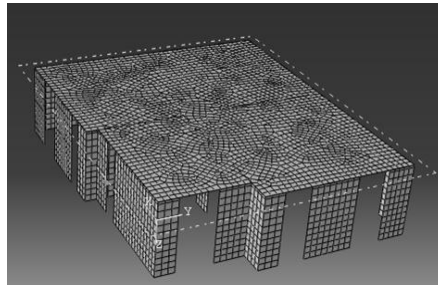
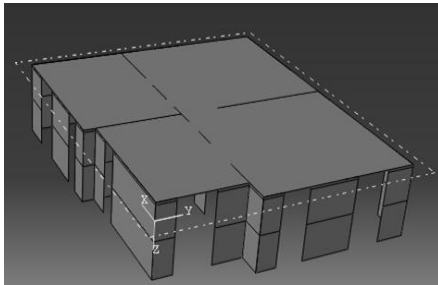




**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ**  
**ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ**

## **ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

# **ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ**



**ΟΛΥΜΠΙΣΙΟΥ ΒΑΣΙΛΙΚΗ**  
**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: Χ. ΜΟΥΖΑΚΗΣ Επ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.**  
**ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2013**

## Περιεχόμενα

<b>Σκοπός</b> .....	5
<b>1 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΟΚΩΔΙΚΑ EC-8</b> .....	<b>Error!</b>
<b>Bookmark not defined.</b>	
1.1 Χαρακτηριστικά αντισεισμικών κτηρίων .....	8
Στατική απλότητα.....	8
Ομοιομορφία, συμμετρία και υπερστατικότητα .....	8
Διαξονική αντοχή και δυσκαμψία.....	8
Στρεπτική αντοχή και δυσκαμψία.....	9
Διαφραγματική δράση στα επίπεδα των ορόφων.....	9
Επαρκής θεμελίωση .....	10
1.2 Κριτήρια για τη στατική κανονικότητα.....	10
1.2.1 Κριτήρια για κανονικότητα σε κάτοψη .....	11
1.2.2 Κριτήρια για κανονικότητα σε όψη.....	12
1.3 Ανάλυση .....	14
1.3.1 Η προσομοίωση της ανάλυσης .....	14
1.3.2 Τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις.....	14
1.3.3 Οι μέθοδοι ανάλυσης.....	15
1.3.4 Στρεπτική ευκαμψία κτηρίου .....	16
1.4 Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης .....	16
1.4.1 Τέμνουσα δύναμη βάσης.....	16
1.4.2 Κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων .....	17
1.5 Οι κανονισμοί για κτήρια από τοιχοποιία .....	18
Υλικά και τρόπος δόμησης .....	18
1.5.2 Κριτήρια σχεδιασμού και κατασκευαστικοί κανόνες .....	20
1.5.3 Οι κανονισμοί για τα “απλά κτήρια από τοιχοποιία” .....	21
1.6 Οι κανονισμοί για τις σεισμικές δράσεις .....	23
1.6.1 Σεισμικές ζώνες .....	23
1.6.2 Σεισμική δράση .....	24
1.6.3 Φάσματα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση.....	24
1.6.4 Δημιουργία φάσματος σχεδιασμού.....	26
1.7 ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΙΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΡΑΣΗΣ .....	27
1.7.1 Προσομοίωση χρονοϊστορίας .....	27

2	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΟΚΩΔΙΚΑ EC-6.....	29
2.1	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΠΟ ΑΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ .....	30
2.1.1	Εισαγωγή .....	30
2.1.2	Τοίχοι δυσκαμψίας.....	30
2.1.3	Σχεδιασμός δομικών μελών .....	31
2.1.4	Ιδιότητες σκυροδέματος πληρώσεως .....	32
2.1.5	Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή τοιχοποιίας .....	32
2.2	Ανάλυση δομικών μελών - Τοίχοι υπό κατακόρυφα φορτία.....	35
2.2.1	Γενικά.....	35
2.2.2	Μήκος λυγισμού.....	35
2.2.3	Ενεργό πάχος τοίχων.....	38
2.3	Οριακή κατάσταση αστοχίας .....	40
2.3.1	Τοίχοι από άοπλη τοιχοποιία υπό κυρίως κατακόρυφα φορτία.....	40
2.3.2	Έλεγχος τοίχων από άοπλη τοιχοποιία υπό κυρίως κατακόρυφα φορτία .....	40
2.3.3	Τοίχοι υπό συγκεντρωμένα φορτία .....	43
2.4	Άοπλοι τοίχοι υπό οριζόντια φόρτιση.....	45
2.4.1	Συμπεριφορά τοίχων υπό οριζόντια στο επίπεδο τους δύναμη .....	45
2.4.2	Έλεγχοι τοίχων υπό οριζόντια στο επίπεδο τους δύναμη .....	46
2.5	Έλεγχος καμπτόμενων στοιχείων .....	48
2.6	Έλεγχοι εκτός κανονισμών .....	49
2.6.1	Πλευρική αντοχή της τοιχοποιίας .....	49
2.6.2	Δύναμη $V_{in-plane}$ .....	49
2.6.3	Τελικός έλεγχος .....	49
3	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΟΥ Α ΜΟΝΟΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ.....	51
3.1	Περιγραφή του κτηρίου .....	52
3.2	Υλικά κατασκευής.....	55
3.3	Φορτίσεις – συνδυασμοί φορτίσεων.....	56
3.4	Υπολογισμός ιδιοσυχνοτήτων και μαζών.....	57
3.5	Τα κτήρια Α με βάση τους κανονισμούς .....	62
3.5.1	Κανονικότητα σε κάτοψη .....	62
3.5.2	Κανονικότητα σε όψη.....	62
3.5.3	Κριτήρια σχεδιασμού και κατασκευαστικοί κανόνες για κτήρια από τοιχοποιία .....	63

3.5.4	Το κτήριο Α ως «απλό κτήριο».....	64
3.6	Προσομοίωση στο abaqus .....	65
3.7	Ανάλυση του κτιρίου Α.....	72
3.7.1	Έλεγχος τοίχων υπό κατακόρυφα φορτία.....	72
3.7.2	Έλεγχος τοίχων υπό οριζόντια φορτία .....	80
3.7.3	Έλεγχοι τοίχων υπό καμπτική ροπή .....	81
3.7.4	Έλεγχοι τοίχων εκτός κανονισμών .....	82
3.7.5	Έλεγχος γωνιακής παραμόρφωσης.....	82
3.7.6	Σημεία επίλυσης.....	83
4	ΚΕΦΑΛΑΙΟ: 4 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΟΥ Α ΔΙΩΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ .....	85
4.1	Υπολογισμός ιδιοσυχνοτήτων και μαζών.....	86
4.2	Κανονικότητα του διωρόφου κτηρίου Α.....	90
4.3	Το abaqus στη διπλωματική.....	90
4.3.2	φορτία διωρόφου κτηρίου.....	91
4.4	Έλεγχος κατακορύφων φορτίων .....	92
5	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΝΕΑ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ .....	97
5.1	: ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	98
5.2	: Θεωρία διατύπωσης επαφής (contact formulation) .....	98
5.2.1:	Προσδιορισμός προσομοίωσης επαφής που ορίζεται με επιφάνειες .....	98
5.2.2	Επιφάνειες.....	98
5.2.3:	Αλληλεπιδράσεις επιφανειών.....	98
5.2.4:	Ιδιότητες επιφανειών .....	99
5.2.5	Δυνατότητες που προσφέρει η προσομοίωση επαφής στο Abaqus/Standard .....	99
5.2.6	Ορισμός ζεύγους επαφής.....	99
5.2.7	Εντολές ορισμού επιφανειών στο Abaqus.....	100
5.3	: Ανάλυση του κτηρίου .....	102
6	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....	103
	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ .....	106
7	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α .....	107
8	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....	108

### **Σκοπός**

Αυτή η διπλωματική εργασία έχει σαν σκοπό τον αντισεισμικό σχεδιασμό ενός προτύπου κτηρίου, κατασκευασμένο από άοπλη τοιχοποιία και συγκεκριμένα από λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου, με βάση τις διατάξεις του EC-8 και EC-6. Με βάση αυτές τις διατάξεις τα κτήρια θα διαστασιολογηθούν κιάλας. Τα κτήρια τα οποία επιλύονται είναι το μονώροφο και το διώροφο, για ζώνες χαμηλής σεισμικότητας.

Εκτός από το σχεδιασμό αυτών των κτηρίων η διπλωματική αυτή στοχεύει και στη σύγκριση των κτηρίων ανάλογα με τον τρόπο συνδεσμολογίας των τοίχων( πλήρως συνδεδεμένοι τοίχοι, καθόλου συνδεδεμένοι τοίχοι και τοίχοι συνδεδεμένοι σε 3 σημεία: στην κορυφή, στη μέση και στη βάση), της πλάκας (παραμορφώσιμη ή δύσκαμπτη) και της ύπαρξης ή όχι δοκαριών. Ακόμα, εξετάζεται και μια άλλη περίπτωση όπου το κτήριο έχει παραμορφώσιμη πλάκα και η σύνδεση της με τους τοίχους γίνεται μέσω στοιχείων επαφής (contact elements).



# **1 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΟΚΩΔΙΚΑ EC-8**

### **Χαρακτηριστικά αντισεισμικών κτηρίων**

Σε σεισμικές περιοχές ο σεισμικός κίνδυνος θα λαμβάνεται υπόψη στα αρχικά στάδια της μελέτης διαμόρφωσης (προκαταρκτική μελέτη) ενός κτιρίου, ώστε να επιτευχθεί στατικό σύστημα το οποίο ικανοποιεί τις θεμελιώδεις απαιτήσεις που ορίζονται με αποδεκτό κόστος. (απαίτηση για μη κατάρρευση κι απαίτηση περιορισμού βλαβών)

Οι κατευθυντήριες αρχές που διέπουν την μελέτη διαμόρφωσης του φορέα είναι:

- στατική απλότητα
- ομοιομορφία, συμμετρία και υπερστατικότητα
- διαξονική αντοχή και δυσκαμψία
- στρεπτική αντοχή και δυσκαμψία
- διαφραγματική δράση στα επίπεδα των ορόφων
- επαρκής θεμελίωση.

Οι αρχές αυτές αναλύονται λεπτομερέστερα στις ακόλουθες παραγράφους της παρούσας.

Ερμηνεία των παραπάνω όρων:

#### **Στατική απλότητα**

Η στατική απλότητα που χαρακτηρίζεται από σαφείς και άμεσες οδεύσεις μεταφοράς των σεισμικών δυνάμεων, είναι ένας σημαντικός στόχος επειδή η προσομοίωση, ανάλυση, διαστασιολόγηση, διαμόρφωση λεπτομερειών και κατασκευή απλών φορέων υπόκειται σε πολύ μικρότερες αβεβαιότητες και επομένως η πρόβλεψη της σεισμικής συμπεριφοράς τους είναι πολύ πιο αξιόπιστη

#### **Ομοιομορφία, συμμετρία και υπερστατικότητα**

Η ομοιομορφία σε κάτοψη χαρακτηρίζεται από ομαλή κατανομή των φερόντων στοιχείων που επιτρέπει βραχεία και άμεση μεταφορά των αδρανειακών δυνάμεων που δρουν στις κατανεμημένες μάζες του κτιρίου. Εάν είναι απαραίτητο, η ομοιομορφία μπορεί να επιτευχθεί με την υποδιαίρεση του όλου κτιρίου σε δυναμικά ανεξάρτητες μονάδες, με την χρήση σεισμικών αρμών, υπό τον όρο ότι οι αρμοί. Με πρόβλεψη ομαλής συσχέτισης μεταξύ της κατανομής των μαζών και της κατανομής της αντοχής και δυσκαμψίας αποφεύγονται μεγάλες εκκεντρότητες μεταξύ (κέντρων) μάζας και δυσκαμψίας. Εάν η μορφή του κτιρίου είναι συμμετρική ή σχεδόν-συμμετρική, μια συμμετρική διάταξη φερόντων στοιχείων, καλά κατανεμημένων σε κάτοψη, είναι κατάλληλη για την επίτευξη ομοιομορφίας. Η χρήση ομοιόμορφα κατανεμημένων φερόντων στοιχείων αυξάνει την υπερστατικότητα και επιτρέπει ευνοϊκότερη ανακατανομή των εντατικών μεγεθών και απόδοση ενέργειας εκτεταμένη σε ολόκληρο τον φορέα.

#### **Διαξονική αντοχή και δυσκαμψία**

Η οριζόντια σεισμική κίνηση είναι ένα διαξονικό φαινόμενο και επομένως το κτίριο θα πρέπει να παρουσιάζει αντοχή σε οριζόντιες δράσεις προς κάθε



διεύθυνση. Για να ικανοποιείται το παραπάνω, τα φέροντα στοιχεία πρέπει να διατάσσονται σε κάτοψη σε ορθογωνική διάταξη που εξασφαλίζει παρόμοια χαρακτηριστικά αντοχής και δυσκαμψίας και στις δύο κύριες διευθύνσεις. Η επιλογή των χαρακτηριστικών δυσκαμψίας του φορέα, ενώ θα στοχεύει στην ελαχιστοποίηση των αποτελεσμάτων της σεισμικής δράσης (λαμβάνοντας υπόψη τα συγκεκριμένα χαρακτηριστικά της στην θέση του έργου) πρέπει επίσης να περιορίζει την ανάπτυξη υπερβολικών μετακινήσεων που μπορεί να οδηγήσουν σε αστάθεια λόγω αποτελεσμάτων δευτέρας τάξεως ή σε υπερβολικές βλάβες.

### **Στρεπτική αντοχή και δυσκαμψία**

Εκτός από την μεταφορική αντοχή και δυσκαμψία, οι φορείς κτιρίων πρέπει να παρουσιάζουν επαρκή στρεπτική αντοχή και δυσκαμψία προκειμένου να περιορίζεται η ανάπτυξη των στρεπτικών κινήσεων που οδηγούν τα διάφορα φέροντα στοιχεία σε ανομοιόμορφη καταπόνηση. Από αυτή την άποψη, παρουσιάζουν σαφή πλεονεκτήματα διατάξεις στις οποίες τα κύρια στοιχεία που αναλαμβάνουν την σεισμική δράση είναι κατανομημένα κοντά στην περίμετρο του κτιρίου.

### **Διαφραγματική δράση στα επίπεδα των ορόφων**

Στα κτίρια, οι δίσκοι των δαπέδων (συμπεριλαμβανομένου και του δώματος) έχουν πολύ σημαντικό ρόλο στην συνολική σεισμική συμπεριφορά του φορέα. Ενεργούν ως οριζόντια διαφράγματα που συλλέγουν και μεταφέρουν τις αδρανειακές δυνάμεις στα κατακόρυφα φέροντα συστήματα και εξασφαλίζουν ότι τα συστήματα αυτά συνεργάζονται αποτελεσματικά στην ανάληψη της οριζόντιας σεισμικής δράσης. Η δράση των δαπέδων ως διαφραγμάτων είναι ιδιαίτερα σημαντική σε περιπτώσεις σύνθετων και ανομοιόμορφων διατάξεων των κατακόρυφων στατικών συστημάτων, ή όπου χρησιμοποιούνται στον ίδιο φορέα συστήματα με διαφορετικά χαρακτηριστικά οριζόντιας παραμορφωσιμότητας (π.χ. σε διπλά ή μικτά συστήματα). Τα συστήματα δαπέδων και το δώμα πρέπει να διαθέτουν δυσκαμψία και αντοχή στο επίπεδό τους καθώς και αποτελεσματική σύνδεση με τα κατακόρυφα φέροντα συστήματα. Πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή σε περιπτώσεις κατόψεων μορφής μη συμπαγούς ή πολύ επιμήκους και σε περιπτώσεις μεγάλων ανοιγμάτων στα δάπεδα, ειδικά εάν τα τελευταία βρίσκονται κοντά σε κύρια κατακόρυφα φέροντα στοιχεία, εμποδίζοντας έτσι την αποτελεσματική σύνδεση μεταξύ του κατακόρυφου συστήματος και του οριζόντιου φορέα. Τα διαφράγματα πρέπει να έχουν επαρκή δυσκαμψία στο επίπεδό τους για να επιτυγχάνεται κατανομή των οριζόντιων αδρανειακών δυνάμεων στα κατακόρυφα φέροντα συστήματα σύμφωνα με τις υποθέσεις της ανάλυσης (π.χ. άκαμπτα διαφράγματα) ιδιαίτερα όταν υπάρχουν σημαντικές μεταβολές στην δυσκαμψία ή εσοχές των κατακόρυφων στοιχείων επάνω και κάτω από το διάφραγμα.

**Επαρκής θεμελίωση**

Όσον αφορά τη σεισμική δράση, η μελέτη και η κατασκευή των θεμελίων και της σύνδεσης με την ανωδομή θα εξασφαλίζουν ότι ολόκληρο το κτίριο υπόκειται σε ομοιόμορφη σεισμική διέγερση. Για φορείς που αποτελούνται από έναν συγκεκριμένο αριθμό φερόντων τοιχωμάτων, που πιθανόν να διαφέρουν σε πλάτος και δυσκαμψία, πρέπει γενικά να επιλέγεται δύσκαμπτη κυβωτιοειδής ή κυψελοειδής θεμελίωση, που να περιλαμβάνει πλάκα θεμελίωσης και πλάκα κάλυψης. Για κτίρια με μεμονωμένα στοιχεία θεμελίωσης (πέδιλα ή πασσάλους), συνιστάται χρήση πλάκας θεμελίωσης ή συνδετήριων δοκών μεταξύ των στοιχείων αυτών και στις δύο κύριες διευθύνσεις.

**Κριτήρια για τη στατική κανονικότητα**

Για την αντισεισμική μελέτη, οι φορείς κτιρίων ταξινομούνται σε κανονικούς ή μη-κανονικούς.

Αυτή η διάκριση έχει επιπτώσεις στα ακόλουθα θέματα της σεισμικής μελέτης:

- στο στατικό προσομοίωμα, το οποίο μπορεί να είναι είτε απλουστευμένο επίπεδο προσομοίωμα ή χωρικό προσομοίωμα
- στην μέθοδο ανάλυσης, που μπορεί να είναι είτε απλουστευμένη ανάλυση φάσματος απόκρισης (διαδικασία οριζόντιας φόρτισης) ή ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης
- στην τιμή του συντελεστή  $q$ , που θα είναι μειωμένη για μη-κανονικά σε όψη κτίρια

Συγκεκριμένα οι παραπάνω επιπτώσεις φαίνονται στον επόμενο πίνακα:

Κανονικότητα σε		Επιτρεπόμενη απλοποίηση		Συντελεστής συμπεριφοράς
Κάτοψη	Όψη	Προσομοίωμα	Γραμμική-ελαστική ανάλυση	(για γραμμική ανάλυση)
Ναι	Ναι	Επίπεδο	Οριζόντια φόρτιση <sup>a</sup>	Τιμή αναφοράς
Ναι	Όχι.	Επίπεδο	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή
Όχι.	Ναι	Χωρικό <sup>b</sup>	Οριζόντια φόρτιση <sup>a</sup>	Τιμή αναφοράς
Όχι.	Όχι.	Χωρικό	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή

Πίνακας 1.1: Επιπτώσεις στατικής κανονικότητας στην σεισμική ανάλυση και μελέτη

Για μη κανονικά κτίρια σε όψη οι μειωμένες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς λαμβάνονται από τις τιμές αναφοράς με πολλαπλασιασμό επί 0,8.

**1.2.1 Κριτήρια για κανονικότητα σε κάτοψη**

Ένα κανονικό κτήριο πρέπει να ικανοποιεί τους παρακάτω κανόνες:

- Όσον αφορά την αντοχή σε οριζόντια φορτία και την κατανομή της μάζας, το κτήριο θα είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες.
- Η διαμόρφωση της κάτοψης θα είναι συμπαγής, δηλ., κάθε πλάκα ορόφου θα οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Εάν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο (εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο), η κανονικότητα σε κάτοψη μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται, υπό τον όρο ότι οι ανωμαλίες αυτές δεν έχουν επιπτώσεις στην δυσκαμψία της πλάκας στο επίπεδο της και ότι, σε κάθε ανωμαλία, η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα δεν υπερβαίνει 5% της επιφάνειας του ορόφου.
- Η δυσκαμψία των πλακών ορόφων μέσα στο επίπεδο τους θα είναι αρκετά μεγάλη σε σύγκριση με την οριζόντια δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων. Από την άποψη αυτή, κατόψεις με μορφή L, Π, Η, Ι, και Χ πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά, ειδικότερα όσον αφορά την δυσκαμψία των κλάδων, που πρέπει να είναι συγκρίσιμη με αυτήν του κεντρικού σκέλους, προκειμένου να ικανοποιηθεί η συνθήκη άκαμπτου διαφράγματος. Η παρούσα παράγραφος έχει εφαρμογή για τη γενική συμπεριφορά του κτιρίου.
- Η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη,  $\lambda = L_{max}/L_{min}$ , δεν θα είναι μεγαλύτερη του 4, όπου το  $L_{max}$  και το  $L_{min}$  είναι αντίστοιχα η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις.
- Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης  $x$  και  $y$ , η στατική εκκεντρότητα  $e_{ox}$  και η ακτίνα δυστρεψίας  $r_x$  ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες οι οποίες δίνονται για την διεύθυνση  $y$  της ανάλυσης:

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq l_s$$

όπου

$e_{ox}$  είναι η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, που μετράται κατά την διεύθυνση  $x$ , κάθετη στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης

$r_x$  είναι η τετραγωνική ρίζα του λόγου της δυστρεψίας προς την μεταφορική δυσκαμψία στην διεύθυνση  $y$  («ακτίνα δυστρεψίας»), και

$l_s$  είναι η ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη (τετραγωνική ρίζα του λόγου  $(a)$  της πολικής ροπής αδρανείας της μάζας της πλάκας του ορόφου σε κάτοψη, ως προς το κέντρο

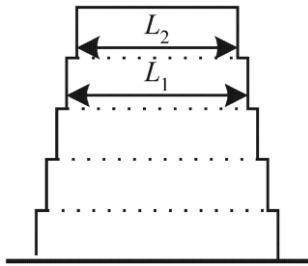
μάζας της πλάκας του ορόφου προς (β) την μάζα της πλάκας του ορόφου).

### **1.2.2 Κριτήρια για κανονικότητα σε όψη**

Για να ταξινομηθεί ένα κτίριο ως κανονικό σε όψη, θα πρέπει να ικανοποιεί όλους τους παρακάτω όρους

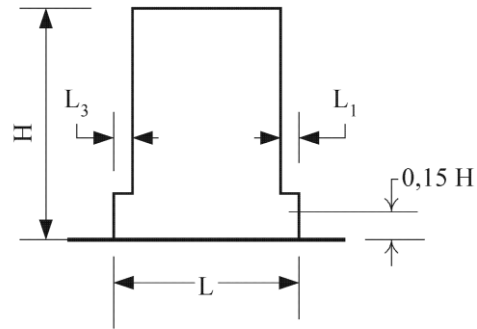
- Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, θα είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου, ή, εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, έως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτιρίου.
- Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα παραμένουν σταθερές ή θα μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές, από τη βάση προς την κορυφή ενός κτιρίου.
- Σε κτίρια με πλαισιωτό σύστημα ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση δεν πρέπει να διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ συνεχόμενων ορόφων
- Όταν υπάρχουν εσοχές, ισχύουν οι ακόλουθες πρόσθετες συνθήκες:
  1. για βαθμιδωτές εσοχές που διατηρούν την αξονική συμμετρία του φορέα, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 20% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη στην διεύθυνση της εσοχής (σχήμα 1.1.α και σχήμα 1.1.β)
  2. για μια μεμονωμένη εσοχή μέσα σε ύψος μικρότερο από 15% του συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος, η εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 50% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη (σχήμα 1.1.γ). Σε τέτοια περίπτωση το κάτω μέρος του φορέα που περιλαμβάνεται μέσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανώτερων ορόφων πρέπει να μελετηθεί ώστε να αναλαμβάνει τουλάχιστον 75% των οριζόντιων τεμνουσών δυνάμεων που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτίριο χωρίς τη διεύρυνση του κάτω μέρους
  3. εάν οι εσοχές δεν διατηρούν τη συμμετρία του φορέα, το άθροισμα των εσοχών όλων των ορόφων σε κάθε όψη δεν θα είναι μεγαλύτερο από το 30% της διάστασης της κάτοψης στο ισόγειο επάνω από την θεμελίωση ή επάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου, και κάθε επιμέρους εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης διάστασης κάτοψης (σχήμα 1.1.δ). Ενδεικτικά στο παρακάτω σχήμα:

(α)



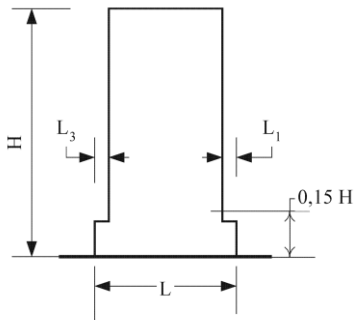
Κριτήριο για (α):  $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$

(β) (εσοχή πάνω από 0,15H)



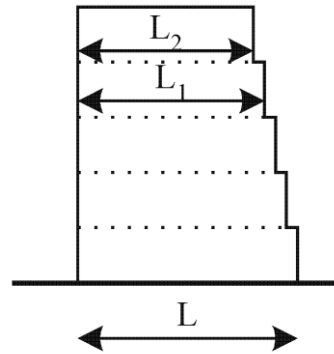
Κριτήριο για (β):  $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$

(γ) (εσοχή κάτω από 0,15H)



Κριτήριο για (γ):  $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$

(δ)



Κριτήρια για (δ):  $\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$$

Σχήμα 1.1

## **Ανάλυση**

### **1.3.1 Η προσομοίωση της ανάλυσης**

Το προσομοίωμα του κτιρίου θα πρέπει να απεικονίζει επαρκώς την κατανομή της δυσκαμψίας και της μάζας, έτσι ώστε όλες οι σημαντικές μορφές παραμόρφωσης και δυνάμεις αδράνειας να αντιπροσωπεύονται κατάλληλα στο πλαίσιο της εξεταζόμενης σεισμικής δράσης. Σε περίπτωση μη γραμμικής ανάλυσης, το προσομοίωμα θα πρέπει να απεικονίζει επαρκώς και την κατανομή της αντοχής.

Το προσομοίωμα πρέπει επίσης να αποδίδει την συμβολή των περιοχών κόμβων στην παραμορφωσιμότητα του κτιρίου, π.χ. ακραίες περιοχές σε δοκούς ή υποστυλώματα πλαισιωτών φορέων. Μη-φέροντα στοιχεία, τα οποία μπορούν να επηρεάσουν την απόκριση του βασικού αντισεισμικού φορέα, πρέπει επίσης να λαμβάνονται υπόψη.

Γενικά ο φορέας μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελείται από ένα σύνολο συστημάτων ανάληψης κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων, που συνδέονται με οριζόντια διαφράγματα.

Ένα διάφραγμα θεωρείται άκαμπτο όταν κατά την προσομοίωση με την πραγματική εντός του επιπέδου ευκαμψίας του, οι οριζόντιες μετακινήσεις δεν υπερβαίνουν πουθενά αυτές που προκύπτουν από την υπόθεση άκαμπτου διαφράγματος κατά περισσότερο από το 10% των αντίστοιχων απολύτων οριζόντιων μετακινήσεων κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Όταν, λοιπόν, τα διαφράγματα των δαπέδων θεωρούνται άκαμπτα, οι μάζες κι οι ροπές αδρανείας κάθε δαπέδου μπορούν να συγκεντρωθούν στο κέντρο βάρους.

Τα κτίρια τα οποία είναι κανονικά η ανάλυση τους μπορεί να γίνει με τη χρήση δύο επιπέδων προσομοιωμάτων, ένα για κάθε κύρια διεύθυνση.

Έκτος αν γίνει ακριβέστερη ανάλυση των ρηγματωμένων στοιχείων, τα ελαστικά καμπτικά και διατμητικά χαρακτηριστικά δυσκαμψίας των στοιχείων από σκυρόδεμα και τοιχοποιία μπορούν να ληφθούν ίσα με το ήμισυ της αντίστοιχης δυσκαμψίας των μη ρηγματωμένων στοιχείων.

### **1.3.2 Τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις**

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογιζόμενο κέντρο της μάζας σε κάθε όροφο θα θεωρείται ως μετατοπισμένο από την ονομαστική θέση του σε κάθε διεύθυνση κατά την ακόλουθη τυχηματική εκκεντρότητα:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

όπου

$e_{ai}$  είναι η τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου  $i$  από την ονομαστική θέση του, εφαρμοζόμενη στην ίδια διεύθυνση σε όλους τους ορόφους

$L_i$  είναι η διάσταση του ορόφου, κάθετη προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

### **1.3.3 Οι μέθοδοι ανάλυσης**

Τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα.

Η μέθοδος αναφοράς για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης θα είναι η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, η οποία χρησιμοποιεί γραμμικό-ελαστικό προσομοίωμα του φορέα και το φάσμα σχεδιασμού.

Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του φορέα του κτιρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

- η "μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης"
- η "ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης"

Μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί εναλλακτικά της γραμμικής μεθόδου, μια μη γραμμική μέθοδος:

- μη-γραμμική στατική ανάλυση
- μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Η γραμμική-ελαστική ανάλυση μπορεί να εκτελεσθεί με δύο επίπεδα προσομοιώματα, ένα για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, εφόσον ικανοποιούνται τα κριτήρια για την κανονικότητα σε κάτοψη

Ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου, η γραμμική-ελαστική ανάλυση μπορεί να εκτελεσθεί με δύο επίπεδα προσομοιώματα, ένα για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, ακόμα κι αν δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια για την κανονικότητα σε κάτοψη, αν ικανοποιούνται οι παρακάτω συνθήκες:

α) τόσον η περιμετρική επένδυση όσον και οι διαχωριστικοί τοίχοι του κτιρίου είναι ομοιόμορφα κατανομημένα και σχετικά δύσκαμπτα

β) το ύψος του κτιρίου δεν υπερβαίνει τα 10 m

γ) η δυσκαμψία των πλακών ορόφων μέσα στο επίπεδό τους είναι μεγάλη σε σύγκριση με την μεταφορική δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων, έτσι ώστε να μπορεί να υποθεθεί άκαμπτη διαφραγματική δράση.

δ) τα κέντρα οριζόντιας δυσκαμψίας και μάζας βρίσκονται στην ίδια κατακόρυφη γραμμή και ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες, στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις της ανάλυσης:  $r_x^2 > I_s^2 + e_{ox}^2$ ,  $r_y^2 > I_s^2 + e_{oy}^2$ .

Αυτός ο κανονισμός αναλύεται καλύτερα στην παράγραφο 1.3.4

Σε κτίρια που ικανοποιούν όλους τους παραπάνω όρους με εξαίρεση τον δ), μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί γραμμική-ελαστική ανάλυση σε δύο επίπεδα προσομοιώματα, ένα σε κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, αλλά στις περιπτώσεις αυτές όλα τα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις που προκύπτουν από την ανάλυση πρέπει να πολλαπλασιαστούν επί 1,25.

### **1.3.4 Στρεπτική ευκαμψία κτηρίου**

Για να μην είναι ένα κτήριο στρεπτικά εύκαμπτο πρέπει να ισχύουν οι παρακάτω συνθήκες στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις της ανάλυσης:

$$r_x^2 > I_s^2 + e_{ox}^2 \text{ και } r_y^2 > I_s^2 + e_{oy}^2 \text{ όπου:}$$

$I_s$  είναι η ακτίνα αδρανείας

$e_{ox}, e_{oy}$  είναι οι φυσικές εκκεντρότητες και

$r_x, r_y$  είναι οι ακτίνες δυστροπείας

Υπολογισμός ακτίνας αδρανείας

$$I_s = \frac{I_{KM}}{m}$$

Υπολογισμός ακτίνων δυστροπείας

$$r_{i,x} = \frac{c \cdot u_{i,y}^y}{\theta_i} \text{ και } r_{i,y} = \frac{c \cdot u_{i,x}^x}{\theta_i}$$

Όπου:

$u_{i,x}^x$  είναι η εφαρμογή οριζόντιας δύναμης κατά τη διεύθυνση X στους πλασματικούς πόλους των ορόφων

$u_{i,y}^y$  είναι η εφαρμογή οριζόντιας δύναμης κατά τη διεύθυνση Y στους πλασματικούς πόλους των ορόφων

\*Σημειώνεται ότι τα διανύσματα (δείκτες) των μετακινήσεων είναι της παραπλεύρωσ μορφής, όπου ο πρώτος δείκτης δηλώνει το νούμερο του ορόφου και ο δεύτερος τη διεύθυνση της μετακίνησης.

c είναι οποιοσδήποτε συντελεστής

$\theta_i$  είναι η στροφή που αντιστοιχεί στο Κέντρο Μάζας του ορόφου i για φόρτιση στρεπτικών ροπών

[ΤΥΠΟΛΟΓΙΟ: ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ 2, ΣΕΛ1-2]

[ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ: EN1998-1 ΚΕΦ:4.3.3.4]

[ΑΣΚΗΣΗ 11 ΑΠΟ ΤΟ ΜΑΘΗΜΑ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ 2]

## **Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης**

### **1.4.1 Τέμνουσα δύναμη βάσης**

Η συγκεκριμένη μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε κτίρια που ικανοποιούν τους ακόλουθους δύο όρους:

α) έχουν θεμελιώδεις περιόδους ταλάντωσης  $T_1$ , στις δύο κύριες διευθύνσεις, μικρότερες από τις ακόλουθες τιμές



$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$$

β) ικανοποιούν τα κριτήρια για κανονικότητα σε όψη

Η σεισμική τέμνουσα δύναμη βάσης  $F_b$ , για κάθε οριζόντια διεύθυνση κατά την οποία μελετάται το κτίριο, θα καθορίζεται με χρήση της ακόλουθης έκφρασης:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

όπου

$S_d(T_1)$  είναι η τετμημένη του φάσματος σχεδιασμού στην περίοδο  $T_1$ ;

$T_1$  είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του κτιρίου για οριζόντια κίνηση στην εξεταζόμενη διεύθυνση

$m$  είναι η συνολική μάζα του κτιρίου πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτης βάσης

$\lambda$  είναι συντελεστής διόρθωσης, η τιμή του οποίου ισούται με:  $\lambda = 0,85$  εάν  $T_1 \leq 2 T_c$  και το κτίριο έχει πάνω από δύο ορόφους, ή  $\lambda = 1,0$  σε κάθε άλλη περίπτωση.

#### **1.4.2 Κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων**

Το σχήμα των θεμελιωδών ιδιομορφών στις οριζόντιες διευθύνσεις της ανάλυσης του κτιρίου μπορεί να υπολογιστεί με χρήση μεθόδων Δυναμικής ή μπορεί να προσεγγιστεί από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος του κτιρίου.

Τα σεισμικά εντατικά μεγέθη θα καθορίζονται με την εφαρμογή, στα δύο επίπεδα προσομοιώματα, οριζόντιων φορτίων  $F_i$  σε όλους τους ορόφους.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

όπου

$F_i$  είναι το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο  $i$

$F_b$  είναι η σεισμική τέμνουσα βάσεως

$s_i, s_j$  είναι οι μετακινήσεις των μαζών  $m_i, m_j$  που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή

$m_i, m_j$  είναι οι μάζες ορόφων

Τα οριζόντια φορτία  $F_i$  που καθορίζονται σύμφωνα με την παρούσα θα κατανέμονται στο σύστημα ανάληψης οριζόντιων φορτίων υποθέτοντας ότι οι πλάκες των ορόφων είναι άκαμπτες στο επίπεδό τους.

## **Οι κανονισμοί για κτήρια από τοιχοποιία**

### **Υλικά και τρόπος δόμησης**

#### **1.5.1.1 Τύποι λιθοσωμάτων**

Τα λιθοσώματα θα πρέπει να έχουν επαρκή στερρότητα προκειμένου να αποφευχθεί τοπική ψαθυρή αστοχία.

Σύμφωνα με τον EN 1996 και τον πίνακα 3.1 οι τύποι λιθοσωμάτων είναι οι εξής:

- οπτοπλινθοί βαρέως τύπου και μη
- λιθοσώματα από πυριτικό ασβέστιο
- λιθοσώματα από σκυρόδεμα με συνήθη ή ελαφρά αδρανή
- ελαφρόλιθοι από σκυρόδεμα
- τεχνητοί λίθοι
- λαξευτοί φυσικοί λίθοι

τις περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας η τυποποιημένη θλιπτική αντοχή των λιθοσωμάτων, η οποία προσδιορίζεται σύμφωνα με το EN 772-1, δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη από τις εξής ακόλουθες τιμές:

- Κάθετα προς τη διεύθυνση διαστρώσεως:  $f_{b,mim}$
- Παράλληλα προς τη διεύθυνση διαστρώσεως στο επίπεδο του τοίχου :  
 $f_{bh,min}$

Προτεινόμενες τιμές για τα παραπάνω μεγέθη είναι  $f_{b,mim}=5N/mm^2$  και  $f_{bh,min}=2N/mm^2$ .

#### **1.5.1.2 Συνάφεια στην τοιχοποιία**

Υπάρχουν τρεις εναλλακτικές κατηγορίες κατακόρυφων αρμών:

A) ενώσεις με υλικό πλήρωσης από κονίαμα

B) ενώσεις χωρίς υλικό πλήρωσης

Γ) ενώσεις χωρίς υλικό πλήρωσης με μηχανική εμπλοκή μεταξύ των λιθοσωμάτων

#### **1.5.1.3 Τύποι κατασκευής και συντελεστές συμπεριφοράς**

Ανάλογα με τον τύπο τοιχοποιίας που χρησιμοποιείται για τα αντισεισμικά στοιχεία, τα κτήρια από τοιχοποιία θα πρέπει να κατατάσσονται σε έναν από τους ακόλουθους τύπους κατασκευής:

α) κατασκευή από άοπλη τοιχοποιία

β) κατασκευή από διαζωματική τοιχοποιία

γ) κατασκευή από οπλισμένη τοιχοποιία

Λόγω της χαμηλής εφελκυστικής αντοχής και της χαμηλής πλαστιμότητας της, η άοπλη τοιχοποιία σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1996 μόνο θεωρείται ότι προσφέρει χαμηλά πλάσιμη ικανότητα (ΚΠΧ) και η χρήση της θα πρέπει να

είναι περιορισμένη, υπό την προϋπόθεση ότι το ενεργό πάχος των τοίχων,  $t_{ef}$ , δεν είναι μικρότερο από μια ελάχιστη τιμή,  $t_{ef,min}$ . Οι επιτρεπόμενες τιμές της  $t_{ef,min}$  δίνονται παρακάτω σε πίνακα.

Η άοπλη τοιχοποιία η οποία ικανοποιεί τις διατάξεις αυτό του Ευροκώδικα δεν επιτρέπεται να χρησιμοποιείται εάν η τιμή του  $a_g S$ , υπερβαίνει ένα συγκεκριμένο όριο,  $a_{g,urm}$ . Η τιμή αυτή δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη από εκείνη που οριοθετεί τις περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας. Η τιμή η οποία αποδίδεται στο  $a_{g,urm}$  θα πρέπει να είναι συμβατή με τις τιμές που υιοθετούνται για ελάχιστη αντοχή των λιθοσωμάτων,  $f_{b,min}$   $f_{bh,min}$  και του κονιάματος,  $f_{m,min}$ . Η προτεινόμενη τιμή του  $a_{g,urm}$  είναι 0,20g.

Τα εύρη των επιτρεπόμενων τιμών της ανώτερης τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  για τους παραπάνω τύπους κατασκευής δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

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

ΠΙΝΑΚΑΣ 1.2: Τύποι κατασκευής και ανώτερο όριο του συντελεστή συμπεριφοράς

Εάν το κτήριο είναι μη-κανονικό καθ' ύψος οι τιμές του  $q$  του παραπάνω πίνακα θα πρέπει να μειώνονται κατά 20%, χωρίς όμως να πρέπει να είναι μικρότερες από  $q=1.5$ .

#### **1.5.1.4 Ανάλυση του φορέα**

Το δομικό προσομοίωμα για την ανάλυση του κτηρίου θα αντιπροσωπεύει τις ιδιότητες ακαμψίας ολόκληρου του συστήματος.

Η δυσκαμψία των δομικών στοιχείων θα αξιολογηθεί λαμβάνοντας υπόψη τόσο την καμπτική και την διατμητική ευκαμψία τους καθώς και, αν συντρέχει, την αξονική τους ευκαμψία. Η αρηγμάτωση ελαστική δυσκαμψία μπορεί να χρησιμοποιείται στην ανάλυση, ή κατά προτίμηση, και πιο ρεαλιστικά, η ακαμψία με ρηγμάτωση προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της ρηγμάτωσης στις παραμορφώσεις και να προσεγγιστεί η κλίση του πρώτου κλάδου ενός δι-γραμμικού προσομοιώματος της σχέσης δύναμης- παραμόρφωσης του δομικού στοιχείου.

Σε περίπτωση απουσίας ενός ακριβούς προσδιορισμού των ιδιοτήτων δυσκαμψίας, που να τεκμηριώνεται μέσω ορθολογικής ανάλυσης, η

ρηγματώμενη καμπτική και διατμητική δυσκαμψία μπορούν να λαμβάνονται ως το μισό της αρηγματώτης ελαστικής δυσκαμψίας της διατομής.

Η τέμνουσα βάσης στους διάφορους τοίχους μπορεί αν ανακατανέμεται στους τοίχους, υπό την προϋπόθεση ότι:

- α) ικανοποιείται η ισορροπία του συνόλου (δηλαδή επιτυγχάνεται η ίδια συνολική τέμνουσα βάσης και η ίδια θέση της συνισταμένης των δυνάμεων)
- β) η τέμνουσα σε οποιονδήποτε τοίχο ούτε μειώνεται πάνω από 25%, ούτε και αυξάνεται πάνω από 33%
- γ) λαμβάνονται υπόψη οι συνέπειες της ανακατανομής για το διάφραγμα ή τα διαφράγματα

## **1.5.2 Κριτήρια σχεδιασμού και κατασκευαστικοί κανόνες**

### **1.5.2.1 Γενικά**

Τα κτήρια από τοιχοποιία θα αποτελούνται από δάπεδα και τοίχους, τα οποία συνδέονται κατά δύο ορθογώνιες, οριζόντιες κατευθύνσεις και κατά την κατακόρυφη κατεύθυνση.

Η σύνδεση ανάμεσα στα δάπεδα και τους τοίχους θα πραγματοποιείται με χαλύβδινους συνδέσμους ή περιμετρικά διατεταγμένες δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Οποιοσδήποτε τύπος δαπέδου μπορεί να χρησιμοποιείται, υπό την προϋπόθεση ότι ικανοποιούνται οι γενικές απαιτήσεις της συνέχειας και της αποτελεσματικής δράσης διαφράγματος.

Τα τοιχώματα θα τοποθετούνται σε τουλάχιστον δυο ορθογώνιες διευθύνσεις.

Τα τοιχώματα θα συμμορφώνονται σε συγκεκριμένες γεωμετρικές απαιτήσεις, συγκεκριμένα:

- α) το ενεργό πάχος των τοιχωμάτων,  $t_{ef}$ , δεν επιτρέπεται να είναι λιγότερο από μια ελάχιστη τιμή,  $t_{ef,min}$
- β) ο λόγος  $h_{ef}/t_{ef}$  του ύψους λυγισμού του τοιχώματος προς το ενεργό πάχος δεν πρέπει να υπερβαίνει μια μέγιστη  $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$
- γ) ο λόγος του μήκους του τοιχώματος,  $l$ , προς το μεγαλύτερο καθαρό ύψος,  $h$ , των ανοιγμάτων που πρόσκεινται στο τοίχωμα, δεν πρέπει να είναι μικρότερος από την ελάχιστη τιμή,  $(l/h)_{min}$

Οι παραπάνω τιμές των ορίων δίνονται από το εξής πίνακα:

Τύπος τοιχοποιίας	$t_{ef,min}$ (mm)	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{min}$
Άοπλη, λιθοσώματα από φυσική πέτρα	350	9	0.5
Άοπλη, με οποιοδήποτε άλλο τύπο λιθοσωμάτων	240	12	0.4
Άοπλη, με οποιοδήποτε άλλο τύπο λιθοσωμάτων, σε περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας	170	15	0.35
Διαζωματική τοιχοποιία	240	15	0.3
Οπλισμένη τοιχοποιία	240	15	Χωρίς περιορισμό

ΠΙΝΑΚΑΣ 1.3: Προτεινόμενες γεωμετρικές απαιτήσεις για τοιχώματα

Προτεινόμενες γεωμετρικές απαιτήσεις για τοιχώματα

\*Τα σύμβολα τα οποία χρησιμοποιούνται έχουν την εξής σημασία:

$t_{ef}$  πάχος του τοιχώματος

$h_{ef}$  ύψος λυγισμού του τοιχώματος

$h$  μεγαλύτερο καθαρό ύψος των ανοιγμάτων που πρόσκεινται στο τοίχωμα

$l$  μήκος του τοιχώματος

Τα τοιχώματα τα οποία δεν συμμορφώνονται με τις παραπάνω ελάχιστες γεωμετρικές απαιτήσεις, μπορούν να θεωρηθούν ως δευτερεύοντα στοιχεία

### **1.5.2.2 Συμπληρωματικές απαιτήσεις**

Οριζόντιες δοκοί από σκυρόδεμα, ή εναλλακτικά, χαλύβδινοι σύνδεσμοι θα πρέπει να τοποθετούνται στο επίπεδο του τοίχου τους στην κάθε στάθμη ορόφου και σε κατακόρυφη απόσταση μεταξύ τους όχι μεγαλύτερη από 4m. Οι δοκοί ή οι σύνδεσμοι αυτοί θα πρέπει να σχηματίζουν στοιχεία συνεχούς δέσμευσης τα οποία να είναι συνδεδεμένα μεταξύ τους.

### **1.5.2.3 Έλεγχος ασφαλείας**

Θα ικανοποιείται σε κάθε περίπτωση ο έλεγχος ασφαλείας του κτηρίου έναντι κατάρρευσης εκτός από τα κτήρια τα οποία ικανοποιούν τους κανόνες για "απλά κτήρια από τοιχοποιία".

### **1.5.3 Οι κανονισμοί για τα "απλά κτήρια από τοιχοποιία"**

Έχει παρατηρηθεί ότι ορισμένοι τύποι κτιρίων μένουν ανέπαφα υπό ενίοτε και έντονη σεισμική δράση σε όλη τη διάρκεια της ζωής τους. Από μελέτη τέτοιων κτιρίων που παρουσιάζουν σημαντικά καλύτερη συμπεριφορά στο σεισμό σε σχέση με άλλα κτίρια από το ίδιο υλικό προέκυψε ότι παρουσιάζουν κοινά χαρακτηριστικά. Τα κύρια κοινά χαρακτηριστικά είναι η καλή ποιότητα δόμησης, η απλότητα της σύλληψης και η σχετικά πυκνή διάταξη των φερόντων τοίχων. Πρόκειται για απλά δύσκαμπτα κτίρια με μικρές ιδιοπεριόδους που βρίσκονται σε περιοχές των ελαστικών φασμάτων όπου ο

συντελεστής φασματικής επιτάχυνσης είναι 1 ,δηλαδή δέχονται μικρότερες σεισμικές δυνάμεις από κτίρια με μεγαλύτερες ιδιοπεριόδους. Ο Ευρωκώδικας 8 έχει κάνει πρόβλεψη για αυτά τα κτίρια , συγκεκριμένα ορίζει ότι κτίρια τα οποία ανήκουν στην κατηγορία των απλών κτιρίων απαλλάσσονται από ελέγχους ασφαλείας και σύμφωνα με την εμπειρία από άλλους σεισμούς αναμένεται να δείξουν καλή σεισμική συμπεριφορά.

Ανάλογα με το γινόμενο  $a_g S$  και τον τύπο της κατασκευής, ο επιτρεπόμενος αριθμός υπέργειων ορόφων,  $n$ , θα πρέπει να περιορίζεται και θα πρέπει να προβλέπονται τοίχοι σε ορθογώνιες κατευθύνσεις με ελάχιστη συνολική εγκάρσια επιφάνεια  $A_{min}$ ,σε κάθε κατεύθυνση. Η ελάχιστη εγκάρσια επιφάνεια εκφράζεται με ένα ελάχιστο ποσοστό,  $\rho_{A,min}$ , της συνολικής επιφάνειας του δαπέδου ανά όροφο.

Τοπική επιτάχυνση $a_g S$		$\leq 0.07k \cdot g$	$\leq 0.10k \cdot g$	$\leq 0.15k \cdot g$	$\leq 0.20k \cdot g$
Τύπος κατασκευής	Αριθμός ορόφων $n$	Ελάχιστο σύνολο των διατομών των οριζόντιων τοιχωμάτων προς κάθε κατεύθυνση, ως ποσοστό της συνολικής επιφάνειας του δαπέδου ανά όροφο ( $\rho_{A,min}$ )			
Άοπλη τοιχοποιία	1	2,0%	2,0%	3.5%	n/a*
	2	2,0%	2,5%	5.0%	n/a*
	3	3,0%	5,0%	n/a*	n/a*
	4	5,0%	n/a*	n/a*	n/a*
Διαζωματική τοιχοποιία	2	2,0%	2.5%	3.0%	3.5%
	3	2,0%	3.0%	4.0%	n/a*
	4	1,0%	5.0%	n/a*	n/a*
	5	6,0%	n/a*	n/a*	n/a*
Οπλισμένη τοιχοποιία	2	2,0%	2.0%	2.0%	3.5%
	3	2,0%	2.0%	3.0%	5.0%
	4	3,0%	4.0%	5.0%	n/a*
	5	4,0%	5.0%	n/a*	n/a*

ΠΙΝΑΚΑΣ 1.4: Προτεινόμενος επιτρεπόμενος αριθμός υπέργειων ορόφων και ελάχιστη επιφάνεια τοιχωμάτων για «απλά κτήρια από τοιχοποιία».

- Σημαίνει μη αποδεκτό (\* not acceptable)

Οι παραπάνω τιμές οι οποίες εξαρτώνται επίσης και από έναν διορθωτικό συντελεστή  $k$ , βασίζονται σε μια ελάχιστη τιμή λιθοσώματος  $12 \text{ N/mm}^2$  για άοπλη τοιχοποιία και  $5 \text{ N/mm}^2$  για διαζωματική και οπλισμένη τοιχοποιία. Για κτήρια στα οποία τουλάχιστον το 70% των υπό εξέταση τοιχωμάτων έχουν μήκος μεγαλύτερο από  $2 \text{ m}$  , ο συντελεστής  $k$  δίνεται από τη σχέση  $k=1+(I_{av}-2)/4 \leq 2$ , όπου  $I_{av}$  είναι το μέσο μήκος σε  $\text{m}$ , των υπό εξέταση τοιχωμάτων. Για τις λοιπές περιπτώσεις  $k=1$ .

Η διαμόρφωση της κάτοψης του κτιρίου θα πρέπει να πληροί τις ακόλουθες προϋποθέσεις:

- περίπου ορθογωνική
- Ο λόγος της μεγάλης προς τη μικρή πλευρά δεν ξεπερνά το 4
- Οι εσοχές και οι εξοχές δεν έχουν μήκος μεγαλύτερο από το 15% του μήκους της πλευράς που είναι παράλληλη προς αυτές.

Οι διατμητικοί τοίχοι (φέροντες τοίχοι που θα παραλάβουν τη σεισμική δύναμη) του κτιρίου πρέπει να πληρούν τα εξής

- Η ακαμψία του κτιρίου εξασφαλίζεται μέσω διατμητικών τοίχων οι οποίοι διατάσσονται σχεδόν περιμετρικά σε δύο κύριες κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις
- Τουλάχιστον δύο παράλληλοι τοίχοι πρέπει να τοποθετούνται σε κάθε μια από τις κύριες διευθύνσεις, με το μήκος κάθε τοίχου να είναι μεγαλύτερο από το 30% του μήκους του κτιρίου κατά τη διεύθυνση του υπόψη τοίχου
- Η απόσταση ανάμεσα σε αυτούς τους τοίχους πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 75% του τοίχου κατά την άλλη διεύθυνση
- Τουλάχιστον 75% των κατακόρυφων φορτίων πρέπει να παραλαμβάνεται από τους διατμητικούς τοίχους.

Στις ζώνες μικρής σεισμικότητας το μήκος του τοίχου που απαιτείται σύμφωνα με τα παραπάνω επιτρέπεται να είναι το άθροισμα των μηκών των τμημάτων στα οποία χωρίζεται ο διατμητικός τοίχος λόγω των ανοιγμάτων, δηλαδή το άθροισμα των πεσσών.

Η μεταβολή της μάζας από όροφο σε όροφο δεν ξεπερνά το 20 % και στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.

Σε κτίρια από άοπλη τοιχοποιία οι τοίχοι κατά τη μια διεύθυνση πρέπει να συνδέονται με τοίχους κατά την εγκάρσια διεύθυνση ανά αποστάσεις όχι μεγαλύτερες από 7m.

[ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ: EN1998-1:2004 ΚΕΦΑΛΑΙΟ:9 ΕΙΔΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΚΤΗΡΙΑ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ]

## **Οι κανονισμοί για τις σεισμικές δράσεις**

### **1.6.1 Σεισμικές ζώνες**

Σύμφωνα με τους κανονισμούς κάθε σεισμική ζώνη χαρακτηρίζεται από μια συγκεκριμένη και σταθερή επικινδυνότητα. Η επικινδυνότητα, λοιπόν, περιγράφεται από μια μοναδική παράμετρο, την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνση αναφοράς  $a_{gR}$  σε έδαφος κατηγορίας Α.

Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς για κάθε σεισμική ζώνη, αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς  $T_{NCR}$  της σεισμικής δράσης για την απαίτηση μη κατάρρευσης (ή, αντίστοιχα, την τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης σε 50 έτη,  $P_{NCR}$ ). Γι' αυτήν την τιμή αναφοράς ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_i$  ίσος με 1.0.

Σε περίπτωση που η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α,  $a_{gR}$ , δεν υπερβαίνει το 0,08g (ή 0,78m/s<sup>2</sup>), ή το γινόμενο  $a_{gR} \cdot S$  δεν υπερβαίνει το 0,1g (ή 0,98 m/s<sup>2</sup>) θεωρούμε ότι έχουμε περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας. Σε τέτοιες περιπτώσεις μπορούν να χρησιμοποιηθούν

μειωμένες ή απλουστευμένες σεισμικές διαδικασίες σχεδιασμού για ορισμένους τύπους ή κατηγορίες φορέων.

### **1.6.2 Σεισμική δράση**

Η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνονται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης αποκαλούμενο "ελαστικό φάσμα απόκρισης".

Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Τα ελαστικά φάσματα χωρίζονται σε δύο κατηγορίες: τα φάσματα τύπου 1 και τύπου 2. Αν οι σεισμοί που συμβάλλουν περισσότερο στη σεισμική επικινδυνότητα που καθορίζεται για την περιοχή με σκοπό την πιθανολογική αξιολόγηση της διακινδύνευσης έχουν μέγεθος κύματος επιφανείας,  $M_s$ , όχι μεγαλύτερο από 5,5, συνιστάται η υιοθέτηση φάσματος τύπου 2.

### **1.6.3 Φάσματα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση**

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για την ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση.

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και των άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού,  $S_d(T)$  ορίζεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

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

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$



$$T_D \leq T: S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C T_D}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right.$$

Όπου

$A_g, S, T_C$  και  $T_D$  όπως ορίζονται από τον παρακάτω πίνακα

$S_d(T)$  είναι το φάσμα σχεδιασμού

$q$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

$\beta$  είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

Στους παρακάτω πίνακες παρατίθενται οι τιμές κάποιων παραμέτρων για φάσμα απόκρισης και των 2 τύπων.

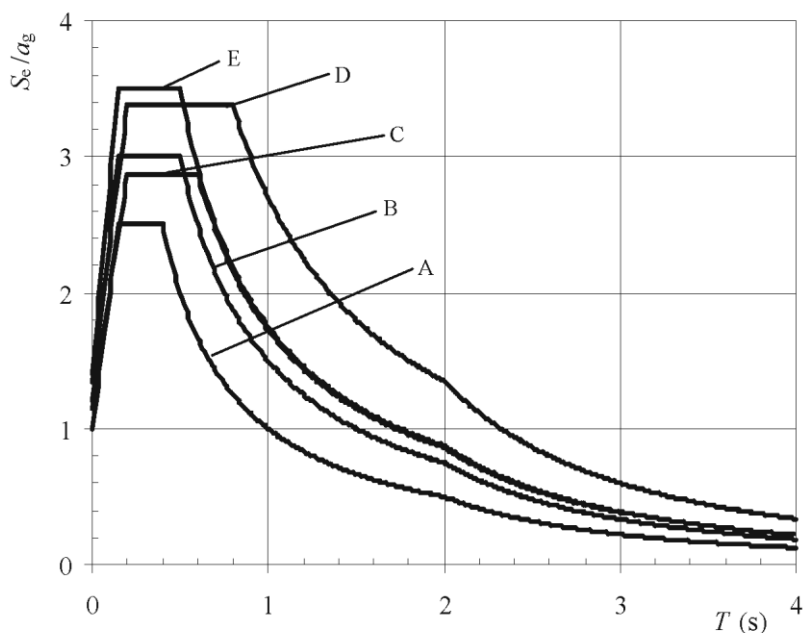
Εδαφικός Τύπος	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Πίνακας 1.5: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

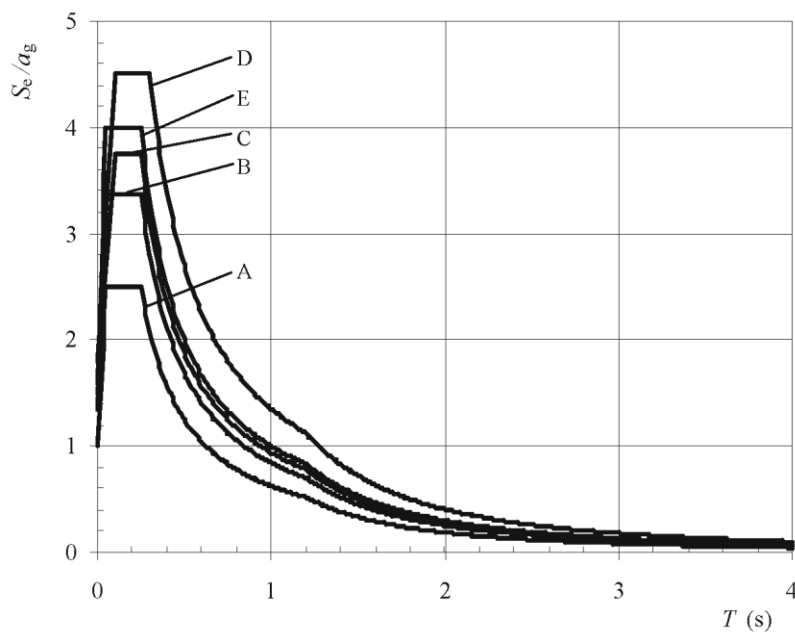
Εδαφικός Τύπος	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Πίνακας 1.6: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 2

Στα παρακάτω σχήματα απεικονίζονται τα φάσματα ελαστικής απόκρισης των 2 τύπων



Σχήμα 1.2: Συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους Α έως Ε (5% απόσβεση)



Σχήμα 1.3: Συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 2 για κατηγορίες εδάφους Α έως Ε (5% απόσβεση)

**1.6.4 Δημιουργία φάσματος σχεδιασμού**

Το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού δίνεται από τους παρακάτω τύπους:

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

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

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

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_c \cdot T_D}{T} > \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{sec}$$

Η τιμή  $q$  λαμβάνεται ίση με 1.5,  $\beta=0.2$  και  $a_g=0,4g$ .

Από τα παραπάνω προκύπτει το επόμενο φάσμα τιμών.

[EN 1998-1:2004 (E) 3.2 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ]

## **ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΙΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΡΑΣΗΣ**

### **1.7.1 Προσομοίωση χρονοϊστορίας**

#### **1.7.1.1 Γενικά**

Ένας εναλλακτικός τρόπος προσομοίωσης της σεισμικής δράσης είναι σε όρους χρονοϊστοριών εδαφικής επιτάχυνσης και των αντίστοιχων μεγεθών (ταχύτητα και μετακίνηση). Όταν απαιτείται χωρικό προσομοίωμα του φορέα η σεισμική κίνηση θα πραγματοποιείται από τρία επιταχυνσιογραφήματα που δρουν ταυτόχρονα. Το ίδιο επιταχυνσιογράφημα δεν μπορεί να χρησιμοποιείται ταυτόχρονα και στις διαθέσιμα στοιχεία, η περιγραφή της σεισμικής κίνησης μπορεί να γίνει με τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα καθώς και καταγραφές ή προσομοιώσεις επιταχυνσιογραφημάτων.

#### **1.7.1.2 Τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα**

Η διάρκεια των τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων είναι συμβατή με το μέγεθος και τα άλλα σχετικά χαρακτηριστικά του σεισμικού γεγονότος που υπεισέρχεται ουσιαστικά στον καθορισμό του  $a_g$ . Όταν δεν είναι διαθέσιμα στοιχεία για την συγκεκριμένη περιοχή, η ελάχιστη διάρκεια  $T_s$  του στάσιμου μέρους των επιταχυνσιογραφημάτων πρέπει να είναι ίση με 10 s.

Τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα πρέπει να τηρούν τους παρακάτω κανόνες:

1. πρέπει κατ' ελάχιστον να χρησιμοποιούνται τρία επιταχυνσιογραφήματα
2. η μέση τιμή της επιτάχυνσης φασματικής απόκρισης μηδενικής περιόδου (που υπολογίζεται από τις μεμονωμένες χρονοϊστορίες) δεν θα είναι μικρότερη από την τιμή  $a_g \cdot S$  για την θέση που εξετάζεται.
3. στην περιοχή περιόδων μεταξύ  $0,2T_1$  και  $2T_1$ , όπου  $T_1$  είναι η θεμελιώδης περίοδος του φορέα στην διεύθυνση όπου θα εφαρμοστεί το επιταχυνσιογράφημα., καμία τιμή του μέσου ελαστικού φάσματος απόσβεσης 5%, που υπολογίζεται από όλες τις χρονοϊστορίες, δεν

πρέπει να είναι μικρότερη από το 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης, με απόσβεση 5%.

Εκτός από τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν και καταγραφές επιταχυνσιογραφημάτων ή επιταχυνσιογραφήματα που παράγονται από φυσική προσομοίωση των μηχανισμών πηγής και διάδοσης, εφόσον τα δείγματα που χρησιμοποιούνται είναι κατάλληλα επιλεγμένα όσον αφορά τα σειсмоγεννητικά χαρακτηριστικά των πηγών και τις εδαφικές συνθήκες της περιοχής του έργου και οι τιμές τους έχουν υποστεί κλιμακώσεις για προσαρμογή στην τιμή του  $a_g \cdot S$  για την ζώνη που εξετάζεται.

[EN 1998-1:2004 (Ε) 3.2.3 ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΙΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΡΑΣΗΣ]

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΟΚΩΔΙΚΑ EC-6**

## **ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΠΟ ΑΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ**

### **2.1.1 Εισαγωγή**

Σε αυτό το κεφάλαιο περιέχονται οι έλεγχοι των δομικών στοιχείων με βάση την οριακή κατάσταση αστοχίας. Σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες τα δομικά μέλη πρέπει να ελέγχονται ώστε να εκπληρούνται και οι δύο οριακές καταστάσεις, δηλαδή αντοχής και λειτουργικότητας. Παρατηρείται, βέβαια, ότι τα κτίρια από τοιχοποιία λόγω της δομής τους θεωρείται ότι όταν εκπληρούν συγχρόνως και τις απαιτήσεις της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας, διότι οι παραμορφώσεις τους δεν είναι τέτοιες που να απαιτείται ιδιαίτερος έλεγχος γι' αυτές.

Για τους ελέγχους αυτούς, λαμβάνεται υπόψη ένα προσομοίωμα κατασκευής το οποίο περιλαμβάνει:

- Τον τύπο και τα υλικά κατασκευής καθώς και το περιβάλλον στο οποίο βρίσκεται
- Τη συμπεριφορά όλης κατασκευής, αλλά και των τμημάτων της που σχετίζονται με τη θεωρούμενη οριακή κατάσταση
- Τις δράσεις και το πώς αυτές ενεργούν στην κατασκευή

Ακόμα στο σχεδιασμό πρέπει να περιλαμβάνεται τόσο το σύνολο όσο κι τα τμήματα της κατασκευής (π.χ. τοίχους, ανώφλια, διαζώματα).

Η τήρηση των κανόνων καλής δόμησης και η απλή μόρφωση ενός κτιρίου εξασφαλίζει την καλή συνεργασία των τμημάτων του, την ομαλή μεταφορά των φορτίων στο έδαφος και τελικά ένα ανθεκτικό κτίριο. Ακόμα στους ελέγχους μπορούν να ληφθούν υπόψη πιθανές ατέλειες και μικρές αποκλίσεις που μπορούν να υπάρξουν, θεωρώντας ότι το κτίριο έχει μια απόκλιση από την κατακόρυφο που ισούται με  $\nu=1/100 \div h \text{ rad}$ , όπου  $h$  είναι το ολικό ύψος της κατασκευής.

[Κατασκευές από τοιχοποιία, Σχεδιασμός και επισκευές, Φυλλίτσα Β. Κατσαντώνη, σελ 207-208]

### **2.1.2 Τοίχοι δυσκαμψίας**

Ένας τοίχος θεωρείται ότι συμβάλλει στη δυσκαμψία του εγκάρσιου του αν είναι κατάλληλα συνδεδεμένος και έχει σημαντική δυσκαμψία σε σχέση με τον υπόψη τοίχο. Οι παράγοντες αυτοί θεωρούνται ότι ικανοποιούν όταν:

- δεν αναμένεται ρηγματώση στη συμβολή των δύο τοίχων. Η συνθήκη αυτή εξασφαλίζεται αν οι δύο τοίχοι είναι i) από υλικά με τις ίδιες μηχανικές ιδιότητες ii) έχουν κατασκευασθεί συγχρόνως και το λιθοσώματα του ενός βρίσκονται σε εμπλοκή με τα λιθοσώματα του άλλου iii) φορτίζονται με ίσα περίπου στοιχεία και τέλος, iv) δεν υπάρχει κίνδυνος διαφορικής καθίζησης του ενός ως προς τον άλλο.

- Το μήκος του συντρέχοντος τοίχου είναι τουλάχιστον το 1/5 του ύψους του ορόφου και το πάχος του είναι τουλάχιστον 0,3 φορές το ενεργό πάχος του υπόψη τοίχου και πάντως όχι μικρότερο από 90mm.

Από τα ανωτέρω είναι σαφές ότι οι διαχωριστικοί τοίχοι που δεν συνδέονται με τους φέροντες δεν μπορούν να θεωρηθούν ότι συμβάλλουν στη δυσκαμψία τους για δύο λόγους, πρώτον δεν συνδέονται κατάλληλα και δεύτερον δεν φέρουν καθόλου φορτία. Όμως, και στην περίπτωση που οι μη φέροντες τοίχοι είναι συνδεδεμένοι κατά τα ανωτέρω με τους φέροντες, δεν λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά τους διότι δεν φέρουν φορτία.

Εάν ένας εγκάρσιος τοίχος έχει ανοίγματα, μόνο ο πεσσός που συμβάλλει στον υπόψη τοίχο υπολογίζεται ότι συμμετέχει στη δυσκαμψία του. Πάντως, για να υπολογισθεί η συνεισφορά αυτού του τμήματος το ελάχιστο μήκος του πεσσού πρέπει να είναι το 1/5 του ύψους του.

Η δυσκαμψία των φερόντων τοίχων μπορεί να αυξηθεί και με άλλα μέλη εκτός από εγκάρσιους τοίχους (π.χ. μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους). Τα μέλη αυτά πρέπει να έχουν ικανοποιητική δυσκαμψία, να έχουν αγκυρωθεί καλά με τους τοίχους και να είναι ικανά να παραλάβουν τις αντιδράσεις τους.

[Κατασκευές από τοιχοποιία, Σχεδιασμός και επισκευές, Φυλλίτσα Β. Κατσαντώνη, σελ 216-217]

### **2.1.3 Σχεδιασμός δομικών μελών**

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω κάθε τμήμα της κατασκευής αρκεί να ελέγχεται στην οριακή κατάσταση αστοχίας, εφόσον βέβαια η λειτουργικότητα δε βλάπτεται από παραμορφώσεις άλλων δομικών στοιχείων όπως π.χ. τοίχοι από μεγάλα βέλη πλακών.

Κατά τον σχεδιασμό ισχύει η παρακάτω βασική ανισότητα:

$$S_d \leq R_d$$

Όπου:

$S_d$  είναι η δράση σχεδιασμού

$R_d$  η αντίσταση ή δύναμη σχεδιασμού αντοχής

Η δράση σχεδιασμού προκύπτει από τους συνδυασμούς φορτίσεων και με τους επιμέρους συντελεστές για κάθε δράση, όπως αυτοί ορίζονται από τους ισχύοντες κανονισμούς.

Συγκεκριμένα πρέπει να ισχύει ότι:

$$N_{S_d} \leq N_{R_d}$$

$$V_{S_d} \leq V_{R_d}$$

$$M_{S_d} \leq M_{R_d}$$

Όπου :

$N_{S_d}$  και  $N_{R_d}$  είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού αντοχής (αντίσταση σε αξονική δύναμη) και η δρώσα αξονική δύναμη σχεδιασμού αντιστοίχως.

$V_{S_d}$  και  $V_{R_d}$  είναι η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού αντοχής (διατμητική αντίσταση) και η δρώσα τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού αντιστοίχως

$M_{Sd}$  και  $M_{Rd}$  είναι η καμπτική ροπή σχεδιασμού αντοχής (καμπτική αντίσταση) και η δρώσα καμπτική ροπή σχεδιασμού αντιστοίχως  
 Η αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας είναι χαρακτηριστική αντοχή διαιρεμένη με τον κατάλληλο επιμέρους συντελεστή ασφαλείας  $\gamma_m$  που για μόνιμες δράσεις παρατίθενται στον παρακάτω πίνακα και ο οποίος εξαρτάται από την ποιότητα παραγωγής των λιθοσωμάτων και από το επίπεδο παρακολούθησης των εργασιών κατασκευής του έργου.

Υλικό	$\gamma_m$				
	Κατηγορία ελέγχου της δόμησης				
	1	2	3	4	5
Τοιχοσώματα:					
Κατηγορίας 1 και το κονίαμα με προδιαγραφόμενη σύνθεση	1.5	1.7	2.0	2.2	2.5
Κατηγορίας 1 και έτοιμο κονίαμα	1.7	2.0	2.2	2.5	2.7
Κατηγορίας 2 και οποιοδήποτε κονίαμα	2.0	2.2	2.5	2.7	2.7
Αγκυρώσεις χάλυβα οπλισμού	1.7	2.0	2.2	2.5	2.7
Χάλυβας οπλισμού και προέντασης	1.15				
Δευτερεύοντα στοιχεία (προσαρτήματα)	1.7	2.0	2.2	2.5	2.7
Ανώφλια κατά το πρότυπο EN 845-2	1.5				

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1: επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την τοιχοποιία

[Κατασκευές από τοιχοποιία, Σχεδιασμός και επισκευές, Φυλλίτσα Β. Κατσαντώνη, σελ 208-209 και 74]

### **2.1.4 Ιδιότητες σκυροδέματος πληρώσεως**

Η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή, καθώς και η διατμητική αντοχή του σκυροδέματος πληρώσεως προσδιορίζονται μέσω δοκιμών σε δοκίμια σκυροδέματος. Όταν δεν διατίθενται αποτελέσματα δοκιμών, η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή,  $f_{ck}$ , και η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή,  $f_{cvk}$ , του σκυροδέματος πληρώσεως, μπορούν να λαμβάνονται από τον Πίνακα 2.2.

Κατηγορία αντοχής σκυροδέματος	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30 ή ανώτερη
$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	12	16	20	25
$f_{cvk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0,27	0,33	0,39	0,45

Πίνακας 2.2: Χαρακτηριστικές αντοχές σκυροδέματος πληρώσεως

### **2.1.5 Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή τοιχοποιίας**

Η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή της άοπλης τοιχοποιίας,  $f_{vk}$ , θα προσδιορίζεται βάσει των αποτελεσμάτων δοκιμών σε τοιχοποιία. Η



χαρακτηριστική τιμή της συνοχής της τοιχοποιίας,  $f_{vk0}$ , θα πρέπει να προσδιορίζεται μέσω δοκιμών βάσει του EN 1052-3 ή του EN 1052-4.

Η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή της άοπλης τοιχοποιίας,  $f_{vk}$ , μπορεί να υπολογίζεται από την εξίσωση  $f_k = K f_b^{0.85}$ , όταν στην τοιχοποιία χρησιμοποιείται κονίαμα γενικής εφαρμογής ή κονίαμα λεπτής στρώσεως σε οριζόντιους αρμούς πάχους όχι μεγαλύτερου 0,5mm έως 3mm ή ελαφροκονίαμα και όταν όλοι οι αρμοί ικανοποιούν τις αναγκαίες απαιτήσεις, ώστε να μπορούν να θεωρούνται πλήρεις.

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_d$$

αλλά όχι μεγαλύτερη από  $0,065f_b$  ή  $f_{vit}$

όπου:

$f_{vk0}$  η χαρακτηριστική τιμή της συνοχής

$f_{vit}$  είναι ένα όριο της τιμής της  $f_{vk}$

$\sigma_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής τάσεως της κάθετης προς την τέμνουσα του στοιχείου στην θεωρούμενη στάθμη και η οποία έχει προκύψει με τη χρήση του κατάλληλου συνδυασμού φορτίσεως, που βασίζεται στην μέση κατακόρυφη τάση του θλιβόμενου τμήματος του τοιχώματος που προσδίδει την αντοχή σε διαρροή

$f_b$  είναι η ανηγμένη θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος για διεύθυνση εφαρμογής του φορτίου στα δοκίμια κάθετη προς τους οριζόντιους αρμούς

Η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή τοιχοποιίας μπορεί να υπολογίζεται από την εξίσωση αυτή όταν στην τοιχοποιία χρησιμοποιείται κονίαμα γενικής εφαρμογής, ή κονίαμα λεπτής στρώσεως σε οριζόντιους αρμούς πάχους 0,5mm έως 3mm ή ελαφροκονίαμα, κατά την παράγραφο 3.2.2(4) και όταν οι κάθετοι αρμοί δεν είναι πλήρεις, αλλά οι γειτονικές πλευρές των λιθοσωμάτων ευρίσκονται σε επαφή.

$$f_{vk} = 0.50 f_{vk0} + 0.4\sigma_d$$

αλλά όχι μεγαλύτερη από  $0,045f_b$  ή  $f_{vit}$

όπου τα  $f_{vk0}$ ,  $f_{vit}$ ,  $\sigma_d$  και  $f_b$  ορίζονται παραπάνω

**ΣΗΜΕΙΩΣΗ:** Η απόφαση σχετικά με τη χρήση του  $0,065f_b$  ή  $f_{vit}$  σε μια χώρα, και οι τιμές προέλευσης του  $f_{vit}$  που σχετίζονται π.χ. με την εφελκυστική αντοχή των μονάδων, εάν επιλεγεί αυτό, μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό του Προσάρτημα.

Σε τοιχοποιία από σκαφοειδή λιθοσώματα, συνδεδεμένα με αρμούς κονιάματος γενικής εφαρμογής σε δύο ή περισσότερες λωρίδες πλάτους τουλάχιστον 30 mm η καθεμιά, η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή,  $f_{vk}$ , μπορεί να λαμβάνεται από την εξίσωση 2.3

$$f_{vk} = \frac{g}{t} f_{vk0} + 0.4\sigma_d \quad 2.3$$

αλλά όχι μεγαλύτερη από την τιμή που προκύπτει από το παραπάνω εδάφιο όπου τα  $f_{vk0}$ ,  $\sigma_d$  και  $f_b$  ορίζονται ως πριν

$g$  είναι το συνολικό των πλατών των λωρίδων

t είναι το πάχος του τοίχου

Η συνοχή της τοιχοποιίας μπορεί να προσδιορίζεται είτε

- μέσω της αξιολόγησης μιας βάσεως δεδομένων με αποτελέσματα δοκιμών διάτμησης τοιχοποιίας,
- από τις τιμές του Πίνακα 2.3 υπό τον όρο ότι το κονίαμα γενικής εφαρμογής κατασκευάζεται σύμφωνα με το EN 1996-2 και δεν περιέχει πρόσμικτα ή πρόσθετα.

Σημείωση: Η απόφαση για το ποια από τις δύο μεθόδους θα εφαρμόζεται σε κάθε χώρα περιλαμβάνεται στο οικείο Εθνικό Προσάρτημα. Όταν μια χώρα αποφασίζει να προσδιορίζει τις τιμές της  $f_{vko}$  μέσω αξιολόγησης στοιχείων από μια βάση δεδομένων, οι προσδιοριζόμενες τιμές της  $f_{vko}$  θα περιλαμβάνονται στο Εθνικό Προσάρτημα της χώρας.

Η κατακόρυφη διατμητική αντοχή της συνδέσεως δύο τοίχων μπορεί να προκύπτει από κατάλληλες δοκιμές για τις ανάγκες του συγκεκριμένου έργου ή μπορεί να λαμβάνεται από την αξιολόγηση πειραματικών δεδομένων. Απουσία σχετικών στοιχείων, η χαρακτηριστική κατακόρυφη διατμητική αντοχή μπορεί να βασίζεται στην  $f_{vko}$ .

Υλικό λιθοσώματος	$f_{vko}$ (N/mm <sup>2</sup> )			
	Κονίαμα γενικής εφαρμογής, δεδομένης κατηγορίας αντοχής	Κονίαμα λεπτής στρώσεως (0,5mm ≥ οριζόντιος αρμός ≤ 3mm)	Ελαφροκονίαμα	
Άργιλος	M10-M20	0,30	0,30	0,15
	M2,5-M9	0,20		
	M1-M2	0,10		
Πυριτικό ασβέστιο	M10-M20	0,20	0,40	0,15
	M2,5-M9	0,15		
	M1-M2	0,10		
Σκυρόδεμα με αδρανή	M10-M20	0,20	0,30	0,15
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	M2,5-M9	0,15		
Τεχνητοί λίθοι Λαξευτοί φυσικοί λίθοι	M1-M2	0,10		

Πίνακας 2.3 Τιμές της αρχικής αντοχής σε διαρροή της τοιχοποιίας  $f_{vko}$

## **Ανάλυση δομικών μελών - Τοίχοι υπό κατακόρυφα φορτία**

### **2.2.1 Γενικά**

Κατά τον υπολογισμό εντατικών μεγεθών σε τοίχους υποβαλλόμενους σε κατακόρυφα φορτία πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τα εξής:

- Κατακόρυφα φορτία αμέσως εφαρμοζόμενα στον τοίχο
- Φαινόμενα δευτέρας τάξεως
- Εκκεντρότητες υπολογιζόμενες λαμβάνοντας υπόψη την διάταξη των τοίχων και την αλληλεπίδραση πατωμάτων και τοίχων δυσκαμψίας
- Εκκεντρότητες που προκύπτουν από κατασκευαστικές αποκλίσεις και από διαφορές στις ιδιότητες των υλικών των διαφόρων στοιχείων

Για να ληφθούν υπόψη οι κατασκευαστικές ατέλειες, θα πρέπει να συνυπολογίζεται μια αρχική εκκεντρότητα,  $e_{init}$ , σε όλο το ύψος του τοίχου.

Η αρχική εκκεντρότητα,  $e_{init}$ , μπορεί να ληφθεί ίση με  $h_{ef}/450$ , όπου  $h_{ef}$  είναι το μήκος λυγισμού του τοίχου (βλεπε 2.2.1.4 τυχηματική εκκεντρότητα)

### **2.2.2 Μήκος λυγισμού**

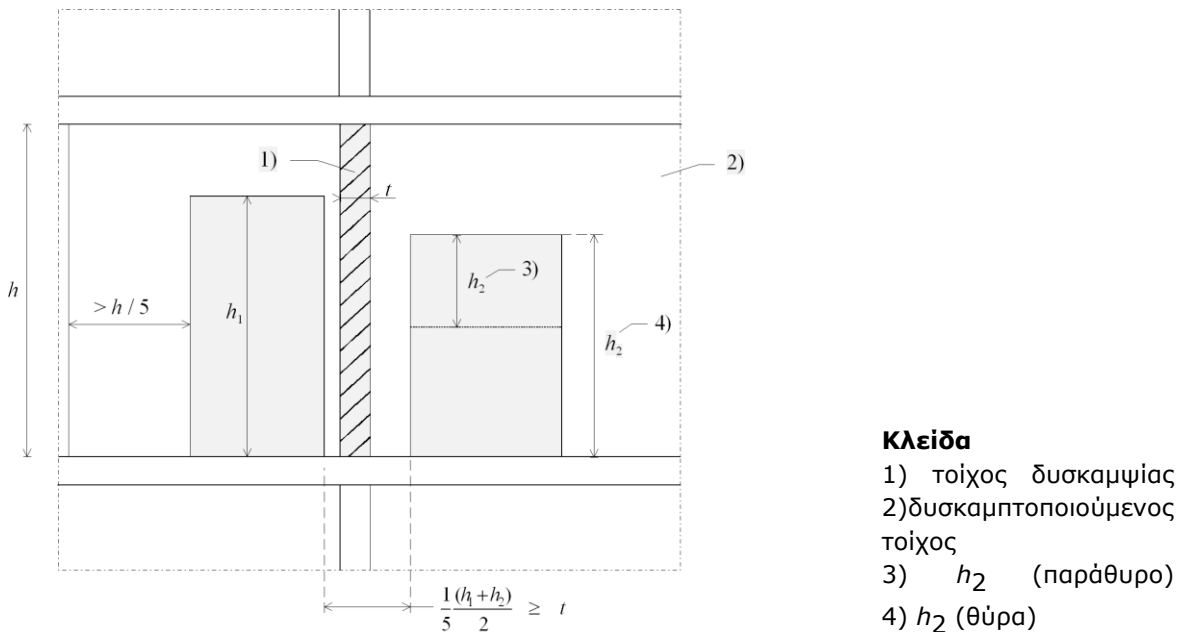
Το ύψος λυγισμού ενός φέροντα τοιχώματος θα εκτιμάται λαμβάνοντας υπόψη την σχετική δυσκαμψία των στοιχείων του φορέα που είναι συνδεδεμένα με το τοίχωμα και την αποτελεσματικότητα των συνδέσεων.

Ένας τοίχος μπορεί να αποκτά πρόσθετη δυσκαμψία από πατώματα ή από στέγες, από καταλλήλως τοποθετημένους εγκάρσιους τοίχους, ή από οποιαδήποτε άλλα παρομοίως δύσκαμπτα στοιχεία με τα οποία είναι συνδεδεμένος ο τοίχος. Ένας τοίχος μπορεί να θεωρηθεί ότι αποκτά πρόσθετη δυσκαμψία όταν συνδέεται με έναν εγκάρσιο τοίχο κατά μήκος μιας κατακόρυφης ακμής, εάν:

- δεν αναμένεται ρηγμάτωση μεταξύ του υπόψη τοίχου και του εγκάρσιου προς αυτόν, δηλαδή και οι δύο τοίχοι είναι κατασκευασμένοι από υλικά με την ίδια περίπου συμπεριφορά έναντι παραμορφώσεων, φορτίζονται από περίπου ίσα φορτία, έχουν κατασκευασθεί ταυτοχρόνως και έχουν συνδεθεί μεταξύ τους, ενώ δεν αναμένεται διαφορική μετακίνηση των δύο τοίχων, π.χ. λόγω φορτίων, λόγω συστολής ξηράνσεως, κλπ., ή
- η σύνδεση μεταξύ του υπόψη τοίχου και του εγκάρσιου προς αυτόν μπορεί να αναλαμβάνει τις αναπτυσσόμενες εφελκυστικές και θλιπτικές δυνάμεις, μέσω αγκυρίων ή συνδέσμων ή άλλων κατάλληλων μέσων

Οι εγκάρσιοι τοίχοι δυσκαμψίας πρέπει να έχουν μήκος τουλάχιστον ίσο με το 1/5 του καθαρού ύψους του ορόφου και να έχουν ελάχιστο πάχος τουλάχιστον ίσο με το 30% του ενεργού πάχους του εξεταζόμενου τοίχου. Εάν ο εγκάρσιος τοίχος διακόπτεται από ανοίγματα, το ελάχιστο μήκος του τοίχου μεταξύ ανοιγμάτων, τα οποία ευρίσκονται εκατέρωθεν του εξεταζόμενου τοίχου, πρέπει να είναι όπως στο Σχήμα 2.1, ενώ ο εγκάρσιος

τοίχος πρέπει να συνεχίζεται πέραν κάθε ανοίγματος τουλάχιστον σε μήκος ίσο με το 1/5 του ύψους του ορόφου.



**Κλειδα**

- 1) τοίχος δυσκαμψίας
- 2)δυσκαμπτοποιούμενος τοίχος
- 3)  $h_2$  (παράθυρο)
- 4)  $h_2$  (θύρα)

Σχήμα 2.1: Ελάχιστο μήκος εγκάρσιου τοίχου με ανοίγματα

Οι τοίχοι μπορούν να αποκτούν πρόσθετη δυσκαμψία από στοιχεία κατασκευασμένα από άλλο, πλην τοιχοποιίας, υλικό, υπό τον όρον ότι αυτά τα στοιχεία θα έχουν δυσκαμψία ισοδύναμη εκείνης του εγκάρσιου τοίχου, είναι δε συνδεδεμένα με τον εξεταζόμενο τοίχο μέσω αγκυρίων ή συνδέσμων, που έχουν υπολογισθεί ώστε να αναλαμβάνουν τις αναπτυσσόμενες εφελκυστικές και τις θλιπτικές δυνάμεις.

Τοίχοι με στοιχεία δυσκαμψίας κατά μήκος δύο κατακόρυφων πλευρών με  $l \geq 30t$ , ή τοίχοι με στοιχεία δυσκαμψίας κατά μήκος μιας κατακόρυφης πλευράς και  $l \geq 15t$ , όπου  $l$  είναι το καθαρό μήκος του τοίχου και  $t$  είναι το πάχος του, θα πρέπει να αντιμετωπίζονται ως δεσμευμένοι μόνον στη στέψη και στη βάση τους.

Εάν ένας τοίχος με στοιχεία δυσκαμψίας εξασθενεί λόγω κατακόρυφων εγκοπών ή/και εσοχών, ως πάχος  $t$  του τοίχου θα λαμβάνεται το μειωμένο του πάχος, ή θα πρέπει να γίνει η παραδοχή ενός ελεύθερου πέρατος στην θέση της εγκοπής ή της εσοχής. Ελεύθερο πέρασ θα πρέπει πάντα να θεωρείται, όταν το απομένον πάχος του τοίχου μετά από την δημιουργία της εγκοπής /εσοχής είναι μικρότερο από το ήμισυ του πάχους του τοίχου.

Οι τοίχοι που διαθέτουν ανοίγματα με καθαρό ύψος μεγαλύτερο από το 1/4 του ύψους του τοίχου, ή καθαρό πλάτος μεγαλύτερο από το 1/4 του μήκους του τοίχου, ή συνολικό εμβαδόν μεγαλύτερο από το 1/10 της επιφάνειας του τοίχου, για τον υπολογισμό του μήκους λυγισμού του τοίχου θα πρέπει να θεωρούνται ότι έχουν ελεύθερο πέρασ στην παρειά του ανοίγματος.

### Υπολογισμός του μήκους λυγισμού

Το ενεργό ύψος του τοίχου υπολογίζεται από τον παρακάτω τύπο:

$$h_{ef} = \rho_n h$$

όπου:

h το καθαρό ύψος του ορόφου

$\rho_n$  είναι μειωτικός συντελεστής,  $n=2,3$  και 4 εξαρτώμενο από τις συνθήκες στα άκρα του τοίχου και υπολογίζεται σύμφωνα με όσα αναφέρονται κατωτέρω.

Υπολογισμός του συντελεστή  $\rho_n$

$\rho_n = \rho_2$  όταν εκτός από τη βάση υπάρχει και στο ανώτερο ύψος του στοιχείου δυσκαμψία. Ο συντελεστής  $\rho_2$  λαμβάνει τις τιμές:

1. Για τοίχους μεταξύ δύσκαμπτων πατωμάτων ή οροφής, δηλαδή μεταξύ πλακών οπλισμένου σκυροδέματος που εδράζονται τουλάχιστον στα 2/3 του πάχους του τοίχου και όχι σε λιγότερο από 85mm

$\rho_2 = 0,75$  εκτός εάν η εκκεντρότητα του φορτίου στην κορυφή του τοίχου είναι μεγαλύτερη από 0,25t (t το πάχος του τοίχου) οπότε λαμβάνεται ίσο με 1,0.

2. Για τοίχους μεταξύ ξύλινων πατωμάτων ή στέγης που εκτείνονται εκατέρωθεν του τοίχου στο ίδιο επίπεδο, ή μεταξύ ξύλινου πατώματος που δεν συνεχίζει εκατέρωθεν του τοίχου αλλά εδράζεται τουλάχιστον στα 2/3 του πάχους του τοίχου και όχι λιγότερο από 85mm:

$$\rho_2 = 1,0$$

$\rho_n = \rho_3$  όταν εκτός των δύσκαμπτων οριζοντίων διαφραγμάτων υπάρχει στα ένα κατακόρυφο άκρο του υπόψη τοίχου άλλος δύσκαμπτος τοίχος. Η συνεισφορά του τοίχου αυτού εξαρτάται από την τιμή του λόγου  $h/(3.5L)$  και έτσι οι τιμές του  $\rho_3$  προσδιορίζονται ως εξής:

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 h}{3L}\right)^2} \rho_2 > 0,3 \quad \text{όταν } h \leq 3.5L$$

$$\rho_3 = \frac{1,5L}{h} \quad \text{όταν } h \geq 3.5L$$

όπου:

h το ύψος του τοίχου και

L είναι το μήκος του τοίχου

Το  $\rho_2$  υπολογίζεται όπως παραπάνω.

Εκτός από τον προηγούμενο τοίχου, το  $\rho_3$  εκτιμάται και μέσω ενός διαγράμματος το οποίο παρατίθεται παρακάτω.

$\rho_n = \rho_4$  σε τοίχους ανάμεσα σε δύσκαμπτα διαφράγματα και με εγκάρσιους τοίχους κι στις δύο κατακόρυφες πλευρές τους. Η τιμή του  $\rho_4$  εξαρτάται από τον λόγο των πλευρών του τοίχου και υπολογίζεται από τις εξής σχέσεις:

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 h}{L}\right)^2} \rho_2 \quad \text{όταν } h \leq 1.15L$$

$$\rho_4 = \frac{0,5L}{h} \quad \text{όταν } h > 1.15L$$

όπου:

L το μήκος του τοίχου

Και h και  $\rho_2$  ως ανωτέρω.

Εκτός από τον προηγούμενο τοίχου, το  $\rho_4$  εκτιμάται και μέσω ενός διαγράμματος το οποίο παρατίθεται παρακάτω.

Η συνεισφορά των εγκάρσιων τοίχων σε πολύ επιμήκεις τοίχους όπως είναι φυσικό μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα, για αυτό το λόγο ο EC6 διευκρινίζει ότι σε τοίχους για τους οποίους ισχύει  $L \geq 30t$  και υπάρχουν εγκάρσιοι τοίχοι στις δύο κατακόρυφες άκρες τους ή  $L \geq 15t$  και υπάρχει εγκάρσιος τοίχος μόνο στο ένα άκρο του, θ αγνοείται η συνεισφορά τους στον υπολογισμό του ενεργού ύψους.

Σε περιπτώσεις εσοχών ή μειωμένων διατομών τότε ο τοίχος πρέπει να θεωρείται ελεύθερος στην αντίστοιχη πλευρά.

[Κατασκευές από τοιχοποιία, Σχεδιασμός και επισκευές, Φυλλίτσα Β. Κατσαντώνη, σελ 218-221]

[EN 1996-1-1 και κεφάλαιο 5.5.1.2]

### **2.2.3 Ενεργό πάχος τοίχων**

Το ενεργό πάχος,  $t_{ef}$ , ενός μονού τοίχου, ενός διπλού τοίχου, ενός πετάσματος όψεως, ενός τοίχου από σκαφοειδή λιθοσώματα, και ενός κοίλου τοίχου με πυρήνα θα πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το πραγματικό πάχος του τοίχου.

Το ενεργό πάχος ενός τοίχου, του οποίου η δυσκαμψία αυξάνεται μέσω αντηρίδων θα πρέπει να λαμβάνεται από την εξίσωση:

$$t_{ef} = \rho_t t$$

όπου:

$t_{ef}$  είναι το ενεργό πάχος

$\rho_t$  είναι συντελεστής λαμβανόμενος από τον Πίνακα 2.4

t είναι το πάχος του τοίχου

παρακάτω δίνεται ο πίνακας με τους συντελεστές δυσκαμψίας  $\rho_t$  για τοίχους με αντηρίδες

Λόγος της αξονικής αποστάσεως των αντηρίδων προς το πλάτος των πεσσών	Λόγος του πάχους της αντηρίδας προς το πραγματικό πάχος του τοίχου με τον οποίο συνδέεται		
	1	2	3
6	1,0	1,4	2,0
10	1,0	1,2	1,4
20	1,0	1,0	1,0

Επιτρέπεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών του Πίνακα 5.1

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.4 – συντελεστής δυσκαμψίας,  $\rho_t$ , για τοίχους με αντηρίδες

(3) το ενεργό πάχος,  $t_{ef}$ , ενός κοίλου τοίχου του οποίου οι δύο τοίχοι είναι συνδεδεμένοι μέσω συνδέσμων, θα πρέπει να προσδιορίζεται βάσει της παρακάτω εξίσωσης:

$$t_{ef} = \sqrt[3]{t_1^3 + t_2^3}$$

όπου:

$t_1, t_2$  είναι τα πραγματικά πάχη των δύο τοίχων ή τα ενεργά πάχη τους,  
 $k_{ef}$  είναι ένας συντελεστής που επιτρέπει τις σχετικές τιμές  $E$  των φύλλων  $t_1$   
 $t_2$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Η τιμή του  $k_{ef}$  προς χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό της Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή του (που ορίζεται ως  $E_1/E_2$ ) δεν θα πρέπει να λαμβάνεται ως μεγαλύτερη από 2.

Όταν φορτίζεται μόνον ο ένας τοίχος ενός κοίλου τοίχου, για τον υπολογισμό του ενεργού πάχους μπορεί να χρησιμοποιηθεί η παραπάνω εξίσωση υπό τον όρον ότι οι σύνδεσμοι του τοίχου διαθέτουν επαρκή ευκαμψία, ώστε να μην επηρεάζεται δυσμενώς ο φορτιζόμενος από τον μη φορτιζόμενο τοίχο. Κατά τον υπολογισμό του ενεργού πάχους, το πάχος του αφόρτιστου τοίχου δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερο από το πάχος του φορτιζόμενου.

[Κατασκευές από τοιχοποιία, Σχεδιασμός και επισκευές, Φυλλίτσα Β. Κατσαντώνη, σελ 221-222]

[EN 1996-1-1 και κεφάλαιο 5.5.1.3]

#### **2.2.4 Τυχηματική εκκεντρότητα**

Για να ληφθούν υπόψη οι ατέλειες της κατασκευής καθώς επίσης και τυχόν κατασκευαστική απόκλιση από την κατακόρυφο, στις σχέσεις που υπολογίζεται η εκκεντρότητα στον μειωτικός συντελεστή εισάγεται και η κατασκευαστική ή τυχηματική εκκεντρότητα  $e_a$ .

$$e_a = h_{ef}/450$$

όπου:

$h_{ef}$  το ενεργό ύψος

[Κατασκευές από τοιχοποιία, Σχεδιασμός και επισκευές, Φυλλίτσα Β. Κατσαντώνη, σελ 223]

## Οριακή κατάσταση αστοχίας

### 2.3.1 Τοίχοι από άοπλη τοιχοποιία υπό κυρίως κατακόρυφα φορτία

Η ικανότητα των τοίχων στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων εξαρτάται από:

1. τη γεωμετρία του τοίχου, δηλαδή τις διαστάσεις του, και ειδικά από τη λυγηρότητα του, που είναι ο λόγος ύψους προς το πάχος του τοίχου
2. τις οριακές συνθήκες στα άκρα του, δηλαδή την ύπαρξη ή όχι πλακών άνω και κάτω από τον τοίχο και την ύπαρξη εγκάρσιων τοίχων
3. την εκκεντρότητα των φορτίων
4. το υλικό της τοιχοποιίας

Για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής κάθε τοίχου απαιτούνται οι παρακάτω παραδοχές:

- οι επίπεδες διατομές παραμένουν επίπεδες
- η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας κάθετα στους αρμούς λαμβάνεται ίση με το μηδέν
- η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων της τοιχοποιίας είναι της μορφής του σχήματος που παρατίθενται παρακάτω

Κατά το σχεδιασμό μίας κατασκευής πρέπει να λαμβάνονται υπόψη:

- η μακροχρόνια επιρροή των φορτίων
- τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως
- οι εκκεντρότητες των φορτίων όπως αυτές προκύπτουν από τη θέση και τις συνοριακές συνθήκες των τοίχων και τον τρόπο έδρασης των πλακών
- οι εκκεντρότητες από τυχόν απόκλιση της κατασκευής από την κατακόρυφο, αλλά και λόγω αλλαγής των ιδιοτήτων των υλικών σε τμήματα του τοίχου αλλά και των γεωμετρικών στοιχείων (αλλαγή στο πάχος του τοίχου, στον τρόπο δόμησης, ύπαρξη εσοχών, κ.α).

### 2.3.2 Έλεγχος τοίχων από άοπλη τοιχοποιία υπό κυρίως κατακόρυφα φορτία

#### 2.3.2.1 Γενικά

Για να ελεγχθεί αν ισχύει η σχέση  $N_{Sd} \leq N_{Rd}$  πρέπει να βρεθεί η  $N_{Rd}$ . Αυτή η αξονική δύναμη σχεδιασμού αντοχής ενός άοπλου τοίχου δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$N_{Rd} = \frac{\Phi_{t,m} \cdot l_w \cdot f_{wk} \cdot t}{\gamma_m}$$

Όπου:



$\Phi_{t,m}$  μειωτικός συντελεστής που εισάγεται για να ληφθεί υπόψη η λυγηρότητα του τοίχου και η πιθανή εκκεντρότητα των φορτίων και ο οποίος υπολογίζεται σε παρακάτω παράγραφο

$f_{wk}$  η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

$\gamma_m$  ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

$t$  το πάχος του τοίχου

$l_w$  το μήκος του τοίχου

Η αντοχή σχεδιασμού του τοίχου μπορεί να υπολογισθεί στο μεσαίο πέμπτο του ύψους του αν στη παραπάνω σχέση χρησιμοποιηθεί ο συντελεστής  $\Phi_m$  ή στην κορυφή ή τη βάση του αν χρησιμοποιηθεί ο συντελεστής  $\Phi_t$ .

[Κατασκευές από τοιχοποιία, Σχεδιασμός και επισκευές, Φυλλίτσα Β. Κατσαντώνη, σελ 209-211]

### **2.3.2.1 Μειωτικός συντελεστής λόγω λυγηρότητας και εκκεντρότητας**

#### **2.3.2.1.1 Στην κορυφή ή τη βάση του τοίχου**

$$\Phi_t = 1 - 2 \frac{e_t}{t}$$

Όπου:

$t$  είναι το πάχος του τοίχου

$e_t$  είναι η εκκεντρότητα στην κορυφή ή τη βάση του τοίχου και υπολογίζεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$e_t = \frac{M_d}{N_d} + e_{hi} + e_a \geq 0.05t$$

$M_d$  η ροπή σχεδιασμού στην κορυφή ή την βάση του τοίχου που είναι αποτέλεσμα της εκκεντρότητας των φορτίων των πλακών κάθετα στο επίπεδο του τοίχου

$N_d$  τα κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην υπόψη διατομή

$e_{hi}$  η εκκεντρότητα εξαιτίας τυχόν οριζοντίων φορτίων (άλλων εκτός από σεισμό) η οποία συνήθως λαμβάνεται ίση με μηδέν

$e_a$  η τυχηματική εκκεντρότητα

#### **2.3.2.1.2 Στο μεσαίο πέμπτο του ύψους**

Ο μειωτικός συντελεστής  $\Phi_m$  στο μέσον του ύψους του τοίχου μπορεί να προσδιορισθεί συναρτήσει της λυγηρότητας  $h_{ef}/t_{ef}$  και του λόγου  $e_{mk}/t$  είτε από νομογράφημα είτε από πίνακα.

$$e_{mk} = e_{mi} + e_k \geq 0.05t$$

όπου  $e_m$  από τη σχέση:

$$e_m = \frac{M_m}{N_m} + e_{hm} \mp e_a$$

στις ανωτέρω σχέσεις είναι:

$M_m$  η μεγαλύτερη ροπή σχεδιασμού στα άκρα του μεσαίου πέμπτου του ύψους του τοίχου που προκύπτει από το διάγραμμα ρομών

$N_m$  το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στο μεσαίο πέμπτο του ύψους

$e_{hm}$  η εκκεντρότητα στο μέσον του ύψους από οριζόντια φορτία  
 $h_{ef}$  το ενεργό ύψος, που εξαρτάται από τις συνθήκες στήριξης του τοίχου  
 $t_{ef}$  το ενεργό πάχος  
 $t$  πραγματικό πάχος τοίχου  
 $e_k$  η εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού

$$e_k = 0.002 \Phi_{\infty} \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \overline{te_m}$$

όπου

$\Phi_{\infty}$  είναι ο τελικός συντελεστής ερπυσμού, ο οποίος εξαρτάται από το είδος των λιθοσωμάτων και οι τιμές του δίνονται στον πίνακα [εισαγωγή πίνακα]

Αν τα λιθοσώματα είναι φυσικοί λίθοι ή αργιλικές οπτόλινθοι τότε μπορεί να ληφθεί μηδενική εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού, δηλαδή  $e_k=0$ . Το ίδιο μπορεί να θεωρηθεί και σε τοίχους με λυγηρότητα μεγαλύτερη από 15, ανεξαρτήτως υλικού.

Ο μειωτικός συντελεστής  $\Phi_{\infty}$  στο μεσαίο πέμπτο του ύψους του τοίχου υπολογίζεται για την τιμή του μέτρου ελαστικότητας  $E=1000f_{wk}$  από την κατωτέρω σχέση:

$$\Phi_m = Ae^{-\frac{u^2}{2}}$$

Όπου:

$$A = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}$$

Και

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}}$$

Στη γενική περίπτωση της τυχούσας τιμής  $E$  του μέτρου ελαστικότητας η τιμή του συντελεστή  $u$  υπολογίζεται ακολούθως:

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}}$$

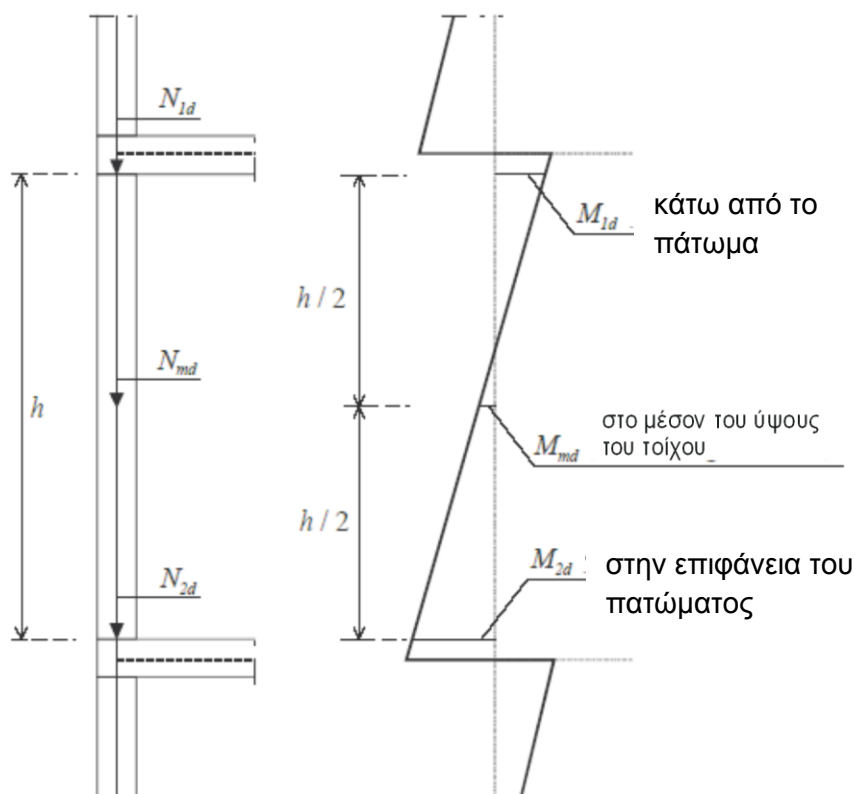
και το  $\lambda$  υπολογίζεται ως εξής:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \frac{f_{wk}}{E}$$

Για τοιχώμα με λόγο λυγηρότητας  $\lambda_c$  ή μικρότερο από αυτό, η εκκεντρότητα λόγω ερπυσμού  $e_k$ , μπορεί να ληφθεί ίση με το μηδέν.

[Κατασκευές από τοιχοποιία, Σχεδιασμός και επισκευές, Φυλλίτσα Β. Κατσαντώνη, σελ 212-214]

Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται η κατανομή των ροπών για τον υπολογισμό των εκκεντροτήτων.



Σχήμα 2.2: Ροπές για τον υπολογισμό των εκκεντροτήτων

### **2.3.3 Τοίχοι υπό συγκεντρωμένα φορτία**

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας η θλιπτική αντοχή των τοίχων όταν φορτίζονται από τα φορτία που ενεργούν σε τμήμα τους ή είναι σημειακά, είναι μεγαλύτερη εκείνης όταν τα φορτία είναι ομοιόμορφα κατανομημένα σε όλο το μήκος του τοίχου. Η αύξηση της θλιπτικής αντοχής εξαρτάται από την επιφάνεια του τοίχου στην οποία ενεργεί το φορτίο, όταν η φορτιζόμενη επιφάνεια υπερβαίνει το 30% της διατομής του τοίχου για κεντρική φόρτιση και το 15% για φόρτιση στο άκρο, τότε πρακτικά δεν υπάρχει αύξηση της αντοχής.

Για να ληφθεί υπόψη αυτή η αύξηση της αντοχής προτείνεται από τον EC6 που φορτίζεται σημειακά, υπολογίζεται από την σχέση:

$$N_{Rd} = \beta A_b f_{wd}$$

Όπου:

$\beta$  α αυξητικός συντελεστής για τα συγκεντρωμένα φορτία

$A_b$  η ενεργός επιφάνεια που υπολογίζεται κατωτέρω

$f_{wd}$  η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας

Είναι:

$$\beta = 1 + 0,15x \quad 1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}}$$

η τιμή του  $\beta$  δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη από 1.0 ούτε μεγαλύτερη από:

$$1,25 \quad \text{για} \quad \frac{2a_1}{H} = 0$$

ή

$$1,5 \quad \text{για} \quad \frac{2a_1}{H} \geq 1,0$$

Για ενδιάμεσες τιμές του λόγου  $\frac{2a_1}{H}$  ισχύει η γραμμική παρεμβολή.

Επιπλέον για την εξίσωση του  $\beta$  που δώσαμε ισχύει:

$$x = \frac{2a_1}{H}$$

$A_{ef}$  η ενεργός επιφάνεια

$A_b$  η φορτιζόμενη επιφάνεια

$a_1$  η απόσταση της φορτιζόμενης επιφάνειας από το πλησιέστερο άκρο του τοίχου

$H$  το ύψος του τοίχου μέχρι τη στάθμη επιβολής του συγκεντρωμένου φορτίου

Θα πρέπει  $A_b = bt_b \leq 0,45A_{ef}$

Η ενεργός επιφάνεια καθορίζεται στο ήμισυ του ύψους του τοίχου και προκύπτει για κατανομή των κατακόρυφων φορτίων υπό γωνία  $60^\circ$  ως προς την οριζόντιο. Έτσι, όταν το φορτίο εφαρμόζεται σε απόσταση από το άκρο του τοίχου μεγαλύτερη από  $H/4$  είναι:

$$A_{ef} = L_{ef}t$$

$$\text{Με } L_{ef} = b + H \tan 30^\circ > 2,2A_b/t$$

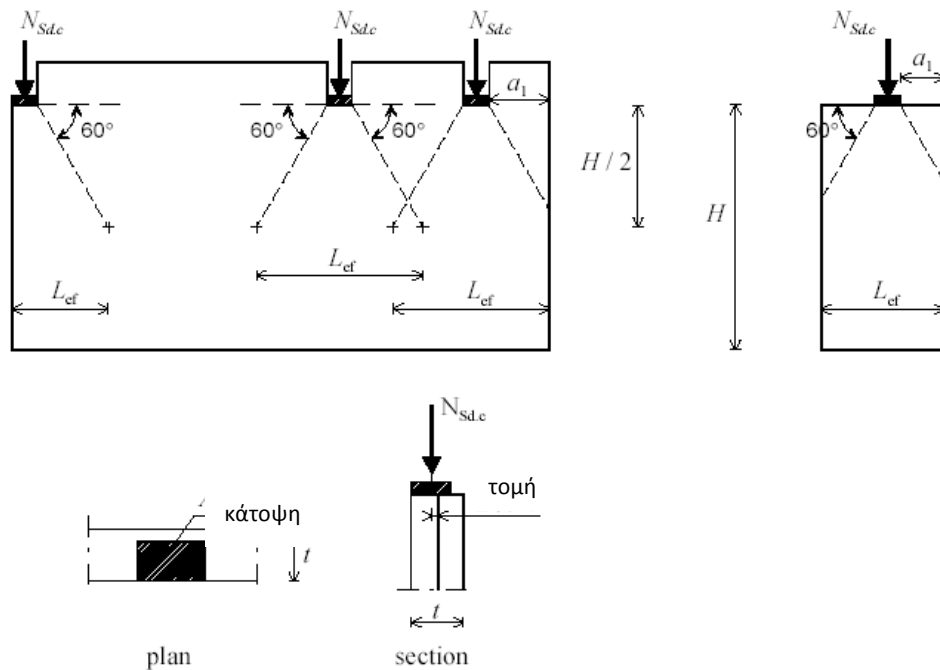
Όπου:

$L_{ef}$  το μήκος επιβολής του φορτίου στο μέσον του ύψους του τοίχου

$b$  το μήκος επιβολής του φορτίου

$t_b$  το πλάτος επιβολής του φορτίου

$t$  το πάχος του τοίχου λαμβάνοντας υπόψη και το βάθος τυχόν εσοχών σε αρμούς μεγαλύτερους από 5mm.



Σχήμα 2.3: Τοίχοι υποβαλλόμενοι σε συγκεντρωμένα φορτία

[Κατασκευές από τοιχοποιία, Σχεδιασμός και επισκευές, Φυλλίτσα Β. Κατσαντώνη, σελ 225-228]

## Άοπλοι τοίχοι υπό οριζόντια φόρτιση

### 2.4.1 Συμπεριφορά τοίχων υπό οριζόντια στο επίπεδο τους δύναμη

Η παραμόρφωση ενός μεμονωμένου τοίχου υπό οριζόντια φορτία εξαρτάται από το μέγεθος της τέμνουσας δύναμης εν σχέση με την ορθή και τις ιδιότητες των υλικών της τοιχοποιίας. Όταν η δύναμη είναι εγκάρσια στο επίπεδο του τοίχου τότε όταν η ροπή στη βάση του τοίχου ξεπεράσει την κρίσιμη τιμή  $N_b/6$ , θα αναπτυχθούν εφελκυστικές τάσεις που όταν ξεπεράσουν τη (μικρή) εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας, ο τοίχος θα ρηγματωθεί κατά μήκος της εφελκυσόμενης παρειάς και στη συνέχεια είναι πιθανόν να αστοχήσει από θλίψη στη θλιβόμενη παρειά. Από στο επίπεδο μπορούν να συμβούν τρία τινά: α) ολίσθηση του τοίχου κατά μήκος ενός αρμού, β) διαγώνια ρηγμάτωση διαμέσου των αρμών του κονιάματος ή διαμέσου των λιθοσωμάτων γ) εφελκυστική ρηγμάτωση στην εφελκυστική παρειά του πιθανά συνοδευόμενη και από την θλιπτική αστοχία του περισσότερο

θλιβομένου ορίου. Η συμπεριφορά των τοίχων ενός κτιρίου υπό οριζόντια φόρτιση μέσα στο επίπεδο τους εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την ύπαρξη ή όχι οριζοντίου διαφράγματος και ανοιγμάτων καθώς και από το μέγεθος και τη θέση των τελευταίων.

Στην περίπτωση που οι πεσσοί ενός τοίχου συνδέονται μόνο μέσω εύκαμπτων πατωμάτων που δεν μπορούν να μεταφέρουν ροπές, συνήθως ο τοίχος θεωρείται ότι συμπεριφέρεται σαν διατμητικός πρόβολος. Σε αρκετά όμως κτίρια δεν ισχύουν οι συνθήκες αυτές, δηλαδή οι τοίχοι έχουν αρκετά μικρά ανοίγματα και οι πεσσοί που σχηματίζονται συνδέονται μεταξύ τους με ισχυρά ανώφλια, όπως στα παραδοσιακά και τα κτίρια του πρώιμου κλασικισμού, ή έχουν πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως στα νεώτερα κτίρια από τοιχοποιία. Τότε στις περιπτώσεις που οι πεσσοί είναι το αδύνατο σημείο της κατασκευής, η ρηγμάτωση έχει διαφορετική μορφή από προηγούμενες. Ακόμα, αν η οριζόντια δύναμη προέρχεται από σεισμική δράση, τότε η έκταση των βλαβών βαίνει αυξανόμενη εκ των άνω προς τα κάτω, αφού η τέμνουσα αυξάνεται προς τα κάτω. Η ρηγμάτωση των πεσσών έχει τη γνωστή χιστί μορφή, διότι η δράση είναι εναλλασσόμενη. Στις περιπτώσεις που τα ανοίγματα έχουν σημαντικό μήκος σε σχέση με το μήκος του τοίχου, ή τα ανώφλια είναι μικρού ύψους και δεν υπάρχουν διαζώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα, τότε είναι πιθανόν τα ασθενή πλέον ανώφλια να αποτελούν το αδύνατο σημείο του τοίχου και αναπτύσσονται καμπτικές ρωγμές στα ανώφλια και διατμητικές στους πεσσούς. Οι βλάβες αυτές είναι συνηθισμένες στα κτίρια του ώριμου κλασικισμού. Αν η έκταση των βλαβών στα ανώφλια οδηγήσει σε αποκόλλησή τους από τους πεσσούς, τότε αν το κτίριο έχει εύκαμπτα πατώματα η συμπεριφορά των τοίχων μεταπίπτει σε αυτή των διατμητικών προβόλων.

[Κατασκευές από τοιχοποιία, Σχεδιασμός και επισκευές, Φυλλίτσα Β. Κατσαντώνη, σελ 230-232]

#### **2.4.2 Έλεγχοι τοίχων υπό οριζόντια στο επίπεδο τους δύναμη**

Για τον έλεγχο τοίχων που υπόκεινται σε οριζόντια σεισμική δύναμη πρέπει να γίνεται ανάλυση της κατασκευής συνολικά με τα φορτία σχεδιασμού για να προσδιορισθεί η τέμνουσα δύναμη του κάθε τοίχου και στη συνέχεια να ακολουθήσει ο έλεγχος των τοιχωμάτων. Σε περιπτώσεις διασταυρούμενων τοίχων μπορεί να συνυπολογισθεί η συνεισφορά μέρους των εγκάρσιων τοίχων στην ανάληψη των διατμητικών δυνάμεων, αν έχει εξασφαλισθεί ότι η μεταξύ τους σύνδεση μπορεί να αναλάβει τις αναπτυσσόμενες διατμητικές τάσεις. Το μήκος των εγκάρσιων τοίχων που μπορεί να συνυπολογισθεί είναι το πάχος του υπόψη τοίχου αυξημένο με το ελάχιστο από τα κατωτέρω:

$2h/10$  όπου  $h$  είναι το ολικό ύψος του διατμητικού προβόλου

$l/2$  όπου  $l$  είναι η απόσταση μεταξύ των διατμητικών τοίχων που συνδέονται με τον ίδιο εγκάρσιο τοίχο

H/2 όπου H το ύψος του ορόφου

Λόγω έλλειψης στοιχείων για τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά τοίχων καμπτόμενων στο επίπεδό τους, για την κατανομή των οριζοντίων δυνάμεων μπορεί να χρησιμοποιείται η ελαστική δυσκαμψία των τοίχων συμπεριλαμβανομένων και των τυχόν τμημάτων των εγκάρσιων τοίχων. Σε τοίχους στους οποίους τα δάπεδα μπορούν να θεωρηθούν ως οριζόντια διαφράγματα και έχουν ισχυρά δύσκαμπτα ανώφλια, οπότε αναμένεται οι τοίχοι να επιδείξουν διατμητική συμπεριφορά, είναι προς την πλευρά της ασφάλειας αν οι διατμητικές δυνάμεις κατανεμηθούν ανάλογα με τη δυσκαμψία των τοίχων. Η παραδοχή αυτή προϋποθέτει ίσες μετακινήσεις των τοίχων στη στάθμη της οροφής και των πατωμάτων, συνθήκη η οποία γενικά δεν εξασφαλίζεται σε κτίρια με ξύλινα πτώματα ή/και ξύλινη στέγη ή με προκατασκευασμένα πατώματα. Σε αυτές τις περιπτώσεις μπορεί να θεωρηθεί ότι οι τοίχοι παραλαμβάνουν μόνο τις οριζόντιες δυνάμεις που αντιστοιχούν στα κατακόρυφα φορτία που τους μεταβιβάζουν τα δάπεδα που εδράζονται σε αυτούς. Στις περιπτώσεις που το κέντρο βάρους και το κέντρο ελαστικής στροφής διαφέρουν σημαντικά, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επίδραση και των στρεπτικών φαινομένων στους τοίχους.

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού ενός τοίχου  $V_{sd}$  και η τέμνουσα δύναμη αντοχής σχεδιασμού  $V_{Rd}$  συνδέονται με τη σχέση:

$$V_{sd} \leq V_{Rd}$$

Η αντοχή σχεδιασμού δίνεται από τη σχέση:

$$V_{Rd} = \frac{f_{vwk} t l_c}{\gamma_m}$$

Όπου:

$f_{vwk}$  είναι η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας και για τον υπολογισμό της λαμβάνεται μόνο το κατακόρυφο φορτίο που δρα στη θλιβόμενη ζώνη του τοίχου

$t$  είναι το πραγματικό πάχος του τοίχου

$l_c$  είναι το τμήμα του μήκους του τοίχου που βρίσκεται υπό θλίψη και υπολογίζεται θεωρώντας τριγωνική κατανομή των ορθών τάσεων

$\gamma_m$  είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την τοιχοποιία

Για τοίχο ορθογωνικής διατομής, στον οποίο η κατανομή των κατακόρυφων τάσεων είναι έτσι ώστε ο ουδέτερος άξονας να ευρίσκεται εντός της διατομής, δηλαδή η εκκεντρότητα  $e$  είναι μεγαλύτερη από  $l_w/6$ , το μήκος της θλιβόμενης ζώνης  $l_c$  ισούται με:

$$l_c = 3\left(\frac{l_w}{2} - e\right)$$

όπου:

$l_w$  το μήκος του τοίχου

$e$  η εκκεντρότητα, στο επίπεδο του τοίχου, των κατακόρυφων φορτίων που συνοδεύουν την υπόψη τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού

όταν ο ουδέτερος άξονα βρίσκεται εκτός της διατομής, δηλαδή όταν  $e < l/6$ , τότε όλος ο τοίχος είναι υπό θλίψη και το  $I_c$  ισούται με το μήκος του τοίχου. Για τον προσδιορισμό του ουδέτερου άξονα σε τοίχους που συνυπολογίζονται οι εγκάρσιοι, δεν πρέπει να χρησιμοποιείται η παραπάνω σχέση, αλλά να προκύπτει από κατανομή των τάσεων.

[Κατασκευές από τοιχοποιία, Σχεδιασμός και επισκευές, Φυλλίτσα Β. Κατσαντώνη, σελ 233-235]

### **Έλεγχος καμπτόμενων στοιχείων**

Αν και λόγω της μικρής εφελκυστικής αντοχής της, η οποία πρακτικά λαμβάνεται μηδενική, η άοπλη τοιχοποιία δεν μπορεί να επιδείξει καμπτική αντοχή, εν τούτοις η εμπειρία έχει αποδείξει ότι μπορεί να αναλάβει ροπές τόσο εντός, όσο εκτός του επιπέδου της. Σε κάθε επίπεδο πρέπει να ισχύει:

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

Όπου:

$M_{Rd}$  και  $M_{Sd}$  είναι η καμπτική ροπή σχεδιασμού αντοχής (καμπτική αντίσταση) και η δρώσα καμπτική ροπή σχεδιασμού αντιστοιχώς

Στο Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής του Ευρωκώδικα 6 για τον έλεγχο σε κάμψη γίνεται η θεώρηση ότι η αστοχία λόγω κάμψης ενός τοίχου θα επέλθει από θλίψη του περισσότερο θλιβόμενου ορίου. Όταν η μέγιστη τάση που προκαλείται από τον συνδυασμό της υπάρχουσας ορθής τάσης σχεδιασμού και της μέγιστης ροπής (της ροπής αντοχής), φτάνει τη θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας. Θεωρώντας ότι θα προηγηθεί ρηγματώση λόγω εφελκυσμού και στην συνέχεια θλιπτική αστοχία. Έτσι προκύπτει:

A. Ροπή αντοχής εντός του επιπέδου του τοίχου

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_d t l^2}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_d \gamma_m}{f_{wk}} \right)$$

B. Ροπή αντοχής εκτός του επιπέδου του τοίχου

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_d t^2 l}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_d \gamma_m}{f_{wk}} \right)$$

Στις ανωτέρω σχέσεις είναι:

$\sigma_d$  η ορθή τάση στον υπόψη τοίχο

$f_{wk}$  η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

$\gamma_m$  ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του υλικού

$t$  το πάχος του τοίχου

$l$  το μήκος του τοίχου

[Κατασκευές από τοιχοποιία, Σχεδιασμός και επισκευές, Φυλλίτσα Β. Κατσαντώνη, σελ 235-236]



## Έλεγχοι εκτός κανονισμών

### 2.6.1 Πλευρική αντοχή της τοιχοποιίας

Η πλευρική αντοχή της τοιχοποιίας δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$V_{dc} = A * \frac{\sigma_0}{b} * \frac{\sigma_0}{f_t} + 1$$

Όπου:

$$\sigma_0 = \frac{N}{l * t}$$

$b = \frac{h}{l}$  η τιμή αυτή πρέπει να είναι μέσα στ εξής όρια  $1 \leq b \leq 1.5$

$$A = l * t$$

$$f_t = 0.05 * f_c$$

με  $l$  το μήκος του τοίχου και  $t$  το πάχος

$f_c$  η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

### 2.6.2 Δύναμη $V_{in-plane}$

Η  $V_{in-plane}$  δίνεται στον ακόλουθο τύπο:

$$V_{in-plane} = \frac{M}{\frac{h}{2}}$$

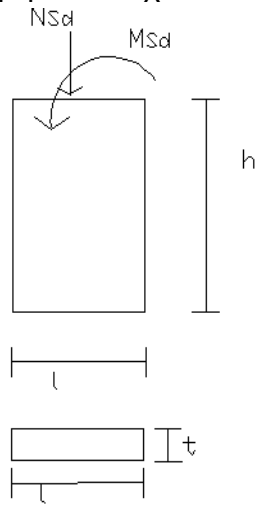
Στον παρονομαστή έχουμε  $\frac{h}{2}$  αφού οι τοίχοι θεωρούνται σχεδόν αμφίπακτοι, ενώ η  $M$  είναι η ροπή εντός επιπέδου.

### 2.6.3 Τελικός έλεγχος

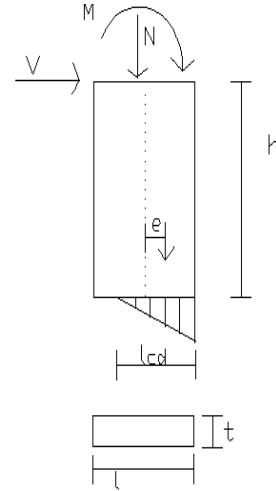
Ο τελικός έλεγχος της  $V$  γίνεται με την μικρότερη από τις παρακάτω τιμές:

$$V_{RD} = \min\{V_{ec6}, V_{in-plane}, V_{dc}\}$$

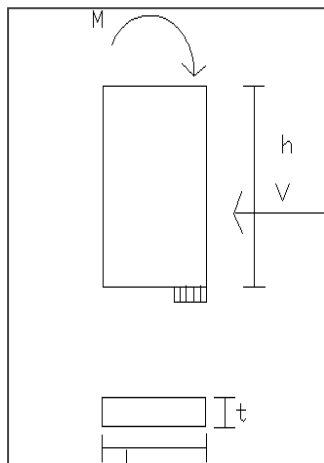
Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται πως κάμπτεται ένας τοίχος ανάλογα με τη δύναμη που δέχεται σύμφωνα με τους παραπάνω ελέγχους των κανονισμών:



Σχήμα 2.4:έλεγχος υπό κατακόρυφα φορτία



Σχήμα 2.5:έλεγχος υπό τέμνουσα



Σχήμα 2.6:έλεγχος υπό καμπτική ροπή

### **3 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΟΥ Α ΜΟΝΟΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ**

### **Περιγραφή του κτηρίου**

Στο σχήμα 3.1 φαίνεται η κάτοψη του μονώροφου κτηρίου Α. Το κτήριο έχει ύψος 3m και η πλάκα του αποτελείται από οπλισμένο σκυρόδεμα πάχους 0,20m και φέρει ανοίγματα ύψους 2,8m. Ακόμα, αποτελείται από φέρουσα τοιχοποιία από λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου διαστάσεων (----), με πάχος τοιχοποιίας 0,175m. Οι οριζόντιοι αρμοί της τοιχοποιίας πληρώνονται με κονίαμα λεπτής στρώσης (3mm). Οι κατακόρυφοι αρμοί δεν είναι πληρωμένοι. Στα σχήματα 3.2 και 3.3 φαίνονται οι τομές σε τυχαίες θέσεις του κτηρίου και κατά τις 2 διευθύνσεις. Η πλάκα είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και έχει πάχος 0,2m.

Η μέγιστη διάσταση κατά τη διεύθυνση Χ είναι 13,025m ενώ η αντίστοιχη κατά τη διεύθυνση Υ είναι 11,075m.

Αποτελείται από 4 τετραέρειςτες πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Κατά τη διεύθυνση Χ το συνολικό εμβαδόν που καταλαμβάνουν οι τοίχοι είναι το 3,3% της συνολικής επιφάνειας της κάτοψης του κτηρίου ενώ κατά τη Υ διεύθυνση το ποσοστό αυτό είναι περίπου στο 3,0%. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα στη φάση του προελέγχου να επιτρέπεται η παραδοχή ότι οι τοίχοι θα παραλαμβάνουν το σεισμικό φορτίο.

Ακόμα από τον παραπάνω έλεγχο προκύπτει ότι το συγκεκριμένο κτήριο μπορεί να δομηθεί σίγουρα μέχρι δύο ορόφους και οριακά μέχρι τον τρίτο. Σε αυτή τη διπλωματική μελετείται το μονώροφο και το δώροφο κτίριο Α, τα οποία ονομάζονται Α-1 και Α-2 αντίστοιχα.

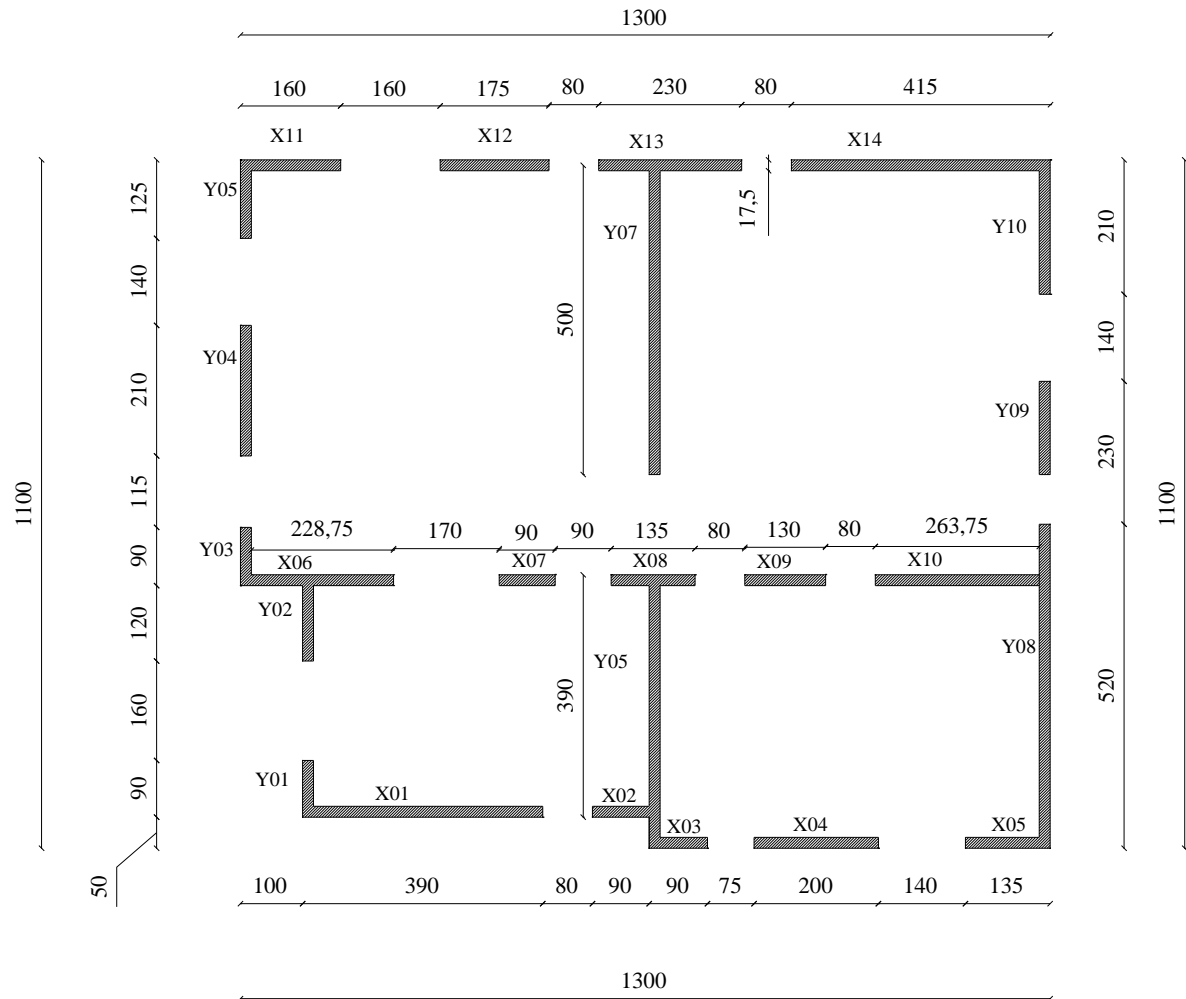
Επιπλέον, η μελέτη γίνεται για περιοχές χαμηλής σεισμικότητας. Αυτό είναι κι ο λόγος για την συμμετοχή του χιονιού στα φορτία καθώς και για τη επιλογή του φάσματος σχεδιασμού, δηλαδή τύπου 2 και κατηγορίας Β. όπως επίσης κατάλληλα επιλέγεται και ο συντελεστής  $\gamma_M$ .

Ακόμα το κτήριο Α επιλύεται με τους εξής 3 τρόπους ως προς τη συνδεσμολογία του:

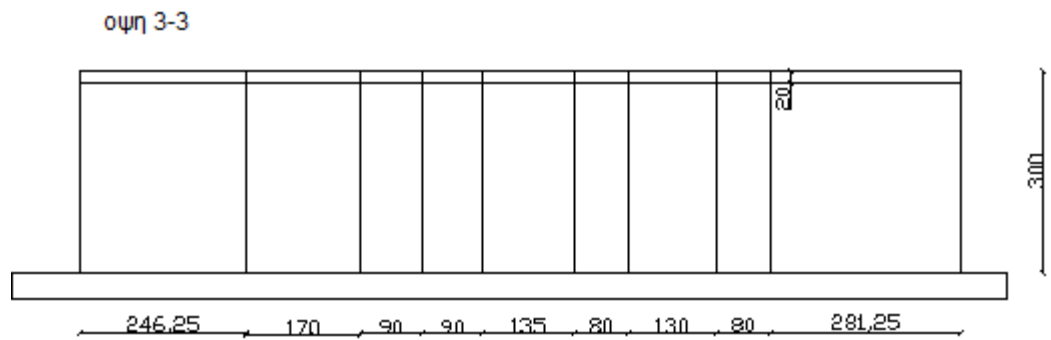
- Πλήρης συνδεσμολογία μεταξύ των τοίχων (1-Α)
- Καθόλου συνδεσμολογία μεταξύ των τοίχων, αλλά με σύνδεση οροφής με τους τοίχους (2-Α)
- Σύνδεση των τοίχων με άκαμπτα ελατήρια (3-Α)

Εκτός από τον τρόπο συνδεσμολογίας εξετάζεται το κτήριο Α με:

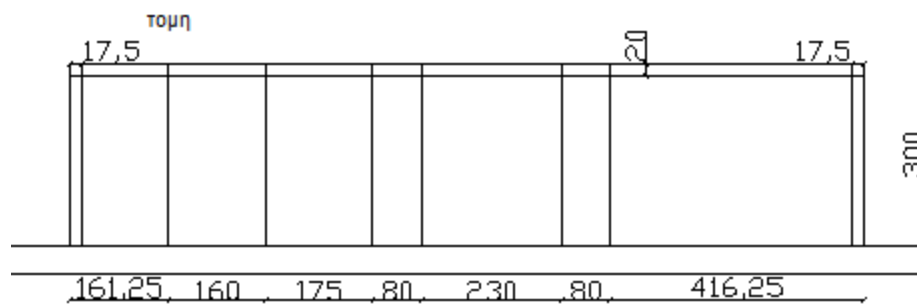
- Παραμορφώσιμη πλάκα
- Απαραμόρφωτη πλάκα
- Ύπαρξη δοκών



ΣΧΗΜΑ 3.1: ΚΑΤΟΨΗ ΚΤΙΡΙΟΥ Α



ΣΧΗΜΑ 3.2: ΟΨΗ ΚΤΙΡΙΟΥ Α ΚΑΤΑ ΤΗ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ



ΣΧΗΜΑ 3.3: ΟΨΗ ΚΤΙΡΙΟΥ Α ΚΑΤΑ ΤΗ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

## Υλικά κατασκευής

Το κτήριο με το οποίο ασχολείται η διπλωματική εργασία είναι κατασκευασμένο από άοπλη τοιχοποιία από λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου. Η σύσταση των λιθοσωμάτων είναι άμμος, τριμμένο πυρίτιο, πυριτικά άλατα ασβεστίου και νερό. Η σύσταση αυτή επιτρέπει να κατασκευάζονται λιθοσώματα υψηλής αντοχής, ικανά να φέρουν με ασφάλεια τα φορτία της κατασκευής. Η τοιχοποιία αυτή μπορεί να είναι είτε εξωτερική είτε εσωτερική και θεωρείται άοπλη, ισόδομη και λιθοδομή.

Το πάχος των τοίχων είναι 0.175m , και αντιστοιχεί στο επιτρεπτό όριο πάχους για μονώροφο κτίριο από άοπλη τοιχοποιία σε περιοχή χαμηλής σεισμικότητας .

Οι παράμετροι και τα μηχανικά χαρακτηριστικά που χρησιμοποιήθηκαν στη επίλυση παρουσιάζονται στον ακόλουθο Πίνακα:

Μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας E [MPa]	6660
Λόγος Poisson ν τοιχοποιίας	0.12
Πυκνότητα της τοιχοποιίας [Mgr/m <sup>3</sup> ]	1.8
Μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος E [MPa]	29000
Λόγος Poisson ν σκυροδέματος	0.2
Πυκνότητα του σκυροδέματος [Mgr/m <sup>3</sup> ]	2.5
Θλιπτική χαρακτηριστική αντοχή τοιχοποιίας $f_{c,m,k}$ [MPa]	16.2
Αντοχή λιθοσώματος $f_b$ [MPa]	
Αντοχή κονιάματος $f_m$ [MPa]	23.6

[ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ :ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ, ΚΟΝΔΥΛΗ ΧΑΡΙΣ, ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΜΟΥΖΑΚΗΣ Χ. ΣΕΛ 51-54]

Τα λιθοσώματα κατατάσσονται σύμφωνα με τους κανονισμούς:

- ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ I: λόγω της επίτευξης της προκαθορισμένης θλιπτικής αντοχής, του συστήματος ποιοτικού ελέγχου (επιλογή δειγμάτων κατά το αντίστοιχο EN 771) και τη δοκιμασία δειγμάτων κατά το EN 772-1 (στατική επεξεργασία αποτελεσμάτων -κάτω όριο 5%-)
- ΟΜΑΔΑ 1: για υλικό πυριτικό ασβέστιο και καμία άλλη απαίτηση

Σύμφωνα με την κατηγορία των λιθοσωμάτων (κατηγορία I) προκύπτει ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς  $\gamma_M$  κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 1,7-2,7. Επειδή τα δομικά στοιχεία τα οποία χρησιμοποιούνται είναι προκατασκευασμένα δεν απαιτείται περεταίρω έλεγχος στο εργοτάξιο. Συνεπώς η τιμή που επιλέγεται για το  $\gamma_M$  είναι 2. Στις περιπτώσεις όπου χρειάζεται να ληφθεί μειωμένος συντελεστής ασφαλείας αυτός πρέπει να διαιρεθεί με το 2. Ταυτόχρονα όμως αυτή η τιμή δεν πρέπει να είναι μικρότερη του 1.5, η οποία τελικά λαμβάνεται ως το παραπάνω κατώτερο όριο.

Το κονίαμα το οποίο χρησιμοποιήθηκε είναι με μελέτη σύνθεσης M20.

### **Φορτίσεις – συνδυασμοί φορτίσεων**

1.  $1,35G+\psi Q$  με  $E$  και  $E/2$
2.  $G + 0,3q_{\lambda} + 0,2q_{\chi}$  + σεισμός (χρονοϊστορία) με  $E$
3.  $G + 0,3q_{\lambda} + 0,2q_{\chi}$  + σεισμός (χρονοϊστορία) +  $M_{\chi} + M_{\gamma}$
4.  $G + 0,3q_{\lambda} + 0,2q_{\chi}$  + σεισμός (χρονοϊστορία) με  $E$  όπου η μάζα για την άκαμπτη πλάκα είναι συγκεντρωμένη όχι στο κέντρο μάζας αλλά στο σημεία όπου παρουσιάζεται εκκεντρότητα δηλαδή  $\pm 0,05 \cdot L$

#### Παρατηρήσεις

Τα κινητά φορτία αποτελούνται από το χιόνι και τα λοιπά κινητά, λόγω του ότι βρισκόμαστε σε περιοχές χαμηλής σεισμικότητας. Έτσι όταν έχουμε σαν κύριο κινητό το χιόνι το  $\psi Q$  παίρνει την εξής μορφή:

$\psi Q = 1,5 \cdot q_{\chi} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot q_{\lambda}$  (όπου  $q_{\chi}$  είναι το φορτίο από το χιόνι και  $q_{\lambda}$  είναι το κινητό από τα λοιπά φορτία)

Στην περίπτωση που έχουμε το χιόνι σαν δευτερεύον φορτίο προκύπτει:

$\psi Q = 1,5 \cdot 0,7 \cdot q_{\chi} + 1,5 \cdot q_{\lambda}$

Οι ροπές  $M_{\chi}$  και  $M_{\gamma}$  είναι οι ροπές που προέκυψαν από

Σημείωση: ο συντελεστής 0,7 προκύπτει από πίνακα με βάση την κατηγορία του κτηρίου που κατασκευάζουμε (εδώ χρησιμοποιούμε την κατηγορία A, δηλαδή για κατοικίες και συνήθη κτήρια), ενώ για το χιόνι σημαντικό ρόλο παίζει οι χώρες που εξετάζονται (εμείς εξετάζουμε κράτη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο  $H > 1000m$ ). Ο πίνακας που αναφέρθηκε παρατίθεται στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α.

Ο σεισμός λαμβάνεται υπόψη σαν χρονοϊστορίες επιτάχυνσης. Αυτό οφείλεται στο σύστημα κατανεμημένης μάζας. Συγκεκριμένα λόγω αυτού του συστήματος η καλύτερη προσομοίωση του σεισμού στη μάζα γίνεται μέσω χρονοϊστοριών επιτάχυνσης στις 3 κατευθύνσεις, δηλαδή  $\chi, \gamma, z$ . Ακόμα βάσει του κανονισμού χρησιμοποιούνται 3 ζευγάρια χρονοϊστοριών.



**Υπολογισμός ιδιοσυχνοτήτων και μαζών**

Οι ιδιοσυχνότητες που λαμβάνουμε υπόψη είναι αυτές στις οποίες παρουσιάζεται το 90% της μάζας (δρώσα μάζα). Η δρώσα μάζα για το μονώροφο κτήριο 1-A είναι  $0,9 \cdot 126,58 = 113,92 \text{Mgr}$  και παρουσιάζεται στην 4<sup>η</sup> ιδιοδυσχνότητα και  $\chi$  και  $\gamma$  (πίνακας 3.1), για το 2-A στην 3<sup>η</sup> κατά  $\chi$  κι 5<sup>η</sup> κατά  $\gamma$  (πίνακας 3.2) το ίδιο ισχύει και για το κτήριο 3-A(πίνακας 3.3).

		EIGENVALUE		OUTPUT		
MODE NO	EIGENVALUE	FREQUENCY (RAD/TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)	GENERALIZED MASS	COMPOSITE MODAL DAMPING	
1	6263.0	79.139	12.595	12.120	0.0000	
2	8313.9	9,12E+01	14.512	12.350	0.0000	
3	8935.9	94.530	15.045	85.976	0.0000	
4	9809.1	99.041	15.763	75.437	0.0000	
		EFFECTIVE		MASS		
MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	1.228	0.13535	2.362	123.71	102.39	22.117
2	4.552	4.705	32.921	2153.5	1585.1	0.23993
3	99.842	16.559	1.767	105.94	81.851	1273.5
4	22.289	94.208	0.37641	16.303	27.562	5664.2
TOTAL	127.911	115.607	37.426	2.399.453	1796.9	6957.06

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.1: ΓΙΑ ΤΟ ΜΟΝΟΟΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α ΓΙΑ ΤΟΝ ΠΡΩΤΟ ΤΡΟΠΟ ΣΥΝΔΕΣΗΣ (1-A)

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ

		EIGENVALUE		OUTPUT		
MODE NO	EIGENVALUE	FREQUENCY (RAD/TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)	GENERALIZED MASS	COMPOSITE MODAL DAMPING	
1	6213.4	78.825	12.545	12.090	0.0000	
2	7790.1	88.262	14.047	30.141	0.0000	
3	7878.1	88.759	14.126	98.507	0.0000	
4	8416.9	91.744	14.601	12.402	0.0000	
5	14968.	122.34	19.472	15.726	0.0000	
		EFFECTIVE		MASS		
MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	1.642	0.12050	2.498	131.17	95.873	33.054
2	1.484	93.125	5.180	374.55	227.47	1397.9
3	122.22	2.428	0.63589	41.927	35.942	4448.3
4	3.479	13.077	28.889	1841.8	1424.1	29.503
5	0.17472	21.039	2,05E-02	0	8,38E-02	7336.5
TOTAL	128.999	129.789	37.223	2389.4	1783.5	9245.2

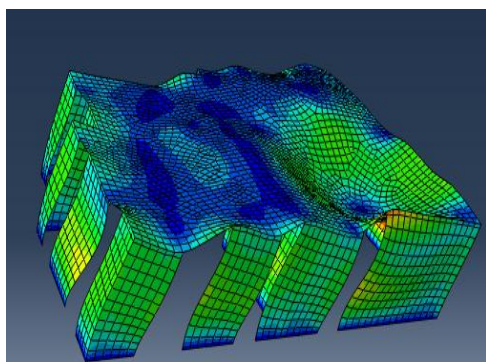
ΠΙΝΑΚΑΣ 3.2 ΓΙΑ ΤΟ ΜΟΝΟΟΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α ΓΙΑ ΤΟΝ ΔΕΥΤΕΡΟ ΤΡΟΠΟ ΣΥΝΔΕΣΗΣ (2-A)

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ

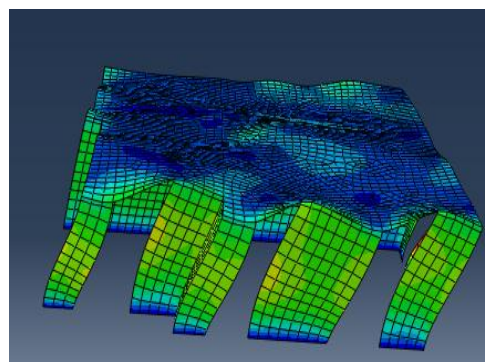
		EIGENVALUE		OUTPUT		
MODE NO	EIGENVALUE	FREQUENCY (RAD/TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)	GENERALIZED MASS	COMPOSITE MODAL DAMPING	
1	6238.4	78.984	12.571	12.143	0.0000	
2	8129.5	90.164	14.350	29.027	0.0000	
3	8413.0	91.723	14.598	34.148	0.0000	
4	8653.9	93.026	14.806	36.675	0.0000	
5	16190.	127.24	20.251	53.611	0.0000	
		EFFECTIVE		MASS		
MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	1.647	0.11570	2.402	125.77	100.24	33.079
2	29.775	35.910	16.557	1117.4	780.86	1.214
3	91.527	1.735	8.385	544.03	394.01	3505.5
4	5.285	73.732	9.926	606.93	512.26	2802.5
5	0.0679911	17.748	0	0.00719	0.97679	6880.8
TOTAL	128.30	129.275	37.268	2404.14	1788.35	13223.09

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.3: ΓΙΑ ΤΟ ΜΟΝΟΟΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α ΓΙΑ ΤΟΝ ΤΡΙΤΟ ΤΡΟΠΟ ΣΥΝΔΕΣΗΣ (3-Α)

Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται οι κύριες ιδιομορφές των 3 περιπτώσεων του κτηρίου που μελετούνται και κατά τις δύο διευθύνσεις καθώς επίσης και η μάζα για αυτές τις διευθύνσεις:

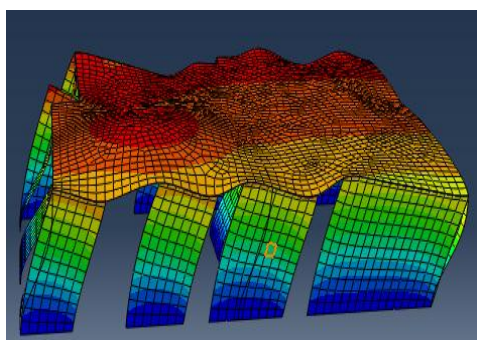


Ιδιομορφή ως προς  $x$   
 $T_x=0.069$  sec  
 $M_x=127.91$ Mgr

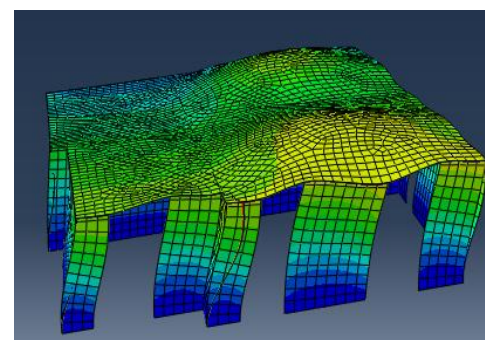


Ιδιομορφή ως προς  $y$   
 $T_y=0.066$  sec  
 $M_y=115.6$ Mgr

ΣΧΗΜΑ 3.6: ΓΙΑ ΤΟ ΜΟΝΟΟΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α ΓΙΑ ΤΟΝ ΠΡΩΤΟ ΤΡΟΠΟ ΣΥΝΔΕΣΗΣ (1-A)

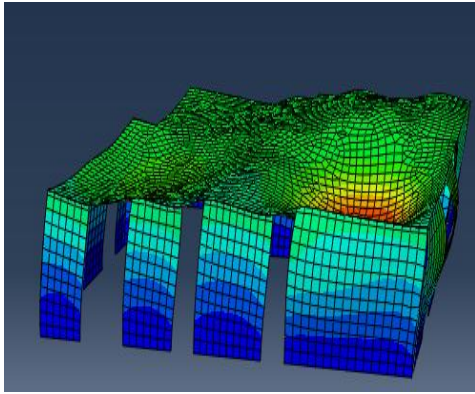


Ιδιομορφή ως προς  $x$   
 $T_x=0.071$  sec  
 $M_x=129$ Mgr

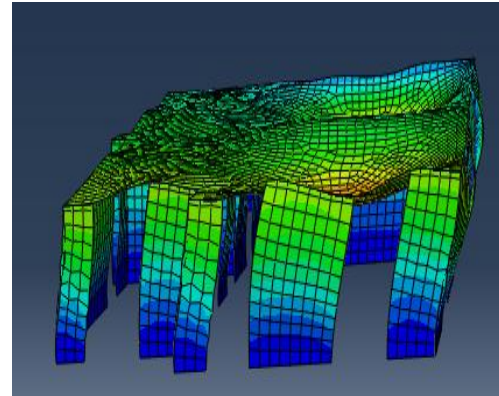


Ιδιομορφή ως προς  $y$   
 $T_y=0.07$  sec  
 $M_y=129.78$ Mgr

ΣΧΗΜΑ 3.7: ΓΙΑ ΤΟ ΜΟΝΟΟΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α ΓΙΑ ΤΟΝ ΔΕΥΤΕΡΟ ΤΡΟΠΟ ΣΥΝΔΕΣΗΣ (2-A)



Ιδιομορφή ως προς  $x$   
 $T_x=0.067$  sec  
 $M_x=129.27$ Mgr



Ιδιομορφή ως προς  $y$   
 $T_y=0.068$  sec  
 $M_y=128.30$ Mgr

ΣΧΗΜΑ 3.8: ΓΙΑ ΤΟ ΜΟΝΟΟΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α ΓΙΑ ΤΟΝ ΤΡΙΤΟ ΤΡΟΠΟ ΣΥΝΔΕΣΗΣ (3-Α)

## Τα κτήρια Α με βάση τους κανονισμούς

### 3.5.1 Κανονικότητα σε κάτοψη

- Το κτήριο είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με τους δύο ορθογώνιους άξονες
- Η επιφάνεια της πλάκας ισούται με  $A=137,75\text{m}^2$  κι η επιφάνεια των εσοχών ισούται με  $A_2=6,5\text{m}^2$ . Έτσι προκύπτει ότι ο λόγος:

$$\frac{6,5}{137,75} = 4,7\%$$

Εφόσον ο παραπάνω λόγος είναι μικρότερος από 5% σημαίνει ότι η διαμόρφωση της κάτοψης είναι συμπαγής.

- Η πλάκα της οροφής έχει αρκετά μεγάλη δυσκαμψία σε σύγκριση με την οριζόντια δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων
- Στο κτήριο Α αντιστοιχούν το  $L_{\max}=13,025$  και το  $L_{\min}=11,075$  έτσι προκύπτει ο λόγος:

$$\lambda = \frac{13,025}{11,075} = 1,176$$

Το  $\lambda$  είναι μέσα στα επιτρεπτά όρια εφόσον είναι μικρότερο του 4.

### 3.5.2 Κανονικότητα σε όψη

- Στο κτήριο Α όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων, από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτηρίου, είναι συνεχή και χωρίς διακοπή
- Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων παραμένουν σταθερές ή μειώνονται βαθμιαία από τη βάση προς την κορυφή του κτηρίου
- Στο κτήριο Α δεν υπάρχουν εσοχές καθ' ύψος.

### **3.5.3 Κριτήρια σχεδιασμού και κατασκευαστικοί κανόνες για κτήρια από τοιχοποιία**

Τα αποτελέσματα της εφαρμογής των κανόνων παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

Αριθμός τοίχων	$t_{eff}$ (m)	$h_{eff}$ (m)	$h_{eff}/t_{eff}$	$l$ (cm)	$h$ (cm)	$(l/h)_{min}$
X01	0,175	2,17	12,4	3,8625	2,80	1,379
X02	0,175	1,34	6,66	0,9125	2,80	0,32
X03	0,175	1,14	6,5	0,7625	2,80	0,27
X04	0,175	2,25	12,86	200	2,80	0,71
X05	0,175	1,73	9,89	1,37	2,80	0,489
X06	0,175	1,23	7,02	2,2875	2,80	0,817
X07	0,175	2,25	12,86	0,90	2,80	0,32
X08	0,175	1,72	9,83	1,35	2,80	0,48
X09	0,175	2,25	12,86	1,30	2,80	0,46
X10	0,175	2,08	11,86	2,6375	2,80	0,94
X11	0,175	1,85	10,57	1,6125	2,80	0,576
X12	0,175	2,25	12,86	1,75	2,80	0,625
X13	0,175	2,03	11,6	2,30	2,80	0,82
X14	0,175	2,18	12,35	4,1625	2,80	1,487
Y01	0,175	1,34	7,66	0,9125	2,80	0,326
Y02	0,175	1,63	9,3	1,2125	2,80	0,433
Y03	0,175	1,37	7,83	0,9375	2,80	0,335
Y04	0,175	2,25	12,86	2,10	2,80	0,75
Y05	0,175	1,66	9,49	1,2625	2,80	0,45
Y06	0,175	1,79	10,23	4,45	2,80	1,589
Y07	0,175	2,2	12,57	5,0625	2,80	1,808
Y08	0,175	1,9	10,86	5,2125	2,80	1,862
Y09	0,175	2,25	12,86	1,50	2,80	0,536
Y10	0,175	2	11,43	2,1625	2,80	0,772

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ

#### Σημειώσεις:

- Για άοπλη τοιχοποιία, με οποιονδήποτε τύπο λιθοσωμάτων εκτός από φυσική πέτρα και σε περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας έχουν :  
 $t_{ef,min}=170\text{mm}$ ,  $(h_{ef}/t_{ef})_{max}=15$ ,  $(l/h)_{min}=0.35$
- το καθαρό ύψος των τοίχων είναι 3m
- το ύψος λυγισμού των τοιχωμάτων υπολογίζεται με βάση τους κανονισμούς του Ec-6 οι οποίοι αναφέρονται παραπάνω στη θεωρία
- Ο κανονισμός για το πάχος των τοιχωμάτων ικανοποιείται αφού  $t_{eff} > t_{eff,min}$ .
- Καθώς επίσης και ο κανονισμός για το ύψος λυγισμού εφόσον  $h_{eff}/t_{eff} < (h_{eff}/t_{eff})_{max}$ .
- Οι τοίχοι X02, X03, X07 και Y01 ανήκουν στα δευτερεύοντα εφόσον ο λόγος  $l/h$  είναι μικρότερος από το επιτρεπόμενο όριο.
- Ελέγχω για έναν όροφο και ισχύει και για τους υπόλοιπους δυο εφόσον έχουν τα ίδια χαρακτηριστικά.

### **3.5.4 Το κτήριο Α ως «απλό κτήριο»**

Για αν είναι απλό κτήριο πρέπει να ικανοποιούνται όλοι οι κανονισμοί σχετικά με αυτά:

- Έλεγχος για τα οριζόντια τοιχώματα σε σχέση με το συνολικό εμβαδόν του ορόφου

$$x = \frac{27.2063 \cdot 0.175}{1107.5 \cdot 13.025} = 0.033 = 3.3\%$$

Και για τα κατακόρυφα τοιχώματα:

$$y = \frac{24.8125 \cdot 0.175}{11.075 \cdot 13.025} = 0.030 = 3.0\%$$

Από τον πίνακα που παρέθεσα παραπάνω (πίνακας 3.4) και για άοπλη τοιχοποιία προκύπτει ότι για  $a_g \cdot S \leq 0.07k \cdot g$  έχουμε:

Για  $P_{A,min} \geq 2\%$  έχουμε 1 ή 2 ορόφους

Για  $P_{A,min} \geq 3\%$  έχουμε 3 ορόφους

Και για  $P_{A,min} \geq 5\%$  έχουμε 4 ορόφους

Σαν εμβαδόν δαπέδου υπολογίστηκε μαζί με τις εσοχές ως δυσμενέστερος έλεγχος.

- Περίπου ορθογωνική κάτοψη
- $L_{min}/L_{max} = 0,85 \geq 0,25$
- Για τις εσοχές ισχύει:

$$P_{εσχ} = \frac{1 \cdot 0,9125 + 1,2125 + 0,5 \cdot (3,8625 + 0,9125)}{11,075 \cdot 13,025 - 0,9125 + 1,2125 - 0,5 \cdot (3,8625 + 0,9125)} = 0,047 = 4.7\%$$

Πράγματι δεν είναι μεγαλύτερο από το  $p_{max}$  (η προτεινόμενη τιμή της  $p_{max}$  είναι 15%)

- τα τοιχώματα του κτηρίου είναι διατεταγμένα σχεδόν συμμετρικά σε κάτοψη σε δύο ορθογωνικές κατευθύνσεις
- Οι τοίχοι με τα μεγαλύτερα ποσοστά είναι :  
Y08=47%  
Y06=40%  
Y07=45.7%  
X01=32%  
X14=31,9%
- Τουλάχιστον το 75% των κατακόρυφα φορτία φέρεται από τα τοιχώματα
- Τα τοιχώματα είναι συνεχή από την κορυφή μέχρι τη βάση του κτηρίου
- Οι τοίχοι της μιας κατεύθυνσης είναι συνδεδεμένοι με τους τοίχους στη άλλη ορθογωνική κατεύθυνση ανά λιγότερο από 7m

### **ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑ 1**

Όλοι οι υπόλοιποι κανονισμοί ικανοποιούνται εκτός από αυτόν που αναφέρει ότι γύρω από το κτήριο πρέπει να υπάρχει και δοκός. Επομένως, το κτήριο Α δεν μπορεί να θεωρηθεί Απλό Κτήριο.



## **Προσομοίωση στο abaqus**

### **Γενικά για το abaqus (προσομίωση και ανάλυση)**

Το πρόγραμμα το οποίο χρησιμοποιήθηκε είναι το abaqus. Το abaqus είναι ένα υψηλού επιπέδου πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων το οποίο παρέχει τη δυνατότητα αριθμητικής προσομοίωσης πολλών προβλημάτων.

Ως προς την ανάλυση, το abaqus χωρίζεται σε abaqus/standard και abaqus/explicit. Στο πρώτο η ανάλυση γίνεται ακολουθώντας συμβατικές μεθόδους επίλυσης όπου είναι απαραίτητη η μόνωση του μητρώου δυσκαμψίας της κατασκευής και χρησιμοποιείται για την επίλυση γραμμικών και μη γραμμικών προβλημάτων έναντι στατικών, δυναμικών, θερμικών και ηλεκτρικών φορτίων. Από την άλλη, στο abaqus/explicit η ανάλυση γίνεται ακολουθώντας τη δυναμική μέθοδο ρητής ολοκλήρωσης όπου δεν απαιτείται η μόνωση του μητρώου δυσκαμψίας της κατασκευής.

Το abaqus/cae είναι ένα διαδραστικό γραφικό περιβάλλον για το abaqus, μέσω του οποίου γίνεται εύκολα και γρήγορα ο σχεδιασμός τη γεωμετρίας ενός φορέα, η εισαγωγή φορτίσεων και συνοριακών συνθηκών, η διακριτοποίηση του φορέα, η ανάλυση του και η επεξεργασία των αποτελεσμάτων της ανάλυσης. Η επίλυση των προβλημάτων αυτών μπορεί να γίνει και με το abaqus/standard και με το abaqus/explicit.

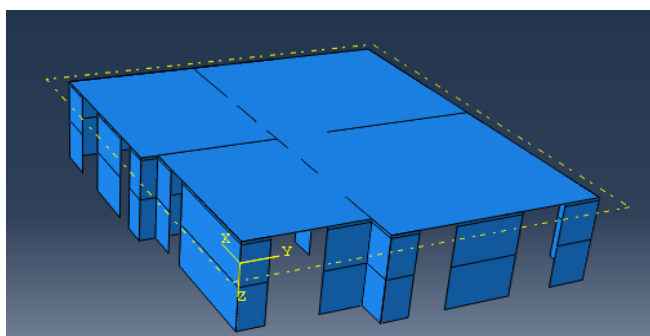
Αρχικά γίνεται ο σχεδιασμός του φορέα (στο module part), έπειτα καθορίζονται οι ιδιότητες των υλικών και δημιουργούνται οι διατομές του φορέα (property). Επειδή ο φορέας αποτελείται από πολλά parts η μόνωσή του γίνεται στο module assembly. Στη συνέχεια ακολουθεί ο καθορισμός ανάλυσης και των αποτελεσμάτων επίλυσης, η επιβολή κινηματικών εξαρτήσεων, φορτίων και συνοριακών συνθηκών, η διακριτοποίηση του φορέα και τέλος η δημιουργία αρχείου ανάλυσης και επίλυση του προβλήματος. Μετ' έπειτα μπορεί να πραγματοποιηθεί η επεξεργασία των αποτελεσμάτων.

Επιπρόσθετα είναι δυνατόν να γίνει ο διαχωρισμός σε βήματα της ιστορίας της φόρτισης που πρόκειται να αναλυθεί. Σε κάθε βήμα επιλέγεται ο τρόπος της ανάλυσης που θα χρησιμοποιηθεί κατά τη διάρκεια του, ο οποίος μπορεί να αλλάξει από βήμα σε βήμα και πάντοτε τα αποτελέσματα του προηγούμενου βήματος περιλαμβάνονται στην απόκριση του επόμενου βήματος. Στο φάκελο δεδομένων (input file) εισάγονται και δεδομένα της παρούσας κατάστασης ή της κατάστασης που προϋπήρχε (history data). Τα history data καθορίζουν το τι συμβαίνει στο μοντέλο, τη συχνότητα της φόρτισης για την οποία ζητείται η απόκριση του μοντέλου. Στο abaqus ο χρήστης κλιμακώνει την «ιστορία» του μοντέλου σε μια αλληλουχία βημάτων (steps).

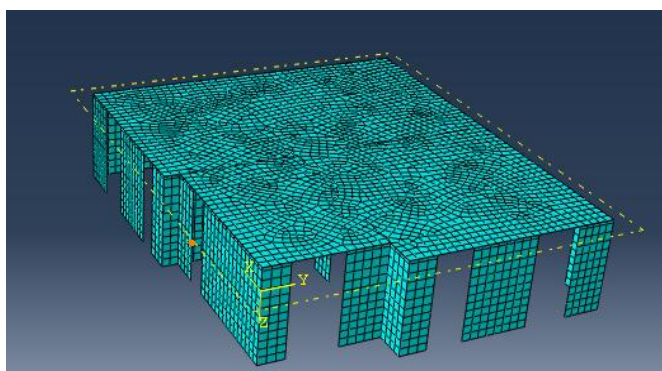
[ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ :ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ, ΚΟΝΔΥΛΗ ΧΑΡΙΣ, ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΜΟΥΖΑΚΗΣ Χ. ΣΕΛ 48-49]

[5 ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΕΣ ΑΣΚΗΣΕΙΣ ΑΠΟ Δ.Π.Μ.Σ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΤΩΝ ΜΝΗΜΕΙΩΝ, ΕΚΜΑΘΗΣΗ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ ABAQUS, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΜΟΥΖΑΚΗΣ Χ.]

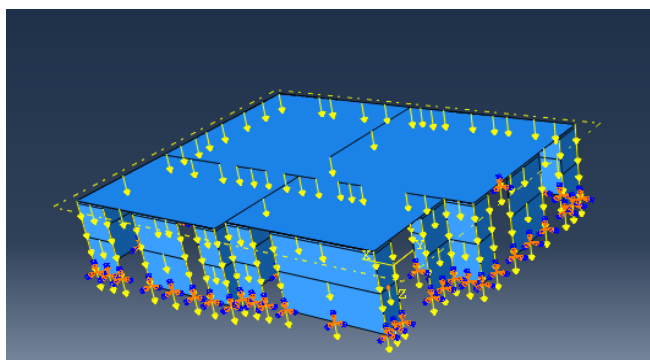
Στα παρακάτω δύο σχήματα φαίνεται το μονώροφο κτήριο Α όπως παρουσιάζεται στο abaqus. Στο πρώτο όπως σχεδιάζεται στο συγκεκριμένο αυτό πρόγραμμα, ενώ στο δεύτερο με τη χρήση των πεπερασμένων στοιχείων. Ακόμα ακολουθεί και ένα τρίτο σχήμα το οποίο παρουσιάζει το κτήριο μας με τη επιβολή των κατακόρυφων φορτίων καθώς και τις συνθήκες στήριξης.



Σχήμα 3.9: φωτογραφία του κτηρίου στο abaqus



Σχήμα 3.10: φωτογραφία του κτηρίου με πεπερασμένα στοιχεία



Σχήμα 3.11: φωτογραφία με τα φορτία και τις συνθήκες στήριξης

### **3.6.2 Το abacus σε αυτή τη διπλωματική**

Η διπλωματική αυτή πραγματοποιείται με τη χρήση του λογισμικού abacus. Στο σχήμα 1 και 2 φαίνεται η γεωμετρία των κτηρίων A-1 και A-2. Το προσομοίωμα διακρίνεται σε τετραγωνικά στοιχεία κελύφους. Στο πρόγραμμα αυτό εισάγονται όλα τα στοιχεία που αφορούν το κτήριο μας όπως τα υλικά, την πυκνότητα, τα μέτρα ελαστικότητας κ.α. Επιπλέον εισάγονται τα φορτία και οι συννοριακές συνθήκες ενώ επιλέγονται και οι μέθοδοι με τις οποίες θα γίνουν οι επιλύσεις. Το abacus μας παρέχει την δυνατότητα να έχουμε συνδυασμό επιλύσεων αλλά και φορτίσεων. Μπορούμε επίσης να τρέξουμε σεισμό ακόμα και σε χρονοϊστορία. Παρακάτω δίνονται οι φορτίσεις του abacus χωρίς το σεισμό ο οποίος εισάγεται στο πρόγραμμα σαν χρονοϊστορία. Μετά ακολουθεί η λήψη και η επεξεργασία των αποτελεσμάτων. Το abacus μπορεί να μας παρέχει πολλά αποτελέσματα όπως δυνάμεις, ροπές, μετακινήσεις, στροφές, τάσεις κ.α. καθώς και συνδυασμό αποτελεσμάτων αλλά και διαγράμματα.

### **Φορτία στο abacus**

#### **3.6.3.1 Μονώροφο κτήριο A**

##### Ευμενής δράση

μόνιμο: 1,5KN/m<sup>2</sup>, κινητό:2KN/m<sup>2</sup>, χιόνι:1,5KN/m<sup>2</sup>

$$Q=1.5+0.3*2+0,2*1.5=2.4\text{KN/m}^2$$

$$A=13.025*11.075-1*4.2132-0.5*5.57=137.25\text{m}^2$$

$$\rho=\frac{2,4}{9,81*0,2}+2,5=3,72\text{KN/m}$$

$$m_{op}=3,72*137,25*0,2=102,11\text{Mgr}$$

τοίχοι:

συνολικό μήκος τοίχων :51,79m

$$m_{τοιχ}=\frac{1,8*51,79*3*0,175}{2}=24,47\text{Mgr}$$

$$m_{ολ}=126,58\text{Mgr}$$

##### Δυσμενής φόρτιση με κύρια δράση το χιόνι

$$Q=1,35*1,5+1,5*1,5+1,5*0,7*2=6,375$$

$$\rho=\frac{7,125}{9,81*0,2}+2,5=5,75$$

$$m_{op}=5,75*137,5*0,2=158,125\text{Mgr}$$

$$m_{ολ}=158,125+24,47=182,595\text{Mgr}$$

##### Δυσμενής φόρτιση με συνοδεύουσα δράση το χιόνι

$$Q=1,35*1,5+1,5*0,7*1,5+1,5*2=6,6$$

$$\rho=\frac{6,6}{9,81*0,2}+2,5=5,86$$

$$m_{op}=5,86*137,25*0,2=160,857\text{Mgr}$$

$$m_{ολ}=160,857+24,47=185,327\text{Mgr}$$

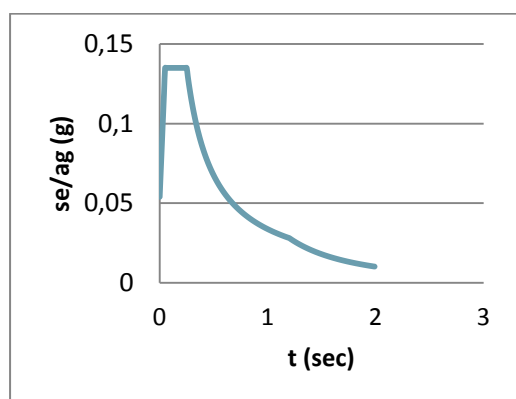
[ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ :ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΛΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ, ΚΟΝΔΥΛΗ ΧΑΡΙΣ,ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΜΟΥΖΑΚΗΣ Χ. ΣΕΛ 52]

Εύρεση χρονοϊστοριών

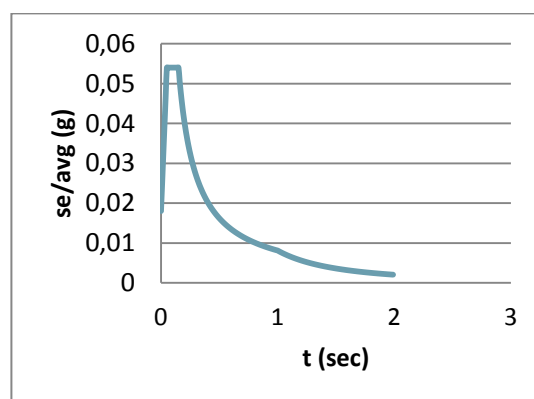
Οι χρονοϊστορίες κατά τις 3 διευθύνσεις προκύπτουν από τα δυο φάσματα σχεδιασμού, το οριζόντιο και το κατακόρυφο. Τα δύο τελευταία φάσματα είναι ελαστικά και εξαρτώνται από τις παρακάτω συνθήκες:

- Έδαφος κατηγορίας B
- Τύπος φάσματος 2
- $a_{gR}=0.16g$
- συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_{II}=2$

Έτσι λοιπόν προκύπτουν τα δύο παρακάτω φάσματα. Στον κατακόρυφο άξονα έχουμε την επιταχύνσεις και στον οριζόντιο το χρόνο.



Σχήμα 3.12: οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

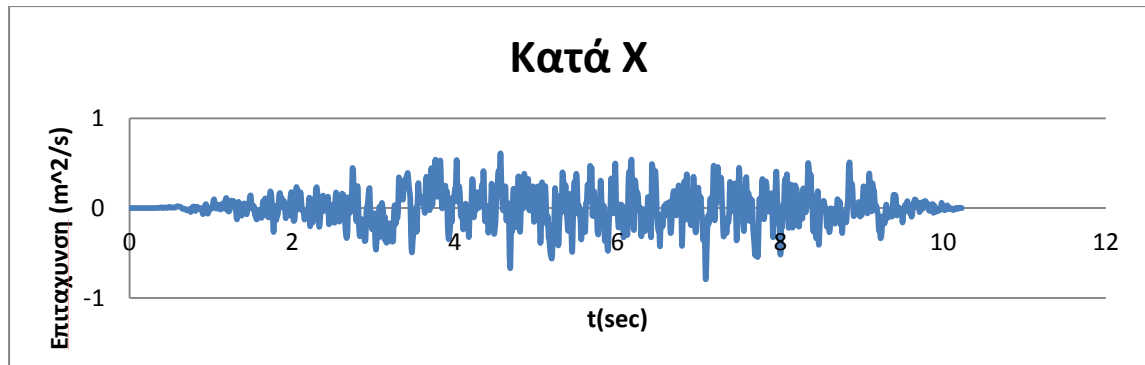


Σχήμα 3.13: κατακόρυφο φάσμα σχεδιασμού

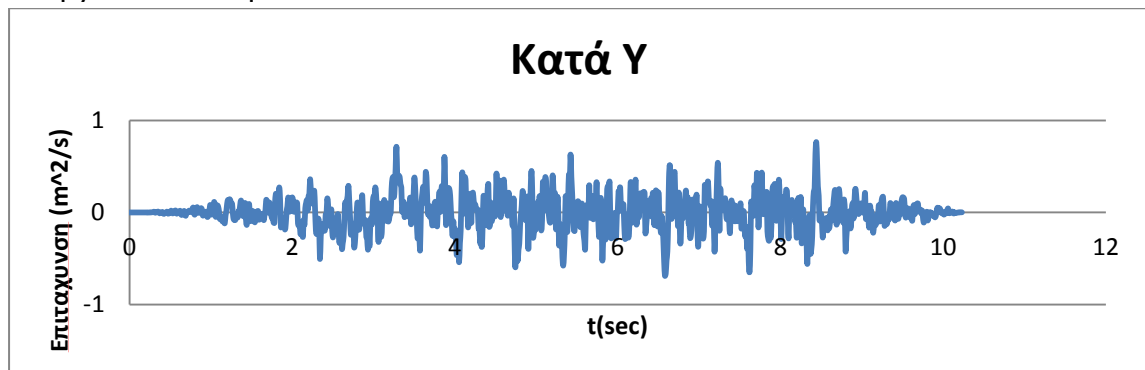
Από τα δύο αυτά φάσματα σχεδιασμού προκύπτουν οι παρακάτω χρονοϊστορίες κατά τις τρεις διευθύνσεις. Στον κατακόρυφο άξονα έχουμε την επιταχύνσεις και στον οριζόντιο το χρόνο.

Ομάδα 1<sup>η</sup> χρονοϊστοριών:

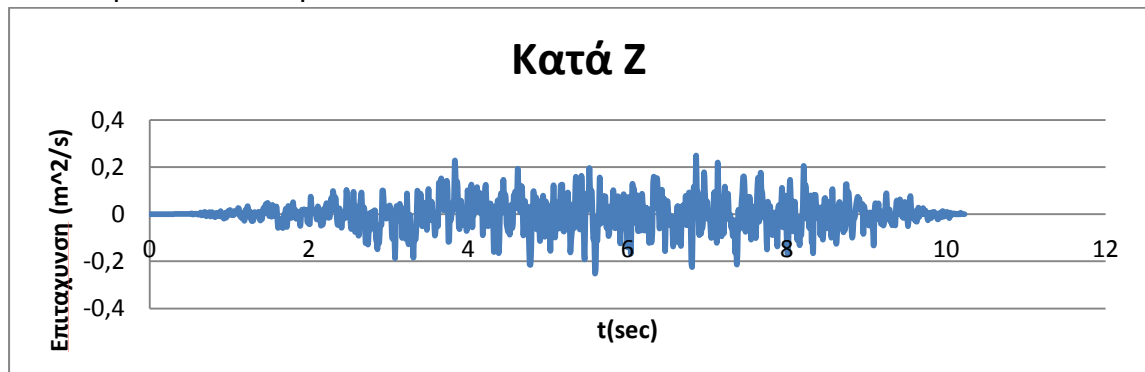
Κατά τη χ διεύθυνση:



ά τη γ διεύθυνση:

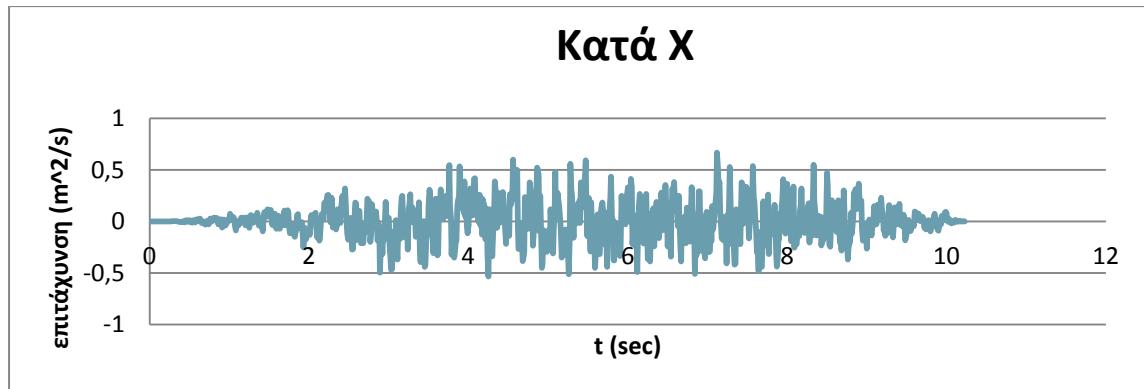


Κατά τη z διεύθυνση:

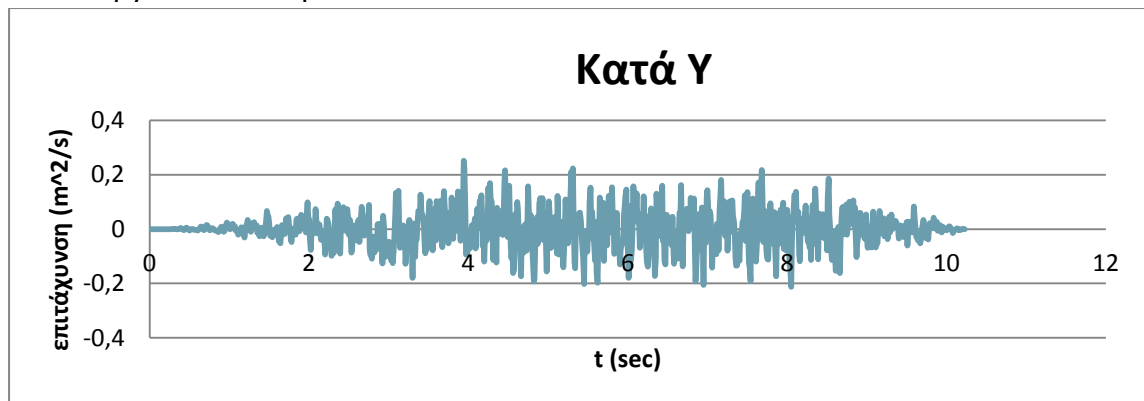


Ομάδα 2<sup>η</sup> χρονοϊστοριών:

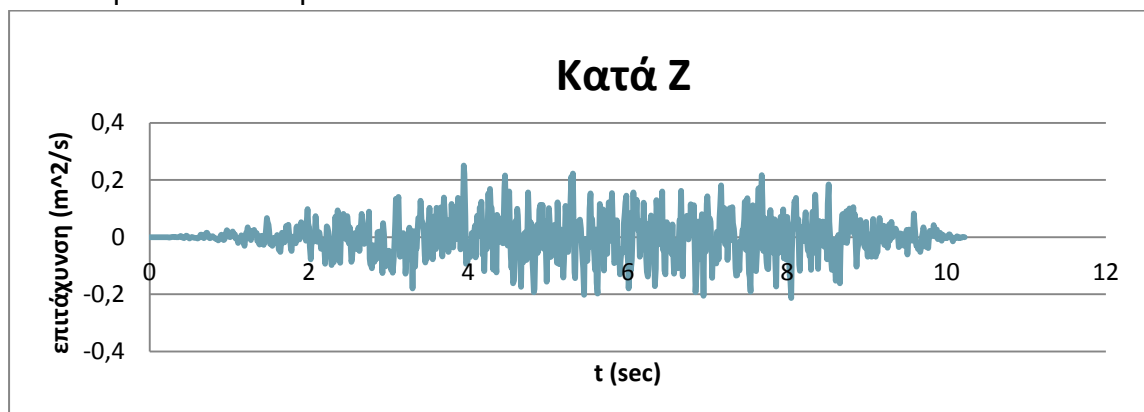
Κατά τη χ διεύθυνση:



Κατά τη γ διεύθυνση:

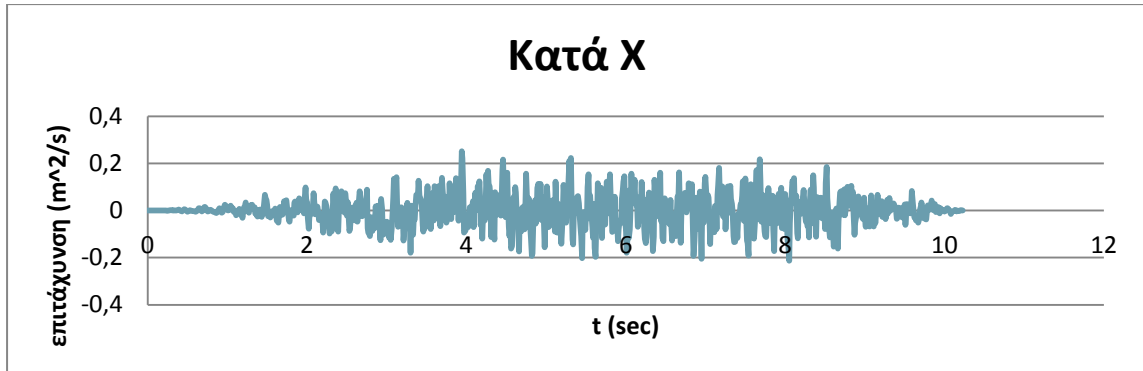


Κατά τη z διεύθυνση:

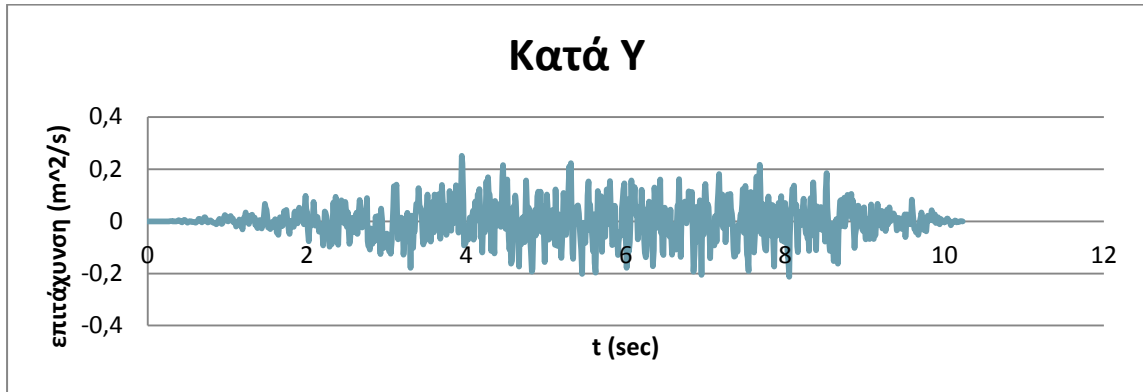


Ομάδα 3<sup>η</sup> χρονοϊστοριών:

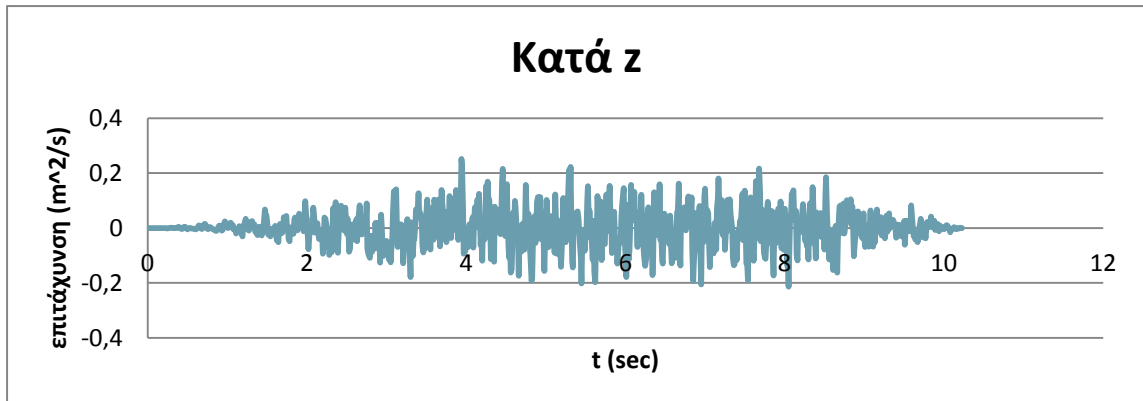
Κατά τη χ διεύθυνση:



Κατά τη γ διεύθυνση:



Κατά τη z διεύθυνση:



### **Ανάλυση του κτιρίου Α**

Το κτήριο έχει εισαχθεί στο abaqus έτσι ώστε να μπορούμε να πάρουμε τα αποτελέσματα (δυνάμεις και ροπές) για κάθε τοίχο ξεχωριστά αλλά και σε διάφορες στάθμες. Συγκεκριμένα 3 για το μονώροφο (στη βάση, στην κορυφή και στη μέση του τοίχου) και 6 για το διώροφο (στη βάση, στην κορυφή και τη μέση των τοίχων κάθε ορόφου). Στην κορυφή των τοίχων και στη βάση του πάνω ορόφου του διώροφου η στάθμη είναι ορισμένη 10cm κάτω και πάνω αντίστοιχα για την καλύτερη προσέγγιση των αποτελεσμάτων. Εφόσον βρούμε τις αναγκαίες τιμές των κτιρίων από την εκάστοτε φόρτιση, επέρχεται ο έλεγχος κάθε τοίχου για να ανακαλύψουμε την τυχόν αστοχίες και να συγκρίνουμε τα αποτελέσματα μεταξύ των διαφόρων κτηρίων που επιλύθηκαν.

Ενδεικτικά επιλύεται ένας τοίχος κατά την διεύθυνση  $x$  και ένας κατά την  $y$ . Όλοι οι υπόλοιποι επιλύονται ακριβώς με τον ίδιο τρόπο.

### **3.7.1 Έλεγχος τοίχων υπό κατακόρυφα φορτία**

#### **3.7.1.1 Έλεγχοι τοίχων κατά τη διεύθυνση $x$**

Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται για τις δυσμενείς φορτίσεις που αναφέρθηκαν προηγουμένως (για κύριο φορτίο το χιόνι και για δευτερεύον φορτίο το χιόνι).

Ο τοίχος που θα επιλυθεί είναι ο  $x01$  για τη στάθμη 0m και 1.5m.

Αρχικά θα βρούμε το ενεργό ύψος με βάσει τους κανονισμούς που αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 2. Συγκεκριμένα η τιμή του  $\rho=0,723$  επειδή ο τοίχος αυτός είναι δεσμευμένος από τη μια πλευρά με έναν εγκάρσιο τοίχο και προκύπτει από την παρακάτω σχέση εφόσον  $h \leq 3.5l$

$$\rho_3 = \frac{l}{1 + \left[ \frac{\rho_2 h}{3l} \right]^2} \quad \rho_2 > 0.3 .$$

Έτσι λοιπόν το ενεργό ύψος (μήκος λυγισμού) παίρνει την παρακάτω τιμή:  
 $h_{\text{eff}}=0.723*3=2.17\text{m}$ .

Έπειτα βρίσκω την εκκεντρότητα εκτός επιπέδου ( $e_{\text{out-plane}}$ )= $\frac{M1}{N3}$  εδώ προκύπτει  $e_{\text{out-plane}}=-0.0273$ .

Ακολουθεί η τυχνηματική εκκεντρότητα σύμφωνα με τον τύπο  $e_a = \frac{h_{\text{eff}}}{450} = 0.00482$ .

Το  $e_t = e_a + e_{\text{out-plane}} = -0.0225$ . μετά τη διόρθωση που απαιτείται το διορθωμένο  $e_t$  προκύπτει το ίδιο με πριν. Η διόρθωση γίνεται με τη λογική ότι το  $e_t$



πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το  $0,05 \cdot t$ . Σε περίπτωση που δεν ισχύει θέτω ως  $e_t$  το  $0,05 \cdot t$ .

Έπειτα ακολουθεί η εύρεση του  $\Phi_t$  από τον τύπο για τη βάση του τοίχου

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}$$

Με  $e_t = -0,0225$  και  $t = 0.175\text{m}$  και βρίσκω  $\Phi_t = 0.743$ .

Τέλος υπολογίζεται το  $N_{RD} = \frac{\Phi_t \cdot I \cdot t \cdot f_{wk}}{\gamma_M} = 407\text{KN}$  και ελέγχεται για να δούμε αν ισχύει η εξής σχέση  $N_{RD1} > N_{sd}$ . Στο συγκεκριμένο τοίχο ισχύει άρα δεν έχουμε θέμα αστοχίας.

Για τον έλεγχο στη μέση του τοίχου, δηλαδή στη στάθμη  $+1.5\text{m}$  ακολουθούμε ακριβώς την ίδια πορεία μέχρι τον υπολογισμό του  $\Phi_m$ . Έτσι προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

$$h_{\text{eff}} = 2.17\text{m}$$

$$e_{\text{out-plane}} = -0.0492$$

$$e_t = -0,0444 \text{ (μετά τη διόρθωση)}$$

έπειτα βρίσκουμε το  $\Phi_m$  σύμφωνα με τον παρακάτω τύπο:

$$\Phi_m = A e^{-\frac{u^2}{2}}$$

Όπου:

$$A = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}$$

Και

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}}$$

και το:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_{wk}}{E}}$$

$$\text{και } e_m = \frac{M_m}{N_m} + e_{hm} \mp e_a$$

Έτσι προκύπτει ότι  $\Phi_{m1} = 0.793$  και  $\Phi_{m2} = 0.16$ , δύο τιμές για  $\mp e_a$ .

Άρα έχουμε και δύο  $N_{RD}$ :

$$N_{RD1} = 1340\text{KNm} > N_{sd}$$

$$N_{RD2} = 267\text{KNm} > N_{sd}$$

Έτσι, λοιπόν, εφόσον ικανοποιούνται και οι δύο έλεγχοι ο τοίχος αυτό δεν αστοχεί.

### **3.7.1.2 Έλεγχος τοίχων κατά τη διεύθυνση y**

Ο έλεγχος αυτός για τους κατακόρυφους τοίχους προκύπτει ακριβώς με τον ίδιο τρόπο όπως προηγουμένως, δηλαδή όπως και για τους τοίχους κατά την

διεύθυνση  $\chi$ . η μόνη διαφορά είναι ότι η εκκεντρότητα εκτός επιπέδου είναι

$$(e_{\text{out-plane}}) = \frac{M_2}{N_3}$$

### **3.7.1.3 Συμπεράσματα του έλεγχου:**

Αυτοί οι έλεγχοι γίνονται για όλους τους τοίχους και κατά τη  $\chi$  και κατά την  $\gamma$  διεύθυνση αλλά και τους τρεις διαφορετικούς τύπους σύνδεσης μεταξύ των τοίχων (πλήρως συνδεδεμένοι, καθόλου συνδεδεμένοι και συνδεδεμένοι σε τρία σημεία κάθε τοίχου). Όπως προέκυψε από τα αποτελέσματα αυτά, το κτήριο του οποίου οι τοίχοι είναι συνδεδεμένοι μεταξύ τους με ήλους μεγάλης δυσκαμψίας σε τρία σημεία (στην κορυφή, στη βάση και στη μέση) είναι αυτό που δεν παρουσιάζει αστοχίες, έστω και οριακά. Για αυτό το λόγο η περαιτέρω ανάλυση θα συνεχιστεί έχοντας ως βάση αυτό το κτήριο. Συγκεκριμένα οι περαιτέρω έλεγχοι θα γίνουν σε κτήρια των οποίων οι τοίχοι συνδέονται σε τρία σημεία αλλά με διαφορά στις πλάκες και στα δοκάρια. Έτσι θα εξετάσουμε και θα συγκρίνουμε τα εξής κτήρια:

- Κτήριο με παραμορφώσιμη πλάκα και χωρίς δοκάρια
- Κτήριο με απαραμόρφωτη πλάκα και χωρίς δοκάρια
- Κτήριο με παραμορφώσιμη πλάκα και δοκάρια
- Κτήριο με απαραμόρφωτη πλάκα και δοκάρια

Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται οι ιδιοσυχνότητες και τις μάζες των παραπάνω περιπτώσεων. Ενώ Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται οι κύριες ιδιομορφές των 4 περιπτώσεων του κτηρίου που μελετούνται και κατά τις δύο διευθύνσεις καθώς επίσης και η μάζα για αυτές τις διευθύνσεις:

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ

		EIGENVALUE		OUTPUT		
MODE NO	EIGENVALUE	FREQUENCY (RAD/TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)	GENERALIZED MASS	COMPOSITE MODAL DAMPING	
1	6238.4	78.984	12.571	12.143	0.0000	
2	8129.5	90.164	14.350	29.027	0.0000	
3	8413.0	91.723	14.598	34.148	0.0000	
4	8653.9	93.026	14.806	36.675	0.0000	
5	16190.	127.24	20.251	53.611	0.0000	
		EFFECTIVE		MASS		
MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	1.647	0.11570	2.402	125.77	100.24	33.079
2	29.775	35.910	16.557	1117.4	780.86	1.214
3	91.527	1.735	8.385	544.03	394.01	3505.5
4	5.285	73.732	9.926	606.93	512.26	2802.5
5	0.0679911	17.748	0	0.00719	0.97679	6880.8
TOTAL	128.30	129.275	37.268	2404.14	1788.35	13223.09

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.3 ΓΙΑ ΤΟ ΜΟΝΟΟΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α ΓΙΑ ΤΟΝ ΤΡΙΤΟ ΤΡΟΠΟ ΣΥΝΔΕΣΗΣ (3-Α)

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ

		EIGENVALUE		OUTPUT		
MODE NO	EIGENVALUE	FREQUENCY (RAD/TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)	GENERALIZED MASS	COMPOSITE MODAL DAMPING	
1	9359.5	96.745	15.397	57.282	0.0000	
2	10673.	103.31	16.442	113.41	0.0000	
3	14345.	119.77	19.062	62.682	0.0000	
		EFFECTIVE		MASS		
MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	1.321	80.214	0.0011	0.0083	0.087	93.035
2	132.56	1.144	0.0013	0.025	0.045	4824.4
3	0.075	52.970	0.0023	0.19072	0.0898	10514.
TOTAL	133.96	134.33	0.00469	0.28531	0.25412	15432.

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.5 ΓΙΑ ΤΟ ΜΟΝΟΟΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α ΓΙΑ ΤΟΝ ΤΡΙΤΟ ΤΡΟΠΟ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΓΙΑ ΠΛΑΚΑ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ

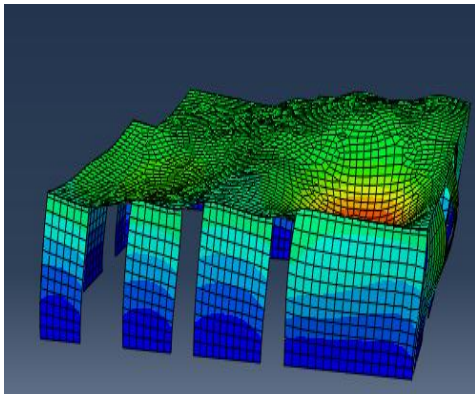
		EIGENVALUE		OUTPUT		
MODE NO	EIGENVALUE	FREQUENCY (RAD/TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)	GENERALIZED MASS	COMPOSITE MODAL DAMPING	
1	10067.	100.33	15.969	59.596	0.0000	
2	11469.	107.09	17.044	117.97	0.0000	
3	15286.	123.64	19.678	64.314	0.0000	
		EFFECTIVE		MASS		
MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	1.494	85.297	0.0013	0.0001	0.11089	139.94
2	135.82	1.362	0.0018	0.043	0.0072	5028.4
3	0.10215	51.006	0.0025	0.37528	0.098	10610.
TOTAL	137.42	137.67	0.0056	0.41918	0.22685	15779.

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.6 ΓΙΑ ΤΟ ΜΟΝΟΟΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α ΓΙΑ ΤΟΝ ΤΡΙΤΟ ΤΡΟΠΟ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΓΙΑ ΠΛΑΚΑ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΚΑΙ ΔΟΚΑΡΙΑ

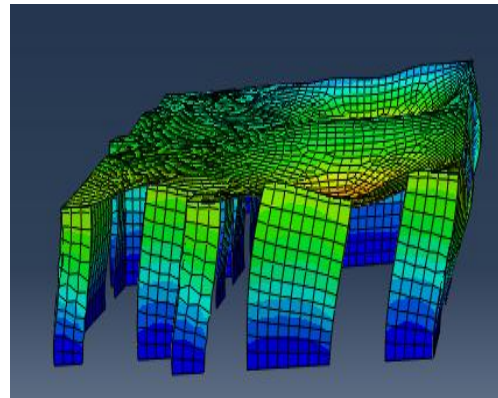
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ

		EIGENVALUE		OUTPUT		
MODE NO	EIGENVALUE	FREQUENCY (RAD/TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)	GENERALIZED MASS	COMPOSITE MODAL DAMPING	
1	6494.5	80.589	12.826	12.040	0.0000	
2	8518.6	92.296	14.689	13.982	0.0000	
3	9031.5	95.034	15.125	54.348	0.0000	
4	9257.7	96.217	15.313	112.63	0.0000	
5	17455.	132.12	21.027	52.000	0.0000	
		EFFECTIVE		MASS		
MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	1.076	0.11071	2.303	121.42	102.29	19.898
2	45.241	16.840	29.287	1930.2	1401.7	78.390
3	62.870	42.979	4.728	282.96	227.79	134.35
4	63.400	57.044	0.78784	44.506	52.372	6443.5
5	0.10225	15.733	0.00186	0.00026	2.599	6904.5
TOTAL	131.97	132.71	37.109	2379.1	1786.7	13581.

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.7 ΓΙΑ ΤΟ ΜΟΝΟΟΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α ΓΙΑ ΤΟΝ ΤΡΙΤΟ ΤΡΟΠΟ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΓΙΑ ΠΛΑΚΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΜΗ ΚΑΙ ΔΟΚΑΡΙΑ

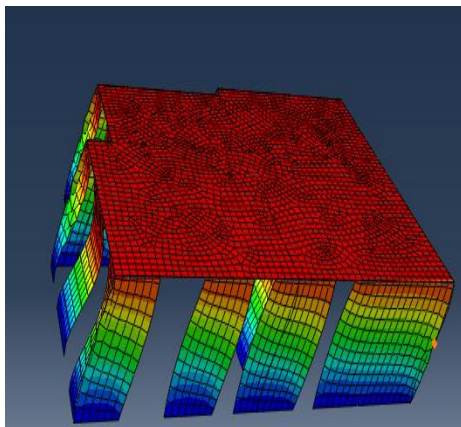


Ιδιομορφή ως προς  $x$   
 $T_y=0.067$  sec  
 $M_y=129.27M_{gr}$

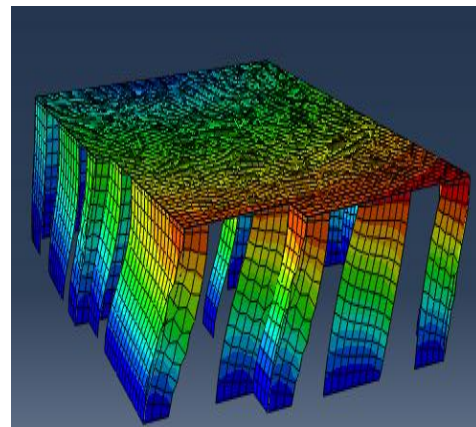


Ιδιομορφή ως προς  $y$   
 $T_x=0.068$  sec  
 $M_x=128.30M_{gr}$

ΣΧΗΜΑ 3.8: ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Α: ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΠΑΡΜΟΡΦΩΣΙΜΗ ΠΛΑΚΑ

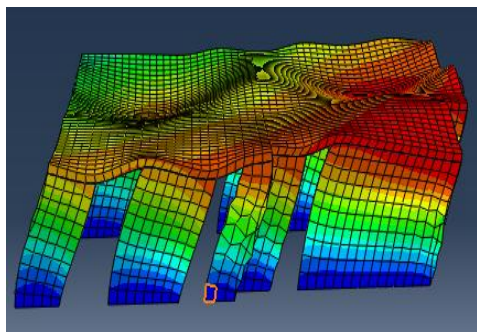


Ιδιομορφή ως προς  $x$   
 $T_y=0.06$  sec  
 $M_y=133.96M_{gr}$

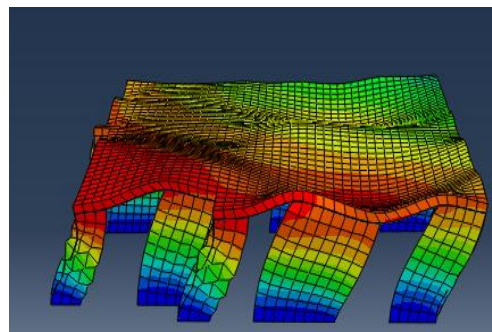


Ιδιομορφή ως προς  $y$   
 $T_x=0.065$  sec  
 $M_x=134.33M_{gr}$

ΣΧΗΜΑ 3.14: ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Β: ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΠΛΑΚΑ

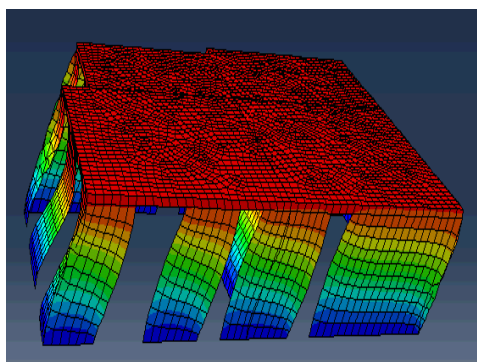


Ιδιομορφή ως προς  $\chi$   
 $T_y=0.065$  sec  
 $M_y=131.97$ Mgr

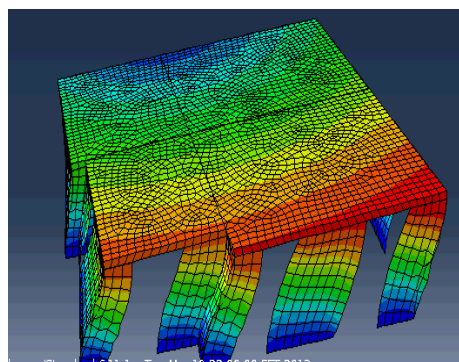


Ιδιομορφή ως προς  $\gamma$   
 $T_x=0.065$  sec  
 $M_x=132.71$ Mgr

ΣΧΗΜΑ 3.15: ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Γ: ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΜΗ ΠΛΑΚΑ ΚΑΙ ΔΟΚΑΡΙΑ



Ιδιομορφή ως προς  $\chi$   
 $T_y=0.067$  sec  
 $M_y=134.89$ Mgr



Ιδιομορφή ως προς  $\gamma$   
 $T_x=0.066$  sec  
 $M_x=135.66$ Mgr

ΣΧΗΜΑ 3.16: ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Δ: ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΠΛΑΚΑ ΚΑΙ ΔΟΚΑΡΙΑ

Για τις παραπάνω περιπτώσεις εκτός από τους παρακάτω ελέγχους θα κάνω και αυτόν που προηγήθηκε, δηλαδή αυτόν για τα κατακόρυφα φορτία.

### **3.7.2 Έλεγχος τοίχων υπό οριζόντια φορτία**

#### **3.7.2.1 Έλεγχοι τοίχων κατά τη διεύθυνση χ**

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω στο κτήριο μας σχεδιάζεται για  $\gamma_M=2$  για θέμα ασφαλείας σε αυτόν τον έλεγχο αυτή η τιμή πρέπει να διαιρεθεί δια 2 και έτσι προκύπτει μια τιμή ίση με 1. Επειδή αυτή η τιμή όμως δεν μπορεί να είναι μικρότερη του 1.5, η τελική τιμή του  $\gamma_M$  είναι  $\gamma_M=1.5$ .

Ο έλεγχος αυτός ικανοποιείται μόνο στη κορυφή των τοίχων. Και εδώ θα εξετάσουμε μόνο ένα τοίχο σε αυτή τη στάθμη και συγκεκριμένα τον x01. Όλοι οι υπόλοιποι τοίχοι ελέγχονται όπως αυτός.

Οι δυνάμεις των τοίχων που απαιτούνται για να γίνει ο έλεγχος είναι:

- Τα μόνιμα φορτία από ευμενή φόρτιση με δευτερεύον το χιόνι+ σεισμός από χρονοϊστορία
- Τα μόνιμα φορτία από ευμενή φόρτιση με δευτερεύον το χιόνι+ σεισμός από χρονοϊστορία+ ροπή που προκύπτει από την τυχηματική εκκεντρότητα

Αρχικά βρίσκω την εκκεντρότητα εντός επιπέδου ( $e_{in-plane}$ )= $\frac{M_2}{N_3}$  εδώ προκύπτει  $e_{out-plane}=0.120$ .

Αφού βρω την εκκεντρότητα φροντίζω κάτω τους κατάλληλους ελέγχους έτσι ώστε να δω αν αυτή η εκκεντρότητα είναι εντός των ορίων. Δηλαδή,  $e < 1/2$ . Εφόσον ικανοποιείται αυτός ο έλεγχος μπορούμε να συνεχίσουμε την ανάλυση αυτή.

Ανάλογα με την εκκεντρότητα βρίσκουμε και το θλιβόμενο μήκος του τοίχου. Συγκεκριμένα αν έχουμε  $e > 1/6$  τότε το θλιβόμενο μήκος παίρνει την εξής τιμή:  $l_c = 3(1/2 - e)$  αλλιώς έχουμε  $l_c = 1$ . Εδώ έχουμε  $l_c = 3,86m$ .

Έπειτα βρίσκουμε την τάση  $\sigma_d = \frac{N_3}{l_c * t}$ . Εδώ έχουμε  $\sigma_0 = -50 \text{ KN/m}^2$ .

Μετά βρίσκουμε την τιμή  $f_{cw,d}/\sigma_d$  ώστε να κάνουμε τον έλεγχο σε διάτμηση. Συγκεκριμένα για αυτόν τον τοίχο έχουμε  $f_{cw,d}/\sigma_d = 216$  και έτσι η τιμή  $f_{vkw} = 221 \text{ KN/m}^2$  το οποίο ικανοποιεί τον έλεγχο διάτμησης αφού είναι μεγαλύτερο του 1.

Έπειτα βρίσκουμε το  $V_{Rd} = \frac{f_{vkw} * t * l_c}{\gamma_m} = 99.1 \text{ KN} > N_1$ . Άρα ικανοποιείται ο έλεγχος της τέμνουσας βάσης.

#### **3.7.2.2 Έλεγχος τοίχων κατά τη διεύθυνση y**

Ο έλεγχος αυτός για τους κατακόρυφους τοίχους προκύπτει ακριβώς με τον ίδιο τρόπο όπως προηγουμένως, δηλαδή όπως και για τους τοίχους κατά την διεύθυνση χ. η μόνη διαφορά είναι ότι η εκκεντρότητα εκτός επιπέδου είναι ( $e_{in-plane}$ )= $\frac{M_1}{N_3}$ . Επιπλέον ο τελικός έλεγχος της  $V_{Rd}$  ελέγχεται με τη  $N_2$ .



### **3.7.3 Έλεγχοι τοίχων υπό καμπτική ροπή**

#### **3.7.3.1 Έλεγχος για ροπή εντός επιπέδου**

##### **3.7.3.1.1 Έλεγχος τοίχων κατά τη διεύθυνση χ**

Οι δυνάμεις των τοίχων που απαιτούνται για να γίνει ο έλεγχος είναι και σε αυτόν τον έλεγχο ως πριν:

- Τα μόνιμα φορτία από ευμενή φόρτιση με δευτερεύον το χιόνι+ σεισμός από χρονοϊστορία
- Τα μόνιμα φορτία από ευμενή φόρτιση με δευτερεύον το χιόνι+ σεισμός από χρονοϊστορία+ ροπή που προκύπτει από την τυχηματική εκκεντρότητα

Ο έλεγχος αυτός ικανοποιείται μόνο στη κορυφή των τοίχων. Και εδώ θα εξετάσουμε μόνο ένα τοίχο σε αυτή τη στάθμη και συγκεκριμένα τον x01. Όλοι οι υπόλοιποι τοίχοι ελέγχονται όπως αυτός.

Αρχικά βρίσκουμε την τάση  $\sigma_d = \frac{N_3}{l * t}$ . Εδώ έχουμε  $\sigma_0 = -52.6 \text{ KN/m}^2$ . Εδώ προκύπτει η ίδια με τον προηγούμενο έλεγχο αφού ισχύει  $l_c = l$ .

Μετά βρίσκω τη ροπή εντός επιπέδου σύμφωνα με τον παρακάτω τύπο:

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_d t l^2}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_d \gamma m}{f_{wk}} \right) = 64.9 \text{ KNm}$$

Και για να ικανοποιείται αυτός ο έλεγχος πρέπει να ισχύει η σχέση  $M_{Sd} \leq M_{Rd}$

Για τους τοίχους κατά την διεύθυνση χ η  $M_{Sd}$  αντιστοιχεί στη  $M_2$ . Εδώ έχουμε  $M_2 = -15.2 \text{ KNm}$  και άρα ο έλεγχος ικανοποιείται.

##### **3.7.3.1.2 Έλεγχος τοίχων κατά τη διεύθυνση γ**

Ο έλεγχος αυτός για τους κατακόρυφους τοίχους προκύπτει ακριβώς με τον ίδιο τρόπο όπως προηγουμένως, δηλαδή όπως και για τους τοίχους κατά την διεύθυνση χ. η μόνη διαφορά είναι ότι για τους τοίχους κατά την διεύθυνση γ η  $M_{Sd}$  αντιστοιχεί στη  $M_1$ .

#### **3.7.3.2 Έλεγχος για ροπή εκτός επιπέδου**

##### **3.7.3.2.1 Έλεγχος τοίχων κατά τη διεύθυνση χ**

Ο έλεγχος αυτός ικανοποιείται ακριβώς με τον ίδιο τρόπο και για τις ίδιες τιμές όπως ο έλεγχος 3.7.3.1 με μόνη διαφορά ότι η  $M_{Rd}$  δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_d t^2 l}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_d \gamma m}{f_{wk}} \right)$$

**3.7.3.2.2 Έλεγχοι τοίχων κατά τη διεύθυνση y**

Ο έλεγχος αυτός ικανοποιείται ακριβώς με τον ίδιο τρόπο και για τις ίδιες τιμές όπως ο έλεγχος 3.7.3.1 με μόνη διαφορά ότι η  $M_{Rd}$  δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_d t^2 l}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_d \gamma_m}{f_{wk}} \right)$$

**3.7.4 Έλεγχοι τοίχων εκτός κανονισμών****3.7.4.1 Έλεγχοι τοίχων κατά τη διεύθυνση x**

Ο έλεγχος αυτό βασίζεται στον υπολογισμό της  $V_{dc}$  σύμφωνα με τον παρακάτω τύπο και εφαρμόζεται και αυτός στην κορυφή του τοίχου:

$$V_{dc} = A * \frac{\sigma_0}{b} * \left( \frac{\sigma_0}{f_t} + 1 \right)$$

$$\sigma_0 = -50 \text{ KN/m}$$

$b=1$ , κανονικά η τιμή είναι 0.72 αλλά επειδή η τιμή του  $b$  πρέπει να είναι μεταξύ των τιμών 1 και 1.5 εδώ λαμβάνει την τιμή 1.

$$A = 0.68$$

$$f_t = 0.05 * f_c = 0.05 * 16200 = 810 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{έτσι εδώ προκύπτει η τιμή } V_{dc} = 564.14 \text{ KN}$$

Ο τελικός έλεγχος της  $V$  γίνεται με την μικρότερη από τις παρακάτω τιμές:

$$V = \min\{V_{ec6}, V_{in-plane}, V_{dc}\} =$$

Όπου  $V_{in-plane}$  δίνεται στον ακόλουθο τύπο:

$$V_{in-plane} = \frac{M}{\frac{h}{2}} = 46.4 \text{ KN}$$

αφού οι τοίχοι θεωρούνται σχεδόν αμφίπακτοι και η

$$M = M_2$$

**3.7.4.1 Έλεγχοι τοίχων κατά τη διεύθυνση y**

Ο έλεγχος αυτός για τους κατακόρυφους τοίχους προκύπτει ακριβώς με τον ίδιο τρόπο όπως προηγουμένως, δηλαδή όπως και για τους τοίχους κατά την διεύθυνση  $x$ . Η μόνη διαφορά είναι ότι για τους τοίχους κατά την διεύθυνση  $y$  η  $M$  αντιστοιχεί στη  $M_1$  στον τύπο της  $V_{in-plane}$ .

**3.7.5 Έλεγχος γωνιακής παραμόρφωσης**

Υπολογίζουμε την μετακίνηση του κάθε τοίχου  $u$  και την διαιρούμε με το ύψος  $h$  και προκύπτει μια τιμή της τάξης του 0.0002 η οποία είναι πολύ μικρότερη του ορίου, δηλαδή του 0.002. Άρα δεν έχουμε καμία αστοχία λόγω γωνιακής παραμόρφωσης.

### 3.7.6 Σημεία επίλυσης

Όλοι οι παραπάνω έλεγχοι γίνονται για όλα τα κτήρια του τρίτου τρόπου σύνδεσης (σύνδεση τοίχων σε 3 σημεία) και για τις 4 περιπτώσεις:

- Παραμορφώσιμη πλάκα χωρίς δοκάρια
- Δύσκαμπτη πλάκα χωρίς δοκάρια
- Παραμορφώσιμη πλάκα με δοκάρια
- Δύσκαμπτη πλάκα με δοκάρια

Η επίλυση και οι έλεγχοι των παραπάνω περιπτώσεων γίνεται αναλυτικά για τις εξής φορτίσεις:

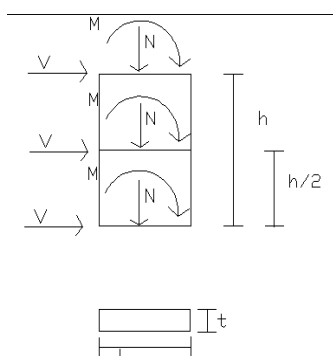
- $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.7 \cdot S$
- $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q$
- $G + 0.3 \cdot Q + 0.2 \cdot S + E_{xyz}$
- $G + 0.3 \cdot Q + 0.2 \cdot S + E_{xyz} + M_x + M_y$
- $G + 0.3 \cdot Q + 0.2 \cdot S + E_{xyz} - M_x - M_y$
- $G + 0.3 \cdot Q + 0.2 \cdot S + E_{xyz}$

Η τελευταίες 3 φορτίσεις λαμβάνουν υπόψη την εκκεντρότητα. Η 4<sup>η</sup> και η 5<sup>η</sup> με μορφή ροπής στο Κέντρο Βάρους του κτηρίου, ενώ η τελευταία εφαρμόζοντας τη χρονοϊστορία της επιτάχυνσης σε μετατοπισμένα Κ.Β.

Συγκεκριμένα, η χρονοϊστορία εφαρμόζεται στα εξής σημεία:

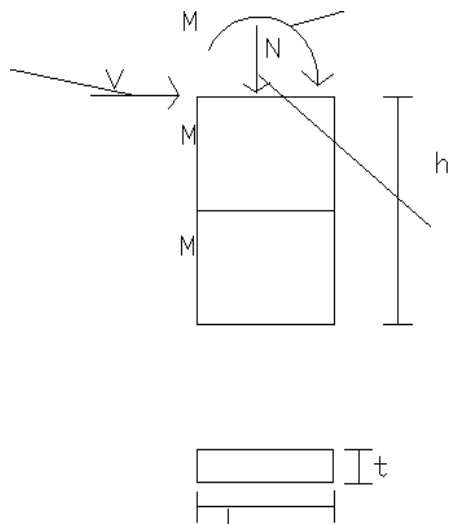
- ✓ Κ.Β.+ $m_x$
- ✓ Κ.Β.- $m_x$
- ✓ Κ.Β.+ $m_y$
- ✓ Κ.Β.- $m_x$

Επιπλέον οι έλεγχοι που προαναφέρθηκαν γίνονται στις εξής θέσεις:



Σχήμα 3.17: Θέσεις εξέτασης στατικού ελέγχου

Δηλαδή στην κορυφή, τη μέση και τη βάση κάθε τοίχου για τους στατικούς ελέγχους,



Σχήμα 3.18: Θέσεις εξέτασης δυναμικών ελέγχων

Ενώ για τους δυναμικούς ελέγχους η θέση που επιλέχθηκε είναι η κορυφή κάθε τοίχου.

Έπειτα από όλες αυτές τις επιλύσεις κάνουμε όλους τους ελέγχους για τις παραπάνω περιπτώσεις. Εφόσον γίνει αυτό είμαστε σε θέση να βγάλουμε τα συμπεράσματα μας και να αρχίσουμε τη συγκριτική μελέτη μεταξύ των παραπάνω κτηρίων.

## **4 ΚΕΦΑΛΑΙΟ: 4 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΟΥ Α ΔΙΟΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ**

Οι ενότητες 3.1-3.3 του προηγούμενου κεφαλαίου αφορούν και το δώροφο κτήριο. Συγκεκριμένα, η περιγραφή του κτηρίου, τα υλικά καθώς και τα φορτία-συνδυασμοί φορτίσεων παραμένουν ίδια.

**Υπολογισμός ιδιοσυχνοτήτων και μαζών**

Οι ιδιοσυχνότητες που λαμβάνουμε υπόψη είναι αυτές στις οποίες παρουσιάζεται το 90% της μάζας (δρώσα μάζα). Η δρώσα μάζα για το δώροφο κτήριο 1-2Α είναι  $0,9 \cdot 273,52 = 246,17 \text{Mgr}$  και παρουσιάζεται στην 11<sup>η</sup> κατά χ και 12<sup>η</sup> στην κατά γ (πίνακας 4.1), για το 2-2Α στην 10<sup>η</sup> και 9<sup>η</sup> αντίστοιχα (πίνακας 4.2), ενώ τέλος το 3-2Α παρουσιάζει τη δρώσα μάζα στην 12<sup>η</sup> και για τις δύο διευθύνσεις (πίνακας 4.3)

E I G E N V A L U E				O U T P U T		
MODE NO	EIGENVALU E	FREQUENC Y (RAD/TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)	GENERALIZED MASS	COMPOSITE MODAL DAMPING	
1	2360.7	48.587	7.732	143.16	0.0000	
2	2652.6	51.503	8.197	85.235	0.0000	
3	4902.7	70.019	11.144	70.933	0.0000	
4	5985.0	77.363	12.313	11.864	0.0000	
5	6989.3	83.602	13.306	11.503	0.0000	
6	7684.5	87.661	13.952	12.099	0.0000	
7	9319.3	96.537	15.364	11.596	0.0000	
8	16583.	128.77	20.495	7.322	0.0000	
9	19502.	139.65	22.226	9.859	0.0000	
10	20631.	143.63	22.860	5.849	0.0000	
11	21394.	146.27	23.279	49.064	0.0000	
12	22954.	151.51	24.113	35.482	0.0000	
E F F E C T I V E M A S S						
MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	207.23	26.315	0.03196	64.093	555.53	2816.2
2	28.034	179.71	0.05475	534.87	115.23	8489.0
3	0.35655	32.080	0.00015	108.30	0.01825	13061.
4	0.45266	8,12E-02	6.432	366.98	78.007	90.801
5	0.13692	6,73E-03	5.696	320.55	7.197	6.391
6	0.19708	0.17068	65.077	4016.4	3725.1	2.289
7	1,17E-02	0.13048	18.231	1163.3	921.41	4.019
8	0.69338	7,40E-03	30.587	214.47	3226.2	13.925
9	2.778	0.11941	41.141	196.39	1362.6	36.259

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ

10	0.17746	2,00E-02	4.053	33.842	502.24	18.668
11	22.549	72.175	0.96502	45.188	151.78	178.89
12	8.099	22.881	0.45154	318.53	58.299	1733.2
TOTA						
L	270.72	268.74	172.72	7383.0	10704.	26433.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1: ΓΙΑ ΤΟ ΔΙΩΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α ΓΙΑ ΤΟΝ ΠΡΩΤΟ ΤΡΟΠΟ ΣΥΝΔΕΣΗΣ (1-2Α)

E I G E N V A L U E				O U T P U T		
MODE NO	EIGENVALU E	FREQUENC Y (RAD/TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIM E)	GENERALIZE D MASS	COMPOSITE MODAL DAMPING	
1	2161.3	46.489	7.399	148.01	0.0000	
2	2209.4	47.004	7.480	78.271	0.0000	
3	4202.5	64.826	10.317	69.373	0.0000	
4	5933.2	77.027	12.259	11.776	0.0000	
5	6916.2	83.164	13.236	11.685	0.0000	
6	7613.5	87.255	13.887	12.233	0.0000	
7	9236.5	96.107	15.296	11.897	0.0000	
8	16282.	127.60	20.309	75.799	0.0000	
9	18659.	136.60	21.740	43.988	0.0000	
10	18798.	137.11	21.821	21.396	0.0000	
E F F E C T I V E M A S S						
MODE NO	X-COMPONEN T	Y-COMPONEN T	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATIO N
1	216.75	19.606	0.02011	47.281	596.56	3309.5
2	19.943	179.35	0.07552	501.66	88.185	6853.4
3	0.97988	40.561	0.00005	137.49	2,17E+03	14448.
4	0.29086	0.03954	6.908	387.03	63.821	34.294
5	0.09219	0.01251	6.307	358.80	2.059	37.475
6	0.14570	0.26538	64.518	3973.4	3766.6	0.00691
7	0.00894	0.15129	17.533	1118.3	886.11	5.005
8	1.263	0.00071	28.093	201.41	2903.4	27.014
9	0.74692	27.821	0.11127	388.79	21.224	421.70
10	19.044	0.16910	23.648	67.709	1693.1	594.03
TOTA						
L	259.27	267.97	147.22	7181.9	10023.	25697.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.2: ΓΙΑ ΤΟ ΔΙΩΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α ΓΙΑ ΤΟΝ ΔΕΥΤΕΡΟ ΤΡΟΠΟ ΣΥΝΔΕΣΗΣ (2-2Α)

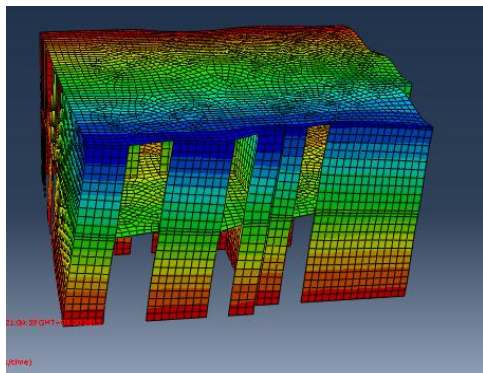
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ

E I G E N V A L U E				O U T P U T		
MODE NO	EIGENVALU E	FREQUENC Y (RAD/TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)	GENERALIZED MASS	COMPOSITE MODAL DAMPING	
1	2238.6	47.314	7.530	144.67	0.0000	
2	2367.9	48.661	7.744	83.113	0.0000	
3	4461.7	66.796	10.631	69.950	0.0000	
4	5956.0	77.175	12.283	11.859	0.0000	
5	6951.2	83.374	13.269	11.649	0.0000	
6	7643.9	87.430	13.915	12.205	0.0000	
7	9289.6	96.383	15.340	11.816	0.0000	
8	16438.	128.21	20.405	7.450	0.0000	
9	19213.	138.61	22.061	12.660	0.0000	
10	19865.	140.95	22.432	72.446	0.0000	
11	20396.	142.81	22.730	6.647	0.0000	
12	20618.	143.59	22.853	46.985	0.0000	
E F F E C T I V E M A S S						
MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	207.70	27.138	0.02781	66.738	563.04	2769.5
2	28.788	175.24	0.06692	500.53	118.60	7917.9
3	0.65524	36.700	0.00012	125.15	0.83468	13853.
4	0.33925	0.04916	6.805	382.71	68.737	47.912
5	0.10180	0.01079	6.036	342.03	3.261	4.162
6	0.16119	0.23928	64.881	4005.0	3759.8	0.22924
7	0.00917	0.14300	17.524	1119.7	884.24	4.630
8	0.92636	0.00541	29.666	209.63	3100.8	18.322
9	9.728	0.26242	35.057	186.63	1650.3	177.84
10	3.456	2,30E+01	1.934	200.09	0.19285	172.64
11	1.057	0.33316	5.829	84.527	461.72	68.227
12	18.363	5.023	4.399	148.63	82.157	1274.5
TOTAL	271.29	268.18	172.23	7371.4	10694.	26309.

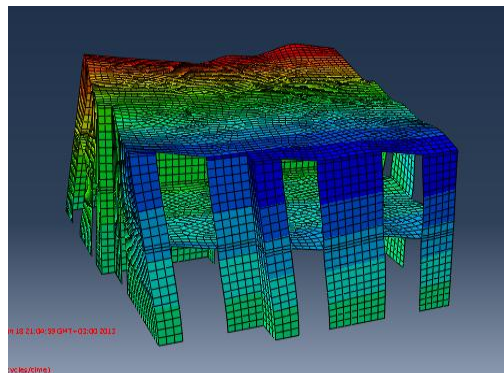
ΠΙΝΑΚΑΣ 4.3: ΓΙΑ ΤΟ ΔΙΩΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α ΓΙΑ ΤΟΝ ΤΡΙΤΟ ΤΡΟΠΟ ΣΥΝΔΕΣΗΣ (3-2Α)



Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται οι κύριες ιδιομορφές των 3 περιπτώσεων του κτηρίου που μελετούνται και κατά τις δύο διευθύνσεις καθώς επίσης και η μάζα για αυτές τις διευθύνσεις:

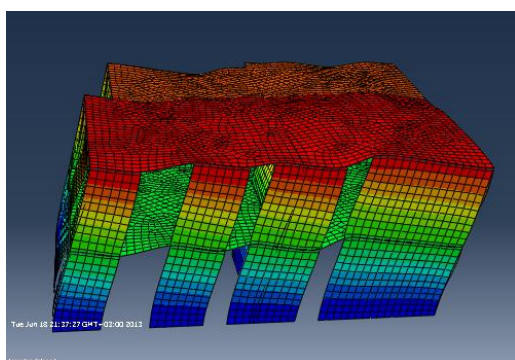


Ιδιομορφή ως προς  $x$   
 $T_x=0.129$  sec  
 $M_x=207.23$ Mgr

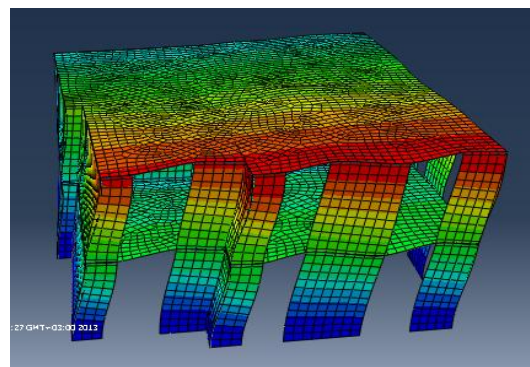


Ιδιομορφή ως προς  $y$   
 $T_y=0.122$  sec  
 $M_y=179.71$ Mgr

ΣΧΗΜΑ 4.1: ΓΙΑ ΤΟ ΔΙΩΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α ΓΙΑ ΤΟΝ ΠΡΩΤΟ ΤΡΟΠΟ ΣΥΝΔΕΣΗΣ (1-2Α)

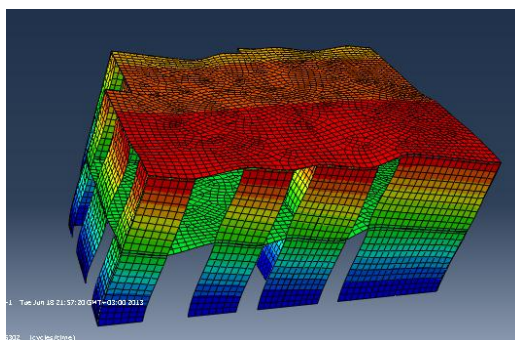


Ιδιομορφή ως προς  $x$   
 $T_x=0.135$  sec  
 $M_x=216.75$ Mgr

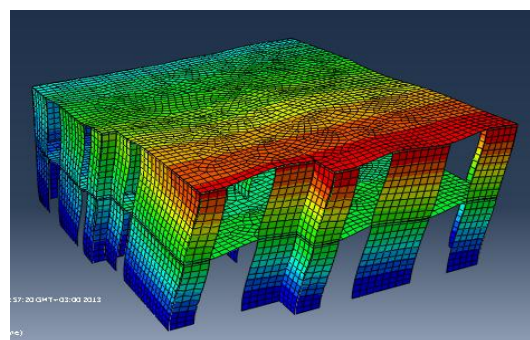


Ιδιομορφή ως προς  $y$   
 $T_y=0.133$  sec  
 $M_y=179.35$ Mgr

ΣΧΗΜΑ 4.2: ΓΙΑ ΤΟ ΔΙΩΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α ΓΙΑ ΤΟΝ ΔΕΥΤΕΡΟ ΤΡΟΠΟ ΣΥΝΔΕΣΗΣ (2-2Α)



Ιδιομορφή ως προς  $x$   
 $T_x=0.132$  sec  
 $M_x=207.70$ Mgr



Ιδιομορφή ως προς  $y$   
 $T_y=0.129$  sec  
 $M_y=179.24$ Mgr

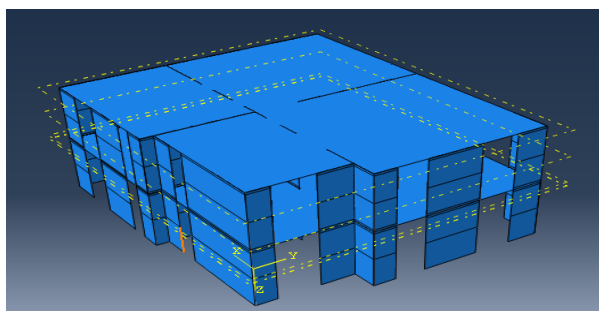
ΣΧΗΜΑ 4.3: ΓΙΑ ΤΟ ΔΙΩΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α ΓΙΑ ΤΟΝ ΤΡΙΤΟ ΤΡΟΠΟ ΣΥΝΔΕΣΗΣ (2-3Α)

### **Κανονικότητα του διωρόφου κτηρίου A**

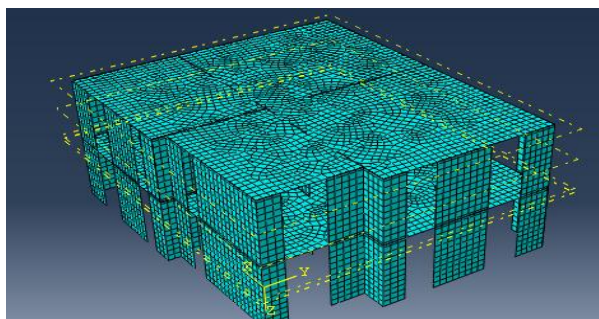
Η κανονικότητα του διωρόφου κτηρίου A υπολογίζεται ακριβώς όπως στην ενότητα 3.5. Επομένως δεν χρειάζεται περαιτέρω έλεγχος και συνεπώς κι το δώροφο χαρακτηρίζεται όχι μόνο κανονικό, αλλά και απλό όταν έχει δοκάρια.

### **Το abaqus στη διπλωματική**

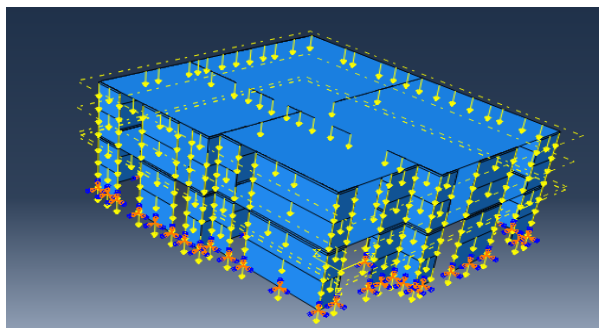
Στα παρακάτω δύο σχήματα φαίνεται το μονώροφο κτήριο A όπως παρουσιάζεται στο abaqus. Στο πρώτο όπως σχεδιάζεται στο συγκεκριμένο αυτό πρόγραμμα, ενώ στο δεύτερο με τη χρήση των πεπερασμένων στοιχείων. Ακόμα ακολουθεί και ένα τρίτο σχήμα το οποίο παρουσιάζει το κτήριο μας με τη επιβολή των κατακόρυφων φορτίων καθώς και τις συνθήκες στήριξης.



Σχήμα 4.4: φωτογραφία του κτηρίου στο abaqus



Σχήμα 4.5: φωτογραφία του κτηρίου με πεπερασμένα στοιχεία



Σχήμα 4.6: φωτογραφία του κτηρίου με φορτία και συνθήκες στήριξης

### **4.3.2 φορτία διωρόφου κτηρίου**

Ευμενής δράση

μόνιμο: 1,5KN/m<sup>2</sup>, κινητό:2KN/m<sup>2</sup>, χιόνι:1,5KN/m<sup>2</sup>

1<sup>ος</sup> όροφος

$$Q=1.5+0.3*2+0,2*1.5=2.4\text{KN/m}^2$$

$$A=13.025*11.075-1*4.2132-0.5*5.57=137.25\text{m}^2$$

$$\rho=\frac{2,4}{9,81*0,2}+2,5=3,72\text{KN/m}$$

$$m_{op}=3,72*137,25*0,2=102,11\text{Mgr}$$

τοιχοί:

συνολικό μήκος τοίχων :51,79m

$$m_{τοιχ}=\frac{1,8*51,79*3*0,175}{2}=24,47\text{Mgr}$$

$$m_{op}=126,58\text{Mgr}$$

ισόγειο

$$Q=1.5+0.3*2=2.1\text{KN/m}^2$$

$$\rho=\frac{2,1}{9,81*0,2}+2,5=3,57\text{KN/m}$$

$$m_{ισ}=\frac{3,57*137,25*0,2+2*24,47}{2}=146,94\text{Mgr}$$

$$m_{oλ}=146,94+126,58=273,52\text{Mgr}$$

Δυσμενής φόρτιση με κύρια δράση το χιόνι

1<sup>ος</sup> όροφος

$$Q=1,35*1,5+1,5*1,5+1,5*0,7*2=6,375$$

$$\rho=\frac{7,125}{9,81*0,2}+2,5=5,75$$

$$m_{op}=5,75*137,5*0,2=158,125\text{Mgr}$$

$$m_{oλ}=158,125+24,47=182,595\text{Mgr}$$

ισόγειο

$$Q=1.5*1,35+1,5*2=5,025\text{KN/m}^2$$

$$\rho=\frac{5,025}{9,81*0,2}+2,5=5,061\text{KN/m}$$

$$m_{ισ}=\frac{5,061*137,25*0,2+2*24,47}{2}=187,86\text{Mgr}$$

$$m_{oλ}=187,86+182,595=370,46\text{Mgr}$$

Δυσμενής φόρτιση με συνοδεύουσα δράση το χιόνι

1<sup>ος</sup> όροφος

$$Q=1,35*1,5+1,5*0,7*1,5+1,5*2=6,6$$

$$\rho=\frac{6,6}{9,81*0,2}+2,5=5,86$$

$$m_{op}=5,86*137,25*0,2=160,857\text{Mgr}$$

$$m_{ολ} = 160,857 + 24,47 = 185,327 \text{Mgr}$$

ισόγειο

$$Q = 1,5 * 1,35 + 1,5 * 2 = 5,025 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{5,025}{9,81 * 0,2} + 2,5 = 5,061 \text{KN/m}$$

$$m_{ισ} = 5,061 * 137,25 * 0,2 + 2 * 24,47 = 187,86 \text{Mgr}$$

$$m_{ολ} = 187,86 + 185,327 = 370,46 \text{Mgr}$$

[ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ :ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ, ΚΟΝΔΥΛΗ ΧΑΡΙΣ,ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΜΟΥΖΑΚΗΣ Χ. ΣΕΛ 52]

### **Έλεγχος κατακορύφων φορτίων**

Ο έλεγχος αυτός γίνεται ακριβώς όπως και στο προηγούμενο κεφάλαιο και τα αποτελέσματα είναι τα εξής:

Αυτοί οι έλεγχοι γίνονται για όλους τους τοίχους και κατά τη χ και κατά την Υ διεύθυνση αλλά και τους τρεις διαφορετικούς τύπους σύνδεσης μεταξύ των τοίχων (πλήρως συνδεδεμένοι, καθόλου συνδεδεμένοι και συνδεδεμένοι σε τρία σημεία κάθε τοίχου). Όπως προέκυψε από τα αποτελέσματα αυτά, το κτήριο του οποίου οι τοίχοι είναι συνδεδεμένοι μεταξύ τους με ήλους μεγάλης δυσκαμψίας σε τρία σημεία (στην κορυφή, στη βάση και στη μέση) είναι αυτό που δεν παρουσιάζει αστοχίες. Για αυτό το λόγο η περαιτέρω ανάλυση θα συνεχιστεί έχοντας ως βάση αυτό το κτήριο. Συγκεκριμένα οι περαιτέρω έλεγχοι θα γίνουν σε κτήρια των οποίων οι τοίχοι συνδέονται σε τρία σημεία αλλά με διαφορά στις πλάκες και στα δοκάρια. Έτσι θα εξετάσουμε και θα συγκρίνουμε τα εξής κτήρια:

- Κτήριο με παραμορφώσιμη πλάκα και χωρίς δοκάρια
- Κτήριο με απαραμόρφωτη πλάκα και χωρίς δοκάρια
- Κτήριο με παραμορφώσιμη πλάκα και δοκάρια
- Κτήριο με απαραμόρφωτη πλάκα και δοκάρια

Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται οι ιδιοσυχνότητες και τις μάζες των παραπάνω περιπτώσεων. Ενώ στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται οι κύριες ιδιομορφές των 4 περιπτώσεων του κτηρίου που μελετούνται και κατά τις δύο διευθύνσεις καθώς επίσης και η μάζα για αυτές τις διευθύνσεις:

Ο πίνακας 4.3 παρουσιάζει τις ιδιοσυχνότητες και τις μάζες για το κτήριο του οποίου οι τοίχοι είναι συνδεδεμένοι σε τρία σημεία καθ' ύψος ενώ η πλάκα είναι παραμορφώσιμη και το κτήριο χωρίς δοκάρια.

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ

EIGENVALUE				OUTPUT		
MODE NO	EIGENVALUE	FREQUENCY (RAD/TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)	GENERALIZED MASS	COMPOSITE MODAL DAMPING	
1	2541.1	50.409	8.022	157.63	0.0000	
2	2649.7	51.475	8.192	117.33	0.0000	
3	5028.2	70.910	11.286	70.852	0.0000	
4	6223.8	78.891	12.556	11.675	0.0000	
EFFECTIVE MASS						
MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	158.58	79.562	0.04791	212.35	412.66	576.09
2	86.304	137.18	0.03366	407.78	296.36	11216.
3	0.57434	29.885	0.00402	113.40	0.10677	13529.
4	0.22536	0.05585	6.092	347.28	65.973	49.940
TOTAL	245.68	246.68	6.177	1080.8	775.10	25371.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.4: ΓΙΑ ΤΟ ΔΙΩΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α (3-2Α) ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΜΗ ΠΛΑΚΑ ΜΕ ΔΟΚΑΡΙΑ

EIGENVALUE				OUTPUT		
MODE NO	EIGENVALUE	FREQUENCY (RAD/TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)	GENERALIZED MASS	COMPOSITE MODAL DAMPING	
1	3226.8	56.805	9.040	86.636	0.0000	
2	3641.2	60.343	9.603	168.71	0.0000	
3	4946.4	70.331	11.193	93.924	0.0000	
EFFECTIVE MASS						
MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ

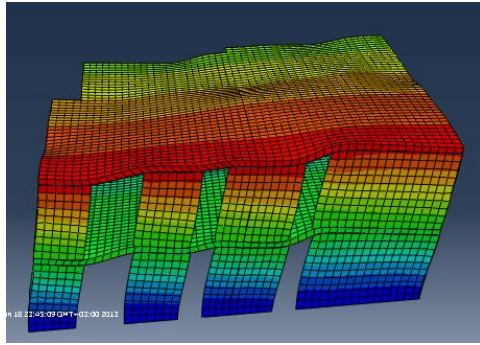
1	1.793	170.71	0.00998	636.81	11.854	530.87
2	256.79	1.462	0.00792	7.469	951.35	9018.1
3	0.03645	85.712	0.01387	391.96	1.222	20302.
TOTAL	258.62	257.89	0.03178	1036.2	964.43	29851.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.5: ΓΙΑ ΤΟ ΔΙΩΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α (3-2Α) ΜΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΠΛΑΚΑ ΧΩΡΙΣ ΔΟΚΑΡΙΑ

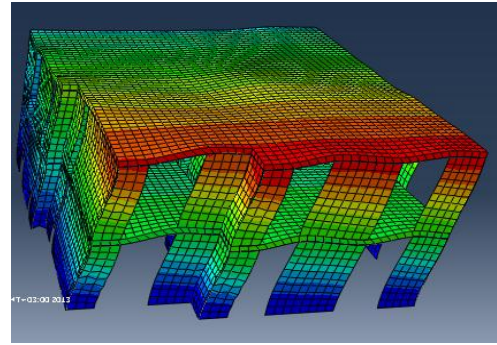
		EIGENVALUE		OUTPUT		
MODE NO	EIGENVALUE	FREQUENCY (RAD/TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)	GENERALIZED MASS	COMPOSITE MODAL DAMPING	
1	3479.4	58.987	9.388	89.707	0.0000	
2	3913.6	62.559	9.956	177.40	0.0000	
3	5301.6	72.812	11.588	96.804	0.0000	
		EFFECTIVE		MASS		
MODE NO	X-COMPONENT	Y-COMPONENT	Z-COMPONENT	X-ROTATION	Y-ROTATION	Z-ROTATION
1	1.150	180.62	0.00862	687.64	8.609	793.78
2	263.27	1.059	0.00926	5.968	994.08	9223.2
3	0.05196	81.737	0.01266	386.39	1.303	20424.
TOTAL	264.47	263.42	0.03055	1080.0	1004.0	30441.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.6: ΓΙΑ ΤΟ ΔΙΩΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α (3-2Α) ΜΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΠΛΑΚΑ ΚΑΙ ΔΟΚΑΡΙΑ

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ

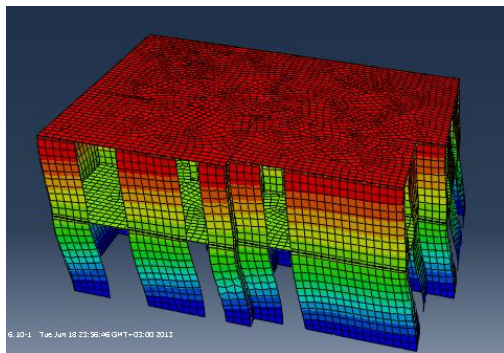


Ιδιομορφή ως προς  $x$   
 $T_x=0.125$  sec  
 $M_x=158,58$ Mgr

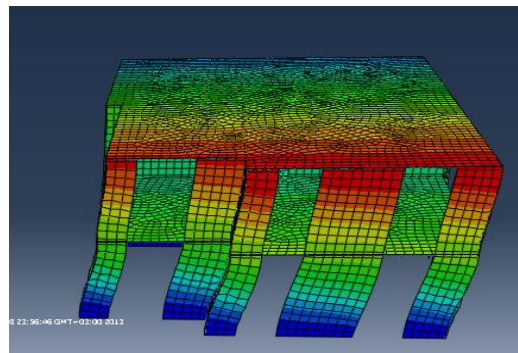


Ιδιομορφή ως προς  $y$   
 $T_y=0.122$  sec  
 $M_y=137,18$ Mgr

ΣΧΗΜΑ 4.7: ΓΙΑ ΤΟ ΔΙΩΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α (3-2Α) ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΜΗ ΠΛΑΚΑ ΜΕ ΔΟΚΑΡΙΑ

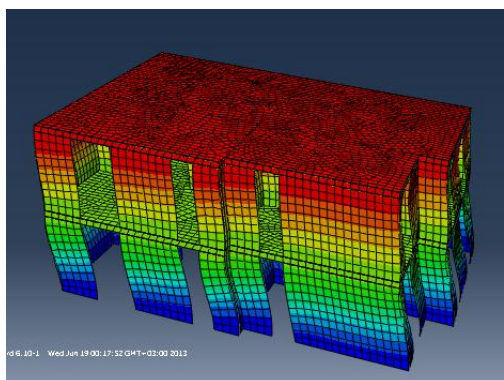


Ιδιομορφή ως προς  $x$   
 $T_x=0.104$  sec  
 $M_x=256,79$ Mgr

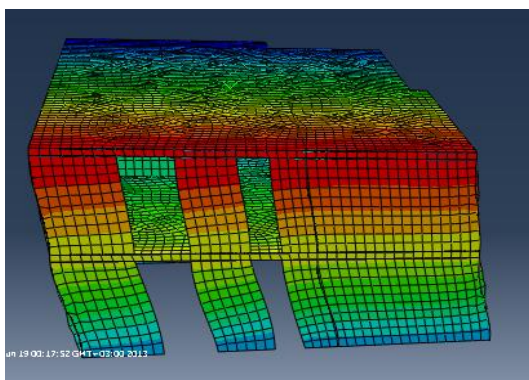


Ιδιομορφή ως προς  $y$   
 $T_y=0.111$  sec  
 $M_y=170,71$ Mgr

ΣΧΗΜΑ 4.8: ΓΙΑ ΤΟ ΔΙΩΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α (3-2Α) ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΠΛΑΚΑ ΧΩΡΙΣ ΔΟΚΑΡΙΑ



Ιδιομορφή ως προς  $x$   
 $T_x=0.100$  sec  
 $M_x=263,27$ Mgr



Ιδιομορφή ως προς  $y$   
 $T_y=0.106$  sec  
 $M_y=180,62$ Mgr

ΣΧΗΜΑ 4.8: ΓΙΑ ΤΟ ΔΙΩΡΟΦΟ ΚΤΗΡΙΟ Α (3-2Α) ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΠΛΑΚΑ ΧΩΡΙΣ ΔΟΚΑΡΙΑ

Όλοι οι υπόλοιποι έλεγχοι καθώς και τα σημεία επίλυσης είναι ακριβώς ίδια με το προηγούμενο κεφάλαιο και συγκεκριμένα με τις ενότητες 3.7.2 έως και 3.7.6. Στο παρακάτω κεφάλαιο φαίνονται τα συμπεράσματα και για το μονώροφο και για το δώροφο κτήριο Α



## **5 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΝΕΑ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ**

**: ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Τα κτήρια μας επιλύθηκαν για 2 ακραίες περιπτώσεις δηλαδή για παραμορφώσιμη και απαραμόρφωτη πλάκα, ενώ η σύνδεση των τοίχων με την πλάκα είναι πλήρης. Αυτές οι δύο περιπτώσεις που εξετάστηκαν δεν συνάδουν με τις συνθήκες με τις οποίες χτίζεται ένα κτήριο. Για αυτό το λόγο επιλέχτηκε να γίνει και άλλη μια επίλυση. Αυτή τη φορά η πλάκα θα είναι παραμορφώσιμη αλλά η σύνδεση μεταξύ αυτής και των τοίχων θα γίνεται μέσω στοιχείων επαφής (contact elements). Εφόσον τα κτήρια μας εξεταστούν και για αυτή την περίπτωση θα γίνει σύγκριση των εντατικών μεγεθών για τις τρεις περιπτώσεις που επιλέχτηκαν..

**: Θεωρία διατύπωσης επαφής (contact formulation)****5.2.1: Προσδιορισμός προσομοίωσης επαφής που ορίζεται με επιφάνειες**

Για κάθε προσομοίωση επαφής που ορίζεται χρησιμοποιώντας τη μέθοδο της γενικής επαφής ή του ζεύγους επαφής, πρέπει να δίνονται τα παρακάτω:

- οι ορισμοί των επιφανειών (surface definitions) των σωμάτων που ενδεχομένως να έρθουν σε επαφή
- οι επιφάνειες που αλληλεπιδρούν μεταξύ τους (contact interactions)
- οποιαδήποτε ιδιότητα των επιφανειών που πρέπει να ληφθεί υπόψη στη διεπαφή και δεν ορίζεται ήδη από τις προεπιλεγμένες ιδιότητες.
- οι μηχανικές και θερμικές ιδιότητες επαφής των μοντέλων,
- οποιουσδήποτε αλγοριθμικούς περιορισμούς επαφής για την ανάλυση (algorithmic contact controls) κ.ά.

**5.2.2 Επιφάνειες**

Οι επιφάνειες μπορούν να οριστούν στην αρχή της ανάλυσης . Υπάρχουν τέσσερις κατηγορίες επιφανειών:

- παραμορφώσιμες και άκαμπτες επιφάνειες που ορίζονται από στοιχεία (element-based surfaces)
- παραμορφώσιμες και άκαμπτες επιφάνειες που ορίζονται από κόμβους (node-based surfaces)
- αναλυτικές άκαμπτες επιφάνειες (analytical rigid surfaces), και
- επιφάνειες υλικού κατά Euler (Eulerian material surfaces), που είναι διαθέσιμες στο Abaqus/Explicit.

**5.2.3: Αλληλεπιδράσεις επιφανειών**

Οι αλληλεπιδράσεις επιφανειών για τα ζεύγη επαφής καθώς και τη γενική επαφή ορίζονται προσδιορίζοντας τους συνδυασμούς επιφανειών και τις επιφάνειες ιδιο-επαφής (self-contact surfaces). Τουλάχιστον μία επιφάνεια από αυτές που αλληλεπιδρούν δεν πρέπει να προσδιορίζεται με κόμβους, καθώς επίσης, τουλάχιστον μια επιφάνεια δεν πρέπει να είναι αναλυτική άκαμπτη επιφάνεια.

#### **5.2.4: Ιδιότητες επιφανειών**

Ιδιότητες οι οποίες δεν δύνανται να είναι προεπιλεγμένες (όπως π.χ. το πάχος) μπορούν να προσδιοριστούν για συγκεκριμένες επιφάνειες.

#### **5.2.5 Δυνατότητες που προσφέρει η προσομοίωση επαφής στο Abaqus/Standard**

Παρακάτω αναφέρονται οι δυνατότητες που προσφέρουν η γενική επαφή και τα ζεύγη επαφής στο Abaqus/Standard:

- επαφή μεταξύ δύο παραμορφώσιμων σωμάτων,
- επαφή μεταξύ μιας άκαμπτης επιφάνειας και ενός παραμορφώσιμου σώματος,
- ιδιοεπαφή (self-contact) πεπερασμένης ολίσθησης ενός παραμορφώσιμου σώματος,
- επαφή μικρής ή πεπερασμένης ολίσθησης μεταξύ ενός σετ κόμβων και μιας άκαμπτης επιφάνειας,
- επαφή μεταξύ ενός σετ κόμβων και μιας παραμορφώσιμης επιφάνειας,
- προβλήματα κατά τα οποία δύο ξεχωριστές επιφάνειες πρέπει να συνδεθούν μεταξύ τους ώστε να μην υπάρξει σχετική μετακίνηση, κ.ά.

Τα περισσότερα προβλήματα μπορούν να προσομοιωθούν είτε με τη μέθοδο της γενικής επαφής, είτε με τα ζεύγη επαφής. Για τα υπόλοιπα προβλήματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν τα στοιχεία επαφής (contact elements), που είναι διαθέσιμα στο Abaqus/Standard.

#### **5.2.6 Ορισμός ζεύγους επαφής**

Απαραίτητος είναι ο προσδιορισμός των δύο επιφανειών που αλληλεπιδρούν μεταξύ τους. Οι επιφάνειες επαφής θα πρέπει να εκτίνονται τόσο ώστε να συμπεριλαμβάνουν περιοχές οι οποίες ενδέχεται να έρθουν σε επαφή μεταξύ τους κατά τη διάρκεια της ανάλυσης. Από την άλλη πλευρά, το να συμπεριλαμβάνονται περιοχές οι οποίες δεν υπάρχει περίπτωση να αλληλεπιδράσουν αυξάνει σημαντικά το υπολογιστικό κόστος.

Κάθε ζεύγος επαφής αντιστοιχεί σε μια διατύπωση επαφής (contact formulation) και πρέπει να αναφέρεται σε μια ιδιότητα αλληλεπίδρασης (interaction property).

Στην περίπτωση που το ζεύγος επαφής περιέχει δύο επιφάνειες, οι δύο επιφάνειες δεν επιτρέπεται να περιλαμβάνουν κοινούς κόμβους, και, επιπλέον, πρέπει να οριστούν η κύρια επιφάνεια (master surface) και η δευτερεύουσα επιφάνεια (slave surface). Ισχύει ότι:

- Μεταξύ δύο επιφανειών η μεγαλύτερη λειτουργεί ως κύρια επιφάνεια.
- Εάν οι επιφάνειες έχουν συγκρίσιμο μέγεθος, η πιο δύσκαμπτη από τις δύο επιφάνειες πρέπει να οριστεί ως κύρια επιφάνεια.
- Εάν οι επιφάνειες έχουν συγκρίσιμο μέγεθος και δυσκαμψία, τότε η επιφάνεια με την πιο χονδροειδή διακριτοποίηση ορίζεται κύρια επιφάνεια.

Υπάρχουν τέσσερις επιλογές για τον ορισμό του ζεύγους επαφής:

- Πεπερασμένη ολίσθηση και διατύπωση επαφής κόμβου-επιφάνειας (finite-sliding, node-to-surface formulation). Εξ' ορισμού το Abaqus/Standard χρησιμοποιεί αυτή την επιλογή, εκτός κι αν οριστεί κάτι διαφορετικό.

- Πεπερασμένη ολίσθηση και διατύπωση επαφής επιφάνειας-επιφάνειας (finite-sliding, surface-to-surface formulation).
- Μικρή ολίσθηση και διατύπωση επαφής κόμβου-επιφάνειας (small-sliding, node-to-surface formulation).
- Μικρή ολίσθηση και διατύπωση επαφής επιφάνειας-επιφάνειας (small-sliding, surface-to-surface formulation).

## **5.2.7 Εντολές ορισμού επιφανειών στο Abaqus**

### **5.2.7.1 SURFACE**

Με την εντολή αυτή ορίζεται μία επιφάνεια ή μία περιοχή ενός μοντέλου. Ορίζονται επιφάνειες για προσομοιώσεις επαφής, περιορισμούς δεσμού, συνδετήρες κτλ, καθώς και περιοχές για κατανεμημένα επιφανειακά φορτία κτλ.

Παράμετροι που χρησιμοποιούνται υποχρεωτικά για το σωστό ορισμό της εντολής:

NAME. Η παράμετρος αυτή ορίζεται ίση με το όνομα που θα χρησιμοποιηθεί στη συνέχεια κάθε φορά που θα αναφέρεται αυτή η επιφάνεια.

Παράμετροι που μπορούν να χρησιμοποιηθούν προαιρετικά με την εντολή \*SURFACE:

TYPE

TYPE=ELEMENT (προεπιλεγμένη τιμή), για τον ορισμό μιας ελεύθερης επιφάνειας για τα στοιχεία που ορίζονται ή για τον ορισμό μιας επιφάνειας στα στοιχεία χρησιμοποιώντας τις όψεις του στοιχείου (element face identifiers).

TYPE=NODE, για τον ορισμό μιας επιφάνειας ορίζοντας μια λίστα από κόμβους ή το όνομα σετ κόμβων.

Γραμμές δεδομένων για τον ορισμό μιας επιφάνειας χρησιμοποιώντας στοιχεία ή σετ στοιχείων, όταν η επιλογή TYPE=ELEMENTS χρησιμοποιείται:

Πρώτη γραμμή:

1. Όνομα σετ στοιχείων ή αριθμός στοιχείου. Element set name or element number.

2. Αριθμός όψης (face) ή ακμής (edge) του στοιχείου.

Οι γραμμές αυτές μπορούν να επαναλαμβάνονται όσο συχνά χρειάζεται για τον ορισμό επιφανειών.

### **5.2.7.2 SURFACE INTERACTION**

Με την εντολή αυτή ορίζονται οι ιδιότητες της επιφάνειας επαφής. Οι ιδιότητες θα διέπουν οποιαδήποτε αλληλεπίδραση επαφής που αναφέρει τη συγκεκριμένη επιφάνεια επαφής. Είναι διαθέσιμη στο Abaqus/Standard, στο Abaqus/Explicit και στο Abaqus/CAE.

Παράμετροι που πρέπει να χρησιμοποιηθούν για το σωστό ορισμό της εντολής:

NAME. Η παράμετρος ορίζεται ίση με ένα όνομα, το οποίο χρησιμοποιείται για να αναφερθεί ο χρήστης στις ιδιότητες αυτής της επιφάνειας επαφής. Το

όνομα θα χρησιμοποιηθεί στην επιλογή INTERACTION της εντολής \*CONTACT PAIR (για αναλύσεις στο Abaqus/Standard) ή στη γραμμή δεδομένων της εντολής \*CONTACT PROPERTY ASSIGNMENT για να αντιστοιχηθούν οι ιδιότητες αυτής της επιφάνειας Προαιρετική γραμμή δεδομένων για διδιάστατα μοντέλα στο Abaqus/Standard ή για ζεύγη επαφής (contact pairs) που περιλαμβάνουν επιφάνειες, οι οποίες ορίζονται από κόμβους (node-based surfaces) στο Abaqus/Standard.(Τα παραπάνω αναφέρονται στις περιπτώσεις που η παράμετρος USER παραλείπεται):

Πρώτη γραμμή (και μοναδική):

\_Πάχος εκτός επιπέδου της επιφάνειας ή εμβαδόν διατομής για κάθε κόμβο για τις περιπτώσεις που οι επιφάνειες ορίζονται από κόμβους (node-based surfaces). Η προεπιλεγμένη τιμή είναι 1.

### **6.2.6.3 \*CONTACT PAIR**

Με την εντολή αυτή ορίζονται οι επιφάνειες που έρχονται σε επαφή μεταξύ τους κατά τη διάρκεια της ανάλυσης. Είναι διαθέσιμη στο Abaqus/Standard, στο Abaqus/Explicit και στο Abaqus/CAE.

Τα παρακάτω αναφέρονται στον ορισμό της εντολής \*CONTACT PAIR στο Abaqus/Standard.

Η παρακάτω παράμετρος είναι απαραίτητη για το σωστό ορισμό της εντολής: INTERACTION. Η παράμετρος αυτή πρέπει να είναι ίση με το όνομα που έχει δοθεί στην εντολή \*SURFACE INTERACTION και έχει να κάνει με το ζεύγος επαφή (contact pair) που ορίζεται.

Μπορούν να χρησιμοποιηθούν προαιρετικά ορισμένες παράμετροι σε συνδυασμό με την εντολή. Παρακάτω αναφέρεται μόνο μία (η οποία χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία).

TYPE

TYPE=NODE TO SURFACE (προεπιλεγμένη τιμή)

TYPE=SURFACE TO SURFACE

Γραμμές δεδομένων για τον ορισμό των επιφανειών και των σετ κόμβων που αποτελούν τα ζευγάρια επαφής (contact pairs):

Πρώτη γραμμή:

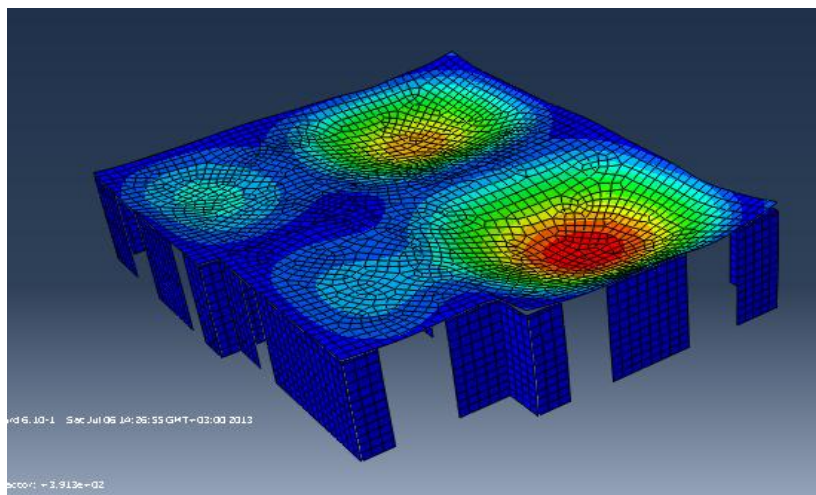
1. Το όνομα της δευτερεύουσας επιφάνειας (slave surface).
2. Το όνομα της κύριας επιφάνειας (master surface). Αν δεν οριστεί κάποια επιφάνεια σε αυτό το πεδίο ή η επιφάνεια που θα οριστεί είναι ίδια με το όνομα της δευτερεύουσας επιφάνειας, τότε το Abaqus/Standard θεωρεί ότι ορίζεται self-contact.
3. Προαιρετικό όνομα προσανατολισμού για τον ορισμό της διεύθυνσης της επαπτομενικής ολίσθησης στις δευτερεύουσας επιφάνειας (slave surface).
4. Προαιρετικό όνομα προσανατολισμού για τον ορισμό της διεύθυνσης της επαπτομενικής ολίσθησης στις κυρίας επιφάνειας (master surface).

[ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ-ΠΡΟΣΚΡΟΥΣΤΗΡΩΝ ΣΕ ΚΤΗΡΙΑ, ΔΟΔΟΥΛΑ ΕΥΓΕΝΙΑ, ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ:ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΣΠΗΛΙΟΠΟΥΛΟΣ]

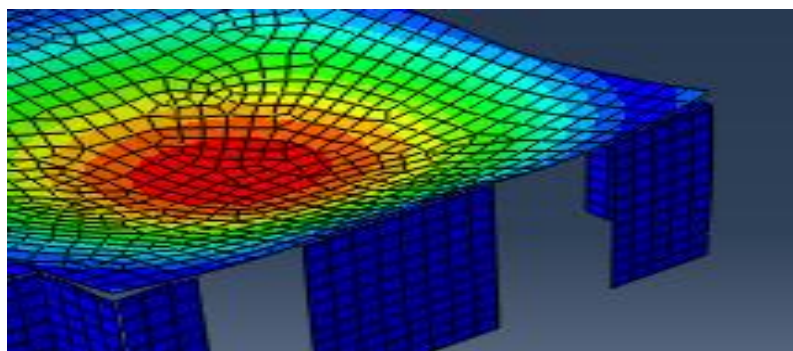
### **5.3 : Ανάλυση του κτηρίου**

Οι ενότητες 3.1-3.3 του προηγούμενου κεφαλαίου αφορούν και αυτό το κτήριο. Συγκεκριμένα, η περιγραφή του κτηρίου, τα υλικά καθώς και τα φορτία-συνδυασμοί φορτίσεων παραμένουν ίδια.

Παρακάτω παρουσιάζονται και κάποιες εικόνες όπου παρουσιάζεται η παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα.



ΣΧΗΜΑ 5.1: ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ



ΣΧΗΜΑ 5.2: ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

Όπως φαίνεται και από την παραμόρφωση της πλάκας αυτή σηκώνεται στις άκρες πράγμα το οποίο μας δείχνει ότι το κτήριο μας συμπεριφέρεται μη γραμμικά. Αυτό το γεγονός δυσχεραίνει την επίλυση του φορέα, αφού δεν είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθεί η μέθοδος της ιδιομορφικής ανάλυσης με τη χρήση των χρονοϊστοριών. Επομένως η επίλυση αυτού του κτηρίου δεν ανταποκρίνεται στα πλαίσια και στο γνωστικό πεδίο αυτής της διπλωματικής. Γι' αυτό και αυτό το κτήριο δεν μελετήθηκε εκτενέστερα.

## 6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

1. Όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα για τα κτήρια με απαραμόρφωτη πλάκα κατά την κατακόρυφη διεύθυνση, αυτά δεν μπορούν να κατασκευαστούν αφού προκύπτουν εσφαλμένα αποτελέσματα.

Για το κτήριο το οποίο περιλαμβάνει του συνδέσμους επαφής (contact elements) όπως ανέφερα προηγουμένως παρουσιάζεται ασυμβατότητα ιδιομορφικής ανάλυσης και εφαρμογής των contact elements. Έπομένως θα μπορούσε να πραγματοποιηθεί μη-γραμμική ανάλυση με ταυτόχρονη χρήση contact elements και των χρονοϊστοριών επιτάχυνσης, η οποία δεν αποτελεί αντικείμενο αυτής της διπλωματικής.

Κατά συνέπεια, από τη σύγκριση μεταξύ των contact elements και της πλήρους σύνδεσης βρέθηκε ότι το τυποποιημένο αυτό κτήριο πρέπει να έχει συνέχεια μεταξύ της πλάκας και των δοκών. Έτσι, το κτήριο το οποίο μελετήθηκε εκτενέστερα είναι αυτό με την παραμορφώσιμη πλάκα (με αλλά και χωρίς δοκάρια) του οποίου οι πεσσοί είναι συνδεδεμένοι σε 3 σημεία καθ' ύψος (στην κορυφή, στη μέση και στη βάση).

2. Για το κτήριο με την παραμορφώσιμη πλάκα, το οποίο και επιλύθηκε τελικά, προέκυψε ότι ικανοποιούνται μόνο οι έλεγχοι που περιλαμβάνονται στον ΕΚ-6, ενώ οι εκτός κανονισμού έλεγχοι (επιπλέον διατμητικοί έλεγχοι και έλεγχοι για εντός και εκτός επιπέδου φόρτιση) δεν ικανοποιούνται. Εφόσον συμβαίνει αυτό, πριν κατασκευαστεί έν κτήριο θα πρέπει να γίνονται όλοι οι έλεγχοι.

3. Ακόμα μέσα από αυτή τη διπλωματική προέκυψαν τελείως διαφορετικά αποτελέσματα στα δυναμικά χαρακτηριστικά του κτηρίου (ιδιομορφές, ιδιοπερίοδοι) ανάμεσα στα κτήρια των οποίων οι τοίχοι είναι συνδεδεμένοι σε 3 τρία σημεία και σε αυτά των οποίων οι τοίχοι δεν είναι καθόλου συνδεδεμένοι. Έτσι λοιπόν προκύπτει ότι πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ο τρόπος σύνδεσης

Στους παρακάτω 2 πίνακες παρατίθενται οι δυνάμεις και οι ροπές των 3 περιπτώσεων που επιλύθηκαν (παραμορφώσιμη πλάκα, απαρμόρφωτη πλάκα, παραμορφώσιμη πλάκα και στοιχεία επαφής) για τα στατικά φορτία και μόνο:

Τοίχος	Παραμορφώσιμη πλάκα			Απαρμόρφωτη πλάκα			Contact elements		
	N3	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N3	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N3	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
<b>X01</b>	-52,0	-4,94	24,6	-56,04	0,0005	-1,033	-49	-0,0285	24,3
<b>X02</b>	-8,9	-0,57	-0,31	-13,75	0,008	-0,039	-6,6	-0,0103	-0,293
<b>X03</b>	-7,28	-5,94	1,7	-11,34	0,118	0,0045	-5,43	-0,0226	0,6926
<b>X04</b>	-53,2	-4,12	9,9	-25,68	-0,002	-0,154	-53,03	0,0013	10,22
<b>X05</b>	-21,3	-1,49	-11,3	-15,54	0,0123	-0,044	-20,34	-0,0033	-9,797
<b>X06</b>	-121	-4,06	105	-38,99	-0,123	-1,133	-128,6	-0,031	106,5
<b>X07</b>	101,8	-0,982	-12,3	-14,03	-0,0009	-0,014	-104,6	0,0006	-12,99
<b>X08</b>	-38,6	-0,814	-2,94	-20,43	-0,027	-0,175	-38,22	-0,01	-2,847
<b>X09</b>	-97,28	-0,799	11,6	-19	-0,0013	-0,042	-98,99	0,0085	12,38
<b>X10</b>	-142	-1,62	-86	-38,1	-0,0113	-0,427	-149,4	0,0029	-88,44
<b>X11</b>	-30	4,128	27,3	-29,18	-0,0082	-0,06	-27,43	0,0292	19,75
<b>X12</b>	-65	7,58	-19,9	-32,6	-0,0017	-0,105	-64,43	0,0013	-24,05
<b>X13</b>	-7,128	2,93	7,51	-40,8	-0,042	0,132	-5,335	0,0331	-24,05
<b>X14</b>	-80,46	13,5	-54,4	-68,58	-0,158	-1,351	-78,56	0,0051	-52,94



ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΗΡΙΩΝ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ

	Παραμορφώσιμη πλάκα			Απαραμόρφωτη πλάκα			Contact elements		
Τοίχος	N3	M <sub>χ</sub>	M <sub>γ</sub>	N3	M <sub>χ</sub>	M <sub>γ</sub>	N3	M <sub>χ</sub>	M <sub>γ</sub>
<b>Y01</b>	-13,1	-0,56	-5,19	-12,47	-0,012	-0,021	-12,9	0,0032	-3,446
<b>Y02</b>	-12,3	-0,756	-1,38	-21,02	-0,002	-0,049	-9,375	0,0371	-1,908
<b>Y03</b>	-5,38	1,11	-4,72	-14,31	-0,011	-0,027	-0,466	0,0235	0,111
<b>Y04</b>	-83,2	10,59	-13,4	-37,59	-0,001	-0,297	-87,65	0,00008	-16,18
<b>Y05</b>	-19,2	2,77	15,3	-22,42	-0,009	-0,0438	-13,81	0,00653	5,552
<b>Y06</b>	-101,3	0,97	-16,5	-60,6	0,0046	-2,37	-103,7	0,02039	-9,837
<b>Y07</b>	-307	-1,004	164,7	-83,9	-0,006	-3,994	-317,3	-0,00024	171,4
<b>Y08</b>	-43,16	-6,044	10,37	-66,91	0,0289	-2,038	-37,17	-0,0647	17,31
<b>Y09</b>	-55,03	-6,019	-12,9	-21,9	-0,001	-0,108	-54,8	-0,00018	-13,2
<b>Y10</b>	-43,14	-5,704	34,4	-32,9	0,0157	-0,28	-41,52	-0,00238	33,11

## **ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ**

Η διαστασιολόγηση των κτηρίων από άοπλη τοιχοποιία γίνεται με την εύρεση των δυνάμεων. Αφού βρούμε τη  $M$  και τη  $V$  αν ικανοποιούνται οι έλεγχοι τότε η διαστασιολόγηση των τοίχων του κτηρίου γίνεται για αυτές τις δυνάμεις. Τα δικά μας κτήρια, δηλαδή τα κτήρια με δύσκαμπτη πλάκα με και χωρίς δοκάρια, από τη στιγμή που ικανοποιούνται οι έλεγχοι για αυτές τις δυνάμεις γίνεται η διαστασιολόγηση των τοίχων.

Τα κτήρια για τα οποία δεν ικανοποιούνται οι έλεγχοι δεν μπορεί να γίνει διαστασιολόγηση. Επομένως χρειάζεται περεταίρω ανάλυση, αλλαγή διαστάσεων τοίχων, υλικών κ.α.

**7 ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α**

ΔΡΑΣΕΙΣ	ψ
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια:	
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0,7
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων (βάρους οχημάτων $\leq 30\text{kN}$ )	1,0
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων ( $30\text{kN} < \text{βάρους οχημάτων} \leq 160\text{kN}$ )	0,7
Κατηγορία H: στέγες	0,7
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια:	
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7
Υπόλοιπα κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{m}$	0,7
Υπόλοιπα κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$	0,5
Φορτία ανέμου σε κτήρια	0,6
Θερμοκρασία (εκτός πυρκαγιάς) σε κτήρια	0,6

ΠΙΝΑΚΑΣ: Προβλεπόμενες τιμές ψ για κτήρια

[ΑΣΚΗΣΗ 3 ΑΠΟ ΤΟ ΜΑΘΗΜΑ: ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΙΙ]

## 8 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ: EN1998-1
2. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ: EN1996-1
3. ΤΥΠΟΛΟΓΙΟ: ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ 2
4. ΑΣΚΗΣΕΙΣ ΑΠΟ ΤΟ ΜΑΘΗΜΑ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ 2
5. ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ :ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ, ΚΟΝΔΥΛΗ ΧΑΡΙΣ, ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΜΟΥΖΑΚΗΣ Χ.
6. ESECMASE.ORG
7. ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΕΣ ΑΣΚΗΣΕΙΣ ΑΠΟ Δ.Π.Μ.Σ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΤΩΝ ΜΝΗΜΕΙΩΝ, ΕΚΜΑΘΗΣΗ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ ΑΒΑQUS, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΜΟΥΖΑΚΗΣ Χ.
8. ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ, ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΕΠΙΣΚΕΥΕΣ, ΦΥΛΛΙΤΣΑ Β. ΚΑΤΣΑΝΤΩΝΗ
9. ΑΣΚΗΣΕΙΣ ΑΠΟ ΤΟ ΜΑΘΗΜΑ: ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΙΙ
10. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ, Ι.ΒΑΓΙΑΣ, Ι.ΕΡΜΟΠΟΥΛΟΣ, Γ.ΙΩΑΝΝΙΔΗΣ
11. JOURNAL OF EARTHQUAKE ENGINEERING, SEISMIC PERFORMANCE OF AUTOCLAVED AERATED CONCRETE (AAC) MASONRY: FROM EXPERIMENTAL TESTING OF THE IN-PLANE CAPACITY OF WALLS TO BUILDING RESPONSE SIMULATION
12. ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ-ΠΡΟΣΚΡΟΥΣΤΗΡΩΝ ΣΕ ΚΤΗΡΙΑ, ΔΟΔΟΥΛΑ ΕΥΓΕΝΙΑ, ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ:ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΣΠΗΛΙΟΠΟΥΛΟΣ