενίσχυσης.

Ο σκοπός όλων των προτεινόμενων εργασιών είναι η αποκατάσταση των βλαβών και η αποτροπή της εξέλιξης τους σε επόμενο στάδιο. Όλες οι τεχνικές θεωρούνται βατές αφού έχουν χρησιμοποιηθεί στο παρελθόν και υπάρχει εργατικό δυναμικό με γνώση και εμπειρία καθώς και τα κατάλληλα τεχνικά μέσα για την σωστή εφαρμογή τους. Παρόλα αυτά η κάθε πρόταση προσεγγίζει το πρόβλημα διαφορετικά, αλλά πάντα λαμβάνοντας υπόψη την συνάρτηση **κόστους-αποτελεσματικότητας-επέμβασης**.

Η αποτελεσματικότητα της κάθε ενίσχυσης αποτυπώνεται σε καμπύλες θραυστότητας, αλλά και σε αστοχίες που φαίνονται σε εικόνες κάποιων ενδεικτικών όψεων βάσει του κριτηρίου αστοχίας που παρουσιάστηκε εκτενώς σε προηγούμενο κεφάλαιο και μετά από πολλαπλές επιλύσεις με το λογισμικό πρόγραμμα SAP 2000 14.

Το κόστος της κάθε ενίσχυσης εκτιμήθηκε προσεγγιστικά βάσει αναλογικότητας που προέκυψε από το αναλυτικό τιμολόγιο οικοδομικών εργασιών (ΑΤΟΕ) με επίσημες τιμές του τρίτου τριμήνου του 1994 που παρατίθενται στο βιβλίο «Κατασκευές από τοιχοποιία, σχεδιασμός και επισκευές/ Φυλλίτσα Β. Καραντώνη/Αθήνα 2004».

Ο δε βαθμός επέμβασης, προέκυψε από τα στάδια εργασιών που απαιτούνται για την κάθε μία από τις ενισχύσεις, όπως αυτές περιγράφονται στο κεφάλαιο 8 της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

10.1.1 Αρμολόγημα και εφαρμογή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

(Ενίσχυση 1)

Όπως προαναφέρθηκε στο κεφάλαιο 8, παράγραφος 8.2.1, η κατασκευή αμφίπλευρου μανδύα απορρίφθηκε προκειμένου να διατηρηθούν οι όψεις του κτιρίου, με αποτέλεσμα ο μανδύας ενίσχυσης να κατασκευαστεί στους φέροντες τοίχους εσωτερικά (μονόπλευρος μανδύας). Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την εξασφάλιση της βέλτιστης λειτουργίας του μόνο όταν εφελκύεται η παρειά που είναι κατασκευασμένος, ενώ όταν θλίβεται, η λειτουργία του εξαρτάται από την αποτελεσματικότητα της σύνδεσης μεταξύ τοιχοποιίας και μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Παρόλα αυτά, προσδίδει μια αυξημένη δυσκαμψία στις διατομές όπου εφαρμόζεται με αποτέλεσμα την αύξηση της δυσκαμψίας του κτιρίου γενικότερα (θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κατασκευής μετά την επέμβαση $T=0.76\text{sec}$).

Το θετικό σε αυτή την ενίσχυση είναι η αποτελεσματικότητά της, ο συνδυασμός της με την επισκευή υπαρχουσών βλαβών και η εμπειρία που υπάρχει παρακαταθήκη εξαιτίας της ευρείας χρήσης της. Από την άλλη θεωρείται από τις ακριβότερες μεθόδους ενίσχυσης και από τις πιο επεμβατικές.

10.1.2 Αρμολόγημα και εφαρμογή ενεμάτων στη μάζα της τοιχοποιίας

(Ενίσχυση 2)

Πρόκειται για μια μέθοδο με μεγάλες αβεβαιότητες όσον αναφορά το κόστος και την αποτελεσματικότητα, για αυτό και επιβάλλεται η επί τόπου επίσκεψη έμπειρου μηχανικού. Σε περίπτωση που στην τοιχοποιία υπάρχουν μεγάλα κενά ή υπάρχει αποσάθρωση σε μεγάλο βαθμό, η μέθοδος θεωρείται απαγορευτική αφού το κόστος της μπορεί να είναι και υπερδιπλάσιο της ενίσχυσης με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Ως μέθοδος ενδείκνυται περισσότερο να εφαρμόζεται τοπικά σε περιοχές που χρήζουν εξυγίανσης και όχι σε όλο το κτίριο. Από την άλλη, αν η μέθοδος εφαρμοστεί με επιτυχία, βελτιώνει ομοιόμορφα την φέρουσα ικανότητα της τοιχοποιίας, χωρίς να αφήνει ίχνη επέμβασης, αφού οι οπές που δημιουργούνται για τις ανάγκες της ενίσχυσης

σφραγίζονται με ειδικούς στόκους, που κυκλοφορούν στο εμπόριο, επαναφέροντας οπτικά τις όψεις στην αρχική τους μορφή.

10.1.3 Αρμολόγημα - κατακόρυφη προένταση στους πεσσούς & διάζωμα από Ω.Σ. στη στέψη (Ενίσχυση 3)

Η κατακόρυφη προένταση με διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος στο ύψος της στέγης, συνδυάζει υψηλό δείκτη αποτελεσματικότητας, οικονομία και μικρό βαθμό επέμβασης. Η ιδανικότερη εφαρμογή διαζώματος είναι αυτή που εφαρμόζεται στη στέψη και αυτό γιατί αποφεύγεται η χρήση σιδηροδοκών για την υποσύλωση της ανωδομής (η χρήση σιδηροδοκών σχεδόν διπλασιάζει το κόστος), ενώ ταυτόχρονα το διάζωμα σε αυτή την θέση μπορεί να αναλάβει κατά τον καλύτερο δυνατό τρόπο οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις εγκάρσια στο επίπεδο, αφού οι τοίχοι συνεργάζονται σε όλο το ύψος τους.

Εκτός από την κατασκευή του διαζώματος, το κόστος της αγοράς και τοποθέτησης των τενόντων είναι αισθητά χαμηλό. Συγκεκριμένα, όσον αφορά την τοποθέτηση των τενόντων, δεν χρειάζεται καν να ανοιχτούν οπές για την αγκύρωσή τους, αφού έχουν ήδη τοποθετηθεί αναμονές στο διάζωμα και στην περιμετρική ζώνη Ω.Σ, όπου προσαρμόζονται οι τένοντες.

Η μοναδική εργασία που απαιτείται για την εγκατάσταση των τενόντων είναι η διάνοιξη κατακόρυφων αυλακών σε μικρό βάθος, αφού έχουν προβλεφθεί εξοχές συμμετρικά των τοίχων, παρέχοντας την δυνατότητα παρέμβασης όποτε χρειαστεί, είτε για επισκευή είτε για μόνιμη αφαίρεση. Μετά το πέρας των εργασιών η επέμβαση δεν θα είναι ορατή διότι τα αυλάκια επικαλύπτονται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και η εξοχή του διαζώματος εμφανίζεται ως αρχιτεκτονική προεξοχή. Παράλληλα, η επικάλυψη των τενόντων από Ω.Σ. τους μονώνει, παρέχοντας προστασία από τις περιβαλλοντικές συνθήκες.

Το αρνητικό στοιχείο αυτού του τρόπου ενίσχυσης είναι οι πιθανές απώλειες προέντασης με το πέρας των χρόνων.

T

10.2 Συμπεράσματα από την ιδιομορφική ανάλυση

Στον πίνακα 12.1 παρουσιάζονται οι θεμελιώδεις ιδιομορφές, όπως αυτές προέκυψαν από την ιδιομορφική ανάλυση του προσομοιώματος της κατασκευής για τις τέσσερις περιπτώσεις (άοπλη τοιχοποιία και τρεις ενισχύσεις), με την χρήση του λογισμικού SAP 2000 14. Γενικά, το κτίριο παρουσιάζει ομοιόμορφη γεωμετρία και κατανομή δυσκαμψιών (παράρτημα 2 / αρχιτεκτονικές κατόψεις κτιρίου) που αποδίδεται με μια σχετική σύγκλιση του πόλου στροφής και του κέντρου μάζας του κτιρίου, αποτρέποντας έτσι τις μεγάλες περιστροφικές μετακινήσεις.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios	MODE	Period	UX	UY	RZ
CASE	Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
ΑΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	6	0.115	0.003	0.273	0.045
ΕΝΙΣΧΥΣΗ 1	8	0.076	$7.53 \cdot 10^{-7}$	0.144	0.042
ΕΝΙΣΧΥΣΗ 2	8	0.058	0.001	0.197	0.021
ΕΝΙΣΧΥΣΗ 3	5	0.079	$7.26 \cdot 10^{-6}$	0.187	0.042

Πίνακας 10.1 Θεμελιώδης ιδιομορφές για όλες τις περιπτώσεις

Ως δεσπόζουσα ιδιομορφή λαμβάνεται αυτή που έχει την μεγαλύτερη συμμετοχή μάζας και όπως βλέπουμε αυτό παρατηρείται για όλες τις περιπτώσεις κατά τον άξονα y-y (μεταφορική ιδιομορφή). Η συμπεριφορά αυτή του φορέα οφείλεται στην ύπαρξη δύο προσθηκών που έχουν κατασκευαστεί κατά τον άξονα x-x, οι οποίες περιορίζουν τη ταλάντωσή του ως προς αυτή τη διεύθυνση. Εξαιτίας της φύσης της τοιχοποιίας, που χαρακτηρίζεται από ανομοιομορφία, χρειάστηκαν 300 ιδιομορφές για να συγκεντρωθεί περίπου το 90% της συνολικής ταλαντωμένης μάζας και στις δύο διευθύνσεις (άξονες x-x, y-y/παράρτημα 1). Παρατηρώντας τις πρώτες ιδιομορφές διακρίνονται μικρές συμμετοχές δρυσών μαζών, λόγω του ότι ταλαντώνονται πρώτα τα γραμμικά στοιχεία της στέγης και οι εσωτερικοί τοίχοι με μικρό πάχος διατομής.

Όπως βλέπουμε στον παραπάνω πίνακα (πίνακας 12.1), οι ενισχύσεις προκαλούν μείωση στις ιδιοπεριόδους, όπως είναι αναμενόμενο, αφού σκοπός τους είναι να μειώσουν τις μετακινήσεις αυξάνοντας την δυσκαμψία του κτιρίου.

10.3 Συγκριτικές καμπύλες θραυστότητας

Αφού ολοκληρώθηκε η παρουσίαση των καμπυλών θραυστότητας για την άοπλη τοιχοποιία και τις τρεις ενισχύσεις, ακολουθεί η συγκριτική τους παρουσίαση σε ένα γράφημα. Όπως έχει προαναφερθεί για την εξαγωγή των καμπυλών θραυστότητας καθορίστηκαν τρία διαφορετικά επίπεδα βλάβης (τύπου α, β και γ), καθένα από τα οποία χωριζόταν σε τρεις κατηγορίες (μικρή, μεσαία και μεγάλη βλάβη). Παρατίθενται λοιπόν παρακάτω ενδεικτικά τρία γραφήματα τα οποία περιγράφουν:

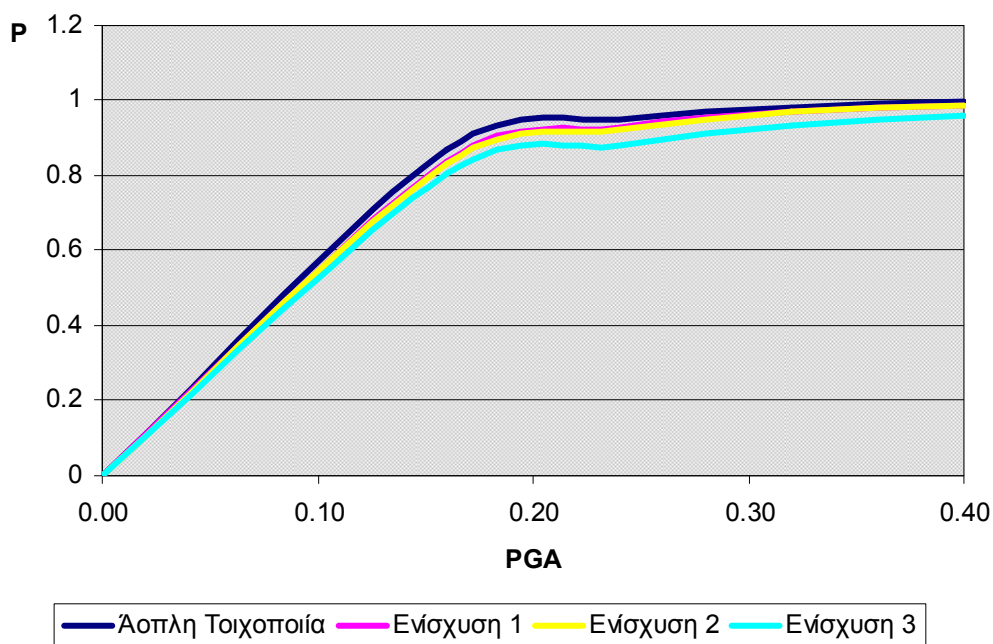
- Γράφημα 1: πιθανότητα υπέρβασης μικρής βλάβης για επίπεδο βλάβης τύπου α, που σημαίνει ότι οι καμπύλες θραυστότητας εκφράζουν την πιθανότητα το ποσοστό αστοχίας της τοιχοποιίας της κατασκευής μας να ξεπεράσει το 5%.
- Γράφημα 2: πιθανότητα υπέρβασης μεσαίας βλάβης για επίπεδο βλάβης τύπου β, που σημαίνει ότι οι καμπύλες θραυστότητας εκφράζουν την πιθανότητα το ποσοστό αστοχίας της τοιχοποιίας της κατασκευής μας να ξεπεράσει το 20%.
- Γράφημα 3: πιθανότητα υπέρβασης μεγάλης βλάβης για επίπεδο βλάβης τύπου γ, που σημαίνει ότι οι καμπύλες θραυστότητας εκφράζουν την πιθανότητα το ποσοστό αστοχίας της τοιχοποιίας της κατασκευής μας να ξεπεράσει το 45%.

Στα παρακάτω γραφήματα λοιπόν, βλέπουμε την πιθανότητα υπέρβασης της βλάβης που έχει θεωρηθεί, για το αντίστοιχο επίπεδο βλάβης και τις τέσσερις διαφορετικές εδαφικές επιταχύνσεις (0.16g, 0.24g, 0.32g και 0.40g).

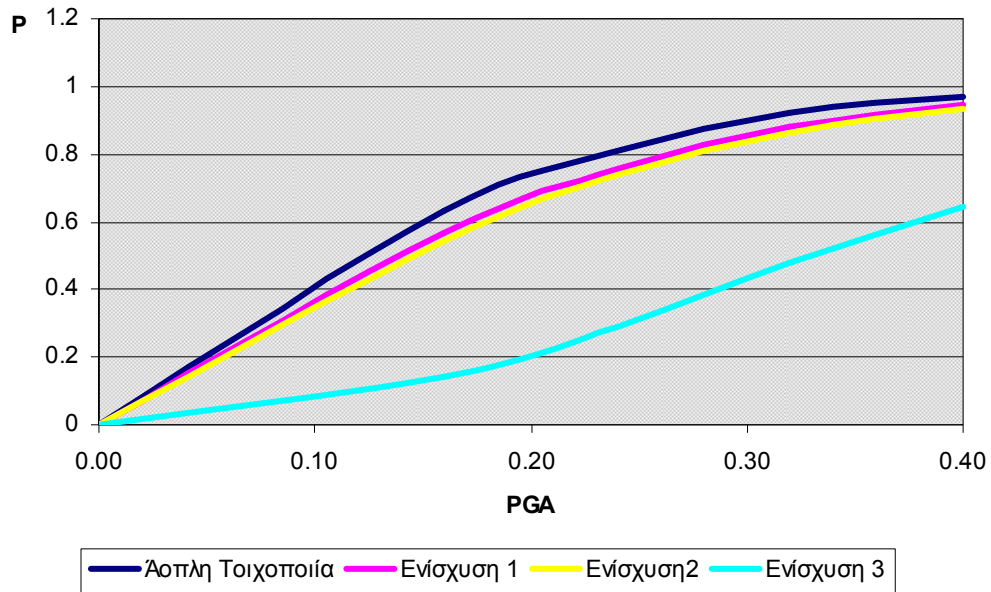
Ενίσχυση 1	<ul style="list-style-type: none"> • Μονόπλευρο αρμολόγημα • Μονόπλευρος μανδύας εκτοξευόμενου σκυροδέματος
Ενίσχυση 2	<ul style="list-style-type: none"> • Αμφίπλευρο αρμολόγημα • Εφαρμογή ενεμάτων στη μάζα της τοιχοποιίας
Ενίσχυση 3	<ul style="list-style-type: none"> • Αμφίπλευρο αρμολόγημα • Διάζωμα στη στέψη • Κατακόρυφη προένταση στην περιμετρική τοιχοποιία

Πίνακας 12.2 Προτεινόμενες ενισχύσεις

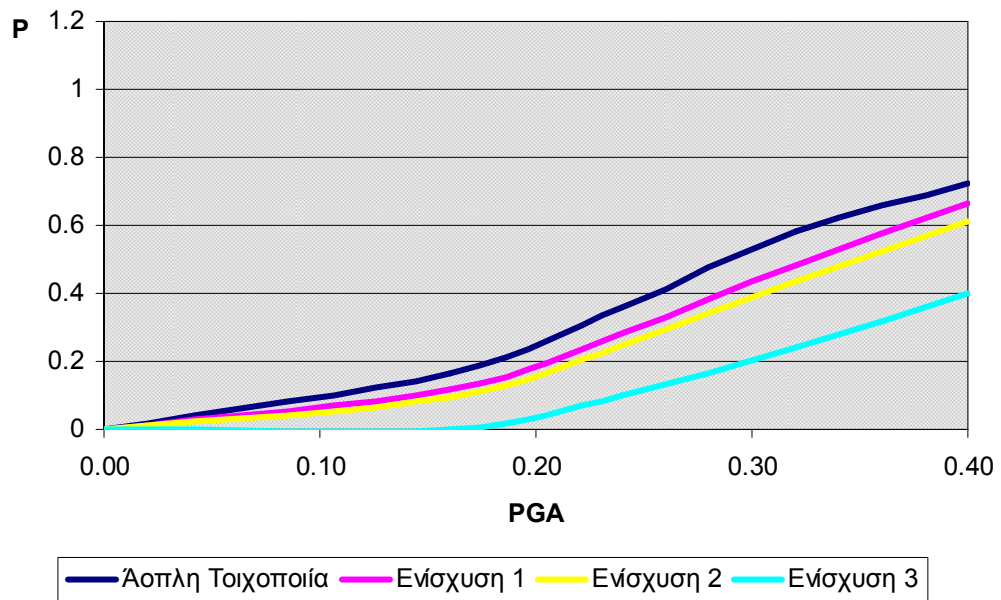
Τύπος α - "μικρή βλάβη"



Τύπος β - "μέτρια βλάβη"



Τύπος γ - "μεγάλη βλάβη"



Όπως ήταν αναμενόμενο, η καμπύλη θραυστότητας της άοπλης τοιχοποιίας (μπλε καμπύλη) και στα τρία παραπάνω γραφήματα βρίσκεται πάνω από τις υπόλοιπες. Αυτό είναι λογικό, αφού εμφανίζει τα μεγαλύτερα ποσοστά αστοχίας εν συγκρίσει με την ενισχυμένη τοιχοποιία. Ακόμη, βλέπουμε ότι όλες οι καμπύλες “πέφτουν” καθώς τις παρατηρούμε από τη μικρή βλάβη προς τη μεγάλη. Αναμενόμενο και αυτό, εφόσον η πιθανότητα να αστοχήσει η τοιχοποιία για μικρές βλάβες είναι μεγαλύτερη από το να αστοχήσει για μεγάλες.

Παρατηρώντας το πρώτο γράφημα, βλέπουμε ότι τη μεγαλύτερη πιθανότητα να αστοχήσει πάνω από το 5% της τοιχοποιίας την εμφανίζει η άοπλη τοιχοποιία και μετά ακολουθεί η ενίσχυση 1, η ενίσχυση 2 και τέλος η ενίσχυση 3 με πολύ μικρές διαφορές. Αυτό οφείλεται στο ό,τι το ποσοστό αστοχίας 5% είναι πολύ μικρό και είναι λογικό και η άοπλη άλλα και οι ενισχυμένες τοιχοποιίες να εμφανίζουν μεγάλη πιθανότητα να υπερβούν το όριο αυτό.

Η σειρά αυτή των καμπυλών θραυστότητας στην οποία προαναφερθήκαμε παραμένει και στα υπόλοιπα γραφήματα. Μετά λοιπόν την άοπλη τοιχοποιία ακολουθεί η ενίσχυση 1, που περιλαμβάνει το αρμολόγημα στην εξωτερική παρειά της περιμετρικής τοιχοποιίας και την εφαρμογή μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην εσωτερική παρειά. Σίγουρα τα αποτελέσματα θα ήταν πιο ευνοϊκά (δηλαδή θα ήταν μικρότερη η πιθανότητα υπέρβασης της ορισθείσας αστοχίας), εάν είχε εφαρμοστεί μανδύας και στο εξωτερικό της τοιχοποιίας. Όπως έχει όμως προαναφερθεί αυτό θα αλλοίωνε την όψη του κτιρίου μας, κάτι που θέλουμε να αποφύγουμε για λόγους αισθητικής. Ένας ακόμη λόγος που η ενίσχυση αυτή εμφανίζει υψηλή, σχετικά με τις άλλες, πιθανότητα υπέρβασης του εκάστοτε ποσοστού αστοχίας, είναι ότι (της έχει προαναφερθεί στην παράγραφο 8.3.2.1) το πρόγραμμα Failure παρουσιάζει αδυναμία στο να εισάγει έναν τοίχο με δύο στρώσεις, οι οποίες να αποτελούνται από διαφορετικά υλικά ή να έχουν διαφορετικές χαρακτηριστικές ιδιότητες. Θεωρούμε λοιπόν, μία ενιαία τοιχοποιία με μέτρο ελαστικότητας ίσο με άθροισμα του 60% του μέτρου ελαστικότητας της αρμολογημένης τοιχοποιίας και το 10% του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος C20/25. Με αυτήν την παραδοχή ουσιαστικά υποτιμάται η συμβολή της εφαρμογής του μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στο φορέα, εξού και η μεγάλη σχετικά πιθανότητα υπέρβασης του ορισθέντος επιπέδου βλάβης.

Μετά την ενίσχυση 2 ακολουθεί η 3, που αφορά στην αρμολόγηση της τοιχοποιίας και την εφαρμογή ενεμάτων στη μάζα της. Η χρήση ενεμάτων σταθεροποιεί τον πυρήνα και εξασφαλίζει τη συνεργασία του με τις εξωτερικές στρώσεις, με αποτέλεσμα την αύξηση της αντοχής της τοιχοποιίας, η οποία αποδίδεται στις καμπύλες θραυστότητας με την αισθητή μείωση της πιθανότητας αστοχίας της ενισχυμένης τοιχοποιίας σε σύγκριση με την άοπλη τοιχοποιία και την ενίσχυση 1. Το γεγονός ότι η καμπύλη θραυστότητας της ενίσχυσης 2 βρίσκεται κάτω από αυτήν της 1, ήταν κάτι που το περιμέναμε, δεδομένου ότι το μέτρο ελαστικότητας που προσδόθηκε στην τοιχοποιία μας μετά την εφαρμογή της εν λόγω τρόπου ενίσχυσης αυξήθηκε κατά πολύ φτάνοντας την τιμή των 13120 MPa, έναντι της τιμής που δόθηκε κατά την προσομοίωση της ενίσχυσης 1, η οποία είναι ίση με 4952 MPa. Πρόκειται επομένως, για υπερτριπλάσια τιμή του μέτρου ελαστικότητας που δόθηκε κατά την ενίσχυση του φορέα με αρμολόγημα και ένεμα στη μάζα του, σε σχέση με την ενίσχυσή του με αρμολόγημα και μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αυτό σημαίνει ότι στην 2^η ενίσχυση έχουμε μια πολύ πιο ανθεκτική κατασκευή σε σύγκριση με την πρώτη, άρα είναι λογικό η καμπύλη θραυστότητάς της να βρίσκεται κάτω από αυτήν της 1^{ης} ενίσχυσης, ήτοι να εμφανίζει μικρότερη πιθανότητα υπέρβασης συγκεκριμένου ποσοστού αστοχίας. Να σημειωθεί σε αυτό το σημείο, ότι τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εμποτισμένης τοιχοποιίας κυμαίνονται μεταξύ ενός πεδίο τιμών (σύμφωνα με τους τύπους του Τάσιου και του Χρονόπουλου). Συγκεκριμένα, η τιμή του μέτρου ελαστικότητας έχει μια απόκλιση $\pm 50\%$. Όπως έχει προαναφερθεί, οι τιμές αυτές είναι ενδεικτικές και εξαρτώνται από το πόσο επιτυχής υπήρξε ο βαθμός εμποτισμού και κατά συνέπεια και η επέμβαση. Η εκτίμηση του μέτρου ελαστικότητας έγινε με βάση την κατώτερη τιμή, λαμβάνοντας υπόψη το χειρότερο δυνατό σενάριο. Γίνεται εν ολίγοις αντιληπτό, ότι η ενίσχυση 2 έχει περιθώρια να προσδώσει ακόμα μεγαλύτερες αντοχές στην εμποτισμένη τοιχοποιία, με μικρότερες πιθανότητες αστοχίας.






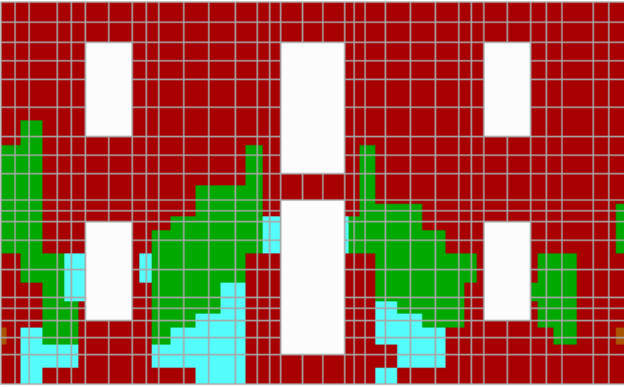
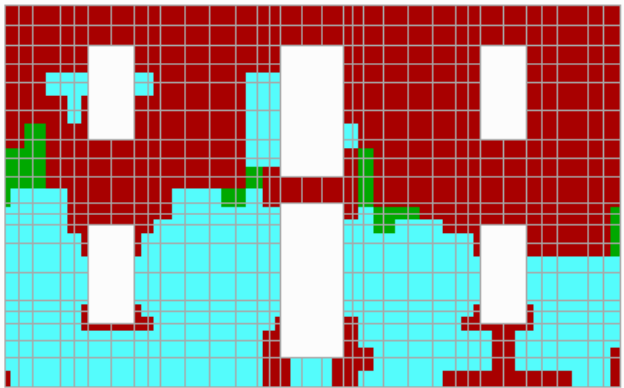
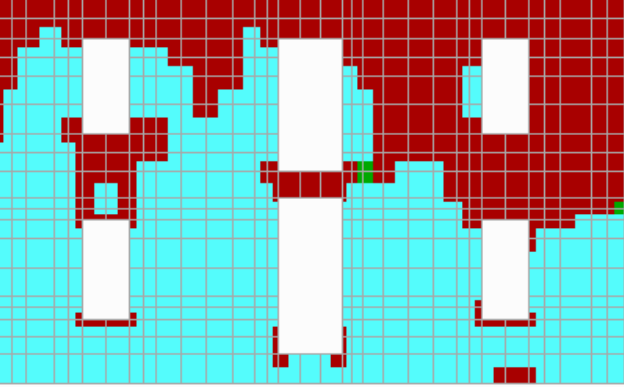
Η τέταρτη και τελευταία καμπύλη που περιγράφει την ενίσχυση 3, παρατηρούμε ότι εμφανίζει τις μικρότερες πιθανότητες υπέρβασης ορισθείσας τιμής ποσοστού αστοχίας σε σχέση με όλες τις άλλες. Ειδικά στο δεύτερο γράφημα, που αφορά στο επίπεδο βλάβης τύπου β για μέτρια αστοχία, η καμπύλη θραυστότητας της ενίσχυσης 3 βρίσκεται πολύ χαμηλότερα από τις






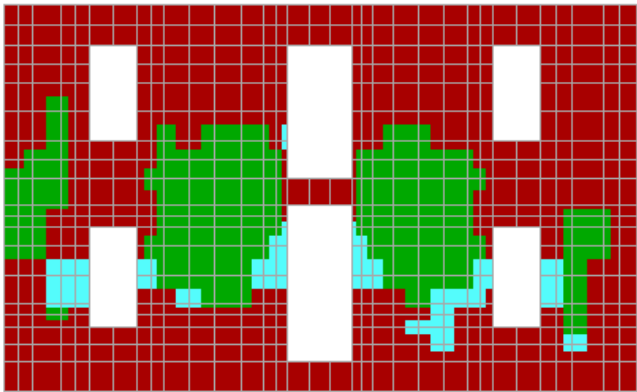
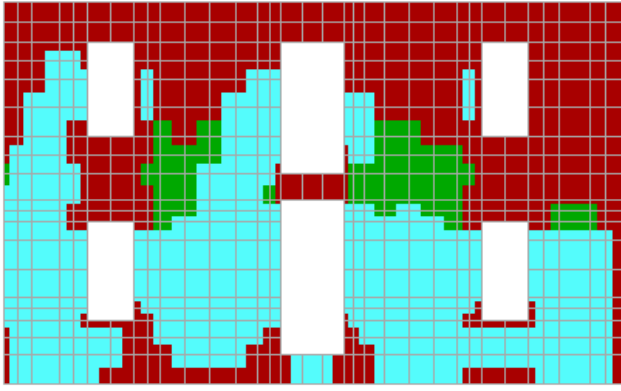
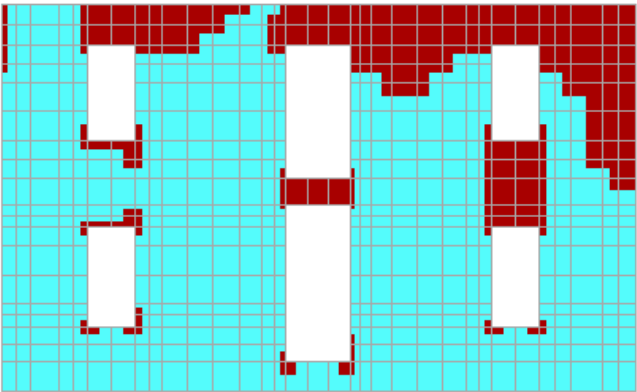
υπόλοιπες τρεις. Αυτό σημαίνει ότι η τοιχοποιία στην οποία έχουμε εφαρμόσει την ενίσχυση 3, εμφανίζει την χαμηλότερη πιθανότητα να ξεπεράσει ποσοστό αστοχίας της τάξεως του 20%. Να υπενθυμίσουμε ότι η ενίσχυση αυτή περιλαμβάνει αρμολόγηση της περιμετρικής τοιχοποιίας, κατακόρυφη προένταση και διάζωμα Ω.Σ. στη στέψη. Έχουμε επομένως αρχικά, μια σημαντική αύξηση του μέτρου ελαστικότητας της κατασκευής μας εξαιτίας του αρμολογήματος. Επιπλέον το διάζωμα αναλαμβάνει τις οριζόντιες εφελκυστικές τάσεις στην κορυφή των τοίχων από την εγκάρσια κάμψη και σε συνδυασμό με την εφαρμογή της δύναμης προέντασης από τους κάθετους τένοντες καταλήγουμε σε μια πολύ ανθεκτική κατασκευή, η αποτελεσματικότητα της οποίας αντικατοπτρίζεται στην καμπύλη θραυστότητάς της (γαλάζια καμπύλη).

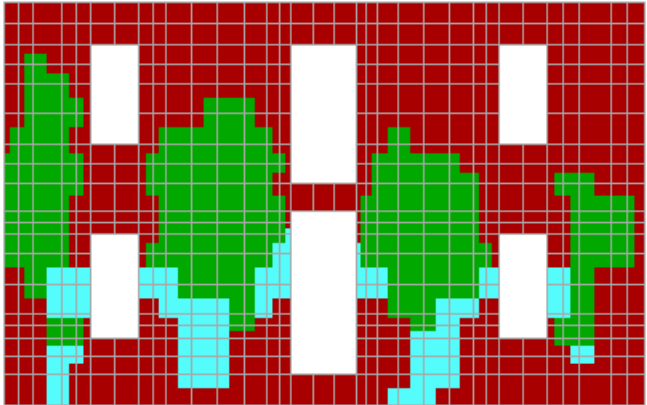
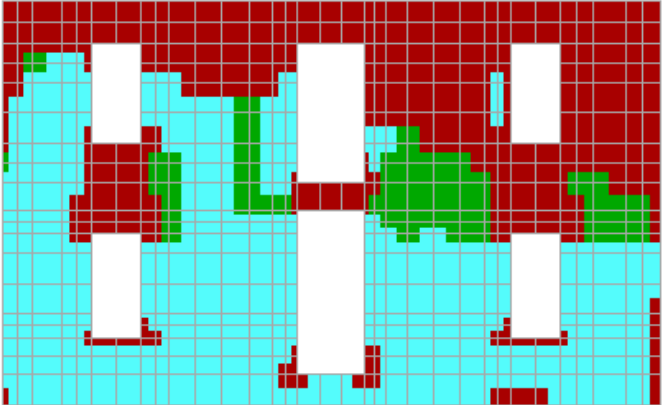
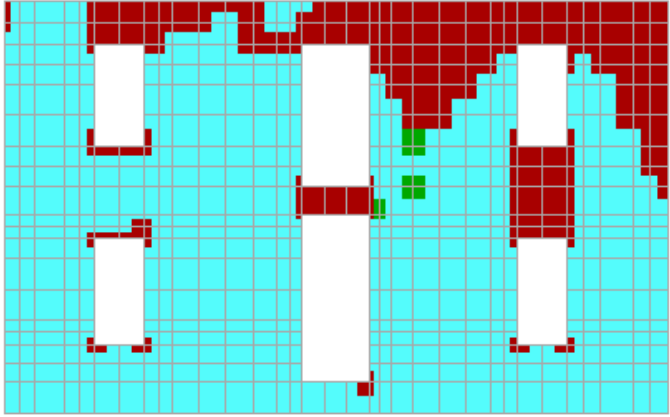
10.4 Σύγκριση ποσοστών αστοχίας – αποτελέσματα Failure






Παρακάτω παρατίθενται ενδεικτικά τα αποτελέσματα που εξήχθησαν από το πρόγραμμα Failure για τον τοίχο με τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

- Τοίχος 1
- Μπροστινή όψη (top)
- Συνδυασμός φόρτισης: 2
- Εδαφική επιτάχυνση: 0.40g
- Παράμετρος παρατήρησης: τρεις διαφορετικές τιμές εφελκυστικής αντοχής (fwt = 50 kPa, 250 kPa, 450 kPa)
- Άοπλος τοίχος και τοίχος μετά την εφαρμογή κάθε μίας από τις τρεις ενισχύσεις

Failure - Αοιλη τοιχοποιία	
wall : 1_2topmax Load Cases : 0.40g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fw_t = 50 kPa	
Joints = 640 Failed = 629 Failure Percentage = 98.27%	
fw_t = 250 kPa	
Joints = 640 Failed = 444 Failure Percentage = 69.38%	
fw_t = 450 kPa	
Joints = 640 Failed = 260 Failure Percentage = 40.63%	

Failure - Ενίσχυση 1	
wall : 1_2topmax Load Cases : 0.40g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	
Joints = 640 Failed = 604 Failure Percentage = 94.38%	
fwt = 250 kPa	
Joints = 640 Failed = 357 Failure Percentage = 55.78%	
f _{wt} = 450 kPa	
Joints = 640 Failed = 155 Failure Percentage = 24.22%	

Failure - Ενίσχυση 2											
wall : 1_2topmax Load Cases : 0.40g	<table border="1"> <tr> <td style="background-color: red; width: 20px;"></td> <td>Failure under biaxial Tension/Tension</td> </tr> <tr> <td style="background-color: green; width: 20px;"></td> <td>Failure under biaxial Tension/ Compression</td> </tr> <tr> <td style="background-color: brown; width: 20px;"></td> <td>Failure under biaxial Compression /Tension</td> </tr> <tr> <td style="background-color: blue; width: 20px;"></td> <td>Failure under biaxial Compression/ Compression</td> </tr> <tr> <td style="background-color: cyan; width: 20px;"></td> <td>NON Failure</td> </tr> </table>		Failure under biaxial Tension/Tension		Failure under biaxial Tension/ Compression		Failure under biaxial Compression /Tension		Failure under biaxial Compression/ Compression		NON Failure
	Failure under biaxial Tension/Tension										
	Failure under biaxial Tension/ Compression										
	Failure under biaxial Compression /Tension										
	Failure under biaxial Compression/ Compression										
	NON Failure										
fwt = 50 kPa											
Joints = 640 Failed = 587 Failure Percentage = 91.72%											
fwt = 250 kPa											
Joints = 640 Failed = 325 Failure Percentage = 50.78%											
fwt = 450 kPa											
Joints = 640 Failed = 150 Failure Percentage = 23.44%											

Failure - Ενίσχυση 3	
wall : 1_2topmax Load Cases : 0.40g	 Failure under biaxial Tension/Tension
	 Failure under biaxial Tension/ Compression
	 Failure under biaxial Compression /Tension
	 Failure under biaxial Compression/ Compression
	 NON Failure
fwt = 50 kPa	Joints = 640 Failed = 164 Failure Percentage = 25.63%
fwt = 250 kPa	Joints = 640 Failed = 72 Failure Percentage = 11.25%
f_{wt} = 450 kPa	Joints = 640 Failed = 52 Failure Percentage = 8.13%

Άοπλη τοιχοποιία

Το μεγαλύτερο ποσοστό αστοχίας, όπως είναι λογικό και αναμενόμενο, παρατηρείται στην άοπλη τοιχοποιία για τη μικρότερη τιμή της εφελκυστικής αντοχής. Βλέπουμε ότι υπερισχύει το κόκκινο χρώμα που αφορά στην αστοχία από εφελκυσμό, που οφείλεται στο ό,τι η τοιχοποιία ως προς τις μηχανικές ιδιότητες, θεωρείται έντονα ανισότροπο υλικό που παρουσιάζεται ισχυρό στην θλίψη, αλλά αδύναμο στον εφελκυσμό με συνέπεια το χαρακτηριστικό του αυτό να είναι και η βασική αιτία αστοχιών. Η αδυναμία αυτή, όπως έχει προαναφερθεί, οφείλονται όχι μόνο στον ψαθυρό χαρακτήρα των πλίνθων και του κονιάματος, αλλά κυρίως στην συμπεριφορά της διεπιφάνειας επαφής ιδιαίτερα κατά μήκος των συνεχών οριζόντιων αρμών που έχουν χαρακτηριστεί ως τα "αδύνατα επίπεδα της τοιχοποιίας". Όσο αυξάνουμε τη τιμή της εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας, τόσο μειώνονται τα ποσοστά αστοχίας.

Ενίσχυση 1

Όσον αφορά στην ενίσχυση 1, τα ποσοστά αστοχίας μειώνονται και συγκεκριμένα βλέπουμε ότι καθώς αυξάνεται η εφελκυστική αντοχή εμφανίζει μεγαλύτερο ρυθμό μείωσης των αντίστοιχων ποσοστών αστοχίας εν συγκρίσει με αυτό της άοπλης τοιχοποιίας. Ενδεικτική είναι η εικόνα για εφελκυστική αντοχή 450MPa, όπου φαίνονται ξεκάθαρα τα τρωτά σημεία της κατασκευής, όπως είναι οι περιοχές πάνω και κάτω από τα ανοίγματα.

Ενίσχυση 2

Στην ενίσχυση 2 τα ποσοστά αστοχίας είναι ελαφρώς πιο μειωμένα σε σχέση με την 1. Παρατηρώντας την εικόνα για εφελκυστική αντοχή 50MPa, βλέπουμε ότι κατά μήκος των πεσσών μεταξύ ανοιγμάτων εμφανίζονται περιοχές με πράσινο χρώμα, που αντιστοιχούν στην αστοχία από οριζόντιο εφελκυσμό και κατακόρυφη θλίψη. Οι περιοχές αυτές εμφανίζουν τον κίνδυνο να αστοχήσουν έναντι διάτμησης. Τα αναμενόμενα αποτελέσματα της αστοχίας αυτής είναι η εμφάνιση διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης, που διαπερνά και τους πλίνθους και συνήθως εμφανίζεται σε πεσσούς μεταξύ ανοιγμάτων.

Ενίσχυση 3

Η τρίτη και τελευταία ενίσχυση εμφανίζει αισθητά μικρότερα ποσοστά αστοχίας. Παρατηρούμε πάλι την ύπαρξη, μικρών σε κλίμακα στην προκειμένη περίπτωση, κόκκινων περιοχών πάνω και κάτω από τα ανοίγματα λόγω αστοχίας από εφελκυσμό. Χαρακτηριστικά και στις τρεις εικόνες αυτής της ενίσχυσης βλέπουμε συγκεντρωμένες πράσινες περιοχές στη στέψη του φορέα. Αυτή η διατμητική αστοχία στην περιοχή αυτή οφείλεται στην εφαρμογή του διαζώματος στη στέψη, το οποίο δημιουργεί επιπρόσθετη θλίψη εξαιτίας των δυνάμεων προέντασης που δημιουργούνται από τους κατακόρυφους τένοντες που έχουν αγκυρώσει πάνω στο διάζωμα.

10.5 Κριτήριο αξιολόγησης ενισχύσεων

Στην παράγραφο αυτή θα αξιολογηθούν οι ενισχύσεις που προτάθηκαν να εφαρμοστούν στο κτίριο βάση του παρακάτω τρίπτυχου:

- Κόστος
- Αποτελεσματικότητα
- Επέμβαση

Παράλληλα με τις τρεις ενισχύσεις θα αξιολογηθεί και η περίπτωση της μη παρέμβασης, να παραμείνει δηλαδή το κτίριο στην υφιστάμενη κατάσταση. Η απόφαση της διατήρησης του μνημείου στην κατάσταση αστοχίας του, όπου το κτίριο δεν θυμίζει πολλά από την αρχική του μορφή αποτελεί επίσης μια επιλογή και στηρίζεται στην λογική ότι και η αστοχία είναι κομμάτι της ιστορίας του.

Έχουμε λοιπόν να αξιολογήσουμε τέσσερεις διαφορετικούς τρόπους αντιμετώπισης της κατασκευής. Στο στάδιο των αποφάσεων θα συνυπολογιστούν οι τρεις παραπάνω παράμετροι που θα επηρεάσουν την εκλογή της ιδανικής απόφαση. Το επόμενο όμως σημαντικό βήμα είναι να ληφθεί

υπόψη ένας συντελεστής σπουδαιότητας με τον οποίο θα πολλαπλασιάζεται κάθε μία από τις προαναφερθείσες παραμέτρους. Με τον τρόπο αυτό, προσδίδεται διαφορετική βαρύτητα σε κάθε παράμετρο αξιολόγησης, καταλήγοντας έτσι σε ένα πιο αξιόπιστο αποτέλεσμα.

Η αξιολόγηση δεν έγινε αυθαίρετα και βάση μόνο υποκειμενικής κρίσης, αλλά στηριζόμενη σε ορισμένα στοιχεία. Παρακάτω θα γίνει λόγος για κάθε μία παράμετρο.

Κόστος

Όπως έχει προαναφερθεί στην εισαγωγή της ενότητας αυτής, το κόστος της κάθε ενίσχυσης εκτιμήθηκε προσεγγιστικά βάσει αναλογικότητας που προέκυψε από το αναλυτικό τιμολόγιο οικοδομικών εργασιών (ΑΤΟΕ), με επίσημες τιμές του τρίτου τριμήνου του 1994 που παρατίθενται στο βιβλίο “Κατασκευές από τοιχοποιία, σχεδιασμός και επισκευές/ Φυλλίσα Β. Καραντώνη/Αθήνα 2004”.

Αποτελεσματικότητα

Η αποτελεσματικότητα του κάθε τρόπου αντιμετώπισης της εν λόγω κατασκευής εκτιμήθηκε βάσει των καμπυλών θραυστότητας που εξήχθησαν για την δυσμενέστερη εδαφική επιτάχυνση ($PGA=0.40$) και για επίπεδο βλάβης μεγάλο - τύπου γ.

Επέμβαση

Ο μεγαλύτερος βαθμός υποκειμενικότητας στην αξιολόγηση των επιλογών μας εισήχθη στην παράμετρο αυτή. Το κατά πόσο επεμβαίνει η κάθε ενίσχυση στην υφιστάμενη μορφή και δομή του κτιρίου στηρίχθηκε στην υπάρχουσα βιβλιογραφία (κυρίως από πηγή [4]), καθώς και στα συμπεράσματα που διεξήχθησαν μετά από επαφή με τεχνικά γραφεία με την ανάλογη εμπειρία.

	Συντελεστής Σπουδαιότητας	Κόστος	Συντελεστής Σπουδαιότητας	Αποτελεσματικότητα	Συντελεστής Σπουδαιότητας	Επεμβατικότητα	Αποτέλεσμα
Άοπλη τοιχοποιία	0.15	20	0.6	5	0.25	20	11.00
Ενίσχυση 1		9		7		9	7.80
Ενίσχυση 2		5		8		12	8.55
Ενίσχυση 3		16		12		15	13.35

Πίνακας 10.3 Παράμετροι αξιολόγησης τρόπου αντιμετώπισης της κατασκευής

Προκειμένου να αξιολογηθεί ο κάθε τρόπος επέμβασης βάση των παραπάνω παραμέτρων θεωρήθηκε μια κλίμακα 0 έως 20, με 0 την χειρότερη εκδοχή και 20 την καλύτερη. Έτσι, προκύπτει ο παραπάνω πίνακας. Συγκεκριμένα:

Κόστος:

Αν αποφασιστεί η μη παρέμβαση δεν θα δαπανηθούν καθόλου χρήματα, επομένως το κόστος για την άοπλη τοιχοποιία είναι μηδενικό, γι' αυτό του αποδόθηκε η τιμή 20.

Σαν πιο ακριβή θεωρήθηκε η ενίσχυση 2, που περιλαμβάνει το αρμολόγημα και την εφαρμογή ενέματος στη μάζα της τοιχοποιίας. Ύστερα από επαφή με τεχνική εταιρεία που έχει ασχοληθεί με ανάλογες επισκευές, διαπιστώθηκε ότι το εύρος τιμών του κόστους εφαρμογής ενέματος είναι μεγάλο. Λόγω της αβεβαιότητας για την ποιότητα της υφιστάμενης τοιχοποιίας είναι πολύ δύσκολη η εκτίμηση του κόστους αυτού. Μπορεί λοιπόν να είναι πολύ μικρό, γιατί η κατάσταση της τοιχοποιίας να είναι πολύ καλή και έτσι να μην χρειάζεται μεγάλη ποσότητα ενέματος. Υπάρχει όμως και η περίπτωση ο βαθμός εμποτισμού που χρειάζεται ώστε η επέμβαση να είναι επιτυχής να είναι μεγάλος, γεγονός που οδηγεί σε υψηλό κόστος. Λαμβάνοντας λοιπόν υπόψη την δυσμενέστερη περίπτωση, κοστολογούμε τον τρόπο αυτό ενίσχυσης ως τον πλέον δαπανηρό.

Ως λιγότερο δαπανηρή θεωρήθηκε η ενίσχυση 3, που περιλαμβάνει την τοποθέτηση τενόντων, ενός φθηνού υλικού, το αρμολόγημα που είναι κοινό σε όλες τις ενισχύσεις και δεν πρόκειται για ακριβό μέσο ενίσχυσης και την

κατασκευή διαζώματος στη στέψη και περιμετρική ζώνη από οπλισμένο σκυρόδεμα στη βάση του κτιρίου. Σύμφωνα με την βιβλιογραφία (πίνακας 12.4.1, πηγή [4]), το κόστος της ενίσχυσης με κατακόρυφη προένταση και διάζωμα στη στέψη είναι υποτετραπλάσιο αυτού της ενίσχυσης με μονόπλευρο μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Βλέποντας λοιπόν από τον πίνακα της βιβλιογραφίας, με τα κόστη διαφόρων τεχνικών ενισχύσεων, ότι το κόστος για μονόπλευρο μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι αρκετά υψηλό εκτιμήθηκε με την τιμή 9 και το κόστος της ενίσχυσης 3, που όπως προαναφέρθηκε είναι τέσσερις φορές μικρότερο του μανδύα, πήρε την τιμή 16, που χαρακτηρίζει μια συμφέρουσα χρηματικά ενίσχυση.

Αποτελεσματικότητα:

Όπως προαναφέρθηκε, η εκτίμηση της αποτελεσματικότητας έγινε με βάση τις καμπύλες θραυστότητας. Σύμφωνα με το τρίτο γράφημα της παραγράφου 12.3 η πιθανότητα υπέρβασης του 45% της αστοχίας:

- 73% για την άοπλη τοιχοποιία
- 66% για την ενίσχυση 1
- 61% για την ενίσχυση 2
- 40% για την ενίσχυση 3

Για την άοπλη επομένως τοιχοποιία το 27% δεν αστοχεί, για την ενίσχυση 1 το 34%, για την 2 το 39% και για την 3 το 60%. Με βάση τα ποσοστά αυτά, η αποτελεσματικότητα εκτιμήθηκε ως εξής:

- Άοπλη τοιχοποιία

Στα 100 δεν αστοχούν τα 27, άρα στα 20 τα $5.4 \approx 5$

- Ενίσχυση 1

Στα 100 δεν αστοχούν τα 34, άρα στα 20 τα $6.8 \approx 7$

- Ενίσχυση 2

Στα 100 δεν αστοχούν τα 39, άρα στα 20 τα $7.8 \approx 8$

- Ενίσχυση 3

Στα 100 δεν αστοχούν τα 60, άρα στα 20 τα 12

Επεμβατικότητα:

Όπως είναι αναμενόμενο, στην άοπλη τοιχοποιία δίνουμε την τιμή 20 για τον βαθμό επεμβατικότητας. Ακολουθεί η ενίσχυση 3, όπου οι κατακόρυφοι τένοντες μπορούν εύκολα να αφαιρεθούν ανά πάσα στιγμή. Το δε διάζωμα, δεν αλλοιώνει την μορφή του υφιστάμενου κτιρίου, αφού όπως έχουμε επισημάνει υπάρχει ήδη μια αρχιτεκτονική προεξοχή περιμετρικά της στέγης. Το μόνο που μπορεί να θεωρηθεί ότι αλλοιώνει κάπως την όψη του κτιρίου είναι η περιμετρική ζώνη από Ω.Σ., η οποία όμως βρίσκεται στη βάση του κτιρίου και έτσι δεν επεμβαίνει πολύ αισθητικά.

Ως η πλέον επεμβατική και μη αναστρέψιμη ενίσχυση θεωρείται ο μανδύας εκτοξευόμενου σκυροδέματος, ο οποίος αλλοιώνει ολοσχερώς την όψη του τοίχου στον οποίο εφαρμόζεται, γι' αυτό και εφαρμόζεται μόνο στην εσωτερική παρειά της περιμετρικής τοιχοποιίας. Ακολουθεί η ενίσχυση 2, ως λιγότερο παρεμβατική από τον μανδύα. Ο λόγος είναι ότι επεμβαίνει μη αναστρέψιμα στην εσωτερική δομή της τοιχοποιίας, αλλά δεν είναι εντοπίσιμη στην όψη της.

Συντελεστής σπουδαιότητας

Αφού ολοκληρώθηκε η εκτίμηση των παραμέτρων κόστους-αποτελεσματικότητας- επεμβατικότητας για κάθε τρόπο αντιμετώπισης της κατασκευής, έπειτα ορίστηκε ένας συντελεστής σπουδαιότητας για κάθε μία παράμετρο. Πρόκειται για μια καθαρά υποκειμενική επιλογή, η οποία στηρίζεται στην κρίση του εκάστοτε μηχανικού που ασχολείται με το έργο, αλλά και βάση κάποιων στοιχείων στα οποία θα γίνει εν συνεχεία αναφορά.

Συγκεκριμένα, για την εκτίμηση του συντελεστή σπουδαιότητας που θα αποδοθεί στο κόστος της κατασκευής εξαρτάται από τον οργανισμό ή ιδιώτη που χρηματοδοτεί το έργο και το χρηματικό ποσό που δύναται να διαθέσει. Έτσι, εάν υπάρχει μεγάλο διαθέσιμο χρηματικό ποσό ο συντελεστής αυτός θα είναι πολύ μικρός (τείνοντας στη μονάδα). Εάν όμως υπάρχει οικονομικός περιορισμός, τότε το κόστος της κατασκευής παίζει σημαντικό ρόλο στην τελική απόφαση, εφόσον επέμβαση που αντιστοιχεί σε μεγάλες οικονομικές απαιτήσεις δεν είναι εφικτό να υλοποιηθεί. Για το δικό μας έργο θεωρήθηκε ότι το κόστος δεν αποτελεί πάρα πολύ σημαντικό παράγοντα και του προσδόθηκε η τιμή του 0.15.

Όσον αφορά στην αποτελεσματικότητα, η τιμή του συντελεστή εξαρτάται από το κατά πόσο θέλουμε να βελτιώσουμε την αντοχή της κατασκευής μας. Αυτό μπορεί να εξαρτάται για παράδειγμα από την περιοχή που βρίσκεται το έργο μας, που μπορεί να βρίσκεται σε υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας περιοχή και έτσι να χρειάζεται να αυξηθεί κατά πολύ η αντοχή του, ή μπορεί να αλλάξει χρήση, να γίνει κάποιος μουσειακός χώρος που απαιτεί μια ανθεκτική κατασκευή. Ο συντελεστής αυτός στην προκειμένη περίπτωση εκτιμήθηκε σχετικά υψηλός (0.60).

Τέλος, το κατά πόσο θα επιτραπεί να γίνει παρέμβαση τόσο στην όψη όσο και στη δομή του κτιρίου εξαρτάται από την πολιτιστική ή συναισθηματική αξία του κτιρίου. Αν πρόκειται λοιπόν για κατασκευή μεγάλης πολιτιστικής αξίας δεν μπορούμε να παρέμβουμε αλλοιώνοντας την όψη του και άρα τότε θα πρέπει να λάβουμε υποψία έναν υψηλό συντελεστή σημαντικότητας. Ακόμη όμως και στην περίπτωση ενός νεοκλασικού κτιρίου, ο ιδιοκτήτης του οποίου θέλει να διατηρήσει την όψη, τυχόν αρχιτεκτονικές προεξοχές, τοιχογραφίες, θα έχουμε

επίσης υψηλή τιμή του παραπάνω συντελεστή. Ο συντελεστής αυτός θεωρήθηκε ίσος με 0.25, που πρόκειται για μια μέτρια με χαμηλή εκτίμηση.

10.5.1 Αποτελέσματα αξιολόγησης

Αφού ολοκληρώθηκε η παραπάνω ανάλυση καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι σύμφωνα με τα κριτήρια που θέσαμε για την συγκεκριμένη κατασκευή ως προτιμητέα λύση επιλέγεται αυτή της ενίσχυσης 3, η οποία περιλαμβάνει το αρμολόγημα, το διάζωμα Ω.Σ. στη στέψη και τους κατακόρυφους τένοντες. Η ενίσχυση αυτή παρουσιάζει και την υψηλότερη αποτελεσματικότητα, αφού εμφανίζει τα μικρότερα ποσοστά αστοχίας της τοιχοποιίας σε σύγκριση με τις άλλες, το χαμηλότερο κόστος και τη μικρότερη επεμβατικότητα, μετά την άοπλη τοιχοποιία φυσικά.

Οι υπόλοιπες δύο ενισχύσεις, λόγω του ό,τι δεν αυξάνουν ιδιαίτερα την αντοχή της κατασκευής και παράλληλα αποτελούν ακριβές και υψηλής επεμβατικότητας λύσεις συγκεντρώνουν χαμηλούς βαθμούς.

Παρατηρούμε ότι ακόμη και η επιλογή του να μην παρέμβουμε καθόλου και να αφήσουμε το κτίριο στην υφιστάμενη κατάσταση συγκεντρώνει υψηλό βαθμό. Πρόκειται για μια επιλογή που έχει θερμούς υποστηρικτές, οι οποίοι θεωρούν πως η διατήρηση του μνημείου στην κατάσταση αστοχίας του, μπορεί να μη θυμίζει πολλά από την αρχική του μορφή αλλά στηρίζεται στην λογική ότι και η αστοχία είναι κομμάτι της ιστορίας του.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Χρήστος Ιγνατάκης (1994), "Φέροντες οργανισμοί κτιρίων από τοιχοποιία", Διατήρηση αποκατάσταση ανασύλωση, σ190, Θεσσαλονίκη.

[2] Δημήτρης Μπίκας (1994), "Ξύλινα πατώματα. Απαιτήσεις, ευπαθή σημεία, παραδοσιακές και σύγχρονες κατασκευαστικές λύσεις", Διατήρηση αποκατάσταση ανασύλωση, σ337, Θεσσαλονίκη.

[3] "Παθολογία και αποκατάσταση δομικών στοιχείων φέροντος οργανισμού παραδοσιακών κτιρίων" Paul Lutus (οι σελίδες αυτές δημιουργήθηκαν και συντηρούνται από το πρόγραμμα "[Arachnophilia](#)" του Paul Lutus και με την βοήθεια της "[HTML Reference Library](#)" του κύριου Stephen Le Hunte, Η μεταφορά της εργασίας αυτής στο διαδίκτυο γίνεται από τον Χαράλαμπο Πασπαλλή).

[4] Φυλλίσα Β. Καραντώνη (2004), "Κατασκευές από Τοιχοποιία - Σχεδιασμός και Επισκευές", Αθήνα.

[5] Χρήστος Ιγνατάκης (1994), "Κατασκευές Από Φέρουσα Τοιχοποιία Κανονισμός – Βλάβες – Αποκατάσταση", 1η Διάλεξη: Μηχανική της τοιχοποιίας – Σύνθεση φέροντος οργανισμού –Απόκριση και τυπολογία βλαβών υπό κατακόρυφα και σεισμικά φορτία, Θεσσαλονίκη.

[6] Κώστας Α. Συρμακέζης & Αθανάσιος Κ. Αντωνόπουλος (2008), "Χρήση καμπυλών Θραυστότητας στον Αντισεισμικό Σχεδιασμό Κατασκευών από Τοιχοποιία", 3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Σεισμικής Τεχνολογίας, Άρθρο 1844, 5-7 Νοεμβρίου.

[7] Syrmakizis C.A., Antonopoulos A.K. & Mavrouli O.A. (2005b) "Analysis of Historical Masonry Structures using three dimensional Solid Elements", in Proceedings of the 10th International Conference on Civil Structural and Environmental Engineering Computing, Rome, Italy, August 29-September 2.

[8] Shinozuka M., Feng Q.M., Lee J.H., Nagamura T. (2003) "Statistical analysis of fragility curves", in Proceedings of the Asian-Pacific Symposium on Structural Reliability and its Application (APSSRA 99).

[9] Σπυρίδων Ν. Ασημακόπουλος (2007), Μεταπτυχιακή Εργασία, "Εκτίμηση σεισμικής τρωτότητας Βυζαντινών ναών με την ανάπτυξη της μεθοδολογίας των καμπυλών θραυστότητας", Αθήνα.

[10] Μπαβέλλας Χρήστος & Μπουζούκου Μαριάννα (2005), "Συγκριτική Μελέτη Ενισχύσεων Τοιχοποιίας Με Σύνθετα Υλικά Οργανικής & Ανόργανης Μήτρας", Πανεπιστήμιο Πατρών Πολυτεχνική Σχολή Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τομέας Κατασκευών Εργαστήριο Μηχανικής & Τεχνολογίας Υλικών, Πάτρα.

[11] Χρήστος Ιγνατάκης (1994) "Μηχανική της τοιχοποιίας – Σύνθεση φέροντος οργανισμού –Απόκριση και τυπολογία βλαβών υπό κατακόρυφα και σεισμικά φορτία", 1η Διάλεξη, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, Τμήμα Κεντρικής Μακεδονίας.

[12] Κώστας Α. Συρμακέζης (2010-11), "Ανάλυση Ιστορικών Κατασκευών", Αθήνα.

[13] "Αποκατάσταση Βλαμμένων Λιθοδομών", Σεμινάριο Συντήρησης και Αποκατάστασης Μνημείων και Παραδοσιακών Κτιρίων (Μάιος 1999), Κ.Ε.Κ. ανάπτυξη Κρήτης, Σητεία.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 1
ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,222751	0,05091	0,000004547	1,859E-07	0,05091	0,000004547	1,859E-07	0,000003606	0,02676	0,00936	0,000003606	0,02676	0,00936
MODAL	Mode	2	0,154235	0,00443	0,00009969	0,000007884	0,05534	0,0001	0,00000807	0,00005694	0,00249	0,00692	0,00006055	0,02925	0,01628
MODAL	Mode	3	0,15035	0,00409	0,00402	0,000001212	0,05942	0,00413	0,000009282	0,00096	0,00194	0,00489	0,00102	0,03119	0,02117
MODAL	Mode	4	0,149668	0,00002911	0,00439	3,957E-07	0,05945	0,00851	0,000009678	0,00128	0,00002625	0,00262	0,0023	0,03122	0,02379
MODAL	Mode	5	0,141835	0,09383	0,00556	0,00002317	0,15328	0,01407	0,00003285	0,00248	0,04544	0,00249	0,00478	0,07666	0,02628
MODAL	Mode	6	0,114667	0,00278	0,27315	0,00026	0,15606	0,28722	0,00029	0,13414	0,00071	0,04553	0,13892	0,07737	0,07182
MODAL	Mode	7	0,110921	0,02316	0,08623	0,00001105	0,17922	0,37343	0,00031	0,02752	0,01089	0,16127	0,16644	0,08826	0,23308
MODAL	Mode	8	0,107901	0,09293	0,01032	0,000001441	0,27915	0,38375	0,00031	0,00273	0,04496	0,00012	0,16917	0,13322	0,2332
MODAL	Mode	9	0,104276	0,00044	0,03816	0,00002466	0,27959	0,42191	0,00033	0,01745	0,000003838	0,02413	0,18663	0,13322	0,25733
MODAL	Mode	10	0,103586	0,03741	0,00943	0,000001012	0,31699	0,43134	0,00033	0,00521	0,01767	0,0866	0,19184	0,15089	0,34393
MODAL	Mode	11	0,101067	0,02075	0,03653	0,00003261	0,33774	0,46787	0,00036	0,01656	0,00846	0,00135	0,2084	0,15935	0,34528
MODAL	Mode	12	0,096161	0,03825	0,00202	0,000004078	0,37599	0,46989	0,00037	0,00084	0,0235	0,00053	0,20924	0,18285	0,34581
MODAL	Mode	13	0,093887	0,05288	0,10928	0,00009274	0,42887	0,57917	0,00046	0,0575	0,02828	0,00218	0,26674	0,21113	0,34799
MODAL	Mode	14	0,086186	0,11761	0,01064	0,00001245	0,54648	0,58981	0,00047	0,00387	0,039	0,19282	0,27061	0,25013	0,54081
MODAL	Mode	15	0,08471	0,00441	0,00045	0,000003894	0,55089	0,59026	0,00048	0,00032	0,00243	0,00605	0,27093	0,25257	0,54686
MODAL	Mode	16	0,083851	0,03962	0,00008958	0,00004461	0,59051	0,59035	0,00052	0,00076	0,01658	0,02072	0,27169	0,26915	0,56758
MODAL	Mode	17	0,081799	0,00573	0,00317	0,000009206	0,59624	0,59352	0,00053	0,0016	0,00002981	0,00018	0,27329	0,26918	0,56775
MODAL	Mode	18	0,079905	0,00183	0,00521	0,00001209	0,59807	0,59873	0,00054	0,00135	0,00065	0,00308	0,27464	0,26982	0,57084
MODAL	Mode	19	0,07829	0,00297	0,00482	0,00001036	0,60103	0,60354	0,00055	0,00115	0,00088	0,01926	0,27578	0,2707	0,59009
MODAL	Mode	20	0,077359	0,00303	0,00761	0,0000757	0,60406	0,61115	0,00063	0,00406	0,001	0,00958	0,27984	0,2717	0,59967
MODAL	Mode	21	0,075391	0,00672	0,00088	4,712E-07	0,61079	0,61204	0,00063	0,00002166	0,00199	0,04197	0,27986	0,27369	0,64165
MODAL	Mode	22	0,074317	0,00586	0,00018	0,00008067	0,61665	0,61221	0,00071	0,00006132	0,00188	0,00197	0,27992	0,27557	0,64362

MODAL	Mode	23	0,072641	0,00025	0,02976	0,00006144	0,6169	0,64197	0,00077	0,01245	0,00019	0,00023	0,29237	0,27576	0,64384
MODAL	Mode	24	0,071624	0,02326	0,01632	0,00003875	0,64016	0,65829	0,00081	0,0032	0,00964	0,00481	0,29557	0,2854	0,64865
MODAL	Mode	25	0,069948	0,00032	0,00744	0,00051	0,64048	0,66572	0,00132	0,00237	0,00008924	0,00372	0,29793	0,28549	0,65238
MODAL	Mode	26	0,068916	0,00129	2,916E-07	0,00001023	0,64177	0,66573	0,00133	0,00001767	0,00131	0,00026	0,29795	0,2868	0,65264
MODAL	Mode	27	0,068586	0,00002317	0,00000053	3,645E-07	0,64179	0,66573	0,00133	0,00000133	0,00004139	0,00058	0,29795	0,28684	0,65322
MODAL	Mode	28	0,068317	0,00002697	0,00324	1,751E-07	0,64182	0,66897	0,00133	0,00043	0,00033	0,00235	0,29839	0,28717	0,65557
MODAL	Mode	29	0,06811	0,00029	0,00091	0,00002251	0,64211	0,66988	0,00135	0,00007269	0,00003468	0,0027	0,29846	0,28721	0,65827
MODAL	Mode	30	0,06784	0,00258	0,000006949	0,00002811	0,6447	0,66989	0,00138	0,00085	0,00039	0,00036	0,29931	0,28759	0,65863
MODAL	Mode	31	0,066213	0,00149	0,00341	0,00001403	0,64618	0,6733	0,00139	0,00308	0,00028	0,00329	0,30239	0,28788	0,66191
MODAL	Mode	32	0,064328	0,00076	0,00073	0,000002333	0,64694	0,67403	0,00139	0,00055	0,00027	0,00117	0,30294	0,28815	0,66308
MODAL	Mode	33	0,064005	0,00587	0,00016	0,000007023	0,65281	0,67419	0,0014	0,00001354	0,00097	0,00178	0,30295	0,28912	0,66486
MODAL	Mode	34	0,062736	0,01169	0,00543	0,00012	0,66451	0,67962	0,00153	0,00277	0,00316	0,00017	0,30573	0,29228	0,66503
MODAL	Mode	35	0,061684	0,00116	0,03163	0,00031	0,66566	0,71125	0,00184	0,01999	0,00003394	0,00036	0,32572	0,29232	0,66539
MODAL	Mode	36	0,061239	0,00225	0,00016	0,00003309	0,66791	0,71142	0,00187	0,00006275	0,00064	0,00124	0,32578	0,29296	0,66663
MODAL	Mode	37	0,058981	0,00449	0,00103	0,00038	0,6724	0,71245	0,00225	0,00023	0,00275	0,00081	0,32601	0,29571	0,66743
MODAL	Mode	38	0,058439	0,01266	0,00198	0,000004346	0,68507	0,71443	0,00226	1,937E-07	0,0051	0,01467	0,32601	0,30081	0,6821
MODAL	Mode	39	0,057396	0,00044	0,00338	0,000001329	0,68551	0,71781	0,00226	0,00011	0,0013	0,00558	0,32612	0,30211	0,68768
MODAL	Mode	40	0,056849	0,00339	0,0052	0,000001412	0,6889	0,72301	0,00226	0,00186	0,0001	0,01142	0,32798	0,30221	0,6991
MODAL	Mode	41	0,05608	0,00171	0,00039	0,000003926	0,69061	0,7234	0,00226	0,00029	0,00027	0,000001381	0,32827	0,30248	0,6991
MODAL	Mode	42	0,054393	0,00089	0,00006005	0,000004058	0,6915	0,72346	0,00227	0,00008368	0,00155	0,0011	0,32836	0,30403	0,70019
MODAL	Mode	43	0,052967	0,00827	0,00029	0,00005068	0,69977	0,72374	0,00232	0,00074	0,00176	0,00019	0,3291	0,3058	0,70038
MODAL	Mode	44	0,052665	0,00551	0,0001	0,00014	0,70529	0,72385	0,00246	0,00106	0,00257	0,00111	0,33016	0,30837	0,70149
MODAL	Mode	45	0,0522	0,00018	0,00956	0,00013	0,70546	0,73341	0,00259	0,00002062	0,00002081	4,9E-12	0,33018	0,30839	0,70149
MODAL	Mode	46	0,051238	0,00046	7,206E-09	0,0000117	0,70592	0,73341	0,0026	0,00035	0,00022	0,00022	0,33053	0,30861	0,70171
MODAL	Mode	47	0,05108	0,00878	0,0046	0,00002442	0,7147	0,73801	0,00263	0,00018	0,0001	0,0017	0,33071	0,30871	0,70341
MODAL	Mode	48	0,050616	0,00126	0,00077	0,00002547	0,71596	0,73878	0,00265	9,123E-07	0,00063	1,665E-08	0,33071	0,30934	0,70341

MODAL	Mode	49	0,050149	0,00084	0,00071	0,00001302	0,7168	0,73949	0,00267	0,00003653	0,00055	0,00001309	0,33074	0,30989	0,70342
MODAL	Mode	50	0,04946	0,00004657	0,00002596	0,00036	0,71685	0,73952	0,00303	0,00613	0,00005335	0,00051	0,33687	0,30994	0,70393
MODAL	Mode	51	0,048948	0,00078	0,00041	0,00015	0,71763	0,73993	0,00318	0,00007769	0,00013	0,00019	0,33695	0,31007	0,70412
MODAL	Mode	52	0,048751	0,000004045	0,00003322	3,586E-08	0,71763	0,73996	0,00318	0,000004003	2,876E-08	0,00002466	0,33695	0,31007	0,70415
MODAL	Mode	53	0,048655	0,0017	0,00019	0,00005006	0,71933	0,74015	0,00323	0,00001958	0,00013	0,00086	0,33697	0,3102	0,70501
MODAL	Mode	54	0,048135	0,00026	0,01022	0,00028	0,71958	0,75037	0,00351	0,00194	0,00007805	0,00152	0,33892	0,31028	0,70653
MODAL	Mode	55	0,047936	0,0056	0,0005	0,0000245	0,72519	0,75087	0,00354	0,00001152	0,00009873	0,01101	0,33893	0,31038	0,71754
MODAL	Mode	56	0,047285	0,00349	0,01065	0,00006432	0,72867	0,76153	0,0036	0,00051	0,00146	0,02243	0,33944	0,31184	0,73997
MODAL	Mode	57	0,047194	0,00398	0,00007346	0,00004101	0,73265	0,7616	0,00364	0,00017	0,00211	0,00072	0,3396	0,31395	0,74069
MODAL	Mode	58	0,046647	0,00116	0,00006279	0,00043	0,73382	0,76166	0,00407	0,00057	0,000007968	0,00009763	0,34018	0,31396	0,74078
MODAL	Mode	59	0,046037	0,00007431	0,00295	0,000008047	0,73389	0,76461	0,00408	0,00015	0,000002442	0,0041	0,34032	0,31396	0,74488
MODAL	Mode	60	0,045455	0,00009705	0,0005	0,00002503	0,73399	0,76512	0,0041	0,00002873	0,00007524	0,00034	0,34035	0,31403	0,74523
MODAL	Mode	61	0,04517	0,00028	0,00259	0,00007342	0,73427	0,76771	0,00418	0,00018	0,00003839	0,00002394	0,34053	0,31407	0,74525
MODAL	Mode	62	0,044028	0,00003747	0,00000232	0,00173	0,73431	0,76771	0,00591	0,00116	0,00005656	0,00002897	0,34169	0,31413	0,74528
MODAL	Mode	63	0,043562	0,00537	0,00026	0,00319	0,73968	0,76796	0,0091	0,00064	0,00363	0,00108	0,34233	0,31776	0,74636
MODAL	Mode	64	0,043294	1,989E-07	0,00076	0,00002116	0,73968	0,76872	0,00912	0,00001845	0,00001892	0,00022	0,34235	0,31778	0,74658
MODAL	Mode	65	0,043228	0,00019	0,00158	0,00022	0,73988	0,7703	0,00933	0,00001475	0,00023	0,00082	0,34236	0,31801	0,7474
MODAL	Mode	66	0,042614	0,00832	0,00435	0,00012	0,7482	0,77465	0,00945	0,0004	0,0013	0,0001	0,34276	0,3193	0,7475
MODAL	Mode	67	0,042371	0,00535	0,00051	0,00003968	0,75355	0,77516	0,00949	0,000005234	0,00018	0,00181	0,34277	0,31948	0,74931
MODAL	Mode	68	0,04178	0,00001201	0,00283	2,688E-07	0,75356	0,77799	0,00949	0,00097	0,00145	0,00005477	0,34374	0,32093	0,74936
MODAL	Mode	69	0,041325	0,000004987	0,0041	0,00022	0,75356	0,78209	0,0097	0,00016	0,0000917	0,0000214	0,34389	0,32102	0,74939
MODAL	Mode	70	0,041095	0,00188	0,00177	0,0000598	0,75544	0,78386	0,00976	0,0000258	0,00015	0,00075	0,34392	0,32117	0,75013
MODAL	Mode	71	0,04097	0,0029	0,00218	0,00112	0,75835	0,78604	0,01088	0,00062	0,00015	0,00468	0,34453	0,32132	0,75481
MODAL	Mode	72	0,040682	0,01889	0,00119	0,00014	0,77723	0,78723	0,01103	0,00001903	0,00005764	0,01382	0,34455	0,32138	0,76863
MODAL	Mode	73	0,040444	0,00135	0,00017	0,00071	0,77858	0,78739	0,01173	0,00038	0,00005104	0,00103	0,34493	0,32143	0,76966
MODAL	Mode	74	0,039902	0,00038	0,00032	0,000002469	0,77896	0,78771	0,01174	0,000007694	0,00023	0,000002223	0,34494	0,32166	0,76967

MODAL	Mode	75	0,03917	0,00125	0,0008	0,00175	0,78021	0,78851	0,01348	0,00022	0,00404	0,00141	0,34516	0,32571	0,77108
MODAL	Mode	76	0,039133	0,0002	0,00056	0,00079	0,78041	0,78907	0,01427	0,00006029	0,00005347	0,00042	0,34516	0,32576	0,7715
MODAL	Mode	77	0,038785	0,00023	0,00003853	0,000000786	0,78063	0,78911	0,01427	0,00012	0,00007535	0,00019	0,34528	0,32584	0,77169
MODAL	Mode	78	0,038748	0,000004648	0,000005205	0,00009271	0,78064	0,78911	0,01437	0,00015	0,00007777	0,00003841	0,34543	0,32591	0,77173
MODAL	Mode	79	0,037753	0,00298	0,0001	0,00046	0,78362	0,78922	0,01483	0,00099	0,00151	0,0019	0,34643	0,32742	0,77363
MODAL	Mode	80	0,037401	0,00079	0,000009397	0,00585	0,78441	0,78923	0,02068	0,00523	0,00227	0,00036	0,35165	0,32969	0,77398
MODAL	Mode	81	0,037088	0,00001428	0,00018	0,00524	0,78442	0,7894	0,02592	0,00861	0,0027	0,00007633	0,36026	0,33239	0,77406
MODAL	Mode	82	0,036907	0,00045	0,00007017	0,00014	0,78487	0,78947	0,02606	0,0028	0,00056	0,00012	0,36306	0,33295	0,77418
MODAL	Mode	83	0,036667	0,00131	0,0000929	0,00143	0,78618	0,78957	0,02749	0,00038	0,00108	0,00269	0,36344	0,33404	0,77686
MODAL	Mode	84	0,036311	0,00044	0,00002587	0,00529	0,78662	0,78959	0,03278	0,0051	0,00419	0,00005902	0,36854	0,33822	0,77692
MODAL	Mode	85	0,03619	0,00002188	0,000002149	1,178E-07	0,78664	0,7896	0,03278	0,00005319	2,831E-09	0,000004135	0,36859	0,33822	0,77693
MODAL	Mode	86	0,036027	0,00034	0,00697	0,000001193	0,78699	0,79656	0,03278	0,0000036	0,00007993	0,0015	0,3686	0,3383	0,77842
MODAL	Mode	87	0,035732	0,00044	0,00017	0,04001	0,78743	0,79673	0,07279	0,05098	0,00759	0,00095	0,41958	0,34589	0,77937
MODAL	Mode	88	0,03554	0,00019	0,00022	0,00349	0,78762	0,79695	0,07628	0,00199	0,00102	0,00045	0,42157	0,34691	0,77982
MODAL	Mode	89	0,035395	0,00375	0,0003	0,00401	0,79137	0,79725	0,08028	0,00077	0,00315	0,00271	0,42233	0,35006	0,78253
MODAL	Mode	90	0,035243	0,00389	0,00003571	0,00591	0,79527	0,79728	0,08619	0,00494	0,00322	0,00092	0,42727	0,35329	0,78344
MODAL	Mode	91	0,035134	0,00189	0,00001356	0,00064	0,79715	0,7973	0,08683	0,000003197	9,596E-07	0,00168	0,42727	0,35329	0,78513
MODAL	Mode	92	0,035078	0,00274	0,00021	0,00301	0,79989	0,79751	0,08984	0,00275	0,00022	0,00045	0,43002	0,3535	0,78558
MODAL	Mode	93	0,034594	0,0003	0,00019	0,00588	0,8002	0,7977	0,09572	0,00153	0,00506	0,00081	0,43155	0,35856	0,78639
MODAL	Mode	94	0,034311	0,00041	0,00073	0,00028	0,80061	0,79843	0,096	0,00082	0,00276	0,00145	0,43238	0,36133	0,78785
MODAL	Mode	95	0,03419	0,00004413	0,00002012	0,00093	0,80066	0,79845	0,09692	0,00254	0,00212	0,000007897	0,43492	0,36344	0,78785
MODAL	Mode	96	0,034086	0,00026	0,00125	0,12912	0,80092	0,7997	0,22604	0,09769	0,02345	0,00055	0,53261	0,38689	0,7884
MODAL	Mode	97	0,033957	0,00005365	7,405E-07	0,00305	0,80097	0,7997	0,22909	0,004	0,00444	0,00006496	0,53661	0,39134	0,78847
MODAL	Mode	98	0,033829	0,00002039	0,00086	0,00793	0,80099	0,80056	0,23702	0,00341	0,00419	0,00002472	0,54002	0,39552	0,78849
MODAL	Mode	99	0,033105	0,00024	0,00177	0,00225	0,80123	0,80234	0,23926	0,00403	0,01116	0,0002	0,54405	0,40668	0,78869
MODAL	Mode	100	0,032981	0,00072	0,00682	0,07977	0,80195	0,80916	0,31903	0,11236	0,0323	0,00337	0,65641	0,43899	0,79207

MODAL	Mode	101	0,032695	0,00029	0,00164	0,00015	0,80224	0,8108	0,31918	0,0000561	0,00048	0,00022	0,65647	0,43947	0,79229
MODAL	Mode	102	0,032526	0,00072	0,00008322	0,00041	0,80297	0,81089	0,31959	0,00075	0,00016	0,00067	0,65722	0,43962	0,79296
MODAL	Mode	103	0,032366	0,00069	0,00031	0,00018	0,80366	0,8112	0,31977	0,00011	0,00005499	0,00017	0,65733	0,43968	0,79313
MODAL	Mode	104	0,032259	0,00019	0,00272	0,00204	0,80385	0,81392	0,32181	0,00132	0,0156	0,00084	0,65865	0,45528	0,79397
MODAL	Mode	105	0,032213	0,00001346	0,00299	0,01304	0,80386	0,8169	0,33485	0,00016	0,01353	0,00034	0,65881	0,46882	0,79431
MODAL	Mode	106	0,032051	0,00249	0,00001057	0,04643	0,80635	0,81691	0,38129	0,00442	0,01888	0,00003	0,66323	0,4877	0,79434
MODAL	Mode	107	0,031922	0,00014	0,00166	0,05494	0,80649	0,81857	0,43623	0,01971	0,03948	7,117E-07	0,68294	0,52718	0,79434
MODAL	Mode	108	0,031793	0,00067	0,00004648	0,00041	0,80716	0,81862	0,43663	1,316E-11	0,00018	0,00017	0,68294	0,52736	0,79451
MODAL	Mode	109	0,031762	0,00115	0,000004173	0,00409	0,80831	0,81862	0,44073	0,00029	0,00259	0,00026	0,68323	0,52995	0,79477
MODAL	Mode	110	0,031711	0,0004	0,00008081	0,00221	0,80871	0,8187	0,44294	0,00036	0,00139	0,00026	0,68359	0,53134	0,79503
MODAL	Mode	111	0,031523	0,0003	0,00003117	0,00162	0,80901	0,81874	0,44456	0,0008	0,00291	0,00001535	0,68438	0,53425	0,79504
MODAL	Mode	112	0,031474	0,00016	0,00008268	0,00255	0,80916	0,81882	0,44711	0,00068	0,00868	0,00014	0,68507	0,54293	0,79518
MODAL	Mode	113	0,031205	0,00006429	7,586E-07	0,00123	0,80923	0,81882	0,44834	0,00052	0,00028	0,00001319	0,68559	0,54321	0,7952
MODAL	Mode	114	0,031114	0,00057	0,00005762	0,03538	0,8098	0,81888	0,48371	0,00006572	0,01386	0,00014	0,68566	0,55708	0,79534
MODAL	Mode	115	0,030983	0,00028	0,00086	0,01139	0,81008	0,81974	0,4951	0,00001777	0,00034	0,00153	0,68567	0,55742	0,79686
MODAL	Mode	116	0,030905	0,00314	0,00085	0,00959	0,81322	0,82059	0,50469	0,00279	0,00004711	0,0021	0,68846	0,55747	0,79896
MODAL	Mode	117	0,030587	0,00011	0,00105	0,00015	0,81333	0,82164	0,50484	0,0000206	0,00027	0,00166	0,68848	0,55774	0,80062
MODAL	Mode	118	0,030458	1,691E-07	0,0000415	0,01455	0,81333	0,82168	0,51939	0,00633	0,02291	0,00008023	0,69482	0,58065	0,8007
MODAL	Mode	119	0,030407	0,00019	0,00011	0,03095	0,81352	0,82179	0,55034	0,00298	0,00086	0,00085	0,6978	0,58151	0,80155
MODAL	Mode	120	0,030266	0,00172	0,000008325	0,04626	0,81524	0,8218	0,5966	0,00478	0,049	0,00002336	0,70257	0,63051	0,80157
MODAL	Mode	121	0,030163	0,00027	0,0038	0,00064	0,81551	0,8256	0,59725	0,00073	0,0000122	0,00786	0,70331	0,63052	0,80943
MODAL	Mode	122	0,029856	0,00074	0,00169	0,00032	0,81625	0,82729	0,59756	0,00049	0,00046	0,00022	0,7038	0,63098	0,80965
MODAL	Mode	123	0,02982	0,00087	0,00012	0,00012	0,81712	0,82741	0,59768	0,000004178	0,0152	0,00012	0,7038	0,64618	0,80977
MODAL	Mode	124	0,029635	0,00239	0,00092	0,00095	0,81951	0,82833	0,59863	0,00016	0,00033	0,00114	0,70397	0,6465	0,81091
MODAL	Mode	125	0,029587	0,00083	0,00001597	0,01353	0,82035	0,82835	0,61216	0,0024	0,00023	7,558E-07	0,70636	0,64674	0,81091
MODAL	Mode	126	0,029456	0,00011	0,00074	0,01282	0,82046	0,82909	0,62498	0,00441	0,0155	0,00006501	0,71078	0,66224	0,81098

MODAL	Mode	127	0,029426	0,00046	0,000003228	0,02766	0,82092	0,82909	0,65264	0,01252	0,00949	2,96E-08	0,72329	0,67173	0,81098
MODAL	Mode	128	0,029222	0,000003509	0,00034	0,00213	0,82092	0,82943	0,65477	0,00111	0,00021	0,00079	0,72441	0,67195	0,81177
MODAL	Mode	129	0,029158	0,00072	0,000004315	0,00623	0,82164	0,82944	0,661	0,00171	0,00034	0,00255	0,72612	0,67229	0,81432
MODAL	Mode	130	0,029104	0,000001302	0,00124	0,00002593	0,82164	0,83067	0,66103	0,00003254	2,287E-07	0,00053	0,72616	0,67229	0,81485
MODAL	Mode	131	0,02897	0,00007246	0,00005168	0,00317	0,82171	0,83073	0,66419	0,00392	0,0005	0,00004078	0,73007	0,67279	0,81489
MODAL	Mode	132	0,028883	0,00001869	0,00148	0,01598	0,82173	0,8322	0,68017	0,01424	0,00522	0,00047	0,74432	0,67801	0,81536
MODAL	Mode	133	0,028658	0,00181	0,000009867	0,00398	0,82354	0,83221	0,68415	0,00132	0,00008863	0,00006716	0,74563	0,6781	0,81542
MODAL	Mode	134	0,028502	0,000004039	0,00019	0,00933	0,82355	0,8324	0,69348	0,00621	0,0008	0,000001751	0,75184	0,6789	0,81542
MODAL	Mode	135	0,028284	0,00002518	0,000007763	0,00267	0,82357	0,83241	0,69615	0,00012	0,00138	0,0001	0,75196	0,68027	0,81553
MODAL	Mode	136	0,028145	0,00209	0,0000685	0,00292	0,82566	0,83248	0,69907	0,0009	0,00075	0,00165	0,75287	0,68102	0,81718
MODAL	Mode	137	0,028062	0,00033	0,00041	0,00432	0,826	0,83288	0,70339	0,00453	0,00006226	0,00082	0,7574	0,68109	0,818
MODAL	Mode	138	0,028005	0,00074	0,00214	0,00088	0,82674	0,83503	0,70427	0,00031	0,00003565	0,0000112	0,75771	0,68112	0,81802
MODAL	Mode	139	0,027771	0,00146	0,0000699	0,00044	0,8282	0,8351	0,70471	0,00156	0,00029	0,00016	0,75927	0,68141	0,81818
MODAL	Mode	140	0,02758	0,00015	0,00085	0,00121	0,82835	0,83595	0,70593	0,00255	0,00177	0,00134	0,76182	0,68318	0,81951
MODAL	Mode	141	0,027391	0,000002088	0,00011	0,00007216	0,82835	0,83605	0,706	0,0000333	0,00008676	0,00008598	0,76185	0,68327	0,8196
MODAL	Mode	142	0,027097	0,0000809	0,00004579	0,00058	0,82844	0,8361	0,70658	0,00011	0,00085	0,00003117	0,76196	0,68412	0,81963
MODAL	Mode	143	0,026931	0,00439	0,00122	0,00073	0,83282	0,83732	0,70731	0,00094	0,00292	0,00027	0,7629	0,68704	0,81989
MODAL	Mode	144	0,026885	0,0044	0,00368	0,00112	0,83722	0,841	0,70843	0,00002242	0,00226	0,00995	0,76293	0,6893	0,82984
MODAL	Mode	145	0,026398	0,00005233	0,0000192	0,000004331	0,83728	0,84102	0,70844	0,00111	0,00049	0,00014	0,76403	0,68979	0,82998
MODAL	Mode	146	0,026385	0,00055	0,00051	0,00084	0,83782	0,84153	0,70928	0,000002731	0,00043	3,413E-07	0,76403	0,69022	0,82998
MODAL	Mode	147	0,026161	0,00052	0,00016	0,00008331	0,83835	0,84169	0,70936	0,00001045	0,00013	0,00021	0,76405	0,69035	0,83018
MODAL	Mode	148	0,026002	0,00064	4,009E-07	0,00018	0,83899	0,84169	0,70954	0,00002458	0,00034	0,0004	0,76407	0,69069	0,83059
MODAL	Mode	149	0,025929	0,00001125	0,00001206	0,00016	0,839	0,84171	0,70971	0,00012	0,00004604	0,00003421	0,76419	0,69074	0,83062
MODAL	Mode	150	0,025847	0,00015	0,0000185	0,00009952	0,83915	0,84172	0,70981	0,0002	0,00015	0,000000357	0,76439	0,69089	0,83062
MODAL	Mode	151	0,025644	0,00048	0,00124	0,00013	0,83963	0,84297	0,70994	0,00097	0,0066	0,00075	0,76536	0,69749	0,83137
MODAL	Mode	152	0,025446	0,00058	0,0000813	0,00425	0,84022	0,84305	0,71418	0,00363	0,00426	0,00032	0,76898	0,70174	0,83169

MODAL	Mode	153	0,025239	0,00226	0,000001613	0,0042	0,84247	0,84305	0,71838	0,00452	0,00584	0,00008971	0,7735	0,70759	0,83178
MODAL	Mode	154	0,025177	0,0008	0,000036	0,00422	0,84327	0,84309	0,7226	0,00269	0,00606	0,00014	0,7762	0,71364	0,83191
MODAL	Mode	155	0,025088	0,00002443	0,00031	4,451E-07	0,8433	0,8434	0,7226	0,000001785	0,0008	0,00006764	0,7762	0,71444	0,83198
MODAL	Mode	156	0,024986	0,00041	0,00003621	0,00003666	0,84371	0,84341	0,72263	0,00052	0,0007	0,00024	0,77671	0,71514	0,83223
MODAL	Mode	157	0,024856	0,00001168	0,00006903	0,00053	0,84372	0,84347	0,72317	0,00003507	0,00003086	0,00004657	0,77675	0,71517	0,83227
MODAL	Mode	158	0,024818	0,00003353	0,00119	0,00014	0,84376	0,84466	0,7233	0,00069	0,0015	0,00013	0,77744	0,71667	0,8324
MODAL	Mode	159	0,024654	0,00175	0,00178	0,00071	0,84551	0,84645	0,72401	0,00203	0,00434	0,000005001	0,77947	0,72101	0,83241
MODAL	Mode	160	0,024588	0,0006	0,00021	0,00003011	0,8461	0,84666	0,72404	0,0002	9,438E-07	0,00002156	0,77968	0,72101	0,83243
MODAL	Mode	161	0,024558	0,000001705	0,00002188	5,515E-07	0,8461	0,84668	0,72404	4,583E-07	0,000001055	0,00003022	0,77968	0,72101	0,83246
MODAL	Mode	162	0,024546	0,00083	0,00193	0,00009494	0,84693	0,84861	0,72414	0,00047	0,00001531	0,00016	0,78015	0,72103	0,83262
MODAL	Mode	163	0,024493	0,00025	0,00045	0,00266	0,84718	0,84906	0,72679	0,00299	0,00556	0,00009147	0,78314	0,72658	0,83271
MODAL	Mode	164	0,024387	0,000003374	0,00054	0,00073	0,84718	0,8496	0,72752	0,00082	0,00013	0,000045	0,78396	0,72671	0,83275
MODAL	Mode	165	0,02414	0,00036	0,00009584	0,00006474	0,84754	0,84969	0,72759	0,000001839	0,0000551	0,00007602	0,78396	0,72677	0,83283
MODAL	Mode	166	0,024012	0,00424	0,00046	0,00089	0,85178	0,85015	0,72848	0,00272	0,00174	0,00756	0,78667	0,72851	0,8404
MODAL	Mode	167	0,023986	0,00061	0,00001372	0,00204	0,85239	0,85017	0,73052	0,00563	0,00716	0,000000228	0,7923	0,73567	0,8404
MODAL	Mode	168	0,023869	0,00007959	0,00001319	0,00004303	0,85247	0,85018	0,73056	0,000009903	0,000007363	0,00002659	0,79231	0,73567	0,84042
MODAL	Mode	169	0,023793	0,000006255	0,00006277	0,00096	0,85248	0,85024	0,73153	0,00254	0,00381	0,00029	0,79486	0,73948	0,84071
MODAL	Mode	170	0,023676	0,00023	0,00002478	0,00001623	0,85271	0,85027	0,73154	0,0000345	0,00032	0,00025	0,79489	0,7398	0,84096
MODAL	Mode	171	0,023645	0,00002888	0,00009449	0,00078	0,85274	0,85036	0,73232	0,0008	0,00148	0,000009426	0,79569	0,74128	0,84097
MODAL	Mode	172	0,023571	0,00032	0,0021	0,00223	0,85306	0,85247	0,73455	0,00033	0,00155	0,00053	0,79602	0,74283	0,8415
MODAL	Mode	173	0,02343	0,00046	0,00068	0,00041	0,85351	0,85315	0,73496	0,00069	0,00039	0,00029	0,79671	0,74323	0,84178
MODAL	Mode	174	0,023314	0,0005	0,00292	0,00223	0,85402	0,85607	0,73719	0,00442	0,00592	0,0008	0,80113	0,74915	0,84258
MODAL	Mode	175	0,023247	0,00084	0,0000239	0,0000233	0,85486	0,85609	0,73721	0,00003063	0,00035	0,00003646	0,80116	0,74949	0,84262
MODAL	Mode	176	0,023159	0,00055	0,00019	0,00028	0,85541	0,85629	0,73749	0,00004895	0,00298	0,0042	0,80121	0,75247	0,84682
MODAL	Mode	177	0,023063	0,00028	0,00044	0,01132	0,85569	0,85673	0,74881	0,01309	0,02579	0,00077	0,8143	0,77826	0,84759
MODAL	Mode	178	0,023029	0,0012	0,00091	0,000005026	0,85689	0,85764	0,74881	0,00001551	0,00061	0,00195	0,81431	0,77887	0,84955

MODAL	Mode	179	0,02292	0,00005893	0,0012	0,00000207	0,85695	0,85884	0,74882	0,00008953	0,00002912	0,00038	0,8144	0,7789	0,84993
MODAL	Mode	180	0,022883	0,00298	0,00004239	0,00103	0,85992	0,85888	0,74985	0,00072	0,00306	0,00166	0,81513	0,78196	0,85159
MODAL	Mode	181	0,022755	0,00005142	0,00009985	0,00581	0,85997	0,85898	0,75566	0,00377	0,00655	0,00007761	0,8189	0,78851	0,85167
MODAL	Mode	182	0,022585	0,00025	0,00003484	0,00177	0,86022	0,85901	0,75743	0,00222	0,00152	0,00075	0,82112	0,79004	0,85242
MODAL	Mode	183	0,022534	0,00003328	0,0002	0,000005407	0,86025	0,85921	0,75744	0,00008607	0,00038	0,00061	0,82121	0,79042	0,85303
MODAL	Mode	184	0,022512	0,00008262	0,00024	0,00402	0,86034	0,85945	0,76145	0,00498	0,00878	0,00047	0,82619	0,7992	0,8535
MODAL	Mode	185	0,022366	0,00056	0,00113	0,00011	0,8609	0,86059	0,76156	0,00031	0,00003525	0,00074	0,82649	0,79924	0,85424
MODAL	Mode	186	0,022305	0,00021	0,0004	0,00031	0,86111	0,86099	0,76187	0,00003533	4,037E-07	0,00022	0,82653	0,79924	0,85446
MODAL	Mode	187	0,022255	0,00031	0,00113	0,00089	0,86142	0,86212	0,76276	0,00051	0,00202	0,00027	0,82704	0,80125	0,85473
MODAL	Mode	188	0,022227	0,00028	0,00013	0,00021	0,8617	0,86225	0,76298	0,00001014	0,000002535	0,00015	0,82705	0,80126	0,85488
MODAL	Mode	189	0,022149	0,00161	0,00053	0,00003902	0,86332	0,86279	0,76302	0,00036	0,000009331	0,00039	0,82741	0,80127	0,85527
MODAL	Mode	190	0,022086	0,00124	0,00025	0,00071	0,86455	0,86303	0,76373	0,0014	0,00078	0,00111	0,82881	0,80205	0,85637
MODAL	Mode	191	0,022005	0,0029	0,00418	0,0000148	0,86746	0,86721	0,76374	0,00103	4,107E-07	0,0051	0,82984	0,80205	0,86147
MODAL	Mode	192	0,021962	0,00049	0,00002725	0,00009696	0,86795	0,86724	0,76384	0,000007448	0,000009135	0,00022	0,82985	0,80206	0,86169
MODAL	Mode	193	0,021889	0,0008	0,00101	0,00071	0,86874	0,86825	0,76455	0,00009124	0,00045	0,000003797	0,82994	0,8025	0,8617
MODAL	Mode	194	0,021872	0,00004625	0,00048	0,00126	0,86879	0,86873	0,76582	0,00007042	0,0004	0,000003776	0,83001	0,8029	0,86173
MODAL	Mode	195	0,021794	0,00031	0,00206	0,00034	0,8691	0,87079	0,76616	0,00012	0,00088	0,00355	0,83013	0,80378	0,86528
MODAL	Mode	196	0,021744	0,000003467	0,00037	0,00015	0,8691	0,87116	0,7663	0,00005038	0,00253	0,00019	0,83018	0,80631	0,86547
MODAL	Mode	197	0,021721	0,0009	0,00034	0,00067	0,87	0,8715	0,76697	0,00019	0,00009344	0,00094	0,83037	0,8064	0,86641
MODAL	Mode	198	0,021679	0,0000621	0,00042	0,00001769	0,87006	0,87192	0,76699	0,00004631	0,00003775	0,00007093	0,83041	0,80644	0,86648
MODAL	Mode	199	0,02156	0,00192	0,000003318	0,000002613	0,87198	0,87192	0,76699	0,00003308	0,00006133	0,0006	0,83045	0,8065	0,86708
MODAL	Mode	200	0,021547	0,000000329	0,00072	0,00003046	0,87198	0,87264	0,76702	0,00022	0,00137	0,00044	0,83066	0,80787	0,86752
MODAL	Mode	201	0,021447	0,00018	0,00055	0,00007258	0,87215	0,87319	0,76709	2,201E-07	0,00001827	0,0002	0,83066	0,80789	0,86772
MODAL	Mode	202	0,021403	8,402E-08	0,00002003	0,00004466	0,87215	0,87321	0,76714	0,00001316	0,000008668	0,00003237	0,83068	0,8079	0,86776
MODAL	Mode	203	0,02139	0,00007698	0,000004802	0,00001512	0,87223	0,87321	0,76715	0,000005672	0,00000826	0,00017	0,83068	0,80791	0,86793
MODAL	Mode	204	0,021271	0,00097	0,0004	0,00137	0,8732	0,87361	0,76852	0,00061	0,00073	0,00003197	0,83129	0,80864	0,86796

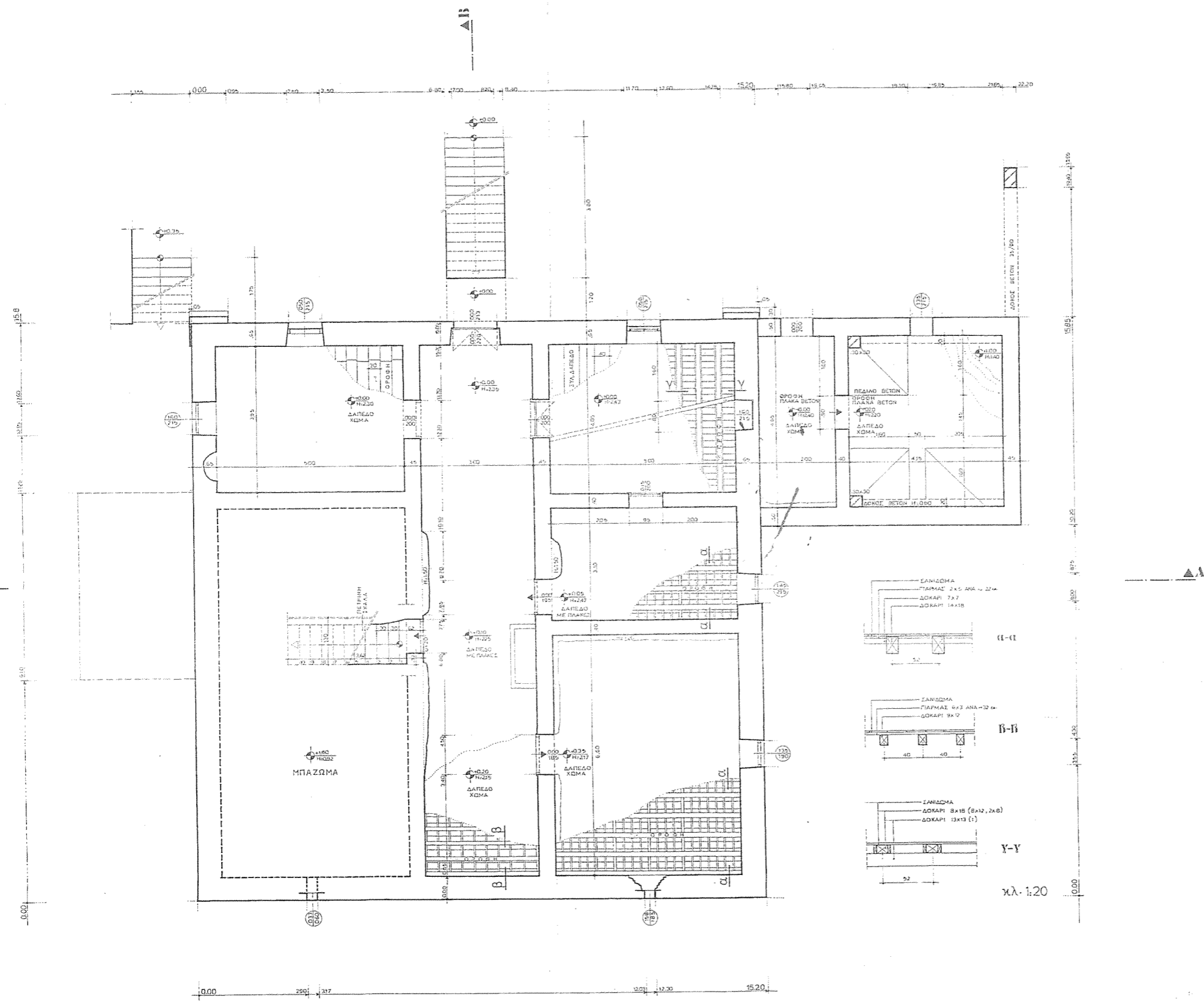
MODAL	Mode	205	0,021206	0,0000273	0,00015	0,00064	0,87323	0,87376	0,76917	0,00053	0,00132	0,00027	0,83182	0,80996	0,86823
MODAL	Mode	206	0,02117	0,00159	0,00027	0,00009038	0,87483	0,87404	0,76926	0,000001294	0,00045	0,0016	0,83182	0,81041	0,86983
MODAL	Mode	207	0,021102	0,00003841	0,00086	0,00004607	0,87486	0,87489	0,7693	0,00023	0,00132	0,00028	0,83205	0,81173	0,87011
MODAL	Mode	208	0,021053	0,00075	0,00004059	0,00039	0,87562	0,87493	0,76969	0,00036	0,00025	0,000006273	0,83241	0,81198	0,87012
MODAL	Mode	209	0,020967	0,00028	0,00015	0,0002	0,8759	0,87508	0,76989	0,00019	0,00006891	0,00012	0,8326	0,81205	0,87023
MODAL	Mode	210	0,020884	0,00006878	0,00027	0,00004127	0,87597	0,87535	0,76993	0,00015	0,00057	0,00024	0,83275	0,81262	0,87047
MODAL	Mode	211	0,020815	0,00023	0,00003565	0,00013	0,8762	0,87539	0,77006	0,00004368	0,00009452	0,00007315	0,8328	0,81272	0,87054
MODAL	Mode	212	0,020815	0,0000291	0,00003565	5,793E-08	0,87623	0,87542	0,77006	1,577E-08	0,00002159	0,000004566	0,8328	0,81274	0,87055
MODAL	Mode	213	0,020799	0,00096	0,00119	0,00029	0,87719	0,87661	0,77035	8,074E-07	0,00009123	0,001	0,8328	0,81283	0,87155
MODAL	Mode	214	0,020595	0,000003737	0,00008729	0,00035	0,87719	0,8767	0,7707	0,00063	0,0023	0,000001191	0,83343	0,81513	0,87155
MODAL	Mode	215	0,020546	0,00002393	0,00026	0,00001076	0,87722	0,87696	0,77071	0,00004324	0,00001272	0,00002441	0,83348	0,81515	0,87158
MODAL	Mode	216	0,020433	0,00037	0,00018	0,00319	0,87758	0,87714	0,7739	0,00173	0,00763	0,00036	0,8352	0,82278	0,87194
MODAL	Mode	217	0,020377	0,00015	0,00045	0,00143	0,87773	0,87759	0,77533	0,00114	0,00119	0,00013	0,83635	0,82397	0,87207
MODAL	Mode	218	0,020289	0,00078	0,00037	0,00008685	0,87851	0,87797	0,77542	0,000001814	0,00001969	0,00095	0,83635	0,82399	0,87302
MODAL	Mode	219	0,020247	0,00009482	0,00183	0,0001	0,87861	0,87979	0,77552	0,00013	0,00008114	0,00002003	0,83648	0,82407	0,87304
MODAL	Mode	220	0,020161	0,00023	0,0005	0,00027	0,87883	0,88029	0,77579	0,00002236	0,00026	0,00004919	0,8365	0,82433	0,87309
MODAL	Mode	221	0,020137	0,000000267	0,00173	0,00067	0,87883	0,88202	0,77646	0,00102	0,00224	0,00013	0,83753	0,82657	0,87322
MODAL	Mode	222	0,02009	0,00002098	8,758E-07	0,00004474	0,87885	0,88202	0,7765	0,00001264	0,00001749	0,00001027	0,83754	0,82659	0,87323
MODAL	Mode	223	0,020019	0,00044	0,00001396	0,00262	0,87929	0,88204	0,77912	0,00202	0,00588	0,0000737	0,83956	0,83247	0,8733
MODAL	Mode	224	0,019995	0,00144	0,00147	0,00018	0,88073	0,8835	0,7793	0,00077	0,00136	0,00002438	0,84033	0,83382	0,87332
MODAL	Mode	225	0,019888	0,00072	0,00025	0,00014	0,88145	0,88376	0,77944	0,00012	0,0000644	0,00101	0,84045	0,83389	0,87434
MODAL	Mode	226	0,019806	0,000004906	0,00086	0,00003871	0,88145	0,88462	0,77947	0,00033	0,00025	0,00015	0,84078	0,83414	0,87448
MODAL	Mode	227	0,019686	0,0002	3,479E-07	0,00004077	0,88166	0,88462	0,77951	0,00004992	0,00003664	0,00005404	0,84083	0,83417	0,87454
MODAL	Mode	228	0,019651	0,00017	0,00021	0,00005674	0,88183	0,88483	0,77957	0,00025	0,00012	0,00018	0,84109	0,83429	0,87472
MODAL	Mode	229	0,019575	0,00025	0,00042	0,00003965	0,88208	0,88525	0,77961	0,00027	0,00025	0,00051	0,84136	0,83454	0,87523
MODAL	Mode	230	0,019467	0,00045	0,00002653	0,000001243	0,88253	0,88528	0,77961	0,00001873	0,00113	0,00061	0,84137	0,83567	0,87584

MODAL	Mode	231	0,019374	0,00021	0,000004221	0,00019	0,88274	0,88528	0,7798	0,00009002	0,00001743	0,00004502	0,84146	0,83568	0,87588
MODAL	Mode	232	0,019356	0,00015	0,00001517	0,00007937	0,88289	0,8853	0,77988	0,00002657	0,00006952	0,00003851	0,84149	0,83575	0,87592
MODAL	Mode	233	0,019332	0,00119	0,00016	0,00038	0,88408	0,88546	0,78027	0,00029	0,00203	0,00071	0,84178	0,83779	0,87663
MODAL	Mode	234	0,019257	0,00106	0,00032	0,0019	0,88514	0,88578	0,78217	0,00149	0,00132	0,00084	0,84328	0,83911	0,87747
MODAL	Mode	235	0,019228	0,00176	0,00001258	0,000001099	0,88691	0,88579	0,78217	0,00007398	0,00054	0,00104	0,84335	0,83964	0,87851
MODAL	Mode	236	0,019189	0,00191	0,00059	0,00062	0,88881	0,88638	0,78279	0,0000209	0,00043	0,0005	0,84337	0,84007	0,87901
MODAL	Mode	237	0,019173	0,00004588	0,0000018	0,00004447	0,88886	0,88638	0,78284	0,00007671	0,00017	0,00012	0,84345	0,84024	0,87913
MODAL	Mode	238	0,019122	0,00207	0,00002985	0,00019	0,89092	0,88641	0,78302	0,00016	0,00016	0,00036	0,8436	0,8404	0,87949
MODAL	Mode	239	0,018995	0,00004488	0,00015	0,00047	0,89097	0,88656	0,7835	0,00035	0,00075	0,00026	0,84396	0,84116	0,87975
MODAL	Mode	240	0,018987	0,00031	0,00008377	0,00168	0,89128	0,88664	0,78518	0,00183	0,00066	0,00145	0,84579	0,84182	0,8812
MODAL	Mode	241	0,018906	0,00005659	0,00004034	0,00089	0,89134	0,88668	0,78606	0,00031	0,00001903	0,00005608	0,8461	0,84184	0,88125
MODAL	Mode	242	0,018885	0,000001658	0,00004582	0,000009846	0,89134	0,88673	0,78607	0,000007746	0,00001394	0,000004305	0,84611	0,84185	0,88126
MODAL	Mode	243	0,018847	0,000003204	0,00002159	0,00021	0,89134	0,88675	0,78629	0,00004336	0,00006302	0,000006827	0,84615	0,84192	0,88126
MODAL	Mode	244	0,01876	0,00008179	0,00034	0,00239	0,89142	0,88708	0,78868	0,00088	0,0000116	0,00015	0,84703	0,84193	0,88142
MODAL	Mode	245	0,018688	0,00044	0,00027	0,00044	0,89186	0,88735	0,78912	0,00029	0,00008868	0,00035	0,84732	0,84202	0,88176
MODAL	Mode	246	0,018602	0,00052	0,00048	0,00206	0,89238	0,88783	0,79118	0,00175	0,00015	0,00013	0,84908	0,84217	0,88189
MODAL	Mode	247	0,018528	0,00003258	0,00142	0,00422	0,89242	0,88925	0,7954	0,00129	0,000003968	0,00018	0,85037	0,84217	0,88208
MODAL	Mode	248	0,018483	0,00054	0,00004127	0,00036	0,89295	0,88929	0,79576	0,00012	0,00038	0,00073	0,85048	0,84256	0,88281
MODAL	Mode	249	0,018436	0,00001044	0,00036	0,00089	0,89296	0,88965	0,79665	0,00068	0,00184	0,00054	0,85116	0,84439	0,88334
MODAL	Mode	250	0,018419	0,00001579	0,000009039	0,00051	0,89298	0,88966	0,79717	0,00028	0,00057	0,00005148	0,85144	0,84497	0,88339
MODAL	Mode	251	0,018359	0,00049	0,00033	0,00152	0,89347	0,88998	0,79868	0,00059	0,00026	0,00111	0,85204	0,84522	0,88451
MODAL	Mode	252	0,018337	0,00187	0,0005	0,00083	0,89534	0,89049	0,79952	0,00068	0,00021	0,00023	0,85271	0,84544	0,88474
MODAL	Mode	253	0,01831	0,00038	0,00022	0,00006447	0,89572	0,89071	0,79958	1,531E-07	0,00036	0,00098	0,85271	0,8458	0,88572
MODAL	Mode	254	0,018267	0,00004306	0,00004703	0,00022	0,89576	0,89076	0,7998	0,00031	0,00099	0,00001198	0,85302	0,84679	0,88573
MODAL	Mode	255	0,018234	0,00005741	0,00006805	0,00005753	0,89582	0,89083	0,79986	0,00002471	0,00006189	0,000002426	0,85305	0,84685	0,88573
MODAL	Mode	256	0,018162	8,648E-07	0,00038	0,00012	0,89582	0,89121	0,79998	0,00001189	0,00095	0,00048	0,85306	0,84779	0,88621

MODAL	Mode	257	0,01814	0,00052	0,0013	0,0000193	0,89634	0,89252	0,8	0,000004554	0,00036	0,00091	0,85307	0,84816	0,88713
MODAL	Mode	258	0,018115	0,00015	0,00021	0,00003227	0,89649	0,89272	0,80003	0,00001598	0,00024	0,00071	0,85308	0,8484	0,88784
MODAL	Mode	259	0,018039	0,000009522	7,828E-08	0,00018	0,8965	0,89272	0,80021	0,00007526	0,00009787	0,00016	0,85316	0,8485	0,88799
MODAL	Mode	260	0,018013	0,00001889	0,00026	0,00032	0,89652	0,89298	0,80052	0,00023	0,00159	0,0000555	0,85338	0,85009	0,88805
MODAL	Mode	261	0,017958	0,0000128	0,00001789	4,479E-07	0,89653	0,893	0,80052	0,00001049	0,00006679	0,0000143	0,85339	0,85015	0,88806
MODAL	Mode	262	0,017928	0,00045	0,00061	0,00007305	0,89698	0,89361	0,8006	0,000001473	0,00006792	0,00138	0,8534	0,85022	0,88944
MODAL	Mode	263	0,017904	8,976E-10	0,00234	0,00034	0,89698	0,89595	0,80093	0,00106	0,00052	0,00081	0,85445	0,85074	0,89025
MODAL	Mode	264	0,017887	0,00035	0,0001	0,00004477	0,89734	0,89606	0,80098	0,000001798	0,00002044	0,00067	0,85445	0,85076	0,89093
MODAL	Mode	265	0,017836	0,000001816	0,000001277	0,00092	0,89734	0,89606	0,8019	0,00068	0,00045	0,0000152	0,85514	0,85121	0,89094
MODAL	Mode	266	0,01776	0,000052	0,00001745	0,00001216	0,89739	0,89607	0,80191	0,00004553	0,00068	0,000002284	0,85518	0,8519	0,89094
MODAL	Mode	267	0,017734	0,00001262	0,00016	0,00121	0,8974	0,89624	0,80312	0,00071	0,00108	0,0001	0,85589	0,85298	0,89105
MODAL	Mode	268	0,01769	0,00005057	0,00005616	0,000003241	0,89745	0,89629	0,80313	0,00002226	0,00011	0,00006026	0,85592	0,85309	0,89111
MODAL	Mode	269	0,017575	0,000004114	0,00063	0,00015	0,89746	0,89693	0,80327	0,00035	0,00004838	0,00112	0,85627	0,85313	0,89223
MODAL	Mode	270	0,01756	0,00041	0,00024	0,00005493	0,89787	0,89716	0,80333	0,00003583	0,000001252	0,00048	0,8563	0,85314	0,8927
MODAL	Mode	271	0,017484	0,00014	0,00113	0,00005474	0,89801	0,89829	0,80338	1,481E-07	0,00011	0,0024	0,8563	0,85324	0,89511
MODAL	Mode	272	0,017429	0,00021	0,00012	0,00049	0,89822	0,89841	0,80388	0,00014	0,00002117	0,000006405	0,85644	0,85327	0,89511
MODAL	Mode	273	0,01741	0,00049	0,000001168	0,00004161	0,89871	0,89841	0,80392	0,00001644	0,0000523	0,00008938	0,85646	0,85332	0,8952
MODAL	Mode	274	0,017375	0,000004037	0,00011	0,00058	0,89871	0,89852	0,80449	0,00023	0,00015	0,00001992	0,85669	0,85347	0,89522
MODAL	Mode	275	0,01736	0,00081	0,00025	4,864E-07	0,89953	0,89876	0,80449	0,000000324	0,00009171	0,00013	0,85669	0,85356	0,89535
MODAL	Mode	276	0,017293	0,00017	0,00047	0,00005432	0,89969	0,89924	0,80455	0,00004823	0,00004217	0,00043	0,85674	0,8536	0,89578
MODAL	Mode	277	0,017238	0,000003373	0,00036	9,216E-07	0,8997	0,8996	0,80455	0,00003585	0,0004	0,00005295	0,85678	0,85401	0,89583
MODAL	Mode	278	0,017212	0,00002801	0,00006793	0,00036	0,89972	0,89966	0,80491	0,00047	0,00014	0,00025	0,85724	0,85414	0,89608
MODAL	Mode	279	0,017195	0,00001778	0,00019	0,00021	0,89974	0,89985	0,80512	0,00029	0,00014	0,00009768	0,85753	0,85428	0,89618
MODAL	Mode	280	0,017128	0,00018	0,00001023	0,000002381	0,89993	0,89986	0,80512	0,00002459	0,00005408	0,00012	0,85756	0,85433	0,8963
MODAL	Mode	281	0,0171	0,00005864	0,00027	0,00001774	0,89999	0,90013	0,80514	8,636E-10	0,0001	0,00025	0,85756	0,85444	0,89656
MODAL	Mode	282	0,017063	0,00079	0,00016	0,00007523	0,90078	0,90029	0,80521	0,00011	0,00002522	0,00021	0,85767	0,85446	0,89677

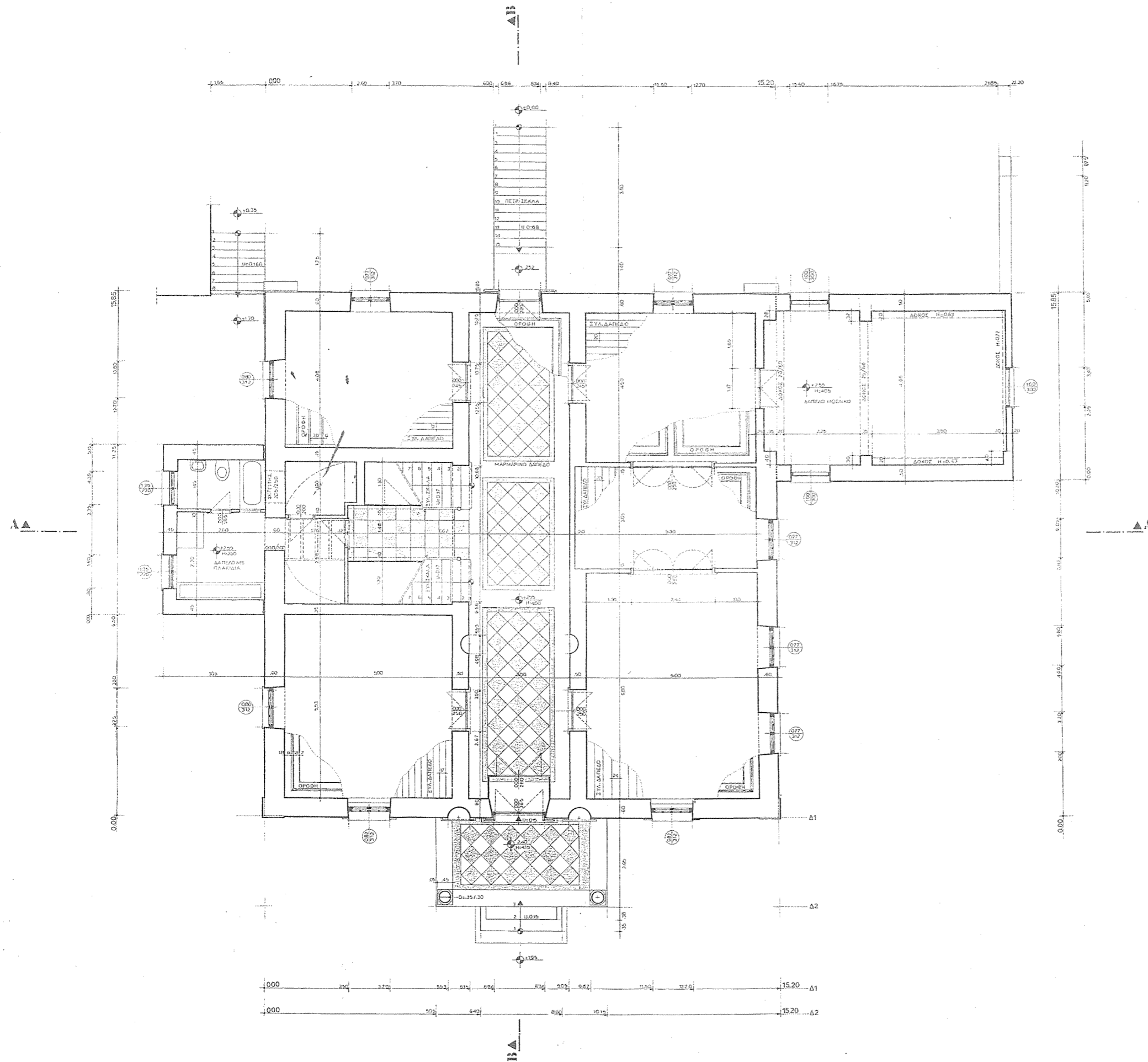
MODAL	Mode	283	0,017032	0,00036	0,00054	0,00014	0,90114	0,90083	0,80535	0,00018	0,00019	0,00008785	0,85785	0,85465	0,89686
MODAL	Mode	284	0,016951	0,00052	0,00058	0,00048	0,90165	0,90141	0,80584	0,00041	0,0006	0,00028	0,85826	0,85525	0,89713
MODAL	Mode	285	0,016946	0,00037	0,00003043	0,00073	0,90203	0,90144	0,80657	0,00033	0,00015	0,00007351	0,85859	0,85541	0,89721
MODAL	Mode	286	0,01688	0,000008942	0,00003854	0,00001222	0,90203	0,90144	0,80658	0,00006395	0,000002463	0,00001033	0,85865	0,85541	0,89722
MODAL	Mode	287	0,01684	0,00007885	0,0000008	0,00046	0,90211	0,90144	0,80704	0,00012	0,0006	0,00009599	0,85877	0,856	0,89731
MODAL	Mode	288	0,016808	0,00002517	0,00001094	6,692E-09	0,90214	0,90146	0,80704	0,00004629	0,00027	0,00000134	0,85882	0,85628	0,89732
MODAL	Mode	289	0,016774	8,388E-07	0,00077	0,00037	0,90214	0,90222	0,80741	0,00015	0,00005925	0,00014	0,85896	0,85634	0,89746
MODAL	Mode	290	0,016735	0,000002622	2,487E-07	0,00027	0,90214	0,90222	0,80768	0,00006763	0,00018	2,899E-07	0,85903	0,85651	0,89746
MODAL	Mode	291	0,016706	0,00049	0,00005695	0,00021	0,90264	0,90228	0,80789	0,00044	0,00019	0,00001239	0,85948	0,8567	0,89747
MODAL	Mode	292	0,016669	0,00068	0,0001	0,0000429	0,90332	0,90238	0,80793	0,000008932	0,0000767	0,00106	0,85948	0,85678	0,89853
MODAL	Mode	293	0,016621	0,00014	0,00006174	4,859E-07	0,90346	0,90244	0,80793	0,0000281	0,000009312	0,00036	0,85951	0,85679	0,89889
MODAL	Mode	294	0,01658	0,00001266	0,00054	0,00003938	0,90347	0,90298	0,80797	0,00003686	0,000001694	0,00036	0,85955	0,85679	0,89925
MODAL	Mode	295	0,016532	0,000002985	0,00001215	0,00022	0,90347	0,90299	0,8082	0,00003341	0,00001266	0,00001497	0,85958	0,8568	0,89927
MODAL	Mode	296	0,016521	0,000002722	9,771E-07	0,00012	0,90347	0,90299	0,80832	0,00000542	0,000007171	0,000004737	0,85959	0,85681	0,89927
MODAL	Mode	297	0,016461	0,00011	0,000008759	0,000001742	0,90359	0,903	0,80832	0,00003922	0,00003026	0,00016	0,85963	0,85684	0,89943
MODAL	Mode	298	0,016378	0,00006122	0,000001904	4,484E-07	0,90365	0,903	0,80832	0,000007103	0,0004	0,000000171	0,85963	0,85724	0,89943
MODAL	Mode	299	0,016355	0,000003561	0,00012	0,00002063	0,90365	0,90313	0,80834	0,000001291	0,00007687	0,00015	0,85964	0,85731	0,89959
MODAL	Mode	300	0,016325	0,000006899	0,00008172	0,0002	0,90366	0,90321	0,80854	0,00017	0,00014	0,00018	0,8598	0,85745	0,89976

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 2
ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ



ΥΠΟΜΝΗΜΑ	
<p> α β </p>	<p>α : στάθμη εδάφους από 0,00 β : ύψος χώρου από σημειωμένη στάθμη (α)</p>
<p> α β </p>	<p>α : ύψος ποδιάς κουφώματος από πάτωμα β : ύψος προκίυ κουφώματος από πάτωμα</p>

ΓΡΑΜΜΑΤΕΙΑ Μ.Ο.Π. ΚΡΗΤΗΣ		
ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟ - ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ - ΑΝΑΣΤΗΛΩΣΗ ΝΕΟΚΛΑΣΣΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΑ ΧΑΝΙΑ		
ΦΟΡΕΑΣ ΕΚΤΕΛΕΣΗΣ: Ε.Μ. ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΟ		
ΚΤΙΡΙΟ: Κατοικία Πρίγκιπα Γεωργίου Ελευθερίου Βενιζέλου 131 - Χανιά		
ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΗ ΟΜΑΔΑ: Επιστ. Υπεύθ.: Κ. Α. Συρμακέλης Δρ. Πολ. Μηχ. Αν. Καθ. Ε.Μ.Π Μ. Π. Χρονόπουλος Δρ. Πολ. Μηχ. Α. Ε. Βιολάκη Αρχιτέκτων Μηχ. Χ. Ν. Σπανός Πολιτικός Μηχ.		
ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ:	κάτοψη υπογείου	
ΑΡΙΘ. ΣΧΕΔΙΟΥ	ΚΛΙΜΑΚΑ	ΣΤΑΔΙΟ ΜΕΛΕΤΗΣ
A2	1:50	ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ
τροποποιήσεις	2.	
	1.	
χρόνος μελέτης: 1993		



ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- ⊕ α : στάθμη εδάφους από 0.00
- ⊖ β : ύψος χώρου από σημειωμένη στάθμη (α)
- ⊕ α : ύψος παθός κωφώματος από πάτωμα
- ⊖ β : ύψος προκείυ κωφώματος από πάτωμα

ΓΡΑΜΜΑΤΕΙΑ ΜΟ.Π. ΚΡΗΤΗΣ

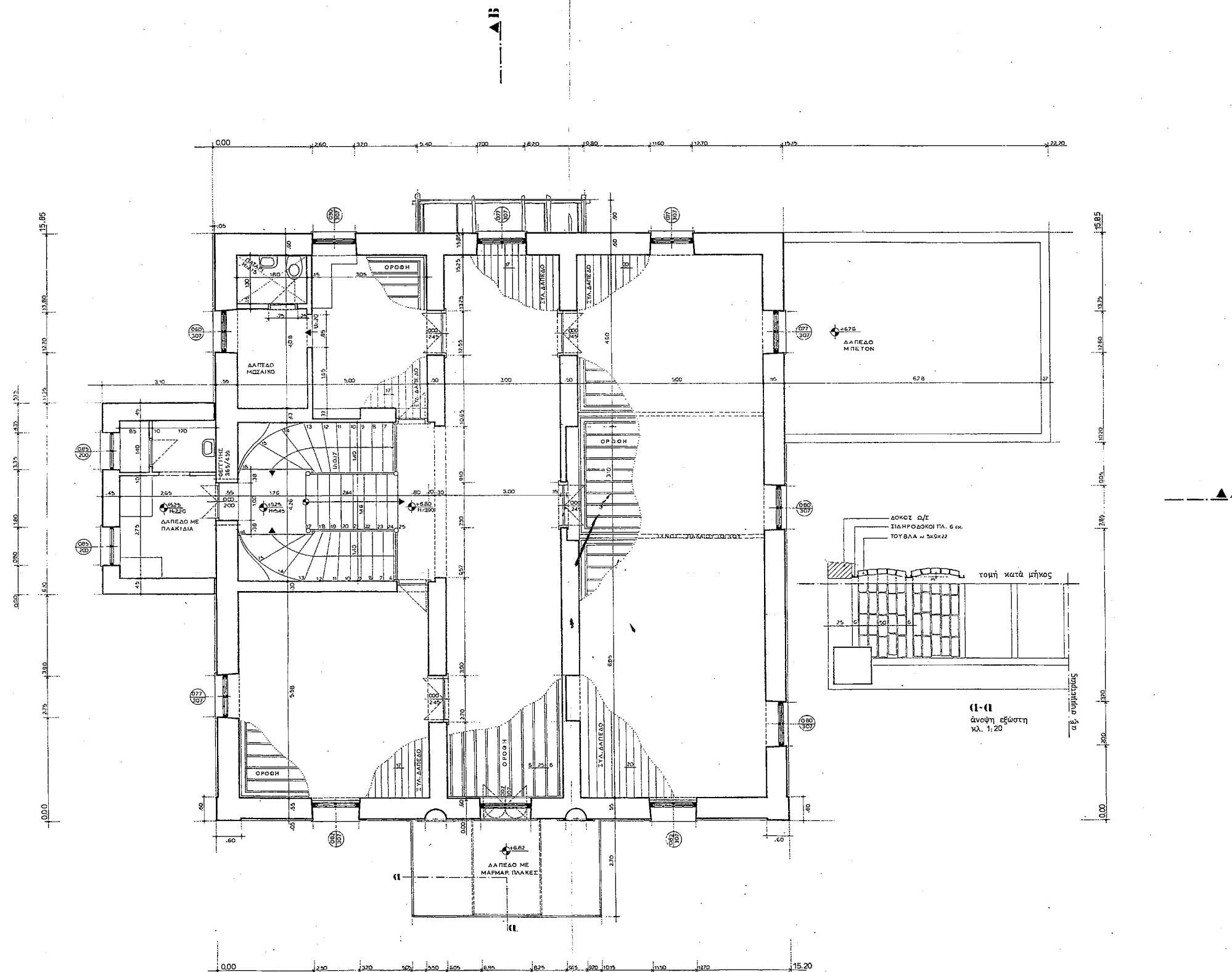
ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟ - ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ
ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ - ΑΝΑΣΤΗΛΩΣΗ
ΝΕΟΚΛΑΣΣΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΑ ΧΑΝΙΑ

ΦΟΡΕΑΣ ΕΚΤΕΛΕΣΗΣ: Ε.Μ. ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΚΤΙΡΙΟ: Κατοικία Πρίγκηπα Γεωργίου
Ελευθερίου Βενιζέλου 131 - Χανιά

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΗ ΟΜΑΔΑ:
Επιστ. Υπεύθ.: Κ. Α. Συρμακέλης Δρ. Πολ. Μηχ. Αν. Καθ. Ε.Μ.Π.
Μ. Π. Χρονόπουλος Πολ. Μηχ.
Α. Ε. Βιολάκη Αρχιτέκτων Μηχ.
Χ. Ν. Σπανός Πολιτικός Μηχ.

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ:	κάτοψη ισόγειου	
ΑΡΙΘ. ΣΧΕΔΙΟΥ	ΚΛΙΜΑΚΑ	ΣΤΑΔΙΟ ΜΕΛΕΤΗΣ
A3	1:50	ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ
τροποποιήσεις	2.	
	1.	
χρόνος μελέτης: 1993		



ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- ⊕ α : στάθμη εδάφους από 0.00
- ⊕ β : ύψος χώρου από σημειωμένη στάθμη (α)
- ⊙ α : ύψος ποδιάς κουφώματος από πάτωμα
- ⊙ β : ύψος προκού κουφώματος από πάτωμα

ΓΡΑΜΜΑΤΕΙΑ Μ.Ο.Π. ΚΡΗΤΗΣ

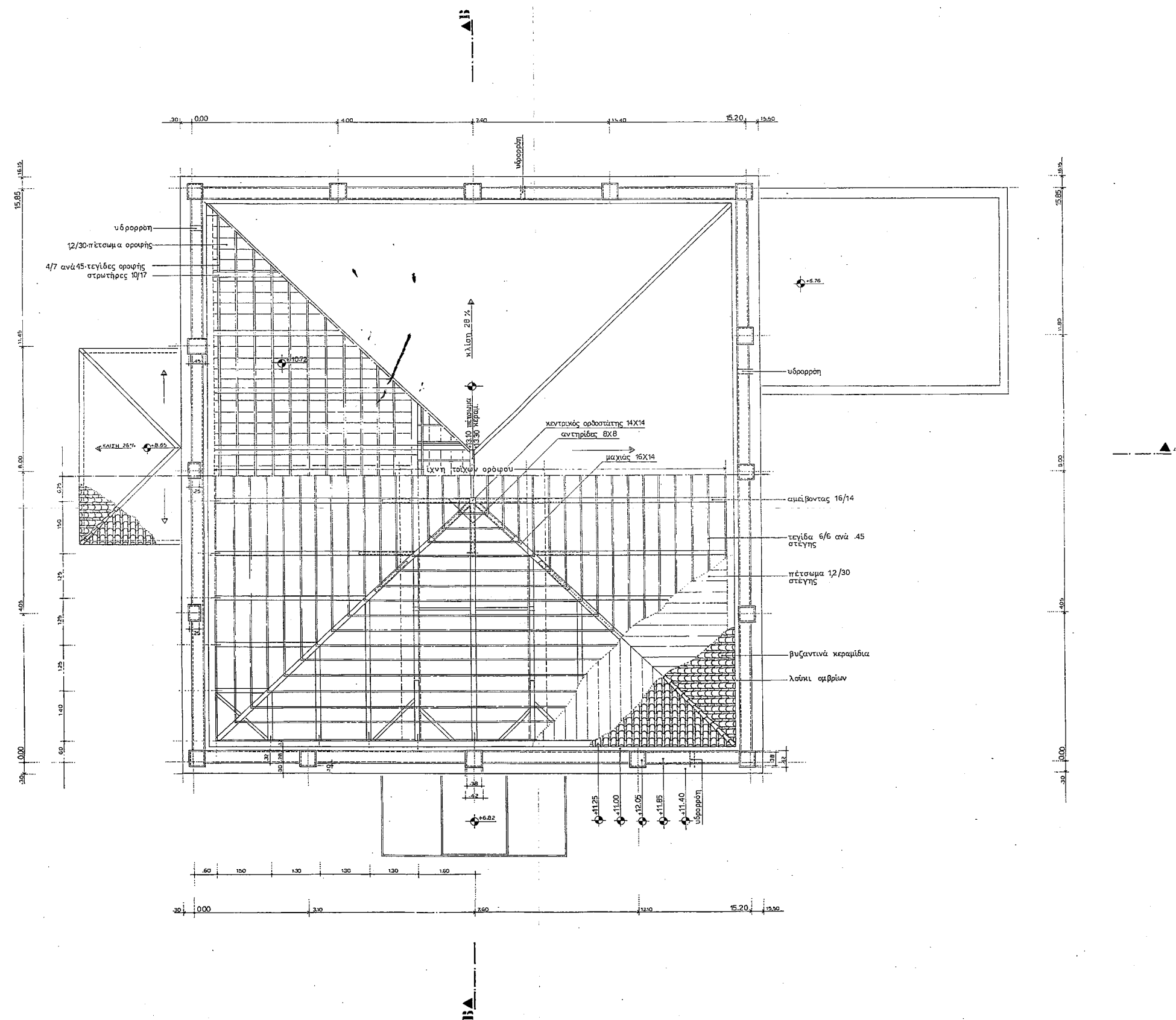
ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟ - ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ
ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ - ΑΝΑΣΤΗΛΩΣΗ
ΝΕΟΚΛΑΣΣΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΑ ΧΑΝΙΑ

ΦΟΡΕΑΣ ΕΚΤΕΛΕΣΗΣ : Ε.Μ. ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΚΤΙΡΙΟ : Κατοικία Πρίγκηπα Γεωργίου
Ελευθερίου Βενιζέλου 131 - Χανιά

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΗ ΟΜΑΔΑ :
Επιστ. Υπεύθ. : Κ. Α. Συρμακέλης Δρ. Πολ. Μηχ. Αν. Καθ. ΕΜΠ
Μ. Π. Χρονόπουλος Πολ. Μηχ.
Α. Ε. Βιολάκη Αρχιτέκτων Μηχ.
Χ. Ν. Σπανός Πολιτικός Μηχ.

ΘΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ:	κάτοψη ορόφου	
ΑΡΙΘ. ΣΧΕΔΙΟΥ	ΚΛΙΜΑΚΑ	ΣΤΑΔΙΟ ΜΕΛΕΤΗΣ
A4	1:50	ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ
τροποποιήσεις	2.	
	1.	
χρόνος μελέτης : 1993		



ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- α : στάθμη εδάφους από 0,00
 β : ύψος χώρου από σημειωμένη στάθμη (α)
- α : ύψος ποδιός κουφώματος από πάτωμα
 β : ύψος προκίυ κουφώματος από πάτωμα

ΓΡΑΜΜΑΤΕΙΑ ΜΟ.Π. ΚΡΗΤΗΣ

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟ - ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ
 ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ - ΑΝΑΣΤΗΛΩΣΗ
 ΝΕΟΚΛΑΣΣΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΑ ΧΑΝΙΑ

ΦΟΡΕΑΣ ΕΚΤΕΛΕΣΗΣ: Ε.Μ. ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΚΤΙΡΙΟ: Κατοικία Πρίγκιπα Γεωργίου
 Ελευθερίου Βενιζέλου 131 - Χανιά

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΗ ΟΜΑΔΑ:
 Επιστ. Υπεύθ.: Κ. Α. Συρμακέλης Δρ. Πολ. Μηχ. Αν. Καθ. ΕΜΠ
 Μ. Π. Χρονόπουλος Πολ. Μηχ.
 Α. Ε. Βιολάκη Αρχιτέκτων Μηχ.
 Χ. Ν. Σπανός Πολιτικός Μηχ.

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ:	κατοικία δώματος-στέγης	
ΑΡΙΘ. ΣΧΕΔΙΟΥ	ΚΛΙΜΑΚΑ	ΣΤΑΔΙΟ ΜΕΛΕΤΗΣ
A5	1:50	ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ
τροποποιήσεις	2.	
	1.	
χρόνος μελέτης:	1993	



ΓΡΑΜΜΑΤΕΙΑ ΜΟ.Π. ΚΡΗΤΗΣ

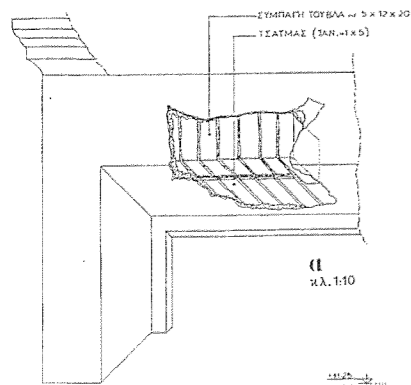
ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟ - ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ
ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ - ΑΝΑΣΤΗΛΩΣΗ
ΝΕΟΚΛΑΣΣΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΑ ΧΑΝΙΑ

ΦΟΡΕΑΣ ΕΚΤΕΛΕΣΗΣ : Ε.Μ. ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

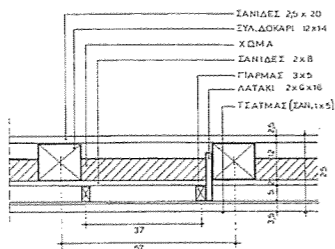
ΚΤΙΡΙΟ : Κατοικία Πρίγκιπα Γεωργίου
Ελευθερίου Βενιζέλου 131 - Χανιά

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΗ ΟΜΑΔΑ :
Επιστ. Υπεύθ. : Κ. Α. Σαμακέλης Δρ. Πολ. Μηχ. Αν. Καθ. Ε.Μ.Π.
Μ. Π. Χρονόπουλος Πολ. Μηχ.
Α. Ε. Βολάκη Αρχιτέκτων Μηχ.
Χ. Ν. Σπανός Πολιτικός Μηχ.

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ:	τομή Α - Α	
ΑΡΙΘ. ΣΧΕΔΙΟΥ	ΚΛΙΜΑΚΑ	ΣΤΑΔΙΟ ΜΕΛΕΤΗΣ
A7	1 : 50	ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ
τροποποιήσεις	2.	
	1.	
χρόνος μελέτης : 1993		



α κλ. 1:10



β κλ. 1:10



ΓΡΑΜΜΑΤΕΙΑ ΜΟ.Π. ΚΡΗΤΗΣ

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟ - ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ
ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ - ΑΝΑΣΤΗΛΩΣΗ
ΝΕΟΚΛΑΣΣΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΑ ΧΑΝΙΑ

ΦΟΡΕΑΣ ΕΚΤΕΛΕΣΗΣ: Ε.Μ. ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΚΤΙΡΙΟ: Κατακία Πρίγκηπα Γεωργίου
Ελευθερίου Βενιζέλου 131 - Χανιά

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΗ ΟΜΑΔΑ:
Επιστ. Υπεύθ.: Κ. Α. Συρμακέλης Δρ. Πολ. Μηχ. Αν. Καθ. ΕΜΠ
Μ. Π. Χρονόπουλος Πολ. Μηχ.
Α. Ε. Βιολάκη Αρχιτέκτων Μηχ.
Χ. Ν. Σπανός Πολιτικός Μηχ.

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ: τομή Β-Β

ΑΡΙΘ. ΣΧΕΔΙΟΥ ΚΛΙΜΑΚΑ ΣΤΑΔΙΟ ΜΕΛΕΤΗΣ

As 1:50 ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ

τροποποιήσεις 2.
1.

χρόνος μελέτης: 1993



ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- 1 Σοβάς
- 2 Λαξευτή λιθοδομή
- 3 Λαξευτή λιθοδομή επιχρισμένη
- 4 Αντηρίδα από λαξευτή λιθοδομή
- 5 Αργολιθοδομή
- 6 Δοκός Ω/Σ
- 7 Μάρμαρο
- 8 Σιδερένιο κγκλίδωμα
- 9 Σιδερένιος ελκυστήρας
- 10 Σιδερένιο φουρούσι
- 11 Διακοσμητικά κιμάτια από λαξευτή πέτρα
- 12 Διακοσμητικά πέτρινα στοιχεία
- 13 Περιμετρική ταινία από λαξευτή πέτρα
- 14 Περιμετρική ταινία από τραβηγτό επιχρισμα
- 15 Περιβάρος κουφίσματος από τραβηγτό επιχρισμα
- 16 Διακοσμητικά κιμάτια από γύψο
- 17 Βυζαντινά κεραμίδια
- 18 Σύλινο κούφισμα με γαλικά εξωφυλλα
- 19 Σύλινο κούφισμα με προστατευτική σιδεριά
- 20 Σύλινη ταμιλοδαυτή πόρτα με σιδεριά στον φεγγίτη
- 21 Σιδερένιο παράθυρο

ΓΡΑΜΜΑΤΕΙΑ ΜΟ.Π. ΚΡΗΤΗΣ

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟ - ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ
ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ - ΑΝΑΣΤΗΛΩΣΗ
ΝΕΟΚΛΑΣΣΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΑ ΧΑΝΙΑ

ΦΟΡΕΑΣ ΕΚΤΕΛΕΣΗΣ: Ε.Μ. ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΚΤΙΡΙΟ: Κατοικία Πρίγκηπα Γεωργίου
Ελευθερίου Βενιζέλου 131 - Χανιά

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΗ ΟΜΑΔΑ:
Επιστ. Υπεύθ.: Κ. Α. Συρμακέλης Δρ. Πολ. Μηχ. Αν. Καθ. ΕΜΠ
Μ. Π. Χρονόπουλος Πολ. Μηχ.
Α. Ε. Βιολάκη Αρχιτέκτων Μηχ.
Χ. Ν. Σπανός Πολιτικός Μηχ.

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ:	νότια όψη	
ΑΡΙΘ. ΣΧΕΔΙΟΥ	ΚΛΙΜΑΚΑ	ΣΤΑΔΙΟ ΜΕΛΕΤΗΣ
A9	1:50	ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ
τροποποιήσεις	2.	
	1.	
χρόνος μελέτης:	1993	



ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- 1 Σοβάς
- 2 Λαξευτή λιθοδομή
- 3 Λαξευτή λιθοδομή επιχρισμένη
- 4 Αντηρίδα από λαξευτή λιθοδομή
- 5 Αργολιθοδομή
- 6 Δοκός Ω/Σ
- 7 Μάρμαρο
- 8 Σιδερένιο κηκλιόωμα
- 9 Σιδερένιος ελκυστήρας
- 10 Σιδερένιο φουρούσι
- 11 Διακοσμητικά κιμάτια από λαξευτή πέτρα
- 12 Διακοσμητικά πέτρινα στοιχεία
- 13 Περιμετρική ταινία από λαξευτή πέτρα
- 14 Περιμετρική ταινία από τραβηκτό επιχρισμα
- 15 Περιώριο κουφώματος από τραβηκτό επιχρισμα
- 16 Διακοσμητικά κιμάτια από γύψο
- 17 Βυζαντινά κεραμίδια
- 18 Ξύλινο κούφωμα με γαλλικά εζώφυλλα
- 19 Ξύλινο κούφωμα με προστατευτική σιδεριά
- 20 Ξύλινη ταμπλαδοτή πόρτα με σιδεριά στον φεγγίτη
- 21 Σιδερένιο παράθυρο

ΓΡΑΜΜΑΤΕΙΑ ΜΟ.Π. ΚΡΗΤΗΣ

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟ - ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ
ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ - ΑΝΑΣΤΗΛΩΣΗ
ΝΕΟΚΛΑΣΣΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΑ ΧΑΝΙΑ

ΦΟΡΕΑΣ ΕΚΤΕΛΕΣΗΣ: Ε.Μ. ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΚΤΙΡΙΟ: Κατοικία Πρίγκηπα Γεωργίου
Ελευθερίου Βενιζέλου 131 - Χανιά

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΗ ΟΜΑΔΑ:
Επιστ. Υπεύθ.: Κ. Α. Συρμακέλης Δρ. Πολ. Μηχ. Αν. Καθ. ΕΜΠ
Μ. Π. Χρονόπουλος Πολ. Μηχ.
Α. Ε. Βιολάκη Αρχιτέκτων Μηχ.
Χ. Ν. Σπανός Πολιτικός Μηχ.

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ:	βόρεια όψη	
ΑΡΙΘ. ΣΧΕΔΙΟΥ	ΚΛΙΜΑΚΑ	ΣΤΑΔΙΟ ΜΕΛΕΤΗΣ
A10	1: 50	ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ
τροποποιήσεις	2.	
	1.	
χρόνος μελέτης: 1993		



ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- 1 Σοβάς
- 2 Λαξευτή λιθοδομή
- 3 Λαξευτή λιθοδομή επιχρισμένη
- 4 Αντηρίδα από λαξευτή λιθοδομή
- 5 Αργολιθοδομή
- 6 Δοκός Ω/Σ
- 7 Μάρμαρο
- 8 Σιδερένιο καγκλιδάμα
- 9 Σιδερένιος ελκυστήρας
- 10 Σιδερένιο φουρούσι
- 11 Δισκοσμητικά κιμάτια από λαξευτή πέτρα
- 12 Δισκοσμητικά πέτρινα στοιχεία
- 13 Περιμετρική ταινία από λαξευτή πέτρα
- 14 Περιμετρική ταινία από τραβηκτό επίχρισμα
- 15 Περιθώρια κουφώματος από τραβηκτό επίχρισμα
- 16 Δισκοσμητικά κιμάτια από γύψο
- 17 Βυζαντινά κεραμίδια
- 18 Ξύλινο κούφωμα με γαλλικά εξόφυλλα
- 19 Ξύλινο κούφωμα με προστατευτική σιδερένια
- 20 Ξύλινη ταμιλαδωτή πόρτα με σιδερένια στον φεγγίτη
- 21 Σιδερένιο παράθυρο

ΓΡΑΜΜΑΤΕΙΑ Μ.Ο.Π. ΚΡΗΤΗΣ

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟ - ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ
ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ - ΑΝΑΣΤΗΛΩΣΗ
ΝΕΟΚΛΑΣΣΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΑ ΧΑΝΙΑ

ΦΟΡΕΑΣ ΕΚΤΕΛΕΣΗΣ: Ε.Μ. ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΚΤΙΡΙΟ: Κατοικία Πρίγκηπα Γεωργίου
Ελευθερίου Βενιζέλου 131 - Χανιά

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΗ ΟΜΑΔΑ:
Επιστ. Υπεύθ.: Κ. Α. Συρμακέλης Δρ. Πολ. Μηχ. Αν. Καθ. ΕΜΠ
Μ. Π. Χρονόπουλος Δρ. Πολ. Μηχ.
Α. Ε. Βιολάκη Αρχιτέκτων Μηχ.
Χ. Ν. Σπανός Πολιτικός Μηχ.

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ:	ανατολική όψη	
ΑΡΙΘ. ΣΧΕΔΙΟΥ	ΚΛΙΜΑΚΑ	ΣΤΑΔΙΟ ΜΕΛΕΤΗΣ
A11	1:50	ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ
τροποποιήσεις	2.	
	1.	
χρόνος μελέτης:	1993	



ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- 1 Σοβάς
- 2 Λαξευτή λιθοδομή
- 3 Λαξευτή λιθοδομή επιχρισμένη
- 4 Αντηρίδα από λαξευτή λιθοδομή
- 5 Αργολιθοδομή
- 6 Δοκός Ω/Σ
- 7 Μάρμαρο
- 8 Σιδερένιος κικλίδωμα
- 9 Σιδερένιος ελκυστήρας
- 10 Σιδερένιο φουρούσι
- 11 Διακοσμητικά κιμάτια από λαξευτή πέτρα
- 12 Διακοσμητικά πέτρινα στοιχεία
- 13 Περιμετρική ταινία από λαξευτή πέτρα
- 14 Περιμετρική ταινία από τραβηκτό επιχρισμο
- 15 Περιθώριο κουφώματος από τραβηκτό επιχρισμο
- 16 Διακοσμητικά κιμάτια από γύψο
- 17 Βυζαντινά κεραμίδια
- 18 Ξύλινο κούφωμα με γαλλικά εφόφυλλα
- 19 Ξύλινο κούφωμα με προστατευτική σιδερά
- 20 Ξύλινη ταμπλαδοτή πόρτα με σιδερά στον φεγγίτη
- 21 Σιδερένιο παράθυρο

ΓΡΑΜΜΑΤΕΙΑ Μ.Ο.Π. ΚΡΗΤΗΣ

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟ - ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ
ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ - ΑΝΑΣΤΗΛΩΣΗ
ΝΕΟΚΛΑΣΣΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΑ ΧΑΝΙΑ

ΦΟΡΕΑΣ ΕΚΤΕΛΕΣΗΣ : Ε.Μ. ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΚΤΙΡΙΟ : Κατοικία Πρίγκηπα Γεωργίου
Ελευθερίου Βενιζέλου 131 - Χανιά

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΗ ΟΜΑΔΑ :
Επιστ. Υπεύθ. : Κ. Α. Συρμακέζης Δρ. Πολ. Μηχ. Αν. Καθ. ΕΜ.Π.
Μ. Π. Χρονόπουλος Πολ. Μηχ.
Α. Ε. Βιολάκη Αρχιτέκτων Μηχ.
Χ. Ν. Σπενός Πολιτικός Μηχ.

ΘΕΜΑ ΣΧΕΔΙΟΥ : Δυτική όψη

ΑΡΙΘ. ΣΧΕΔΙΟΥ ΚΛΙΜΑΚΑ ΣΤΑΔΙΟ ΜΕΛΕΤΗΣ

A12 1:50 ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ

τροποποιήσεις 2.
1.

χρόνος μελέτης : 19.93

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 3
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ FAILURE
ΠΟΣΟΣΤΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Ag	face	fwc (kpa)	fwt (kpa)	wall-comb	joints number	Total failed joints	Total failed joints (%)	BTT	BTT(%)	BTC	BTC(%)	BCT	BCT(%)	BCC	BCC(%)
0,16	TOPMAX	3050	50	W1_2	640	434	67,81	265	41,41	168	26,25	1	0,15625	0	0
0,16	TOPMAX	3050	100	W1_2	640	340	53,13	236	36,88	104	16,25	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	150	W1_2	640	245	38,28	200	31,25	45	7,03	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	200	W1_2	640	176	27,50	162	25,31	14	2,19	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	250	W1_2	640	123	19,22	121	18,91	2	0,31	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	300	W1_2	640	90	14,06	90	14,06	0	0,00	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	350	W1_2	640	58	9,06	58	9,06	0	0,00	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	400	W1_2	640	39	6,09	39	6,09	0	0,00	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	450	W1_2	640	25	3,91	25	3,91	0	0,00	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	50	W2_2	349	183	52,44	100	28,65	83	23,78	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	100	W2_2	349	150	42,98	91	26,07	59	16,91	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	150	W2_2	349	111	31,81	80	22,92	31	8,88	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	200	W2_2	349	81	23,21	73	20,92	8	2,29	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	250	W2_2	349	71	20,34	66	18,91	5	1,43	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	300	W2_2	349	57	16,33	55	15,76	2	0,57	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	350	W2_2	349	43	12,32	43	12,32	0	0,00	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	400	W2_2	349	30	8,60	30	8,60	0	0,00	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	450	W2_2	349	25	7,16	25	7,16	0	0,00	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	50	W3_2	165	107	64,85	68	41,21	39	23,64	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	100	W3_2	165	83	50,30	61	36,97	22	13,33	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	150	W3_2	165	68	41,21	56	33,94	12	7,27	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	200	W3_2	165	57	34,55	51	30,91	6	3,64	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	250	W3_2	165	49	29,70	46	27,88	3	1,82	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	300	W3_2	165	42	25,45	39	23,64	3	1,82	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	350	W3_2	165	29	17,58	29	17,58	0	0,00	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	400	W3_2	165	22	13,33	22	13,33	0	0,00	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	450	W3_2	165	16	9,70	16	9,70	0	0,00	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	50	W4_2	228	120	52,63	65	28,51	55	24,12	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	100	W4_2	228	99	43,42	60	26,32	39	17,11	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	150	W4_2	228	71	31,14	52	22,81	19	8,33	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	200	W4_2	228	55	24,12	46	20,18	9	3,95	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	250	W4_2	228	46	20,18	43	18,86	3	1,32	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	300	W4_2	228	38	16,67	35	15,35	3	1,32	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	350	W4_2	228	29	12,72	29	12,72	0	0,00	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	400	W4_2	228	20	8,77	20	8,77	0	0,00	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	450	W4_2	228	17	7,46	17	7,46	0	0,00	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	50	W5_2	165	106	64,24	68	41,21	38	23,03	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	100	W5_2	165	83	50,30	60	36,36	23	13,94	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	150	W5_2	165	67	40,61	56	33,94	11	6,67	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	200	W5_2	165	57	34,55	50	30,30	7	4,24	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	250	W5_2	165	49	29,70	46	27,88	3	1,82	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	300	W5_2	165	41	24,85	39	23,64	2	1,21	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	350	W5_2	165	28	16,97	28	16,97	0	0,00	0	0	0	0
0,16	TOPMAX	3050	400	W5_2	165	21	12,73	21	12,73	0	0,00	0	0	0	0

0,16 TOPMAX	3050	450 W5_2	165	17	10,30	17	10,30	0	#REF!	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	50 W6_2	349	189	54,15	97	27,79	92	26,36	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	100 W6_2	349	125	35,82	74	21,20	51	14,61	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	150 W6_2	349	86	24,64	51	14,61	35	10,03	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	200 W6_2	349	61	17,48	42	12,03	19	5,44	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	250 W6_2	349	35	10,03	30	8,60	5	1,43	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	300 W6_2	349	19	5,44	19	5,44	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	350 W6_2	349	11	3,15	11	3,15	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	400 W6_2	349	9	2,58	9	2,58	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	450 W6_2	349	2	0,57	2	0,57	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	50 W7_2	77	68	88,31	54	70,13	14	18,18	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	100 W7_2	77	56	72,73	49	63,64	7	9,09	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	150 W7_2	77	47	61,04	36	46,75	11	14,29	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	200 W7_2	77	35	45,45	29	37,66	6	7,79	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	250 W7_2	77	23	29,87	23	29,87	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	300 W7_2	77	16	20,78	16	20,78	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	350 W7_2	77	11	14,29	11	14,29	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	400 W7_2	77	7	9,09	7	9,09	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	450 W7_2	77	4	5,19	4	5,19	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	50 W8_2	990	452	45,66	214	21,62	238	24,04	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	100 W8_2	990	250	25,25	190	19,19	60	6,06	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	150 W8_2	990	189	19,09	120	12,12	69	6,97	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	200 W8_2	990	95	9,60	61	6,16	34	3,43	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	250 W8_2	990	37	3,74	37	3,74	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	300 W8_2	990	28	2,83	28	2,83	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	350 W8_2	990	15	1,52	15	1,52	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	400 W8_2	990	7	0,71	7	0,71	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	450 W8_2	990	1	0,10	1	0,10	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	50 WA_2	192	32	16,67	23	11,98	9	4,69	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	100 WA_2	192	11	5,73	11	5,73	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	150 WA_2	192	2	1,04	2	1,04	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	200 WA_2	192	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	250 WA_2	192	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	300 WA_2	192	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	350 WA_2	192	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	400 WA_2	192	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	450 WA_2	192	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	50 WB_2	719	389	54,10	168	23,37	221	30,74	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	100 WB_2	719	198	27,54	150	20,86	48	6,68	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	150 WB_2	719	141	19,61	105	14,60	36	5,01	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	200 WB_2	719	77	10,71	58	8,07	19	2,64	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	250 WB_2	719	36	5,01	35	4,87	1	0,14	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	300 WB_2	719	21	2,92	21	2,92	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	350 WB_2	719	9	1,25	9	1,25	0	0,00	0	0	0	0

0,16 TOPMAX	3050	400 WB_2	719	6	0,83	6	0,83	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	450 WB_2	719	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	50 WC_2	113	112	99,12	98	86,73	14	12,39	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	100 WC_2	113	87	76,99	76	67,26	11	9,73	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	150 WC_2	113	74	65,49	67	59,29	7	6,19	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	200 WC_2	113	56	49,56	53	46,90	3	2,65	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	250 WC_2	113	47	41,59	43	38,05	4	3,54	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	300 WC_2	113	39	34,51	39	34,51	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	350 WC_2	113	32	28,32	32	28,32	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	400 WC_2	113	26	23,01	26	23,01	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	450 WC_2	113	19	16,81	19	16,81	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	50 WD_2	555	377	67,93	196	35,32	181	32,61	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	100 WD_2	555	278	50,09	156	28,11	122	21,98	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	150 WD_2	555	223	40,18	119	21,44	104	18,74	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	200 WD_2	555	125	22,52	89	16,04	36	6,49	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	250 WD_2	555	73	13,15	68	12,25	5	0,90	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	300 WD_2	555	59	10,63	51	9,19	8	1,44	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	350 WD_2	555	42	7,57	40	7,21	2	0,36	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	400 WD_2	555	25	4,50	25	4,50	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	450 WD_2	555	17	3,06	17	3,06	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	50 WE_2	558	405	72,58	325	58,24	80	14,34	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	100 WE_2	558	381	68,28	301	53,94	80	14,34	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	150 WE_2	558	356	63,80	281	50,36	75	13,44	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	200 WE_2	558	289	51,79	266	47,67	23	4,12	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	250 WE_2	558	243	43,55	238	42,65	5	0,90	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	300 WE_2	558	228	40,86	221	39,61	7	1,25	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	350 WE_2	558	212	37,99	199	35,66	13	2,33	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	400 WE_2	558	189	33,87	186	33,33	3	0,54	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	450 WE_2	558	140	25,09	140	25,09	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	50 WF_2	772	386	50,00	301	38,99	85	11,01	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	100 WF_2	772	198	25,65	156	20,21	42	5,44	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	150 WF_2	772	141	18,26	101	13,08	40	5,18	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	200 WF_2	772	77	9,97	58	7,51	19	2,46	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	250 WF_2	772	38	4,92	35	4,53	3	0,39	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	300 WF_2	772	21	2,72	21	2,72	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	350 WF_2	772	11	1,42	11	1,42	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	400 WF_2	772	5	0,65	5	0,65	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	450 WF_2	772	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	50 WG_2	218	201	92,20	159	72,94	42	19,27	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	100 WG_2	218	168	77,06	143	65,60	25	11,47	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	150 WG_2	218	149	68,35	107	49,08	42	19,27	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	200 WG_2	218	104	47,71	87	39,91	17	7,80	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	250 WG_2	218	67	30,73	62	28,44	5	2,29	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	300 WG_2	218	48	22,02	48	22,02	0	0,00	0	0	0	0

0,16 TOPMAX	3050	350 WG_2	218		35	16,06		35	16,06	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	400 WG_2	218		24	11,01		24	11,01	0	0,00	0	0	0	0
0,16 TOPMAX	3050	450 WG_2	218		14	6,42		14	6,42	0	0,00	0	0	0	0

Ag	face	fwc (kpa)	fwt (kpa)	wall-comb	joints number	Total failed joints	Total failed joints (%)	BTT	BTT(%)	BTC	BTC(%)	BCT	BCT(%)	BCC	BCC(%)
	0,24 TOPMAX	3050	50	W1_2	640	536	83,75	413	64,53	123	19,22	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	100	W1_2	640	462	72,19	368	57,50	94	14,69	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	150	W1_2	640	373	58,28	320	50,00	53	8,28	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	200	W1_2	640	298	46,56	278	43,44	20	3,13	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	250	W1_2	640	239	37,34	233	36,41	6	0,94	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	300	W1_2	640	194	30,31	192	30,00	2	0,31	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	350	W1_2	640	155	24,22	154	24,06	1	0,16	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	400	W1_2	640	121	18,91	121	18,91	0	0,00	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	450	W1_2	640	96	15,00	96	15,00	0	0,00	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	50	W2_2	349	225	64,47	146	41,83	79	22,64	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	100	W2_2	349	182	52,15	120	34,38	62	17,77	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	150	W2_2	349	154	44,13	109	31,23	45	12,89	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	200	W2_2	349	131	37,54	103	29,51	28	8,02	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	250	W2_2	349	107	30,66	94	26,93	13	3,72	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	300	W2_2	349	86	24,64	81	23,21	5	1,43	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	350	W2_2	349	78	22,35	75	21,49	3	0,86	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	400	W2_2	349	69	19,77	67	19,20	2	0,57	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	450	W2_2	349	69	19,77	59	16,91	10	2,87	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	50	W3_2	165	130	78,79	102	61,82	28	16,97	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	100	W3_2	165	106	64,24	89	53,94	17	10,30	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	150	W3_2	165	89	53,94	77	46,67	12	7,27	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	200	W3_2	165	80	48,48	74	44,85	6	3,64	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	250	W3_2	165	67	40,61	63	38,18	4	2,42	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	300	W3_2	165	59	35,76	58	35,15	1	0,61	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	350	W3_2	165	50	30,30	50	30,30	0	0,00	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	400	W3_2	165	46	27,88	46	27,88	0	0,00	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	450	W3_2	165	42	25,45	42	25,45	0	0,00	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	50	W4_2	228	147	64,47	95	41,67	52	22,81	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	100	W4_2	228	119	52,19	78	34,21	41	17,98	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	150	W4_2	228	103	45,18	71	31,14	32	14,04	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	200	W4_2	228	86	37,72	67	29,39	19	8,33	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	250	W4_2	228	71	31,14	61	26,75	10	4,39	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	300	W4_2	228	55	24,12	52	22,81	3	1,32	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	350	W4_2	228	50	21,93	49	21,49	1	0,44	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	400	W4_2	228	45	19,74	43	18,86	2	0,88	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	450	W4_2	228	44	19,30	38	16,67	6	2,63	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	50	W5_2	165	129	78,18	102	61,82	27	16,36	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	100	W5_2	165	106	64,24	89	53,94	17	10,30	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	150	W5_2	165	89	53,94	78	47,27	11	6,67	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	200	W5_2	165	80	48,48	74	44,85	6	3,64	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	250	W5_2	165	66	40,00	63	38,18	3	1,82	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	300	W5_2	165	59	35,76	58	35,15	1	0,61	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	350	W5_2	165	52	31,52	52	31,52	0	0,00	0	0	0	0
	0,24 TOPMAX	3050	400	W5_2	165	48	29,09	48	29,09	0	0,00	0	0	0	0

0,24 TOPMAX	3050	450 W5_2	165	42	25,45	42	25,45	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	50 W6_2	349	226	64,76	165	47,28	61	17,48	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	100 W6_2	349	186	53,30	143	40,97	43	12,32	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	150 W6_2	349	141	40,40	112	32,09	29	8,31	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	200 W6_2	349	105	30,09	92	26,36	13	3,72	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	250 W6_2	349	67	19,20	65	18,62	2	0,57	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	300 W6_2	349	55	15,76	55	15,76	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	350 W6_2	349	40	11,46	40	11,46	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	400 W6_2	349	32	9,17	32	9,17	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	450 W6_2	349	23	6,59	23	6,59	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	50 W7_2	77	71	92,21	65	84,42	6	7,79	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	100 W7_2	77	66	85,71	60	77,92	6	7,79	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	150 W7_2	77	52	67,53	48	62,34	4	5,19	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	200 W7_2	77	43	55,84	41	53,25	2	2,60	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	250 W7_2	77	33	42,86	31	40,26	2	2,60	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	300 W7_2	77	29	37,66	28	36,36	1	1,30	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	350 W7_2	77	24	31,17	24	31,17	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	400 W7_2	77	18	23,38	18	23,38	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	450 W7_2	77	13	16,88	13	16,88	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	50 W8_2	990	630	63,64	356	35,96	274	27,68	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	100 W8_2	990	399	40,30	272	27,47	127	12,83	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	150 W8_2	990	267	26,97	218	22,02	49	4,95	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	200 W8_2	990	179	18,08	162	16,36	17	1,72	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	250 W8_2	990	124	12,53	120	12,12	4	0,40	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	300 W8_2	990	87	8,79	86	8,69	1	0,10	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	350 W8_2	990	60	6,06	60	6,06	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	400 W8_2	990	34	3,43	34	3,43	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	450 W8_2	990	20	2,02	20	2,02	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	50 WA_2	192	68	35,42	56	29,17	12	6,25	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	100 WA_2	192	25	13,02	22	11,46	3	1,56	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	150 WA_2	192	5	2,60	3	1,56	2	1,04	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	200 WA_2	192	2	1,04	2	1,04	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	250 WA_2	192	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	300 WA_2	192	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	350 WA_2	192	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	400 WA_2	192	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	450 WA_2	192	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	50 WB_2	719	446	62,03	230	31,99	216	30,04	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	100 WB_2	719	340	47,29	199	27,68	141	19,61	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	150 WB_2	719	205	28,51	171	23,78	34	4,73	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	200 WB_2	719	156	21,70	130	18,08	26	3,62	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	250 WB_2	719	103	14,33	87	12,10	16	2,23	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	300 WB_2	719	68	9,46	58	8,07	10	1,39	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	350 WB_2	719	51	7,09	46	6,40	5	0,70	0	0	0	0

0,24 TOPMAX	3050	400 WB_2	719	28	3,89	26	3,62	2	0,28	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	450 WB_2	719	16	2,23	16	2,23	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	50 WC_2	113	112	99,12	104	92,04	8	7,08	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	100 WC_2	113	110	97,35	103	91,15	7	6,19	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	150 WC_2	113	99	87,61	92	81,42	7	6,19	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	200 WC_2	113	78	69,03	73	64,60	5	4,42	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	250 WC_2	113	71	62,83	67	59,29	4	3,54	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	300 WC_2	113	61	53,98	58	51,33	3	2,65	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	350 WC_2	113	52	46,02	51	45,13	1	0,88	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	400 WC_2	113	43	38,05	43	38,05	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	450 WC_2	113	39	34,51	39	34,51	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	50 WD_2	555	473	85,23	335	60,36	138	24,86	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	100 WD_2	555	379	68,29	286	51,53	93	16,76	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	150 WD_2	555	289	52,07	235	42,34	54	9,73	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	200 WD_2	555	215	38,74	190	34,23	25	4,50	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	250 WD_2	555	165	29,73	150	27,03	15	2,70	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	300 WD_2	555	127	22,88	120	21,62	7	1,26	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	350 WD_2	555	99	17,84	97	17,48	2	0,36	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	400 WD_2	555	71	12,79	71	12,79	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	450 WD_2	555	55	9,91	55	9,91	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	50 WE_2	558	461	82,62	384	68,82	77	13,80	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	100 WE_2	558	412	73,84	365	65,41	47	8,42	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	150 WE_2	558	377	67,56	349	62,54	28	5,02	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	200 WE_2	558	353	63,26	337	60,39	16	2,87	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	250 WE_2	558	332	59,50	322	57,71	10	1,79	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	300 WE_2	558	306	54,84	301	53,94	5	0,90	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	350 WE_2	558	267	47,85	265	47,49	2	0,36	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	400 WE_2	558	243	43,55	241	43,19	2	0,36	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	450 WE_2	558	227	40,68	227	40,68	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	50 WF_2	772	476	61,66	206	26,68	270	34,97	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	100 WF_2	772	354	45,85	182	23,58	172	22,28	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	150 WF_2	772	214	27,72	167	21,63	47	6,09	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	200 WF_2	772	161	20,85	120	15,54	41	5,31	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	250 WF_2	772	98	12,69	96	12,44	2	0,26	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	300 WF_2	772	67	8,68	67	8,68	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	350 WF_2	772	54	6,99	54	6,99	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	400 WF_2	772	19	2,46	19	2,46	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	450 WF_2	772	14	1,81	14	1,81	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	50 WG_2	218	208	95,41	182	83,49	26	11,93	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	100 WG_2	218	186	85,32	170	77,98	16	7,34	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	150 WG_2	218	165	75,69	142	65,14	23	10,55	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	200 WG_2	218	131	60,09	122	55,96	9	4,13	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	250 WG_2	218	96	44,04	94	43,12	2	0,92	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	300 WG_2	218	79	36,24	79	36,24	0	0,00	0	0	0	0

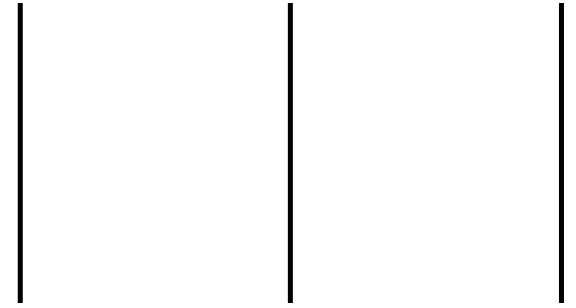
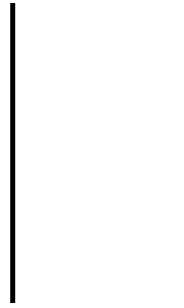
0,24 TOPMAX	3050	350 WG_2	218	65	29,82	65	29,82	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	400 WG_2	218	53	24,31	53	24,31	0	0,00	0	0	0	0
0,24 TOPMAX	3050	450 WG_2	218	43	19,72	43	19,72	0	0,00	0	0	0	0

Ag	face	fwc (kpa)	fwt (kpa)	wall-comb	joints number	Total failed joints	Total failed joints (%)	BTT	BTT(%)	BTC	BTC(%)	BCT	BCT(%)	BCC	BCC(%)
0,32	TOPMAX	3050	50	W1_2	640	600	93,75	514	80,31	86	13,44	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	100	W1_2	640	547	85,47	479	74,84	68	10,63	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	150	W1_2	640	486	75,94	436	68,13	50	7,81	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	200	W1_2	640	418	65,31	387	60,47	31	4,84	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	250	W1_2	640	345	53,91	328	51,25	17	2,66	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	300	W1_2	640	292	45,63	286	44,69	6	0,94	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	350	W1_2	640	250	39,06	248	38,75	2	0,31	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	400	W1_2	640	216	33,75	214	33,44	2	0,31	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	450	W1_2	640	177	27,66	176	27,50	1	0,16	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	50	W2_2	349	262	75,07	211	60,46	51	14,61	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	100	W2_2	349	211	60,46	180	51,58	31	8,88	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	150	W2_2	349	186	53,30	158	45,27	28	8,02	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	200	W2_2	349	159	45,56	140	40,11	19	5,44	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	250	W2_2	349	142	40,69	130	37,25	12	3,44	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	300	W2_2	349	124	35,53	117	33,52	7	2,01	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	350	W2_2	349	107	30,66	104	29,80	3	0,86	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	400	W2_2	349	91	26,07	90	25,79	1	0,29	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	450	W2_2	349	85	24,36	84	24,07	1	0,29	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	50	W3_2	165	149	90,30	128	77,58	21	12,73	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	100	W3_2	165	129	78,18	116	70,30	13	7,88	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	150	W3_2	165	112	67,88	105	63,64	7	4,24	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	200	W3_2	165	96	58,18	93	56,36	3	1,82	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	250	W3_2	165	88	53,33	87	52,73	1	0,61	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	300	W3_2	165	76	46,06	75	45,45	1	0,61	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	350	W3_2	165	68	41,21	68	41,21	0	0,00	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	400	W3_2	165	59	35,76	59	35,76	0	0,00	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	450	W3_2	165	56	33,94	56	33,94	0	0,00	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	50	W4_2	228	222	97,37	192	84,21	30	13,16	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	100	W4_2	228	196	85,96	177	77,63	19	8,33	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	150	W4_2	228	150	65,79	144	63,16	6	2,63	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	200	W4_2	228	115	50,44	114	50,00	1	0,44	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	250	W4_2	228	103	45,18	103	45,18	0	0,00	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	300	W4_2	228	90	39,47	90	39,47	0	0,00	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	350	W4_2	228	79	34,65	79	34,65	0	0,00	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	400	W4_2	228	68	29,82	68	29,82	0	0,00	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	450	W4_2	228	56	24,56	56	24,56	0	0,00	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	50	W5_2	165	148	89,70	128	77,58	20	12,12	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	100	W5_2	165	129	78,18	117	70,91	12	7,27	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	150	W5_2	165	112	67,88	105	63,64	7	4,24	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	200	W5_2	165	96	58,18	93	56,36	3	1,82	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	250	W5_2	165	88	53,33	87	52,73	1	0,61	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	300	W5_2	165	75	45,45	74	44,85	1	0,61	0	0	0	0
0,32	TOPMAX	3050	350	W5_2	165	66	40,00	66	40,00	0	0,00	0	0	0	0

0,32 TOPMAX	3050	400 W5_2	165	59	35,76	59	35,76	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	450 W5_2	165	57	34,55	57	34,55	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	50 W6_2	349	256	73,35	214	61,32	42	12,03	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	100 W6_2	349	219	62,75	194	55,59	25	7,16	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	150 W6_2	349	195	55,87	177	50,72	18	5,16	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	200 W6_2	349	160	45,85	151	43,27	9	2,58	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	250 W6_2	349	117	33,52	113	32,38	4	1,15	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	300 W6_2	349	92	26,36	92	26,36	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	350 W6_2	349	72	20,63	72	20,63	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	400 W6_2	349	59	16,91	59	16,91	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	450 W6_2	349	46	13,18	46	13,18	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	50 W7_2	77	73	94,81	69	89,61	4	5,19	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	100 W7_2	77	69	89,61	65	84,42	4	5,19	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	150 W7_2	77	66	85,71	62	80,52	4	5,19	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	200 W7_2	77	52	67,53	50	64,94	2	2,60	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	250 W7_2	77	45	58,44	44	57,14	1	1,30	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	300 W7_2	77	37	48,05	37	48,05	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	350 W7_2	77	33	42,86	33	42,86	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	400 W7_2	77	30	38,96	30	38,96	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	450 W7_2	77	24	31,17	24	31,17	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	50 W8_2	990	776	78,38	546	55,15	230	23,23	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	100 W8_2	990	613	61,92	475	47,98	138	13,94	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	150 W8_2	990	487	49,19	404	40,81	83	8,38	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	200 W8_2	990	382	38,59	334	33,74	48	4,85	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	250 W8_2	990	315	31,82	284	28,69	31	3,13	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	300 W8_2	990	258	26,06	235	23,74	23	2,32	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	350 W8_2	990	210	21,21	197	19,90	13	1,31	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	400 W8_2	990	173	17,47	167	16,87	6	0,61	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	450 W8_2	990	145	14,65	141	14,24	4	0,40	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	50 WA_2	192	119	61,98	109	56,77	10	5,21	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	100 WA_2	192	54	28,13	51	26,56	3	1,56	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	150 WA_2	192	20	10,42	18	9,38	2	1,04	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	200 WA_2	192	6	3,13	5	2,60	1	0,52	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	250 WA_2	192	2	1,04	2	1,04	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	300 WA_2	192	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	350 WA_2	192	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	400 WA_2	192	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	450 WA_2	192	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	50 WB_2	719	510	70,93	328	45,62	182	25,31	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	100 WB_2	719	414	57,58	296	41,17	118	16,41	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	150 WB_2	719	304	42,28	265	36,86	39	5,42	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	200 WB_2	719	249	34,63	219	30,46	30	4,17	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	250 WB_2	719	192	26,70	178	24,76	14	1,95	0	0	0	0

0,32 TOPMAX	3050	300 WB_2	719	156	21,70	146	20,31	10	1,39	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	350 WB_2	719	116	16,13	116	16,13	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	400 WB_2	719	87	12,10	87	12,10	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	450 WB_2	719	61	8,48	61	8,48	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	50 WC_2	113	112	99,12	108	95,58	4	3,54	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	100 WC_2	113	112	99,12	108	95,58	4	3,54	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	150 WC_2	113	108	95,58	104	92,04	4	3,54	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	200 WC_2	113	101	89,38	97	85,84	4	3,54	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	250 WC_2	113	84	74,34	81	71,68	3	2,65	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	300 WC_2	113	77	68,14	74	65,49	3	2,65	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	350 WC_2	113	70	61,95	67	59,29	3	2,65	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	400 WC_2	113	62	54,87	60	53,10	2	1,77	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	450 WC_2	113	55	48,67	53	46,90	2	1,77	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	50 WD_2	555	524	94,41	427	76,94	97	17,48	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	100 WD_2	555	466	83,96	392	70,63	74	13,33	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	150 WD_2	555	402	72,43	355	63,96	47	8,47	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	200 WD_2	555	320	57,66	292	52,61	28	5,05	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	250 WD_2	555	268	48,29	251	45,23	17	3,06	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	300 WD_2	555	215	38,74	207	37,30	8	1,44	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	350 WD_2	555	175	31,53	170	30,63	5	0,90	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	400 WD_2	555	139	25,05	137	24,68	2	0,36	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	450 WD_2	555	114	20,54	113	20,36	1	0,18	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	50 WE_2	558	489	87,63	416	74,55	73	13,08	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	100 WE_2	558	447	80,11	401	71,86	46	8,24	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	150 WE_2	558	422	75,63	391	70,07	31	5,56	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	200 WE_2	558	390	69,89	373	66,85	17	3,05	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	250 WE_2	558	365	65,41	357	63,98	8	1,43	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	300 WE_2	558	351	62,90	346	62,01	5	0,90	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	350 WE_2	558	336	60,22	334	59,86	2	0,36	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	400 WE_2	558	316	56,63	315	56,45	1	0,18	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	450 WE_2	558	295	52,87	295	52,87	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	50 WF_2	772	528	68,39	310	40,16	218	28,24	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	100 WF_2	772	431	55,83	291	37,69	140	18,13	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	150 WF_2	772	314	40,67	267	34,59	47	6,09	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	200 WF_2	772	252	32,64	214	27,72	38	4,92	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	250 WF_2	772	183	23,70	174	22,54	9	1,17	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	300 WF_2	772	145	18,78	145	18,78	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	350 WF_2	772	110	14,25	119	15,41	-9	-1,17	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	400 WF_2	772	78	10,10	91	11,79	-13	-1,68	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	450 WF_2	772	46	5,96	52	6,74	-6	-0,78	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	50 WG_2	218	214	98,17	204	93,58	9	4,13	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	100 WG_2	218	204	93,58	197	90,37	6	2,75	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	150 WG_2	218	180	82,57	177	81,19	3	1,38	0	0	0	0

0,32 TOPMAX	3050	200 WG_2	218	157	72,02	156	71,56	1	0,46	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	250 WG_2	218	125	57,34	125	57,34	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	300 WG_2	218	109	50,00	109	50,00	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	350 WG_2	218	94	43,12	94	43,12	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	400 WG_2	218	82	37,61	82	37,61	0	0,00	0	0	0	0
0,32 TOPMAX	3050	450 WG_2	218	72	33,03	72	33,03	0	0,00	0	0	0	0



ground	Ag	face	fwc (kpa)	fwf (kpa)	wall-comb	joints number	Total failed joints	Total failed joints (%)	BTT	BTT(%)	BTC	BTC(%)	BCT	BCT(%)	BCC	BCC(%)
		0,4 BOTMAX	3050	50	W1_2	640	602	94,06	500	78,13	102	15,94	2	0,31	0	0
		0,4 BOTMAX	3050	100	W1_2	640	547	85,47	477	74,53	68	10,63	2	0,31	0	0
		0,4 BOTMAX	3050	150	W1_2	640	482	75,31	439	68,59	41	6,41	0	2,00	0	0
		0,4 BOTMAX	3050	200	W1_2	640	430	67,19	399	62,34	30	4,69	1	0,16	0	0
		0,4 BOTMAX	3050	250	W1_2	640	384	60,00	365	57,03	19	2,97	0	0,00	0	0
		0,4 BOTMAX	3050	300	W1_2	640	350	54,69	337	52,66	13	2,03	0	0,00	0	0
		0,4 BOTMAX	3050	350	W1_2	640	313	48,91	306	47,81	7	1,09	0	0,00	0	0
		0,4 BOTMAX	3050	400	W1_2	640	281	43,91	277	43,28	4	0,63	0	0,00	0	0
		0,4 BOTMAX	3050	450	W1_2	640	256	40,00	254	39,69	2	0,31	0	0,00	0	0
											0					
B		0,4 TOPMAX	3050	50	W1_2	640	629	98,28	574	89,69	55	8,59	0	0,00	0	0
B		0,4 TOPMAX	3050	100	W1_2	640	593	92,66	545	85,16	48	7,5	0	0,00	0	0
B		0,4 TOPMAX	3050	150	W1_2	640	556	86,88	515	80,47	41	6,41	0	0,00	0	0
B		0,4 TOPMAX	3050	200	W1_2	640	501	78,28	472	73,75	29	4,53	0	0,00	0	0
B		0,4 TOPMAX	3050	250	W1_2	640	444	69,38	427	66,72	17	2,66	0	0,00	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	300	W1_2	640	396	61,88	386	60,31	10	1,56	0	0,00	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	350	W1_2	640	337	52,66	335	52,34	2	3,12	0	0,00	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	400	W1_2	640	300	46,88	298	46,56	2	3,13	0	0,00	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	450	W1_2	640	260	40,63	259	40,47	1	1,56	0	0,00	0	0
B		0,4 TOPMAX	3050	50	W2_2	349	281	80,52	244	69,91	37	10,6	0	0,00	0	0
B		0,4 TOPMAX	3050	100	W2_2	349	243	69,63	220	63	23	6,59	0	0,00	0	0
B		0,4 TOPMAX	3050	150	W2_2	349	216	61,89	200	57,31	16	4,58	0	0,00	0	0
B		0,4 TOPMAX	3050	200	W2_2	349	189	54,15	176	50,43	13	3,72	0	0,00	0	0
B		0,4 TOPMAX	3050	250	W2_2	349	166	47,56	159	45,56	7	2	0	0,00	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	300	W2_2	349	152	43,55	149	42,69	3	8,6	0	0,00	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	350	W2_2	349	137	39,26	135	38,68	2	5,73	0	0,00	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	400	W2_2	349	122	34,96	120	34,38	2	5,73	0	0,00	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	450	W2_2	349	110	31,52	109	31,23	1	2,87	0	0,00	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	50	W3_2	165	152	92,12	136	82,42	16	9,70	0	0	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	100	W3_2	165	143	86,67	130	78,79	13	7,88	0	0	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	150	W3_2	165	130	78,79	122	73,94	8	4,85	0	0	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	200	W3_2	165	113	68,48	107	64,85	6	3,64	0	0	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	250	W3_2	165	104	63,03	101	61,21	3	1,82	0	0	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	300	W3_2	165	93	56,36	93	56,36	0	0,00	0	0	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	350	W3_2	165	88	53,33	88	53,33	0	0,00	0	0	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	400	W3_2	165	78	47,27	78	47,27	0	0,00	0	0	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	450	W3_2	165	66	40,00	66	40,00	0	0,00	0	0	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	50	W4_2	228	203	89,04	182	79,82	21	9,21	0	0	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	100	W4_2	228	187	82,02	167	73,25	20	8,77	0	0	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	150	W4_2	228	166	72,81	152	66,67	14	6,14	0	0	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	200	W4_2	228	151	66,23	142	62,28	9	3,95	0	0	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	250	W4_2	228	136	59,65	132	57,89	4	1,75	0	0	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	300	W4_2	228	115	50,44	115	50,44	0	0,00	0	0	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	350	W4_2	228	109	47,81	109	47,81	0	0,00	0	0	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	400	W4_2	228	97	42,54	97	42,54	0	0,00	0	0	0	0
		0,4 TOPMAX	3050	450	W4_2	228	76	33,33	76	33,33	0	0,00	0	0	0	0

0,4 TOPMAX	3050	50 W5_2	165	153	92,73	136	82,42	17	10,30	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	100 W5_2	165	143	86,67	131	79,39	12	7,27	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	150 W5_2	165	130	78,79	121	73,33	9	5,45	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	200 W5_2	165	112	67,88	107	64,85	5	3,03	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	250 W5_2	165	103	62,42	101	61,21	2	1,21	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	300 W5_2	165	92	55,76	92	55,76	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	350 W5_2	165	88	53,33	88	53,33	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	400 W5_2	165	77	46,67	77	46,67	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	450 W5_2	165	66	40,00	66	40,00	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	50 W6_2	349	279	79,94	249	71,35	30	8,60	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	100 W6_2	349	244	69,91	223	63,90	21	6,02	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	150 W6_2	349	215	61,60	203	58,17	12	3,44	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	200 W6_2	349	198	56,73	190	54,44	8	2,29	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	250 W6_2	349	174	49,86	170	48,71	4	1,15	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	300 W6_2	349	139	39,83	138	39,54	1	0,29	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	350 W6_2	349	112	32,09	112	32,09	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	400 W6_2	349	89	25,50	89	25,50	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	450 W6_2	349	75	21,49	75	21,49	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	50 W7_2	77	75	97,40	73	94,81	2	2,60	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	100 W7_2	77	70	90,91	69	89,61	1	1,30	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	150 W7_2	77	69	89,61	68	88,31	1	1,30	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	200 W7_2	77	63	81,82	63	81,82	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	250 W7_2	77	53	68,83	53	68,83	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	300 W7_2	77	46	59,74	46	59,74	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	350 W7_2	77	41	53,25	41	53,25	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	400 W7_2	77	36	46,75	36	46,75	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	450 W7_2	77	34	44,16	34	44,16	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	50 W8_2	990	810	81,82	591	59,70	218	22,02	1	0,10	0	0
0,4 TOPMAX	3050	100 W8_2	990	656	66,26	522	52,73	134	13,54	0	0,00	0	0
0,4 TOPMAX	3050	150 W8_2	990	528	53,33	454	45,86	74	7,47	0	0,00	0	0
0,4 TOPMAX	3050	200 W8_2	990	412	41,62	366	36,97	46	4,65	0	0,00	0	0
0,4 TOPMAX	3050	250 W8_2	990	329	33,23	306	30,91	23	2,32	0	0,00	0	0
0,4 TOPMAX	3050	300 W8_2	990	256	25,86	243	24,55	13	1,31	0	0,00	0	0
0,4 TOPMAX	3050	350 W8_2	990	197	19,90	192	19,39	5	0,51	0	0,00	0	0
0,4 TOPMAX	3050	400 W8_2	990	152	15,35	151	15,25	1	0,10	0	0,00	0	0
0,4 TOPMAX	3050	450 W8_2	990	120	12,12	120	12,12	0	0,00	0	0,00	0	0
0,4 TOPMAX	3050	50 WA_2	192	143	74,48	132	68,75	11	5,73	0	0,00	0	0
0,4 TOPMAX	3050	100 WA_2	192	86	44,79	86	44,79	0	0,00	0	0,00	0	0
0,4 TOPMAX	3050	150 WA_2	192	48	25,00	48	25,00	0	0,00	0	0,00	0	0
0,4 TOPMAX	3050	200 WA_2	192	19	9,90	19	9,90	0	0,00	0	0,00	0	0
0,4 TOPMAX	3050	250 WA_2	192	8	4,17	8	4,17	0	0,00	0	0,00	0	0
0,4 TOPMAX	3050	300 WA_2	192	4	2,08	4	2,08	0	0,00	0	0,00	0	0
0,4 TOPMAX	3050	350 WA_2	192	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0
0,4 TOPMAX	3050	400 WA_2	192	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0
0,4 TOPMAX	3050	450 WA_2	192	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0
0,4 TOPMAX	3050	50 WB_2	719	564	78,44	423	58,83	136	18,92	5	0,70	0	0

0,4 TOPMAX	3050	100 WB_2	719	478	66,48	387	53,82	89	12,38	2	0,28	0	0
0,4 TOPMAX	3050	150 WB_2	719	404	56,19	345	47,98	59	8,21	0	0,00	0	0
0,4 TOPMAX	3050	200 WB_2	719	333	46,31	293	40,75	40	5,56	0	0,00	0	0
0,4 TOPMAX	3050	250 WB_2	719	273	37,97	250	34,77	23	3,20	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	300 WB_2	719	228	31,71	215	29,90	13	1,81	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	350 WB_2	719	169	23,50	164	22,81	5	0,70	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	400 WB_2	719	135	18,78	133	18,50	2	0,28	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	450 WB_2	719	101	14,05	101	14,05	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	50 WC_2	113	112	99,12	111	98,23	1	0,88	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	100 WC_2	113	112	99,12	111	98,23	1	0,88	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	150 WC_2	113	112	99,12	111	98,23	1	0,88	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	200 WC_2	113	107	94,69	106	93,81	1	0,88	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	250 WC_2	113	101	89,38	100	88,50	1	0,88	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	300 WC_2	113	87	76,99	86	76,11	1	0,88	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	350 WC_2	113	77	68,14	76	67,26	1	0,88	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	400 WC_2	113	73	64,60	72	63,72	1	0,88	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	450 WC_2	113	69	61,06	68	60,18	1	0,88	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	50 WD_2	555	541	97,48	467	84,14	74	13,33	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	100 WD_2	555	497	89,55	432	77,84	65	11,71	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	150 WD_2	555	445	80,18	398	71,71	47	8,47	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	200 WD_2	555	370	66,67	356	64,14	14	2,52	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	250 WD_2	555	338	60,90	299	53,87	39	7,03	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	300 WD_2	555	301	54,23	225	40,54	76	13,69	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	350 WD_2	555	267	48,11	189	34,05	78	14,05	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	400 WD_2	555	198	35,68	171	30,81	27	4,86	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	450 WD_2	555	162	29,19	162	29,19	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	50 WE_2	558	512	91,76	450	80,65	62	11,11	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	100 WE_2	558	482	86,38	439	78,67	43	7,71	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	150 WE_2	558	448	80,29	425	76,16	23	4,12	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	200 WE_2	558	425	76,16	414	74,19	11	1,97	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	250 WE_2	558	410	73,48	400	71,68	10	1,79	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	300 WE_2	558	381	68,28	376	67,38	5	0,90	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	350 WE_2	558	367	65,77	366	65,59	1	0,18	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	400 WE_2	558	352	63,08	351	62,90	1	0,18	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	450 WE_2	558	338	60,57	338	60,57	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	50 WF_2	772	578	74,87	430	55,70	148	19,17	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	100 WF_2	772	492	63,73	397	51,42	95	12,31	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	150 WF_2	772	425	55,05	345	44,69	80	10,36	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	200 WF_2	772	347	44,95	302	39,12	45	5,83	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	250 WF_2	772	276	35,75	254	32,90	22	2,85	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	300 WF_2	772	237	30,70	214	27,72	23	2,98	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	350 WF_2	772	156	20,21	157	20,34	-1	-0,13	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	400 WF_2	772	134	17,36	124	16,06	10	1,30	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	450 WF_2	772	98	12,69	95	12,31	3	0,39	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	50 WG_2	218	216	99,08	207	94,95	9	4,13	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	100 WG_2	218	206	94,50	201	92,20	5	2,29	0	0	0	0

0,4 TOPMAX	3050	150 WG_2	218	187	85,78	181	83,03	6	2,75	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	200 WG_2	218	161	73,85	161	73,85	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	250 WG_2	218	133	61,01	133	61,01	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	300 WG_2	218	112	51,38	112	51,38	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	350 WG_2	218	97	44,50	97	44,50	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	400 WG_2	218	86	39,45	86	39,45	0	0,00	0	0	0	0
0,4 TOPMAX	3050	450 WG_2	218	75	34,40	75	34,40	0	0,00	0	0	0	0