



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

# ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΞΥΛΙΝΩΝ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΔΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

ΔΑΣΚΑΛΑΚΗ ΕΡΝΑ-ΒΑΡΒΑΡΑ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΜΟΥΖΑΚΗΣ Χ., ΕΠ. ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ, ΜΑΡΤΙΟΣ 2015





ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

# ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΞΥΛΙΝΩΝ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΔΟΠΛΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

ΔΑΣΚΑΛΑΚΗ ΕΡΝΑ-ΒΑΡΒΑΡΑ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΜΟΥΖΑΚΗΣ Χ., ΕΠ. ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ, ΜΑΡΤΙΟΣ 2015



## Ευχαριστίες

Σε αυτό το σημείο θα ήθελα να εκφράσω ένα μεγάλο ευχαριστώ στον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Χαράλαμπο Μουζάκη για την καθοριστική συμβολή του στην περαίωσή της παρούσας διπλωματικής εργασίας με την επιστημονική καθοδήγησή του και το ειλικρινές ενδιαφέρον του.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τη λέκτορα κα. Ελευθερία Τσακανίκα, και την κα. Λουτσία Καράπιττα για τις χρήσιμες πληροφορίες που μου παρείχαν και το ενδιαφέρον που έδειξαν καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου, που μου συμπαραστάθηκε όλο αυτό τον καιρό και τους φίλους μου, εντός και εκτός σχολής, που μου χάρισαν πανέμορφες στιγμές και με στήριξαν όλα αυτά τα χρόνια.



# Περιεχόμενα

Περίληψη .....	9
Abstract .....	11
1. Εισαγωγή .....	13
1.1. Τύποι διαφραγμάτων .....	13
1.2. Τρόποι αστοχίας των κτιρίων από άσπλη τοιχοποιία .....	14
1.3. Τύποι υφιστάμενων ξύλινων διαφραγμάτων .....	16
1.4. Ενίσχυση διαφραγμάτων .....	20
2. Αποτίμηση υφιστάμενων ξύλινων διαφραγμάτων .....	27
2.1. Απλοποιημένη μέθοδος ανάλυσης ξύλινων διαφραγμάτων κατά Oliver .....	27
2.1.1. Υπολογισμός θεμελιώδους περιόδου του διαφράγματος .....	28
2.1.2. Υπολογισμός σεισμικής δύναμης διαφράγματος .....	28
2.1.3. Έλεγχος επάρκειας υφιστάμενων διαφραγμάτων .....	29
2.2. Αποτίμηση ξύλινου διαφράγματος με τη μέθοδο ATC-40 .....	31
3. Μελέτη ξύλινου διαφράγματος .....	35
3.1. Περιγραφή του φορέα .....	35
3.2. Αριθμητική προσομοίωση του φορέα .....	35
3.2.1. Προσομοίωση των γεωμετρικών στοιχείων .....	35
3.2.2. Προσομοίωση των συντοριακών συνθηκών .....	39
3.2.3. Ανάλυση Pushover .....	40
4. Αποτίμηση ξύλινου διαφράγματος .....	45
4.1. Αποτίμηση ξύλινου διαφράγματος με τη μέθοδο ATC-40 .....	45
4.2. Αποτίμηση ξύλινου διαφράγματος με την απλοποιημένη μέθοδο κατά Oliver .....	57
4.3. Σύγκριση των δύο μεθόδων αποτίμησης .....	58
5. Συμπεράσματα .....	61
Βιβλιογραφία .....	63
Παράρτημα Α. Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας συνδέσεων βάσει του Ευρωκώδικα 5 .....	65
Α.1. Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας σύνδεσης .....	65
Α.1.1. Υπολογισμός της χαρακτηριστικής τιμής φέρουσας ικανότητας σύνδεσης .....	67
Α.2. Ελάχιστες αποστάσεις εγκάρσια φορτιζόμενων συνδέσεων τύπου βλήτρου .....	73
Α.3. Εφαρμογή .....	77
Παράρτημα Β. Καμπύλες δύναμης-ολίσθησης των συνδέσεων .....	79
Β.1. Νέες-αμερικανικές συνδέσεις .....	79

B.2. Νέες-νεοζηλανδικές συνδέσεις .....	84
B.3. Διασωθείσες συνδέσεις .....	87
Παράρτημα Γ. Αναλύσεις φορέων στο SAP2000 .....	91
Γ.1. Πειράματα διατμητικής αντοχής .....	91
Γ.2. Διαφράγματα μικρής κλίμακας .....	96
Γ.2.1. Νέα διαφράγματα μικρής κλίμακας .....	96
Γ.2.2. Τμήματα διαφράγματος διατηρητέου κτιρίου .....	101
Γ.3. Διάφραγμα πραγματικής κλίμακας με άνοιγμα .....	104



## Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η σεισμική συμπεριφορά των ξύλινων διαφραγμάτων σε κτίρια από άοπλη τοιχοποιία. Συγκεκριμένα, επικεντρώνεται στην αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των υφιστάμενων ξύλινων διαφραγμάτων και στους πιθανούς τρόπους ενίσχυσής τους.

Αρχικά, παρουσιάζεται η επιρροή των ξύλινων διαφραγμάτων στην σεισμική απόκριση ενός κτιρίου από άοπλη τοιχοποιία, όταν αυτά δεν έχουν την απαραίτητη δυσκαμψία για τη σωστή μεταφορά των αδρανειακών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής. Επίσης, αναφέρονται οι τύποι των υφιστάμενων διαφραγμάτων και οι πιθανοί τρόποι ενίσχυσής τους.

Παρουσιάζεται μία απλοποιημένη μέθοδος αποτίμησης ξύλινων διαφραγμάτων που προτείνει ο Oliver S. στο [8], βασιζόμενος σε αμερικάνικες και νεοζηλανδικές διατάξεις και περιγράφεται η επαναληπτική διαδικασία ATC-40, η οποία προτείνεται στην παρούσα διπλωματική εργασία ως μέθοδος αποτίμησης υφιστάμενων ξύλινων διαφραγμάτων, υπολογίζοντας τη στοχευόμενη μετακίνησή τους σε ένα σεισμό.

Στη συνέχεια, περιγράφεται ο τρόπος αριθμητικής προσομοίωσης ενός ξύλινου διαφράγματος πραγματικής κλίμακας με κάθετο σανίδωμα μίας στρώσης με τη χρήση του προγράμματος SAP2000, που εισάγει ο Wilson A. W. στο [7] για την εύρεση της καμπύλης ικανότητάς του στις διευθύνσεις παράλληλα και κάθετα στις δοκούς. Οι καμπύλες ικανότητας προέκυψαν εφαρμόζοντας στο προσομοίωμα μη-γραμμική στατική ανάλυση *rushover* και συγκρίθηκαν με τις αντίστοιχες των πειραμάτων που έγιναν στα πλαίσια της διδακτορικής διατριβής του Wilson.

Έπειτα, εφαρμόζεται η μέθοδος ATC-40 για την αποτίμηση του διαφράγματος πραγματικής κλίμακας που προσομοιώθηκε, για τις δύο διευθύνσεις παράλληλα και κάθετα στις δοκούς και συγκρίνεται με τα αποτελέσματα της απλοποιημένης μεθόδου, που δίδει ο Oliver S.

Τέλος, σχολιάζονται τα όσα αναφέρθηκαν στην παρούσα εργασία και παροτρύνεται, βάσει των παραπάνω, η εφαρμογή της μεθόδου ATC-40 για την αποτίμηση υφιστάμενων ξύλινων διαφραγμάτων.

Μετά το σύντομο σχολιασμό ακολουθούν τρία παραρτήματα. Στο πρώτο παράρτημα παρουσιάζεται ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας μιας μονότμητης σύνδεσης ξύλου με ξύλο ή ξυλόπλακα, με σύνδεσμο τύπου βλήτρου, βάσει των διατάξεων του Ευρωκώδικα 5. Στο δεύτερο, δίδονται οι καμπύλες δύναμης-ολίσθησης που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς των συνδέσεων στα προσομοιώματα των διαφραγμάτων πραγματικής κλίμακας του τρίτου κεφαλαίου και των διαφραγμάτων που παρουσιάζονται στο τρίτο παράρτημα. Οι καμπύλες αυτές προέκυψαν από πειράματα που εφαρμόστηκαν σε δοκίμια των αντίστοιχων συνδέσεων ξύλου με ξύλο των διαφραγμάτων στα πλαίσια της διδακτορικής διατριβής του Wilson. Στο τελευταίο παράρτημα παρουσιάζονται οι αναλύσεις που έγιναν σε προσομοιώματα διαφραγμάτων με τη χρήση SAP2000 για τα οποία υπήρχαν οι αντίστοιχες καμπύλες ικανότητας από τα πειράματα του Wilson.



## Abstract

The subject of this diploma thesis is the seismic performance of timber diaphragms in unreinforced masonry buildings. More precisely, it focuses on the assessment of the seismic performance of existing timber diaphragms and possible retrofit methods.

Firstly, it presents the impact that timber diaphragms could have on the seismic performance of an unreinforced masonry building, when these horizontal diaphragms don't have the necessary stiffness to transfer accurately the inertia forces to the vertical elements of the structure. Furthermore, the types of existing diaphragms and the possible retrofit methods are discussed.

Also, it presents a design methodology for the assessment of timber diaphragms introduced by Oliver S. in [8] based on American and New-Zealand guidelines. Furthermore, it describes the ATC-40 methodology for finding the target displacement of a structure, which is being excited by an earthquake and this methodology is being used in this thesis for the seismic assessment of timber diaphragms.

Moreover, it describes the numerical modelling of a full-scale timber diaphragm with single straight sheathing using the structural analysis software SAP2000, which has been introduced by Wilson A. W. in [7], to find the capacity curve in the parallel and perpendicular to the joists directions. The capacity curves were produced by analysing the model with a nonlinear static pushover analysis. These curves were then compared with the actual backbone curves of the corresponding tests, which were performed in Wilson's PhD thesis.

Next, the ATC-40 methodology is being used to assess the full-scale diaphragm that was modelled, for the two directions, parallel and perpendicular to the joists. The results are then being compared with the results of the simplified assessment method given by Oliver S.

In the conclusion of this thesis, a brief discussion and summary is presented. Furthermore, based on the above, the ATC-40 methodology is being proposed as a possible method for the seismic assessment of existing timber diaphragms.

In the end of this thesis three appendices are given. The first one presents the calculation of the lateral load carrying capacity of a timber to timber or wood-based product connection in single shear, with dowel type fasteners, according to Eurocode 5. The second appendix describes the load-slip curves that were used to model the nonlinear behaviour of the full-scale diaphragm nail connections. The nail connections of the diaphragms are presented in the third appendix. These curves were derived from corresponding tests made on connection units as part of Wilson's PhD thesis. The last appendix presents the capacity curves that were produced by analysing modelled diaphragms and compares them with the backbone curves from Wilson's corresponding tests.



# 1. Εισαγωγή

Κτίρια από άοπλη τοιχοποιία ορίζονται τα κτίρια τα οποία κατασκευάζονται από λιθοσώματα συνδεδεμένα μεταξύ τους με κονίαμα χωρίς τη χρήση οπλισμού. Σύνηθες χαρακτηριστικό αυτών των κτιρίων είναι η χρήση του ξύλου για την κατασκευή των πατωμάτων τους.

Σε μία σεισμική καταπόνηση ενός κτιρίου από άοπλη τοιχοποιία τα πατώματα είναι αυτά που καλούνται να παραλάβουν τις αδρανειακές δυνάμεις από τους εκτός-επιπέδου τοίχους και να τις μεταφέρουν στους εντός-επιπέδου τοίχους. Παράλληλα, φορτίζονται και οι εκτός-επιπέδου τοίχοι, λόγω των μεγάλων παραμορφώσεων που αναπτύσσουν τα ξύλινα πατώματα όταν υποβάλλονται σε πλευρικές δυνάμεις. Επομένως, η σεισμική απόκριση του κτιρίου επηρεάζεται σημαντικά από την υψηλή πλαστιμότητα των ξύλινων πατωμάτων και τη σύνδεσή τους με τους περιμετρικούς τοίχους. Συνεπώς, ο υπολογισμός της δυσκαμψίας αυτών των πατωμάτων είναι κρίσιμος για τη συνολική αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία. Στην περίπτωση μη επαρκούς δυσκαμψίας των πατωμάτων, πρέπει αυτά να ενισχυθούν, έτσι ώστε να εξασφαλιστεί η διαφραγματική λειτουργία των κτιρίων, δηλαδή η σωστή ανάληψη και μεταφορά της σεισμικής τέμνουσας από τους τοίχους.

Για τη σπουδαιότητα της σεισμικής απόκρισης των διαφραγμάτων ενός κτιρίου γίνεται λόγος και στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [3]. Χαρακτηριστικά αναφέρεται ότι «οι εντός-επιπέδου παραμορφώσεις των διαφραγμάτων υπό την επίδραση των (διανεμημένων) σεισμικών δράσεων και αντιδράσεων των κατακόρυφων στοιχείων που συνδέονται με το διάφραγμα, οφείλουν να λαμβάνονται υπόψη κατά τον υπολογισμό των σχέσεων που συνδέουν τις μετακινήσεις των κατακόρυφων στοιχείων».

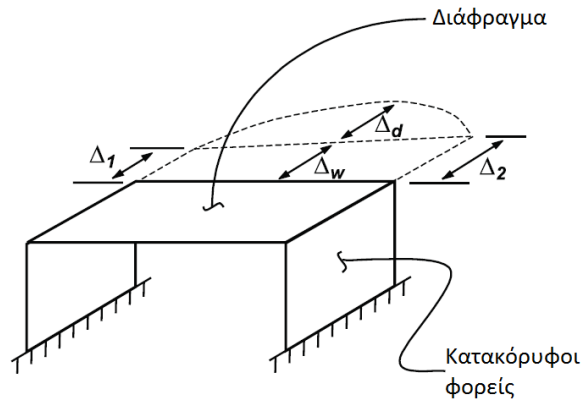
## 1.1. Τύποι διαφραγμάτων

Ως διαφράγματα ορίζονται τα οριζόντια στοιχεία που μεταφέρουν τις σεισμικές αδρανειακές δυνάμεις στον κατακόρυφο φέροντα οργανισμό του κτιρίου [11]. Σύμφωνα με τα [3], [11] και [9], τα διαφράγματα, ανάλογα με τις επίπεδες παραμορφώσεις τους, που δημιουργούνται υπό την επίδραση των σεισμικών αδρανειακών δράσεων, κατατάσσονται σε ευπαραμόρφωτα, απαραμόρφωτα και δυσπαραμόρφωτα:

Ευπαραμόρφωτα: χαρακτηρίζονται τα διαφράγματα, που η μέγιστη εντός του επιπέδου τους οριζόντια παραμόρφωση,  $\Delta_D$ , είναι μεγαλύτερη από το μέσο σχετικό βέλος,  $\Delta_w$ , των κατακόρυφων φορέων του υποκείμενου ορόφου (Σχήμα 1.1).

Απαραμόρφωτα: χαρακτηρίζονται τα διαφράγματα, των οποίων η μέγιστη εντός του επιπέδου τους οριζόντια παραμόρφωση,  $\Delta_D$ , είναι μικρότερη από το μισό του μέσου σχετικού βέλους,  $\Delta_w$ , των κατακόρυφων φορέων του υποκείμενου ορόφου.

Δυσπαραμόρφωτα: θεωρούνται τα διαφράγματα τα οποία δεν ανήκουν σε μία από τις παραπάνω κατηγορίες.



Σχήμα 1.1: Ορισμός μετακινήσεων τοίχου και διαφράγματος [12]

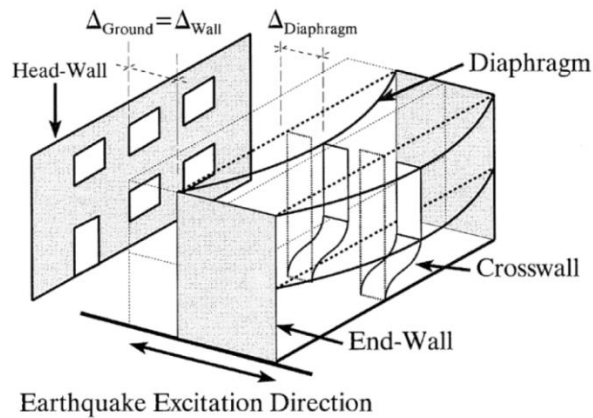
Ανάλογα με τον τύπο του διαφράγματος, επομένως και της δυσκαμψίας τους, παρέχεται διαφορετικής τάξης διαφραγματική λειτουργία στα επίπεδα του κτιρίου. Για λόγους απλότητας, τα πατώματα θα αναφέρονται στο εξής ως διαφράγματα ανεξαρτήτως της δυσκαμψίας τους.

## 1.2. Τρόποι αστοχίας των κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία

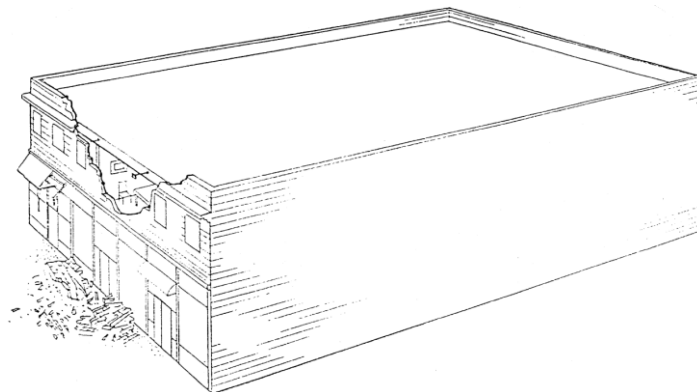
Η ασυμβατότητα της άκαμπτης και ψαθυρής φύσης της άοπλης τοιχοποιίας με τα ευπαράμορφα ξύλινα διαφράγματα, έχει ως αποτέλεσμα την ανικανότητα των κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία να μεταφέρουν αποτελεσματικά τις οριζόντιες πλευρικές δυνάμεις, κάνοντάς τα ευάλωτα σε σεισμούς. Μία απλοποιημένη προσέγγιση της συμπεριφοράς των κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία εισήχθη από τους Agbabian Barnes Kariotis (ABK 1984) και απεικονίζεται στο Σχήμα 1.2. Σε αυτή την προσέγγιση θεωρείται ότι σε έναν σεισμό οι εκτός-επιπέδου τοίχοι ενός κτιρίου από άοπλη τοιχοποιία δεν παρέχουν καμία αντοχή και οι συγκριτικά «απέιρου» δυσκαμψίας εντός επιπέδου τοίχοι είναι αυτοί που αντιστέκονται στην εδαφική διέγερση. Ως εκ τούτου, η εδαφική κίνηση μεταφέρεται αναλλοίωτη στις άκρες των διαφραγμάτων. Στη συνέχεια, αυτά τα διαφράγματα καταπονούν τους εκτός επιπέδου τοίχους. Βασιζόμενοι σε αυτή την προσέγγιση τα ξύλινα διαφράγματα παίζουν σημαντικό ρόλο στη σεισμική απόκριση των κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία. Παρακάτω συνοψίζονται οι πιθανές αστοχίες αυτών των κτιρίων από μία σεισμική καταπόνηση:

Αστοχία των εκτός-επιπέδου τοίχων-αστοχία των συνδέσεων του διαφράγματος με τους εκτός-επιπέδου τοίχους: Συχνά η σύνδεση του διαφράγματος με τους εκτός-επιπέδου τοίχους είναι ελλιπής, αφήνοντας έτσι τους εκτός-επιπέδου τοίχους να συμπεριφέρονται ως ελεύθεροι πρόβολοι. Κατά συνέπεια, μεγάλες καμπτικές ροπές συγκεντρώνονται στη βάση των εκτός-επιπέδου τοίχων, αυξάνοντας έτσι την πιθανότητα κατάρρευσής τους (Σχήμα 1.3). Στην περίπτωση ύπαρξης επαρκούς σύνδεσης μεταξύ των τοίχων και των διαφραγμάτων, τότε λόγω της υψηλής πλαστιμότητας των διαφραγμάτων, της ανικανότητας δηλαδή μεταφοράς των οριζόντιων δυνάμεων στους εντός-επιπέδου τοίχους, τα διαφράγματα αναπτύσσουν μεγάλες παραμορφώσεις στον μέσον του ανοίγματός τους, με αποτέλεσμα να αυξάνονται οι απαιτήσεις σε κάμψη των εκτός-επιπέδου τοίχων.

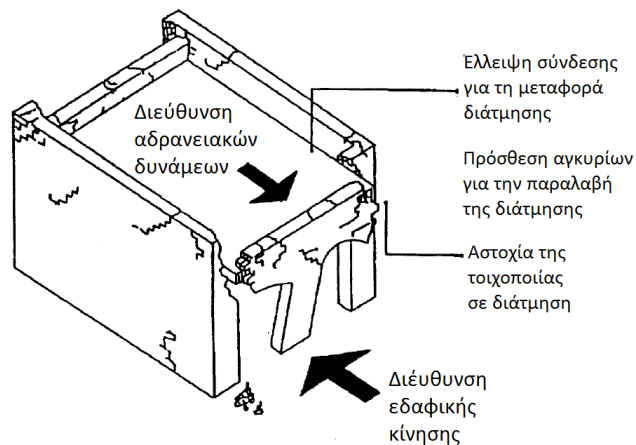
Αστοχία της γωνίας: Οι αστοχίες των γωνιών των κτιρίων δημιουργούνται από το συνδυασμό της ανικανότητας των διαφραγμάτων να μεταφέρουν τη διάτμηση στους εντός-επιπέδου τοίχους και της επίπεδης στρέψης των διαφραγμάτων (Σχήματα 1.4, 1.5).



Σχήμα 1.2: Προσέγγιση της σεισμικής απόκρισης των κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία [7]



Σχήμα 1.3: Αστοχία εφελκυστικών συνδέσεων τοίχου-διαφράγματος [10]



Σχήμα 1.4: Αστοχία διατμητικών συνδέσεων τοίχου-διαφράγματος [10]



Σχήμα 1.5: Αστοχία της γωνίας [7]

### 1.3. Τύποι υφιστάμενων ξύλινων διαφραγμάτων

Η δυσκαμψία των ξύλινων διαφραγμάτων που συναντώνται σε υφιστάμενα κτίρια διαφέρουν ανάλογα με το είδος της επένδυσης του σκελετού των ξύλινων δοκών. Παρακάτω παρουσιάζονται οι διάφοροι τύποι διαφραγμάτων όπως αναφέρονται στον αμερικάνικο κανονισμό, [9]:

Κάθετο σανίδωμα μίας στρώσης (Single straight sheathing): Το σανίδωμα καρφώνεται κάθετα στις ξύλινες δοκούς (Σχήμα 1.6α). Όταν φορτίζεται το διάφραγμα κάθετα στη διεύθυνση των σανίδων, τότε τις διατμητικές δυνάμεις τις παραλαμβάνουν τα ζεύγη των ήλων ενώ όταν φορτίζεται παράλληλα στη διεύθυνση των σανίδων, τότε οι διατμητικές δυνάμεις μεταφέρονται μέσω των ήλων στις δοκούς.

Κάθετο σανίδωμα δύο στρώσεων (Double straight sheathing): Η πρώτη στρώση σανιδώματος καρφώνεται κάθετα στις δοκούς και η δεύτερη καρφώνεται είτε κάθετα (Σχήμα 1.6β) είτε παράλληλα στην πρώτη. Όταν η δεύτερη στρώση σανιδώματος είναι παράλληλη στην πρώτη, τότε οι σανίδες τοποθετούνται έτσι ώστε να μπορούν να καρφωθούν στις σανίδες της υποκείμενης στρώσης με επαρκείς πλευρικές αποστάσεις. Η άνω στρώση καρφώνεται στις δοκούς διαμέσου της υποκείμενης στρώσης.

Διαγώνιο σανίδωμα μίας στρώσης (Single diagonal sheathing): Το σανίδωμα καρφώνεται υπό γωνία περίπου  $45^\circ$  στις δοκούς (Σχήμα 1.6γ). Η ικανότητα διάτμησης του διαφράγματος εξαρτάται από το μέγεθος και το πλήθος των ήλων σε κάθε σανίδα.

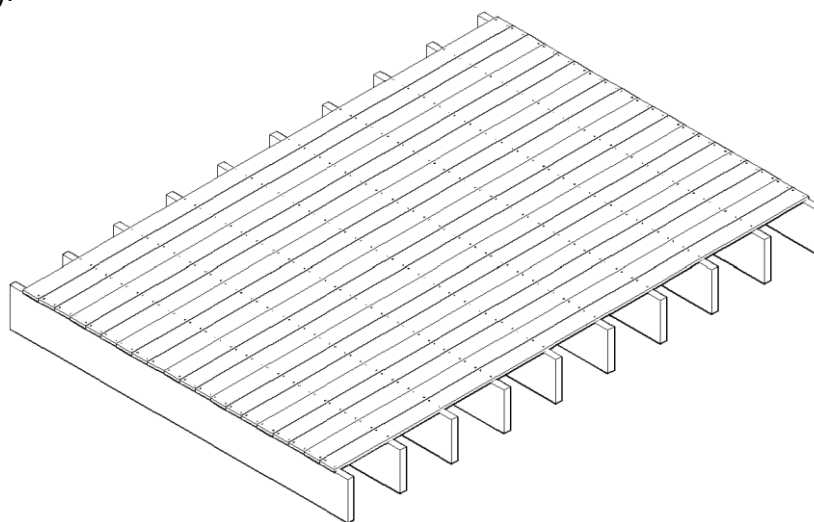
Διαγώνιο σανίδωμα μίας στρώσης με κάθετο σανίδωμα από πάνω (Diagonal sheathing with straight sheathing above): Η πρώτη στρώση σανιδώματος



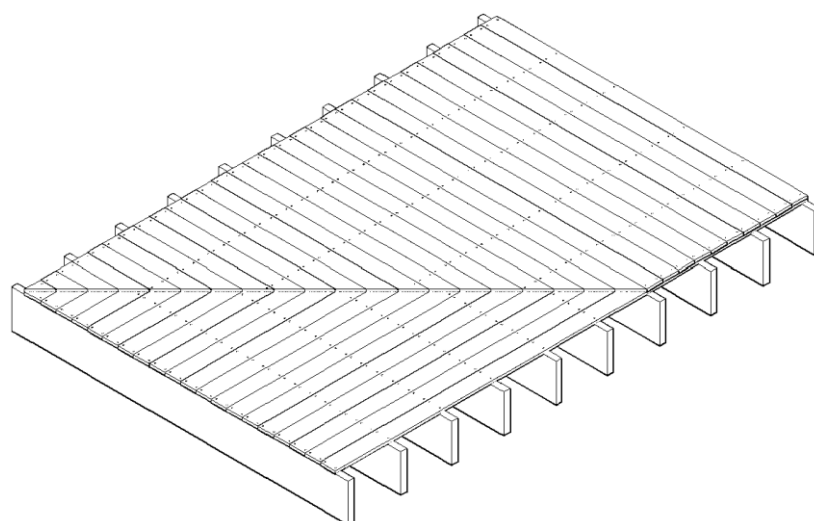
καρφώνεται υπό γωνία  $45^\circ$  στις δοκούς και η δεύτερη στρώση καρφώνεται με τέτοιο τρόπο ώστε να σχηματίζει γωνία  $90^\circ$  με τις δοκούς (Σχήμα 1.6δ).

Διαγώνιο σανίδωμα δύο στρώσεων (Double diagonal sheathing): Η πρώτη στρώση καρφώνεται υπό γωνία  $45^\circ$  στις δοκούς και το σανίδωμα της δεύτερης στρώσης καρφώνεται έτσι ώστε να σχηματίζει γωνία  $90^\circ$  με το πρώτο σανίδωμα (Σχήμα 1.6ε).

Πάτωμα από ξύλινα επιφανειακά στοιχεία (Wood structural panel sheathing): Τα ξύλινα επιφανειακά στοιχεία καρφώνονται στις ξύλινες δοκούς (Σχήμα 1.6στ). Οι άκρες στο τελείωμα των επιφανειακών στοιχείων στηρίζονται συνήθως στις δοκούς. Οι πλευρές των επιφανειακών στοιχείων μπορεί να καρφώνονται ή όχι σε ενδιάμεσα μπλοκ (καδρόνια). Σημειώνεται ότι για την αντίστοιχη περίπτωση διαφράγματος, ο Ευρωκώδικας 5 αναφέρει ότι οι πλευρές κατά μήκος της περιμέτρου των επιφανειακών στοιχείων που δε στερεώνονται σε δοκούς, θα πρέπει να συνδέονται μεταξύ τους μέσω εγκάρσιων δευτερευόντων στοιχείων (καδρόνια).

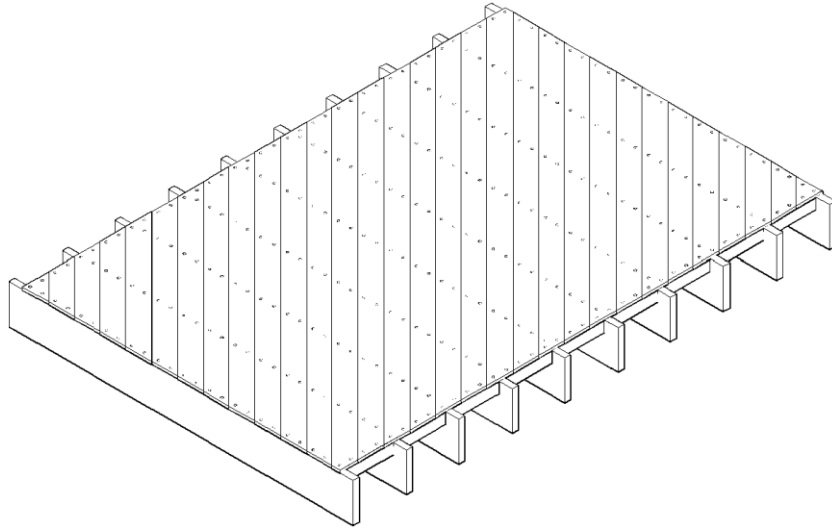


(α) Κάθετο σανίδωμα μίας στρώσης

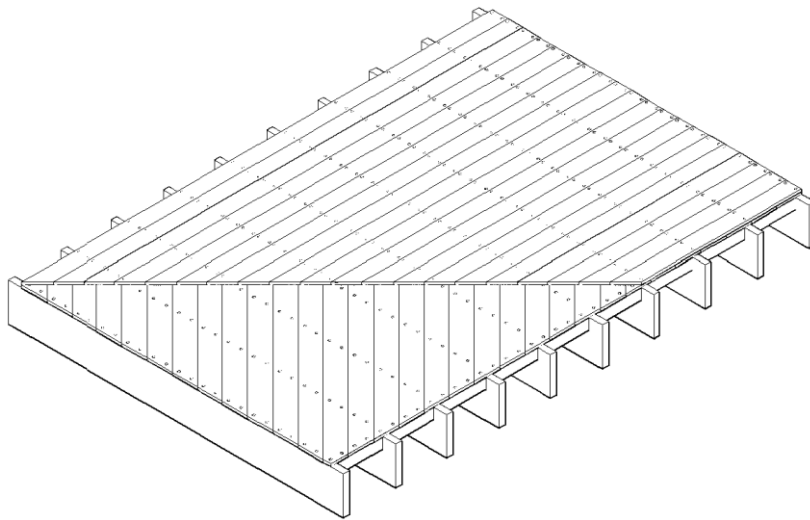


(β) Κάθετο σανίδωμα δύο στρώσεων

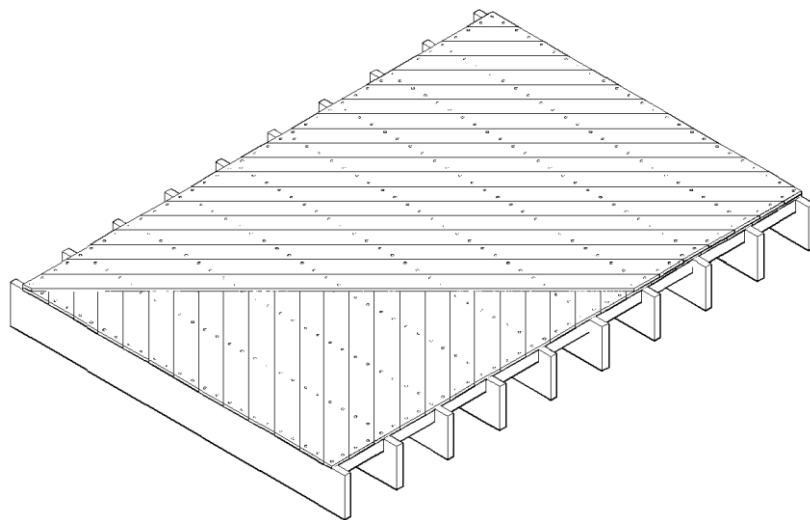
Σχήμα 1.6: Τύποι υφιστάμενων ξύλινων διαφραγμάτων κατά τον αμερικάνικο κανονισμό ASCE/SEI 41-06



(γ) Διαγώνιο σανίδωμα μίας στρώσης

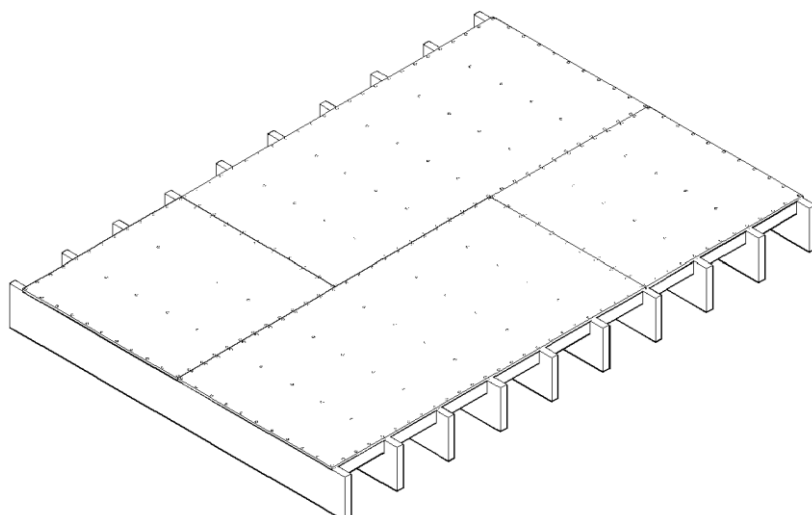


(δ) Διαγώνιο σανίδωμα μίας στρώσης με κάθετο σανίδωμα από πάνω



(ε) Διαγώνιο σανίδωμα δύο στρώσεων

Σχήμα 1.6: Συνέχεια



(στ) Πάτωμα από ξύλινα επιφανειακά στοιχεία  
Σχήμα 1.6: Συνέχεια

Για τους τύπους των παραπάνω διαφραγμάτων, ο αμερικάνικος κανονισμός [9] δίδει τυποποιημένες τιμές διατμητικής δυσκαμψίας,  $G_d$ , και αντοχής,  $R_n$  (Πίνακας 1.1).

Πίνακας 1.1: Τυποποιημένες τιμές διατμητικής δυσκαμψίας,  $G_d$  και αντοχής,  $R_n$ , για υφιστάμενα και ενισχυμένα διαφράγματα [9]

Τύπος Διαφράγματος		Διατμητική δυσκαμψία, $G_d$ (kN/m)	Αντοχή, $R_n$ (N/m)
Κάθετο σανίδωμα μιας στρώσης		350	1750
Κάθετο σανίδωμα δύο στρώσεων	Έγχωρδο	2600	8750
	Άχωρδο	1200	5850
Διαγώνιο σανίδωμα μίας στρώσης	Έγχωρδο	1400	8750
	Άχωρδο	700	6130
Διαγώνιο σανίδωμα με κάθετο σανίδωμα από πάνω	Έγχωρδο	3200	13100
	Άχωρδο	1600	9130
Διαγώνιο σανίδωμα διπλής στρώσης	Έγχωρδο	3200	13100
	Άχωρδο	1600	9130
Πάτωμα από ξύλινα επιφανειακά στοιχεία <sup>1</sup>	Μη πλαισιωμένο <sup>2</sup> , Έγχωρδο	1400	-
	Μη πλαισιωμένο, Άχωρδο	700	-
Επένδυση με ξύλινα επιφανειακά στοιχεία πάνω σε:	Μη πλαισιωμένο, Έγχωρδο	1600	6560
	Μη πλαισιωμένο, Άχωρδο	900	4370
	Πλαισιωμένο, Έγχωρδο	3200	-
	Πλαισιωμένο, Άχωρδο	1200	-
α. Κάθετο ή διαγώνιο σανίδωμα <sup>1</sup>			
β. Υφιστάμενο πάτωμα από ξύλινα επιφανειακά στοιχεία <sup>1</sup>			

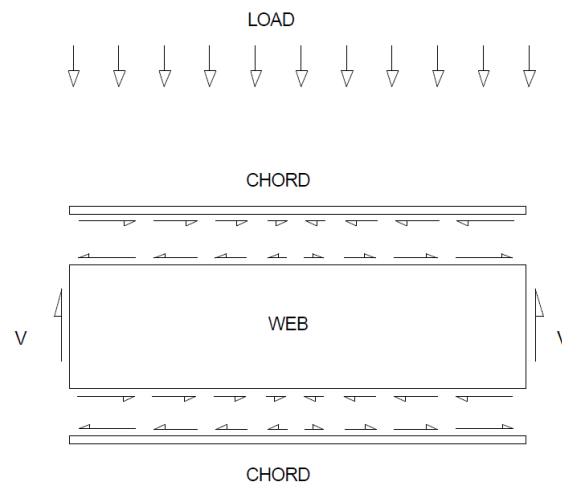
<sup>1</sup> Δεν δίδεται τυποποιημένη τιμή αντοχής,  $R_n$ .

<sup>2</sup> Πλαισιωμένο (blocked) χαρακτηρίζεται το διάφραγμα του οποίου τα ξύλινα επιφανειακά στοιχεία είναι συνδεδεμένα μεταξύ τους με δευτερεύοντα στοιχεία.

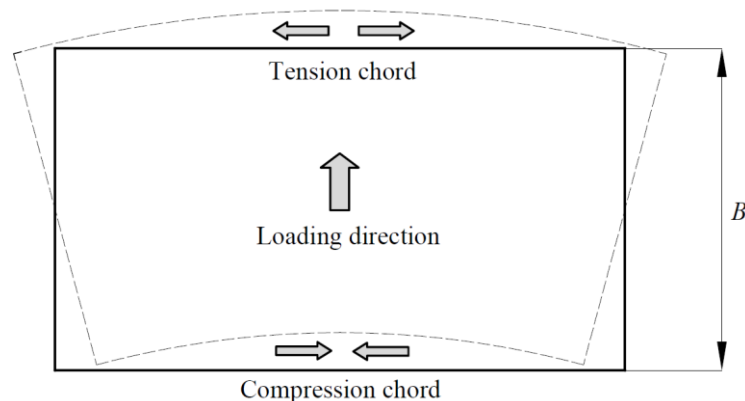
Η τελευταία σειρά του Πίνακα 1.1 αναφέρεται σε ενισχυμένα διαφράγματα για τα οποία γίνεται λόγος παρακάτω. Επίσης, εισάγονται οι όροι έγχορδο και άχορδο διάφραγμα οι οποίοι διευκρινίζονται και αυτοί παρακάτω.

### 1.4. Ενίσχυση διαφραγμάτων

Κατά τη σεισμική καταπόνηση ενός κτιρίου από άοπλη τοιχοποιία τα διαφράγματα συμπεριφέρονται ως καμπτόμενες δοκοί (Σχήμα 1.7). Συνεπώς, στις ακριανές πλευρές των διαφραγμάτων που είναι κάθετες στην πλευρική φόρτιση δημιουργούνται εφελκυστικές και θλιπτικές δυνάμεις λόγω της επίπεδης παραμόρφωσής τους (Σχήμα 1.8). Αυτές τις δυνάμεις καλούνται να τις παραλάβουν οι χορδές. Όταν τοποθετούνται χορδές περιμετρικά των διαφραγμάτων (έγχορδα διαφράγματα) οι μέγιστες παραμορφώσεις λόγω επίπεδης κάμψης των διαφραγμάτων μειώνονται και οι δυσκαμψίες τους είναι μεγαλύτερες από αυτές που θα είχαν τα διαφράγματα αν δεν υπήρχαν χορδές (άχορδα διαφράγματα) (Πίνακας 1.1). Ως χορδές μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ακριανές υφιστάμενες ξύλινες δοκοί όταν το διάφραγμα φορτίζεται κάθετα στις δοκούς, ενώ όταν φορτίζεται παράλληλα στις δοκούς, μπορούν να κατασκευαστούν χορδές τοποθετώντας μεταλλικές λάμες κάθετα στις δοκούς κατά μήκος των ακριανών πλευρών των διαφραγμάτων, οι οποίες θα καρφώνονται σε εγκάρσια ξύλινα στοιχεία που θα παρεμβάλλονται ανάμεσα στις δοκούς.



Σχήμα 1.7: Το διάφραγμα ως δοκός [11]



Σχήμα 1.8: Σχηματική απεικόνιση των χορδών [7]

Στον αμερικάνικο κανονισμό [9] αναφέρονται κάποιες πιθανές μέθοδοι ενίσχυσης ξύλινων διαφραγμάτων. Αυτές είναι:

Επένδυση από ξύλινα επιφανειακά στοιχεία πάνω σε υφιστάμενο κάθετο ή διαγώνιο σανίδωμα (Wood structural panel overlays on straight or diagonal sheathing): Τοποθετείται μία στρώση ξύλινων επιφανειακών στοιχείων σε υφιστάμενο πάτωμα κάθετου ή διαγώνιου σανιδώματος, η οποία θα πρέπει να καρφώνεται στις ξύλινες δοκούς (Σχήμα 1.9α). Η ήλωση πρέπει να παρέχεται κατά μήκος της περιμέτρου των επιφανειακών στοιχείων, αλλά και στα υπόλοιπα σημεία εντός της περιμέτρου τους.

Για τη δημιουργία ενός πιο δύσκαμπτου διαφράγματος, τα επιφανειακά στοιχεία καρφώνονται παράλληλα στο υφιστάμενο σανίδωμα. Σε αυτή την περίπτωση οι αποστάσεις μεταξύ των πλευρών των επιφανειακών στοιχείων πρέπει να είναι σε απόσταση από τις συνδέσεις του σανιδώματος έτσι ώστε οι νέοι ήλοι να ηλώνονται στο σανίδωμα χωρίς να σχιστεί.

Εναλλακτικά, τα επιφανειακά στοιχεία μπορούν να τοποθετηθούν υπό γωνία  $45^\circ$  στο υφιστάμενο σανίδωμα. Αν το υφιστάμενο σανίδωμα είναι διαγώνιο τότε τα νέα ξύλινα επιφανειακά στοιχεία τοποθετούνται κάθετα στις δοκούς και υπό γωνία  $45^\circ$  με το διαγώνιο σανίδωμα. Οι ήλοι θα πρέπει να καρφώνονται έτσι ώστε να υπάρχει επαρκής απόσταση από τις άκρες των σανίδων για να αποφευχθεί η απόσχιση τους. Κατά μήκος των πλευρών των επιφανειακών στοιχείων, οι ήλοι πρέπει να έχουν ένα επαρκές μήκος έτσι ώστε να μπορούν να καρφωθούν στον υποκείμενο ξύλινο σκελετό.

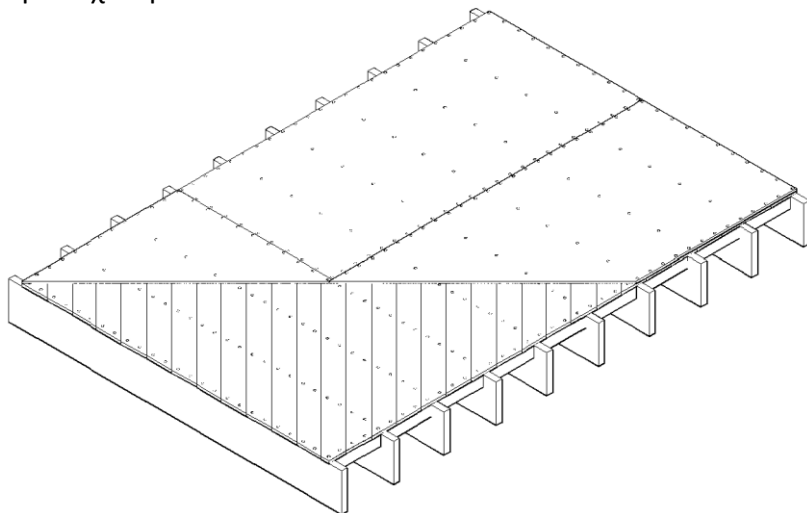
Επένδυση από ξύλινα επιφανειακά στοιχεία πάνω σε υφιστάμενο πάτωμα από ξύλινα επιφανειακά στοιχεία (Wood structural panel overlays on existing wood structural panels): Τοποθετείται μία στρώση ξύλινων επιφανειακών στοιχείων σε υφιστάμενο πάτωμα από ξύλινα επιφανειακά στοιχεία, η οποία θα πρέπει να τοποθετηθεί με τέτοιο τρόπο, ώστε οι συνδέσεις της άνω και κάτω στρώσης να απέχουν μεταξύ τους ή μπορεί να τοποθετηθεί έτσι ώστε να σχηματίζει γωνία  $45^\circ$  με τα υφιστάμενα επιφανειακά στοιχεία (Σχήμα 1.9β). Οι κανόνες που πρέπει να πληρούνται στην τοποθέτηση νέων επιφανειακών στοιχείων σε υφιστάμενο πάτωμα από ξύλινα επιφανειακά στοιχεία είναι ίδιοι με αυτούς που περιγράφονται παραπάνω για την ενίσχυση υφιστάμενου πατώματος με κάθετο ή διαγώνιο σανίδωμα.

Αύξηση της σύνδεσης (Increased attachment): Στην περίπτωση ενίσχυσης υφιστάμενου σανιδώματος αυξάνεται η ήλωση του υφιστάμενου σανιδώματος στον ξύλινο σκελετό των δοκών. Στην περίπτωση ενίσχυσης διαφράγματος από επιφανειακά στοιχεία, τα επιφανειακά στοιχεία συνδέονται μεταξύ τους, τοποθετώντας εγκάρσια δευτερεύοντα μέλη κατά μήκος των πλευρών τους.

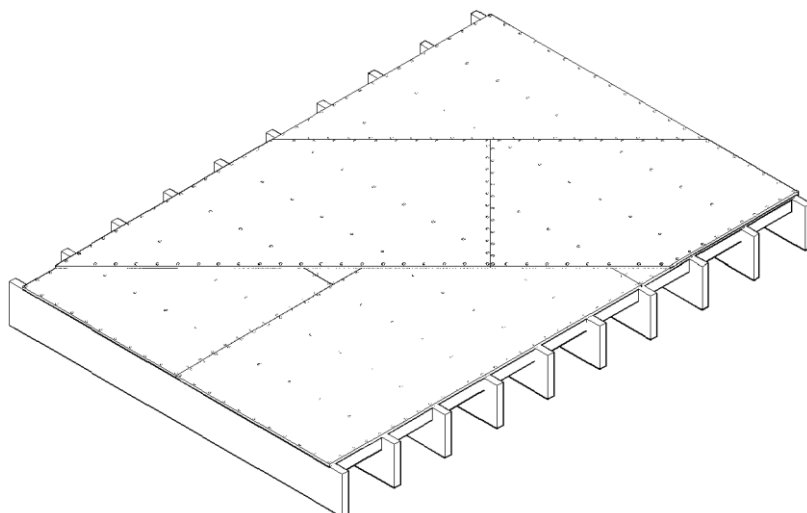
Η τεχνική αυτή ενίσχυσης σε πάτωμα με κάθετο σανίδωμα μίας στρώσης αυξάνει ελάχιστα την διατμητική δυσκαμψία. Σε πατώματα όμως με δύο στρώσεις κάθετου σανιδώματος που έχουν συνδεθεί με έναν ελάχιστο αριθμό ήλων στην άνω ή και στις δύο στρώσεις, η αύξηση της σύνδεσης μπορεί να αυξήσει σημαντικά την ικανότητα διάτμησης. Το ίδιο ισχύει και για τα πατώματα με μία ή δύο στρώσεις

διαγώνιου σανιδώματος και τα πατώματα με μία στρώση διαγώνιου σανιδώματος και μία στρώση κάθετου σανιδώματος από πάνω.

Σε μερικές περιπτώσεις πατωμάτων με ξύλινα επιφανειακά στοιχεία μπορεί να χρειάζεται αύξηση της σύνδεσης και εντός της περιμέτρου τους. Όταν όμως η διατμητική ικανότητα ή η δυσκαμψία του υφιστάμενου πατώματος είναι μεγαλύτερη από αυτή που θα προσέφερε μία αύξηση της σύνδεσης, τότε μπορεί να απαιτείται η τοποθέτηση μιας νέας στρώσης από πάνω για να υλοποιηθεί η απαιτούμενη ενίσχυση.



(α) Επένδυση από ξύλινα επιφανειακά στοιχεία πάνω σε υφιστάμενο διαγώνιο σανίδωμα, με διεύθυνση κάθετα στις δοκούς

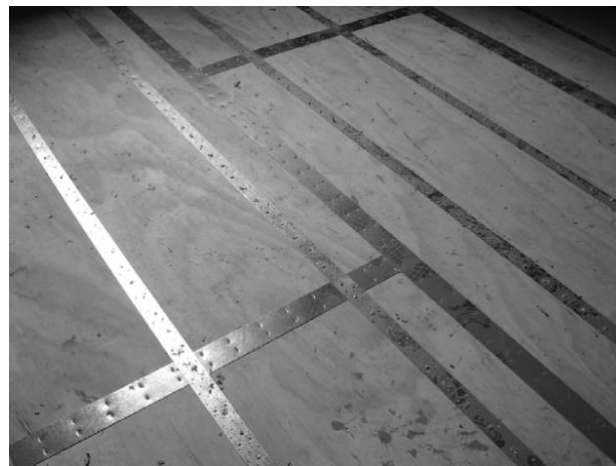


(β) Επένδυση από ξύλινα επιφανειακά στοιχεία πάνω σε υφιστάμενο πάτωμα από ξύλινα επιφανειακά στοιχεία υπό γωνία  $45^\circ$

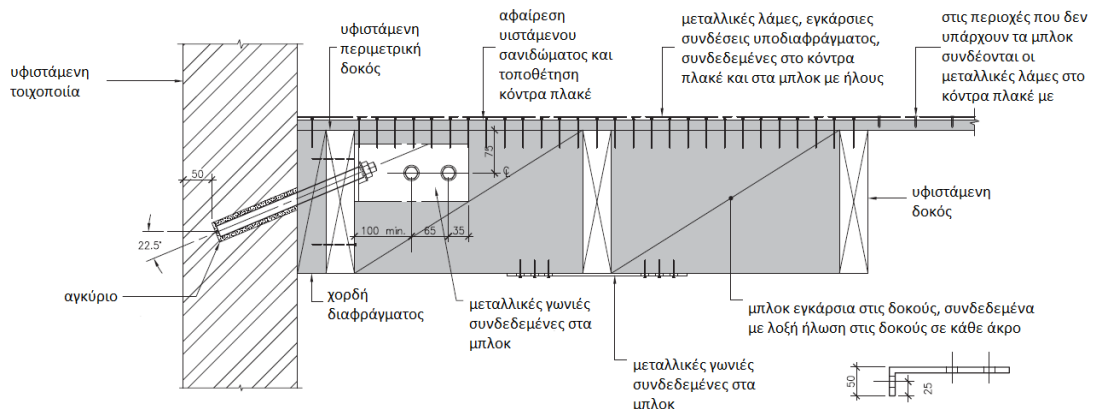
Σχήμα 1.9: Ενισχύσεις διαφραγμάτων κατά τον αμερικάνικο κανονισμό ASCE/SEI 41-06

Ο Oliver στο [8], παρουσιάζει έναν τρόπο ενίσχυσης υφιστάμενων διαφραγμάτων, με κόντρα πλακέ (επιφανειακά στοιχεία αντικολλητής ξυλείας) και μεταλλικές λάμες (δευτερεύοντα στοιχεία). Οι μεταλλικές λάμες καρφώνονται περιμετρικά των φύλλων κόντρα πλακέ με δίκαρφα, έτσι ώστε να συνδέονται μεταξύ τους τα φύλλα κόντρα πλακέ (Σχήμα 1.10). Με αυτό τον τρόπο αποφεύγεται η τοποθέτηση εγκάρσιων ξύλινων στοιχείων (μπλοκ) ανάμεσα στις δοκούς, μια διαδικασία που θα ήταν δύσκολη αν το υφιστάμενο διάφραγμα έπρεπε να παραμείνει.

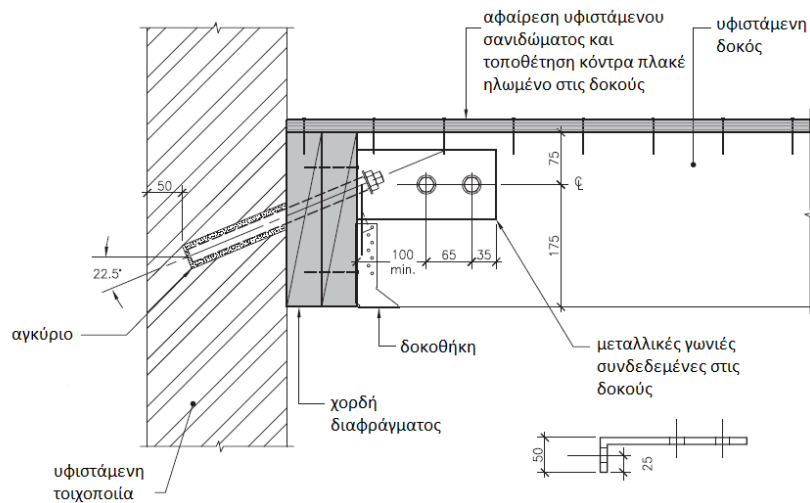
Εκτός από την αύξηση της δυσκαμψίας, μέσω μιας επιπλέον στρώσης ξύλινων επιφανειακών στοιχείων, αντικείμενο της ενίσχυσης του διαφράγματος πρέπει να αποτελεί η δημιουργία ενός αξιόπιστου συστήματος μεταφοράς δυνάμεων από τους εκτός-επιπέδου τοίχους στο διάφραγμα κι από το διάφραγμα στους εντός-επιπέδου τοίχους. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω κατάλληλων συνδέσεων του διαφράγματος με τους περιμετρικούς τοίχους (Σχήματα 1.11 και 1.12) και εγκάρσιων συνδέσεων μεταξύ των χορδών του διαφράγματος, που θα μεταφέρουν τις αδρανειακές δυνάμεις από τους εκτός-επιπέδου τοίχους στο διάφραγμα. Για τη μεταφορά των δυνάμεων από τους εκτός-επιπέδου τοίχους στις εγκάρσιες συνδέσεις του διαφράγματος μπορούν να τοποθετηθούν επιπλέον χορδές δημιουργώντας έτσι υποδιαφράγματα.



Σχήμα 1.10: Σύνδεση ξύλινων επιφανειακών στοιχείων με μεταλλικές λάμες [8]



Σχήμα 1.11: Τυπική σύνδεση τοίχου-διαφράγματος όταν οι δοκοί είναι παράλληλες στον τοίχο [8]



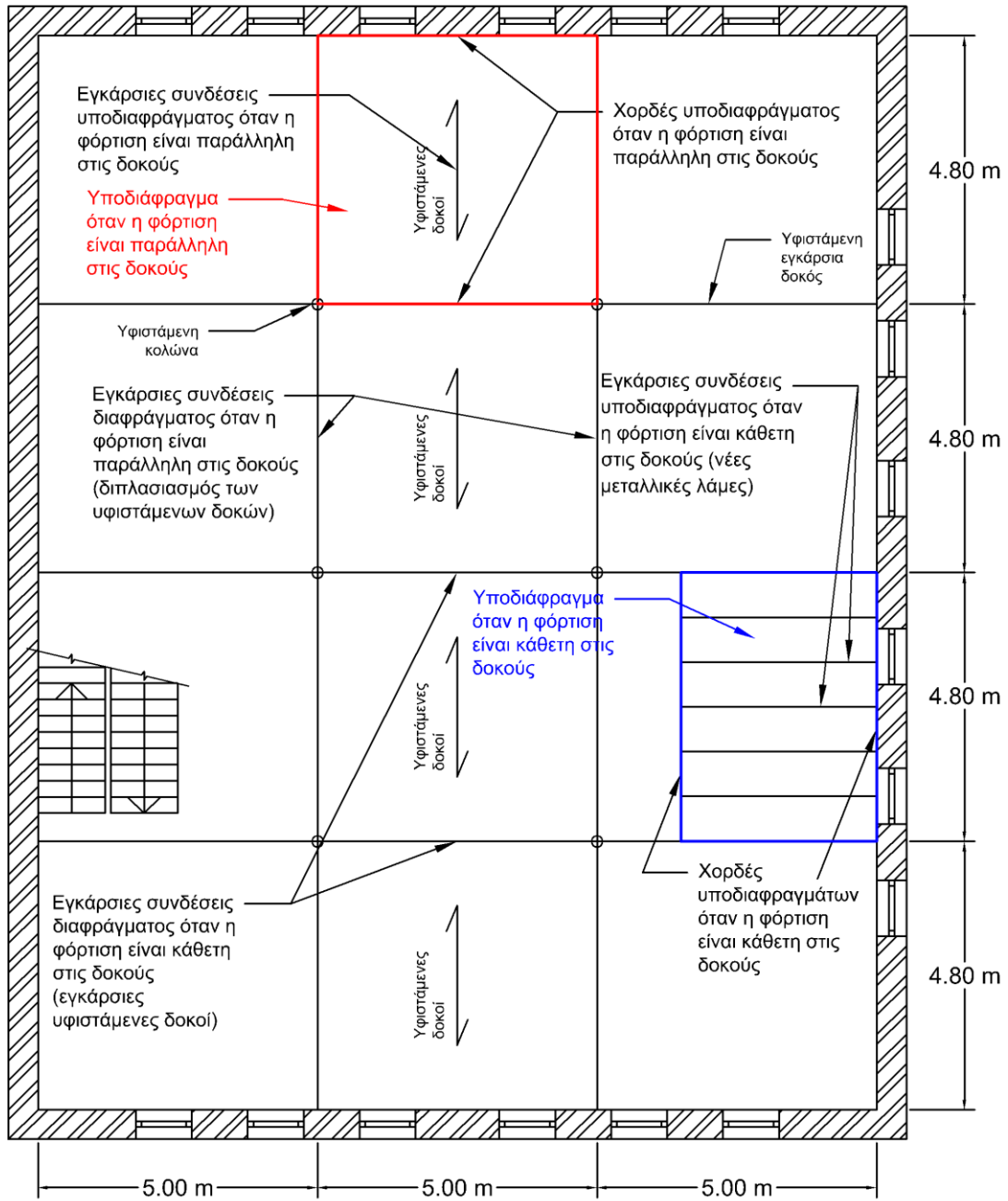
Σχήμα 1.12: Τυπική σύνδεση τοίχου-διαφράγματος όταν οι δοκοί είναι κάθετες στον τοίχο [8]

Στο σχεδιασμό ενίσχυσης με τη μέθοδο των υποδιαφραγμάτων το διάφραγμα διαιρείται στην περίμετρό του σε μικρότερα υπό-διαφράγματα. Τα υποδιαφράγματα εκτείνονται μεταξύ των εγκάρσιων συνδέσεων του διαφράγματος, οι οποίες παρέχονται περίπου ανά 4 - 5 m και έχουν άνω όριο λόγου αναλογίας μήκος προς πλάτος ίσο με 2,5.

Όταν η φόρτιση είναι κάθετη στις δοκούς τότε ως εγκάρσιες συνδέσεις του διαφράγματος, μεταξύ των χορδών, μπορούν να λειτουργήσουν οι εγκάρσιες δοκοί. Στην περίπτωση που δεν υπάρχουν εγκάρσιες δοκοί, μπορούν να δημιουργηθούν εγκάρσιες συνδέσεις με μεταλλικές λάμες που θα συνδέονται σε ξύλινα στοιχεία τοποθετημένα ανάμεσα στις δοκούς και κάθετα σε αυτές. Για τη δημιουργία των υποδιαφραγμάτων οι ξύλινες δοκοί μπορούν να λειτουργήσουν ως χορδές των υποδιαφραγμάτων. Το πλάτος των υποδιαφραγμάτων αυξάνεται έως ότου οι υφιστάμενες δοκοί επαρκούν για να παραλάβουν τις δυνάμεις των χορδών. Εναλλακτικά μπορεί να διπλασιασθούν οι δοκοί για να αυξηθεί η αντοχή τους. Για τη μεταφορά των δυνάμεων των συνδέσεων τοίχου-διαφράγματος στα υποδιαφράγματα μπορούν πάλι να κατασκευαστούν εγκάρσιες συνδέσεις χρησιμοποιώντας μεταλλικές λάμες καρφωμένες σε εγκάρσια ξύλινα μέλη τοποθετημένα ανάμεσα στις δοκούς (Σχήμα 1.11).

Όταν η φόρτιση είναι παράλληλη στις δοκούς τότε μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι υφιστάμενες ξύλινες δοκοί ως εγκάρσιες συνδέσεις των υποδιαφραγμάτων (Σχήμα 1.12). Επίσης, κάποιες υφιστάμενες ξύλινες δοκοί μπορούν διπλασιασθούν και να συνδεθούν κατάλληλα για να λειτουργήσουν ενιαία ως εγκάρσιες συνδέσεις του διαφράγματος. Τέλος, για τη δημιουργία των χορδών των υποδιαφραγμάτων μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι εγκάρσιες δοκοί ή μπορούν να τοποθετηθούν ξύλινα μέλη ανάμεσα στις υφιστάμενες ξύλινες δοκούς και κάθετα σε αυτές.





Σχήμα 1.13: Διαίρεση διαφράγματος σε υποδιαφράγματα στην περίμετρό του – παράδειγμα δύο υποδιαφραγμάτων για παράλληλη και κάθετη φόρτιση προς τις δοκούς



## 2. Αποτίμηση υφιστάμενων ξύλινων διαφραγμάτων

Τα ξύλινα πατώματα, λόγω της πλαστικής φύσης τους, δεν μπορούν να θεωρηθούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα, καθώς μία τέτοια υπόθεση θα οδηγούσε σε λανθασμένα αποτελέσματα κατανομής της σεισμικής δύναμης στο κτίριο. Στο νεοζηλανδικό κώδικα NZSEE [14] δίδεται μια απλοποιημένη μέθοδος ανάλυσης κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία, μέχρι έξι ορόφων, με ευπαραμόρφωτα διαφράγματα ενός ανοίγματος. Σε αυτή την απλοποιημένη μέθοδο θεωρείται πως κάθε διάφραγμα συμπεριφέρεται ως ένα στοιχείο που στηρίζεται στους εντός-επιπέδου τοίχους, αγνοώντας την επίπεδη στρέψη. Η μέθοδος βασίζεται στην απλοποιημένη προσέγγιση της ABK μεθόδου (ABK 1984), που περιγράφεται στο Κεφάλαιο 1.2. Παρακάτω παρουσιάζεται η απλοποιημένη μέθοδος ανάλυσης σύμφωνα με τον Oliver στο [8] που βασίζεται σε αμερικάνικες και νεοζηλανδικές διατάξεις.

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας, εξετάστηκε επιπλέον, αν μπορεί να αποτιμηθεί η σεισμική συμπεριφορά ενός υφιστάμενου ξύλινου διαφράγματος με τη μέθοδο ATC-40 γνωρίζοντας την καμπύλη ικανότητάς του. Σε επόμενο κεφάλαιο περιγράφεται ο τρόπος προσομοίωσης ενός ξύλινου διαφράγματος με κάθετο σανίδωμα μίας στρώσης, που προτάθηκε στα πλαίσια της διδακτορικής διατριβής του Wilson A. W. στο [7] για την εύρεση της καμπύλης ικανότητάς του.

### 2.1. Απλοποιημένη μέθοδος ανάλυσης ξύλινων διαφραγμάτων κατά Oliver

Τα βήματα της απλοποιημένης μεθόδου ανάλυσης που εφαρμόζεται στα ευπαραμόρφωτα διαφράγματα είναι:

**Βήμα 1:** Για κάθε άξονα του κτιρίου και σε κάθε επίπεδο υπολογίζεται η θεμελιώδης περίοδος των διαφραγμάτων.

**Βήμα 2:** Υπολογίζονται οι σεισμικές δυνάμεις για τα διαφράγματα χρησιμοποιώντας τις περιόδους που υπολογίστηκαν στο Βήμα 1 και τις κατάλληλες φασματικές επιταχύνσεις.

**Βήμα 3:** Ελέγχεται αν τα υφιστάμενα διαφράγματα έχουν επαρκή αντοχή και δυσκαμψία για να αντέξουν τις σεισμικές δυνάμεις. Αν τα διαφράγματα δεν πληρούν τους ελέγχους τότε ενισχύονται.

**Βήμα 4:** Υπολογίζονται οι σεισμικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στις συνδέσεις τοίχου-διαφράγματος.

**Βήμα 5:** Εκτιμώνται οι αντοχές των υφιστάμενων συνδέσεων τοίχου-διαφράγματος, παρέχονται επιπλέον αγκυρώσεις στους τοίχους και ενισχύονται οι συνδέσεις των υποδιαφραγμάτων όπου απαιτείται.

Παρακάτω περιγράφεται ο αναλυτικός υπολογισμός για τα τρία πρώτα βήματα αποτίμησης υφιστάμενων διαφραγμάτων σύμφωνα με τον Oliver [8].

### 2.1.1. Υπολογισμός θεμελιώδους περιόδου του διαφράγματος

Σύμφωνα με τους κανονισμούς FEMA 356, ASCE/SEI 41-06 και NZSEE ([12], [9], [14]), η θεμελιώδης περίοδος ταλάντωσης ευπαραμόρφωτου διαφράγματος,  $T_1$ , υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T_1 = \sqrt{3,07 \cdot \Delta_D} \quad (2.1)$$

όπου  $\Delta_D$  η μέγιστη επίπεδη παραμόρφωση του διαφράγματος από φόρτιση με το σεισμικό βάρος, σε m. Για αυτή την εξίσωση θεωρείται ότι το διάφραγμα συμπεριφέρεται ελαστικά.

Η μέγιστη παραμόρφωση διαφράγματος,  $\Delta_D$ , υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\Delta_D = \frac{W_D}{K_D} \quad (2.2)$$

όπου  $W_D$  είναι το σεισμικό βάρος και  $K_D$  η δυσκαμψία του διαφράγματος. Το σεισμικό βάρος αποτελείται από το βάρος που αναλογεί στους εκτός-επιπέδου τοίχους και το βάρος του διαφράγματος. Το βάρος των εντός-επιπέδου τοίχων δεν συμπεριλαμβάνεται σε αυτό.

Αξιοποιώντας τις τυποποιημένες τιμές της διατμητικής δυσκαμψίας,  $G_d$ , για τους διάφορους τύπους διαφραγμάτων που δίδει ο αμερικάνικος κανονισμός ASCE/SEI 41-06 (Πίνακας 1.1), η δυσκαμψία του διαφράγματος,  $K_D$ , προκύπτει από τη σχέση:

$$K_D = \frac{4 \cdot b \cdot G_d}{L} \quad (2.3)$$

όπου  $L$  είναι το μήκος του διαφράγματος και  $b$  είναι το πλάτος του διαφράγματος.

### 2.1.2. Υπολογισμός σεισμικής δύναμης διαφράγματος

Η σεισμική δύναμη του διαφράγματος,  $V_D$ , υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_D = C_1 \cdot C_3 \cdot C_d(T_1) \cdot W_D \quad (2.10)$$

όπου  $C_1$  είναι ο συντελεστής που συσχετίζει τις αναμενόμενες ανελαστικές μετακινήσεις με τις μετακινήσεις που υπολογίζονται από γραμμική ελαστική ανάλυση και ισούται με 1,5 για  $T_1 < 0,10$  s και με 1,0 για  $T_1 > T_c$  (για ενδιάμεσες τιμές του  $T_1$  μπορεί να γίνει γραμμική παρεμβολή),  $C_3$  είναι ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως, οποίος λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα για κτίρια από τοιχοποιία,  $C_d(T_1)$  είναι ο οριζόντιος συντελεστής σχεδιασμού που υπολογίζεται σύμφωνα με το NZS 1170.5:2004 [15] και  $W_D$  είναι η δρώσα σεισμική μάζα.

Ο οριζόντιος συντελεστής σχεδιασμού υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη τον δείκτη πλαστιμότητας των ξύλινων διαφραγμάτων. Ο νεοζηλανδικός κανονισμός NZS 3603:1993 [13] δίδει για τα ξύλινα διαφράγματα μια προτεινόμενη τιμή πλαστιμότητας  $\mu=4$ . Αντίστοιχα, ο αμερικάνικος κανονισμός ASCE/SEI 41-06 δίδει για τον εκάστοτε τύπο υφιστάμενων διαφραγμάτων έναν πίνακα με δείκτες πλαστιμότητας  $m$ . Οι τιμές αυτές των δεικτών πλαστιμότητας που αντιστοιχούν στο όριο προστασίας ζωής, δίδονται στον Πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1: Δείκτες πλαστιμότητας  $m$  για υφιστάμενα διαφράγματα [9]

Τύπος διαφράγματος		Λόγος αναλογίας, Μήκος/Πλάτος Διαφράγματος (L/b)	Δείκτης πλαστιμότητας $m$
Κάθετο σανίδωμα μίας στρώσης	Έγχορδο	$L/b \leq 3$	2,0
	Άχορδο	$L/b \leq 3$	1,5
Κάθετο σανίδωμα δύο στρώσεων	Έγχορδο	$L/b \leq 3$	2,0
	Άχορδο	$L/b \leq 3$	1,5
Διαγώνιο σανίδωμα μίας στρώσης	Έγχορδο	$L/b \leq 3$	2,0
	Άχορδο	$L/b \leq 3$	1,5
Διαγώνιο σανίδωμα δύο στρώσεων	Έγχορδο	$L/b \leq 3.5$	2,5
	Άχορδο	$L/b \leq 3.5$	2,0
Κάθετο σανίδωμα πάνω σε διαγώνιο σανίδωμα	Έγχορδο	$L/b \leq 3$	2,5
	Άχορδο	$L/b \leq 3$	2,0
Πάτωμα από ξύλινα επιφανειακά στοιχεία	Πλαισιωμένο <sup>2</sup> , Έγχορδο <sup>2</sup>	$L/b \leq 3$	3,0
		$L/b=4$	2,5
	Μη πλαισιωμένο, Έγχορδο <sup>2</sup>	$L/b \leq 3$	2,5
		$L/b=4$	2,0
	Πλαισιωμένο, Άχορδο <sup>2</sup>	$L/b \leq 2.5$	2,5
		$L/b=3.5$	2,0
	Μη πλαισιωμένο, Άχορδο <sup>2</sup>	$L/b \leq 2.5$	2,0
		$L/b=3.5$	1,5
Επένδυση με ξύλινα επιφανειακά στοιχεία πάνω σε σανίδωμα	Έγχορδο <sup>2</sup>	$L/b \leq 3$	2,5
		$L/b=4$	2,0
Επένδυση με ξύλινα επιφανειακά στοιχεία πάνω σε σανίδωμα	Άχορδο <sup>2</sup>	$L/b \leq 2.5$	2,0
		$L/b=3.5$	1,5

<sup>1</sup>Πλαισιωμένο (blocked) χαρακτηρίζεται το διάφραγμα του οποίου τα ξύλινα επιφανειακά στοιχεία είναι συνδεδεμένα μεταξύ τους με δευτερεύοντα στοιχεία.

<sup>2</sup>Για ενδιάμεσες τιμές του λόγου αναλογίας, μήκος προς πλάτος, (L/b) επιτρέπεται η γραμμική παρεμβολή.

### 2.1.3. Έλεγχος επάρκειας υφιστάμενων διαφραγμάτων

Η επάρκεια των διαφραγμάτων ελέγχεται σε όρους παραμορφώσεων και σε όρους αντοχής.

#### Έλεγχος παραμορφώσεων:

Οι μέγιστες παραμορφώσεις μπορούν να υπολογιστούν από την Εξίσωση (2.2) αντικαθιστώντας τα σεισμικά βάρη με τις σεισμικές δυνάμεις των διαφραγμάτων και πολλαπλασιάζοντας με την πλαστιμότητα του διαφράγματος,  $m$ . Επίσης, στην περίπτωση που έχει υπολογιστεί η καμπύλη ικανότητας του διαφράγματος μπορεί εύκολα να βρεθεί μέσω αυτής η μέγιστη παραμόρφωση για την αντίστοιχη σεισμική φόρτιση. Σε επόμενο κεφάλαιο περιγράφεται ο τρόπος προσομοίωσης ενός διαφράγματος για την εύρεση της καμπύλης ικανότητάς του.

Ο νεοζηλανδικός κώδικας NZSEE [14], θέτει ένα άνω όριο για τις μέγιστες παραμορφώσεις των διαφραγμάτων έτσι ώστε να μπορεί να εφαρμοστεί η απλοποιημένη μέθοδος ανάλυσης διαφραγμάτων. Το όριο αυτό είναι ίσο με 150 mm. Ο Oliver στο [8] προτείνει ένα επιπρόσθετο άνω όριο, το οποίο ισούται με το μισό του πάχους των στηριζόμενων εκτός-επιπέδου τοίχων. Συνεπώς ο έλεγχος παραμορφώσεων περιγράφεται από την ανίσωση:

$$\Delta_D \leq \min \left\{ 150mm; \frac{t_w}{2} \right\} \quad (2.13)$$

όπου  $t_w$  το πάχος του στηριζόμενου εκτός-επιπέδου τοίχου σε mm. Όταν ο παραπάνω έλεγχος δεν πληρείται τότε το διάφραγμα πρέπει να ενισχυθεί.

#### Έλεγχος αντοχής:

Σύμφωνα με τους κανονισμούς FEMA 356, ASCE/SEI 41-06 και NZSEE ([12], [9], [14]), οι απαιτήσεις των διαφραγμάτων πρέπει να βασίζονται στην πιθανή κατανομή των οριζοντίων δυνάμεων, η οποία για ευπαραμόρφωτα διαφράγματα απεικονίζεται με τη μορφή του Σχήματος 2.1 και ορίζεται από τη σχέση:

$$f_d = \frac{1,5 \cdot V_D}{L} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{2 \cdot x}{L} \right)^2 \right] \quad (2.14)$$

όπου  $f_d$  είναι η σεισμική δύναμη ανά μέτρο σε kN/m,  $x$  είναι η απόσταση από το κέντρο του διαφράγματος σε m και  $L$  είναι το μήκος του διαφράγματος σε m.

Από την Εξίσωση (2.14) προκύπτουν οι κατανομές της διατμητικής δύναμης,  $V$  και της καμπτικής ροπής,  $M$ , κατά μήκος του διαφράγματος και περιγράφονται από τις παρακάτω σχέσεις αντίστοιχα:

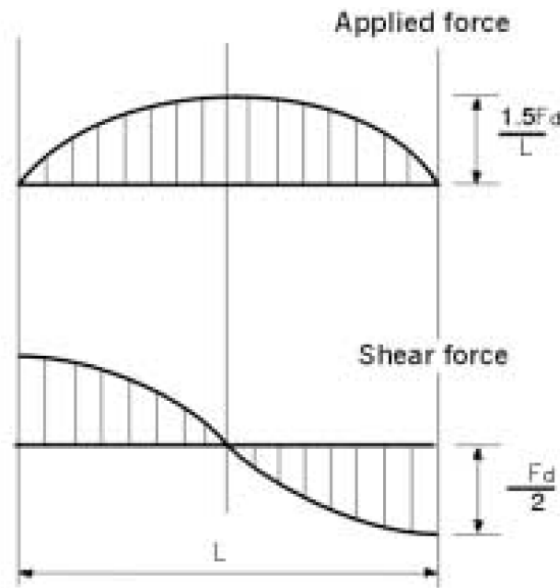
$$V = \frac{V_D \cdot x}{L} \cdot \left( \frac{3}{2} - \frac{2 \cdot x^2}{L^2} \right) \quad (2.15)$$

$$M = \frac{3 \cdot V_D \cdot x^2}{4 \cdot L} - \frac{V_D \cdot x^4}{2 \cdot L^3} - \frac{5 \cdot V_D \cdot L}{32} \quad (2.16)$$

Επομένως, η μέγιστη διατμητική δύναμη,  $V_{\max}$  και η μέγιστη καμπτική ροπή,  $M_{\max}$ , σχεδιασμού δίδονται από τις παρακάτω σχέσεις αντίστοιχα:

$$V_{\max} = \frac{V_D}{2} \quad (2.17)$$

$$M_{\max} = \frac{5 \cdot V_D \cdot L}{32} \quad (2.18)$$



Σχήμα 2.1: Συνιστώμενη κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων για την ανάλυση ευπαραμόρφωτων διαφραγμάτων [12], [9]

Για τον υπολογισμό της υφιστάμενης αντοχής των διαφραγμάτων μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι τυποποιημένες τιμές αντοχής,  $R_n$ , του Πίνακα 1.1 από τον αμερικάνικο κανονισμό ASCE/SEI 41-06 [9]. Η αντοχή των διαφραγμάτων μπορεί να βρεθεί κι από το αντίστοιχο παράρτημα του νεοζηλανδικού κανονισμού NZSEE [14], στο οποίο δίδεται για κάθε τύπο διαφράγματος η εξίσωση υπολογισμού της αντοχής. Για το συνηθέστερο τύπο υφιστάμενων διαφραγμάτων, δηλαδή τα διαφράγματα με κάθετο σανίδωμα μίας στρώσης, η αντοχή ανά μέτρο υπολογίζεται από τη σχέση:

$$R_n = \frac{F_{v,Rd} \cdot s}{l \cdot b_s} \quad (2.19)$$

όπου  $l$  είναι η απόσταση μεταξύ των δοκών,  $b_s$  το πλάτος των σανίδων,  $s$  η απόσταση μεταξύ των συνδέσμων σε κάθε σανίδα και  $F_{v,Rd}$  η μέση τιμή της φέρουσας ικανότητας του συνδέσμου. Ο αναλυτικός υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας διαφόρων τύπων συνδέσμων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 5, παρουσιάζεται στο Παράρτημα Α.

Συνεπώς, για να ελεγχθεί αν η υφιστάμενη αντοχή επαρκεί εφαρμόζεται η σχέση:

$$\frac{V_{\max}}{b} \leq R_n \quad (2.20)$$

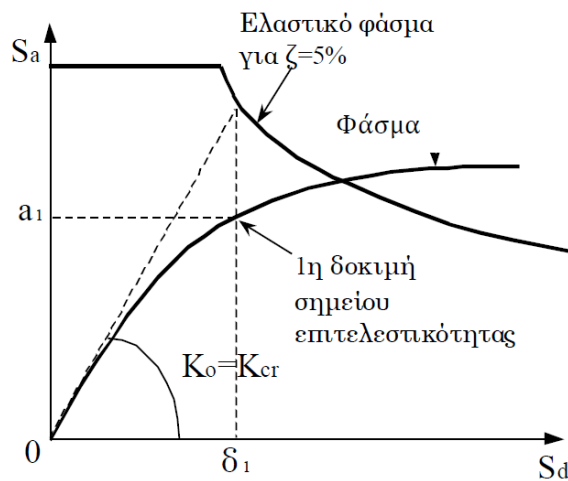
Όταν ο παραπάνω έλεγχος δεν πληρείται, τότε το διάφραγμα χρειάζεται ενίσχυση.

## 2.2. Αποτίμηση ξύλινου διαφράγματος με τη μέθοδο ATC-40

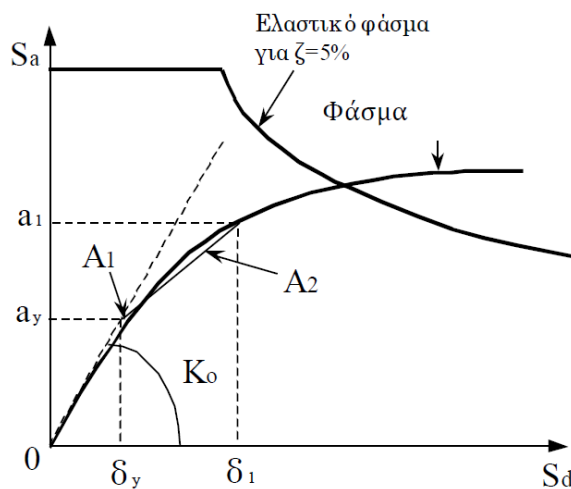
Γνωρίζοντας ότι τα ξύλινα διαφράγματα συμπεριφέρονται ως προσαρτήματα σε ένα κτίριο από άοπλη τοιχοποιία, μπορούμε να τα αντιμετωπίσουμε ως μονοβάθμιους ταλαντωτές που στηρίζονται στη στάθμη του αντίστοιχου ορόφου. Επίσης, λόγω της κρατυνόμενης συμπεριφοράς των συνδέσμων, τα ξύλινα διαφράγματα παρουσιάζουν και αυτά με τη σειρά τους, μία κρατυνόμενη

συμπεριφορά όταν υποβάλλονται σε μία πλευρική φόρτιση. Επομένως, η μέθοδος που επιλέγεται για την αποτίμηση ξύλινων διαφραγμάτων είναι η μέθοδος ATC-40. Για την εφαρμογή αυτής της μεθόδου πρέπει να είναι γνωστό το φάσμα απόκρισης του κτιρίου στη στάθμη που βρίσκεται το διάφραγμα και η καμπύλη ικανότητας του διαφράγματος. Σε επόμενο κεφάλαιο περιγράφεται αναλυτικά η εύρεση της καμπύλης ικανότητας ξύλινου διαφράγματος, εφαρμόζοντας μη-γραμμική στατική ανάλυση (ανάλυση pushover) στο αντίστοιχο αριθμητικό προσομοίωμα, που κατασκευάστηκε με τη χρήση του προγράμματος SAP2000.

Η μέθοδος ATC-40 βασίζεται σε μια επαναληπτική διαδικασία εύρεσης του ζητούμενου σημείου επιτελεστικότητας της κατασκευής, στην προκειμένη περίπτωση δηλαδή το σημείο επιτελεστικότητας του διαφράγματος. Η πρώτη δοκιμή εύρεσης αυτού του σημείου γίνεται με τον υπολογισμό της μετακίνησης,  $\delta_1$ , που αντιστοιχεί στην τέμνουσα δυσκαμψία,  $K_o$ , του θεωρητικού σημείου διαρροής από το ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση  $\zeta=5\%$  (Σχήμα 2.2). Στη συνέχεια διγραμμικοποιείται η καμπύλη ικανότητας ή το αντίστοιχο φάσμα ικανότητας φέρνοντας μια ευθεία από το πρώτο σημείο δοκιμής, έτσι ώστε τα εμβαδά  $A_1$  και  $A_2$  να είναι περίπου ίσα και ορίζοντας το σημείο τομής με την ευθεία που αντιστοιχεί στην αρχική δυσκαμψία (Σχήμα 2.3). Το σημείο αυτό αντιστοιχεί στη διαρροή σύμφωνα με τη διγραμμική καμπύλη συμπεριφοράς.



Σχήμα 2.2: Εύρεση πρώτου σημείου δοκιμών [2]



Σχήμα 2.3: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας [2]



Έχοντας διγραμμοκοποιήσει την καμπύλη ή το αντίστοιχο φάσμα ικανότητας η ενεργός απόσβεση μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$\zeta_{eff} (\%) = 5 + \frac{63,7 \cdot \kappa \cdot (a_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot a_1)}{a_1 \cdot \delta_1} \quad (2.21)$$

όπου  $a_y$  η επιτάχυνση διαρροής,  $a_1$  η επιτάχυνση που αντιστοιχεί στο σημείο επιτελεστικότητας,  $\delta_y$  η μετακίνηση διαρροής και  $\kappa$  είναι ένας διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την ποιότητα της κατασκευής σε συνδυασμό με την αναμενόμενη σεισμική διέγερση και λαμβάνεται ίσος με 0,33 για φτωχές αντισεισμικά κατασκευές (κτίρια από άοπλη τοιχοποιία).

Στη συνέχεια υπολογίζεται το ελαστικό φάσμα που αντιστοιχεί σε απόσβεση  $\zeta = \zeta_{eff}$  με πολλαπλασιασμό των τιμών του φάσματος για  $\zeta = 5\%$  με τους συντελεστές  $SR_A$  και  $SR_V$  (Σχήμα 2.4):

$$SR_A = \frac{1}{B_s} = \frac{3,21 - 0,68 \cdot \ln \zeta_{eff}}{2,12} \geq SR_{A,min} \quad (2.22)$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2,31 - 0,41 \cdot \ln \zeta_{eff}}{1,65} \geq SR_{V,min} \quad (2.23)$$

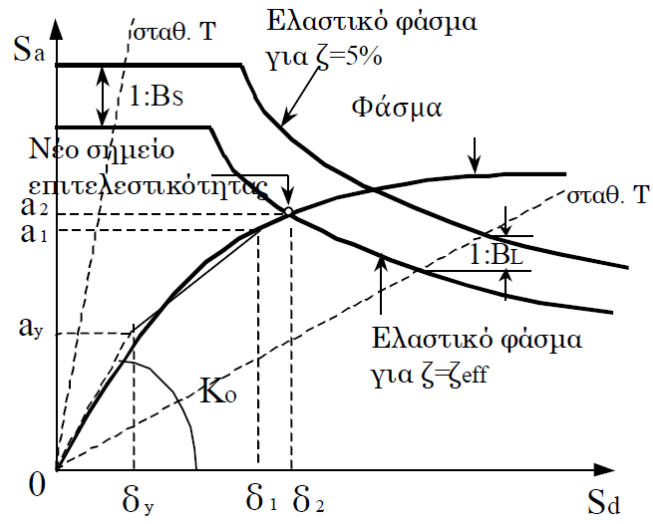
όπου  $SR_{A,min}$  και  $SR_{V,min}$  είναι ελάχιστοι μειωτικοί συντελεστές οι οποίοι για αντισεισμικά φτωχές κατασκευές είναι ίσοι με τις τιμές 0,56 και 0,67 αντίστοιχα.

Το σημείο τομής μεταξύ του φάσματος σχεδιασμού για  $\zeta = \zeta_{eff}$  και του φάσματος ικανότητας ορίζει το νέο σημείο επιτελεστικότητας (Σχήμα 2.4). Η μετακίνηση  $\delta_2$  στην οποία αντιστοιχεί το νέο σημείο επιτελεστικότητας πρέπει να ελέγχεται αν συγκλίνει με το προηγούμενο μέσω της σχέσης:

$$0,95 \cdot \delta_1 < \delta_2 < 1,05 \cdot \delta_1 \quad (2.24)$$

Εάν ο παραπάνω έλεγχος πληρείται τότε η διαδικασία σταματάει και η στοχευόμενη μετακίνηση, δηλαδή η μέγιστη μετακίνηση που φτάνει το διάφραγμα, είναι ίση με την τιμή της μετακίνησης  $\delta_2$ . Στην περίπτωση όμως που ο έλεγχος δεν πληρείται, επαναλαμβάνεται η διαδικασία από τη διγραμμοκοποίηση της καμπύλης για το νέο σημείο επιτελεστικότητας που αντιστοιχεί σε μετακίνηση  $\delta_1 = \delta_2$ , έως ότου επιτευχθεί η σύγκλιση.

Τέλος, γνωρίζοντας τη μέγιστη μετακίνηση που θα φτάσει το διάφραγμα και την αντίστοιχη αντοχή που απαιτεί ο σεισμός γίνονται οι έλεγχοι που περιγράφηκαν παραπάνω (Κεφάλαιο 2.1.3), για την εύρεση της επάρκειας ή μη του υφιστάμενου διαφράγματος.



Σχήμα 2.4: Κατασκευή ελαστικού φάσματος απόκρισης για  $\zeta=\zeta_{\text{eff}}$  και εύρεση νέου σημείου επιτελεστικότητας [2]

### 3. Μελέτη ξύλινου διαφράγματος

Ο εξεταζόμενος φορέας είναι ένα ξύλινο πάτωμα το οποίο κατασκευάστηκε στα πλαίσια πειραμάτων που έγιναν για τη διδακτορική διατριβή του Wilson A. W., 'Seismic assessment of timber floor diaphragms in unreinforced masonry buildings' [7]. Σημειώνεται ότι για τη σωστή διερεύνηση της απόκρισης του ξύλινου πατώματος σε μία παράλληλη και σε μία κάθετη στις δοκούς φόρτιση κατασκευάστηκαν δύο πατώματα. Αυτά με τη σειρά τους υποβλήθηκαν σε μία ψευδοστατική φόρτιση για την εύρεση της καμπύλης ικανότητάς τους.

#### 3.1. Περιγραφή του φορέα

Το υπό μελέτη ξύλινο πάτωμα έχει κάθετο σανίδωμα μίας στρώσης και διαστάσεις 10,400 m × 5,535 m. Αποτελείται από σανίδες διατομής 135 mm × 18 mm συνδεδεμένες σε δοκούς διατομής 45 mm × 290 mm. Οι δοκοί εκτείνονται παράλληλα στη διεύθυνση 5,535 m του πατώματος και η μεταξύ τους απόσταση είναι 400 mm. Οι σανίδες εκτείνονται κάθετα στις δοκούς παράλληλα στη διεύθυνση 10,400 m του πατώματος. Στις θέσεις των δοκών οι σανίδες συνδέονται με δύο ήλους διαμέτρου 3,15 mm και μήκους 75 mm σε απόσταση 95 mm.

Το πάτωμα που φορτίστηκε παράλληλα στις δοκούς έχει σε δύο ενδιάμεσες θέσεις χιαστί διατομής 45 mm × 75 mm για την αποφυγή πλευρικού λυγισμού των δοκών. Η κάτοψη του πατώματος απεικονίζεται στο Σχήμα 3.1.

Το πάτωμα που φορτίστηκε κάθετα στις δοκούς έχει στις δύο θέσεις που εφαρμόστηκαν οι δυνάμεις μία σειρά από ξύλινα μπλοκ διατομής 45 mm × 290 mm για την αποτελεσματική μεταφορά των δυνάμεων στο πάτωμα. Η κάτοψη του πατώματος απεικονίζεται στο Σχήμα 3.2.

Σημειώνεται ότι οι θέσεις επιβολής των δυνάμεων ήταν τέτοιες έτσι ώστε να προσομοιώνεται η παραβολική κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων από τους εκτός-επιπέδου τοίχους, η οποία περιγράφεται από την Εξίσωση (2.13).

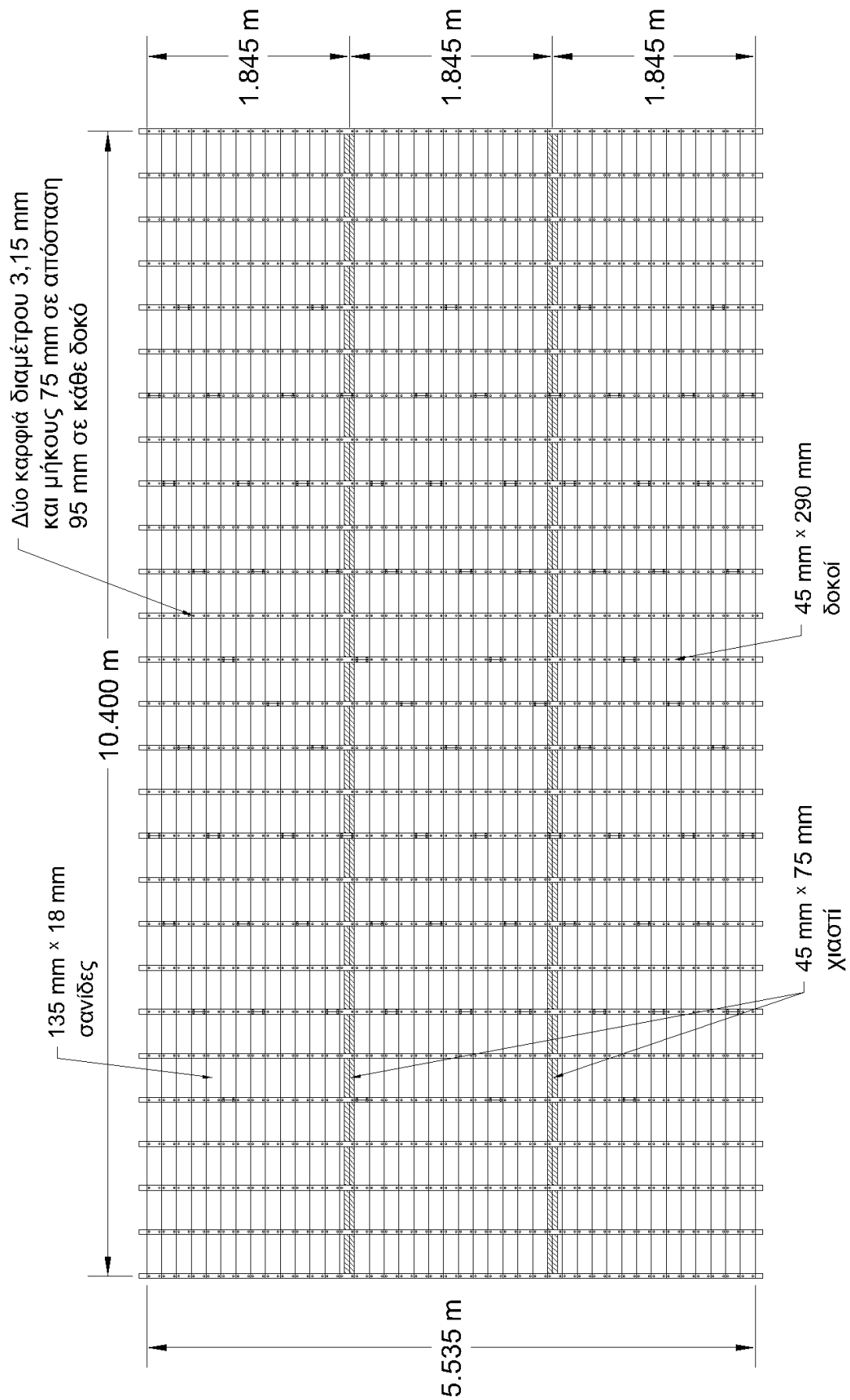
#### 3.2. Αριθμητική προσομοίωση του φορέα

##### 3.2.1. Προσομοίωση των γεωμετρικών στοιχείων

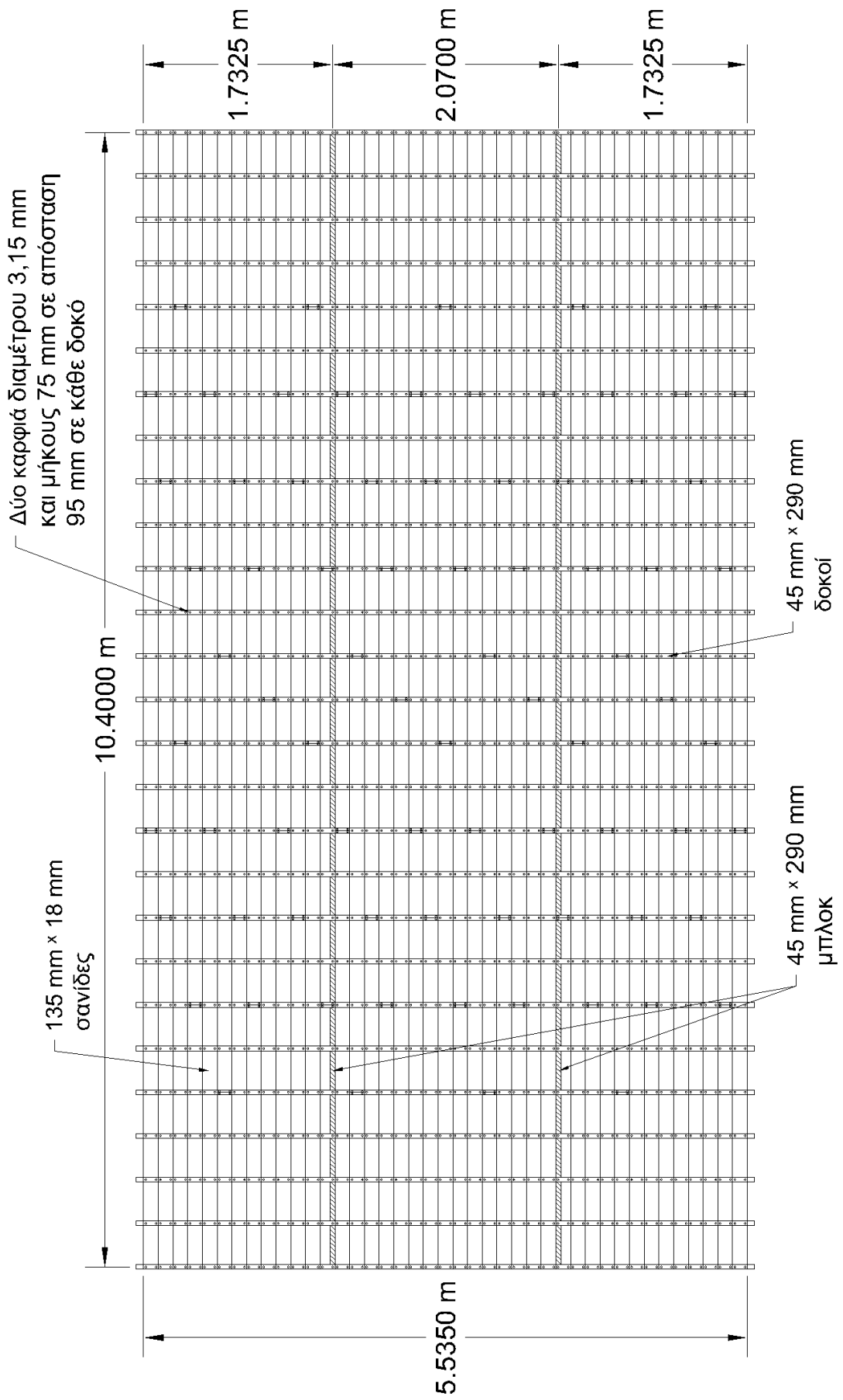
Η προσομοίωση του φορέα έγινε με τη χρήση του προγράμματος SAP2000. Για τη σωστή προσομοίωση της απόκρισης του πατώματος και στις δύο διευθύνσεις φόρτισης, παράλληλα και κάθετα στις δοκούς, έγιναν δύο προσομοιώματα.

Η προσομοίωση του φορέα έγινε σύμφωνα με τον τρόπο που προτάθηκε από τον Wilson A. W. στο [7] βάσει των παρακάτω παραδοχών: 1) η ανελαστική συμπεριφορά του διαφράγματος οφείλεται αποκλειστικά στους συνδέσμους, 2) όλα τα ξύλινα μέλη παραμένουν γραμμικώς-ελαστικά και 3) η τριβή μεταξύ των ξύλινων μελών είναι αμελητέα.

Η προσομοίωση των δοκών έγινε με ελαστικά ραβδωτά στοιχεία στις θέσεις των κεντροβαρικών αξόνων τους, προσδίδοντας τους την κατάλληλη διατομή, ειδικό βάρος  $\gamma=5,1 \text{ kN/m}^3$  και μέτρο ελαστικότητας  $E=8 \text{ GPa}$ .



Σχήμα 3.1: Κάτοψη πατώματος για την παράλληλη στις δοκούς φόρτιση



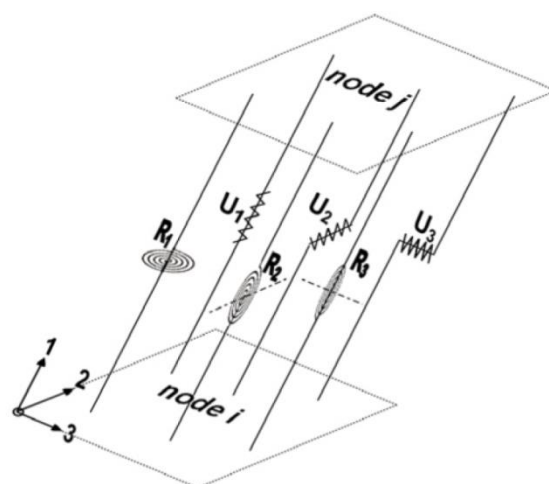
Σχήμα 3.2: Κάτοψη πατώματος για την κάθετη στις δοκούς φόρτιση

Αντίστοιχα με τις δοκούς προσομοιώθηκαν και οι σανίδες με ελαστικά ραβδωτά στοιχεία με την αντίστοιχη διατομή και με ειδικό βάρος  $\gamma=4,8 \text{ kN/m}^3$  και μέτρο ελαστικότητας  $E=10 \text{ GPa}$ . Στα σημεία ασυνέχειας των σανίδων, απελευθερώνόταν κάθε φορά το ένα ραβδωτό στοιχείο σανίδας από τη μεταφορά ροπής και στρέψης, ενώ το άλλο τη διατηρούσε για να μπορεί να συνδέεται με το ζεύγος των συνδέσμων, καθώς για την απλοποίηση του προσομοιώματος σχεδιάστηκαν μόνο ένα ζεύγος σε κάθε διασταύρωση σανίδας-δοκού.

Τα χιαστί ανάμεσα στις δοκούς παρόλο που μπορεί να μην συμβάλλουν σημαντικά στην απόκριση του διαφράγματος όταν αυτό φορτίζεται παράλληλα στις δοκούς, μπορούν να διανέμουν ως ένα βαθμό τις δυνάμεις όταν αυτό φορτίζεται κάθετα στις δοκούς, και γι' αυτό το λόγο απαιτείται η προσομοίωσή τους. Κάθε ζεύγος χιαστί προσομοιώθηκε με ένα ελαστικό ραβδωτό στοιχείο, αρθρωμένο στα άκρα, ίσης διατομής με ένα μέλος των χιαστί, στην κατάλληλη θέση κάθε φορά του κεντροβαρικού άξονα ανάμεσα στις δοκούς. Το ειδικό βάρος που δόθηκε ήταν  $\gamma=5,1 \text{ kN/m}^3$  και το μέτρο ελαστικότητας  $E=8 \text{ GPa}$ .

Για την προσομοίωση των συνδέσεων σανίδας-δοκού χρειάστηκαν να σχεδιαστούν επιπλέον ελαστικά ραβδωτά στοιχεία τα οποία προσομοίωναν το πλάτος των σανίδων για τη σωστή τοποθέτηση των συνδέσμων στην κατάλληλη απόσταση μεταξύ τους. Τα στοιχεία αυτά θεωρήθηκαν απείρου δυσκαμψίας, καθώς η διατμητική παραμόρφωση μεταξύ των συνδέσμων είναι αμελητέα σε σχέση με την ολίσθηση των συνδέσμων και δόθηκε σε αυτά μέτρο ελαστικότητας ίσο με χίλιες φορές το μέτρο ελαστικότητας των σανίδων. Για την απλοποίηση της προσομοίωσης, τα στοιχεία αυτά σχεδιάστηκαν με διατομή ίση με αυτήν των σανίδων. Επίσης, έχοντας συνυπολογίσει το βάρος της σανίδας στο αντίστοιχο ραβδωτό στοιχείο, δόθηκε στα στοιχεία αυτά μηδενικό ειδικό βάρος.

Η προσομοίωση των συνδέσμων έγινε με μη-γραμμικά στοιχεία σύζευξης δύο κόμβων. Τα στοιχεία αυτά έχουν έξι βαθμούς ελευθερίας, τρεις μετακινησιακούς ( $U_1$ ,  $U_2$  και  $U_3$ ) και τρεις στροφικούς ( $R_1$ ,  $R_2$  και  $R_3$ ), όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.3. Βάσει του τοπικού συστήματος αξόνων του προγράμματος SAP2000 που απεικονίζεται στο Σχήμα 3.3, το  $U_1$  είναι αξονικό ελατήριο, τα  $U_2$  και  $U_3$  είναι διατμητικά ελατήρια, το  $R_1$  είναι στροφικό ελατήριο και τα  $R_2$  και  $R_3$  είναι καμπτικά ελατήρια.



Σχήμα 3.3: Σχηματική απεικόνιση των βαθμών ελευθερίας των στοιχείων σύζευξης του προγράμματος SAP2000 [7]

Το αξονικό ελατήριο U1 πακτώθηκε για την αποφυγή συμπίεσης ή επιμήκυνσης του ελατηρίου. Στα διατμητικά ελατήρια U2 και U3 αντιστοιχήθηκε η μη-γραμμική καμπύλη δύναμης-ολίσθησης που προέκυψε από πειράματα που έγιναν σε πανομοιότυπες συνδέσεις με αυτές που αντιστοιχούν στο διάφραγμα. Η καμπύλη δύναμης-ολίσθησης που δόθηκε στα ελατήρια U2 και U3, παρουσιάζεται στο Παράρτημα Β.2. Για τον ορισμό της μη-γραμμικής συμπεριφοράς των ελατηρίων επιλέχθηκε το multi-linear Takeda μοντέλο. Τα στοιχεία της καμπύλης δύναμης-ολίσθησης των συνδέσεων δίδονται στο Παράρτημα Β. Στο στροφικό ελατήριο R1 δόθηκε μηδενική δυσκαμψία, καθώς αμελήθηκε η τριβή μεταξύ των ήλων και των ξύλινων μελών υπέρ της ασφαλείας, προσομοιώνοντας έτσι την ελεύθερη στροφή των ήλων μέσα στα ξύλινα μέλη. Τα καμπτικά ελατήρια R2 και R3 πακτώθηκαν για την αποφυγή της σχετικής στροφής μεταξύ των σανίδων και των δοκών κατά την ανάλυση, διότι θεωρείται αμελητέα στην περίπτωση που οι σανίδες υποβάλλονται σε πλευρική φόρτιση.

### 3.2.2. Προσομοίωση των συνοριακών συνθηκών

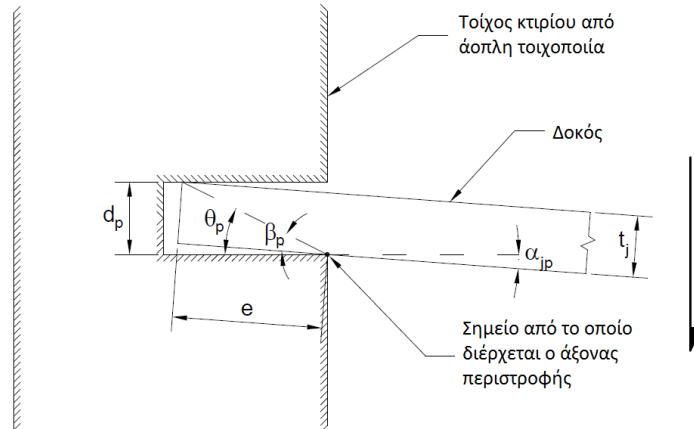
Οι συνοριακές συνθήκες του διαφράγματος εξαρτώνται από την αλληλεπίδραση των δοκών με τους περιμετρικούς τοίχους του κτιρίου από άοπλη τοιχοποιία. Ανάλογα με τη διεύθυνση της φόρτισης έγινε και η κατάλληλη προσομοίωση των συνοριακών συνθηκών έχοντας υπόψη πάντα την παραδοχή ότι οι εκτός-επιπέδου τοίχοι μένουν απολύτως στερεοί.

Στην περίπτωση φόρτισης του διαφράγματος παράλληλα στις δοκούς, οι δυο πλευρικές δοκοί πακτώθηκαν για την αποφυγή τυχόν μετακινήσεων και στροφής των δοκών κατά τη διάρκεια της ανάλυσης, αναπαριστώντας τη σύνδεση των πλευρικών δοκών με τους εντός-επιπέδου τοίχους. Τα άκρα των ενδιάμεσων δοκών στηρίχθηκαν με κυλίσεις, βάση της θεώρησης ότι οι εκτός-επιπέδου τοίχοι προσδίδουν μόνο κάθετη στήριξη στις δοκούς των διαφραγμάτων.

Στην περίπτωση φόρτισης του διαφράγματος κάθετα στις δοκούς, οι στηρίξεις στα άκρα των δοκών προσομοιώθηκαν κατάλληλα έτσι ώστε να ληφθεί υπόψη και η μερική πάκτωση που παρέχεται από τις εσοχές. Αυτή η μερική στήριξη δημιουργείται όταν το διάφραγμα φτάνει σε τέτοιες παραμορφώσεις που οι δοκοί έρχονται σε επαφή και με τις δύο παρειές της εσοχής, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 3.4. Η επιτρεπόμενη στροφή των δοκών μέσα στις εσοχές του τοίχου,  $\alpha_{jp}$ , πριν την επαφή των δοκών και με τις δύο εσωτερικές παρειές των εσοχών περιγράφεται σύμφωνα με το [7], από τη σχέση:

$$\alpha_{jp} = \sin^{-1} \left( \frac{d_p}{\sqrt{t_j^2 + e^2}} \right) - \tan^{-1} \left( \frac{t_j}{e} \right) \quad (3.1)$$

όπου  $d_p$  είναι το πλάτος της εσοχής του τοίχου από άοπλη τοιχοποιία,  $t_j$  το πλάτος των δοκών και  $e$  το μήκος της δοκού που στηρίζεται στην εσοχή. Κατά την κατασκευή του διαφράγματος που φορτίστηκε κάθετα στις δοκούς, στα πλαίσια των πειραμάτων της διδακτορικής διατριβής του Wilson [7], χτίστηκαν δύο κοντοί τοίχοι οι οποίοι στη συνέχεια προεντάθηκαν στον κατακόρυφο άξονα τους για την δημιουργία ρεαλιστικών συνοριακών συνθηκών που θα παρεχόταν στην πραγματικότητα από τους αντίστοιχους εντός-επιπέδου τοίχους.



Σχήμα 3.4: Κάτοψη λεπτομέρειας της στροφής της ξύλινης δοκού μέσα σε εσοχή κτιρίου από άοπλη τοιχοποιία λόγω παραμόρφωσης του διαφράγματος για φόρτιση κάθετα στις δοκούς [7]

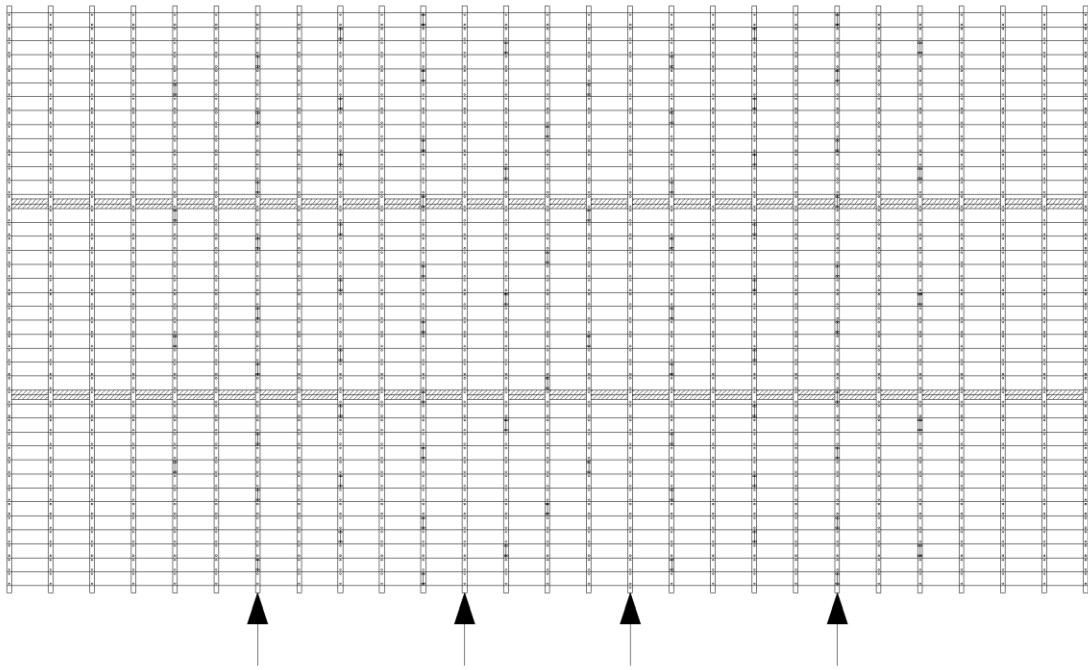
Από τη γεωμετρία αυτών των εσοχών προκύπτουν τα δεδομένα:  $d_p=49$  mm,  $t_f=45$  mm και  $e=110$  mm. Οπότε, από την Εξίσωση (3.1) προκύπτει η επιτρεπόμενη στροφή των δοκών μέσα στις εσοχές ίση με  $\alpha_{jp}=0,036$  rad. Τέλος, η προσομοίωση των συνοριακών συνθηκών στο SAP2000 έγινε θέτοντας σε κάθε άκρο των δοκών μία κύλιση και ένα στοιχείο σύζευξης ενός κόμβου. Η λειτουργία του στοιχείου σύζευξης ήταν να δίδει την στροφική δυσκαμψία που δημιουργείται όταν αναπτυχθεί η επιτρεπόμενη στροφή  $\alpha_{jp}$  στις εσοχές των δοκών. Το μοντέλο που επιλέχθηκε από το πρόγραμμα για το στοιχείο σύζευξης ενός κόμβου ήταν το multi-linear elastic και η στροφική δυσκαμψία δόθηκε στο βαθμό ελευθερίας R1, ενώ οι υπόλοιποι βαθμοί ελευθερίας (U1, U2, U3, R2 και R3) πακτώθηκαν. Στη στροφική δυσκαμψία,  $K_{rot}$ , δόθηκε μία εμπειρική τιμή ίση με 20 kNm/rad.

### 3.2.3. Ανάλυση Pushover

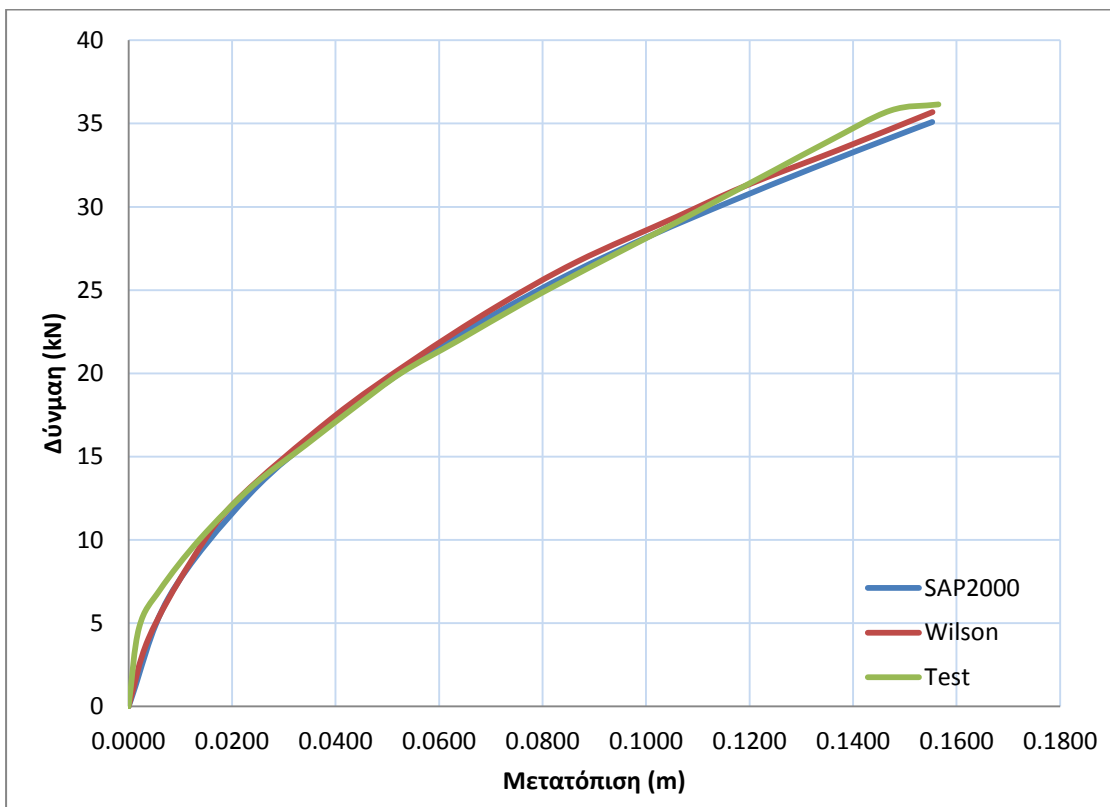
Για τον προσδιορισμό της καμπύλης ικανότητας του διαφράγματος εφαρμόστηκε η μέθοδος της ανελαστικής, μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης pushover. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας έγινε εφαρμόζοντας δυνάμεις στο διάφραγμα και ελέγχοντας την μετατόπιση του κόμβου στο μέσον του ανοίγματος.

Οι θέσεις που εφαρμόστηκαν οι δυνάμεις για την παράλληλη προς τις δοκούς διεύθυνση φόρτισης απεικονίζονται στο Σχήμα 3.5. Οι δυνάμεις εφαρμόστηκαν έως ότου η μετακίνηση του μεσαίου κόμβου φτάσει την μετακίνηση του αντίστοιχου πειράματος, δηλαδή την τιμή 155,3 mm. Στο Σχήμα 3.6 απεικονίζεται η καμπύλη ικανότητας που προέκυψε από το SAP2000 σε σύγκριση με την αντίστοιχη καμπύλη που κατασκεύασε στο SAP2000 ο Wilson στο [7] και αυτήν του πειράματος.



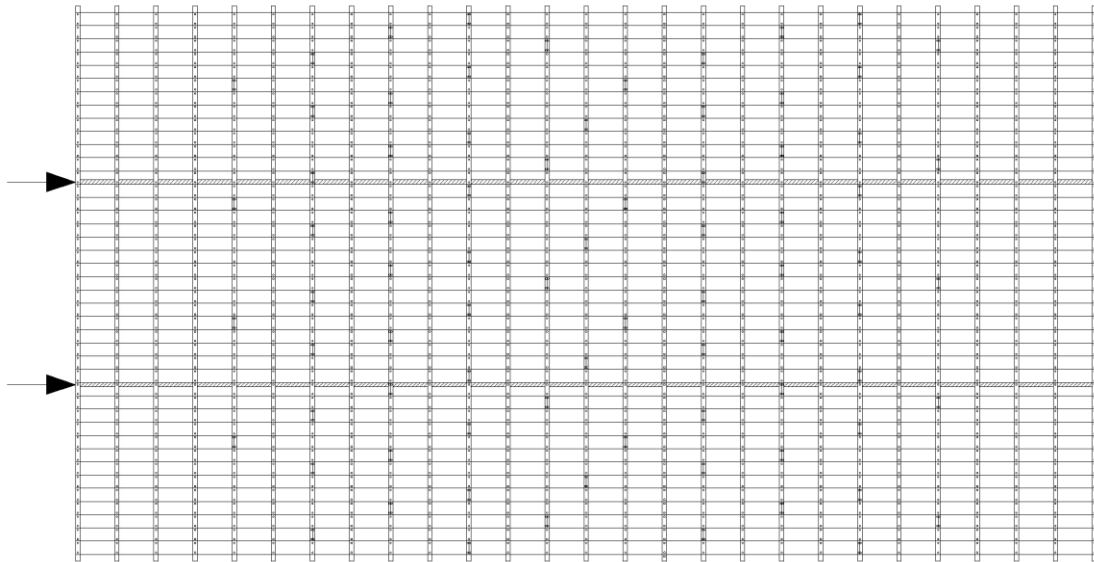


Σχήμα 3.5: Φόρτιση διαφράγματος με διεύθυνση παράλληλη στις δοκούς

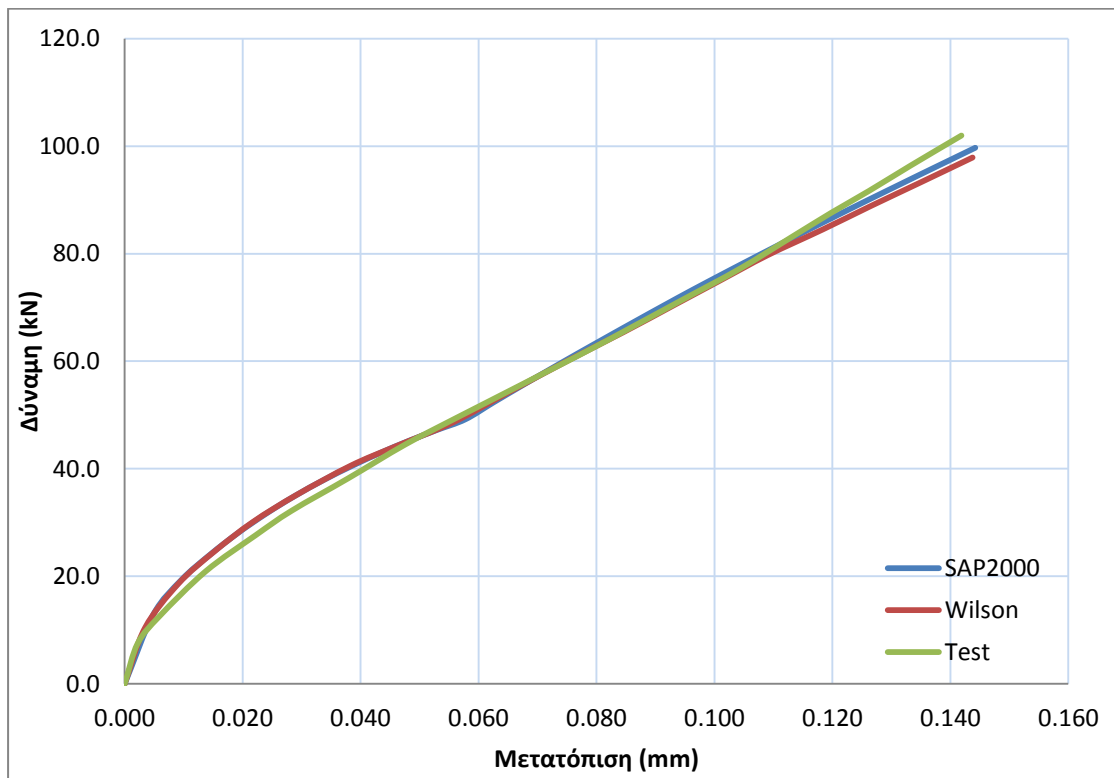


Σχήμα 3.6: Καμπύλη ικανότητας διαφράγματος για παράλληλη προς τις δοκούς φόρτιση

Οι θέσεις που εφαρμόστηκαν οι δυνάμεις για την κάθετη προς τις δοκούς διεύθυνση φόρτισης απεικονίζονται στο Σχήμα 3.7. Οι δυνάμεις εφαρμόστηκαν έως ότου η μετακίνηση του μεσαίου κόμβου του ανοίγματος φτάσει την μετακίνηση του αντίστοιχου πειράματος, δηλαδή την τιμή 144 mm. Στο Σχήμα 3.8 απεικονίζεται η καμπύλη ικανότητας που προέκυψε από το SAP2000 σε σύγκριση με την αντίστοιχη καμπύλη που κατασκεύασε στο SAP2000 ο Wilson στο [7] και αυτήν του πειράματος.



Σχήμα 3.7: Φόρτιση διαφράγματος με διεύθυνση κάθετη στις δοκούς



Σχήμα 3.8: Καμπύλη ικανότητας διαφράγματος για κάθετη προς τις δοκούς φόρτιση

Συγκρίνοντας τις καμπύλες ικανότητας του προγράμματος SAP2000 με τις αντίστοιχες των πειραμάτων (Σχήματα 3.6 και 3.8), προκύπτει ότι τα προσομοιώματα στο SAP2000 περιγράφουν εν γένει σωστά τη συμπεριφορά του διαφράγματος και στις δύο διευθύνσεις.

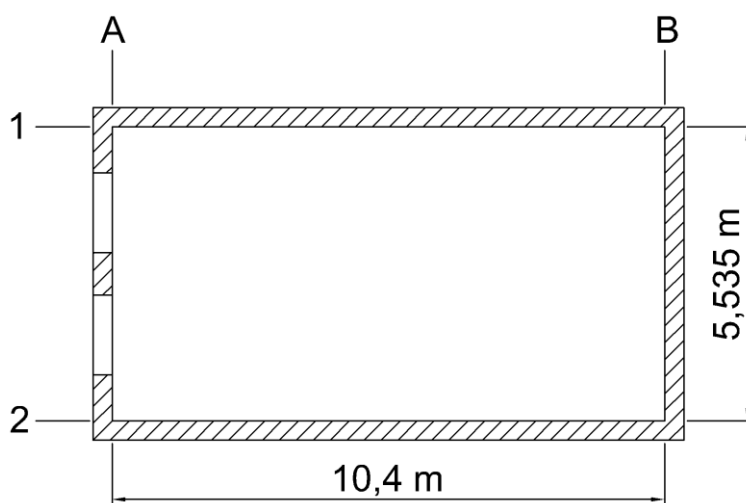


## 4. Αποτίμηση ξύλινου διαφράγματος

Παρακάτω παρουσιάζεται η αποτίμηση του ξύλινου διαφράγματος πραγματικής κλίμακας που παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 3, εφαρμόζοντας τη μέθοδο ATC-40 και την απλοποιημένη μέθοδο που προτείνει ο Oliver στο [8]. Τα δεδομένα αυτής της εφαρμογής λήφθηκαν από την αντίστοιχη εφαρμογή του Wilson στο [7].

Θεωρείται δώροφο κτίριο του οποίου το πάτωμα του πρώτου ορόφου είναι το ξύλινο διάφραγμα που περιγράφεται στο Κεφάλαιο 3. Η κάτοψη του κτιρίου απεικονίζεται στο Σχήμα 4.1. Το θεωρητικό ύψος του ισογείου είναι 4 m και του πρώτου ορόφου 3 m. Η τοιχοποιία του ισογείου έχει δομηθεί με τρεις στρώσεις τούβλων, ενώ του πρώτου ορόφου με δύο στρώσεις τούβλων. Το πλάτος των τούβλων είναι 120 mm και το ειδικό βάρος τους είναι  $\gamma=18 \text{ kg/m}^3$ . Το κτίριο είναι δομημένο σε έδαφος κατηγορίας D. Τέλος, εκτός του τοίχου A, οι υπόλοιποι περιμετρικοί τοίχοι δεν έχουν ανοίγματα (Σχήμα Δ.1). Τα σεισμικά βάρη των τοίχων λαμβάνονται ίσα με:

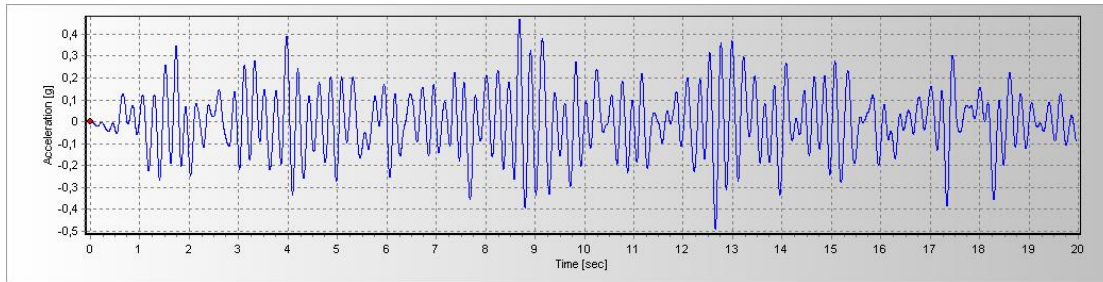
- Διάφραγμα: 47,8 kN
- Τοίχος A: 85 kN
- Τοίχος B: 108 kN
- Τοίχος 1: 202 kN
- Τοίχος 2: 202 kN



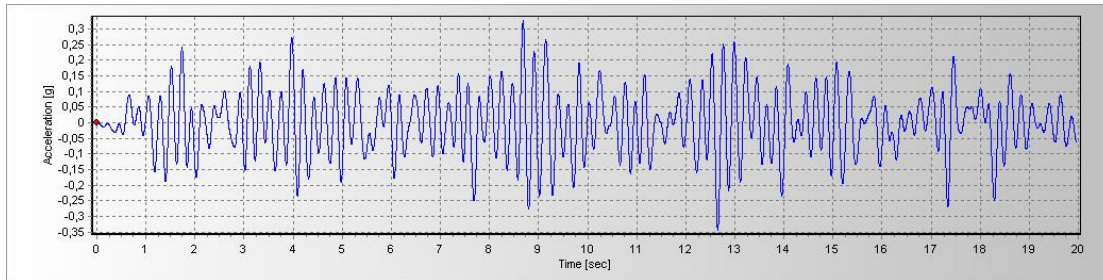
Σχήμα 4.1: Κάτοψη κτιρίου

### 4.1. Αποτίμηση ξύλινου διαφράγματος με τη μέθοδο ATC-40

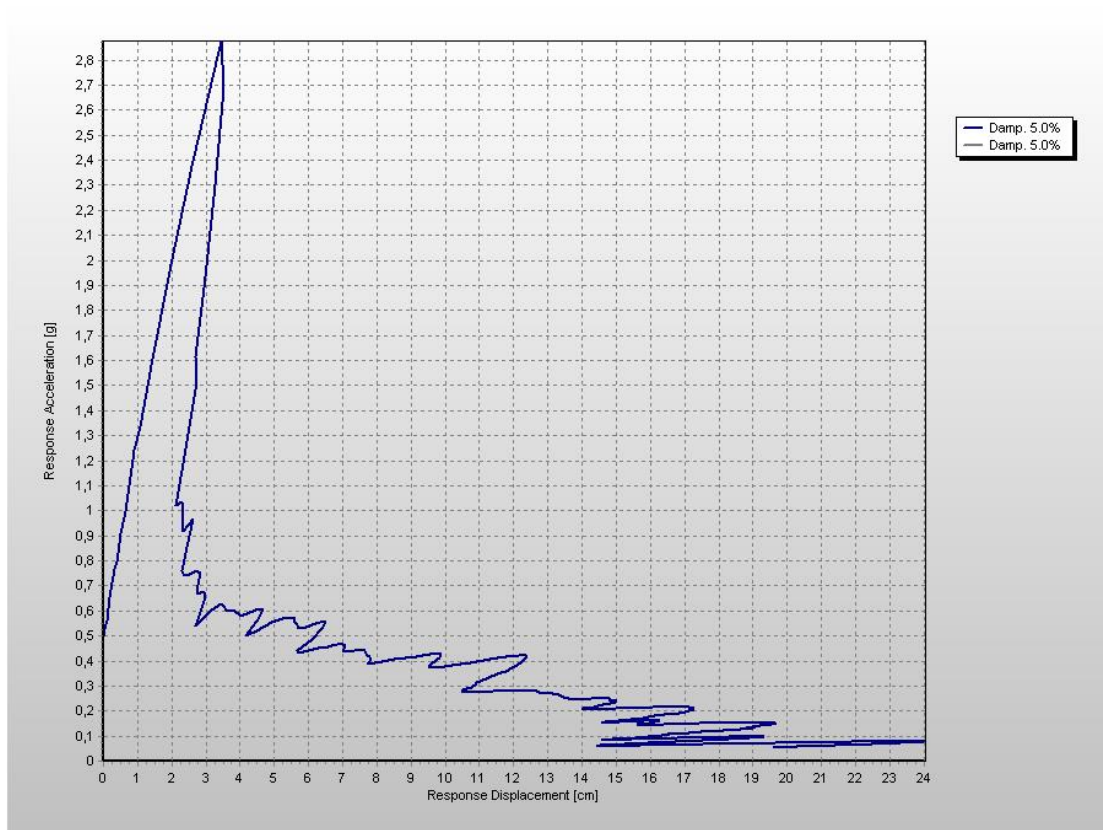
Στο επίπεδο του πρώτου ορόφου καταγράφηκαν οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων για τις διευθύνσεις παράλληλα και κάθετα στις δοκούς με μέγιστες επιταχύνσεις 0,50 g και 0,35 g αντίστοιχα (Σχήματα 4.2 και 4.3). Στα Σχήματα 4.4 και 4.5 απεικονίζονται τα αντίστοιχα ελαστικά φάσματα απόκρισης σε μορφή ADRS για απόσβεση  $\zeta=5\%$ .



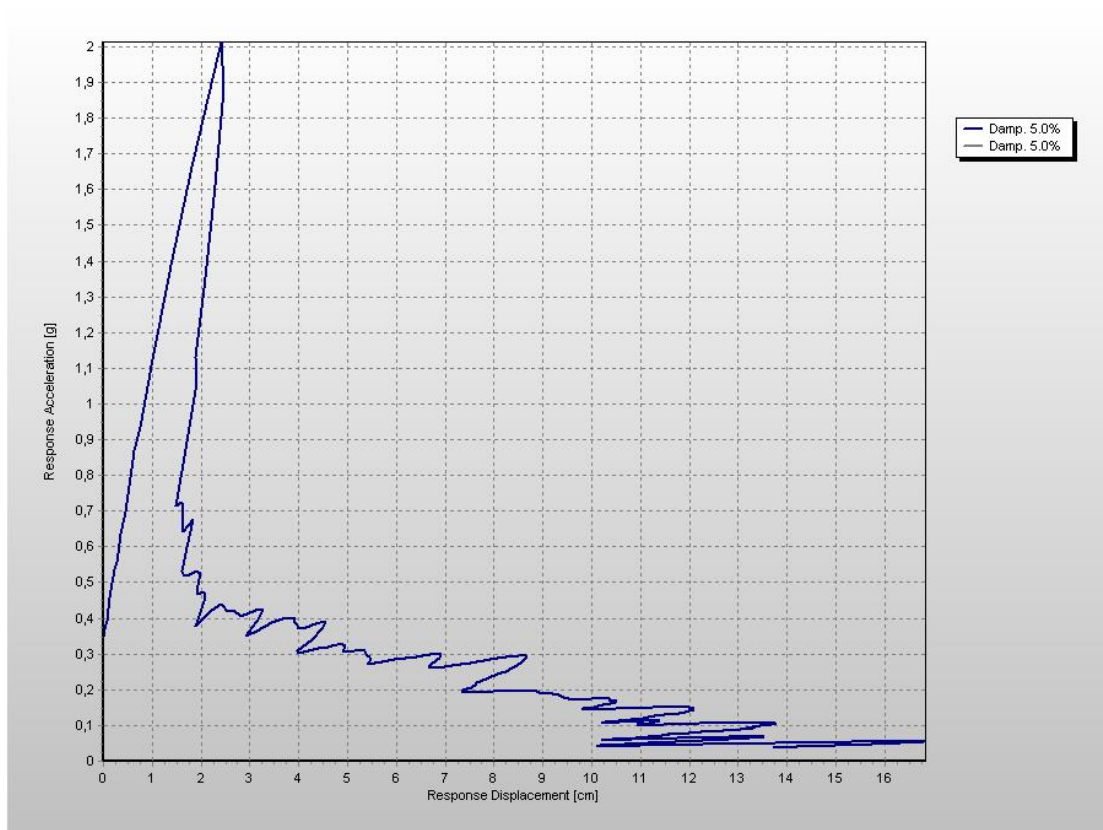
Σχήμα 4.2: Χρονοϊστορία της επιτάχυνσης στο επίπεδο του πρώτου ορόφου στην παράλληλη προς τις δοκούς διεύθυνση



Σχήμα 4.3: Χρονοϊστορία της επιτάχυνσης στο επίπεδο του πρώτου ορόφου στην κάθετη προς τις δοκούς διεύθυνση



Σχήμα 4.4: Ελαστικό φάσμα απόκρισης σε μορφή ADRS για απόσβεση  $\zeta=5\%$  στο επίπεδο του πρώτου ορόφου στην παράλληλη προς τις δοκούς διεύθυνση



Σχήμα 4.5: Ελαστικό φάσμα απόκρισης σε μορφή ADRS για απόσβεση  $\zeta=5\%$  στο επίπεδο του πρώτου ορόφου στην κάθετη προς τις δοκούς διεύθυνση

#### Διεύθυνση παράλληλη προς τις δοκούς:

Για την εφαρμογή της μεθόδου ATC-40 πρέπει πρώτα να βρεθεί η αρχική δυσκαμψία του διαφράγματος. Η αρχική δυσκαμψία υπολογίζεται από το πρώτο σημείο της καμπύλης ικανότητας του διαφράγματος από το αντίστοιχο προσομοίωμα, που δημιουργήθηκε στο SAP2000, για φόρτιση παράλληλη στις δοκούς. Τα σημεία της καμπύλης ικανότητας του διαφράγματος δίδονται στον Πίνακα 4.1 και απεικονίζεται στο Σχήμα 4.6. Οπότε, η αρχική δυσκαμψία ισούται με:

$$K_o = \frac{F}{\delta} = \frac{4,855}{0,005} = 971 \text{ kN/m}$$

Το σεισμικό βάρος στην παράλληλη προς τις δοκούς διεύθυνση προκύπτει από ως το άθροισμα των σεισμικών βαρών των εκτός-επιπέδου τοίχων 1 και 2 και του διαφράγματος και ισούται με:

$$W = 47,8 + 202 + 202 = 452 \text{ kN}$$

και η αντίστοιχη μάζα θα ισούται με:

$$m = \frac{W}{g} = \frac{452}{9,81} = 46,1 \text{ kg/m}^3$$

Από τα παραπάνω υπολογίζεται και η περίοδος που αντιστοιχεί στην αρχική δυσκαμψία του διαφράγματος:

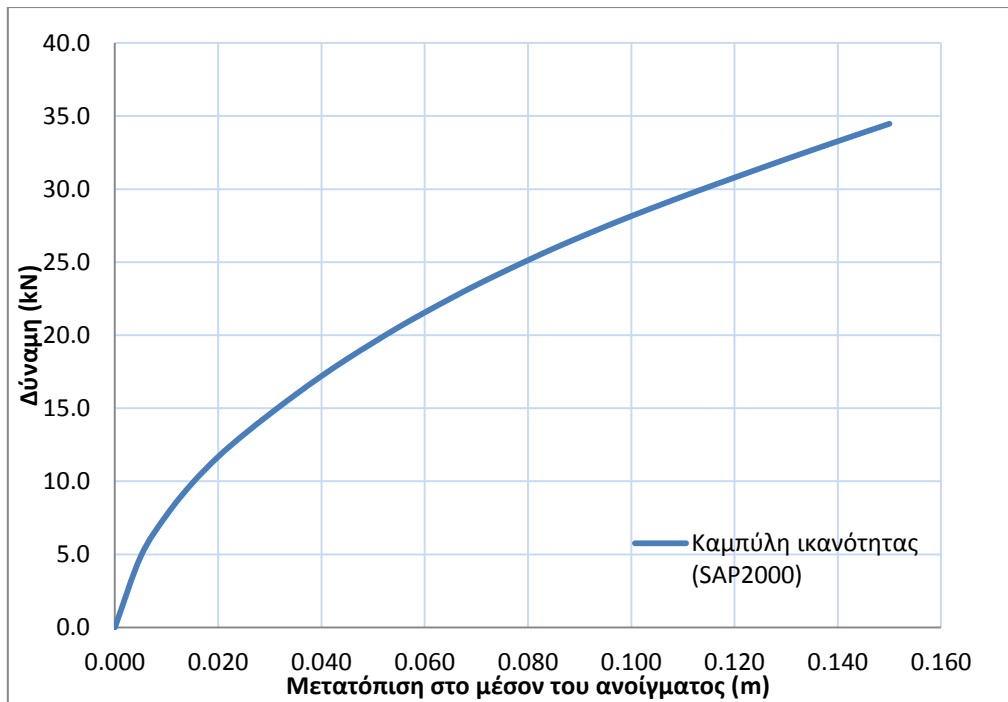
$$T_o = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{46,1}{971}} = 1,37 \text{ s}$$

Από το ελαστικό φάσμα απόκρισης ADRS για απόσβεση  $\zeta=5\%$  βρέθηκε η μετακίνηση  $\delta_1$ , που αντιστοιχεί στην περίοδο  $T=1,37$  s. Για τη μετακίνηση αυτή, που είναι ίση με  $\delta_1=0,127$  m, υπολογίζεται η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας με αντίστοιχη δύναμη  $F_1=31,67$  kN, που υπολογίζεται με γραμμική παρεμβολή.

Πίνακας 4.1: Σημεία της καμπύλης ικανότητας του διαφράγματος από την ανάλυση του διαφράγματος για την παράλληλη προς τις δοκούς διεύθυνση

$\delta$ (m)	F (kN)
0.0000	0.000
0.0050	4.855
0.0100	7.683
0.0150	9.877
0.0200	11.681
0.0250	13.208
0.0300	14.603
0.0350	15.937
0.0400	17.199
0.0450	18.379
0.0500	19.485
0.0550	20.555
0.0600	21.553
0.0650	22.509
0.0700	23.429
0.0750	24.295
0.0800	25.131
0.0850	25.936
0.0900	26.698
0.0950	27.437
0.1000	28.148
0.1050	28.831
0.1100	29.498
0.1150	30.148
0.1200	30.787
0.1250	31.421
0.1300	32.049
0.1350	32.665
0.1400	33.273
0.1450	33.873
0.1500	34.470





Σχήμα 4.6: Καμπύλη ικανότητας του διαφράγματος στην παράλληλη προς τις δοκούς διεύθυνση

Στη συνέχεια, διγραμμικοποιήθηκε η καμπύλη ικανότητας υπολογίζοντας τη μετακίνηση του πρώτου σημείου διαρροής,  $\delta_y$ , ως εξής:

$$\delta_y = \frac{2 \cdot E - F_1 \cdot \delta_1}{K \cdot \delta_1 - F_1} = \frac{2 \cdot 2,631 - 31,67 \cdot 0,127}{971 \cdot 0,127 - 31,67} = 0,0135 \text{ m}$$

όπου  $E$  είναι το εμβαδόν κάτω από την καμπύλη ικανότητας μέχρι το σημείο επιτελεστικότητας. Η αντίστοιχη δύναμη διαρροής ισούται με:

$$F_y = K \cdot \delta_y = 971 \cdot 0,0135 = 13,14 \text{ kN.}$$

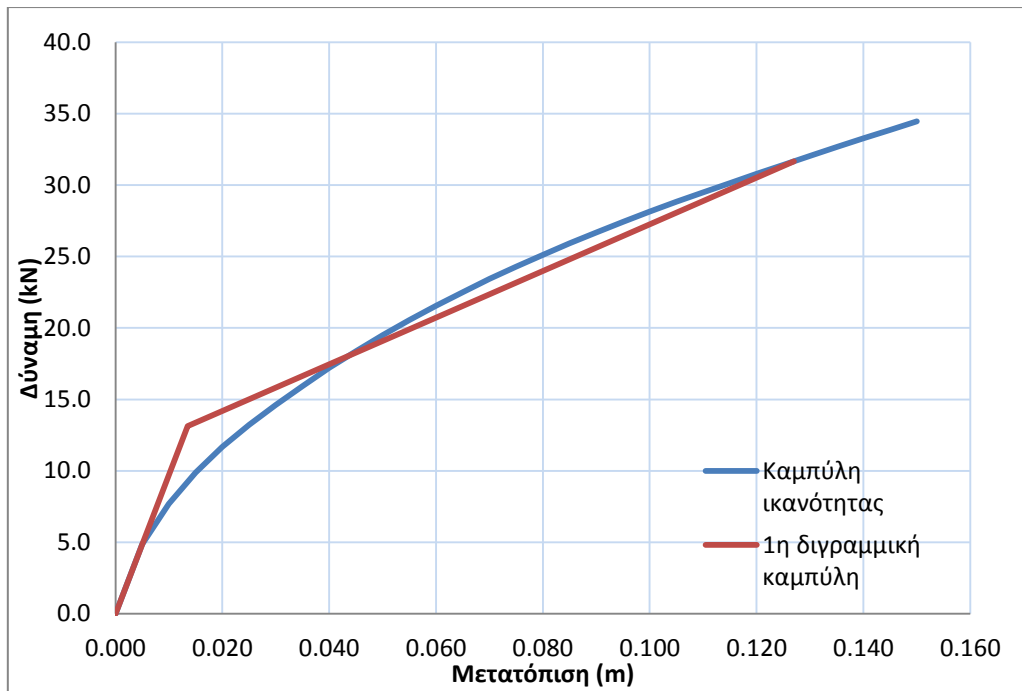
Στο Σχήμα 4.7 απεικονίζεται η πρώτη διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας.

Έχοντας υπολογίσει το σημείο επιτελεστικότητας και το αντίστοιχο σημείο διαρροής, υπολογίζεται η ενεργός απόσβεση,  $\zeta_{eff}$ , ως εξής:

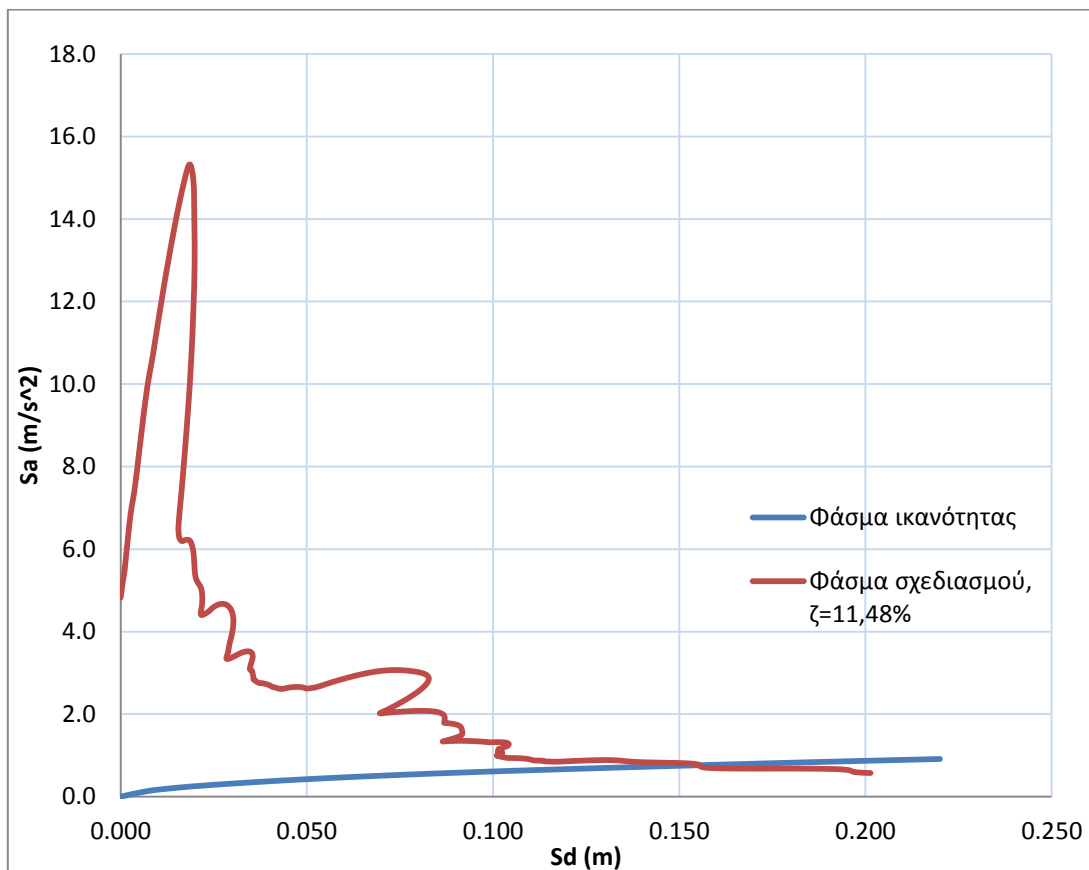
$$\zeta_{eff} = 5 + \frac{63,7 \cdot \kappa \cdot (F_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot F_1)}{F_1 \cdot \delta_1} = 5 + \frac{63,7 \cdot 0,33 \cdot (13,14 \cdot 0,127 - 0,0135 \cdot 31,67)}{31,67 \cdot 0,127} =$$

$$= 11,48 \%$$

όπου  $\kappa$  είναι ένας διορθωτικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με το 0,33 για φτωχές αντισεισμικά κατασκευές (κτίριο από άοπλη τοιχοποιία). Έπειτα, η καμπύλη ικανότητας μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας μορφής ADRS διαιρώντας τη δύναμη με τη μάζα, καθώς το διάφραγμα συμπεριφέρεται σαν ένα προσάρτημα του κτιρίου, δηλαδή ως μονοβάθμιος ταλαντωτής. Η τομή του φάσματος ικανότητας με το φάσμα σχεδιασμού για απόσβεση  $\zeta = \zeta_{eff} = 11,48 \%$  ορίζουν το νέο σημείο επιτελεστικότητας (Σχήμα 4.8). Το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μετακίνηση  $\delta_2 = 0,153 \text{ m}$  και δύναμη  $F_2 = 34,82 \text{ kN}$ . Όμως, επειδή  $\delta_2 = 0,153 \text{ m} > 1,05 \cdot \delta_1 = 1,05 \cdot 0,127 = 0,133 \text{ m}$ , επαναλαμβάνεται η διαδικασία που προαναφέρθηκε, με το νέο σημείο επιτελεστικότητας  $\delta_1 = 0,153 \text{ m}$  και  $F_1 = 34,82 \text{ kN}$ .



Σχήμα 4.7: Πρώτη διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας



Σχήμα 4.8: Τομή του φάσματος ικανότητας και του φάσματος απόκρισης για απόσβεση ζ=11,48%

Στη δεύτερη διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας το σημείο διαρροής αντιστοιχεί σε μετακίνηση,  $\delta_y$ , ίση με:

$$\delta_y = \frac{2 \cdot E - F_1 \cdot \delta_1}{K \cdot \delta_1 - F_1} = \frac{2 \cdot 3,493 - 34,82 \cdot 0,133}{971 \cdot 0,153 - 34,82} = 0,0146 \text{ m}$$

και δύναμη διαρροής,  $F_y$ , ίση με:

$$F_y = K \cdot \delta_y = 971 \cdot 0,0146 = 14,16 \text{ kN.}$$

Η νέα διγραμμικοποίηση απεικονίζεται στο Σχήμα 4.9.

Επομένως, η ενεργός απόσβεση είναι:

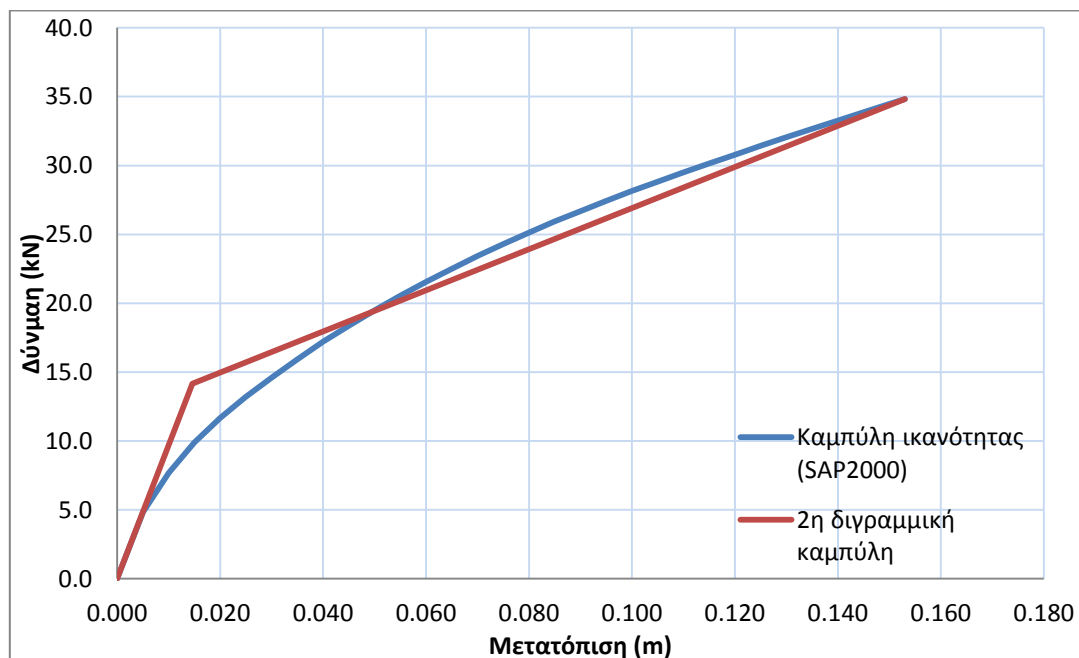
$$\zeta_{eff} = 5 + \frac{63,7 \cdot \kappa \cdot (F_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot F_1)}{F_1 \cdot \delta_1} = 5 + \frac{63,7 \cdot 0,33 \cdot (14,16 \cdot 0,153 - 0,0146 \cdot 34,82)}{34,82 \cdot 0,153} =$$

$$= 11,54 \text{ \%}.$$

Στη συνέχεια, υπολογίζεται όπως πριν το νέο σημείο επιτελεστικότητας από την τομή του ελαστικού φάσματος μορφής ADRS, για ενεργό απόσβεση  $\zeta = \zeta_{eff} = 11,54 \text{ \%}$ , με το φάσμα ικανότητας. Το σημείο αυτό ταυτίζεται με το προηγούμενο σημείο επιτελεστικότητας, επομένως δεν χρειάζεται άλλη επανάληψη. Οπότε, η μέγιστη μετατόπιση του διαφράγματος για φόρτιση παράλληλη στις δοκούς προκύπτει ίση με  $\Delta_d = 153 \text{ mm}$ . Σύμφωνα με τον Oliver όμως, η επιτρεπόμενη μέγιστη μετατόπιση είναι ([Oliver]):

$$\Delta_{max} = \left\{ 150 \text{ mm}; \frac{t_w}{2} \right\} = \left\{ 150; \frac{240}{2} \right\} = 120 \text{ mm}$$

όπου  $t_w$  είναι το πάχος του υποστηριζόμενου εκτός-επιπέδου τοίχου σε mm. Συνεπώς, το διάφραγμα χρειάζεται ενίσχυση.



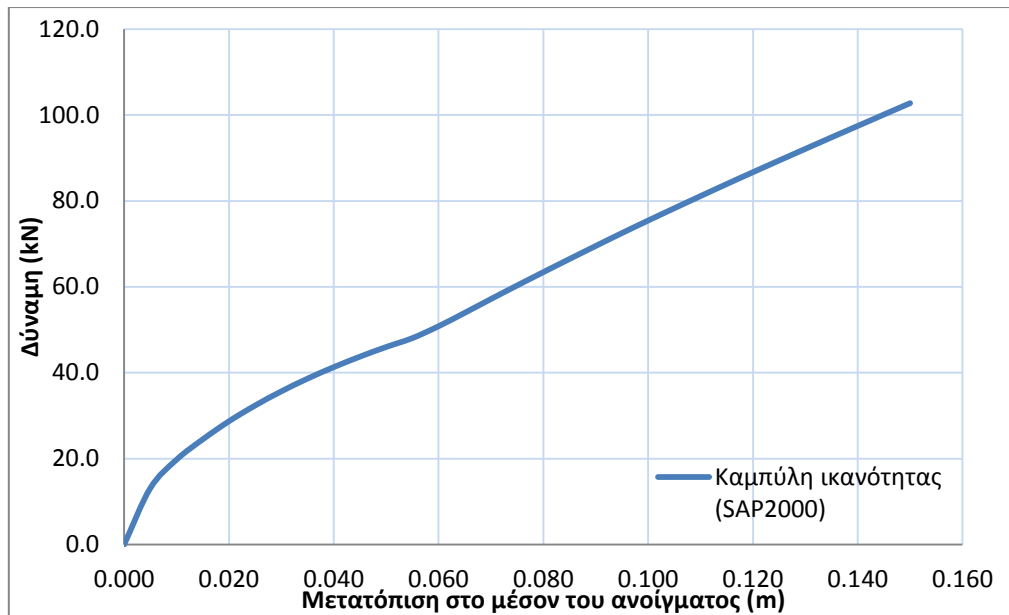
Σχήμα 4.9: Δεύτερη διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας

Διεύθυνση κάθετη προς τις δοκούς:

Αντίστοιχα, για φόρτιση κάθετη στις δοκούς, λαμβάνεται η αρχική δυσκαμψία του διαφράγματος από το πρώτο σημείο της καμπύλης ικανότητας του αντίστοιχου προσομοιώματος, που δημιουργήθηκε στο SAP2000. Τα σημεία της καμπύλης ικανότητας του διαφράγματος δίδονται στον Πίνακα 4.2 και απεικονίζεται στο Σχήμα 4.10.

Πίνακας 4.2: Σημεία της καμπύλης ικανότητας του διαφράγματος από την ανάλυση του διαφράγματος για την κάθετη προς τις δοκούς διεύθυνση

<b><math>\delta</math> (m)</b>	<b>F (kN)</b>
0.0000	0.000
0.0050	13.133
0.0100	19.750
0.0150	24.485
0.0200	28.693
0.0250	32.369
0.0300	35.663
0.0350	38.625
0.0400	41.300
0.0450	43.741
0.0500	45.983
0.0550	48.053
0.0600	50.819
0.0650	53.947
0.0700	57.155
0.0750	60.312
0.0800	63.414
0.0850	66.478
0.0900	69.515
0.0950	72.515
0.1000	75.429
0.1050	78.293
0.1100	81.126
0.1150	83.931
0.1200	86.687
0.1250	89.411
0.1300	92.110
0.1350	94.798
0.1400	97.455
0.1450	100.114
0.1500	102.764



Σχήμα 4.10: Καμπύλη ικανότητας του διαφράγματος στην κάθετη προς τις δοκούς διεύθυνση

Οπότε η αρχική δυσκαμψία ισούται με:

$$K_o = \frac{F}{\delta} = \frac{13,133}{0,005} = 2627 \text{ kN/m}$$

Το σεισμικό βάρος στην παράλληλη προς τις δοκούς διεύθυνση προκύπτει από ως το άθροισμα των σεισμικών βαρών των εκτός-επιπέδου τοίχων Α και Β και του διαφράγματος και ισούται με:

$$W = 47,8 + 85 + 108 = 241 \text{ kN}$$

και η αντίστοιχη μάζα θα ισούται με:

$$m = \frac{W}{g} = \frac{241}{9,81} = 24,6 \text{ kg/m}^3$$

Από τα παραπάνω υπολογίζεται και η περίοδος που αντιστοιχεί στην αρχική δυσκαμψία του διαφράγματος:

$$T_o = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{24,6}{2627}} = 0,61 \text{ s}$$

Από το ελαστικό φάσμα απόκρισης ADRS για απόσβεση  $\zeta=5\%$  βρέθηκε η μετακίνηση  $\delta_1$ , που αντιστοιχεί στην περίοδο  $T=0,61$  s. Για τη μετακίνηση αυτή, που είναι ίση με  $\delta_1=0,037$  m, υπολογίζεται η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας με αντίστοιχη δύναμη  $F_1=39,7$  kN, που υπολογίζεται με γραμμική παρεμβολή.

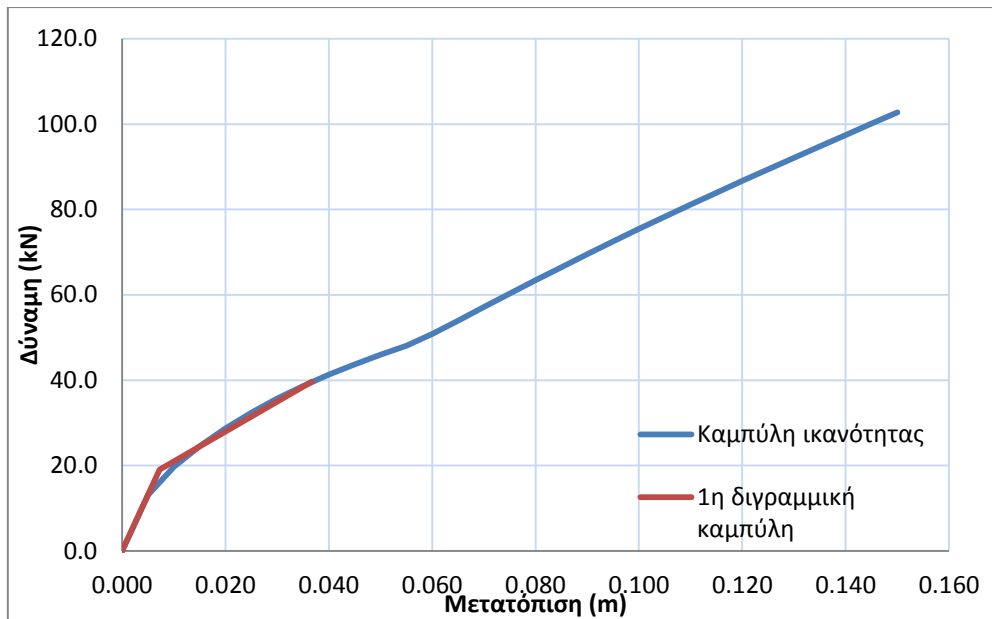
Στη συνέχεια, διγραμμικοποιήθηκε η καμπύλη ικανότητας υπολογίζοντας τη μετακίνηση του πρώτου σημείου διαρροής,  $\delta_y$ , ως εξής:

$$\delta_y = \frac{2 \cdot E - F_1 \cdot \delta_1}{K \cdot \delta_1 - F_1} = \frac{2 \cdot 0,934 - 39,7 \cdot 0,037}{2627 \cdot 0,037 - 39,7} = 0,007 \text{ m}$$

όπου E είναι το εμβαδόν κάτω από την καμπύλη ικανότητας μέχρι το σημείο επιτελεστικότητας. Η αντίστοιχη δύναμη διαρροής ισούται με:

$$F_y = K \cdot \delta_y = 2627 \cdot 0,007 = 19,0 \text{ kN}$$

Στο Σχήμα 4.10 απεικονίζεται η πρώτη διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας.



Σχήμα 4.10: Πρώτη διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας

Έχοντας υπολογίσει το σημείο επιτελεσματικότητας και το αντίστοιχο σημείο διαρροής, υπολογίζεται η ενεργός απόσβεση,  $\zeta_{eff}$ , ως εξής:

$$\zeta_{eff} = 5 + \frac{63,7 \cdot \kappa \cdot (F_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot F_1)}{F_1 \cdot \delta_1} = 5 + \frac{63,7 \cdot 0,33 \cdot (19,0 \cdot 0,037 - 0,007 \cdot 39,7)}{39,7 \cdot 0,037} = 10,92 \%$$

όπου  $\kappa$  είναι ένας διορθωτικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνεται, όπως προαναφέρθηκε, ίσος με το 0,33 για φτωχές αντισεισμικά κατασκευές (κτίριο από άοπλη τοιχοποιία). Έπειτα, η καμπύλη ικανότητας μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας μορφής ADRS διαιρώντας τη δύναμη με τη μάζα, καθώς το διάφραγμα συμπεριφέρεται σαν ένα προσάρτημα του κτιρίου, δηλαδή ως μονοβάθμιος ταλαντωτής. Η τομή του φάσματος ικανότητας με το φάσμα σχεδιασμού για απόσβεση  $\zeta = \zeta_{eff} = 10,92\%$  ορίζουν το νέο σημείο επιτελεσματικότητας (Σχήμα 4.11). Το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μετακίνηση  $\delta_2 = 0,058$  m και δύναμη  $F_2 = 49,71$  kN. Όμως, επειδή  $\delta_2 = 0,058$  m  $>$   $1,05 \cdot \delta_1 = 1,05 \cdot 0,037 = 0,039$  m, επαναλαμβάνεται η διαδικασία που προαναφέρθηκε, με το νέο σημείο επιτελεσματικότητας  $\delta_1 = 0,058$  m και  $F_1 = 49,71$  kN.

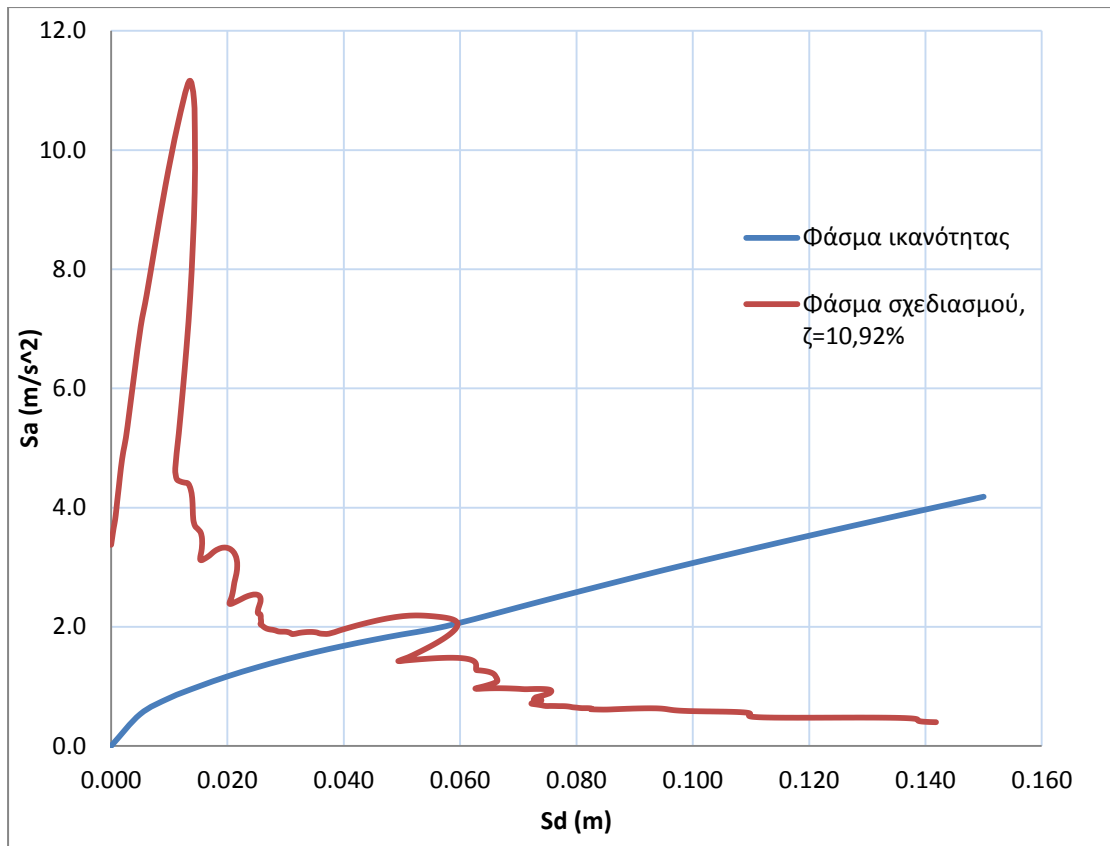
Στη δεύτερη διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας το σημείο διαρροής αντιστοιχεί σε μετακίνηση,  $\delta_y$ , ίση με:

$$\delta_y = \frac{2 \cdot E - F_1 \cdot \delta_1}{K \cdot \delta_1 - F_1} = \frac{2 \cdot 1,885 - 49,71 \cdot 0,058}{2627 \cdot 0,058 - 49,71} = 0,009$$
 m

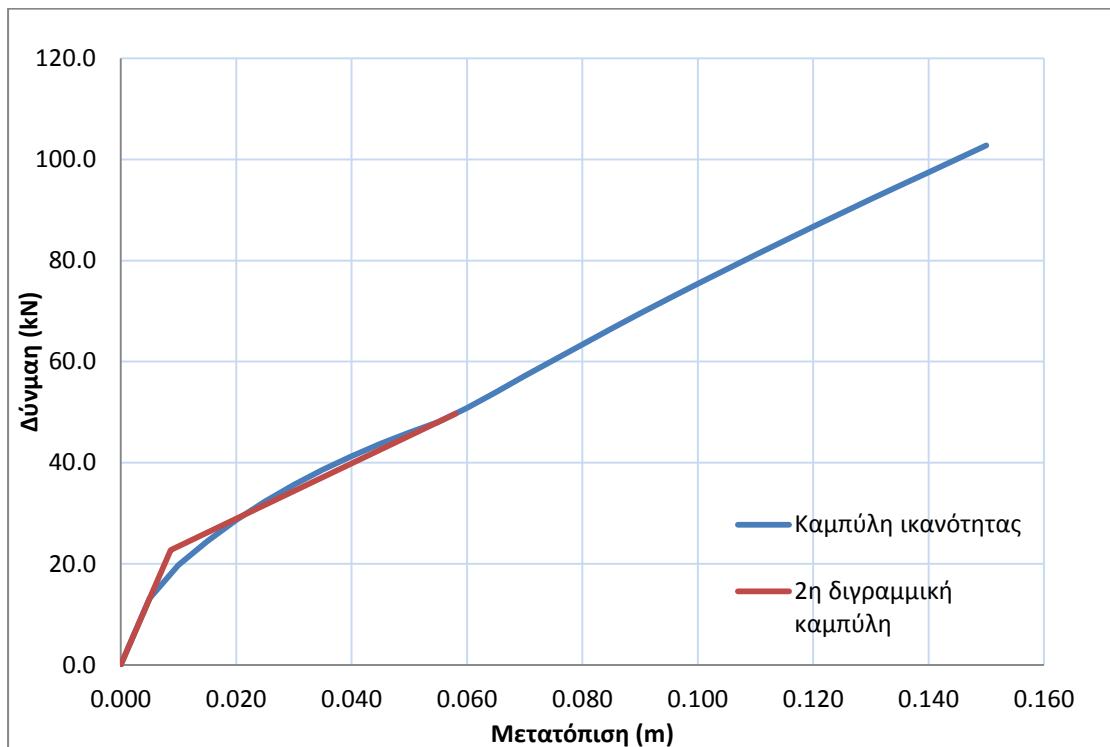
και δύναμη διαρροής,  $F_y$ , ίση με:

$$F_y = K \cdot \delta_y = 2627 \cdot 0,009 = 22,7$$
 kN

Η νέα διγραμμικοποίηση απεικονίζεται στο Σχήμα 4.12.



Σχήμα 4.11: Τομή του φάσματος ικανότητας και του φάσματος απόκρισης για απόσβεση  $\zeta=10,92\%$



Σχήμα 4.12: Δεύτερη διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας

Επομένως, η νέα ενεργός απόσβεση ισούται με:

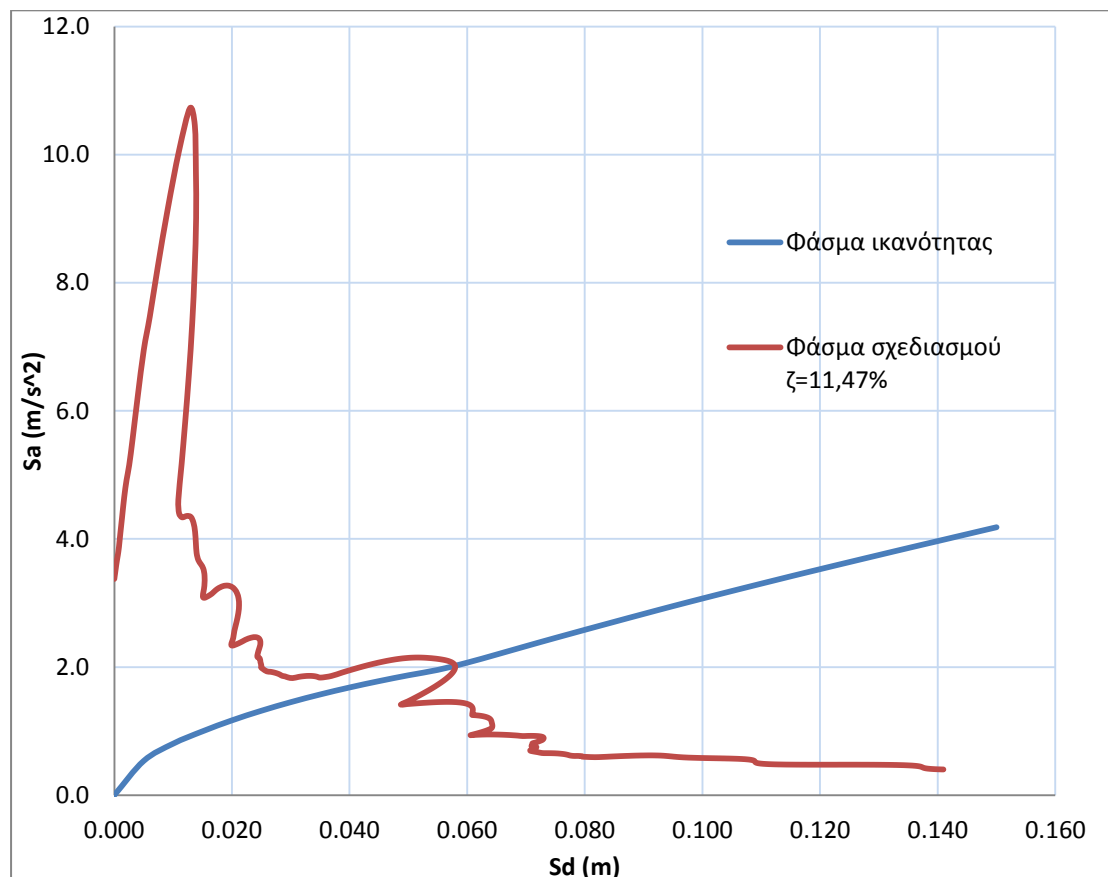
$$\zeta_{eff} = 5 + \frac{63,7 \cdot \kappa \cdot (F_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot F_1)}{F_1 \cdot \delta_1} = 5 + \frac{63,7 \cdot 0,33 \cdot (22,7 \cdot 0,058 - 0,009 \cdot 49,71)}{49,71 \cdot 0,058} =$$

$$= 11,47 \%$$

Στη συνέχεια, υπολογίζεται όπως πριν το νέο σημείο επιτελεσματικότητας από την τομή του ελαστικού φάσματος απόκρισης για ενεργό απόσβεση  $\zeta = \zeta_{eff} = 11,47 \%$ , με το φάσμα ικανότητας (Σχήμα 4.13). Η μετατόπιση του νέου σημείου επιτελεσματικότητας είναι ίση με  $\delta_2 = 0,056$  m και η αντίστοιχη δύναμη στην καμπύλη ικανότητας του διαφράγματος είναι ίση με  $F_2 = 48,6$  kN. Ο έλεγχος της σύγκλισης πληρείται, καθώς  $\delta_2 = 0,056$  m  $>$   $0,95 \cdot \delta_1 = 0,95 \cdot 0,058 = 0,055$  m, επομένως, δεν χρειάζεται άλλη επανάληψη. Η στοχευόμενη μετακίνηση, δηλαδή η μέγιστη μετατόπιση του διαφράγματος στην κάθετη προς τις δοκούς διεύθυνση είναι  $\Delta_d = 0,056$  m. Η μέγιστη επιτρεπόμενη μετατόπιση, σύμφωνα με τον Oliver είναι:

$$\Delta_{max} = \left\{ 150mm; \frac{t_w}{2} \right\} = \left\{ 150; \frac{240}{2} \right\} = 120 \text{ mm}$$

όπου  $t_w$  είναι το πάχος του υποστηριζόμενου εκτός-επιπέδου τοίχου σε mm. Συνεπώς, η δυσκαμψία του διαφράγματος στην κάθετη προς τις δοκούς διεύθυνση επαρκεί και το διάφραγμα δεν χρειάζεται ενίσχυση.



Σχήμα 4.13: Τομή του φάσματος ικανότητας και του φάσματος απόκρισης για απόσβεση  $\zeta = 11,47 \%$



## 4.2. Αποτίμηση ξύλινου διαφράγματος με την απλοποιημένη μέθοδο κατά Oliver

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της αντίστοιχης εφαρμογής του Wilson, εφαρμόζοντας τη μέθοδο που παρουσιάζει ο Oliver στο [8].

### Διεύθυνση παράλληλη προς τις δοκούς:

Αρχικά υπολογίζεται η θεμελιώδης περίοδος του διαφράγματος από τον τύπο:

$$T_1 = \sqrt{3,07 \cdot \Delta_d}$$

όπου  $\Delta_d$  είναι η ελαστική μετατόπιση του διαφράγματος υπό φορτίο ίσο με το σεισμικό βάρος και υπολογίζεται από τον τύπο:

$$\Delta_D = \frac{W_D}{K_D}$$

όπου  $W_D$  είναι το σεισμικό βάρος και  $K_D$  είναι η δυσκαμψία του διαφράγματος.

Για φόρτιση παράλληλη στις δοκούς το σεισμικό βάρος λαμβάνεται ίσο με το σεισμικό βάρος του διαφράγματος και τα σεισμικά βάρη των εκτός-επιπέδου τοίχων 1 και 2:

$$W_D = 47,8 + 202 + 202 = 452 \text{ kN}$$

Η δυσκαμψία του διαφράγματος λαμβάνεται από τον τύπο:

$$K_D = \frac{4 \cdot b \cdot G_d}{L}$$

όπου  $G_d$  είναι η διατμητική δυσκαμψία,  $b$  το πλάτος του διαφράγματος και  $L$  το μήκος.

Για πάτωμα με κάθετο σανίδωμα μίας στρώσης δίδεται από τον Πίνακα 1.1 διατμητική δυσκαμψία  $G_d=350 \text{ kN/m}$ .

Επομένως η δυσκαμψία του διαφράγματος είναι:

$$K_D = \frac{4 \cdot b \cdot G_d}{L} = \frac{4 \cdot 5,535 \cdot 350}{10,4} = 745 \text{ kN/m}$$

και η ελαστική μετατόπιση του διαφράγματος είναι:

$$\Delta_D = \frac{W_D}{K_D} = \frac{452}{745} = 0,607 \text{ m}$$

Οπότε, η θεμελιώδης περίοδος του διαφράγματος για φόρτιση παράλληλη στις δοκούς ισούται με:

$$T_1 = \sqrt{3,07 \cdot \Delta_D} = \sqrt{3,07 \cdot 0,607} = 1,37 \text{ s}$$

Στη συνέχεια, υπολογίζεται η σεισμική δύναμη του διαφράγματος από τη σχέση (λαμβάνεται υπόψη 67% των ισχυόντων κανονισμών):

$$V_D = 0,67 \cdot C_1 \cdot C_3 \cdot C_d(T_1) \cdot W_D = 0,67 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,11 \cdot 452 = 33 \text{ kN}$$

όπου  $C_1$  είναι ο συντελεστής που συσχετίζει τις αναμενόμενες ανελαστικές μετακινήσεις με τις μετακινήσεις που υπολογίζονται από γραμμική ελαστική ανάλυση,  $C_3$  είναι ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως και  $C_d(T_1)$  είναι ο οριζόντιος συντελεστής σχεδιασμού που υπολογίζεται σύμφωνα με το NZS 1170.5:2004, λαμβάνοντας υπόψη την πλαστιμότητα των ξύλινων διαφραγμάτων, η οποία ισούται με 4.

Οπότε, η μέγιστη μετατόπιση του διαφράγματος, στην παράλληλη προς τις δοκούς φόρτιση, για πλαστιμότητα  $\mu=4$ , είναι ίση με:

$$\Delta_D = \mu \cdot \frac{V_D}{K_D} = 4 \cdot \frac{33}{745} = 177 \text{ mm}$$

Όμως, η μέγιστη επιτρεπόμενη μετατόπιση είναι:

$$\Delta_{\max} = \left\{ 150\text{mm}; \frac{t_w}{2} \right\} = \left\{ 150; \frac{240}{2} \right\} = 120 \text{ mm}$$

Συνεπώς, το διάφραγμα χρειάζεται ενίσχυση.

#### Διεύθυνση κάθετη προς τις δοκούς:

Αντίστοιχα, για τον υπολογισμό της θεμελιώδης περιόδου του διαφράγματος για φόρτιση κάθετη στις δοκούς, το σεισμικό βάρος λαμβάνεται ίσο με το σεισμικό βάρος του διαφράγματος και τα σεισμικά βάρη των εκτός-επιπέδου τοίχων Α και Β:

$$W_D = 47,8 + 85 + 108 = 241 \text{ kN}$$

η δυσκαμψία του διαφράγματος ισούται με:

$$K_D = \frac{4 \cdot b \cdot G_d}{L} = \frac{4 \cdot 10,4 \cdot 350}{5,535} = 2631 \text{ kN}$$

η ελαστική μετατόπιση του διαφράγματος είναι:

$$\Delta_D = \frac{W_D}{K_D} = \frac{241}{2631} = 0,092 \text{ m}$$

Οπότε, η θεμελιώδης περίοδος του διαφράγματος για φόρτιση κάθετη στις δοκούς είναι:

$$T_1 = \sqrt{3,07 \Delta_D} = \sqrt{3,07 \cdot 0,092} = 0,53 \text{ s}$$

Στη συνέχεια, υπολογίζεται η σεισμική δύναμη του διαφράγματος (λαμβάνεται υπόψη 67% των ισχυόντων κανονισμών):

$$V_D = 0,67 \cdot C_1 \cdot C_3 \cdot C_d(T_1) \cdot W_D = 0,67 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,21 \cdot 241 = 34 \text{ kN}$$

Οπότε, η μέγιστη μετατόπιση του διαφράγματος, στην κάθετη προς τις δοκούς φόρτιση, για πλαστιμότητα  $\mu=4$ , είναι ίση με:

$$\Delta_D = \mu \cdot \frac{V_D}{K_D} = 4 \cdot \frac{34}{2631} = 52 \text{ mm}$$

και η μέγιστη επιτρεπόμενη μετατόπιση είναι:

$$\Delta_{\max} = \left\{ 150\text{mm}; \frac{t_w}{2} \right\} = \left\{ 150; \frac{240}{2} \right\} = 120 \text{ mm}$$

Επομένως, στην κάθετη προς τις δοκούς διεύθυνση ο έλεγχος των παραμορφώσεων πληρείται.

### **4.3. Σύγκριση των δύο μεθόδων αποτίμησης**

Τα αποτελέσματα από την εφαρμογή των δύο μεθόδων για την αποτίμηση του ξύλινου διαφράγματος δίδονται στους συγκεντρωτικούς Πίνακες 4.3 και 4.4 για τις διευθύνσεις παράλληλα και κάθετα στις δοκούς, αντίστοιχα.

Πίνακας 4.3: Αποτελέσματα των δύο μεθόδων αποτίμησης ξύλινου διαφράγματος για την παράλληλη προς τις δοκούς διεύθυνση.

	$\delta_y$ (mm)	$F_y$ (kN)	$\Delta_D$ (mm)	$F_D$ (kN)	$\mu$
Μέθοδος ATC-40	15	14,2	153	34,8	10,2
Απλοποιημένη μέθοδος	44	33	177	33	4

Πίνακας 4.4: Αποτελέσματα των δύο μεθόδων αποτίμησης ξύλινου διαφράγματος για την κάθετη προς τις δοκούς διεύθυνση.

	$\delta_y$ (mm)	$F_y$ (kN)	$\Delta_D$ (mm)	$F_D$ (kN)	$\mu$
Μέθοδος ATC-40	9	23	56	48,6	6,2
Απλοποιημένη μέθοδος	13	34	52	34	4

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα του Πίνακα 4.3 συμπεραίνουμε ότι για την ίδια περίπτωση δύναμη η μετατόπιση που προκύπτει εφαρμόζοντας τη μέθοδο ATC-40 είναι μικρότερη από τη μετατόπιση που προκύπτει από την εφαρμογή της απλοποιημένης μεθόδου κατά Oliver. Επίσης, από την καμπύλη ικανότητας του διαφράγματος που εξήχθη από τα πειράματα φόρτισης παράλληλα στις δοκούς (Σχήμα 3.6), προκύπτει ότι σε μετατόπιση 153 mm αντιστοιχεί δύναμη ίση με 36 kN, ενώ σε μετατόπιση ίση με 177 mm αντιστοιχεί δύναμη μεγαλύτερη από την τιμή 36,2 kN, η οποία είναι η μέγιστη τιμή δύναμης που δίνει η πειραματική καμπύλη του Wilson και αντιστοιχεί σε μετατόπιση ίση με 157 mm. Επομένως, προκύπτει ότι η μέθοδος ATC-40 σε συνδυασμό με την καμπύλη ικανότητας του αριθμητικού προσομοιώματος, περιγράφει καλύτερα τη συμπεριφορά του διαφράγματος.

Επίσης, από τον Πίνακα 4.4 προκύπτει ότι για την ίδια περίπτωση μετατόπιση, η δύναμη που αναπτύσσεται στο διάφραγμα εφαρμόζοντας τη μέθοδο ATC-40 είναι μεγαλύτερη από αυτήν που αναπτύσσεται εφαρμόζοντας την απλοποιημένη μέθοδο κατά Oliver. Από την καμπύλη ικανότητας του διαφράγματος που εξήχθη από τα πειράματα φόρτισης κάθετα στις δοκούς (Σχήμα 3.8), προκύπτει ότι σε μετατόπιση 56 mm αντιστοιχεί δύναμη ίση με 49,5 kN, ενώ σε μετατόπιση ίση με 52 mm αντιστοιχεί δύναμη ίση με 47 kN. Συνεπώς και για τη διεύθυνση κάθετα προς τις δοκούς, η μέθοδος ATC-40 σε συνδυασμό με τη καμπύλη ικανότητας του αριθμητικού προσομοιώματος, περιγράφει καλύτερα τη συμπεριφορά του διαφράγματος, από την απλοποιημένη μέθοδο που εφαρμόζει ο Wilson.



## 5. Συμπεράσματα

Η σεισμική συμπεριφορά των ξύλινων διαφραγμάτων επηρεάζει σημαντικά την συνολική σεισμική απόκριση ενός κτιρίου από άοπλη τοιχοποιία. Επομένως, τα διαφράγματα πρέπει να αποτιμηθούν για να διαπιστωθεί εάν η διαφραγματική τους λειτουργία είναι επαρκής.

Γνωρίζοντας ότι τα ξύλινα διαφράγματα συμπεριφέρονται ως προσαρτήματα σε ένα κτίριο από άοπλη τοιχοποιία, μπορούμε να τα αντιμετωπίσουμε ως μονοβάθμιους ταλαντωτές, που στηρίζονται στη στάθμη του αντίστοιχου ορόφου. Γνωρίζουμε επίσης, ότι τα διαφράγματα αποκρίνονται σε μία πλευρική φόρτιση με κράτυνση, λόγω της κρατυνόμενης συμπεριφοράς των συνδέσμων τους. Ως εκ τούτου, επιλέγεται ως μέθοδος αποτίμησης ενός υφιστάμενου ξύλινου διαφράγματος η μέθοδος ATC-40. Για την εφαρμογή αυτής της μεθόδου, χρειαζόμαστε το φάσμα απόκρισης του κτιρίου στη στάθμη που βρίσκεται το διάφραγμα και την καμπύλη ικανότητας του διαφράγματος. Η καμπύλη ικανότητας ενός διαφράγματος με κάθετο σανίδωμα μίας στρώσης, μπορεί να βρεθεί εύκολα εφαρμόζοντας μία ανάλυση *rushover* στο αντίστοιχο αριθμητικό προσομοίωμα. Το αριθμητικό προσομοίωμα μπορεί να δημιουργηθεί με τη χρήση του προγράμματος SAP2000, ακολουθώντας τη μέθοδο που προτείνεται από τον Wilson στο [7]. Για την εύρεση της καμπύλης δύναμης-ολίσθησης που θα περιγράφει τη μη-γραμμική συμπεριφορά των συνδέσμων στο αριθμητικό προσομοίωμα, πρέπει να γίνουν αντίστοιχα πειράματα σε δοκίμια συνδέσεων που θα αντιπροσωπεύουν την τυπική σύνδεση του εξεταζόμενου διαφράγματος. Τα πειράματα αυτά πρέπει να γίνονται σύμφωνα με τα Πρότυπα EN 1380:2009 [17], EN 26891:1991 [18] και ISO 8970:2010 [19].

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα της μεθόδου ATC-40 με τα αντίστοιχα που προκύπτουν εφαρμόζοντας την απλοποιημένη μέθοδο κατά Oliver ([8], [7]) και τα αποτελέσματα που θα έδινε η πραγματική καμπύλη ικανότητας του διαφράγματος, συμπεραίνουμε ότι η μέθοδος ATC-40 περιγράφει καλύτερα την πραγματική απόκριση του διαφράγματος. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι οι καμπύλες ικανότητας του προσομοιώματος που χρησιμοποιήθηκαν για την εφαρμογή της μεθόδου ATC-40, περιγράφουν με ικανοποιητική ακρίβεια τις αντίστοιχες πειραματικές καμπύλες. Επίσης, σε αντίθεση με την απλοποιημένη μέθοδο κατά Oliver, η μέθοδος ATC-40 λαμβάνει υπόψη την κρατυνόμενη συμπεριφορά του διαφράγματος και δεν χρησιμοποιεί μία αυθαίρετη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας.



## Βιβλιογραφία

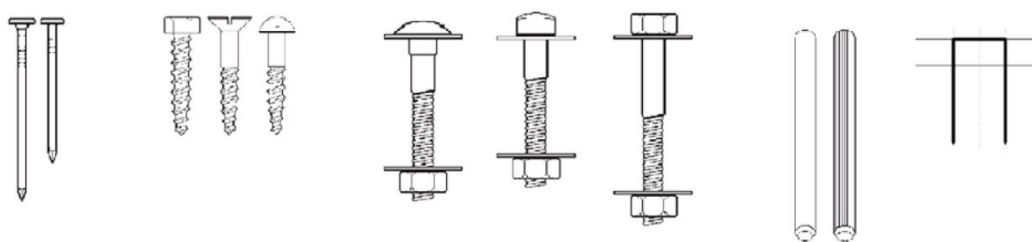
1. Τσακανίκα Ε., Κοντέας Ζ. «EN 1995-1-1, Ευρωκώδικας 5, Σχεδιασμός ξύλινων κατασκευών, Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες για κτήρια». ΤΕΕ – Εκπαιδευτικά Σεμινάρια Ευρωκωδίκων. Αθήνα, 2010
2. Ψυχάρης Ι. «Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας». Σημειώσεις για το μάθημα Αντισεισμική Τεχνολογία 2 του 9<sup>ου</sup> εξαμήνου πολ. μηχ. ΕΜΠ, Αθήνα, 2015
3. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.). ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κανονισμός Επεμβάσεων, 1<sup>η</sup> Αναθεώρηση. 2013
4. «Κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία, Κανονισμός – Βλάβες – Αποκατάσταση» Σεμινάριο μικρής διάρκειας. Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος – Τμήμα Κεντρικής Μακεδονίας.
5. European Standard EN 1995-1-1:2004, Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings
6. European Standard EN 1998-1:2004, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings.
7. Wilson A. W. “Seismic Assessment of Timber Floor Diaphragms in Unreinforced Masonry Buildings”. Doctoral dissertation, University of Auckland, New Zealand, 2012
8. Oliver S. “A design methodology for the assessment and retrofit of flexible diaphragms in unreinforced masonry buildings”. SESOC Journal, 2010
9. American Society of Civil Engineers. Seismic Rehabilitation of existing Buildings, ASCE/SEI 41-06. Reston, Va., 2007
10. Federal Emergency Management Agency. FEMA 306 – Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings. Applied Technology Council, Washington D.C., 1998
11. Federal Emergency Management Agency. FEMA 310 – Handbook for the seismic evaluation of buildings. 1998
12. Federal Emergency Management Agency. FEMA 356 – Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. ASCE, Washington D.C., 2000
13. Standards New Zealand. NZS 3603:1993 - Timber structures standard. Wellington, New Zealand, 1993
14. New Zealand Society for Earthquake Engineering. Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquakes. NZSEE Wellington, New Zealand, 2006
15. Standards New Zealand. NZS 1170.5:2004 – Structural design actions, Part 5: Earthquake actions New Zealand. Wellington, New Zealand, 2004
16. Porteous J., Kermani A. “Structural Timber Design to Eurocode 5”. Blackwell Publishing, 2007
17. European Standard EN 1380:2009 – Timber structures. Test methods. Load bearing nails, screws dowels and bolts.
18. European Standard EN 26891:1991 – Timber structures. Joints made with mechanical fasteners. General principles for the determination of strength and deformation characteristics.
19. ISO 8970:2010 - Timber structures. Testing of joints made with mechanical fasteners. Requirements for wood density.

20. Coyne T. "NEESWood: Framing to sheathing connection tests". Proceedings of the 2007 earthquake engineering symposium for young researchers. Seattle, Washington, 2007
21. Tianyi Yi. "Experimental investigation and numerical simulation of an unreinforced masonry structure with flexible diaphragms". Georgia Institute of Technology, 2004
22. Muñoz W., Mohammad M., Salenikovich A., Quenneville P. "Determination of yield point and ductility of timber assemblies: In search for a harmonised approach".
23. Forest Products Laboratory. "Wood Handbook, Wood as Engineering Material – Chapter 8: Fastenings". United States Department of Agriculture Forest Service, Madison, Wisconsin, 2010
24. Judd J. P., Fonseca F. S., "Hysteresis Models for Nailed Sheathing-to-Framing Connections in Wood Shear Walls and Diaphragms"
25. Premrov M., Dobrila P. "Numerical analysis of sheathing boards influence on racking resistance of timber-frame walls". University of Maribor, Faculty of Civil Engineering, Slovenia, 2011
26. Meleki H., Asiz A., Smith I., Gagnon S., Mohammad M. "Differential Movements in a Timber Multi-Storey Hybrid Building". The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, 2011



## Παράρτημα Α. Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας συνδέσεων βάσει του Ευρωκώδικα 5

Παρακάτω παρουσιάζεται ο τρόπος υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας μονότμητων συνδέσεων ξύλου με ξύλο και ξυλόπλακας με ξύλο με συνδέσμους τύπου βλήτρου βάσει του Ευρωκώδικα 5 [5], καθώς και μία εφαρμογή εύρεσης της φέρουσας ικανότητας μιας μονότμητης σύνδεσης που υποβάλλεται σε εγκάρσια φόρτιση. Οι σύνδεσμοι τύπου βλήτρου που εξετάζονται είναι οι ήλοι (καρφιά), τα δίκαρφα (ήλοι με μορφή συνδετήρα), οι βίδες, τα βλήτρα και οι κοχλίες (Σχήμα Α.1).



Σχήμα Α.1: Σύνδεσμοι τύπου βλήτρου: ήλοι (καρφιά), βίδες, κοχλίες (μπουλόνια), βλήτρα και δίκαρφα [1]

### Α.1. Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας σύνδεσης

Η φέρουσα ικανότητα μιας σύνδεσης,  $F_{v,Rd}$ , υπολογίζεται βάσει της αντίστοιχης χαρακτηριστικής τιμής από τη σχέση:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} \quad (A.1)$$

όπου  $k_{mod}$  είναι ο τροποποιητικός συντελεστής με τον οποίο λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της διάρκειας φόρτισης και του ποσοστού περιεχόμενης υγρασίας του ξύλου, οι τιμές του οποίου λαμβάνονται από τον Πίνακα Α.1,  $F_{v,Rk}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή φέρουσας ικανότητας ανά τμήση και ανά σύνδεσμο και  $\gamma_M$  είναι ο συντελεστής ασφαλείας. Όταν υπολογίζεται η τιμή σχεδιασμού της φέρουσας ικανότητας της σύνδεσης για την οριακή κατάσταση αστοχίας ο συντελεστής ασφαλείας θα λαμβάνεται ίσος με 1,3 Στην περίπτωση υπολογισμού της μέσης τιμής της φέρουσας ικανότητας ο συντελεστής θα λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα.

Σημειώνεται επίσης, ότι όταν μία σύνδεση αποτελείται από δύο διαφορετικά ξύλινα μέλη ο τροποποιητικός συντελεστής ορίζεται από τη σχέση:

$$k_{mod} = \sqrt{k_{mod,1} \cdot k_{mod,2}} \quad (A.2)$$

όπου  $k_{mod,1}$  και  $k_{mod,2}$  είναι οι τροποποιητικοί συντελεστές των αντοχών των δύο ξύλινων μελών.

Για τον υπολογισμό μίας σύνδεσης η οποία αποτελείται από μία ομάδα συνδέσμων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι η συνολική φέρουσα ικανότητα μπορεί να είναι μικρότερη από το συνολικό άθροισμα των επιμέρους φερουσών ικανοτήτων λόγω τοπικών ανομοιομορφιών των μηχανικών χαρακτηριστικών, ανομοιομορφιών χαρακτηριστικών ερπυστικών παραμορφώσεων κ.α.. Η ενεργός

χαρακτηριστική φέρουσα ικανότητα,  $F_{v,ef,Rk}$ , κατά τη διεύθυνση μίας μόνο σειράς συνδέσμων τοποθετημένων παράλληλα προς τις ίνες, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} \cdot F_{v,Rk} \quad (A.3)$$

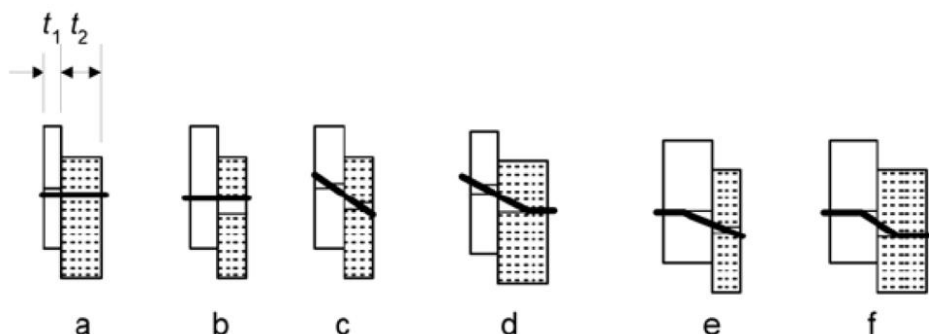
όπου  $n_{ef}$  είναι ο ενεργός αριθμός συνδέσμων στην παράλληλη προς τις ίνες γραμμή, ο οποίος υπολογίζεται ανά περίπτωση συνδέσμου.

Πίνακας A.1: Τιμές του τροποποιητικού συντελεστή  $k_{mod}$  [1]

Υλικό	Πρότυπο	Κατηγορία λειτουργίας	Κατηγορία διάρκειας φόρτισης				
			Μόνιμη δράση	Μακροχρόνια δράση	Μεσοχρόνια δράση	Βραχυχρόνια δράση	Στιγμαία δράση
Φυσική ξυλεία	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Επικολλητή ξυλεία	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Ξυλεία επικολλημένων ξυλόφυλλων (LVL)	EN 14374, EN 14279	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Αντικολλητή ξυλεία	EN 636 Μέρη 1,2,3 Μέρη 2,3 Μέρος 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Πλάκες προσανατολισμένων ξυλοτεμαχιδίων (OSB)		1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Μοριόπλακες	EN 312 Μέρος 4, Μέρος 5 Μέρος 5 Μέρος 6, Μέρος 7 Μέρος 7	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Ινόπλακες σκληρές	EN 622-2 HB.LA, HB.HLA 1 ή 2 HB.HLA 1 ή 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Ινόπλακες μέσης σκληρότητας	EN 622-3 MBH.LA 1 ή 2 MBH.HLS 1 ή 2 MBH.HLS 1 ή 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		2	-	-	-	0,45	0,80
Ινόπλακες μέσης πυκνότητας (MDF)	EN 622-5 MDF.LA, MDF.HLS MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		2	-	-	-	0,45	0,80

### A.1.1. Υπολογισμός της χαρακτηριστικής τιμής φέρουσας ικανότητας σύνδεσης

Για τον υπολογισμό της χαρακτηριστικής τιμής της φέρουσας ικανότητας σύνδεσης πρέπει να είναι δεδομένα (α) το είδος των ξύλων που συνδέονται, (β) το πάχος των ξύλων, (γ) η χαρακτηριστική πυκνότητα των ξύλων, (δ) το είδος του συνδέσμου, (ε) η διάμετρος του συνδέσμου, (στ) το μήκος του συνδέσμου, (η) η εφελκυστική αντοχή του συνδέσμου και (ζ) η διεύθυνση φόρτισης της σύνδεσης σε σχέση με τις ίνες του ξύλου. Η φέρουσα ικανότητα μιας σύνδεσης θα προκύπτει από τον αντίστοιχο τρόπο αστοχίας. Οι πιθανοί τρόποι αστοχίας απεικονίζονται στο Σχήμα Α.2.



Σχήμα Α.2: Τρόποι αστοχίας μονότμητων συνδέσεων μεταξύ ξύλων και ξυλοπλακών [5]

Επομένως, η χαρακτηριστική τιμή φέρουσας ικανότητας των συνδέσμων τύπου βλήτρου σε μονότμητη σύνδεση,  $F_{v,Rk}$  προκύπτει από την ελάχιστη τιμή των σχέσεων:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \quad (a) \\ f_{h,2,k} t_2 d \quad (b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (c) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[ \sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (d) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} t_2^2 d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (e) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (f) \end{array} \right. \quad (A.4)$$

όπου τα γράμματα αντιστοιχούν στους πιθανούς τρόπους αστοχίας του Σχήματος A.2,  $t_i$  είναι το πάχος του ξύλου ή της ξυλόπλακας, ή το βάθος εμπήξεως του συνδέσμου, με  $i=1$  ή  $2$ ,  $f_{h,i,k}$  είναι η χαρακτηριστική αντοχή άντυνας στο ξύλινο μέλος  $i$ ,  $d$  είναι η διάμετρος του συνδέσμου,  $M_{y,Rk}$  είναι η χαρακτηριστική ροπή διαρροής του συνδέσμου,  $\beta$  είναι ο λόγος των αντοχών άντυνας των συνδεόμενων μελών και είναι ίσος με  $\beta = f_{h,2,k} / f_{h,1,k}$  και  $F_{ax,Rk}$  είναι η χαρακτηριστική αξονική αντοχή εξολκείσεως του συνδέσμου. Ο όρος  $F_{ax,Rk}/4$  στις παραπάνω σχέσεις αντιστοιχεί στη συμβολή του φαινόμενου περιδέσεως και δεν πρέπει να ξεπερνά ένα ποσοστό του πρώτου όρου του δεύτερου μέλους των σχέσεων, που αντιστοιχεί στη φέρουσα ικανότητα σύμφωνα με τη θεωρία διαρροής του Johansen, ανάλογα με το είδος του συνδέσμου. Αυτά τα ποσοστά είναι για:

Για στρογγυλούς ήλους:	15%
Για τετραγωνικούς ήλους:	25%
Για άλλους ήλους:	50%
Για βίδες:	100%
Για κοχλίες:	25%
Για βλήτρα:	0%

Όταν η χαρακτηριστική αξονική αντοχή εξολκείσεως του συνδέσμου,  $F_{ax,Rk}$ , είναι άγνωστη, τότε η συμβολή του φαινομένου περιδέσεως αγνοείται, γεγονός που είναι υπέρ της ασφαλείας.

Παρακάτω αναλύονται τα επιμέρους μεγέθη τα οποία συμμετέχουν στις σχέσεις υπολογισμού της χαρακτηριστικής φέρουσας ικανότητας μίας σύνδεσης. Όσον αφορά τα πάχη  $t_i$  για μονότμητες συνδέσεις, το  $t_1$  είναι το πάχος του ξύλου στο οποίο εισάγεται ο σύνδεσμος και το  $t_2$  είναι το βάθος της ακραίας εμπήξεως του ήλου.

## 1. Ήλοι

### Χαρακτηριστική ροπή διαρροής $M_{y,Rk}$ :

Η χαρακτηριστική ροπή διαρροής λείων ήλων που παράγονται από σύρμα εφελκυστικής αντοχής  $f_u$  τουλάχιστον  $600 \text{ N/mm}^2$  υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$M_{y,Rk} = \begin{cases} 0,30 f_u d^{2,6} & \text{για ήλους κυκλικής διατομής} \\ 0,45 f_u d^{2,6} & \text{για ήλους τετραγωνικής διατομής} \end{cases}$$

όπου  $d$  η διάμετρος του ήλου σε mm και  $f_u$  η εφελκυστική αντοχή του σύρματος σε  $\text{N/mm}^2$ .

Για τους τετραγωνικούς ήλους ή τους ήλους με αυλακώσεις σε τμήμα του κορμού τους η διάμετρος  $d$  λαμβάνεται ίση με τη διάσταση της πλευράς της διατομής τους.

### Χαρακτηριστική αντοχή άντυνας $f_{h,k}$ :

Η χαρακτηριστική αντοχή άντυνας φυσικής ή επικολλητής ξυλείας ή επικολλημένων ξυλόφυλλων (LVL) για ήλους διαμέτρου μέχρι και  $8 \text{ mm}$  δίδεται από τις σχέσεις:

$$f_{h,k} = \begin{cases} 0,082\rho_k d^{-0,3} & \text{χωρίς προδιάτρηση οπών} \\ 0,082(1-0,01d)\rho_k & \text{με προδιάτρηση οπών} \end{cases}$$

όπου  $f_{h,k}$  είναι η χαρακτηριστική αντοχή άντυνας του ξύλου σε  $\text{N/mm}^2$ ,  $d$  η διάμετρος του ήλου σε  $\text{mm}$  και  $\rho_k$  η χαρακτηριστική πυκνότητα του ξύλου σε  $\text{kg/m}^3$ . Οι παραπάνω σχέσεις είναι ανεξάρτητες της γωνίας φόρτισης ενώ για ήλους με διάμετρο μεγαλύτερη από 8  $\text{mm}$  η αντοχή της άντυνας υπολογίζεται από τις αντίστοιχες σχέσεις που ισχύουν για τους κοχλίες.

Αντίστοιχα, για τον υπολογισμό της χαρακτηριστικής αντοχής της άντυνας για διάφορα είδη ξυλόπλακας, όταν η διάμετρος κεφαλής του ήλου είναι τουλάχιστον  $2d$ , ακολουθούνται οι σχέσεις:

$$f_{h,k} = \begin{cases} 0,11\rho_k d^{-0,3} & \text{για αντικολλητή ξυλεία-κόντρα πλακέ} \\ 30d^{-0,3}t^{0,6} & \text{για ινόπλακες σκληρές} \\ 65d^{-0,7}t^{0,1} & \text{για μοριόπλακες και πλάκες} \\ & \text{προσανατολισμένων ξυλοτεμαχιδίων (OSB)} \end{cases}$$

όπου  $f_{h,k}$  είναι η χαρακτηριστική αντοχή άντυνας της ξυλόπλακας σε  $\text{N/mm}^2$ ,  $d$  η διάμετρος του ήλου σε  $\text{mm}$  και  $\rho_k$  η χαρακτηριστική πυκνότητα της ξυλόπλακας αντίστοιχα σε  $\text{kg/m}^3$ . Οι παραπάνω σχέσεις είναι ανεξάρτητες της γωνίας φόρτισης διότι οι ξυλόπλακες έχουν παρόμοιες αντοχές προς όλες τις κατευθύνσεις.

#### Ενεργός αριθμός $n_{ef}$ :

Όταν μία σειρά ήλων φορτίζεται παράλληλα προς τις ίνες τότε ο ενεργός αριθμός ήλων,  $n_{ef}$ , που λαμβάνεται υπόψη για τον υπολογισμό της συνολικής φέρουσας ικανότητας της ομάδας συνδέσμων είναι:

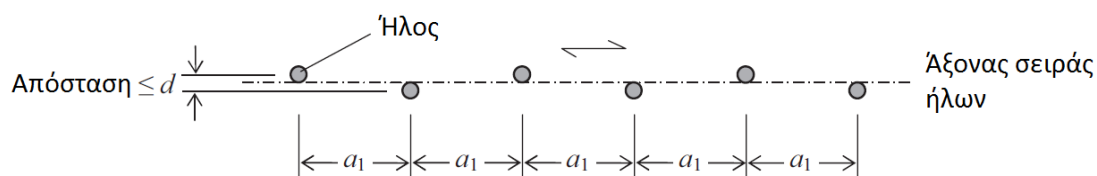
$$n_{ef} = n^{k_{ef}}$$

όπου  $n$  είναι ο αριθμός ήλων σε μία σειρά και  $k_{ef}$  είναι ένας εκθέτης ο οποίος εξαρτάται από την απόσταση μεταξύ των ήλων,  $a_1$ , από το αν έχει γίνει ή όχι προδιάτρηση στα ξύλινα μέλη και δίδεται από τον Πίνακα Α.2. Σημειώνεται ότι όταν οι ήλοι είναι μετατοπισμένοι εναλλάξ του άξονα κατά απόσταση μικρότερη της διαμέτρου τους τότε αντιμετωπίζονται ως μία σειρά ήλων (Σχήμα Α.3).

Πίνακας Α.2: Τιμές του εκθέτη  $k_{ef}$  για τον υπολογισμό του ενεργού αριθμού ήλων μιας σειράς φορτιζόμενη παράλληλα προς τις ίνες [5]

Αποστάσεις μεταξύ ήλων*	$k_{ef}$	
	Χωρίς προδιάτρηση	Με προδιάτρηση
$a_1 \geq 14d$	1,0	1,0
$a_1 = 10d$	0,85	0,85
$a_1 = 10d$	0,7	0,7
$a_1 = 4d$	-	0,5

\*Για ενδιάμεσες τιμές του  $a_1$  επιτρέπεται γραμμική παρεμβολή.



Σχήμα Α.3: Ήλοι σε μία σειρά (αποστάσεις μεταξύ των ήλων) [5]

Όταν μία σειρά ήλων φορτίζεται κάθετα στις ίνες τότε ο ενεργός αριθμός των ήλων είναι ίσος με τον πραγματικό αριθμό των ήλων.

Στην περίπτωση που μία ομάδα ήλων φορτίζεται υπό γωνία προς τις ίνες η φέρουσα ικανότητα υπολογίζεται και ελέγχεται ξεχωριστά για τις δύο συνιστώσες της δύναμης παράλληλα και κάθετα στις ίνες.

## 2. Βίδες

Ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας της βίδας γίνεται με βάση τη διάμετρο του λείου τμήματος του κορμού της. Όταν η διάμετρος αυτή είναι μικρότερη των 6 mm τότε εφαρμόζονται οι κανόνες που ισχύουν για τους ήλους και όταν είναι μεγαλύτερη των 6 mm εφαρμόζονται οι κανόνες που ισχύουν για τους κοχλίες. Στις σχέσεις αυτές θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή του ελικοφόρου τμήματος (σπειρώματος), μέσω της ενεργού διαμέτρου  $d_{ef}$ . Όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το λείο τμήμα της βίδας, η εξωτερική διάμετρος του σπειρώματος είναι ίση με τη διάμετρο του λείου τμήματος και το λείο τμήμα εισχωρεί κατά τουλάχιστον  $4d$  στο μέλος που δέχεται την αιχμή της βίδας, τότε ως ενεργός διάμετρος λαμβάνεται η διάμετρος του λείου τμήματος. Σε αντίθετη περίπτωση η ενεργός διάμετρος λαμβάνεται ίση με το 1,1 της εσωτερικής διαμέτρου του σπειρώματος.

### 3. Δίκαρφα

#### Διάμετρος d:

Η διάμετρος στις σχέσεις υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας ισούται με τη διάμετρο του ενός σκέλους των δίκαρφων όταν είναι κυκλικής διατομής, ενώ όταν είναι τετραγωνικής διατομής ισούται με την τετραγωνική ρίζα του γινομένου των δύο πλευρών.

#### Χαρακτηριστική ροπή διαρροής $M_{y,Rk}$ :

Η χαρακτηριστική ροπή διαρροής κάθε σκέλους του δίκαρφου που παράγεται από σύρμα εφελκυστικής αντοχής  $f_u$  τουλάχιστον  $800 \text{ N/mm}^2$  υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{y,Rk} = 240d^{2,6}$$

όπου  $M_{y,Rk}$  είναι η χαρακτηριστική ροπή διαρροής σε  $\text{N/mm}^2$  και  $d$  είναι η διάμετρος του σκέλους του δίκαρφου σε mm.

#### Χαρακτηριστική αντοχή άντυνας $f_{h,k}$ :

Για τον υπολογισμό της χαρακτηριστικής αντοχής της άντυνας ακολουθούνται οι αντίστοιχες σχέσεις που ισχύουν για τους ήλους.

#### Ενεργός αριθμός $n_{ef}$ :

Η φέρουσα ικανότητα παράλληλα προς τις ίνες μιας σειράς παράλληλης προς τις ίνες  $n$  αριθμού δίκαρφων υπολογίζεται βάσει του ενεργού αριθμού συνδέσμων,  $n_{ef}$ , σύμφωνα με τους κανόνες που ισχύουν για τους ήλους.

### 4. Κοχλίες

#### Χαρακτηριστική ροπή διαρροής $M_{y,Rk}$ :

Η χαρακτηριστική ροπή διαρροής ενός κοχλία υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{y,Rk} = 0,3f_{u,k}d^{2,6}$$

όπου  $M_{y,Rk}$  είναι η χαρακτηριστική ροπή διαρροής του κοχλία σε  $\text{N/mm}^2$ ,  $f_{u,k}$  είναι η χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή του κοχλία σε  $\text{N/mm}$  και  $d$  είναι η διάμετρος του κοχλία σε mm.

#### Χαρακτηριστική αντοχή άντυνας $f_{h,k}$ :

Η αντοχή της άντυνας του ξύλου όταν οι σύνδεσμοι είναι κοχλίες εξαρτάται από τη γωνία ασκήσεως της δύναμης σε σχέση με τις ίνες του. Επομένως κατά τον υπολογισμό της αντοχής αυτής πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και η γωνία της δύναμης ως προς τις ίνες, δηλαδή η γωνία  $\alpha$ . Η χαρακτηριστική αντοχή άντυνας φυσικής ή επικολητής ξυλείας ή επικολημένων ξυλόφυλλων (LVL), για κοχλίες διαμέτρου έως 30 mm, όταν η δύναμη ασκείται υπό γωνία ως προς τις ίνες, ορίζεται από τη σχέση:

$$f_{h,a,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 a + \cos^2 a}$$

με:

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k$$

όπου  $f_{h,\alpha,k}$  είναι η χαρακτηριστική αντοχή άντυνας για γωνία  $\alpha$  προς τις ίνες σε  $\text{N/mm}^2$ ,  $f_{h,0,k}$  είναι η χαρακτηριστική αντοχή άντυνας παραλλήλως προς τις ίνες σε  $\text{N/mm}^2$ ,  $\rho_k$  είναι η χαρακτηριστική πυκνότητα του ξύλου σε  $\text{kg/m}^3$ ,  $\alpha$  είναι η γωνία της δύναμης ως προς τις ίνες,  $d$  είναι η διάμετρος του κοχλίου σε  $\text{mm}$  και  $k_{90}$  είναι ένας συντελεστής που εξαρτάται από το είδος της ξυλείας και είναι ίσος με:

$$k_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015d & \text{για ξυλεία κωνοφόρων (μαλακή ξυλεία)} \\ 1,30 + 0,015d & \text{για ξυλεία επικολλημένων ξυλοφύλλων (LVL)} \\ 0,90 + 0,015d & \text{για ξυλεία πλατύφυλλων (σκληρή ξυλεία)} \end{cases}$$

Όπως προαναφέρθηκε, η αντοχή της άντυνας των ξυλοπλακών είναι ανεξάρτητη από τη γωνία ασκήσεως της δύναμης, διότι οι ξυλόπλακες έχουν παρόμοιες αντοχές προς όλες τις κατευθύνσεις. Η χαρακτηριστική αντοχή της άντυνας ξυλοπλακών υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$f_{h,k} = \begin{cases} 0,11(1 - 0,01d)\rho_k & \text{για αντικολλητή ξυλεία-κόντρα πλακέ} \\ 50d^{-0,6}t^{0,2} & \text{για μοριόπλακες και πλάκες} \\ & \text{προσανατολισμένων ξυλοτεμαχιδίων} \\ & \text{(OSB)} \end{cases}$$

Ενεργός αριθμός  $n_{ef}$ :

Η φέρουσα ικανότητα παραλλήλως προς τις ίνες μιας σειράς παράλληλης προς τις ίνες  $n$  αριθμού κοχλιών θα πρέπει να υπολογίζεται βάσει του ενεργού αριθμού κοχλιών,  $n_{ef}$ , όπου:

$$n_{ef} = \begin{cases} n \\ n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \end{cases}$$

όπου  $a_1$  είναι η απόσταση μεταξύ των κοχλιών παραλλήλως προς τις ίνες,  $d$  είναι η διάμετρος των κοχλιών και  $n$  είναι ο αριθμός των κοχλιών σε μία σειρά.

## 5. Βλήτρα

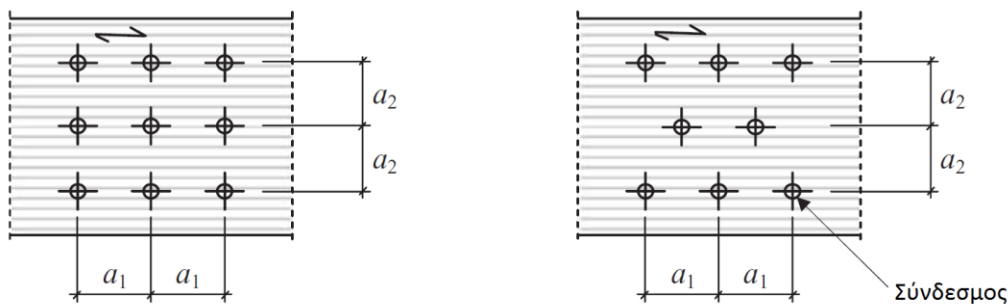
Η διάμετρος του βλήτρου θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 6  $\text{mm}$  και μικρότερη από 30  $\text{mm}$ . Ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας των βλήτρων γίνεται με τις ίδιες σχέσεις που ισχύουν για τους κοχλίες.



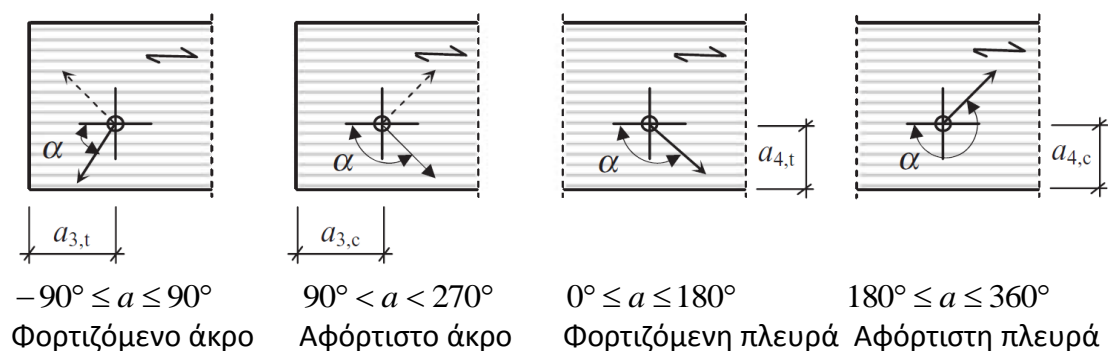
## A.2. Ελάχιστες αποστάσεις εγκάρσια φορτιζόμενων συνδέσμων τύπου βλήτρου

Οι σχέσεις υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας των συνδέσμων βάσει του Ευρωκώδικα 5 προϋποθέτουν ότι δεν θα υπάρξει κάποια πρόωγη ψαθυρή αστοχία λόγω σχισίματος του ξύλου. Για την αποφυγή αυτών των αστοχιών έχουν υπολογιστεί κάποιες ελάχιστες απαιτούμενες αποστάσεις μεταξύ των συνδέσμων και των ακραίων συνδέσμων από τις πλευρές και τα άκρα του ξύλου που πρέπει να τηρούνται. Παρακάτω δίδονται πίνακες (Πίνακες A.2, A.3, A.4, A.5) με τις ελάχιστες αυτές αποστάσεις για κάθε είδος συνδέσμου τύπου βλήτρου όπου:

- $a_1$  είναι η απόσταση μεταξύ των ήλων μιας σειράς, παραλλήλως προς τις ίνες,
- $a_2$  είναι η απόσταση μεταξύ των σειρών ήλων καθέτως προς τις ίνες,
- $a_{3,c}$  είναι η απόσταση των ήλων από το αφόρτιστο άκρο,
- $a_{3,t}$  είναι η απόσταση των ήλων από το φορτιζόμενο άκρο,
- $a_{4,c}$  είναι η απόσταση των ήλων από την αφόρτιστη πλευρά,
- $a_{4,t}$  είναι η απόσταση των ήλων από τη φορτιζόμενη πλευρά και
- $\alpha$  είναι η γωνία που σχηματίζεται από το διάνυσμα της δυνάμεως που μεταφέρει ο σύνδεσμος στο μέλος με τη διεύθυνση των ινών του ξύλου



(α) Αποστάσεις μεταξύ των συνδέσμων παράλληλα και κάθετα στις ίνες του ξύλου



(β) Αποστάσεις μεταξύ των ακραίων συνδέσμων από τις πλευρές και το άκρο του ξύλου

Σχήμα A.3: Σχηματική απεικόνιση των αποστάσεων μεταξύ των συνδέσμων και μεταξύ των ακραίων συνδέσμων από τις πλευρές και το άκρο του ξύλου [16]

## 1. Ήλοι

Στον Πίνακα Α.2 δίδονται οι ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ των εγκάρσια φορτιζόμενων ήλων και μεταξύ των ακραίων ήλων από τις πλευρές και το άκρο του ξύλου που πρέπει να τηρούνται σε συνδέσεις ξύλου με ξύλο. Για ηλώσεις σε ξύλο, εκτός των ελάχιστων αποστάσεων που πρέπει να τηρούνται για την αποφυγή σχισίματος των ξύλινων συνδεόμενων μελών, όταν η διάμετρος του ήλου είναι μεγαλύτερη των 6 mm τότε χρειάζεται να γίνει προδιάτρηση [16]. Επίσης, προδιάτρηση γίνεται όταν το ξύλο που συνδέεται έχει χαρακτηριστική πυκνότητα μεγαλύτερη των 500 kg/m<sup>3</sup> ή όταν το πάχος των συνδεόμενων μελών είναι μικρότερο από την παρακάτω τιμή:

$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} 7d \\ (13d - 30) \frac{\rho_k}{400} \end{array} \right.$$

όπου t είναι το ελάχιστο πάχος των συνδεόμενων ξύλων ώστε να μην απαιτείται προδιάτρηση, ρ<sub>k</sub> είναι η χαρακτηριστική πυκνότητα του ξύλου σε kg/m<sup>3</sup> και d είναι η διάμετρος του ήλου σε mm.

Πίνακας Α.2: Ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ των ήλων και ελάχιστες αποστάσεις των ήλων από τις πλευρές και το άκρο του ξύλου [5]

Αποστάσεις μεταξύ και από τις πλευρές και το άκρο του ξύλου	Γωνία α	Ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ ή από τις πλευρές και το άκρο του ξύλου		
		Χωρίς προδιάτρηση οπών		Με προδιάτρηση οπών
		ρ <sub>k</sub> ≤ 420kg/m <sup>3</sup>	420kg/m <sup>3</sup> < ρ <sub>k</sub> < 500kg/m <sup>3</sup>	
Απόσταση μεταξύ ήλων a <sub>1</sub> (παραλλήλως προς τις ίνες)	0° ≤ a ≤ 360°	d < 5mm : (5 + 5 cos a )d d ≥ 5mm : (5 + 7 cos a )d	(7 + 8 cos a )d	(4 +  cos a )d
Απόσταση μεταξύ ήλων a <sub>2</sub> (καθέτως προς τις ίνες)	0° ≤ a ≤ 360°	5d	7d	(3 +  sin a )d
Απόσταση a <sub>3,t</sub> (από φορτιζόμενο άκρο)	-90° ≤ a ≤ 90°	(10 + 5 cos a)d	(15 + 5 cos a)d	(7 + 5 cos a)d
Απόσταση a <sub>3,c</sub> (από αφόρτιστο άκρο)	90° ≤ a ≤ 270°	10d	15d	7d
Απόσταση a <sub>4,t</sub> (από φορτιζόμενη πλευρά)	0° ≤ a ≤ 180°	d < 5mm : (5 + 2 sin a)d d ≥ 5mm : (5 + 5 sin a)d	d < 5mm : (7 + 2 sin a)d d ≥ 5mm : (7 + 5 sin a)d	d < 5mm : (3 + 2 sin a)d d ≥ 5mm : (3 + 4 sin a)d
Απόσταση a <sub>4,c</sub> (από αφόρτιστη πλευρά)	180° ≤ a ≤ 360°	5d	7d	3d

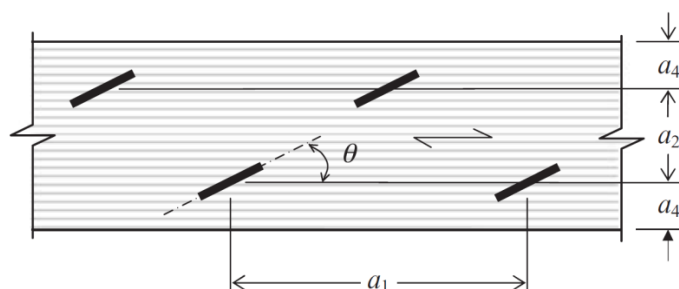
Για συνδέσεις ξύλου με ξυλόπλακα οι αποστάσεις μεταξύ των ήλων προκύπτουν από τις αντίστοιχες του Πίνακα Α.2 πολλαπλασιασμένες με το συντελεστή 0,85. Επίσης, η απόσταση μεταξύ των ακραίων συνδέσεων και το άκρο, είτε αυτό είναι αφόρτιστο είτε φορτιζόμενο λαμβάνεται ίση με  $3d$  και η απόσταση μεταξύ των ακραίων ήλων και την πλευρά είτε είναι αφόρτιστη είτε φορτιζόμενη λαμβάνεται ίση με  $(3+4\sin\alpha)d$ .

## 2. Βίδες

Οι ελάχιστες αποστάσεις που απαιτούνται στις συνδέσεις με βίδες είναι ίδιες με αυτές των ήλων όταν η διάμετρος του λείου τμήματος της βίδας είναι μικρότερη ή ίση των 6 mm ενώ για μεγαλύτερη διάμετρο ισχύουν οι ελάχιστες αποστάσεις των κοχλιών.

## 3. Δίκαρφα

Οι ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ των δίκαρφων και οι ελάχιστες αποστάσεις από τις πλευρές και το άκρο του ξύλου, δίδονται στον Πίνακα Α.3 και παρουσιάζονται στο Σχήμα Α.4, όπου  $\theta$  είναι η κλίση της κεφαλής του δίκαρφου ως προς τις ίνες.



Σχήμα Α.4: Ορισμός αποστάσεων μεταξύ δίκαρφων [16]

Πίνακας Α.3: Ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ των δίκαρφων και ελάχιστες αποστάσεις από τις πλευρές και το άκρο του ξύλου [5]

Αποστάσεις μεταξύ και από τις πλευρές και το άκρο του ξύλου	Γωνία $\alpha$	Ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ και από τις πλευρές και το άκρο του ξύλου
$a_1$ (παραλλήλως προς τις ίνες) για $\theta \geq 30^\circ$ για $\theta < 30^\circ$	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(10 + 5 \cos \alpha )d$ $(15 + 5 \cos \alpha )d$
$a_2$ (καθέτως προς τις ίνες)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$15d$
$a_{3,t}$ (φορτιζόμενο άκρο)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(10 + 5 \cos \alpha )d$
$a_{3,c}$ (αφόρτιστο άκρο)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$15d$
$a_{4,t}$ (φορτιζόμενη πλευρά)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(15 + 5 \sin \alpha )d$
$a_{4,c}$ (αφόρτιστη πλευρά)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$10d$

#### 4. Κοχλίες

Οι ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών και οι ελάχιστες αποστάσεις από τις πλευρές και το άκρο του ξύλου δίδονται στον Πίνακα Α.3.

Πίνακας Α.4: Ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών και ελάχιστες αποστάσεις από τις πλευρές και το άκρο του ξύλου

Αποστάσεις μεταξύ, από τις πλευρές και το άκρο του ξύλου	Γωνία $\alpha$	Ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ και από τις πλευρές και το άκρο του ξύλου
$a_1$ (παραλλήλως προς τις ίνες)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 +  \cos \alpha )d$
$a_2$ (καθέτως προς τις ίνες)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4d$
$a_{3,t}$ (φορτιζόμενο άκρο)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7d, 80mm)$
$a_{3,c}$ (αφόρτιστο άκρο)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$\max[(1 + 6 \sin \alpha)d, 4d]$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$4d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max[(1 + 6 \sin \alpha)d, 4d]$
$a_{4,t}$ (φορτιζόμενη πλευρά)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \sin \alpha)d, 3d]$
$a_{4,c}$ (αφόρτιστη πλευρά)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$

#### 5. Βλήτρα

Οι ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ των βλήτρων και από τις πλευρές και το άκρο του ξύλου, δίδονται στον Πίνακα Α.5.

Πίνακας Α.5: Ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ των βλήτρων και ελάχιστες αποστάσεις από τις πλευρές και το άκρο του ξύλου

Αποστάσεις μεταξύ, από τις πλευρές και το άκρο του ξύλου	Γωνία $\alpha$	Ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ και από τις πλευρές και το άκρο του ξύλου
$a_1$ (παραλλήλως προς τις ίνες)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3 + 2 \cos \alpha )d$
$a_2$ (καθέτως προς τις ίνες)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$
$a_{3,t}$ (φορτιζόμενο άκρο)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7d, 80mm)$
$a_{3,c}$ (αφόρτιστο άκρο)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$\max[(a_{3,t}  \sin \alpha )d, 3d]$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$3d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max[(a_{3,t}  \sin \alpha )d, 3d]$
$a_{4,t}$ (φορτιζόμενη πλευρά)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \sin \alpha)d, 3d]$
$a_{4,c}$ (αφόρτιστη πλευρά)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$

### A.3. Εφαρμογή

Υπολογίζεται η φέρουσα ικανότητα μονότμητης σύνδεσης, με δύο ήλους, δοκού και σανίδας, από φυσική ξυλεία. Η ξύλινη δοκός έχει μέση πυκνότητα  $517 \text{ kg/m}^3$ , που αντιστοιχεί σε χαρακτηριστική πυκνότητα  $430,8 \text{ kg/m}^3$  και η ξύλινη σανίδα έχει μέση πυκνότητα  $487 \text{ kg/m}^3$ , που αντιστοιχεί σε χαρακτηριστική πυκνότητα  $405,8 \text{ kg/m}^3$ . Το πάχος της σανίδας είναι  $18 \text{ mm}$  και το ύψος της δοκού είναι  $290 \text{ mm}$ . Οι ήλοι έχουν εφελκυστική αντοχή  $f_u=600 \text{ N/mm}$ , είναι κυκλικής διατομής με διάμετρο  $d=3,15 \text{ mm}$  και έχουν μήκος  $l=75 \text{ mm}$ .

#### Πάχη $t_i$ :

Το πάχος του ξύλου στο οποίο εισάγεται ο ήλος είναι:

$$t_1 = 18 \text{ mm}$$

και το βάθος της ακραίας εμπήξεως του ήλου είναι:

$$t_2 = l - t_1 = 57 \text{ mm}$$

#### Χαρακτηριστική ροπή διαρροής $M_{y,Rk}$ :

Η χαρακτηριστική ροπή διαρροής των ήλων είναι ίση με:

$$M_{y,Rk} = 0,30 f_u d^{2,6} = 0,30 \times 600 \times 3,15^{2,6} = 3555 \text{ Nmm}$$

#### Χαρακτηριστική αντοχή άντυνας $f_{h,k}$ :

Η διάμετρος  $d$  των ήλων είναι μικρότερη των  $6 \text{ mm}$  [16] και η χαρακτηριστική πυκνότητα  $\rho_k$  και των δύο συνδεόμενων μελών είναι μικρότερη από  $500 \text{ kg/m}^3$ , οπότε δεν χρειάζεται να γίνει προδιάτρηση.

Η χαρακτηριστική αντοχή άντυνας της σανίδας είναι:

$$f_{h,1,k} = 0,082 \rho_{k,1} d^{-0,3} = 0,082 \times 405,8 \times 3,15^{-0,3} = 23,58 \text{ N/mm}^2$$

Η χαρακτηριστική αντοχή άντυνας της δοκού είναι:

$$f_{h,2,k} = 0,082 \rho_{k,2} d^{-0,3} = 0,082 \times 430,8 \times 3,15^{-0,3} = 25,04 \text{ N/mm}^2$$

#### Χαρακτηριστική τιμή φέρουσας ικανότητας $F_{v,Rk}$ :

Η χαρακτηριστική τιμή φέρουσας ικανότητας ανά σύνδεσμο ισούται με την ελάχιστη τιμή από τα αποτελέσματα των παρακάτω σχέσεων:

$$F_{v,Rk,a} = f_{h,1,k} t_1 d = 23,58 \times 18 \times 3,15 = 1337,26 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,b} = f_{h,2,k} t_2 d = 25,04 \times 57 \times 3,15 = 4495,54 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} F_{v,Rk,c} &= \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] = \\ &= \frac{23,58 \cdot 18 \cdot 3,15}{1 + 1,06} \left[ \sqrt{1,06 + 2 \cdot 1,06^2 \cdot \left[ 1 + \frac{57}{18} + \left( \frac{57}{18} \right)^2 \right]} + 1,06^3 \cdot \left( \frac{57}{18} \right)^2 - 1,06 \cdot \left( 1 + \frac{57}{18} \right) \right] \\ &= 1484,66 \text{ N} \end{aligned}$$

$$F_{v,Rk,d} = 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[ \sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rm}}{f_{h,1,m} t_1^2 d}} - \beta \right] =$$

$$= 1,05 \cdot \frac{23,58 \cdot 18 \cdot 3,15}{2 + 1,06} \left[ \sqrt{2 \cdot 1,06 \cdot (1 + 1,06) + \frac{4 \cdot 1,06 \cdot (2 + 1,06) \cdot 3555}{23,58 \cdot 3,15 \cdot 18^2}} - 1,06 \right]$$

$$= 664,03 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,e} = 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + 2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rm}}{f_{h,1,m} t_2^2 d}} - \beta \right] =$$

$$= 1,05 \cdot \frac{23,58 \cdot 18 \cdot 3,15}{1 + 2 \cdot 1,06} \cdot \left[ \sqrt{2 \cdot 1,06^2 \cdot (1 + 1,06) + \frac{4 \cdot 1,06 \cdot (1 + 2 \cdot 1,06) \cdot 3555}{23,58 \cdot 57^2 \cdot 3,15}} - 1,06 \right]$$

$$= 1621,41 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk,f} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rm} f_{h,1,m} d} =$$

$$= 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 1,06}{1 + 1,06}} \cdot \sqrt{2 \cdot 3555 \cdot 23,58 \cdot 3,15} = 848,24 \text{ N}$$

όπου:

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = \frac{25,04}{23,58} = 1,06$$

Οπότε η χαρακτηριστική τιμή φέρουσας ικανότητας ανά σύνδεσμο είναι:

$$F_{v,Rk} = \min \{ F_{v,Rk,a}; F_{v,Rk,b}; F_{v,Rk,c}; F_{v,Rk,d}; F_{v,Rk,e}; F_{v,Rk,f} \} =$$

$$= \min \{ 1337,26; 4495,54; 1484,66; 664,03; 1621,41; 848,24 \} = 664,03 \text{ N}$$

Μέση τιμή φέρουσας ικανότητας  $F_{v,Rm}$ :

Η μέση τιμή φέρουσας ικανότητας ανά ήλο υπολογίζεται για συντελεστή ασφαλείας  $\gamma_M=1$ . Για κατηγορία λειτουργίας 1 και για στιγμιαία φόρτιση ο τροποποιητικός συντελεστής,  $k_{mod}$ , ισούται με 1,10. Οπότε η μέση τιμή φέρουσας ικανότητας διαμορφώνεται ως εξής:

$$F_{v,Rm} = k_{mod} \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 1,10 \cdot \frac{664,03}{1} = 730,43 \text{ N}$$

## Παράρτημα Β. Καμπύλες δύναμης-ολίσθησης των συνδέσεων

Παρακάτω παρουσιάζονται τα πειράματα που έγιναν σε δοκίμια συνδέσεων σανίδας-δοκού, στα πλαίσια της διδακτορικής διατριβής του Wilson A. W. [7], για την εξαγωγή των αντίστοιχων καμπυλών δύναμης-ολίσθησης. Αυτές οι καμπύλες χρησιμοποιήθηκαν κατά την προσομοίωση των ξύλινων διαφραγμάτων, που περιγράφονται στο Παράρτημα Β και στο Κεφάλαιο 3, για τον ορισμό της μη-γραμμικής συμπεριφοράς των ελατηρίων των στοιχείων σύνδεσης στο SAP2000. Τα πειράματα έγιναν σε δοκίμια συνδέσεων σανίδας-δοκού, που κατασκευάστηκαν στην Αμερική και στη Νέα-Ζηλανδία και σε δοκίμια που εξήχθησαν από ξύλινο διάφραγμα διατηρητέου κτιρίου της Νέας-Ζηλανδίας. Για λόγους απλότητας, οι συνδέσεις που κατασκευάστηκαν στην Αμερική και στη Νέα-Ζηλανδία θα ονομάζονται στο εξής νέες-αμερικανικές συνδέσεις και νέες-νεοζηλανδικές συνδέσεις αντίστοιχα, ενώ οι συνδέσεις που εξήχθησαν από το διατηρητέο κτίριο θα ονομάζονται διασωθείσες συνδέσεις.

Για τον προσδιορισμό των καμπυλών δύναμης-ολίσθησης συνδέσεων με συνδέσμους τύπου βλήτρου σύμφωνα με τα ευρωπαϊκά δεδομένα, πρέπει να ακολουθούνται τα πρότυπα:

1. EN 1380:2009 – Ξύλινες κατασκευές. Μέθοδοι πειραμάτων. Εγκάρσια φορτιζόμενα καρφιά, βίδες, βλήτρα και κοχλίες
2. EN 26891:1991 – Ξύλινες κατασκευές. Σύνδεσμοι από μηχανικά στερεωτικά. Γενικές αρχές προσδιορισμού των χαρακτηριστικών αντοχής και παραμόρφωσης
3. ISO 8970:2010 – Ξύλινες κατασκευές. Δοκιμή με μηχανικά στερεωτικά. Απαιτήσεις πυκνότητας του ξύλου.

### Β.1. Νέες-αμερικανικές συνδέσεις

Τα δοκίμια συνδέσεων των πειραμάτων που έγιναν στην Αμερική κατασκευάστηκαν από τα ίδια υλικά με τα οποία κατασκευάστηκαν τα δοκίμια των πειραμάτων διατηρητικής σύνδεσης και των νέων διαφραγμάτων μικρής κλίμακας, που περιγράφονται στο Παράρτημα Γ.1 και Γ.2.1, αντίστοιχα. Οι σανίδες και οι δοκοί ήταν από ξυλεία κωνοφόρων και χρησιμοποιήθηκαν καρφιά για τη μεταξύ τους σύνδεση.

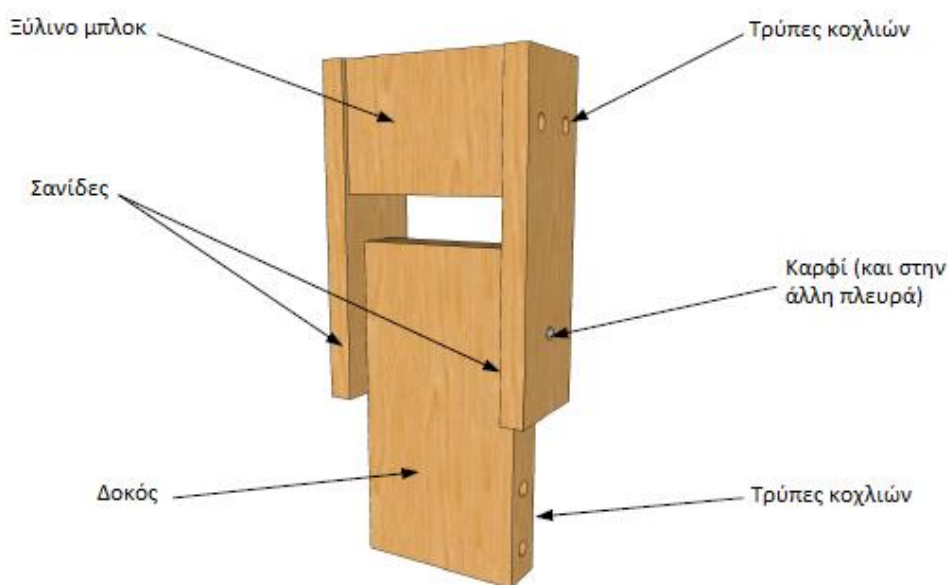
Κατασκευάστηκαν έξι δοκίμια συνδέσεων χρησιμοποιώντας σανίδες διατομής 19 mm×89 mm και δοκούς διατομής 38 mm×140 mm. Οι σανίδες συνδέθηκαν στις δοκούς με ήλους διαμέτρου 3,33 mm και μήκους 64 mm. Οι μέσες πυκνότητες των σανίδων ήταν 390 kg/m<sup>3</sup> και των δοκών 448 kg/m<sup>3</sup>, οι οποίες αντιστοιχούν σε χαρακτηριστικές πυκνότητες 325 kg/m<sup>3</sup> και 373,3 kg/m<sup>3</sup>.

Η διάταξη και οι διαστάσεις των δοκιμίων των συνδέσεων απεικονίζονται στο Σχήμα Β.1. Το κάθε δοκίμιο αποτελούνταν από δύο σανίδες ηλωμένες εκατέρωθεν της δοκού και ενός ξύλινου μέλους (μπλοκ). Το πάνω και κάτω μέρος κάθε δοκιμίου συνδέθηκε με βλήτρα στο μηχανήμα έτσι ώστε να ασφαλιστεί το δοκίμιο πάνω σε αυτό. Λόγω του ότι οι ήλοι που φορτίστηκαν εγκάρσια ήταν δύο, η συμπεριφορά

του κάθε ήλου βρέθηκε διαιρώντας δια δύο τη δύναμη που εφαρμόστηκε και βρίσκοντας το μέσο όρο των μετατοπίσεων των σανίδων και της δοκού.

Κάθε δοκίμιο υποβλήθηκε σε ψευδο-στατική φόρτιση ακολουθώντας ένα ανακυκλιζόμενο μοντέλο φόρτισης που αποτελούνταν από μονοκυκλικές μετατοπίσεις με μέγιστες τιμές 0,350mm, 0,75 mm, 1,125 mm και 1,5 mm και από μετατοπίσεις που επαναλαμβάνονταν για 3 κύκλους με μέγιστες τιμές 3,0 mm, 6,0 mm, 9,0 mm και 15,0 mm (Σχήμα Β.2). Οι επαναλαμβανόμενοι κύκλοι έγιναν για να δοθεί μία απομείωση της συμπεριφοράς της σύνδεσης για το ίδιο εύρος μετατοπίσεων. Η μέση ταχύτητα επιβολής φόρτισης ήταν 20mm/min.

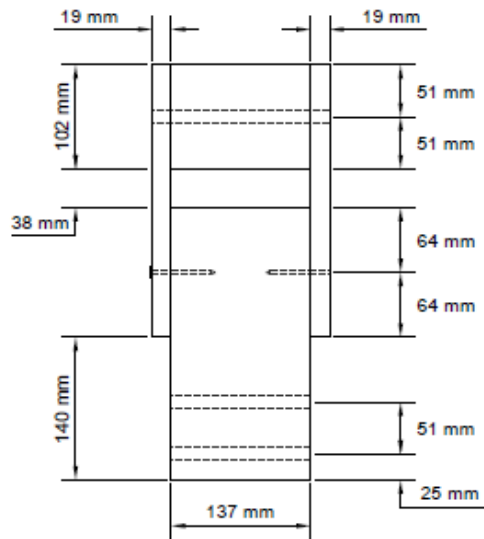
Για τη δημιουργία της καμπύλης δύναμης-ολίσθησης διαγράφηκαν οι περιβάλλουσες καμπύλες των βρόγχων υστέρησης των δοκιμίων. Η τελική καμπύλη δύναμης-ολίσθησης προέκυψε από τον μέσο όρο του θετικού τμήματος των περιβαλλουσών καμπύλων, από το μηδέν έως τα +15 mm. Ο μέσος όρος βρέθηκε διαμορφώνοντας τα θετικά σημεία των περιβαλλουσών καμπυλών σε είκοσι οχτώ τιμές μετατοπίσεων από το μηδέν έως τα +15 mm, κάνοντας γραμμική παρεμβολή. Στη συνέχεια, έχοντας υπολογίσει τα σημεία των καμπυλών για τις νέες μετατοπίσεις, βρέθηκε ο μέσος όρος των τιμών των δυνάμεων όλων των καμπυλών σε κάθε μετατόπιση. Τέλος, για τη δημιουργία μιας καμπύλης δύναμης-ολίσθησης που θα περιγράφει τη συμπεριφορά της σύνδεσης και στις δύο διευθύνσεις φόρτισης, δημιουργήθηκε η συμμετρική καμπύλη του θετικού τμήματος, ως προς τους άξονες x και y. Τα σημεία της καμπύλης δύναμης-ολίσθησης δίδονται στον Πίνακα Β.1 και απεικονίζονται στο Σχήμα Β.3.



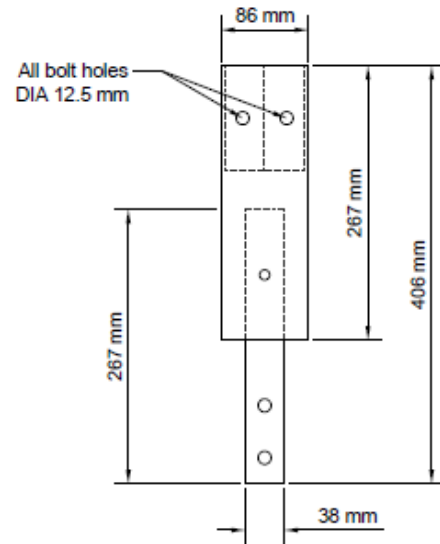
(α) Διάταξη στοιχείων δοκιμίου

Σχήμα Β.1: Λεπτομέρειες δοκιμίων νέων-αμερικανικών συνδέσεων [7]



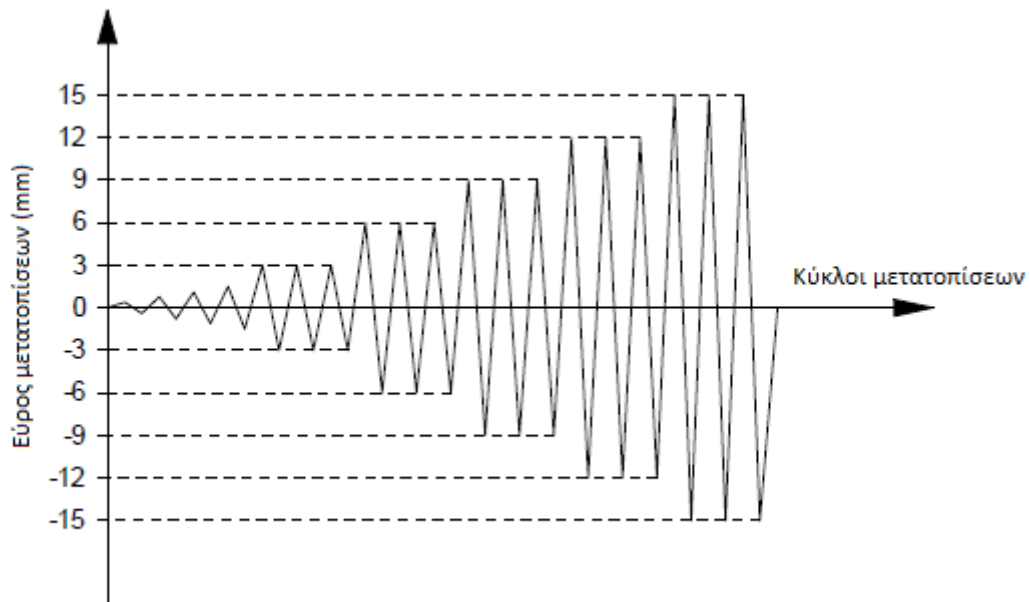


(β) Λεπτομέρειες μπροστινής όψης



(γ) Λεπτομέρειες πλαϊνής όψης

Σχήμα Β.1: Συνέχεια

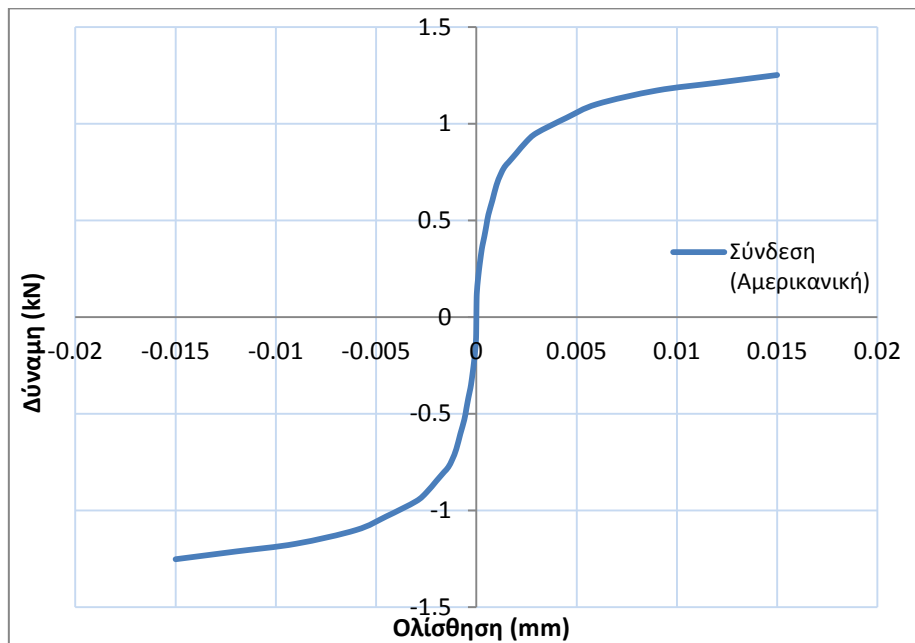


Σχήμα Β.2: Ανακυκλιζόμενη φόρτιση [7]

Πίνακας Β.1: Καμπύλη δύναμης-ολίσθησης νεοζηλανδικής σύνδεσης από πειραματικά αποτελέσματα [7]

Μετατόπιση (m)	Δύναμη (kN)
-0.015	-1.583
-0.012	-1.669
-0.009	-1.63
-0.006	-1.441
-0.0045	-1.315
-0.003	-1.17
-0.0025	-1.111
-0.002	-1.031
-0.0018	-0.997
-0.0016	-0.964
-0.0014	-0.929
-0.0012	-0.885
-0.001	-0.828
-0.0008	-0.757
-0.0006	-0.666
-0.0005	-0.608
-0.0004	-0.546
-0.0003	-0.482
-0.00025	-0.442
-0.0002	-0.395
-0.00015	-0.338
-0.0001	-0.269
-0.00005	-0.176
-0.00004	-0.153
-0.00003	-0.123
-0.00002	-0.088
-0.00001	-0.046
0	0
0.00001	0.046
0.00002	0.088
0.00003	0.123
0.00004	0.153
0.00005	0.176
0.0001	0.269
0.00015	0.338
0.0002	0.395
0.00025	0.442
0.0003	0.482
0.0004	0.546
0.0005	0.608
0.0006	0.666
0.0008	0.757

Μετατόπιση (m)	Δύναμη (kN)
0.001	0.828
0.0012	0.885
0.0014	0.929
0.0016	0.964
0.0018	0.997
0.002	1.031
0.0025	1.111
0.003	1.17
0.0045	1.315
0.006	1.441
0.009	1.63
0.012	1.669
0.015	1.583



Σχήμα Β.3: Καμπύλη δύναμης-ολίσθησης νέας-αμερικανικής σύνδεσης, ανά ήλο

## B.2. Νέες-νεοζηλανδικές συνδέσεις

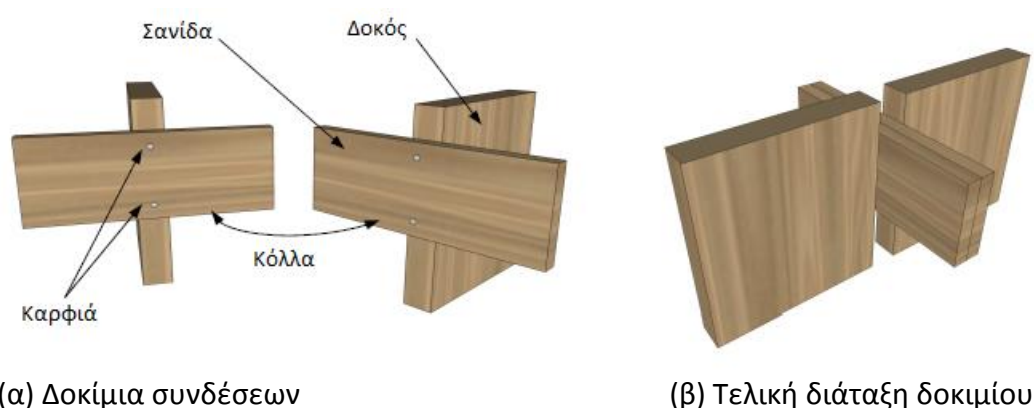
Τα δοκίμια συνδέσεων των πειραμάτων που έγιναν στη Νέα-Ζηλανδία κατασκευάστηκαν από τα ίδια υλικά με τα οποία κατασκευάστηκαν τα διαφράγματα πραγματικής κλίμακας που περιγράφονται στο Κεφάλαιο 3 και στο Παράρτημα Γ.3. Οι σανίδες και οι δοκοί ήταν από ξυλεία κωνοφόρων και χρησιμοποιήθηκαν καρφιά για τη μεταξύ τους σύνδεση.

Κατασκευάστηκαν δώδεκα δοκίμια συνδέσεων χρησιμοποιώντας σανίδες διατομής 18 mm×135 mm και δοκούς διατομής 45 mm×290 mm. Οι σανίδες συνδέθηκαν στις δοκούς με ήλους διαμέτρου 3,15 mm και μήκους 75 mm. Οι μέσες πυκνότητες των σανίδων ήταν 487 kg/m<sup>3</sup> και των δοκών 517 kg/m<sup>3</sup>, οι οποίες αντιστοιχούν σε χαρακτηριστικές πυκνότητες 405,8 kg/m<sup>3</sup> και 430,8 kg/m<sup>3</sup>.

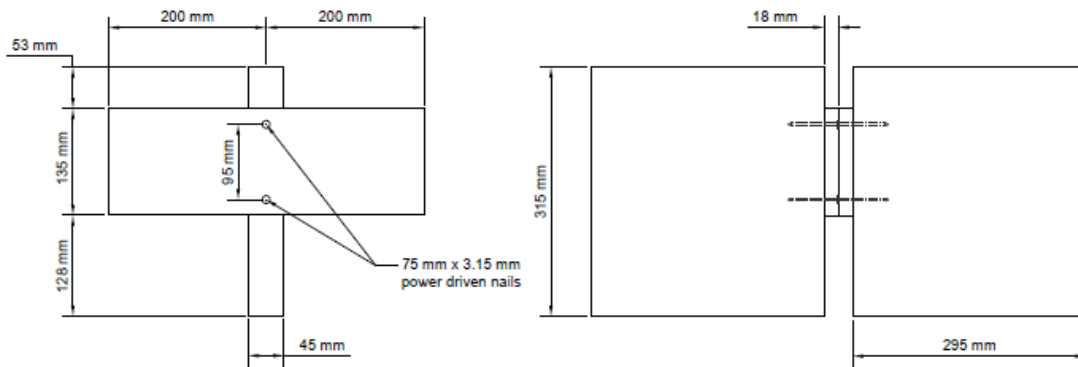
Όπως απεικονίζεται και στο Σχήμα Β.4, τα δοκίμια των νέων-νεοζηλανδικών συνδέσεων αποτελούνταν από δύο συνδέσεις σανίδας-δοκού. Το εκάστοτε δοκίμιο κατασκευάστηκε από σανίδες μήκους 400 mm συνδεδεμένες πάνω σε δοκούς μήκους 315 mm με δύο ήλους σε απόσταση μεταξύ τους ίση με 95 mm. Έπειτα οι συνδέσεις σανίδας-δοκού συνδέθηκαν μεταξύ τους με ξυλόκολλα υψηλής αντοχής για τη δημιουργία ενός συμμετρικού δοκιμίου με τέσσερις εγκάρσια φορτιζόμενους ήλους. Η συμπεριφορά του κάθε ήλου βρέθηκε διαιρώντας διά του τέσσερα τη δύναμη που εφαρμόστηκε και βρίσκοντας το μέσο όρο των δύο μετατοπίσεων που μετρήθηκαν κατά τη διάρκεια των πειραμάτων.

Κάθε δοκίμιο υποβλήθηκε σε ψευδο-στατική φόρτιση ακολουθώντας το ίδιο ανακυκλιζόμενο μοντέλο φόρτισης στο οποίο υποβλήθηκαν και τα δοκίμια των νέων-αμερικανικών συνδέσεων, που περιγράφηκε παραπάνω. Η μέση ταχύτητα επιβολής της φόρτισης ήταν 20 mm/min.

Η καμπύλη δύναμης-ολίσθησης των συνδέσεων δημιουργήθηκε με τον ίδιο τρόπο που περιγράφηκε για τις νέες-αμερικανικές συνδέσεις. Τα σημεία της καμπύλης δύναμης-ολίσθησης δίδονται στον Πίνακα Β.2 και απεικονίζονται στο Σχήμα Β.5.



Σχήμα Β.4: Λεπτομέρειες δοκιμίων νέων-νεοζηλανδικών συνδέσεων [7]



(γ) Τομή δοκιμίου στη διεπιφάνεια των σανίδων

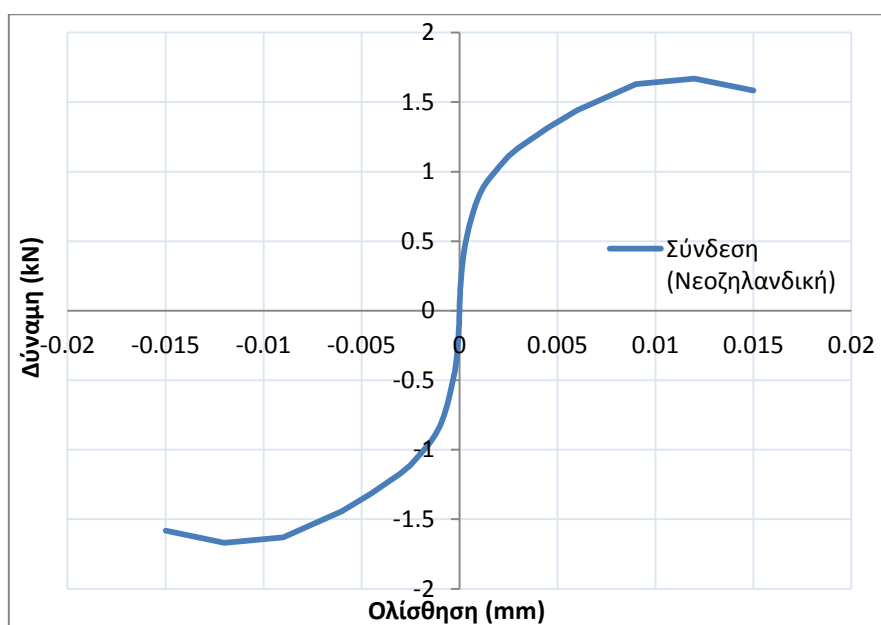
(δ) Πλαϊνές λεπτομέρειες

Σχήμα Β.4: Συνέχεια

Πίνακας Β.2: Καμπύλη δύναμης-ολίσθησης αμερικανικής σύνδεσης από πειραματικά αποτελέσματα [7]

Μετατόπιση (m)	Δύναμη (kN)
-0.015	-1.252
-0.012	-1.212
-0.009	-1.172
-0.006	-1.101
-0.0045	-1.031
-0.003	-0.952
-0.0025	-0.908
-0.002	-0.848
-0.0018	-0.824
-0.0016	-0.8
-0.0014	-0.776
-0.0012	-0.736
-0.001	-0.682
-0.0008	-0.604
-0.0006	-0.53
-0.0005	-0.474
-0.0004	-0.418
-0.0003	-0.369
-0.00025	-0.337
-0.0002	-0.3
-0.00015	-0.26
-0.0001	-0.216
-0.00005	-0.164
-0.00004	-0.151
-0.00003	-0.136
-0.00002	-0.119
-0.00001	-0.085
0	0

Μετατόπιση (m)	Δύναμη (kN)
0.00001	0.085
0.00002	0.119
0.00003	0.136
0.00004	0.151
0.00005	0.164
0.0001	0.216
0.00015	0.26
0.0002	0.3
0.00025	0.337
0.0003	0.369
0.0004	0.418
0.0005	0.474
0.0006	0.53
0.0008	0.604
0.001	0.682
0.0012	0.736
0.0014	0.776
0.0016	0.8
0.0018	0.824
0.002	0.848
0.0025	0.908
0.003	0.952
0.0045	1.031
0.006	1.101
0.009	1.172
0.012	1.212
0.015	1.252



Σχήμα Β.5: Καμπύλη δύναμης-ολίσθησης νέας-νεοζηλανδικής σύνδεσης, ανά ήλο

### B.3. Διασωθείσες συνδέσεις

Τα δοκίμια των διασωθεισών συνδέσεων εξήχθησαν από ένα διατηρητέο κτίριο της Νέας Ζηλανδίας από το οποίο, εκτός από τα μεμονωμένα δοκίμια για τα πειράματα των συνδέσεων, εξήχθησαν και δύο τμήματα διαφράγματος, τα οποία περιγράφονται στο Παράρτημα Γ.2.2.

Η μέση διατομή των δοκών των δοκιμίων ήταν 52 mm×222 mm και των σανίδων ήταν 20 mm×135 mm. Οι σανίδες ήταν συνδεδεμένες στις δοκούς με δύο ήλους μέσης διαμέτρου 2,95 mm και μέσου μήκους 64 mm. Οι μέσες πυκνότητες των σανίδων ήταν 546 kg/m<sup>3</sup> και των δοκών 537 kg/m<sup>3</sup>, οι οποίες αντιστοιχούν σε χαρακτηριστικές πυκνότητες 455 kg/m<sup>3</sup> και 447,5 kg/m<sup>3</sup>.

Δώδεκα δοκίμια διαμορφώθηκαν με τον ίδιο τρόπο που διαμορφώθηκαν τα δοκίμια των νέων-νεοζηλανδικών συνδέσεων, που παρουσιάστηκε παραπάνω. Η διαμόρφωση των δοκιμίων απεικονίζεται στο Σχήμα 5.4.

Κάθε δοκίμιο υποβλήθηκε σε ψευδο-στατική φόρτιση ακολουθώντας το ίδιο ανακυκλιζόμενο μοντέλο φόρτισης στο οποίο υποβλήθηκαν και τα δοκίμια των νέων-αμερικανικών συνδέσεων, που περιγράφηκε παραπάνω. Η μέση ταχύτητα επιβολής της φόρτισης ήταν 20 mm/min.

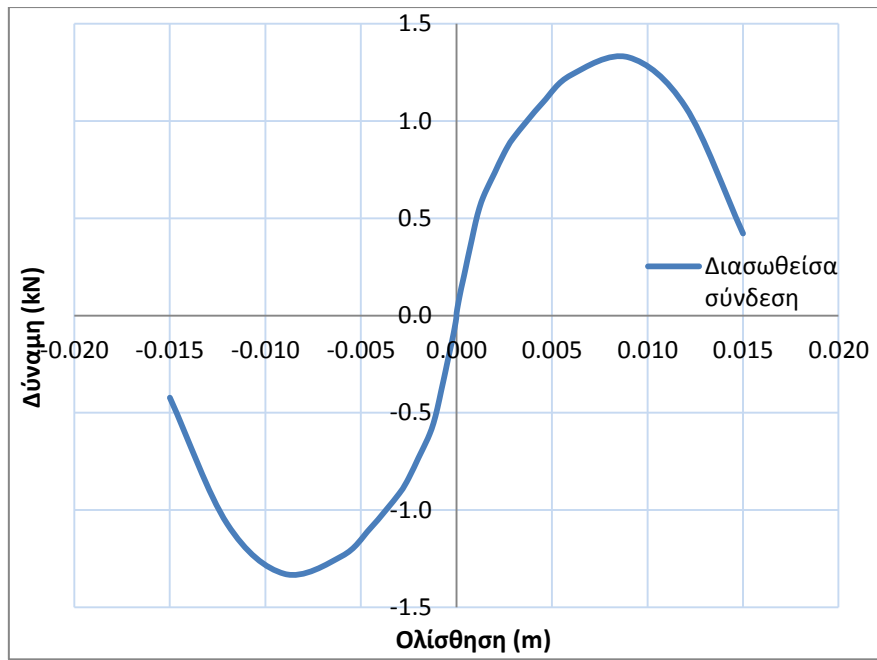
Η καμπύλη δύναμης-ολίσθησης των συνδέσεων δημιουργήθηκε με τον ίδιο τρόπο που περιγράφηκε για τις νέες-αμερικανικές συνδέσεις. Τα σημεία της καμπύλης δύναμης-ολίσθησης δίδονται στον Πίνακα Β.3 και απεικονίζονται στο Σχήμα Β.6.

Πίνακας Β.3: Καμπύλη δύναμης-ολίσθησης νεοζηλανδικής σύνδεσης από πειραματικά αποτελέσματα [7]

Μετατόπιση (m)	Δύναμη (kN)
-0.015	-1.583
-0.012	-1.669
-0.009	-1.63
-0.006	-1.441
-0.0045	-1.315
-0.003	-1.17
-0.0025	-1.111
-0.002	-1.031
-0.0018	-0.997
-0.0016	-0.964
-0.0014	-0.929
-0.0012	-0.885
-0.001	-0.828
-0.0008	-0.757
-0.0006	-0.666
-0.0005	-0.608
-0.0004	-0.546
-0.0003	-0.482
-0.00025	-0.442
-0.0002	-0.395

<b>Μετατόπιση (m)</b>	<b>Δύναμη (kN)</b>
-0.00015	-0.338
-0.0001	-0.269
-0.00005	-0.176
-0.00004	-0.153
-0.00003	-0.123
-0.00002	-0.088
-0.00001	-0.046
0	0
0.00001	0.046
0.00002	0.088
0.00003	0.123
0.00004	0.153
0.00005	0.176
0.0001	0.269
0.00015	0.338
0.0002	0.395
0.00025	0.442
0.0003	0.482
0.0004	0.546
0.0005	0.608
0.0006	0.666
0.0008	0.757
0.001	0.828
0.0012	0.885
0.0014	0.929
0.0016	0.964
0.0018	0.997
0.002	1.031
0.0025	1.111
0.003	1.17
0.0045	1.315
0.006	1.441
0.009	1.63
0.012	1.669
0.015	1.583





Σχήμα Β.6: Καμπύλη δύναμης-ολίσθησης διασωθείσας σύνδεσης, ανά ήλο



## Παράρτημα Γ. Αναλύσεις φορέων στο SAP2000

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων που έγιναν σε φορείς για μονοτονική φόρτιση που κατασκευάστηκαν στα πλαίσια πειραμάτων της διδακτορικής διατριβής του Wilson A. W. [7]. Επιπλέον, οι καμπύλες pushover των αναλύσεων συγκρίνονται με τις αντίστοιχες καμπύλες pushover του Wilson από το SAP2000 και αυτές που προέκυψαν από τα πειράματα.

### Γ.1. Πειράματα διατμητικής αντοχής

Τα πειράματα διατμητικής αντοχής έγιναν για να διαπιστωθεί εάν η τριβή μεταξύ των σανίδων επηρεάζει την απόκριση των ξύλινων διαφραγμάτων. Για το σκοπό αυτό, έγιναν 8 διαφορετικά πειράματα τα οποία παρουσιάζονται στον Πίνακα Γ.1. Τα πειράματα αυτά αντιστοιχούν σε 4 διατάξεις οι οποίες απεικονίζονται στο Σχήμα Γ.1. Οι δοκοί των πειραμάτων είχαν διατομή 38 mm×140 mm και οι σανίδες που χρησιμοποιήθηκαν είχαν διατομή 140 mm×19 mm είτε αυτή ήταν τετραγωνική είτε ήταν ραμποτέ. Οι συνδέσεις σανίδας-δοκού έγιναν με ένα ζεύγος ήλων κυκλικής διατομής διαμέτρου 3,33 mm και μήκους 64 mm, σε απόσταση  $s$  μεταξύ τους.

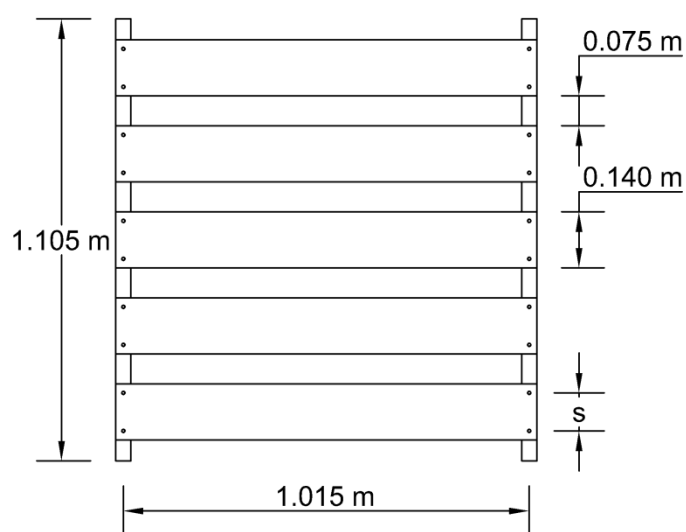
Από τα αποτελέσματα των πειραμάτων, βρέθηκε ότι η τριβή μεταξύ των σανίδων δεν συνεισφέρει στην απόκριση των ξύλινων διαφραγμάτων, καθώς οι όποιες αυξήσεις της αντοχής των πειραμάτων έγιναν σε μετατοπίσεις πολύ μεγαλύτερες από αυτές που θα επιτρέπονταν σε αντίστοιχο τμήμα ξύλινου διαφράγματος. Επομένως, η προσομοίωση των δοκιμών των πειραμάτων στο SAP2000 έγινε χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η τριβή μεταξύ των σανίδων. Για το λόγο αυτό προσομοιώθηκαν 4 δοκίμια.

Η προσομοίωση των δοκιμών έγινε με τον αντίστοιχο τρόπο προσομοίωσης του διαφράγματος πραγματικής κλίμακας που παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 3.2. Σημειώνεται ότι, η διατομή των ραμποτέ σανίδων μπορεί να προσομοιωθεί με μία αντίστοιχη τετραγωνική διατομή. Κατασκευάστηκαν 4 προσομοιώματα καθώς η τριβή μεταξύ των σανίδων αμελήθηκε, επομένως δε λήφθηκε υπόψη το γεγονός εάν οι σανίδες είναι σε επαφή ή σε απόσταση μεταξύ τους. Το μέτρο ελαστικότητας που δόθηκε στις δοκούς ήταν  $E=11$  GPa και το ειδικό βάρος ήταν  $\gamma=3,8$  kg/m<sup>3</sup>. Στις σανίδες δόθηκε αντίστοιχα, μέτρο ελαστικότητας  $E=8,5$  GPa και ειδικό βάρος  $\gamma=4,4$  kg/m<sup>3</sup>. Για την προσομοίωση των συνδέσεων χρησιμοποιήθηκε η καμπύλη δύναμης-ολίσθησης των νέων-αμερικανικών συνδέσεων που περιγράφεται στο Παράρτημα Β.

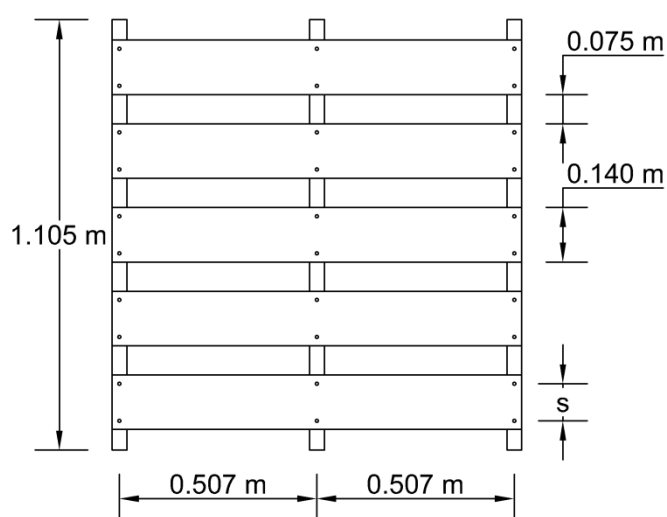
Η φόρτιση του εκάστοτε φορέα έγινε βάσει της αντίστοιχης φόρτισης των πειραμάτων, εφαρμόζοντας τη δύναμη στον κόμβο της ακραίας δεξιάς δοκού, όπως φαίνεται στο Σχήμα Γ.2. Η ανάλυση σταμάτησε όταν ο κόμβος στον οποίο εφαρμόστηκε η δύναμη (κόμβος ελέγχου), έφτασε την αντίστοιχη μετατόπιση των πειραμάτων, 114 mm. Οι συνοριακές συνθήκες προσομοιώθηκαν ανάλογα με τον τρόπο στήριξης των πειραμάτων, δηλαδή η μία δοκός πακτώθηκε, ενώ η φορτιζόμενη δοκός στηρίχθηκε έτσι ώστε να μην μπορεί να μετακινηθεί, παρά μόνο στον άξονα φόρτισης.

Πίνακας Γ.1: Λεπτομέρειες των σχηματισμών των πειραμάτων διατμητικής αντοχής [7]

Πείραμα	Διατομή σανίδας	Διάταξη σανίδων	Αριθμός δοκών	Απόσταση δοκών (mm)	Απόσταση ζεύγους ήλων, $s$ , (mm)
SBA-1	Τετραγωνική	Σε επαφή	2	1015	95
SBT-1	Τετραγωνική	Σε απόσταση	2	95	
SBA-2	Τετραγωνική	Σε επαφή	3	507	95
SBT-2	Τετραγωνική	Σε απόσταση	3	507	95
T&GA-1	Ραμποτέ	Σε επαφή	2	1015	90
T&GT-1	Ραμποτέ	Σε απόσταση	2	1015	90
T&GA-2	Ραμποτέ	Σε επαφή	3	507	90
T&GT-2	Ραμποτέ	Σε απόσταση	3	507	90

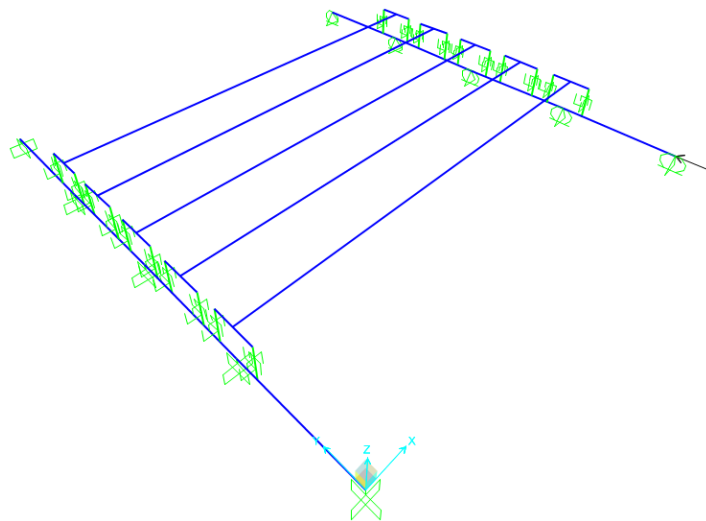
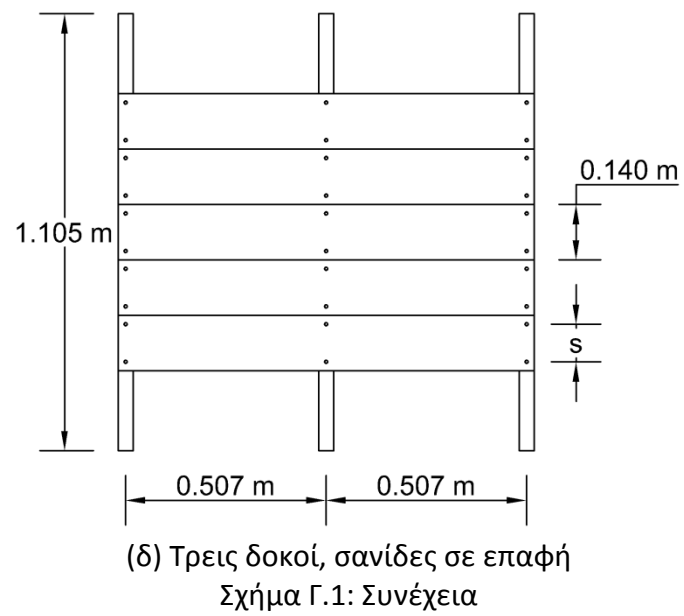
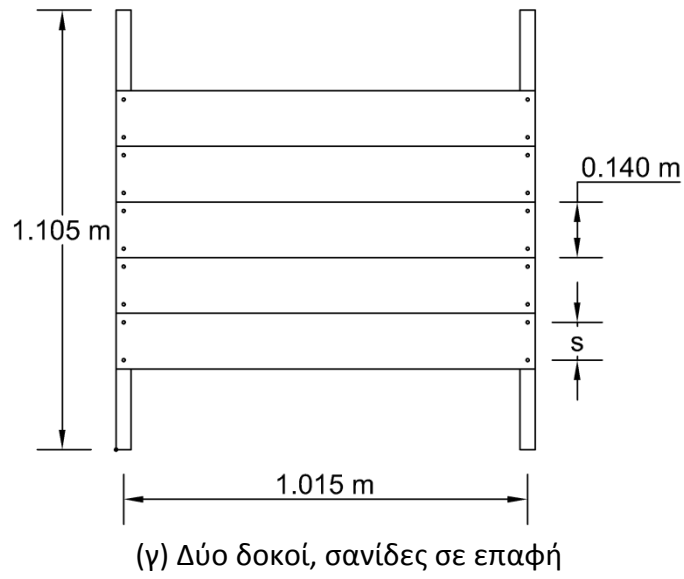


(α) Δύο δοκοί, σανίδες σε απόσταση



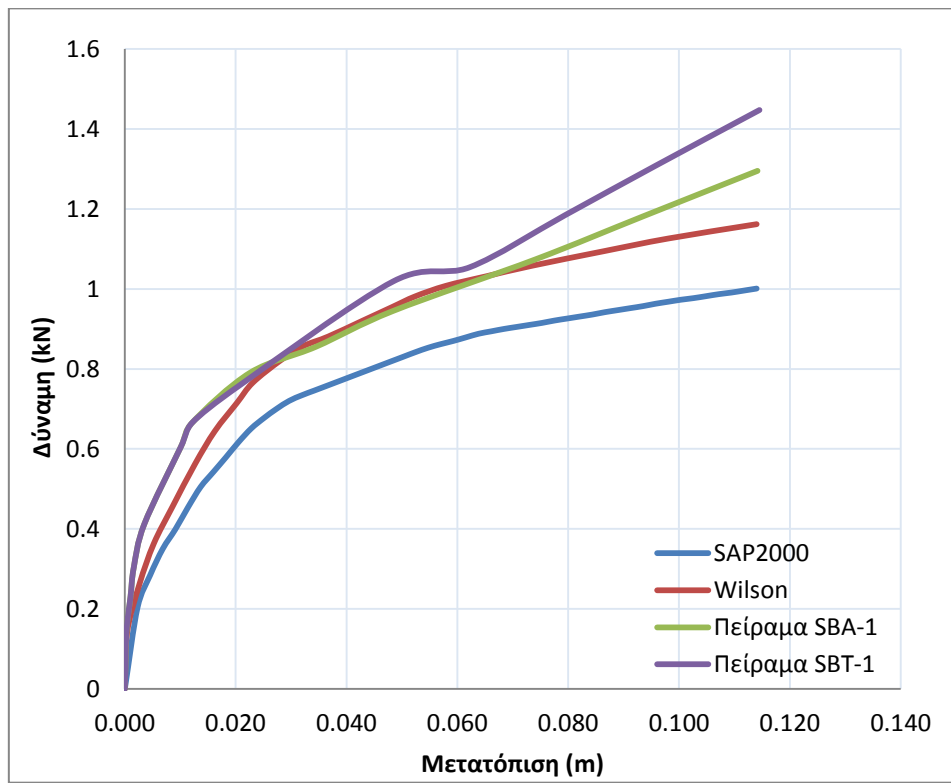
(β) Τρεις δοκοί, σανίδες σε απόσταση

Σχήμα Γ.1: Κατόψεις δοκιμών πειραμάτων διατμητικής αντοχής

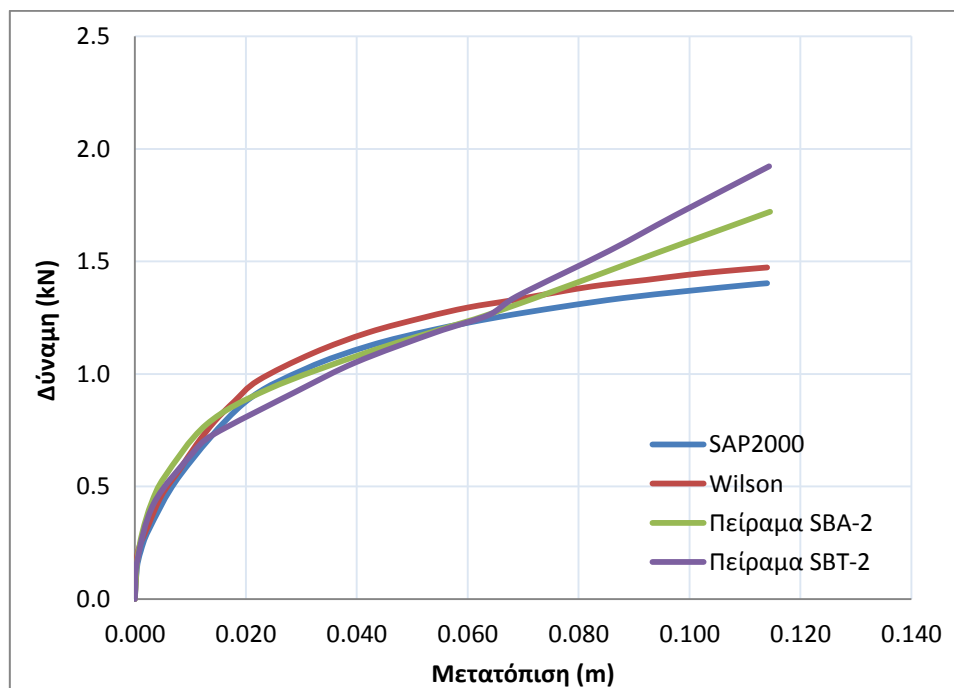


Σχήμα Γ.2: Προσομοίωμα δοκιμίου πειράματος διατμητικής αντοχής στο SAP2000

Οι καμπύλες ικανότητας που προέκυψαν από τις αναλύσεις των φορέων δίδονται στο Σχήμα Γ.3, στο οποίο απεικονίζονται επίσης, οι αντίστοιχες καμπύλες ικανότητας που έφτιαξε ο Wilson και οι καμπύλες των πειραμάτων.

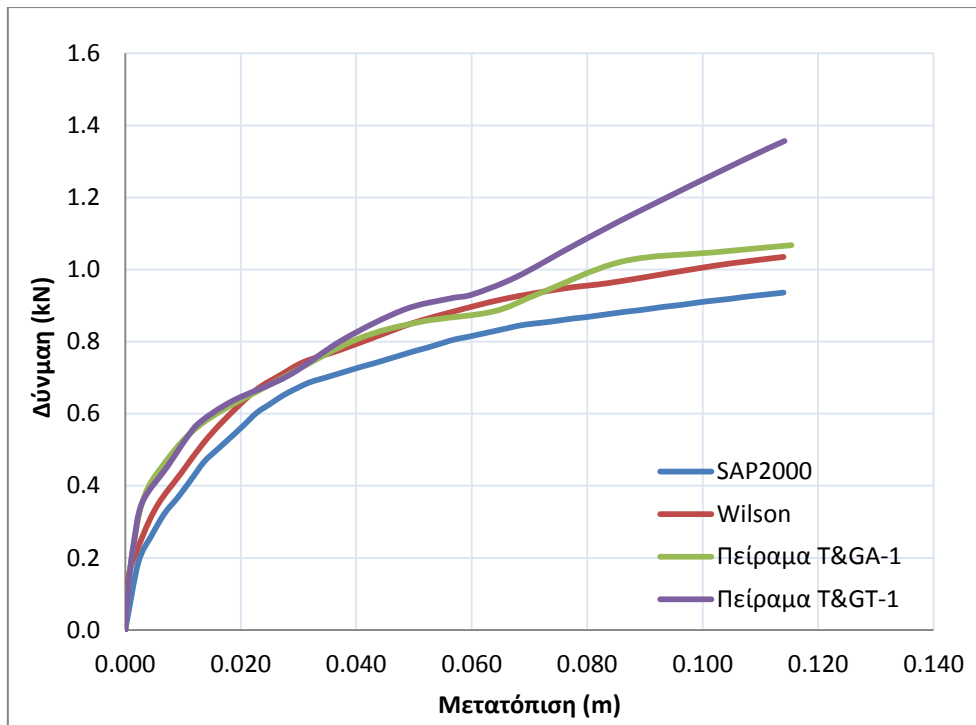


(α) SB1

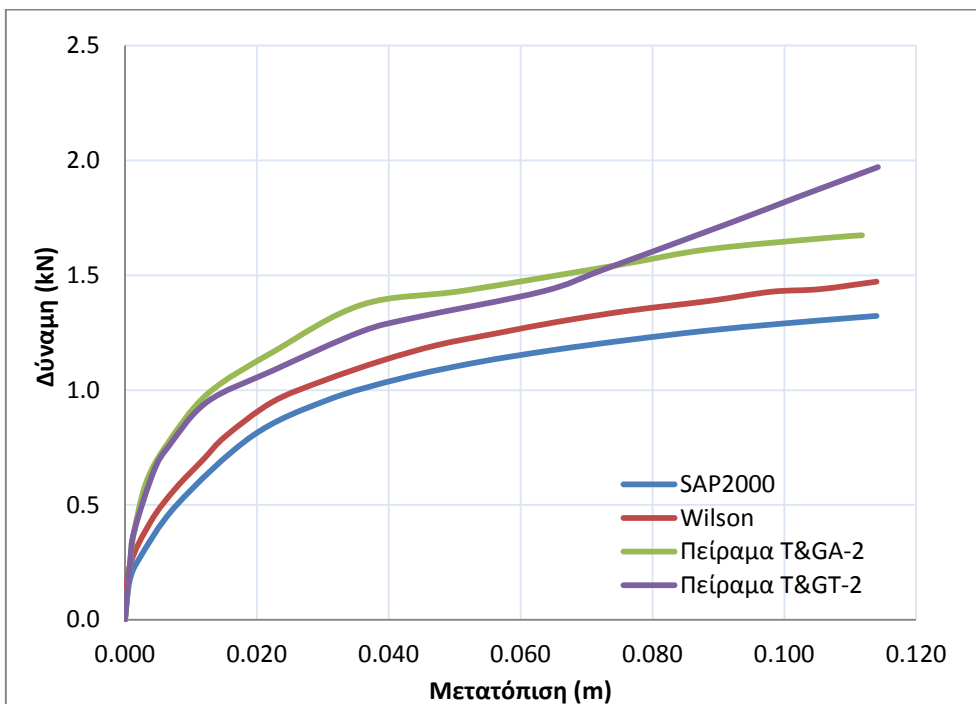


(β) SB2

Σχήμα Γ.3: Καμπύλες δύναμης-ολίσθησης δοκιμίων πειραμάτων διατμητικής αντοχής



(γ) T&G1



(δ) T&G2

Σχήμα Γ.3: Συνέχεια

Συγκρίνοντας την καμπύλη ικανότητας από την ανάλυση pushover με την αντίστοιχη του Wilson, παρατηρείται μία απόκλιση της τάξης των 0,16 kN, το οποίο πιθανόν να οφείλεται στην καμπύλη δύναμης-ολίσθησης που επιλέχθηκε για την περιγραφή της μη-γραμμικής συμπεριφοράς των συνδέσμων. Πιθανόν να έχει χρησιμοποιηθεί από τον Wilson, μία αντίστοιχη καμπύλη δύναμης-ολίσθησης, λαμβάνοντας όμως υπόψη μία τυπική απόκλιση στις τιμές της δύναμης. Όσον

αφορά τη σύγκριση των καμπυλών ικανότητας με τις αντίστοιχες των πειραμάτων, ο Wilson στο [7] αναφέρει ότι σε γενικές γραμμές τα προσομοιώματα περιγράφουν σωστά τις πραγματικές καμπύλες των πειραμάτων, εξαιρώντας το γεγονός ότι τα προσομοιώματα δεν μπορούσαν να περιγράψουν την αύξηση της αντοχής των δοκιμών των οποίων οι σανίδες βρίσκονταν σε επαφή. Όμως, όπως προαναφέρθηκε, αυτή η αύξηση της αντοχής γίνεται σε μία μετατόπιση η οποία θα αντιστοιχούσε σε μη επιτρεπόμενη μετατόπιση ενός τμήματος διαφράγματος πραγματικής κλίμακας.

## **Γ.2. Διαφράγματα μικρής κλίμακας**

Στα πλαίσια της διδακτορικής εργασίας του Wilson [7], έγιναν πειράματα σε διαφράγματα μικρής κλίμακας για την εξαγωγή των καμπυλών ικανότητάς τους. Τα πειράματα αυτά έγιναν σε 4 δοκίμια διαφραγμάτων μικρής κλίμακας που κατασκευάστηκαν με νέα υλικά και σε 2 τμήματα διαφράγματος που εξήχθησαν από διατηρητέο κτίριο.

### **Γ.2.1. Νέα διαφράγματα μικρής κλίμακας**

Τα δοκίμια διαφραγμάτων μικρής κλίμακας, που κατασκευάστηκαν με νέα υλικά, παρουσιάζονται στον Πίνακα Γ.2. Τα πειράματα αυτά αντιστοιχούν σε 2 διατάξεις συνεχών και μη συνεχών σανίδων και απεικονίζονται στο Σχήμα Γ.4. Στη διάταξη των συνεχών σανίδων, όλες οι σανίδες εκτείνονται σε ολόκληρο το άνοιγμα των διαφραγμάτων, ενώ στη διάταξη των μη συνεχών σανίδων, εναλλάσσονται σειρές με συνεχείς και μη συνεχείς σανίδες, των οποίων η ασυνέχεια τους βρίσκεται στη μέση του ανοίγματος. Οι δοκοί των πειραμάτων είχαν διατομή 38 mm×140 mm και οι σανίδες που χρησιμοποιήθηκαν είχαν διατομή 140 mm×19 mm είτε αυτή ήταν τετραγωνική είτε ήταν ραμποτέ. Οι συνδέσεις σανίδας-δοκού έγιναν με ένα ζεύγος ήλων κυκλικής διατομής διαμέτρου 3,33 mm και μήκους 64 mm, σε απόσταση  $s$  μεταξύ τους.

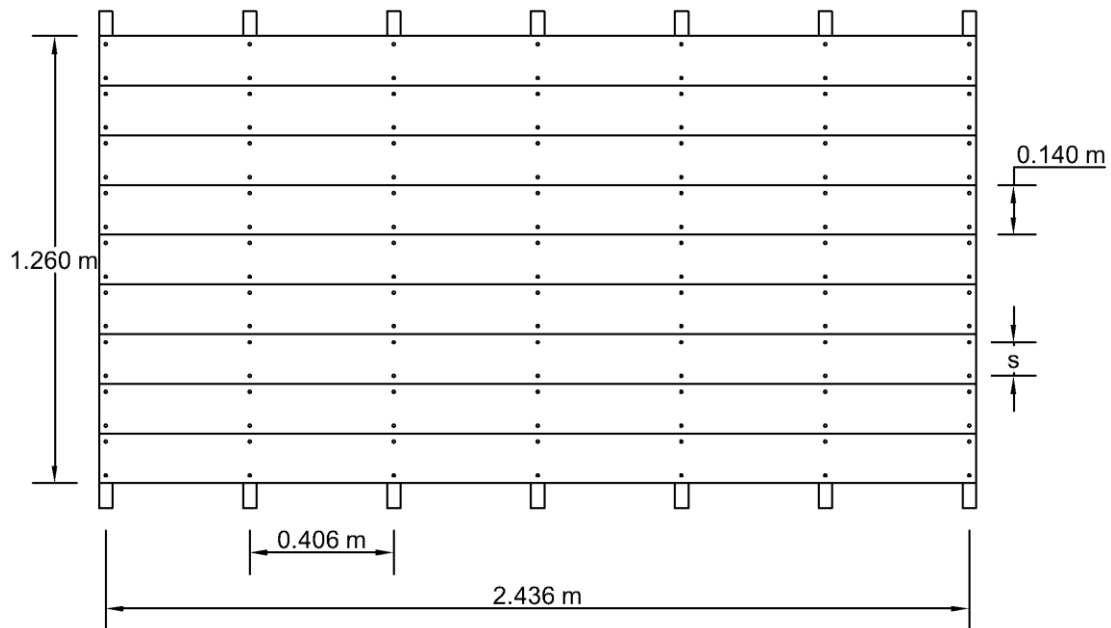
Η προσομοίωση των νέων διαφραγμάτων μικρής κλίμακας έγινε με τον αντίστοιχο τρόπο προσομοίωσης του διαφράγματος πραγματικής κλίμακας που παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 3.2. Το μέτρο ελαστικότητας που δόθηκε στις δοκούς ήταν  $E=11$  GPa και το ειδικό βάρος ήταν  $\gamma=3,8$  kg/m<sup>3</sup>. Στις σανίδες δόθηκε αντίστοιχα, μέτρο ελαστικότητας  $E=8,5$  GPa και ειδικό βάρος  $\gamma=4,4$  kg/m<sup>3</sup>. Για την προσομοίωση των συνδέσεων χρησιμοποιήθηκε η καμπύλη δύναμης-ολίσθησης των νέων-αμερικανικών συνδέσεων που περιγράφεται στο Παράρτημα Β.1.

Η φόρτιση των διαφραγμάτων έγινε βάσει της αντίστοιχης φόρτισης των πειραμάτων, εφαρμόζοντας δύο δυνάμεις στην τρίτη και στην πέμπτη δοκό, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα Γ.5. Η ανάλυση σταμάτησε όταν ο κόμβος στη μέση του ανοίγματος (κόμβος ελέγχου), έφτασε την αντίστοιχη μέγιστη μετατόπιση των πειραμάτων. Οι συνοριακές συνθήκες των διαφραγμάτων μικρής κλίμακας προσομοιώθηκαν σύμφωνα με τον τρόπο προσομοίωσης των συνοριακών συνθηκών του διαφράγματος πραγματικής κλίμακας, που παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 3.2, για φόρτιση παράλληλη στις δοκούς.

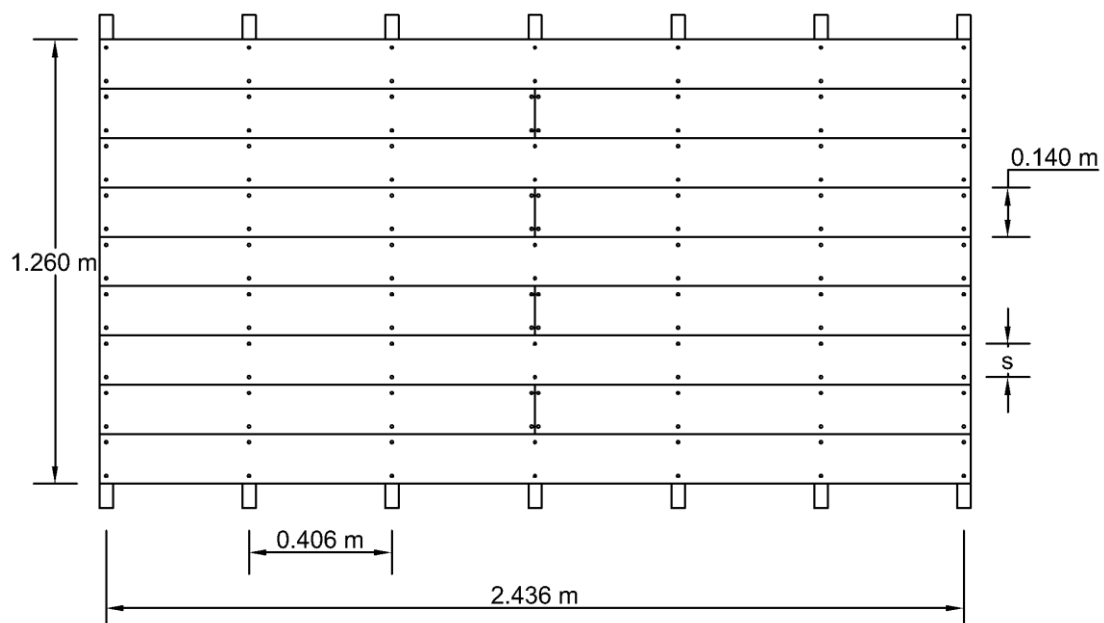


Πίνακας Γ.2: Λεπτομέρειες των σχηματισμών των δοκιμών διαφραγμάτων μικρής κλίμακας [7]

Πείραμα	Διάταξη σανίδων	Διατομή σανίδας	Αριθμός δοκών	Απόσταση δοκών (mm)	Απόσταση ζεύγους ήλων, s, (mm)
SC1	Μη συνεχείς	Τετραγωνική	7	406	95
SC2	Μη συνεχείς	Ραμποτέ	7	406	90
SC3	Συνεχείς	Τετραγωνική	7	406	95
SC4	Συνεχείς	Ραμποτέ	7	406	90

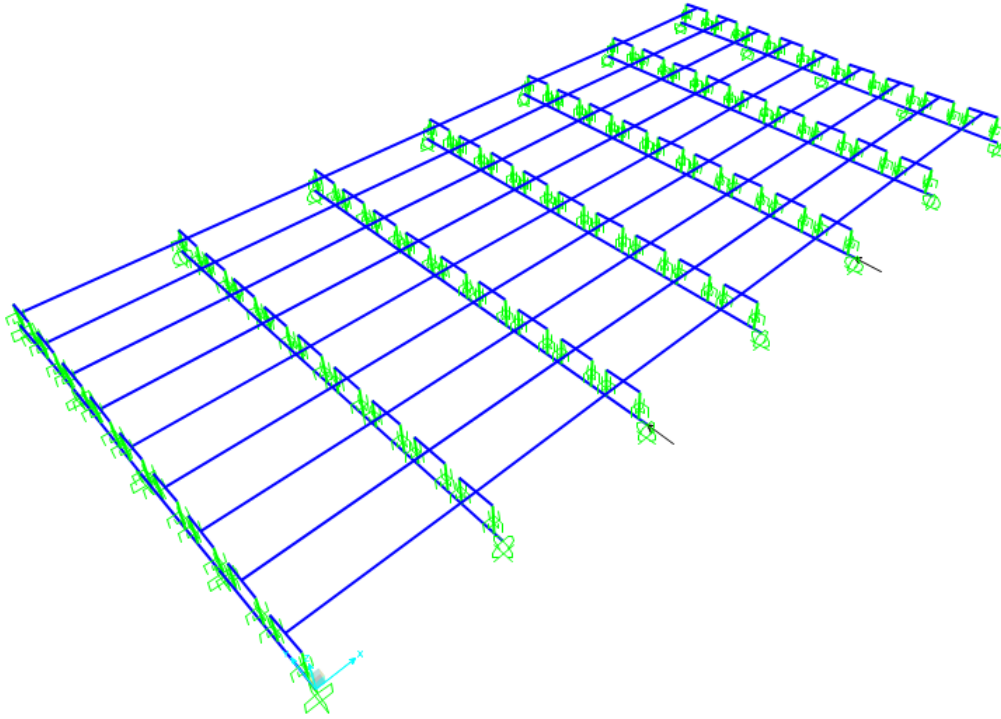


(α) Διάταξη με συνεχείς σανίδες



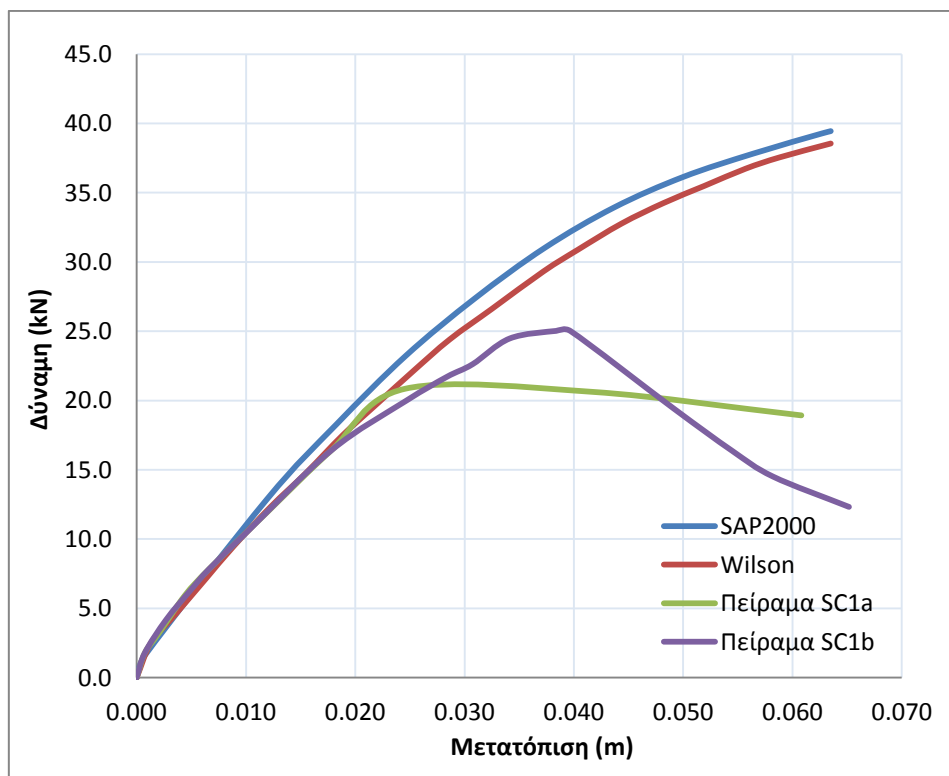
(β) Διάταξη με μη συνεχείς σανίδες

Σχήμα Γ.4: Κατόψεις διαφραγμάτων μικρής κλίμακας



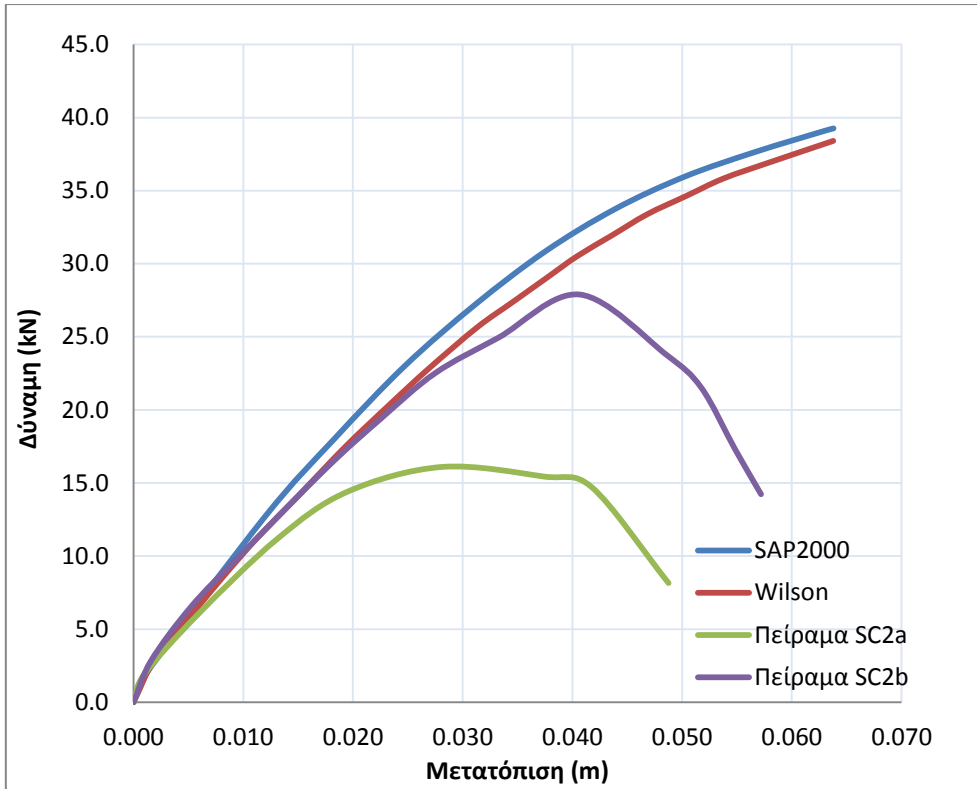
Σχήμα Γ.5: Προσομοίωμα διαφράγματος μικρής κλίμακας, SC1, στο SAP2000

Οι καμπύλες ικανότητας που προέκυψαν από τις αναλύσεις των προσομοιωμάτων δίδονται στο Σχήμα Γ.3, στο οποίο απεικονίζονται επίσης, οι αντίστοιχες καμπύλες ικανότητας που βρήκε ο Wilson και οι καμπύλες που προέκυψαν από τα πειράματα.

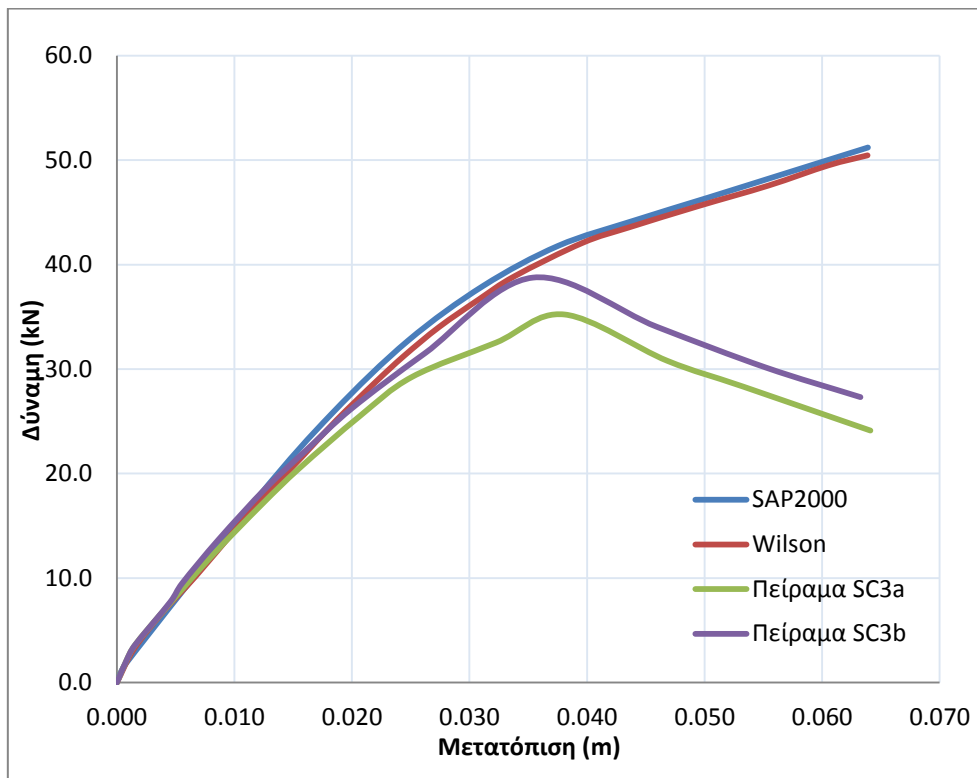


(α) SC1

Σχήμα Γ.6: Καμπύλες δύναμης-ολίσθησης διαφραγμάτων μικρής κλίμακας

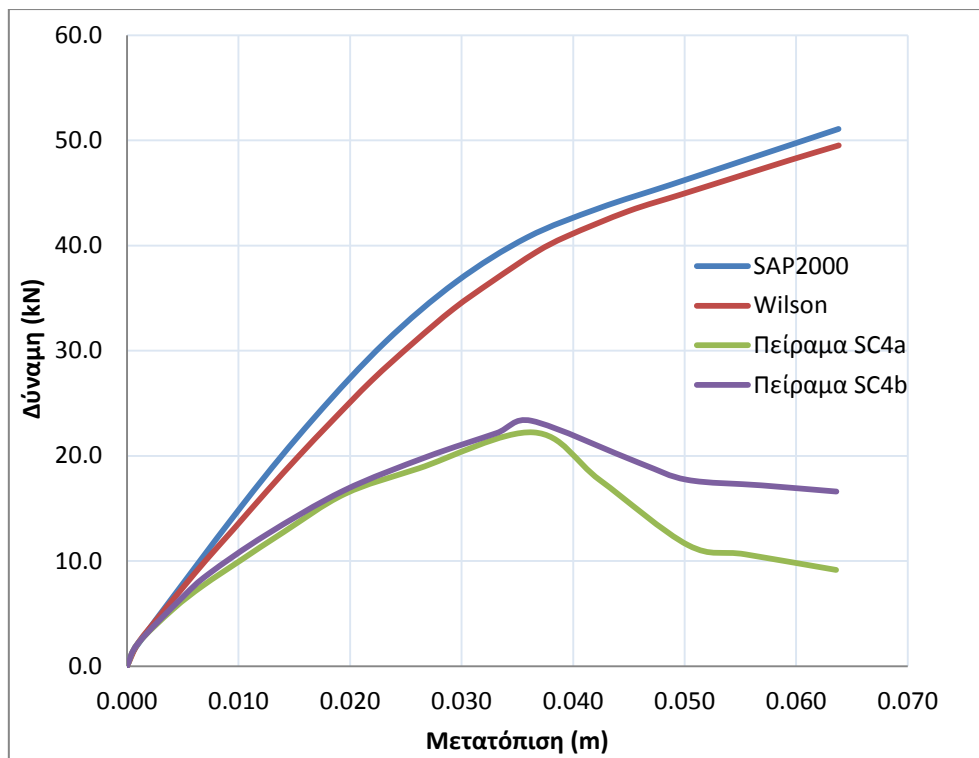


(β) SC2



(γ) SC3

Σχήμα Γ.6: Συνέχεια



(δ) SC4

Σχήμα Γ.6: Συνέχεια

Συγκρίνοντας για κάθε προσομοίωμα την καμπύλη ικανότητας του προσομοιώματος με την αντίστοιχη του Wilson διακρίνεται μία μικρή απόκλιση η οποία φτάνει στα 2,5 kN, η οποία πιθανόν να οφείλεται στην καμπύλη δύναμης-ολίσθησης που επιλέχθηκε για την περιγραφή της μη-γραμμικής συμπεριφοράς των συνδέσμων. Πιθανόν να έχει χρησιμοποιηθεί από τον Wilson, μία αντίστοιχη καμπύλη δύναμης-ολίσθησης, λαμβάνοντας όμως υπόψη μία τυπική απόκλιση στις τιμές της δύναμης. Συγκρίνοντας τις καμπύλες ικανότητας των προσομοιωμάτων με τις αντίστοιχες των πειραμάτων, παρατηρείται ότι μέχρι τα 25 mm τα προσομοιώματα περιγράφουν σωστά την αντίστοιχη απόκριση των πειραμάτων, ενώ μετά τη μετατόπιση των 25 mm τα προσομοιώματα την υπερεκτίμησαν. Επίσης από το Σχήμα Γ.6δ φαίνεται ότι το προσομοίωμα υπερεκτίμησε την απόκριση του πειράματος SC4 για όλες σχεδόν τις μετατοπίσεις. Η αιτία που αποδόθηκε για αυτή τη διαφορά είναι ότι μετά τη μετατόπιση των 25 mm ξεκίνησε στα πειράματα η καμπτική αστοχία των σανίδων, η οποία δεν μπορεί να περιγραφεί από το SAP2000 χρησιμοποιώντας μόνο ελαστικά ραβδωτά στοιχεία για την προσομοίωση των σανίδων. Από τα πειράματα είχε παρατηρηθεί ότι η καμπτική αστοχία των σανίδων είχε μειώσει την αντοχή και τη δυσκαμψία των διαφραγμάτων μικρής κλίμακας, το οποίο δικαιολογεί και το γεγονός ότι τα προσομοιώματα, που δημιουργήθηκαν με ελαστικά ραβδωτά στοιχεία, υπερεκτίμησαν την απόκριση των διαφραγμάτων. Καθώς όμως, σε διαφράγματα πραγματικής κλίμακας είναι απίθανο να αστοχήσουν οι σανίδες καμπτικά, γεγονός που επιβεβαιώθηκε από τα πειράματα σε διαφράγματα πραγματικής κλίμακας, δεν υπάρχει περαιτέρω λόγος για την λεπτομερέστερη προσομοίωση των σανίδων.

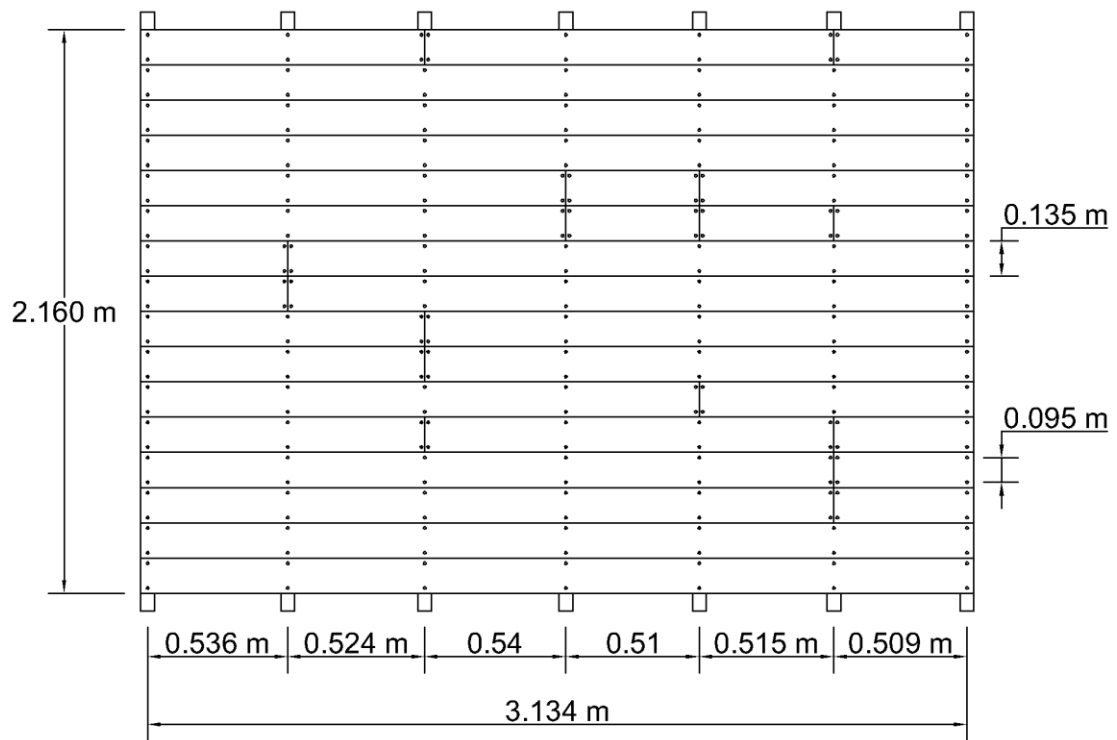
## Γ.2.2. Τμήματα διαφράγματος διατηρητέου κτιρίου

Κατά την εξαγωγή του διαφράγματος ενός διατηρητέου κτιρίου της Νέας-Ζηλανδίας, εκτός από τις μεμονωμένες συνδέσεις σανίδας-δοκού που περιγράφηκαν στο Παράρτημα Β.3, διασώθηκαν και δύο τμήματα από αυτό, τα οποία υποβλήθηκαν σε πειράματα για την εύρεση των καμπυλών ικανότητάς τους. Οι κατόψεις αυτών των τμημάτων απεικονίζονται στο Σχήμα Γ.7. Οι δοκοί των πειραμάτων είχαν διατομή 52 mm×222 mm και οι ραμποτέ σανίδες είχαν διατομή 135 mm×20 mm. Οι σανίδες συνδέονταν με ένα ζεύγος ήλων μέσης διαμέτρου 2,95 mm και μέσου μήκους 64 mm, σε απόσταση 95 mm μεταξύ τους. Σημειώνεται ότι, οι επιφάνειες των διασωθέντων τμημάτων είχαν μία επάλειψη από κάποιου είδους κόλλας.

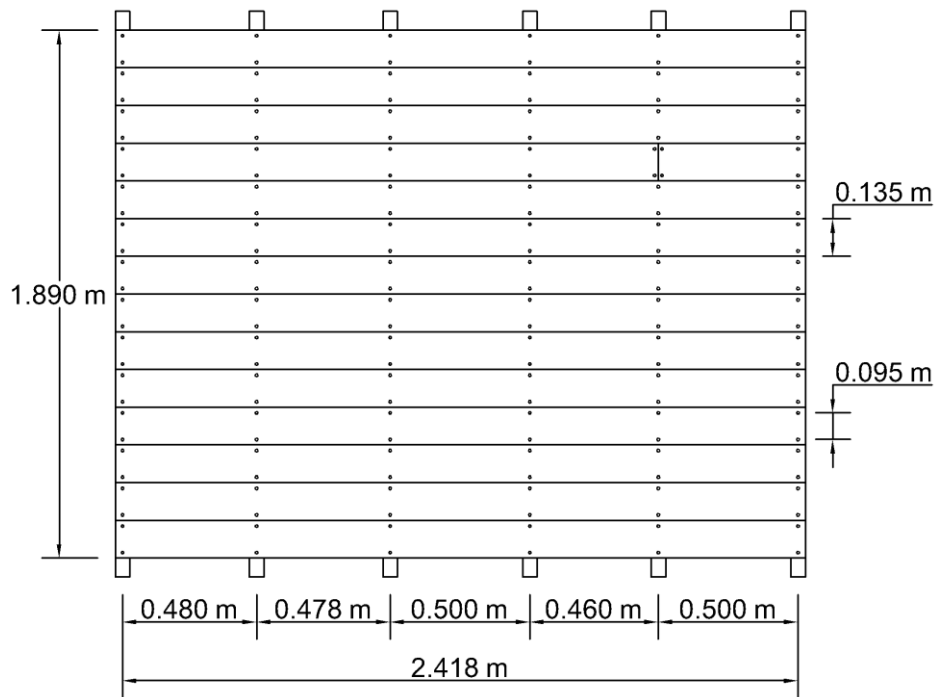
Η προσομοίωση των διασωθέντων τμημάτων διαφράγματος έγινε ακολουθώντας τον τρόπο προσομοίωσης του διαφράγματος πραγματικής κλίμακας που παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 3.2. Το ειδικό βάρος που δόθηκε στις δοκούς ήταν  $\gamma=5,3 \text{ kg/m}^3$  και στις σανίδες  $\gamma=5,4 \text{ kg/m}^3$  και το μέτρο ελαστικότητας που ορίστηκε ήταν  $E=13 \text{ GPa}$  και για τα δύο στοιχεία. Για την προσομοίωση των συνδέσμων χρησιμοποιήθηκε η καμπύλη δύναμης-ολίσθησης των διασωθέντων συνδέσεων, από το ίδιο διατηρητέο κτίριο από το οποίο εξήχθησαν και τα εν λόγω τμήματα, που περιγράφεται στο Παράρτημα Β.3.

Η φόρτιση των διαφραγμάτων έγινε βάσει της αντίστοιχης φόρτισης των πειραμάτων. Στο μεγάλο διασωθέν τμήμα οι δυνάμεις εφαρμόστηκαν στην τρίτη και πέμπτη δοκό και στο μικρό διασωθέν τμήμα εφαρμόστηκαν στην τρίτη και στην τέταρτη δοκό. Η ανάλυση σταμάτησε όταν ο μεσαίος κόμβος του κάθε τμήματος έφτασε την αντίστοιχη μέγιστη μετατόπιση του πειράματος. Συγκεκριμένα, στο μικρό διασωθέν τμήμα ελέγχθηκε ο κόμβος της τρίτης δοκού. Οι συνοριακές συνθήκες των διαφραγμάτων μικρής κλίμακας προσομοιώθηκαν σύμφωνα με τον τρόπο προσομοίωσης των συνοριακών συνθηκών του διαφράγματος πραγματικής κλίμακας, που παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 3.2, για φόρτιση παράλληλη στις δοκούς.

Οι καμπύλες ικανότητας που προέκυψαν από τις αναλύσεις των προσομοιμάτων δίδονται στο Σχήμα Γ.7, στο οποίο απεικονίζονται επίσης, οι αντίστοιχες καμπύλες που βρήκε ο Wilson και οι καμπύλες των πειραμάτων.

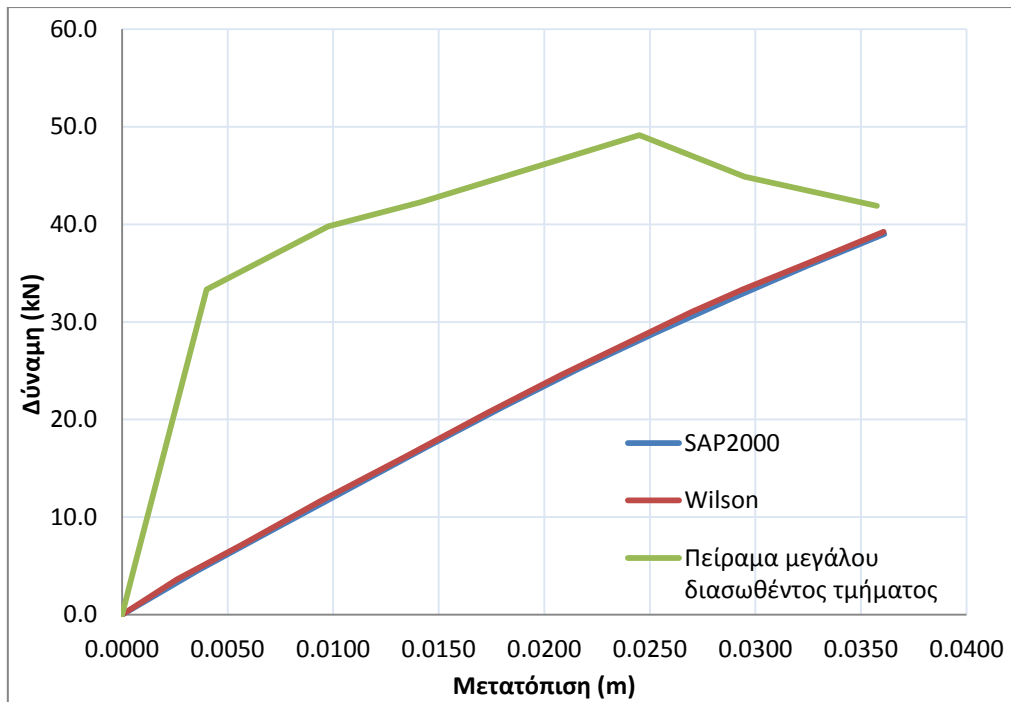


(α) Μεγάλο διασωθέν τμήμα

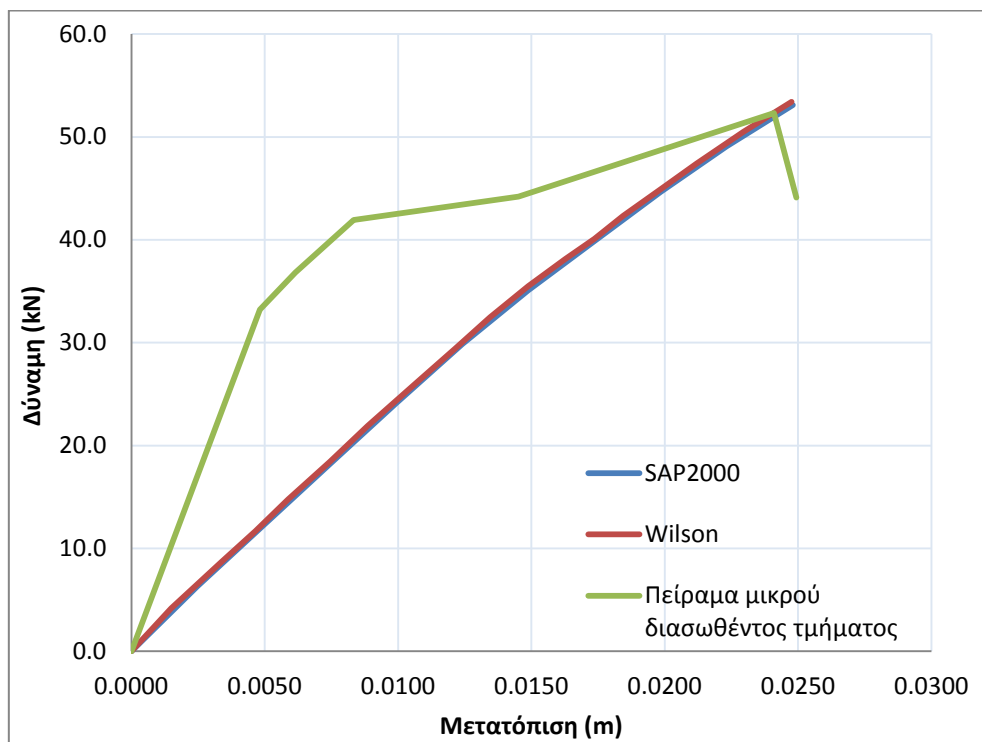


(β) Μικρό διασωθέν τμήμα

Σχήμα Γ.7: Κατόψεις διασωθέντων τμημάτων διαφράγματος από διατηρητέο κτίριο



(α) Μεγάλο διασωθέν τμήμα



(β) Μικρό διασωθέν τμήμα

Σχήμα Γ.8: Καμπύλες δύναμης-ολίσθησης διασωθέντων τμημάτων διαφράγματος διατηρητέου κτιρίου

Από τις καμπύλες του Σχήματος Γ.8 παρατηρείται πλήρης ταύτιση μεταξύ της καμπύλης ικανότητας του προσομοιώματος και της αντίστοιχης καμπύλης που βρίσκει ο Wilson. Οι καμπύλες αυτές των προσομοιωμάτων υποεκτίμησαν σημαντικά την πραγματική συμπεριφορά των πειραμάτων μέχρι οι μετατοπίσεις

στη μέση των ανοιγμάτων του μεγάλου και του μικρού διασωθέντος τμήματος φτάσουν τις τιμές 35 mm και 25 mm αντίστοιχα. Η διαφορά αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι η κόλλα που υπήρχε ανάμεσα στις ραμποτέ σανίδες έκανε τις σανίδες να συμπεριφέρονται σαν ένα ενιαίο σώμα, αυξάνοντας έτσι σημαντικά την αρχική δυσκαμψία των διαφραγμάτων. Τα διαφράγματα αυτά προσομοιώθηκαν χωρίς κάποια μηχανική αλληλεπίδραση, με αποτέλεσμα οι καμπύλες από τις αναλύσεις να μην συμβαδίζουν με τις πραγματικές των πειραμάτων.

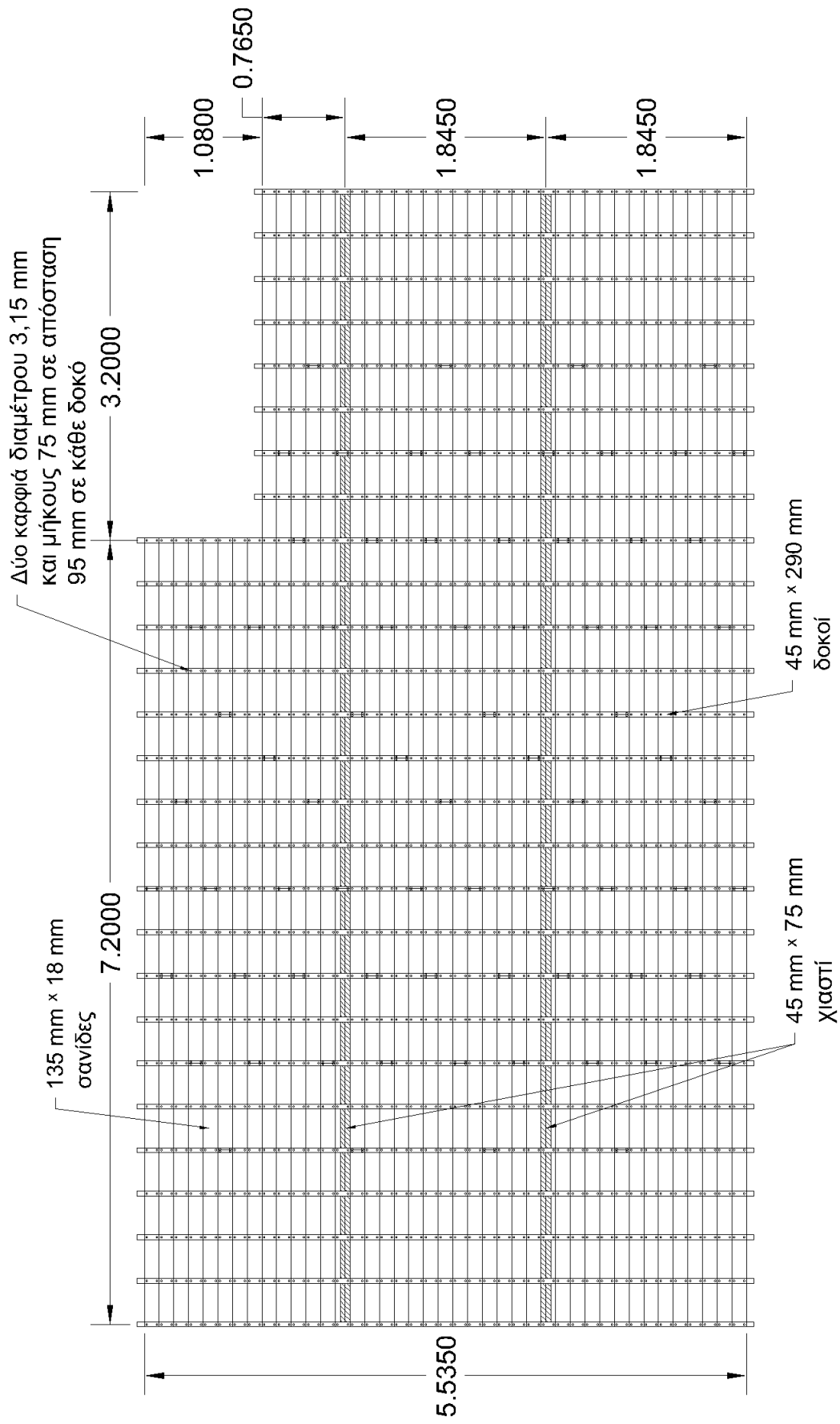
### **Γ.3. Διάφραγμα πραγματικής κλίμακας με άνοιγμα**

Το πείραμα στο διάφραγμα πραγματικής κλίμακας με άνοιγμα έγινε σε συνδυασμό με το αντίστοιχο ομογενές διάφραγμα, που περιγράφεται στο Κεφάλαιο 3, έτσι ώστε να βρεθούν οι επιπτώσεις που μπορεί να έχει ένα τυπικό άνοιγμα στην απόκριση ενός διαφράγματος. Το διάφραγμα είχε κάθετο σανίδωμα μιας στρώσης και διαστάσεις 10,400 m×5,535 m με γωνιακό άνοιγμα 3,200 m×1,080 m. Οι σανίδες ήταν διατομής 135 mm×18 mm και οι δοκοί ήταν 45 mm×290 mm. Οι σανίδες συνδέονταν κάθετα στις δοκού με ένα ζεύγος ήλων διαμέτρου 3,15 mm και μήκους 75 mm, σε απόσταση 95 mm μεταξύ τους. Επίσης, σε δύο ενδιάμεσες θέσεις είχαν τοποθετηθεί χιαστί διατομής 45 mm×75 mm για την αποφυγή πλευρικού λυγισμού των δοκών. Η κάτοψη του διαφράγματος απεικονίζεται στο Σχήμα Γ.9.

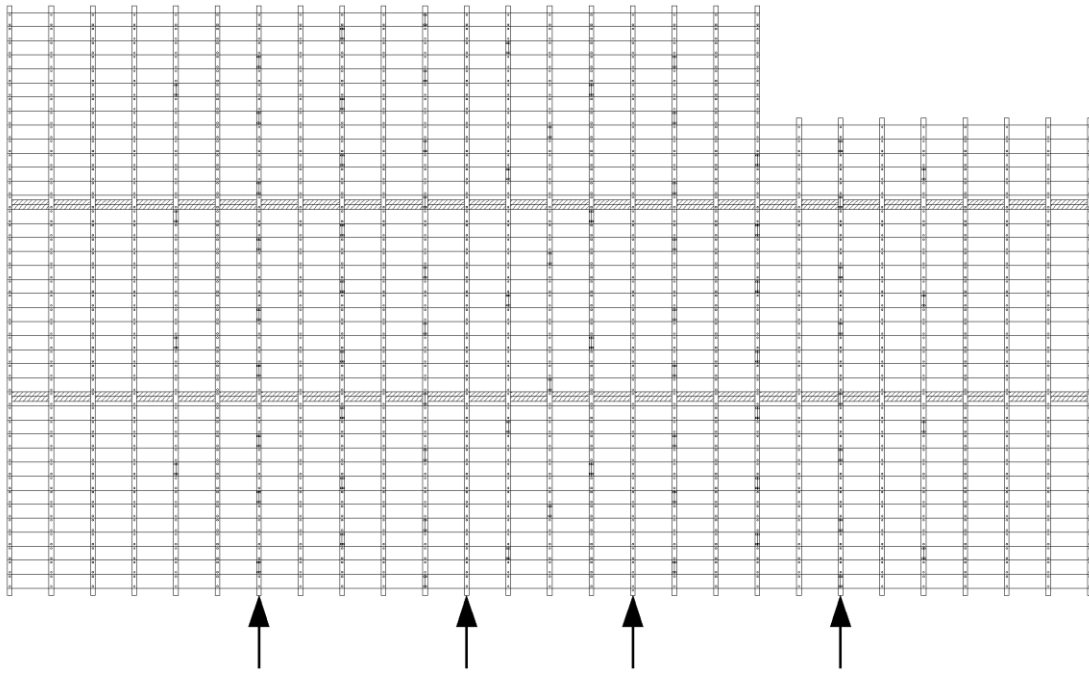
Η προσομοίωση του διαφράγματος με άνοιγμα έγινε ακολουθώντας τον τρόπο προσομοίωσης του διαφράγματος πραγματικής κλίμακας που περιγράφεται στο Κεφάλαιο 3.2. Στις δοκούς και στα χιαστί δόθηκε μέτρο ελαστικότητας  $E=8 \text{ GPa}$  και ειδικό βάρος  $\gamma=5,1 \text{ kN/m}^3$ . Αντίστοιχα στις σανίδες δόθηκε μέτρο ελαστικότητας  $E=10 \text{ GPa}$  και ειδικό βάρος  $\gamma=4,8 \text{ kN/m}^3$ . Για την προσομοίωση των συνδέσμων χρησιμοποιήθηκε η καμπύλη δύναμης-ολίσθησης των νέων-νεοζηλανδικών συνδέσεων που περιγράφεται στο Παράρτημα Β.2.

Η φόρτιση του φορέα έγινε βάσει της αντίστοιχης φόρτισης του πειράματος, εφαρμόζοντας δυνάμεις παράλληλα στις δοκούς στα σημεία που απεικονίζονται στο Σχήμα Γ.10. Η ανάλυση σταμάτησε όταν η μετακίνηση του μεσαίου κόμβου (#67) έφτασε την αντίστοιχη μέγιστη μετατόπιση του πειράματος, δηλαδή 145,5 mm. Οι συνοριακές συνθήκες του φορέα προσομοιώθηκαν σύμφωνα με τον τρόπο προσομοίωσης των συνοριακών συνθηκών του διαφράγματος πραγματικής κλίμακας, που παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 3.2, για φόρτιση παράλληλη στις δοκούς. Στο Σχήμα Γ.11 απεικονίζεται η καμπύλη ικανότητας που προέκυψε από την ανάλυση στο SAP2000 σε σύγκριση με την αντίστοιχη καμπύλη του Wilson και την καμπύλη του πειράματος.

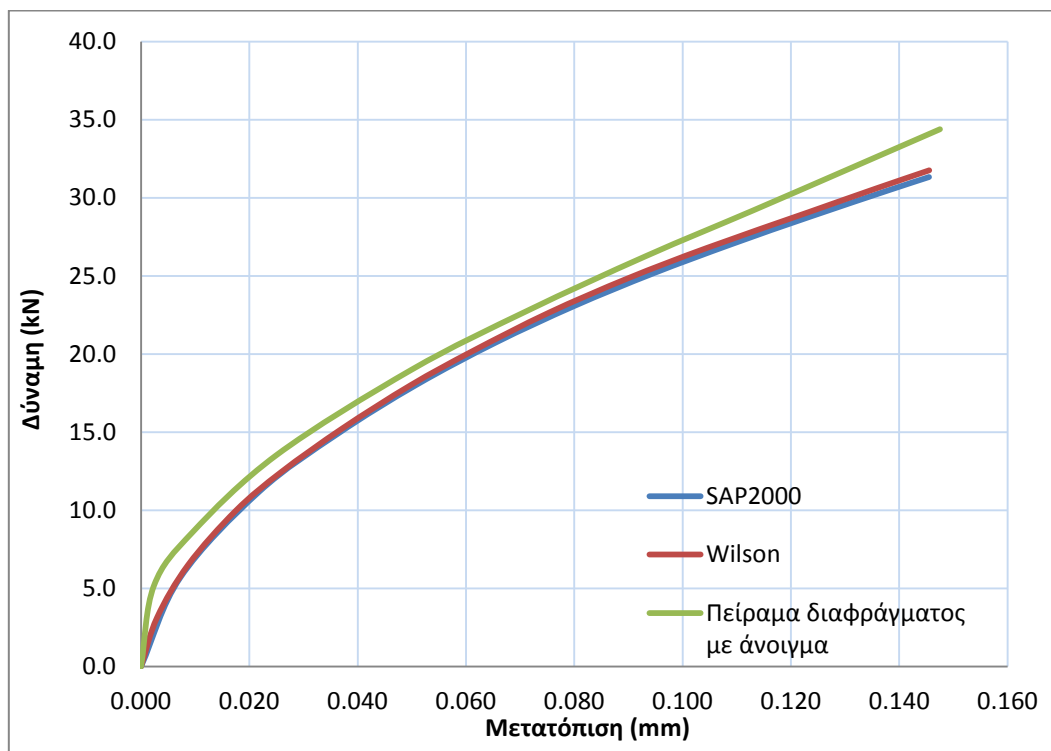




Σχήμα Γ.9: Κάτοψη πατώματος με άνοιγμα



Σχήμα Γ.10: Φόρτιση διαφράγματος με διεύθυνση παράλληλα στις δοκούς



Σχήμα Γ.11: Καμπύλη ικανότητας διαφράγματος πραγματικής κλίμακας με άνοιγμα για παράλληλη προς τις δοκούς φόρτιση

Από τις καμπύλες του Σχήματος Γ.11 παρατηρείται πλήρης ταύτιση μεταξύ της καμπύλης ικανότητας του προσομοιώματος και της αντίστοιχης καμπύλης που βρίσκει ο Wilson. Συγκρίνοντας στη συνέχεια αυτές τις καμπύλες των προσομοιωμάτων με την αντίστοιχη καμπύλη του πειράματος, παρατηρείται η εν γένει σωστή περιγραφή της συμπεριφοράς του πειράματος από τα προσομοιώματα, με μία μικρή απόκλιση μεταξύ των καμπυλών της τάξης του 5 %.