



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

**ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΚΑΙ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΣΗ ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟΥ
ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΔΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΗ
ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ**

ΔΙΑΤΡΙΒΗ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΠΙΣΤΗΜΟΝΙΚΟ ΤΙΤΛΟ ΤΟΥ ΔΙΔΑΚΤΟΡΑ ΜΗΧΑΝΙΚΟΥ
ΥΠΟΒΛΗΘΕΙΣΑ ΣΤΗ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΤΟΥ ΕΜΠ

ΛΟΥΤΣΙΑ ΚΑΡΑΠΙΤΤΑ

Διπλωματούχος Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ
Κάτοχος Μεταπτυχιακού Τίτλου ΕΜΠ

Τριμελής Επιτροπή:

Π. Καρύδης (Επιβλέπων)
Μ. Παπαδρακάκης
Μ. Κωτσοβός

Ομότιμος Καθηγητής ΕΜΠ
Καθηγητής ΕΜΠ
Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Ιούνιος 2011



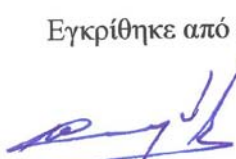
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

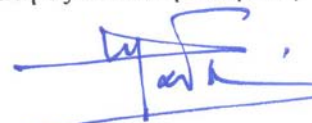
**ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΚΑΙ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΣΗ ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟΥ
ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΔΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΗ
ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ**

ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ
ΤΗΣ
ΛΟΥΤΣΙΑΣ ΚΑΡΑΠΙΤΤΑ

Τριμελής Επιτροπή: Π. Καρύδης (Επιβλέπων) Ομότιμος Καθηγητής ΕΜΠ
Μ. Παπαδρακάκης Καθηγητής ΕΜΠ
Μ. Κωτσοβός Καθηγητής ΕΜΠ

Εγκρίθηκε από την επταμελή εξεταστική επιτροπή:

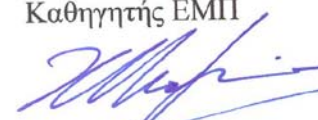

Π. Καρύδης
Ομ. Καθηγητής ΕΜΠ



Μ. Παπαδρακάκης
Καθηγητής ΕΜΠ


Μ. Κωτσοβός
Καθηγητής ΕΜΠ


Κ. Σπυράκος
Καθηγητής ΕΜΠ


Ε. Βιντζηλαίου
Καθηγήτρια ΕΜΠ


Χ. Μουζάκης
Επικ. Καθηγητής ΕΜΠ


Τ. Καραντώνη
Λέκτορας Παν. Πατρών

Ιούνιος 2011

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στον Ομότιμο Καθηγητή ΕΜΠ, κ. Π. Καρύδη, τέως Διευθυντή του Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας, για την ανάθεση, την ενθάρρυνση και την καθοδήγηση κατά την εκπόνηση της εργασίας αυτής.

Συγχρόνως, επιθυμώ να ευχαριστήσω τους Καθηγητές ΕΜΠ κ.κ Μ. Παπαδρακάκη και Μ. Κωτσοβό, συνεπιβλέποντες της διδακτορικής διατριβής, για το ενδιαφέρον που επέδειξαν και την επιστημονική βοήθεια που μου πρόσφεραν.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω τον κ. Χ Μουζάκη, Επίκουρο Καθηγητή ΕΜΠ, για το ενδιαφέρον, τη συμπαράσταση και την επιστημονική βοήθεια που μου παρείχε.

Επιπλέον, θα ήθελα να ευχαριστήσω, το τεχνικό και διοικητικό προσωπικό του Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας για τη βοήθεια τους και τη συνεργασία τους.

Στα πλαίσια της διδακτορικής διατριβής, χρησιμοποιήθηκαν πειραματικά αποτελέσματα τα οποία προέκυψαν από δύο ερευνητικά προγράμματα τα οποία εκπονήθηκαν στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας με επιστημονικό υπεύθυνο τον Ομότιμο Καθηγητή ΕΜΠ κ. Π. Καρύδη. Το πρώτο με τίτλο «Διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίων από λιθοδομή επισκευασμένων ή ενισχυμένων με σύνθετα υλικά που έχουν υποστεί τεχνητή γήρανση», χρηματοδοτήθηκε από τον ΟΑΣΠ και το δεύτερο με τίτλο «Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe», από την Ευρωπαϊκή Ένωση. Επιπλέον, παραχωρήθηκαν πειραματικά αποτελέσματα τα οποία πραγματοποιήθηκαν στο Πανεπιστήμιο της Ραβία από τον Καθηγητή G. Magenes στα πλαίσια του προαναφερθέντος Ευρωπαϊκού ερευνητικού προγράμματος.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας Διδακτορικής Διατριβής είναι η ανάπτυξη καταστατικού προσομοιώματος για την ανάλυση άοπλης τοιχοποιίας, η οποία υπόκειται σε στατική (μονοτονική ή ανακυκλιζόμενη) και σεισμική δράση λαμβάνοντας υπόψη αστοχίες οι οποίες συμβαίνουν εντός του επιπέδου της, η πειραματική βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος και ο έλεγχος της αξιοπιστίας του με τη σύγκριση πειραματικών και αριθμητικών αποτελεσμάτων. Το προσομοίωμα αναπτύσσεται σύμφωνα με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Στην παρούσα εργασία παρουσιάζονται δύο προσομοιώματα για την περιγραφή της συμπεριφοράς της άοπλης τοιχοποιίας υπό ανακυκλιζόμενες δράσεις. Το πρώτο προσομοίωμα, διατυπώνεται με βάση το προσομοίωμα της κατανεμημένης περιστρεφόμενης ρωγμής συνολικών τροπών. Κύριο χαρακτηριστικό του προσομοιώματος αυτού είναι ότι η διεύθυνση της ρωγμής περιστρέφεται μαζί με τους άξονες των κύριων ισοδύναμων τροπών και η διατμητική τάση προκύπτει από την απαίτηση ταύτισης του συστήματος των κύριων τάσεων με αυτό των κύριων τροπών. Οι έλεγχοι αστοχίας του υλικού σε θλίψη / εφελκυσμό πραγματοποιούνται στο τρέχον σύστημα κύριων τροπών και οι κύριες τάσεις υπολογίζονται συναρτήσει των κύριων ισοδύναμων τροπών. Για τη περιγραφή του υλικού χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες καμπύλες: η μονοτονική καμπύλη σε θλίψη, η μονοτονική καμπύλη σε εφελκυσμό και οι καμπύλες μετάβασης από εφελκυσμό σε θλίψη και αντίστροφα και οι καμπύλες μερικής αποφόρτισης, μερικής επαναφόρτισης. Στην παρούσα εργασία παρουσιάζονται αναλυτικά οι καμπύλες αυτές και οι αντίστοιχες σχέσεις τάσεων-τροπών για φορείς άοπλης τοιχοποιίας. Η κωδικοποίηση του προσομοιώματος γίνεται στο λογισμικό Abaqus/Explicit, το οποίο χρησιμοποιεί ως μέθοδο επίλυσης τη δυναμική μέθοδο ρητής ολοκλήρωσης. Για τον έλεγχο της αξιοπιστίας του προσομοιώματος επιλέγονται πειραματικά αποτελέσματα τα οποία αφορούν δύο τοίχους (ραδινός και χθαμαλός τοίχος) με διαφορετικό λόγο ύψος προς πλάτος και κατ' επέκταση διαφορετική υστερητική συμπεριφορά. Το καταστατικό προσομοίωμα της περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής συνολικών τροπών, εκτίμησε σε ικανοποιητικό βαθμό την καμπτική συμπεριφορά του ραδινού τοίχου, αλλά αδυνατούσε να περιγράψει σωστά την υστερητική συμπεριφορά του διατμητικού τοίχου.

Λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα από την εφαρμογή του προσομοιώματος της περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής, στα πλαίσια της παρούσας εργασίας προτείνεται το μονοαξονικό προσομοίωμα κατανεμημένης ρωγμής συνολικών τροπών. Το προσομοίωμα αυτό ανήκει στην κατηγορία των μάκρο-προσομοιωμάτων και η τοιχοποιία θεωρείται ένα ομογενές σύνθετο υλικό. Σύμφωνα με το προσομοίωμα αυτό, η συμπεριφορά της τοιχοποιίας

σε εφελκυσμό και θλίψη ελέγχεται μέσω των ορθών τροπών, ενώ μέσω της διατμητικής τροπής γίνεται ο έλεγχος της συμπεριφοράς του υλικού έναντι διάτμησης. Το σύστημα του υλικού ταυτίζεται με το καθολικό σύστημα $x-y$, όπου ο άξονας x λαμβάνεται κατά μήκος των οριζόντιων αρμών και ο άξονας y κατά μήκος των κατακόρυφων αρμών. Η τοιχοποιία αντιμετωπίζεται ως ένα ανισότροπο υλικό με διαφορετικές αντοχές σε εφελκυσμό και θλίψη κάθετα και παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς. Το προτεινόμενο καταστατικό προσομοίωμα λαμβάνει υπόψη τρεις κύριους μηχανισμούς αστοχίας άοπλης τοιχοποιίας: αστοχία σε εφελκυσμό κάθετα και παράλληλα στους αρμούς, αστοχία σε θλίψη κάθετα και παράλληλα στους αρμούς και αστοχία σε διάτμηση υπό κατακόρυφη θλιπτική δράση, η οποία συμβαίνει με τη μορφή ολίσθησης κατά μήκος των οριζόντιων αρμών κονιάματος και το διαχωρισμό (άνοιγμα) των κατακόρυφων αρμών. Για κάθε τύπο αστοχίας διατυπώνονται οι σχέσεις τάσεων-τροπών σε εφελκυσμό, θλίψη και διάτμηση έναντι μονοτονικής και ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Για την εφαρμογή του προτεινόμενου καταστατικού προσομοιώματος απαιτούνται 18 παράμετροι.

Στην παρούσα εργασία, παρουσιάζεται η διαδικασία βαθμονόμησης του μονοαξονικού προσομοιώματος μέσω πειραμάτων, κανονιστικών σχέσεων και βιβλιογραφικών αναφορών, η οποία και εφαρμόζεται για δύο τύπους άοπλης τοιχοποιίας από (α): συμπαγή αργιλικά λιθοσώματα ή φυσικούς λίθους και κονίαμα χαμηλής αντοχής και (β): λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου, κονίαμα λεπτής στρώσης στους οριζόντιους αρμούς και μη πλήρεις κατακόρυφους αρμούς. Το μονοαξονικό προσομοίωμα σε συνδυασμό με τη δυναμική μέθοδο ρητής ολοκλήρωσης ερμήνευσε ρεαλιστικά πειραματικά αποτελέσματα τόσο σε στατική ανακυκλιζόμενη φόρτιση όσο και σεισμική καταπόνηση.

Το προτεινόμενο προσομοίωμα, μπορεί να αποτελέσει ένα χρήσιμο εργαλείο ανάλυσης για την περαιτέρω ερευνητική μελέτη της συμπεριφοράς άοπλης τοιχοποιίας υπό ανακυκλιζόμενη στατική και σεισμική δράση. Επιπλέον μπορεί να βαθμονομηθεί για διαφορετικούς τύπους τοιχοποιίας, να επεκταθεί σε φορείς οπλισμένης τοιχοποιίας και να χρησιμοποιηθεί σε μια σειρά εφαρμογών όπως για παράδειγμα την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας φορέων άοπλης τοιχοποιίας ή την εκτίμηση της απόδοσης μέτρων ενίσχυσης. Προϋπόθεση αποτελεί η πειραματική βαθμονόμηση του.

SUMMARY

The main scope of this research study is the development of constitutive model for the analysis of unreinforced masonry structures subjected to static cyclic in-plane loads and seismic actions, taking into account failure modes that occur in the in-plane direction, the calibration of the model through experiments and the examination of the applicability of the proposed model to provide reasonably accurate prediction of the hysteretic behavior, with the comparison between experimental and numerical results. The constitutive model is developed following the finite element method.

Two different constitutive models are presented. The first model is based on total strain rotating smeared crack model. The main characteristic of this model is the co-axiality approach, which means that the principal stress directions are aligned with those of principal strain. The stresses are computed using the equivalent strains in principal directions. In the present work, the monotonic and hysteretic curves in tensile, compressive and in transition regions from tension to compression and vice versa are presented. The main features of cyclic behavior of masonry in both tensile and compressive regimes such as crack opening/closure, strength and stiffness degradation, stiffness recovery etc. are given. Simplified rules are also introduced for partial reloading and partial unloading stages. The constitutive model is implemented in general purpose finite elements code Abaqus/Explicit, where the explicit dynamic procedure is used. The reliability of the proposed constitutive model is examined through its ability to predict experimental results. For this reason, two unreinforced masonry walls with different aspect ratio (low and high wall) are examined. The behaviour of high wall was dominated by flexure while the low wall exhibited shear behaviour. The proposed model is found to capture with reasonable accuracy the flexure-dominated hysteretic behaviour of high masonry wall. Improvements in modelling cyclic shear deterioration in material constitutive law are found to be necessary as the model is not able to represent shear-dominated hysteretic behaviour of examined low wall.

Based on the numerical results of total strains rotating smeared crack model, a new model, the uniaxial total strains smeared crack model is proposed for the analysis of unreinforced masonry walls subjected to in-plane cyclic loading. The model is based on macro modeling approach since masonry is considered to be a homogenous material with different strengths normal and parallel to the bed joints. The material system is assumed to be identical to the global x-y system, with the bed joints along the x-axis and the head joints along the y-axis. In this study, three fundamental failure modes of unreinforced masonry are considered: masonry direct tension normal and parallel to the bed joints, masonry crushing normal and parallel to

the bed joints, and masonry shear under compressive vertical stress. According to this model, cracking and crushing are controlled through normal strains while shear is controlled through shear strain. Separate hysteretic rules are adopted for each mode of damage in material global system, using uniaxial stress- equivalent strain relationships. The complete definition of the proposed cyclic constitutive law requires the need of eighteen material parameters. In the absence of experimental data under cyclic loading, in the present study, a methodology is presented for the calibration of material parameters that required by the model.

The proposed model is calibrated for two types of masonry structures: (a): masonry with solid (clay or rubble) units with relatively high strength and low strength mortar and (b): calcium silicate masonry with a thin layer filled bed joints and unfilled head joints. A number of numerical test examples related to these two types of unreinforced masonry walls subjected to static cyclic loading and seismic excitation is selected to test the applicability and validity of the proposed constitutive law. The obtained results, demonstrate that the proposed model in conjunction with the explicit dynamic analysis provides reasonably accurate prediction of the hysteretic behavior under both static cyclic and seismic actions.

The proposed model should be an effective tool for the further study of the response of masonry under static cyclic and seismic loads. Additional, the model should be calibrated for different types of masonry, extended to reinforced masonry structures and used in a number of applications as for example the assessment of existing masonry structures or the evaluation of strengthening techniques.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1.	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1.	Γενικά	1
1.2.	Αντικείμενο της διατριβής	4
2.	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ	9
2.1.	Αριθμητικά προσομοιώματα τοιχοποιίας έναντι μονοτονικής φόρτισης	9
2.1.1.	Προσομοιώματα βασισμένα στη μηχανική της θραύσης	14
2.1.2.	Προσομοιώματα βασισμένα στη θεωρία πλαστικότητας	18
2.1.3.	Θεωρία βλαβών	19
2.2.	Εξάρτηση αριθμητικών αποτελεσμάτων από το δίκτυο των πεπερασμένων στοιχείων	21
2.3.	Αριθμητικά προσομοιώματα τοιχοποιίας έναντι ανακυκλιζόμενης φόρτισης	24
3.	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ	29
3.1.	Μηχανικά χαρακτηριστικά λιθοσώματος και κονιάματος	29
3.2.	Μηχανικές ιδιότητες διεπιφάνειας λιθοσώματος - κονιάματος	30
3.3.	Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας	32
3.3.1.	Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας	32
3.3.2.	Εφελκυστική/ Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας	35
3.3.3.	Καμπτική αντοχή τοιχοποιίας	37
3.3.4.	Μέτρο Ελαστικότητας, λόγος Poisson, Μέτρο Διάτμησης	37
3.3.5.	Τοιχοποιία υπό διαξονική ένταση	37
3.3.6.	Προσδιορισμός μηχανικών χαρακτηριστικών τοιχοποιίας με επί τόπου δοκιμές	38
3.4.	Συμπεριφορά φορέων από τοιχοποιίας υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση	40
3.5.	Συμπεριφορά υλικών τοιχοποιίας υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση	43
3.5.1.	Συμπεριφορά τοιχοποιίας υπό ανακυκλιζόμενη θλίψη / εφελκυσμό	43
3.5.2.	Συμπεριφορά διεπιφάνειας λιθοσώματος- κονιάματος υπό ανακυκλιζόμενη διάτμηση	46
4.	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΠΕΡΙΣΤΡΕΦΟΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΗΣ ΡΩΓΜΗΣ ΣΥΝΟΛΙΚΩΝ ΤΡΟΠΩΝ	49
4.1.	Καταστατικό προσομοίωμα περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής συνολικών τροπών	49
4.2.	Σχέσεις τάσεων - τροπών υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση	54
4.2.1.	Φόρτιση σε εφελκυσμό και αποφόρτιση	56
4.2.2.	Φόρτιση σε θλίψη και αποφόρτιση	60
4.2.3.	Παράμετροι υλικού	64

4.3.	Δυναμική ανάλυση με ρητή ολοκλήρωση (explicit dynamic analysis)	64
4.4.	Ανάλυση φορέων από τοιχοποιία	67
4.4.1.	Έλεγχος καταστατικού νόμου σε κλίμακα ενός στοιχείου	68
4.4.2.	Παραμετρική διερεύνηση σε κλίμακα φορέα	69
4.4.2.1.	Εκτίμηση του χρόνου επιβολής της φόρτισης	70
4.4.2.2.	Επίπτωση παραμέτρων f_t^0 , G_t και f_c^p στην απόκριση φορέα έναντι μονοτονικής φόρτισης	72
4.4.2.3.	Επίπτωση παραμέτρων α_t και α_c στην απόκριση φορέα έναντι ανακυκλιζόμενης φόρτισης	73
4.4.3.	Σύγκριση αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων	74
5.	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΟ ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΗΣ ΡΩΓΜΗΣ ΣΥΝΟΛΙΚΩΝ ΤΡΟΠΩΝ	81
5.1.	Μονοαξονικό καταστατικό προσομοίωμα κατανεμημένης ρωγμής συνολικών τροπών	81
5.2.	Σχέσεις τάσεων - τροπών υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση	85
5.2.1.	Διάτμηση	85
5.2.2.	Παράμετροι υλικού	89
5.3.	Βαθμονόμηση καταστατικού προσομοιώματος	90
5.4.	Ανάλυση φορέων από τοιχοποιία	92
5.4.1.	Έλεγχος καταστατικού νόμου σε κλίμακα ενός στοιχείου	93
5.4.2.	Παραμετρική διερεύνηση σε κλίμακα φορέα	94
5.4.2.1.	Επίπτωση παραμέτρων $f_{tx/y}^0$, $G_{tx/y}$, $f_{cx/y}^p$, f_s^0 , G_s και f_{sr}	94
5.4.2.2.	Επίπτωση παραμέτρων α_t , α_c και α_s	96
5.4.3.	Αριθμητική διερεύνηση κλάδου μετάβασης από θλίψη σε εφελκυσμό	97
5.4.4.	Αριθμητική διερεύνηση κλάδου μετάβασης από εφελκυσμό σε θλίψη	100
5.4.5.	Μέγεθος πεπερασμένου στοιχείου	103
5.4.6.	Διαφορές μονοαξονικού προσομοιώματος κατανεμημένης ρωγμής και προσομοιώματος περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής	105
5.4.7.	Σύγκριση αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων	108
5.4.7.1	Τοιχοποιίες JRC	109
5.4.7.2.	Τοιχοποιία NTUA	112
5.4.7.3.	Τοιχοποιία Ραβία: Διώροφος τείχος με ανοίγματα σε φυσική κλίμακα	116
6.	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΣΗ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ ΜΕ ΚΟΝΙΑΜΑ ΛΕΠΤΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ ΚΑΤΑ ΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ	121

6.1.	Τοιχοποιία από λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου	121
6.2.	Πειραματικά αποτελέσματα σε άοπλες τοιχοποιίες πυριτικού ασβεστίου	122
6.3.	Βαθμονόμηση προσομοιώματος	127
6.3.1.	Βαθμονόμηση παραμέτρων ως προς τη συνολική απόκριση	133
6.4.	Σύγκριση πειραματικών και αριθμητικών αποτελεσμάτων	135
7.	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ: ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	143
7.1.	Περιγραφή Δοκιμίου	143
7.2.	Πειραματική και μετρητική διάταξη	144
7.3.	Προσδιορισμός δυναμικών χαρακτηριστικών δοκιμίου	145
7.4.	Σεισμικές διεγέρσεις	146
7.5.	Ανάλυση αποτελεσμάτων	147
7.5.1.	Βλάβες	147
7.5.2.	Μετακινήσεις και επιταχύνσεις δοκιμίου	148
7.5.3.	Διαγράμματα αλληλεπίδρασης τέμνουσας βάσης- σχετικής μετακίνησης ορόφου	150
7.6.	Σύγκριση πειραματικών και αριθμητικών αποτελεσμάτων	151
8.	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΠΕΡΑΙΤΕΡΩ ΕΡΕΥΝΑ	159
8.1.	Συμβολή διδακτορικής διατριβής στην έρευνα	159
8.2.	Συμπεράσματα	160
8.3.	Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα	163
9.	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9: ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	167

1. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1. Γενικά

Η τοιχοποιία χρησιμοποιήθηκε ευρύτατα για πολλούς αιώνες από διάφορους πολιτισμούς για την κατασκευή του δομικού περιβάλλοντός τους. Με το πέρασμα των χρόνων η χρήση της τοιχοποιίας ως δομικό στοιχείο περιορίστηκε, δίνοντας τη θέση της σε νέα υλικά, όπως ο χάλυβας και το οπλισμένο σκυρόδεμα. Σήμερα πολλές από αυτές τις κατασκευές έχουν υποστεί μείωση της αντοχής τους λόγω περιβαλλοντικών, χημικών και σεισμικών δράσεων, με αποτέλεσμα τμήματα τους να εμφανίζουν σημαντικές βλάβες και να κινδυνεύουν με μερική ή ολική κατάρρευση. Ένα σημαντικό ποσοστό των κατασκευών αυτών εντάσσεται στην κατηγορία των μνημείων της πολιτιστικής κληρονομιάς, των παραδοσιακών οικισμών και των διατηρητέων κτισμάτων. Για το λόγο, αυτό η παγκόσμια επιστημονική κοινότητα παγκοσμίως καταβάλλει μεγάλη προσπάθεια για τη διάσωσή τους.

Κύριο χαρακτηριστικό της τοιχοποιίας είναι η μικρή εφελκυστική αντοχή της, στο οποίο οφείλεται κυρίως η τρωτότητα της σε σεισμικές δράσεις. Η τοιχοποιία μπορεί να φέρει με ασφάλεια θλιπτικά και μικρά οριζόντια φορτία. Σε χαμηλή στάθμη οριζόντιου φορτίου η τοιχοποιία αποκρίνεται ικανοποιητικά. Οι θλιπτικές δυνάμεις μεταφέρονται μέσω μια διαγώνιας ζώνης (θλιπτήρας) προς το θλιβόμενο άκρο της τοιχοποιίας. Καθώς όμως η κατασκευή υποβάλλεται σε μεγάλο εύρους ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις από το σεισμό, η αντίσταση της μειώνεται δραστικά λόγω του εγκάρσιου εφελκυσμού που δημιουργούν οι θλιβόμενες διαγώνιοι. Όταν οι εφελκυστικές τάσεις ξεπεράσουν την εφελκυστική αντοχή της, η τοιχοποιία αστοχεί τοπικά με ψαθυρό τρόπο. Οι τοπικές αστοχίες οδηγούν σταδιακά σε καθολική αστοχία με αποτέλεσμα να μειώνεται η αντοχή του φορέα και να κινδυνεύει με κατάρρευση.

Οι ιστορικές κατασκευές δεν σχεδιάστηκαν με βάση τη φιλοσοφία των σύγχρονων κανονισμών. Η κατασκευή τους στηριζόταν στην εμπειρία, η οποία αποκτιόταν με την πάροδο του χρόνου και στην παρατήρηση των βλαβών μετά από σεισμούς. Τις τελευταίες δεκαετίες, συντάχθηκαν οδηγίες και κανονισμοί για τον ασφαλή σχεδιασμό των φορέων από τοιχοποιία, διερευνήθηκε πειραματικά η μηχανική συμπεριφορά της έναντι μονοτονικών και ανακυκλιζόμενων δράσεων και

αναπτύχθηκαν νέα υλικά (βιομηχανικοί λίθοι) και τρόποι δόμησης (οπλισμένη, διαζωματική, προεντεταμένη τοιχοποιία) για τη βελτίωση της συμπεριφοράς της έναντι των σεισμικών δράσεων.

Σε χώρες με έντονη σεισμικότητα, όπως είναι η Ελλάδα, αλλά και σε χώρες με μικρότερη σεισμικότητα, η κατανόηση της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας υπό σεισμική καταπόνηση είναι απαραίτητη για την ανάλυση κυρίως υπάρχουσών κατασκευών για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας τους και για την εκλογή των κατάλληλων μεθόδων αποκατάστασης και ενίσχυσης τους, όταν αυτό κρίνεται αναγκαίο. Για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας φορέων από τοιχοποιία εφαρμόζονται τόσο πειραματικές όσο και αριθμητικές μέθοδοι.

Στις αριθμητικές μεθόδους, τα υπολογιστικά προσομοιώματα μορφώνονται και αναλύονται εφαρμόζοντας συνήθως τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Η ανάλυση μπορεί να είναι γραμμική ή μη γραμμική. Στη γραμμική ανάλυση, δίνεται η δυνατότητα προσδιορισμού της κατανομής των τάσεων σε ένα φορέα μέχρι τη στιγμή που το υλικό συμπεριφέρεται ελαστικά (το υλικό εξαντλεί οριακά τη αντοχή του), ενώ στη μη γραμμική ανάλυση το υλικό μετά τη διαρροή/αστοχία του συμπεριφέρεται ανελαστικά και γίνεται συνεχής ανακατανομή των τάσεων μέχρι το υλικό να εξαντλήσει τη μέγιστη παραμόρφωση του. Έτσι, τα αποτελέσματα γραμμικής ανάλυσης παρουσιάζουν μεγάλη διαφορά, όταν συγκρίνονται με τα αντίστοιχα της μη-γραμμικής ανάλυσης.

Για τη μη-γραμμική ανάλυση χρησιμοποιούνται καταστατικοί νόμοι με τους οποίους περιγράφεται η ανελαστική συμπεριφορά της τοιχοποιίας. Τα καταστατικά προσομοιώματα χωρίζονται κυρίως σε δύο κατηγορίες ανάλογα με το αν η τοιχοποιία αντιμετωπίζεται ως ένα σύνθετο υλικό (μάκρο-προσομοιώματα), ή αν το κάθε υλικό που την συνθέτει (λιθόσωμα, κονίαμα) περιγράφεται με το δικό του καταστατικό νόμο (μίκρο-προσομοίωμα). Σήμερα, η γραμμική ανάλυση χρησιμοποιείται ευρέως για την αριθμητική διερεύνηση υπάρχουσων κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία έναντι στατικών και σεισμικών δράσεων σε αντίθεση με τη μη γραμμική ανάλυση, η οποία περιορίζεται σε μεμονωμένα τμήματα του φορέα (π.χ. πεσσοί) και αναφέρεται κυρίως σε στατικώς επιβαλλόμενα φορτία μονοτονικής ή ανακυκλιζόμενης μορφής.

Στην περίπτωση ελαστικής (γραμμικής) ανάλυσης, η απόκριση ενός φορέα από τοιχοποιία σε σεισμικές δράσεις μπορεί να υπολογιστεί με τη μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης, με τη δυναμική φασματική μέθοδο ή με τη δυναμική μέθοδο με εν χρόνω ολοκλήρωση. Στην περίπτωση μη γραμμικής ανάλυσης, χρησιμοποιείται η στατική προσαναζητική μέθοδος ή η δυναμική μη γραμμική μέθοδος με εν χρόνω ολοκλήρωση. Ως προς την τελευταία μέθοδο, ελάχιστες περιπτώσεις αναφέρονται στη βιβλιογραφία, λόγω της έλλειψης ικανοποιητικών πειραματικών δεδομένων, κατάλληλων καταστατικών προσομοιωμάτων, του μεγάλου υπολογιστικού κόστους και των αριθμητικών προβλημάτων, τα οποία προκύπτουν με τη χρήση της μεθόδου αυτής. Τις τελευταίες δεκαετίες, για την υπέρβαση των πιο πάνω προβλημάτων και για την πραγματοποίηση μη-γραμμικής ανάλυσης σε φορείς και όχι σε μεμονωμένο τμήμα τοιχοποιίας, έχουν αναπτυχθεί μη γραμμικές μέθοδοι σε συνδυασμό με τη μέθοδο του ισοδύναμου πλαισίου.

Τρεις είναι οι κύριοι παράγοντες οι οποίοι πρέπει να ληφθούν υπόψη για την ανάπτυξη ενός αξιόπιστου υπολογιστικού προσομοιώματος τοιχοποιίας υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση: α) το καταστατικό προσομοίωμα, β) η μαθηματική διατύπωση των σχέσεων τάσεων-τροπών και γ) η μέθοδος επίλυσης. Αν και υπάρχει πληθώρα καταστατικών προσομοιωμάτων για την περιγραφή της συμπεριφοράς τοιχοποιίας υπό στατική φόρτιση, η τροποποίηση τους ώστε να είναι κατάλληλα για την ανακυκλιζόμενη φόρτιση είναι πολύ δύσκολο εγχείρημα. Στα προσομοιώματα τα οποία βασίζονται στη θεωρία πλαστικότητας η αποφόρτιση συνεπάγεται κίνηση εντός της επιφάνειας διαρροής και ως εκ τούτου πραγματοποιείται ελαστικά. Επιπλέον, το προσομοίωμα πρέπει να έχει γενική εφαρμογή σε πλήρη φορέα και όχι σε ένα μεμονωμένο στοιχείο του οποίου η ένταση στις περισσότερες περιπτώσεις είναι μονοαξονική.

Η μαθηματική διατύπωση των σχέσεων τάσεων – τροπών πρέπει να στηρίζεται σε πειραματικά δεδομένα και να λαμβάνει υπόψη όλα τα φαινόμενα, τα οποία παρατηρούνται, όταν το υλικό υπόκειται σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση (π.χ. μη ελαστική αποφόρτιση, ανάκτηση δυσκαμψίας κατά τη μετάβαση από εφελκυσμό σε θλίψη με το κλείσιμο των ρωγμών, κτλ.). Επίσης, οι περιπτώσεις της μερικής αποφόρτισης και της μερικής επαναφόρτισης πρέπει να συμπεριληφθούν, αφού μια κατασκευή μπορεί να αποφορτιστεί μερικώς σε ένα κύκλο φόρτισης και να

επαναφορτιστεί σε επόμενο κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Γενικά, υπάρχει έλλειψη πειραματικών αποτελεσμάτων, τόσο για τον προσδιορισμό των παραμέτρων που καθορίζουν την ανελαστική συμπεριφορά της τοιχοποιίας σε μονοτονική φόρτιση, όσο και για την εξαγωγή της καμπύλης τάσεων-τροπών υπό ανακυκλιζόμενη θλίψη/εφελκυσμό και διάτμηση. Συνήθως τα πειράματα για τον προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας περιορίζονται στις πρότυπες δοκιμές θλίψης, διάτμησης και λοξής θλίψης.

Στην περίπτωση της μη γραμμικής ανάλυσης φορέων από τοιχοποιία (στατικής ή δυναμικής), η μέθοδος επίλυσης παίζει σημαντικό ρόλο γιατί το υλικό παρουσιάζει έντονη ανελαστική συμπεριφορά. Η χρήση των συμβατικών μεθόδων επίλυσης (implicit procedures), όπως στην περίπτωση στατικής ανάλυσης η μέθοδος Newton Rampshon (standard ή modified), ή η μέθοδος μήκους τόξου (arc length) απαιτεί α) τη μόρφωση του μητρώου δυσκαμψίας του εξεταζόμενου φορέα, το οποίο τείνει να γίνει μη θετικά ορισμένο (ill-conditioned) με τη συνεχή ρηγμάτωση του υλικού και β) την επιβολή της φόρτισης σε πολύ μικρά βήματα, με αποτέλεσμα η ανάλυση να έχει μεγάλο υπολογιστικό κόστος. Αντίθετα, στη δυναμική μέθοδο ρητής ολοκλήρωσης (explicit dynamic method), δεν απαιτείται η μόρφωση του μητρώου δυσκαμψίας και δεν εκτελούνται εσωτερικές επαναλήψεις, αλλά πολύ μικρές επανυξήσεις της επιβαλλόμενης φόρτισης. Η μέθοδος αυτή είναι κατάλληλη για την επίλυση δυναμικών φαινομένων, τα οποία πραγματοποιούνται σε υψηλές συχνότητες όπως είναι η π.χ. η κρούση, μπορεί όμως να χρησιμοποιηθεί και για την επίλυση υπό προϋποθέσεις στατικών προβλημάτων.

1.2. Αντικείμενο της διατριβής

Η Διδακτορική Διατριβή έχει ως αντικείμενο την ανάπτυξη καταστατικού προσομοιώματος για την ανάλυση της άοπλης τοιχοποιίας, η οποία υπόκειται σε στατική (μονοτονική ή ανακυκλιζόμενη) και σεισμική δράση λαμβάνοντας υπόψη αστοχίες, οι οποίες συμβαίνουν εντός του επιπέδου της. Επίσης στοχεύει στην πειραματική βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος και στον έλεγχο αξιοπιστίας του μέσω της σύγκρισης πειραματικών με αριθμητικά αποτελέσματα. Το προσομοίωμα διατυπώνεται σύμφωνα με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Για την επίτευξη των στόχων αυτών τροποποιήθηκε αρχικά το μονοτονικό σύνθετο καταστατικό προσομοίωμα στις δύο διαστάσεις^[1.1], ώστε να περιγραφεί η συμπεριφορά της τοιχοποιίας σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Το μονοτονικό προσομοίωμα βασίζεται στη θεωρία της πλαστικότητας και αποτελείται από τα κριτήρια von Mises (θλίψη) και Rankine (εφελκυσμός). Το προσομοίωμα κωδικοποιήθηκε στο λογισμικό Abaqus/Standard^[1.2], το οποίο χρησιμοποιεί συμβατικές μεθόδους επίλυσης, όπου είναι απαραίτητη η μόνωση του μητρώου δυσκαμψίας. Η προσπάθεια αυτή στηρίχθηκε στις εργασίες των Oliveira^[1.3], Oliveira και Lourenco^[1.4] και Cachim^[1.5]. Ακολουθώντας την ίδια φιλοσοφία, εισήχθησαν δύο νέες επιφάνειες, οι επιφάνειες αποφόρτισης. Η κάθε μία από αυτές τις επιφάνειες είναι όμοια με την αντίστοιχη μονοτονική επιφάνεια προς την οποία κινείται και η μη γραμμική συμπεριφορά της ελέγχεται μέσω κινηματικής κράτνωσης. Λόγω της κινηματικής κράτνωσης για κάθε επιφάνεια αποφόρτισης χρειάζεται ο προσδιορισμός του διανύσματος \mathbf{a} (back stress vector) κατά την έναρξη της αποφόρτισης στο επαυξητικό βήμα n , το οποίο δίνεται ως:

$$\mathbf{a}_n = \boldsymbol{\sigma}_n - \boldsymbol{\sigma}_i \quad (1.1)$$

όπου $\boldsymbol{\sigma}_n$ είναι το διάνυσμα της τάσης στο επαυξητικό βήμα n και $\boldsymbol{\sigma}_i$ είναι το διάνυσμα της τάσης για το οποίο ικανοποιείται η μονοτονική επιφάνεια $f(\boldsymbol{\sigma}_i, \kappa_n)$ προς την οποία κινείται η επιφάνεια αποφόρτισης στο επαυξητικό βήμα n . Η απαίτηση αυτή, οδηγεί στην ακόλουθη δευτεροβάθμια εξίσωση ως προς το βαθμωτό μέγεθος ρ :

$$f(\boldsymbol{\sigma}_i, \kappa_n) = f(\boldsymbol{\sigma}_n + \rho \cdot \Delta \boldsymbol{\sigma}_{n+1}, \kappa_n) = 0 \quad (1.2)$$

όπου $\Delta \boldsymbol{\sigma}_{n+1} = \mathbf{D} \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}$, \mathbf{D} είναι το καταστατικό μητρώο και $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}$ είναι το επαυξητικό διάνυσμα τροπής στο βήμα $n+1$.

Ο υπολογισμός της τάσης $\boldsymbol{\sigma}_i$ αποτελεί και το μειονέκτημα του προσομοιώματος αυτού γιατί δεν είναι προφανής ποιά από τις δύο λύσεις της δευτεροβάθμιας εξίσωσης είναι η κατάλληλη. Ακόμα και στην περίπτωση της μονοαξονικής φόρτισης ($\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1} = [\Delta \varepsilon_{xx} \ 0 \ 0]^t$), η τάση $\boldsymbol{\sigma}_i$ δεν είναι εύκολα διακριτή γιατί ο λόγος Poisson οδηγεί σε εγκάρσια τάση $\Delta \sigma_{yy}$. Στην περίπτωση εφαρμογής του καταστατικού νόμου στις εργασίες των Oliveira και Lourenco^[1.3-1.4] δεν παρουσιάζεται αντίστοιχο πρόβλημα γιατί ο καταστατικός νόμος αναπτύσσεται για στοιχείο επαφής, το οποίο

διαθέτει δύο βαθμούς ελευθερίας (αξονική μετακίνηση και διατμητική μετακίνηση), οι τάσεις (ορθή και διατμητική) συνδέονται με τις αντίστοιχες μετακινήσεις και είναι ασύζευκτες. Έτσι η τάση σ_i αντιστοιχεί στο μέγεθος της μονοτονικής επιφάνειας προς την οποία κινείται η επιφάνεια αποφόρτισης.

Για την αντιμετώπιση του προβλήματος αυτού το προσομοίωμα τροποποιήθηκε, έτσι ώστε οι τάσεις και το καταστατικό μητρώο κατά την αποφόρτιση/ επαναφόρτιση/ μερική αποφόρτιση να υπολογίζονται ακολουθώντας τη θεωρία γενικευμένης πλαστικότητας (generalized plasticity)^[1.6-1.8]. Σύμφωνα με τη θεωρία αυτή, οι επιφάνειες αποφόρτισης /επαναφόρτισης/ μερικής αποφόρτισης και οι αντίστοιχοι νόμοι πλαστικής ροής δεν ορίζονται αναλυτικά. Επίσης γίνεται η παραδοχή ότι το διάνυσμα το οποίο ορίζει τη διεύθυνση αποφόρτισης/ επαναφόρτισης/ μερικής αποφόρτισης, είναι το αντίθετης φοράς κάθετο διάνυσμα στη μονοτονική επιφάνεια στο σημείο αποφόρτισης. Το προσομοίωμα ελέγχθηκε χρησιμοποιώντας ένα τετρακομβικό στοιχείο επίπεδης έντασης μοναδιαίων διαστάσεων με 2x2 κανόνα ολοκλήρωσης, το οποίο υποβλήθηκε σε διάφορες μονοαξονικές μετακινήσεις ανακυκλιζόμενης μορφής σε θλίψη και σε εφελκυσμό. Η προσπάθεια όμως, για επαλήθευση πειραματικών αποτελεσμάτων με το συγκεκριμένο προσομοίωμα αποδείχτηκε πολύ δύσκολη λόγω των υπερβολικά μικρών βημάτων φόρτισης τα οποία απαιτούσε η επίλυση για να επέλθει σύγκλιση και του υπολογισμού του μητρώου δυσκαμψίας της κατασκευής, το οποίο με τη συνεχή ρηγμάτωση του υλικού παρουσίαζε αρνητικούς όρους στη διαγώνιο.

Στη συνέχεια έγινε βιβλιογραφική ανασκόπηση, για την εξεύρεση ενός πλέον ευέλικτου και απλού προσομοιώματος, καταλήγοντας στο προσομοίωμα της κατανεμημένης περιστρεφόμενης ρωγμής συνολικών τροπών^[1.9-1.13]. Λαμβάνοντας επίσης υπόψη τα προβλήματα τα οποία προέκυψαν από την επίλυση με τις συμβατικές μεθόδους, αποφασίστηκε το προσομοίωμα να προγραμματιστεί στο λογισμικό Abaqus/Explicit^[1.2], το οποίο χρησιμοποιεί για την επίλυση των εξισώσεων τη δυναμική μέθοδο ρητής ολοκλήρωσης.

Η διατύπωση του σύνθετου καταστατικού προσομοιώματος για ανακυκλιζόμενη φόρτιση, το οποίο στηρίζεται στη θεωρία πλαστικότητας, καθώς επίσης και το

αντίστοιχο στο οποίο η αποφόρτιση ακολουθεί τη θεωρία της γενικευμένης πλαστικότητας δεν παρουσιάζονται αναλυτικά. Η παρούσα εργασία διαχωρίζεται σε εννέα κεφάλαια συμπεριλαμβανομένου και του παρόντος τα οποία περιγράφονται στη συνέχεια:

Στο Κεφάλαιο 1 (παρόν κεφάλαιο) εισάγεται το πρόβλημα, το οποίο περιγράφει το σκοπό της εργασίας αυτής.

Στο Κεφάλαιο 2 γίνεται βιβλιογραφική ανασκόπηση των αριθμητικών προσομοιωμάτων, τα οποία αναπτύχθηκαν για την περιγραφή της μη γραμμικής συμπεριφοράς άοπλης τοιχοποιίας έναντι μονοτονικών και ανακυκλιζόμενων δράσεων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Τα προσομοιώματα αυτά αφορούν στην απόκριση τοιχοποιίας, η οποία υπόκειται σε καταπονήσεις εντός του επιπέδου της.

Στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάζονται οι μηχανικές ιδιότητες και η σχέση τάσης–τροπής υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση της τοιχοποιίας και των υλικών που τη συνθέτουν (λιθοσώματα, κονίαμα). Επίσης περιγράφονται οι κύριοι μηχανισμοί αστοχίας φορέα από τοιχοποιία υπό ανακυκλιζόμενες καταπονήσεις εντός του επιπέδου του με ταυτόχρονη δράση κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου.

Στο Κεφάλαιο 4 παρουσιάζεται το προσομοίωμα της περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής συνολικών τροπών για εντατική κατάσταση δισδιάστατης επίπεδης έντασης, περιγράφονται οι σχέσεις τάσεων–τροπών υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση σε εφελκυσμό και θλίψη στο σύστημα των κυρίων τροπών και οι βασικές αρχές της δυναμικής ανάλυσης με ρητή ολοκλήρωση. Ο έλεγχος αξιοπιστίας του καταστατικού προσομοιώματος γίνεται μέσω της σύγκρισης αριθμητικών με πειραματικά αποτελέσματα.

Στο Κεφάλαιο 5 προτείνεται ένας καταστατικός νόμος, σύμφωνα με το οποίο η συμπεριφορά της τοιχοποιίας σε εφελκυσμό και θλίψη ελέγχεται μέσω των ορθών τροπών, ενώ μέσω της διατμητικής τροπής γίνεται ο έλεγχος της συμπεριφοράς του υλικού έναντι διάτμησης. Το προσομοίωμα καλείται μονοαξονικό προσομοίωμα κατανεμημένης ρωγμής. Διατυπώνονται οι απαραίτητες για την εφαρμογή του

προσομοιώματος σχέσεις τάσεων - τροπών σε εφελκυσμό, θλίψη και διάτμηση υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση και παρουσιάζεται μεθοδολογία βαθμονόμησης του. Παρουσιάζονται ο έλεγχος του προσομοιώματος και τα αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων ως προς τη μορφή του κλάδου μετάβασης από θλίψη σε εφελκυσμό και ως προς το μέγεθος του πεπερασμένου στοιχείου. Ο έλεγχος αξιοπιστίας του προσομοιώματος γίνεται με τη σύγκριση αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων.

Στο Κεφάλαιο 6 παρουσιάζονται τα πειραματικά αποτελέσματα τα οποία αναφέρονται σε άοπλη τοιχοποιία από λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου με κονίαμα λεπτής στρώσης στους οριζόντιους αρμούς, χωρίς κονίαμα στους κατακόρυφους αρμούς, αλλά με τις γειτονικές πλευρές των λιθοσωμάτων να είναι σε επαφή. Τα αποτελέσματα αφορούν στατικές δοκιμές ανακυκλιζόμενης φόρτισης εντός επιπέδου. Παρουσιάζεται η βαθμονόμηση του μονοαξονικού προσομοιώματος ακολουθώντας τη μεθοδολογία του Κεφαλαίου 5 και γίνεται σύγκριση αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων.

Στο Κεφάλαιο 7 παρουσιάζονται τα πειραματικά αποτελέσματα σεισμικών δοκιμών σε τοιχοποιία από λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου και κονίαμα λεπτής στρώσης μόνο κατά τους οριζόντιους αρμούς. Τα πειραματικά αποτελέσματα αφορούν δοκιμές σε διάφορο κτίριο φυσικής κλίμακας, με τη χρήση του σεισμικού προσομοιωτήρα του Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας του ΕΜΠ. Οι σεισμικές δοκιμές πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια του Ευρωπαϊκού ερευνητικού προγράμματος ESECMaSE project– “Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe”. Η αναλυτική εργασία αφορά στον έλεγχο αξιοπιστίας του μονοαξονικού προσομοιώματος έναντι σεισμικών δράσεων, όπως αυτό βαθμονομήθηκε στο Κεφάλαιο 6.

Στο Κεφάλαιο 8 παρουσιάζονται η συμβολή της διδακτορικής διατριβής στην έρευνα, τα συμπεράσματα που προκύπτουν από την παρούσα εργασία και δίνονται κατευθύνσεις για τη μελλοντική έρευνα.

Στο Κεφάλαιο 9 παρουσιάζεται η βιβλιογραφία.

2. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται ανασκόπηση των αριθμητικών προσομοιωμάτων, τα οποία αναπτύχθηκαν για την περιγραφή της μη γραμμικής συμπεριφοράς άοπλης τοιχοποιίας έναντι μονοτονικών και ανακυκλιζόμενων δράσεων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Τα προσομοιώματα αφορούν στην απόκριση τοιχοποιίας, η οποία υπόκειται σε δράσεις εντός του επιπέδου της.

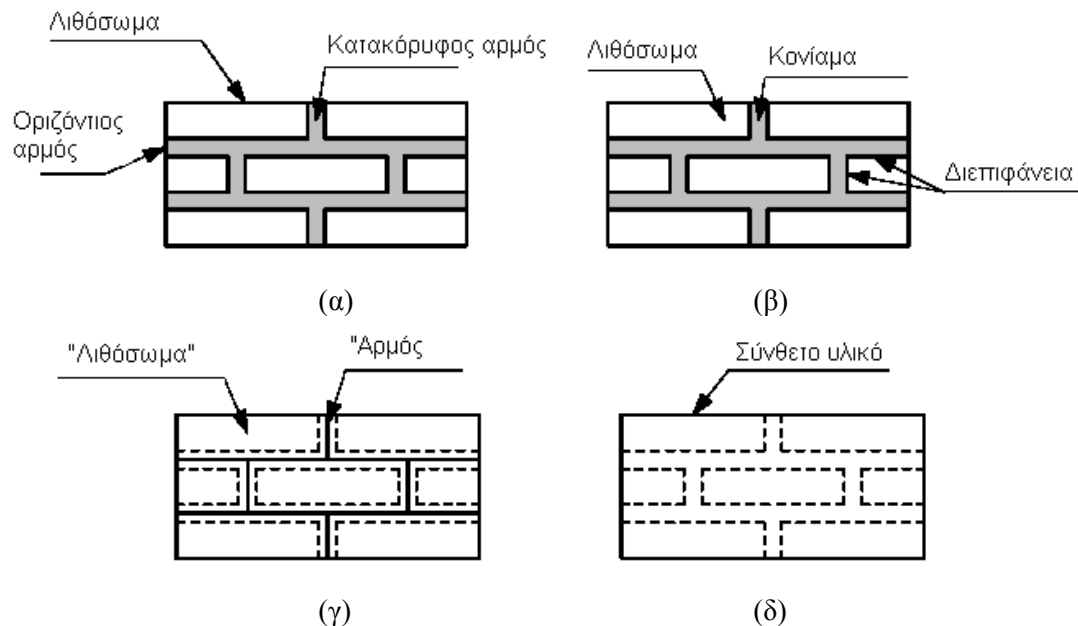
2.1. Αριθμητικά προσομοιώματα τοιχοποιίας έναντι μονοτονικής φόρτισης

Η πρώτη προσπάθεια αριθμητικής προσομοίωσης της συμπεριφοράς τοιχοποιίας, άρχισε στο τέλος της δεκαετίας του 70 από τους Page et al^[2.1, 2.2] μετά από ένα εκτεταμένο ερευνητικό πρόγραμμα. Τα προσομοιώματα αυτά είχαν στηριχθεί στα προσομοιώματα τα οποία αναπτύχθηκαν στο τέλος της δεκαετίας του 60 για την περιγραφή της συμπεριφοράς του σκυροδέματος^[2.3, 2.4] (άοπλου/ οπλισμένου) με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Από τη δεκαετία του 70 μέχρι και σήμερα, τα αριθμητικά προσομοιώματα της τοιχοποιίας ακολουθούν γενικά την εξέλιξη των προσομοιωμάτων των ψαθυρών υλικών και κυρίως αυτών που αναφέρονται στο σκυρόδεμα, προσαρμοσμένα πάντοτε στις ιδιαιτερότητες της τοιχοποιίας.

Στις αναλύσεις με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων διακρίνονται δύο μέθοδοι για την προσομοίωση ενός ρηγματωμένου μέσου^[2.5, 2.6] α) η μέθοδος των διακριτών ρωγμών (discrete crack approach), όπου η ρωγή αποτελεί μια γεωμετρική ασυνέχεια και β) η μέθοδος των κατανεμημένων ρωγμών (smeared crack approach), όπου μια ρωγή αποτελείται από πολλές μικροασυνέχειες οι οποίες «διαχέονται» (smearing) σε μια ζώνη και το ρηγματωμένο υλικό αντιμετωπίζεται ως συνεχές μέσο.

Με τη μέθοδο των διακριτών ρωγμών εισάγονται στο δίκτυο των πεπερασμένων στοιχείων ασυνέχειες στις θέσεις όπου σχηματίζονται οι ρωγμές, είτε με την εισαγωγή ξεχωριστών κόμβων κατά μήκος των ρωγμών, είτε με τη χρήση στοιχείων επαφής (contact elements). Στην περίπτωση της τοιχοποιίας (Σχήμα 2.1α), η μέθοδος αυτή οδηγεί στην καλούμενη μικρο-προσομοίωση (micro-modeling), όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.1β, όπου κάθε επιμέρους υλικό που συνθέτει την τοιχοποιία (λιθόσωμα, αρμός κονιάματος και διεπιφάνεια λιθοσώματος-αρμού), περιγράφεται με διαφορετικό πεπερασμένο στοιχείο. Οι διεπιφάνειες λιθοσώματος-αρμού, θέσεις όπου

σχηματίζονται οι ρωγμές, περιγράφονται με στοιχεία επαφής, ενώ τα λιθώματα και οι αρμοί κονιάματος περιγράφονται με συνεχή στοιχεία παραμορφώσιμα ή μη. Η συμπεριφορά κάθε στοιχείου περιγράφεται από γραμμικούς ή μη γραμμικούς καταστατικούς νόμους. Συχνά για υπολογιστικούς λόγους, το μικρο-προσομοίωμα απλοποιείται, με τη συμπεριφορά του αρμού και της διεπιφάνειας λιθώματος – αρμού να περιγράφονται από το ίδιο στοιχείο (Σχήμα 2.1γ).



Σχήμα 2.1. Μέθοδοι προσομοίωσης τοιχοποιίας^[2,7]: (α) Τοιχοποιία, (β): μικρο-προσομοίωμα, (γ): απλοποιημένο μικρο-προσομοίωμα, (δ): μάκρο-προσομοίωμα.

Η μέθοδος των διακριτών ρωγμών, επιτρέπει τη φυσική προσομοίωση κάθε ρωγμής και είναι κατάλληλη για την περιγραφή τοπικών φαινομένων. Βασική αδυναμία της μεθόδου είναι ότι η θέση των ρωγμών πρέπει να είναι γνωστή από την αρχή της ανάλυσης και η μορφή της να είναι τέτοια, ώστε να ακολουθεί το σχήμα των πεπερασμένων στοιχείων που συνθέτουν το δίκτυο του εξεταζόμενου φορέα. Αν και τα σύγχρονα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων διαθέτουν τεχνικές, όπου το δίκτυο των πεπερασμένων στοιχείων αναπροσαρμόζεται αυτόματα λόγω δημιουργίας ρωγμής (adaptive mesh control), οι συνεχείς αλλαγές στην αρίθμηση των κόμβων, στη συνδεσμολογία και στη μορφή των στοιχείων (δημιουργία στοιχείων με λόγο ύψος προς πλάτος μικρότερο από μονάδα) οδηγούν σε αριθμητικά προβλήματα.

Με τη μέθοδο των κατανεμημένων ρωγμών η τοιχοποιία (Σχήμα 2.1α) προσομοιάζεται ως ένα ομογενοποιημένο σύνθετο ισότροπο ή ανισότροπο υλικό, το οποίο περιγράφεται από ένα τύπο πεπερασμένου στοιχείου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.1δ. Στην περίπτωση αυτή η προσομοίωση καλείται μάκρο-προσομοίωση (macro-modeling) και η συμπεριφορά της τοιχοποιίας περιγράφεται από μη γραμμικούς καταστατικούς νόμους στους οποίους έχει ληφθεί υπόψη η συμπεριφορά των επιμέρους υλικών που τη συνθέτουν, ενώ η εμφάνιση μιας ρωγμής οδηγεί στη μείωση των μηχανικών χαρακτηριστικών του σύνθετου υλικού, χωρίς την τροποποίηση του αρχικού δικτύου διακριτοποίησης του εξεταζόμενου φορέα. Οι λόγοι αυτοί καθιστούν τη μέθοδο των κατανεμημένων ρωγμών πολύ δημοφιλή, με αποτέλεσμα να αποτελεί τη βασική μέθοδο ανάλυσης φορέων τοιχοποιίας.

Ανάλογα με τον τρόπο με τον οποίο υπολογίζεται η μετελαστική συμπεριφορά της τοιχοποιίας μετά την έναρξη της ρηγμάτωσης, τα μικρο και μάκρο προσομοιώματα διαχωρίζονται α) σε αυτά τα οποία βασίζονται στη μηχανική της θραύσης^[2.5, 2.6, 2.8-2.10] (fracture mechanics) με πιο γνωστά το προσομοίωμα της σταθερής κατανεμημένης ρωγμής (fixed smeared crack model), της περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής (rotating smeared crack model) και της σταθερής κατανεμημένης ρωγμής πολλών διευθύνσεων (multy-directional smeared crack model), β) σε αυτά τα οποία βασίζονται στη θεωρία της πλαστικότητας^[2.7, 2.12] (plasticity based models) και γ) σε αυτά τα οποία βασίζονται στη θεωρία βλαβών^[2.13-2.14] (damage theory). Επίσης σε πολλές περιπτώσεις γίνεται συνδυασμός των προσομοιωμάτων^[2.15-2.21] (υβριδικά προσομοιώματα). Ως παράδειγμα αναφέρονται τα προσομοιώματα τα οποία βασίζονται στη μηχανική της θραύσης και τα οποία χρησιμοποιούνται για την περιγραφή της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας έναντι εφελκυσμού, ενώ για την περιγραφή της συμπεριφοράς έναντι θλίψης χρησιμοποιείται η θεωρία της πλαστικότητας.

Πολλά προσομοιώματα έχουν προταθεί τις τελευταίες δεκαετίες για την με ακρίβεια προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, τόσο σε μικρο όσο και σε μάκρο επίπεδο^[2.1, 2.2, 2.7, 2.8, 2.11-2.21]. Στόχος των προτεινόμενων προσομοιωμάτων είναι η επιτυχής πρόβλεψη της συμπεριφοράς του εξεταζόμενου φορέα (καμπύλη δύναμης-μετακίνησης, φορτίο

κατάρρευσης, παραμορφωμένος φορέας) και η επιβεβαίωση των αριθμητικών αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα πειραματικά. Οι εφαρμογές αναφέρονται κυρίως σε προβλήματα δύο διαστάσεων για εντατική κατάσταση επίπεδης έντασης υπό μονοτονική φόρτιση.

Όσον αφορά στην αριθμητική επίλυση των προβλημάτων αυτών, γίνεται με επαναληπτικές μεθόδους, όπως είναι η μέθοδος σταθερού μήκους τόξου (arc-length) η οποία συνδυάζεται τόσο τη μέθοδο Newton-Raphson (standard Newton-Raphson), όσο και με τη τροποποιημένη μέθοδο Newton-Raphson (modified Newton-Raphson)^[2.22] ή με τη μέθοδο ελέγχου μετατοπίσεων^[2.23] (displacement control method). Σε προβλήματα όπου απαιτούνται πολύ μικρά βήματα επιβολής της φόρτισης και μεγάλος αριθμός εσωτερικών επαναλήψεων, οι πιο πάνω μέθοδοι ανάλυσης συνδυάζονται με την τεχνική της έρευνας γραμμής^[2.24] (line search technique) για την επίσπευση της σύγκλισης. Οι προαναφερόμενοι μέθοδοι απαιτούν τη μόρφωση του μητρώου δυσκαμψίας του εξεταζόμενου φορέα, το οποίο προκύπτει από το καταστατικό μητρώο κάθε υλικού σημείου. Ανάλογα με τη μέθοδο που επιλέγεται για τον υπολογισμό της μετελαστικής συμπεριφοράς του υλικού, το καταστατικό μητρώο χαρακτηρίζεται ως τέμνον (secant), εφαπτομενικό (tangent) ή συνεπές εφαπτομενικό (consistence tangent). Επίσης αναφέρεται ότι έχουν αναπτυχθεί αριθμητικοί αλγόριθμοι για τη μη γραμμική ανάλυση φορέων από τοιχοποιία με την παραδοχή μηδενικής εφελκυστικής αντοχής^[2.25]. Πρόσφατα, η δυναμική ανάλυση με ρητή ολοκλήρωση (explicit dynamic) έχει χρησιμοποιηθεί για τη μη γραμμική ανάλυση τοιχοποιίας^[2.26]. Η μέθοδος αυτή είναι κατάλληλη για την επίλυση δυναμικών φαινομένων τα οποία πραγματοποιούνται σε υψηλές συχνότητες, μπορεί όμως να χρησιμοποιηθεί και για την επίλυση στατικών προβλημάτων, με την προϋπόθεση ότι η κινηματική ενέργεια παραμένει μικρή συγκρινόμενη με την εσωτερική ενέργεια του συστήματος καθ' όλη τη διάρκεια της ανάλυσης. Πλεονεκτήματα της μεθόδου είναι ότι δεν απαιτούνται ο υπολογισμός του καταστατικού μητρώου, η μόρφωση του μητρώου δυσκαμψίας, η εκτέλεση εσωτερικών επαναλήψεων, ενώ το φορτίο επιβάλλεται σε πολύ μικρά βήματα.

Η πλαστική ανάλυση (limit plastic analysis) χρησιμοποιείται επίσης σε φορείς από τοιχοποιία, ως μια εναλλακτική απλή μέθοδος ανάλυσης για τον προσδιορισμό του φορτίου και του αντίστοιχου μηχανισμού κατάρρευσης του φορέα. Στην πλαστική

ανάλυση, η τοιχοποιία περιγράφεται συνήθως με το καταστατικό προσομοίωμα απαραμόρφωτων σωμάτων κατά Heyman^[2.27], σύμφωνα με το οποίο τα σώματα δεν μπορούν να φέρουν εφελκυστικά φορτία και δεν μπορούν να ολισθήσουν (rigid no-tension constitutive model with no sliding) ή με τροποποιήσεις του ίδιου προσομοιώματος^[2.28] (π.χ. λαμβάνεται υπόψη ολίσθηση σωμάτων).

Στα προαναφερόμενα καταστατικά προσομοιώματα, η τοιχοποιία διακριτοποιείται με στοιχεία συνεχούς μέσου (δισδιάστατα, τρισδιάστατα) ή επιφανειακά στοιχεία κελύφους. Η προσομοίωση φορέων από τοιχοποιία μπορεί επίσης να γίνει μέσω ραβδωτών στοιχείων σύμφωνα με τη μέθοδο του ισοδύναμου πλαισίου (method of equivalent frames). Η μέθοδος αυτή, στηρίζεται στις βασικές αρχές του «μηχανισμού - ορόφου» (storey-mechanism) φέρουσας τοιχοποιίας, η οποία αναπτύχθηκε από τον Tomazevic^[2.29] στο τέλος της δεκαετίας του 70. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, σε κάθε όροφο, πραγματοποιείται μη γραμμική ανάλυση με την επιβολή πλευρικής φόρτισης, ενώ η συμπεριφορά κάθε πεσσού του εξεταζόμενου ορόφου περιγράφεται συνήθως με μια ελαστική απολύτως πλαστική καμπύλη δύναμης - μετακίνησης με συγκεκριμένη πλαστιμότητα.

Σύμφωνα με τη μέθοδο των ισοδύναμων πλαισίων, ο εξεταζόμενος φορέας διαχωρίζεται σε πεσσούς και ανώφλια, όπου ο κάθε πεσσός περιγράφεται από ένα κατακόρυφο μάκρο - στοιχείο, τα ανώφλια από οριζόντια στοιχεία δοκού, ενώ οι περιοχές αλληλοκάλυψης πεσσού και ανωφλιού θεωρούνται στερεές. Το κάθε ένα ραβδωτό μάκρο - στοιχείο^[2.30-2.34] περιγράφει τις ιδιότητες του τμήματος του φορέα τον οποίο αναπαριστά. Έτσι, στους πεσσούς ορίζονται το διάγραμμα τέμνουσας δύναμης - μετακίνησης και ροπής - στροφής με τα οποία περιγράφεται η διατμητική και καμπτική συμπεριφορά του πεσσού αντίστοιχα. Η μη γραμμική ανάλυση με τη μέθοδο αυτή οδηγεί στην ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα ή και στο μέσο των στοιχείων (προσομοιώματα συγκεντρωμένης πλαστικότητας). Τα προσομοιώματα αυτά μπορούν να χρησιμοποιηθούν για απλές κατασκευές τοιχοποιίας, όπου υπάρχει σύνδεση οριζόντιων και εγκάρσιων τοίχων. Γενικά η χρήση τους δεν συνιστάται ακόμα και σε ελαστικές αναλύσεις, ενώ η εφαρμογή τους καθίσταται απαγορευτική σε πιο πολύπλοκες κατασκευές με θόλους, τρούλους ή σταυροθόλια^[2.35]. Ως προς τη μη γραμμική ανάλυση, υπάρχουν ανοικτά θέματα

σχετικά με την εφαρμογή των μάκρο - στοιχείων σε φορείς τοιχοποιίας, όπως για παράδειγμα ποιά πρέπει να είναι η δρώσα δυσκαμψία με την οποία θα γίνει η ανάλυση, ή ποιά είναι το κατάλληλο διάγραμμα τέμνουσας – μετακίνησης και ροπής - στροφής κάθε στοιχείου πεσσού, αφού αυτή επηρεάζεται από την ύπαρξη δύσκαμπτου ή εύκαμπτου πατώματος^[2.36]. Πλεονεκτήματα της μεθόδου σε σύγκριση με τα προσομοιώματα με στοιχεία συνεχούς μέσου ή στοιχεία κελύφους αποτελεί το γεγονός ότι τα αποτελέσματα αναφέρονται στους πεσσούς και τα ανώφλια, οπότε μπορεί να γίνει κατευθείαν σύγκριση τόσο με πειραματικά αποτελέσματα όσο και με κανονιστικές διατάξεις καθώς επίσης και το μικρό υπολογιστικό τους κόστος^[2.36].

2.1.1. Προσομοιώματα βασισμένα στη μηχανική της θραύσης

Σύμφωνα με τα προσομοιώματα τα οποία βασίζονται στη μηχανική της θραύσης, πριν την έναρξη της ρηγμάτωσης το υλικό συμπεριφέρεται ως ένα ισότροπο ή ανισότροπο ελαστικό υλικό, όπου οι τάσεις συνδέονται με τις τροπές μέσω του ελαστικού καταστατικού μητρώου. Μια ρωγή δημιουργείται, όταν η κύρια εφελκυστική τάση υπερβεί τη μονοαξονική εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας ή γενικότερα όταν η εντατική κατάσταση του εξεταζόμενου σημείου ικανοποιεί ένα κριτήριο αστοχίας σε εφελκυσμό. Η ρωγή σχηματίζεται σε επίπεδο κάθετο προς τη μέγιστη κύρια τάση και το υλικό από ισότροπο μετατρέπεται σε μη γραμμικό ορθότροπο με άξονες ορθοτροπίας n και s . Ο άξονας n είναι κάθετος στο επίπεδο της ρωγμής και ο άξονας s παράλληλος με τη ρωγή. Κατά την πρώτη περίοδο εφαρμογής της μεθόδου γινόταν η παραδοχή ότι η ορθή τάση σ_{nn} , η διατμητική τάση σ_{nt} και ο λόγος Poisson, μηδενίζονται απότομα με το άνοιγμα της ρωγμής. Η σχέση τάσεων - τροπών στο σύστημα n - s είχε την ακόλουθη μορφή:

$$\sigma_{ns} = \mathbf{D}_{ns}^{cr} \boldsymbol{\varepsilon}_{ns} = \begin{Bmatrix} \sigma_{nn} \\ \sigma_{ss} \\ \sigma_{ns} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{nn} \\ \varepsilon_{ss} \\ \gamma_{ns} \end{Bmatrix} \quad (2.1)$$

Η απότομη μεταβολή του υλικού από ελαστικό σε ορθότροπο με μηδενικούς όρους, προκαλούσε αριθμητικά προβλήματα. Για το λόγο αυτό, διάφοροι ερευνητές οδηγήθηκαν στην υιοθέτηση μειωτικών συντελεστών. Οι Suidan και Schnobrich^[2.37] εισήγαγαν το μειωτικό συντελεστής διάτμησης β (shear retention factor) με τον οποίο περιγράφεται ο διατμητικός τρόπος παραμόρφωσης ρωγμής τύπου II και επιτρέπεται η μεταφορά διάτμησης κατά μήκος μιας ρωγμής. Οι Bazant και Oh^[2.38] εισήγαγαν το

μειωτικό συντελεστή μ με τον οποίο περιγράφεται η σταδιακή μείωση της εφελκυστικής αντοχής με το άνοιγμα της ρωγμής (τρόπος παραμόρφωσης ρωγμής τύπου I). Οι συντελεστές αυτοί, μπορεί να είναι σταθερές ή γραμμικές/ μη γραμμικές συναρτήσεις ως προς τις τροπές. Με τη χρήση των μειωτικών συντελεστών και λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση του λόγου Poisson, η σχέση (2.1) στο δισδιάστατο χώρο παίρνει την ακόλουθη μορφή:

$$\boldsymbol{\sigma}_{ns} = \mathbf{D}_{ns}^{cr} \boldsymbol{\varepsilon}_{ns} = \begin{Bmatrix} \sigma_{nn} \\ \sigma_{ss} \\ \sigma_{ns} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\mu E}{1 - \nu^2 \mu} & \frac{\nu \mu E}{1 - \nu^2 \mu} & 0 \\ \frac{\nu \mu E}{1 - \nu^2 \mu} & \frac{\mu E}{1 - \nu^2 \mu} & 0 \\ 0 & 0 & \beta G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{nn} \\ \varepsilon_{ss} \\ \gamma_{ns} \end{Bmatrix} \quad (2.2)$$

Επίσης, συχνά η διεύθυνση s-s δεν έχει φυσικό νόημα και παραλείπεται, ενώ ο λόγος Poisson λαμβάνεται ίσος με μηδέν μετά τη ρηγμάτωση. Στην περίπτωση αυτή, μια ευρέως διαδεδομένη μορφή της σχέσης (2.2) είναι η ακόλουθη^[2.5-2.6]:

$$\boldsymbol{\sigma}_{ns} = \mathbf{D}_{ns}^{cr} \boldsymbol{\varepsilon}_{ns} = \begin{Bmatrix} \sigma_{nn} \\ \sigma_{ns} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\mu E}{1 - \mu} & 0 \\ 0 & \frac{\beta G}{1 - \beta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{nn} \\ \gamma_{ns} \end{Bmatrix} \quad (2.3)$$

Με τη χρήση της σχέσης (2.3), οι δύο διαγώνιοι όροι του καταστατικού μητρώου είναι ασύζευκτοι. Έτσι, για να υπάρχει μια μορφή εξάρτησης μεταξύ των διαγώνιων όρων, συχνά ο συντελεστής β μειώνεται εκθετικά συναρτήσει της ορθής τροπής ε_{nn} με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$\beta = \left(1 - \frac{\varepsilon_{nn}}{\varepsilon_{nn}^t} \right)^p \quad (2.4)$$

όπου ε_{nn}^t είναι η τροπή για την οποία μηδενίζεται η εφελκυστική αντοχή και p σταθερά, μεγαλύτερη του μηδενός.

Η σχέση τάσεων-τροπών στο καθολικό σύστημα δίνεται ως:

$$\boldsymbol{\sigma}_{xy} = \mathbf{D}_{xy} \boldsymbol{\varepsilon}_{xy} \quad (2.5)$$

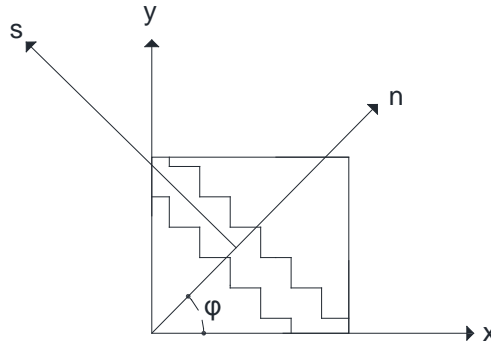
όπου

$$\boldsymbol{\sigma}_{xy} = \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix}, \quad \boldsymbol{\varepsilon}_{xy} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad \text{και} \quad \mathbf{D}_{xy} = \begin{bmatrix} \frac{E}{1-\nu^2} & \frac{\nu E}{1-\nu^2} & 0 \\ \frac{\nu E}{1-\nu^2} & \frac{E}{1-\nu^2} & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

Ε είναι το Μέτρο Ελαστικότητας, ν ο λόγος Poisson και G το Μέτρο Διάτμησης. Χρησιμοποιώντας τις σχέσεις μετασχηματισμού, η σχέση τάσεων – τροπών στο καθολικό σύστημα x - y υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση ως:

$$\boldsymbol{\sigma}_{xy} = \mathbf{T}_{\sigma}^{-1}(\varphi) \mathbf{D}_{ns}^{cr} \mathbf{T}_{\varepsilon}(\varphi) \boldsymbol{\varepsilon}_{xy} \quad (2.7)$$

όπου $\mathbf{T}_{\sigma}(\varphi)$ και $\mathbf{T}_{\varepsilon}(\varphi)$ τα μητρώα μετασχηματισμού τάσεων και τροπών αντίστοιχα από το καθολικό στο τοπικό σύστημα και φ η γωνία μεταξύ καθολικού x - y και τοπικού n - s συστήματος (Σχήμα 2.2).



Σχήμα 2.2. Μετασχηματισμός καθολικού συστήματος x - y στο σύστημα ορθοτροπίας n - s .

Το εφαπτομενικό καταστατικό μητρώο στο καθολικό σύστημα συνδέει τις επαυξητικές τάσεις με τις επαυξητικές τροπές. Στο προσομοίωμα της σταθερής κατανεμημένης ρωγμής, η διεύθυνση της ρωγμής παραμένει σταθερή καθ' όλη τη διάρκεια της ανάλυσης. Στην περίπτωση αυτή, το καταστατικό μητρώο δίνεται από τη σχέση:

$${}^t \mathbf{D}_{xy} = \mathbf{T}_{\sigma}^{-1}(\varphi_0) \begin{bmatrix} \frac{\partial \sigma_{nn}}{\partial \varepsilon_{nn}} & \frac{\partial \sigma_{nn}}{\partial \varepsilon_{ss}} & 0 \\ \frac{\partial \sigma_{ss}}{\partial \varepsilon_{nn}} & \frac{\partial \sigma_{ss}}{\partial \varepsilon_{ss}} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial \sigma_{ns}}{\partial \varepsilon_{ns}} \end{bmatrix} \mathbf{T}_{\varepsilon}(\varphi_0) \quad (2.8)$$

όπου φ_0 είναι η γωνία μεταξύ καθολικού συστήματος x - y και τοπικού συστήματος n - s , τη στιγμή έναρξης της ρηγμάτωσης. Η δημιουργία δεύτερης ρωγμής επιτρέπεται σε

διεύθυνση κάθετη προς τη διεύθυνση της πρώτης ρωγμής, όταν η δεύτερη κύρια τάση είναι εφελκυστική και ικανοποιείται το κριτήριο αστοχίας. Έτσι, ο μέγιστος δυνατός αριθμός των ρωγμών, που μπορεί να σχηματιστεί σε ένα υλικό σημείο, περιορίζεται από τον αριθμό των ορθών τάσεων στο σημείο αυτό (δύο ρωγμές για τα δισδιάστατα προβλήματα και τρεις ρωγμές για τα τρισδιάστατα).

Το προσομοίωμα της περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής αναπτύχθηκε από τον Core^[2.10]. Σύμφωνα με το προσομοίωμα αυτό, η διεύθυνση της ρωγμής περιστρέφεται μαζί με τους άξονες των κύριων τροπών. Η γωνία φ είναι η τρέχουσα γωνία μεταξύ αξόνων κύριων τροπών n-s και καθολικού συστήματος x-y. Το εφαπτομενικό καταστατικό μητρώο στο προσομοίωμα της περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$${}^t \mathbf{D}_{xy} = \mathbf{T}_{\sigma}^{-1}(\varphi) \begin{bmatrix} \frac{\partial \sigma_{nn}}{\partial \varepsilon_{nn}} & \frac{\partial \sigma_{nn}}{\partial \varepsilon_{ss}} & 0 \\ \frac{\partial \sigma_{ss}}{\partial \varepsilon_{nn}} & \frac{\partial \sigma_{ss}}{\partial \varepsilon_{ss}} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\sigma_{nn} - \sigma_{ss}}{2(\varepsilon_{nn} - \varepsilon_{ss})} \end{bmatrix} \mathbf{T}_{\varepsilon}(\varphi) \quad (2.9)$$

Όπως φαίνεται από τη σχέση (2.9), ο όρος του καταστατικού μητρώου, ο οποίος αναφέρεται στη διατμητική τροπή, δεν υπολογίζεται ανεξάρτητα μέσω του μειωτικού συντελεστή διάτμησης β όπως συμβαίνει στο προσομοίωμα της σταθερής κατανεμημένης ρωγμής, αλλά προκύπτει αναλυτικά από την απαίτηση ταύτισης του συστήματος των κύριων τάσεων με αυτό των κύριων τροπών (coaxiality condition)^[2.10]. Η διαφορά αυτή αποτελεί και την κύρια διαφορά μεταξύ των προσομοιωμάτων σταθερής και περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής.

Στα προσομοιώματα που περιγράφηκαν προηγούμενα, οι τάσεις συνδέονται μέσω του ελαστικού/ ανελαστικού καταστατικού μητρώου με τις συνολικές τροπές (total strain based smeared crack models). Οι Rots και Blaauwendraad^[2.5] πρότειναν ένα προσομοίωμα σύμφωνα με το οποίο η συνολική τροπή είναι το άθροισμα της ανελαστικής τροπής λόγω ρηγμάτωσης του υλικού και της ελαστικής τροπής στις περιοχές ανάμεσα στο ρηγματωμένο υλικό. Η ανελαστική τροπή μπορεί επίσης να είναι άθροισμα επιμέρους ανελαστικών τροπών, κάθε μία από τις οποίες μπορεί να οφείλεται σε διαφορετικό φαινόμενο. Ο διαχωρισμός αυτός οδήγησε στο

προσομοίωμα σταθερής ρωγμής πολλών διευθύνσεων (multy directional fixed crack model) σύμφωνα με το οποίο μια καινούργια ρωγμή σχηματίζεται κάθε φορά που ικανοποιείται το κριτήριο αστοχίας σε εφελκυσμό (σχηματισμός ρωγμών σε τυχαίες διευθύνσεις).

2.1.2. Προσομοιώματα βασισμένα στη θεωρία πλαστικότητας

Σύμφωνα με τη θεωρία της πλαστικότητας, για την ανάπτυξη καταστατικών προσομοιωμάτων λόγω μη γραμμικής συμπεριφοράς του υλικού είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός του κριτηρίου διαρροής του υλικού, το οποίο περιγράφει στο χώρο των τάσεων την επιφάνεια διαρροής του υλικού, οι νόμοι (evolution laws) οι οποίοι περιγράφουν το μέγεθος (κράτυνσης/ χαλάρωσης) και την κίνηση της επιφάνειας διαρροής και ο νόμος πλαστικής ροής (associate and non-associate flow rule). Στη σύγχρονη εφαρμογή της θεωρίας της πλαστικότητας^[2.39], η ολοκλήρωση των ελαστοπλαστικών εξισώσεων γίνεται σύμφωνα με την πίσω ολοκλήρωση κατά Euler (backward Euler) και σε συνδυασμό με τους περιορισμούς που προκύπτουν από τις συνθήκες Kuhn – Tucker οδηγούν σε ένα μη γραμμικό σύστημα εξισώσεων, με άγνωστες μεταβλητές τις συνιστώσες του διανύσματος της τάσης και την ισοδύναμη πλαστική τροπή. Το σύστημα λύνεται συνήθως με την επαναληπτική μέθοδο Newton-Raphson, ενώ το συνεπές εφαπτομενικό καταστατικό μητρώο (consistent tangent constitutive matrix) υπολογίζεται από το αντίστροφο Ιακωβιανό μητρώο του μη γραμμικού συστήματος όταν επέλθει η σύγκλιση.

Γενικά, η επιφάνεια διαρροής/ αστοχίας και το αντίστοιχο κριτήριο ενός υλικού προσδιορίζονται πειραματικά μέσω μονοαξονικών αλλά και σύνθετων φορτίσεων, οι οποίες οδηγούν στη διαρροή/ αστοχία του υλικού. Αρκετοί ερευνητές έχουν ασχοληθεί στο παρελθόν με τον προσδιορισμό της μορφής της επιφάνειας του κριτηρίου διαρροής/ αστοχίας της τοιχοποιίας, καθώς επίσης και με την αναλυτική διατύπωση του. Τα προτεινόμενα κριτήρια προέρχονται από πειραματικές διερευνήσεις, ή στηρίζονται σε εμπειρικά ή αναλυτικά μαθηματικά προσομοιώματα. (Page^[2.1], Samarasinghe et al.^[2.2], Dhanasekar et al^[2.40], Page et al^[2.41], Ganz και Thurlimann^[2.42]).

Συχνά, για την προσομοίωση της τοιχοποιίας χρησιμοποιούνται γνωστά κριτήρια. Στην μικρο-προσομοίωση, η αστοχία της διεπιφάνειας αρμού κονιάματος-λιθοσώματος σε διάτμηση και εφελκυσμό περιγράφεται με τα κριτήρια Mohr-Coulomb και Rankine αντίστοιχα, ενώ η αστοχία των λιθοσωμάτων σε θλίψη περιγράφεται με το κριτήριο Drucker-Prage ή von Mises^[2.7, 2.12, 2.15-2.16]. Στα μακρο-προσομοιώματα, η συμπεριφορά ισότροπης τοιχοποιίας περιγράφεται από το συνδυασμό των κριτηρίων Rankine και Von Mises ή Rankine και Drucker-Prage, ενώ στην περίπτωση όπου η τοιχοποιία θεωρείται ανισότροπο υλικό περιγράφεται από τα κριτήρια Hill, Tsai, Tsai-Wu^[2.43] ή με συνδυασμό των κριτηρίων Rankine και Hill^[2.7-2.11]. Η χρησιμοποίηση ενός μόνο κριτηρίου διαρροής για την περιγραφή της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας σε θλίψη και σε εφελκυσμό, οδηγεί συχνά σε ασυμβατότητες μεταξύ πειραματικών και αναλυτικών αποτελεσμάτων. Επιπλέον πρέπει να εξασφαλίζεται η κλειστή μορφή της επιφάνειας διαρροής/αστοχίας. Επίσης αρκετοί ερευνητές χρησιμοποιούν για την περιγραφή της τοιχοποιίας τα πειραματικά προσομοιώματα τα οποία έχουν προταθεί για το σκυρόδεμα (Kurpf^[2.44], Otossen^[2.45]) και συναντώνται στα περισσότερα εμπορικά προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων.

2.1.3. Θεωρία βλαβών

Σύμφωνα με τη θεωρία βλαβών (damage theory), το ρηγματωμένο υλικό αντιμετωπίζεται ως συνεχές μέσο και η μείωση των μηχανικών χαρακτηριστικών του λόγω αστοχίας λαμβάνεται υπόψη μέσω του δείκτη βλάβης. Ο δείκτης βλάβης κυμαίνεται μεταξύ 0 και 1. Η τιμή 0 αντιστοιχεί στο ελαστικό υλικό, ενώ η τιμή 1 αντιστοιχεί στο πλήρως βλαμμένο υλικό. Τα προσομοιώματα τα οποία στηρίζονται στη θεωρία αυτή, συναντώνται στη βιβλιογραφία με διάφορες παραλλαγές ανάλογα με τον τρόπο υπολογισμού της πλαστικής τροπής και του δείκτη βλαβών.

Σύμφωνα με το Mazars^[2.46], ο δείκτης βλάβης είναι συνάρτηση της ισοδύναμης τροπής $\tilde{\epsilon}$, η οποία ορίζεται ως:

$$\tilde{\epsilon} = \sqrt{\sum_i (\epsilon_i^+)^2}, \epsilon_i^+ = \max(0, \epsilon_i) \quad (2.10)$$

όπου ε_i είναι οι κύριες τροπές. Η ισοδύναμη τροπή $\tilde{\varepsilon}$, τροποποιείται ανάλογα με την παράμετρο γ , η οποία εξαρτάται από τις θλιπτικές κύριες τάσεις σ_i^- και δίνεται από την ακόλουθη έκφραση:

$$\gamma = \frac{\sqrt{\sum_i (\sigma_i^-)^2}}{-\sum_i \sigma_i^-}, \sigma_i^- = (0, \sigma_i) \quad (2.11)$$

Ο δείκτης βλάβης D ορίζεται ως:

$$D = \alpha_t^\beta \cdot D_t + \alpha_c^\beta \cdot D_c \quad \alpha_t + \alpha_c = 1 \quad (2.12)$$

όπου D_t και D_c είναι ο δείκτης βλάβης σε εφελκυσμό και θλίψη αντίστοιχα, α_t, α_c συντελεστές και β παράμετρος διάτμησης. Το προσομοίωμα του Mazars τροποποιήθηκε από τον La Borderie^[2.47] με το διαχωρισμό της συνολικής τροπής σε ελαστική και πλαστική. Παράλληλα λήφθηκε υπόψη η συμπεριφορά του υλικού έναντι ανακυκλιζόμενης φόρτισης με κύριο χαρακτηριστικό της συμπεριφοράς αυτής την ανάκτηση της αρχικής δυσκαμψίας του υλικού σημείου μετά τη ρηγμάτωση του, όταν περνά από τον εφελκυσμό στη θλίψη (unilateral crack closure effect). Τόσο το αρχικό προσομοίωμα του Mazars όσο και η τροποποίηση του από τον La Borderie, βρίσκουν μεγάλη εφαρμογή στις αναλύσεις φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Μια άλλη κατηγορία προσομοιωμάτων της θεωρίας βλαβών, είναι το καλούμενο πλαστικό προσομοίωμα βλάβης (plastic damage model)^[2.48]. Το προσομοίωμα αυτό, παρουσιάζει κοινά στοιχεία με τη θεωρία της πλαστικότητας, ξεκινώντας από τον διαχωρισμό του διανύσματος της συνολικής τροπής ε σε ελαστικό ε^e και πλαστικό ε^{pl} τμήμα:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{pl} \quad (2.13)$$

Η θεωρία εισάγει την έννοια της δρώσα τάσης $\bar{\sigma}$ η οποία υπολογίζεται ως προς το αρχικό ελαστικό καταστατικό μητρώο \mathbf{E}_0 μέσω της ακόλουθης σχέσης:

$$\bar{\sigma} = \mathbf{E}_0 (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (2.14)$$

Το τρέχον καταστατικό μητρώο \mathbf{E} συνδέεται με το ελαστικό καταστατικό μητρώο \mathbf{E}_0 μέσω του δείκτη βλάβης D με τον οποίο υπολογίζεται ο βαθμός βλάβης του υλικού:

$$\mathbf{E} = (1 - D)\mathbf{E}_0 \quad (2.15)$$

Αντίστοιχη σχέση συνδέει το διάνυσμα των τάσεων με αυτό της δρώσας τάσης $\bar{\sigma}$:

$$\sigma = (1 - D)\bar{\sigma} = (1 - D)\mathbf{E}_0(\epsilon - \epsilon^{pl}) \quad (2.16)$$

Στην περίπτωση της τοιχοποιίας όπου το υλικό χαρακτηρίζεται από διαφορετικές μηχανικές ιδιότητες σε θλίψη και εφελκυσμό, ο δείκτης βλάβης γράφεται:

$$D = 1 - (1 - D_c)(1 - D_t) \quad (2.17)$$

όπου D_c και D_t ο δείκτης βλάβης έναντι θλίψης και εφελκυσμού αντίστοιχα.

Η πλαστική τροπή υπολογίζεται μέσω του νόμου πλαστικής ροής και της επιφάνειας διαρροής/ αστοχίας. Λαμβάνοντας υπόψη τους περιορισμούς που προκύπτουν από τις συνθήκες Kuhn–Tucker, αντίστοιχα με τη θεωρία της πλαστικότητας, μορφώνεται ένα μη γραμμικό σύστημα εξισώσεων, με άγνωστες μεταβλητές την ισοδύναμη πλαστική τροπή και το δείκτη βλάβης.

Η θεωρία βλαβών χρησιμοποιείται επίσης σε μικρο-προσομοιώματα σε συνδυασμό με τη θεωρία της ομογενοποίησης^[2.14, 2.49-2.52] (homogenization approach) για τον υπολογισμό των μη γραμμικών χαρακτηριστικών του ισοδύναμου ομογενοποιημένου υλικού τοιχοποιίας λόγω μη γραμμικής συμπεριφοράς λιθοσωμάτων και κονιάματος. Η θεωρία της ομογενοποίησης εφαρμόζεται σε υλικά με ισόδομο τρόπο δόμησης, όπως είναι π.χ. η οπτοπλινθοδομή, όπου οι οπτόπλινθοι και το κονίαμα τοποθετούνται ομοιόμορφα σε στρώσεις.

2.2. Εξάρτηση αριθμητικών αποτελεσμάτων από το δίκτυο των πεπερασμένων στοιχείων

Όπως έχει αναφερθεί στην Παράγραφο 2.1.1., ο απότομος μηδενισμός της εφελκυστικής αντοχής κάθετα στη ρωγμή οδηγεί σε αριθμητικές αστάθειες. Για την αντιμετώπιση του αριθμητικού αυτού προβλήματος, υιοθετήθηκε ο φθιτός κλάδος στα διαγράμματα τάσεων- τροπών. Η εισαγωγή του φθιτού κλάδου στις σχέσεις τάσεων–τροπών εμπεριείχε μια σημαντική αδυναμία: τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσίαζαν υπερβολική ευαισθησία ως προς την πυκνότητα του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων (mesh dependent problem)^[2.53, 2.54]. Η αδυναμία αυτή παρατηρήθηκε τόσο στα προσομοιώματα με τη μέθοδο της κατανεμημένης ρωγμής όσο και στα προσομοιώματα με τη μέθοδο των διακριτών ρωγμών.

Στην περίπτωση ψαθυρής θραύσης ενός στοιχείου σε εφελκυσμό η παραμόρφωση τείνει να συγκεντρωθεί σε μια μικρή ζώνη (strain localization), στην οποία τελικά δημιουργείται η ασυνέχεια και διαίρειται το στοιχείο. Η απώλεια ενέργειας ανά μονάδα όγκου που χρειάζεται για τη δημιουργία της ασυνέχειας είναι συγκεκριμένη. Στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων η ασυνέχεια εκφράζεται ως συγκέντρωση παραμόρφωσης σε μια ζώνη, η οποία εξαρτάται από το μέγεθος του πεπερασμένου στοιχείου. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η ζώνη ρηγμάτωσης να τείνει στο μηδέν, όσο το μέγεθος του πεπερασμένου στοιχείου τείνει στο μηδέν. Για το λόγο αυτό, η χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων για την εκτίμηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς ψαθυρών υλικών, οδηγεί σε μη αντικειμενικά αποτελέσματα, τα οποία εξαρτώνται από την πυκνότητα του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων. Το φαινόμενο αυτό παρουσιάζεται στη μη γραμμική ανάλυση τόσο με τον απότομο μηδενισμό της εφελκυστικής αντοχής όσο και με τη σταδιακή απώλεια της μέσω του φθιτού κλάδου.

Το πρόβλημα αυτό, αντιμετωπίστηκε σε μεγάλο βαθμό από τον Hilleborg et al.^[2.55] με την εισαγωγή της έννοιας της «ενέργειας θραύσης» και την αντικατάσταση του διαγράμματος τάσεων-τροπών με το διάγραμμα τάσεων- μετακινήσεων. Ως ενέργεια θραύσης G_t ορίζεται η ενέργεια που απαιτείται για το σχηματισμό μιας μοναδιαίας επιφάνειας ρωγμής τύπου I (εφελκυσμός). Η ενέργεια θραύσης θεωρείται ιδιότητα του υλικού. Η θεώρηση αυτή στηρίχθηκε σε πειραματικά αποτελέσματα άμεσου εφελκυσμού σε στοιχεία σκυροδέματος^[2.56, 2.57], τα οποία αποδείκνυαν ότι όταν το ελαστικό μέρος της μετατόπισης της ρωγμής είναι μικρό, η σχέση τάσεων – ανελαστικής μετατόπισης είναι σταθερή ανεξάρτητα από το μέγεθος του δοκιμίου.

Οι Bazant και Oh^[2.38] χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα από την εργασία των Hilleborg et al.^[2.55], ανέπτυξαν τη μέθοδο της ζώνης ρηγμάτωσης (crack band approach). Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, η θραύση και κατ' επέκταση η ενέργεια θραύσης, κατανέμονται σε μια ζώνη στην περιοχή όπου σχηματίζεται η ρωγμή. Το πλάτος της ζώνης ρηγμάτωσης θεωρείται ιδιότητα του υλικού. Για να διατηρείται σταθερή η ενέργεια που απαιτείται για τη θραύση ενός υλικού, οι Bazant και Oh^[2.38] πρότειναν την εξάρτηση της κλίσης του φθιτού κλάδου του υλικού με την ενέργεια θραύσης του και το μέγεθος του πεπερασμένου στοιχείου, ώστε τα αποτελέσματα να είναι ανεξάρτητα από την πυκνότητα του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων.

Έτσι, εισάγεται η έννοια του χαρακτηριστικού μήκους (characteristic length) h , του πεπερασμένου στοιχείου. Το χαρακτηριστικό μήκος βασίζεται στη γεωμετρία του πεπερασμένου στοιχείου: για στοιχείο δοκού και δικτυώματος, χρησιμοποιείται το μήκος του στοιχείου, για στοιχείο κελύφους και δισδιάστατο στοιχείο, χρησιμοποιείται η τετραγωνική ρίζα του εμβαδού του στοιχείου και για τρισδιάστατα στοιχεία χρησιμοποιείται η κυβική ρίζα του όγκου του στοιχείου, για ισοπαραμετρικά στοιχεία στις δύο και τρεις διαστάσεις, το εμβαδό και ο όγκος αντικαθίσταται από το εμβαδό και τον όγκο της ζώνης επιρροής του σημείου ολοκλήρωσης. Γενικά στην περίπτωση στοιχείων συνεχούς μέσου ή επιφανειακών στοιχείων, προτείνεται η χρήση στοιχείων με λόγο πλάτος προς ύψος κοντά στη μονάδα, αφού σε στοιχεία με μεγάλο λόγο πλάτος προς ύψος, η εξάρτηση των αριθμητικών αποτελεσμάτων από το μέγεθος του πεπερασμένου στοιχείου δεν εξαλείφεται εντελώς. Η προσέγγιση αυτή, έχει χρησιμοποιηθεί από πολλούς ερευνητές με επιτυχία^[2.7, 2.15-1.26].

Επίσης για την αντιμετώπιση του ίδιου προβλήματος αναπτύχθηκαν το μη τοπικό προσομοίωμα συνεχούς μέσου (nonlocal continuum)^[2.58] με διάφορες τροποποιήσεις (nonlocal continuum with local strain^[2.59], microplane model^[2.60], gradient model^[2.61]). Η προσέγγιση αυτή δίνει ακριβή και ρεαλιστικά αποτελέσματα σε αναλύσεις φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Παρόλα αυτά, τα προσομοιώματα μη συνεχούς τοπικού μέσου, δεν μπορούν εύκολα να ενσωματωθούν σε κώδικα πεπερασμένων στοιχείων λόγω της πολύπλοκης μαθηματικής διατύπωσης τους, του μεγάλου αριθμού σταθερών που απαιτούνται και τη χρήση στοιχείων ανώτερου βαθμού.

Γενικά, η ύπαρξη και η μορφή του φθιτού κλάδου στο διάγραμμα τάσεων–τροπών ψαθυρών υλικών (και κατ' επέκταση η έννοια της ενέργειας θραύσης), είναι αντικείμενο διαφωνίας της επιστημονικής κοινότητας, κυρίως λόγω της πολύ δύσκολης εξαγωγής των φθιτών κλάδων μέσα από τα τυπικά μονοαξονικά πειράματα^[2.62]. Ακόμα και στις περιπτώσεις όπου ο κλάδος αυτός προκύπτει πειραματικά, δεν είναι ξεκάθαρο αν χαρακτηρίζει τη συμπεριφορά του εξεταζόμενου υλικού ή την αλληλεπίδραση του υλικού με την πειραματική διάταξη και τον τρόπο επιβολής της φόρτισης. Παρά τις διαφορετικές απόψεις οι οποίες υπάρχουν σήμερα περί της φυσικής σημασίας των φθιτών κλάδων και της ενέργειας θραύσης στα

ψαθυρά υλικά, η πλειονότητα των ερευνητών συμφωνούν στην άποψη ότι η χρησιμοποίηση τους είναι απαραίτητη για αριθμητικούς λόγους (αριθμητικές αστάθειες λόγω απότομου μηδενισμού των αντοχών του υλικού, μη αντικειμενικά αποτελέσματα) ανεξάρτητα από τη φυσική τους σημασία.

Στην παρούσα εργασία, η έννοια της ενέργεια θραύσης χρησιμοποιείται με σκοπό την ανεξαρτητοποίηση των αριθμητικών αποτελεσμάτων από το δίκτυο των πεπερασμένων στοιχείων σύμφωνα με τη θεωρία των Bazant και Oh^[2.38], χωρίς να εξετάζεται περαιτέρω η φυσική σημασία της.

2.3. Αριθμητικά προσομοιώματα τοιχοποιίας έναντι ανακυκλιζόμενης φόρτισης

Τα προσομοιώματα τα οποία παρουσιάστηκαν στην Παράγραφο 2.1, αφορούν στην ανάλυση φορέων από τοιχοποιία, οι οποίοι υπόκεινται σε μονοτονικές στατικές δράσεις. Λίγες προσπάθειες καταγράφονται στη βιβλιογραφία για την ανάπτυξη προσομοιωμάτων τοιχοποιίας κατάλληλα για ανακυκλιζόμενες δράσεις^[2.63-2.68]. Όπως έχει αναφερθεί, η τοιχοποιία ανήκει στη κατηγορία των ψαθυρών υλικών και παρουσιάζει παρόμοια συμπεριφορά με αυτή του σκυροδέματος. Στη βιβλιογραφία συναντώνται αρκετά προσομοιώματα τα οποία αναφέρονται στη συμπεριφορά οπλισμένου σκυροδέματος υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, πολλά εκ των οποίων έχουν αναπτυχθεί για στοιχείο δικτυώματος, δοκού στις δύο ή τρεις διαστάσεις και για πεπερασμένα στοιχεία συνεχούς μέσου στις δύο διαστάσεις^[2.69-2.85]. Πιο περιορισμένα είναι τα προσομοιώματα οπλισμένου σκυροδέματος, τα οποία έχουν προταθεί για στοιχεία συνεχούς μέσου στις τρεις διαστάσεις^[2.86-2.89]. Γενικά, τα καταστατικά προσομοιώματα για την ανάλυση φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα, πρέπει να χρησιμοποιούνται με μεγάλη προσοχή στην ανάλυση φορέων από άοπλη τοιχοποιία, γιατί η ύπαρξη του χάλυβα οπλισμού παίζει καθοριστικό ρόλο στη γενική υστερητική συμπεριφορά του φορέα, με αποτέλεσμα όπως αναφέρεται στη βιβλιογραφία, ο καταστατικός νόμος του χάλυβα να είναι πιο κρίσιμος από τον καταστατικό νόμο του σκυροδέματος^[2.87].

Επιπλέον, πολλά από τα προσομοιώματα της τοιχοποιίας, τα οποία αναπτύχθηκαν για στατικές δράσεις, δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν για ανακυκλιζόμενες δράσεις. Για παράδειγμα, η θεωρία της πλαστικότητας δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί κατά την

αποφόρτιση, αφού θεωρεί ότι η αποφόρτιση ενός υλικού σημείου το οποίο βρίσκεται στην πλαστική περιοχή είναι ελαστική, παραδοχή η οποία δεν ισχύει στην περίπτωση της τοιχοποιίας. Για τη βελτίωση της θεωρίας της πλαστικότητας ώστε να μπορεί να έχει εφαρμογές σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, αναπτύχθηκαν οι θεωρίες multilayer plasticity^[2.90, 2.91], bounding surface plasticity^[2.92, 2.93] (αναπτύχθηκαν ανεξάρτητα από Dafalia-Popov (1975) και Krieg (1975)) και η θεωρία γενικευμένης πλαστικότητας (generalized plasticity)^[2.94, 2.95]. Οι δύο πρώτες θεωρίες αναπτύχθηκαν κυρίως για τα πλάστιμα υλικά, ενώ η τρίτη θεωρία για το έδαφος. Η bounding surface plasticity χρησιμοποιήθηκε επίσης από τους Fardis et al.^[2.96] για την ανάπτυξη καταστατικού νόμου σκυροδέματος υπό στατική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

Γενικά, για να ληφθεί υπόψη η συμπεριφορά τοιχοποιίας σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση σε ένα καταστατικό νόμο, φαινόμενα τα οποία χαρακτηρίζουν τη συμπεριφορά της στη φόρτιση αυτή (βλ. Κεφάλαιο 3), πρέπει να περιγράφονται μέσα από τη σχέση τάσεων-τροπών. Επίσης πρέπει να ληφθούν υπόψη όλες οι πιθανές διαδρομές ενός υλικού σημείου όπως η μερική αποφόρτιση ή η μερική επαναφόρτιση. Όπως έχει αναφερθεί, τα καταστατικά προσομοιώματα τοιχοποιίας τα οποία λαμβάνουν υπόψη την πιο πάνω συμπεριφορά έναντι ανακυκλιζόμενης φόρτισης είναι περιορισμένα. Πιο συγκεκριμένα:

Ο Combescure και Pegon^[2.63] πρότειναν ένα προσομοίωμα στο οποίο λαμβάνεται υπόψη η μείωση της θλιπτικής αντοχής λόγω ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Το προσομοίωμα στηρίζεται στη θεωρία της πλαστικότητας και χρησιμοποιεί δύο επιφάνειες (εσωτερική και εξωτερική) για κάθε μορφή αστοχίας (εφελκυσμό και θλίψη), οι οποίες ορίζονται από το κριτήριο Rankine. Η εσωτερική επιφάνεια ορίζει το ελαστικό σύνορο και ελέγχεται μέσω κινηματικής κράτυνσης, ενώ η εξωτερική επιφάνεια ορίζει την τελική αντοχή του υλικού και ελέγχεται μέσω ιστροπικής κράτυνσης. Η μείωση της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας λόγω ανακυκλιζόμενης φόρτισης εισάγεται στο καταστατικό προσομοίωμα συσχετίζοντας την πλαστική θλιπτική τροπή με την ενέργεια η οποία καταναλώνεται από την εσωτερική επιφάνεια στη διάρκεια ενός κύκλου φόρτισης.

Οι Gambarotta και Lagomarsino^[2.64] ανέπτυξαν ένα καταστατικό νόμο για τη διεπιφάνεια λιθοσώματος-κονιάματος με βάση τη θεωρία βλαβών λαμβάνοντας υπόψη τη ρηγμάτωση και την ολίσθηση της διεπιφάνειας σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Ο καταστατικός νόμος χρησιμοποιήθηκε σε μικρο-προσομοίωμα τοιχοποιίας για την περιγραφή της διεπιφάνειας. Οι αδυναμίες του μικρο-προσομοιώματος οδήγησαν τους ίδιους ερευνητές στην ανάπτυξη ενός μακρο-προσομοιώματος^[2.65], στο οποίο η τοιχοποιία θεωρείται ένα στρωσιγενές σύνθετο υλικό. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του σύνθετου υλικού, προκύπτουν από τα μηχανικά χαρακτηριστικά του λιθοσώματος και της διεπιφάνειας μέσω ομογενοποίησης, χρησιμοποιώντας το μικρο-προσομοίωμα που αναπτύχθηκε από τους ίδιους ερευνητές^[2.64].

Οι Oliveira και Lourenco^[2.66] τροποποίησαν μονοτονικό καταστατικό νόμο γραμμικού στοιχείου επαφής (διεπιφάνεια αρμού- λιθοσώματος), το οποίο βασίζεται εξολοκλήρου στη θεωρία της πλαστικότητας και αποτελείται από τρία ανεξάρτητα κριτήρια (Rankine - εφελκυσμός, von Mises - θλίψη και Mohr Coulomb - διάτμηση). Για να ληφθεί υπόψη η συμπεριφορά έναντι ανακυκλιζόμενης φόρτισης, εισήχθησαν δύο νέες επιφάνειες, η επιφάνεια αποφόρτισης από εφελκυσμό σε θλίψη και η επιφάνεια αποφόρτισης από θλίψη σε εφελκυσμό. Η αποφόρτιση έναντι διάτμησης θεωρήθηκε ελαστική. Οι επιφάνειες αποφόρτισης είναι όμοιες με τις αντίστοιχες μονοτονικές επιφάνειες προς τις οποίες κινούνται και η μη γραμμική συμπεριφορά τους ελέγχεται μέσω κινηματικής κράτνωσης.

Οι Casolo και Pena^[2.67] χρησιμοποίησαν το στοιχείο ελατηρίου στερεού σώματος (rigid body spring model) σύμφωνα με το οποίο η τοιχοποιία αποτελείται από απαραμόρφωτα σώματα, τα οποία συνδέονται με δύο αξονικά και ένα διατμητικό ελατήριο. Μέσω των ελατηρίων περιγράφεται η υστερητική συμπεριφορά της τοιχοποιίας σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

Οι Calderini και Lagomarsino^[2.68] πρότειναν ένα συνεχές προσομοίωμα, το οποίο προκύπτει με ομογενοποίηση. Για την εφαρμογή της μεθόδου της ομογενοποίησης οι οριζόντιοι αρμοί θεωρήθηκαν διεπιφάνειες με μη γραμμική συμπεριφορά σε εφελκυσμό και διάτμηση, οι κατακόρυφοι αρμοί λήφθηκαν ως γεωμετρικές ασυνέχειες, ενώ τα λιθοσώματα ως επίπεδα στοιχεία με πιθανή αστοχία σε θλίψη. Η

υστερητική συμπεριφορά του υλικού περιγράφεται μέσω των οριζόντιων αρμών σύμφωνα με το μικρό-προσομοίωμα, το οποίο αναπτύχθηκε από τους Gambarotta και Lagomarsino^[2.64].

Τέλος, αναφέρεται ότι τα προσομοιώματα συγκεντρωμένης πλαστικότητας με τη χρήση ραβδωτών μάκρο - στοιχείων χρησιμοποιούνται για την ανάλυση άοπλης τοιχοποιίας υπό στατική ανακυκλιζόμενη δράση και σεισμική καταπόνηση^[2.97-2.99]. Παρά τις βελτιώσεις που έχουν γίνει στα προσομοιώματα αυτά τόσο ως προς τον τρόπο βαθμονόμησης τους όσο και ως προς την πραγματοποίηση της μη-γραμμικής ανάλυσης, δεν έχουν γενική εφαρμογή.

3. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται οι μηχανικές ιδιότητες και η σχέση τάσεων – τροπών υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση, της τοιχοποιίας και των υλικών που τη συνθέτουν (λιθосώματα, κονίαμα). Επίσης περιγράφονται σε φορέα από τοιχοποιία, οι κύριοι μηχανισμοί αστοχίας όταν υπόκειται σε ανακυκλιζόμενες δράσεις εντός του επιπέδου του με ταυτόχρονη δράση κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου.

3.1. Μηχανικά χαρακτηριστικά λιθосώματος και κονιάματος

Για πολλούς αιώνες οι φυσικοί λίθοι χρησιμοποιούνταν για την κατασκευή φορέων από τοιχοποιία. Σήμερα χρησιμοποιούνται ευρέως τα βιομηχανικά λιθосώματα διαφόρων διαστάσεων και σχημάτων (π.χ. συμπαγή, διάτρητα, κοίλα, κυψελωτά) από διάφορα υλικά (π.χ. αργιλικά, πυριτικού ασβεστίου, τσιμεντόλιθοι από κανονικά ή ελαφροβαρή αδρανή, κτλ.). Τα λιθосώματα πρέπει να τηρούν συγκεκριμένες προδιαγραφές και κατατάσσονται σε διάφορες κατηγορίες ανάλογα με την ποιότητα τους, όπως αυτές ορίζονται από τα διάφορα πρότυπα (ASTM, RILEM, EN). Οι απαιτήσεις αυτές αφορούν παραμέτρους οι οποίες επηρεάζουν την ποιότητα των λιθосωμάτων, όπως τα υλικά και τον τρόπο παραγωγής τους, τις διαστάσεις, τις μηχανικές ιδιότητες τους, την υδατοαπορροφητικότητα, την περιεκτικότητα σε διαλυτά άλατα κτλ.

Η θλιπτική αντοχή των λιθосωμάτων προσδιορίζεται μέσω δοκιμής θλίψης όπως αυτή περιγράφεται από τα διάφορα πρότυπα (π.χ. EN 772-1^[3.1], ASTM C-140^[3.2], RILEM LUM A1^[3.3]). Η δοκιμή αυτή πραγματοποιείται σε όλες τις διευθύνσεις του λιθосώματος. Κατά την εκτέλεση της δοκιμής θλίψης, εκτός από τη θλιπτική αντοχή των λιθосωμάτων, προσδιορίζονται το Μέτρο Ελαστικότητας και ο λόγος Poisson σε κάθε διεύθυνση φόρτισης.

Η αντοχή των λιθосωμάτων σε κάμψη προσδιορίζεται μέσω πρότυπης δοκιμής κάμψης τριών σημείων (π.χ. RILEM A2^[3.4]), ενώ η εφελκυστική αντοχή τους, μέσω πρότυπης δοκιμής έμμεσου εφελκυσμού (splitting test) (π.χ. ASTM C1006-7^[3.5], RILEM LUM A3^[3.6]).

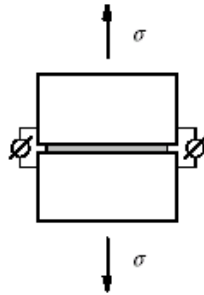
Τα κονιάματα κατατάσσονται σε κατηγορίες ανάλογα με τη σύσταση και τη θλιπτική αντοχή τους. Στα διάφορα πρότυπα (π.χ. ASTM C-270^[3.7], EN 998-2^[3.8]) για κάθε κατηγορία κονιάματος αναφέρονται οι συνιστώμενες κατ' όγκο αναλογίες των επιμέρους υλικών των κονιαμάτων για την επίτευξη της αντίστοιχης ποιότητας. Η θλιπτική αντοχή και η αντοχή κάμψης του κονιάματος προσδιορίζεται συνήθως με πρότυπες δοκιμές (π.χ. RILEM LUM A6 ^[3.9], RILEM LUM A7 ^[3.10], ASTM C780^[3.11], EN 1015-11^[3.12]) επί πρισματικών δοκιμίων. Σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1015-11^[3.12], το πρισματικό δοκίμιο έχει διαστάσεις 40x40x160mm³, υποβάλλεται αρχικά σε δοκιμή κάμψης και στη συνέχεια τα δύο τμήματα που προκύπτουν από τη δοκιμή αυτή, υποβάλλονται σε δοκιμή μονοαξονικής θλίψης. Οι αντοχές αυτές προσδιορίζονται επί ορισμένου αριθμού δοκιμίων κονιάματος 28 ημερών. Η εφελκυστική αντοχή του κονιάματος μπορεί επίσης να εκτιμηθεί από δοκιμή έμμεσου εφελκυσμού σε κυλινδρικό δοκίμιο. Ως προς την εκτίμηση του Μέτρου Ελαστικότητας και του λόγου Poisson του κονιάματος δεν υπάρχουν διαθέσιμα συγκεκριμένα πρότυπα.

3.2. Μηχανικές ιδιότητες διεπιφάνειας λιθοσώματος- κονιάματος

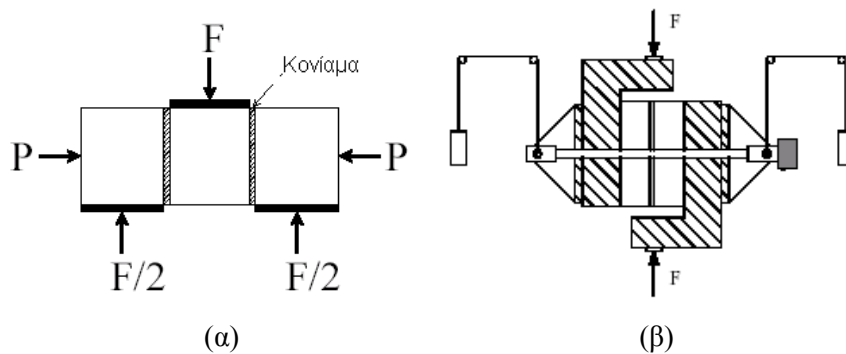
Η διεπιφάνεια λιθοσώματος- κονιάματος χαρακτηρίζεται από δύο μορφές αστοχίας: (i) την εφελκυστική και (ii) τη διατμητική αστοχία. Πιο σημαντική κρίνεται η διατμητική αστοχία, η οποία εμφανίζεται με τη μορφή ολίσθησης κατά μήκος των οριζόντιων αρμών. Η αστοχία αυτή παρατηρείται σε τοιχοποιίες, οι οποίες υπόκεινται σε δράσεις εντός του επιπέδου τους.

Η εφελκυστική αντοχή της διεπιφάνειας λιθοσώματος - κονιάματος προσδιορίζεται μέσω πρότυπων δοκιμών εφελκυσμού (pull test) (π.χ. RILEM MR21^[3.13], EN 1052-5^[3.14]). Στο Σχήμα 3.1 παρουσιάζεται η πειραματική διάταξη που χρησιμοποιήθηκε για την εκτίμηση της εφελκυστικής αντοχής της διεπιφάνειας από τον Van der Pluijm^[3.15]. Από τη δοκιμή εφελκυσμού, εκτός από την εφελκυστική αντοχή της διεπιφάνειας λιθοσώματος- κονιάματος, μπορεί να εκτιμηθεί και η ενέργεια θραύσης ρωγμής τύπου I. Στις δοκιμές εφελκυσμού οι οποίες πραγματοποιήθηκαν σε δοκίμια από αργιλικά λιθοσώματα και λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου από τον Van der Pluijm^[3.15], η ενέργεια θραύσης ρωγμής τύπου I κυμαινόταν μεταξύ 0.005-0.02 Nmm²/mm για εφελκυστική αντοχή μεταξύ 0.3 και 0.9N/mm².

Για τον προσδιορισμό της διατμητικής αντοχής της διεπιφάνειας λιθοσώματος - κονιάματος έχουν προταθεί δοκιμα διαφορετικής γεωμετρίας (π.χ. διπλέτα, τριπλέτα) και οι αντίστοιχες πειραματικές διατάξεις^[3.16] (Σχήμα 3.2). Στις πειραματικές διατάξεις δίδεται ιδιαίτερη έμφαση, έτσι ώστε να μην αναπτύσσονται καμπτικές ροπές και η διεπιφάνεια να βρίσκεται υπό ομοιόμορφη διατμητική τάση. Οι δοκιμές εκτελούνται για διάφορα επίπεδα κατακόρυφης θλιπτικής τάσης.



Σχήμα 3.1. Πειραματική διάταξη για τον προσδιορισμό της εφελκυστικής αντοχής διεπιφάνειας λιθοσώματος-κονιάματος^[3.15].

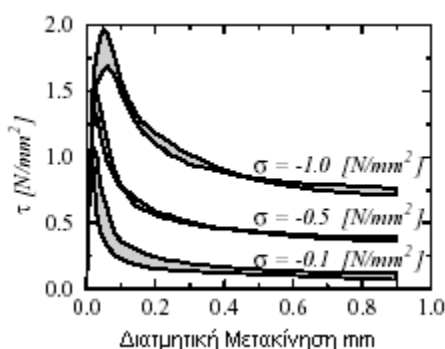


Σχήμα 3.2. Πειραματικές διατάξεις για τον προσδιορισμό της διατμητικής αντοχής κατά μήκος των αρμών: (α): τριπλέτα, (β): προτεινόμενη διάταξη διπλέτας κατά Van der Pluijm^[3.16].

Στο Σχήμα 3.3^[3.16] παρουσιάζονται τα πειραματικά διαγράμματα διατμητικής τάσης - διατμητικής μετακίνησης σε διπλέτες από συμπαγή αργιλικά λιθοσώματα για διάφορα επίπεδα θλιπτικής τάσης. Από τα διαγράμματα αυτά παρατηρείται ότι η συμπεριφορά είναι σχεδόν ελαστική μέχρι τη μέγιστη διατμητική αντοχή, ακολουθεί μείωση της διατμητικής αντοχής η οποία τείνει προς μια οριακή τιμή. Από τα πειραματικά αποτελέσματα εξάγονται συνήθως οι σχέσεις για τον υπολογισμό της μέγιστης και παραμένουσας διατμητικής τάσης συναρτήσει της θλιπτικής τάσης, καθώς και η τιμή της ενέργειας θραύσης ρωγμής τύπου II, η οποία εξαρτάται από την κατακόρυφη θλιπτική τάση. Η ενέργεια θραύσης ρωγμής τύπου II η οποία εκτιμήθηκε από δοκιμές

διπλέτας από τον Van der Pluijm^[3.16], κυμαίνονταν μεταξύ 0.01 – 0.25 Nmm²/mm, ενώ η αντίστοιχη συνοχή κυμαίνονταν μεταξύ 0.1-1.8 N/mm².

Συχνά η διατμητική αντοχή των αρμών υπολογίζεται μέσω του νόμου τριβής κατά Coulomb, όπου η διατμητική αντοχή είναι ίση με τη συνοχή κονιάματος - λιθοσώματος (διατμητική τάση υπό μηδενικό θλιπτικό φορτίο) προσαυξημένη με την τριβή, η οποία λαμβάνεται ως ποσοστό της κατακόρυφης θλιπτικής τάσης.



Σχήμα 3.3. Πειραματικά διαγράμματα διατμητικής τάσης - διατμητικής μετακίνησης σε διπλέτες από συμπαγή αργιλικά λιθοσώματα για διάφορα επίπεδα θλιπτικής τάσης^[3.16].

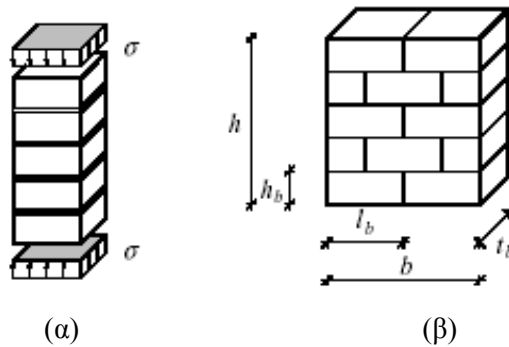
Στον Ευρωκώδικα 6 (EK6)^[3.17] προτείνεται ο πειραματικός προσδιορισμός της διατμητικής αντοχής, παρόλο που μέχρι σήμερα δεν διατίθεται σχετικό Ευρωπαϊκό πρότυπο. Εναλλακτικά, προτείνονται διάφορες σχέσεις υπολογισμού της διατμητικής αντοχής ανάλογα με την κατηγορία του λιθοσώματος και του κονιάματος και τη συνοχή λιθοσώματος - κονιάματος. Η συνοχή προσδιορίζεται βάση πρότυπης δοκιμής EN 1052-3^[3.18].

3.3. Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας

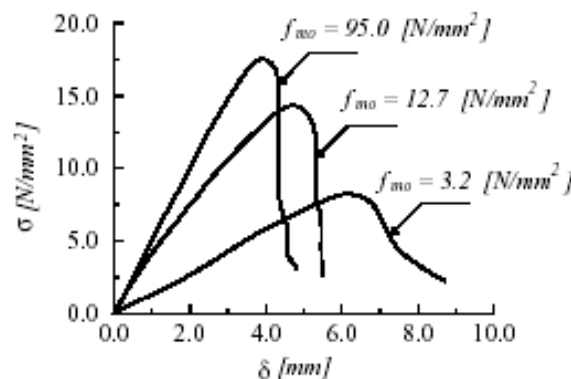
3.3.1. Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας σε διεύθυνση κάθετη στους οριζόντιους αρμούς θεωρείται παραδοσιακά ως η μόνη μηχανική ιδιότητα, η οποία χαρακτηρίζει το υλικό. Για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής, εκτελείται μονοαξονική δοκιμή με αυξανόμενο θλιπτικό φορτίο σε πρίσματα ή τοιχοποιίες μικρών διαστάσεων (Σχήμα 3.4), ανάλογα με τη γεωμετρία των λιθοσωμάτων και το πρότυπο που ακολουθείται (π.χ. ASTM C1388^[3.19], RILEM LUM B1^[3.20], EN 1052-1^[3.21]).

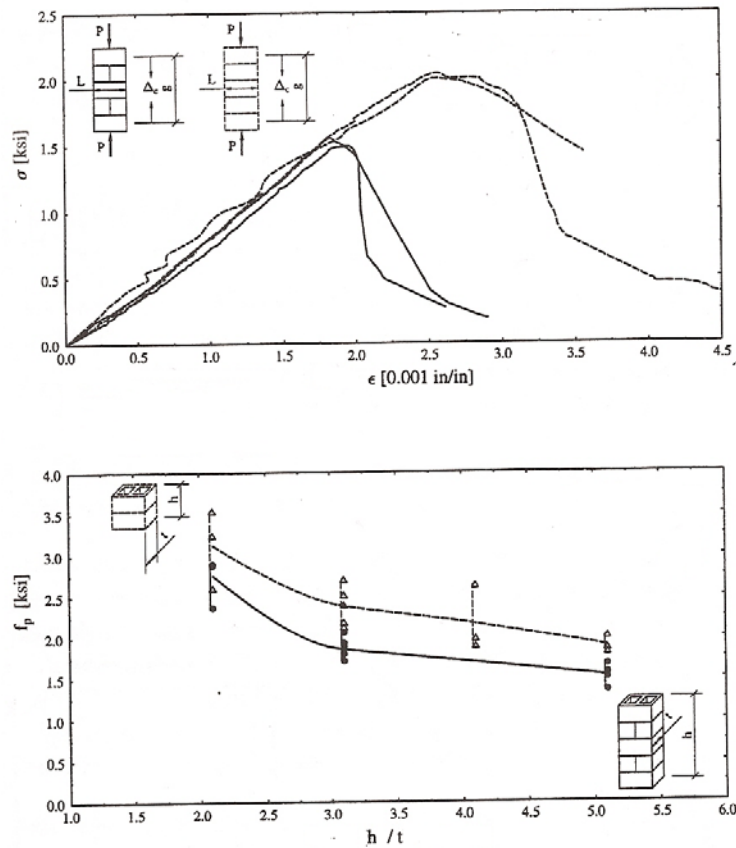
Γενικά, η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας εξαρτάται από διάφορους παράγοντες όπως π.χ. η αντοχή, ο τύπος και η γεωμετρία του λιθοσώματος, η ποιότητα του κονιάματος και το πάχος των αρμών, ο τρόπος δόμησης (εμπλοκή λιθοσωμάτων, στρώσεις τοιχοποιία), ο λόγος ύψος προς πλάτος δοκιμίου κ.τ.λ. Για την επίδραση της ποιότητας κονιάματος στη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.5 τα πειραματικά διαγράμματα αξονικού θλιπτικού φορτίου – μετακίνησης από δοκιμές μονοαξονικής θλίψης σε πρισματικά δοκίμια διαστάσεων $500 \times 250 \times 600 \text{mm}^3$ από συμπαγή λιθοσώματα μικρής σχετικά αντοχής^[3.22]. Από το σχήμα αυτό παρατηρείται ότι η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας αυξάνει με την αύξηση της θλιπτικής αντοχής του κονιάματος, παρουσιάζοντας ταυτόχρονα αστοχία σε μικρότερη μετακίνηση. Στο Σχήμα 3.6 παρουσιάζεται η επίδραση του τρόπου δόμησης και του λόγου ύψος προς πλάτος πρισματικών δοκιμίων τοιχοποιίας από διάτρητους λίθους σκυροδέματος και κονίαμα κατηγορίας N-ASTM^[3.23] στη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας.



Σχήμα 3.4 Δοκίμια τοιχοποιίας για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής και της αντίστοιχης καμπύλης τάσης-τροπή: (α) πρισματικό δοκίμιο, (β): δοκίμιο μικρών διαστάσεων.



Σχήμα 3.5. Πειραματικά διαγράμματα αξονικού θλιπτικού φορτίου–μετακίνησης από δοκιμές μονοαξονικής θλίψης σε πρίσματα διαστάσεων $500 \times 250 \times 600 \text{mm}^3$ από συμπαγή λιθοσώματα. Επίδραση της ποιότητας κονιάματος στη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας^[3.22].



Σχήμα 3.6. Επίδραση του τρόπου δόμησης και του λόγου ύψος προς πλάτος πρισμάτων τοιχοποιίας από διάτρητους λίθους σκυροδέματος και κονίαμα κατηγορίας N-ASTM^[3,23] στη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας.

Εκτός από τον πειραματικό προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής κάθετα στους οριζόντιους αρμούς, για την εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής μπορούν να χρησιμοποιηθούν εμπειρικές, ημι-εμπειρικές και αναλυτικές σχέσεις. Στο παρελθόν έχουν προταθεί εμπειρικές και ημι-εμπειρικές σχέσεις στις οποίες η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας υπολογίζεται συναρτήσει της θλιπτικής αντοχής κονιάματος και λιθοσώματος (ενδεικτικά αναφέρονται Hendry^[3,24], Τάσιος^[3,25], ΕΚ6^[3,17]) και αναλυτικές σχέσεις οι οποίες βασίζονται σε θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς λιθοσώματος και κονιάματος (ενδεικτικά αναφέρονται οι εργασίες των Francis et al.^[3,26], Hendry et al.^[3,27], Τάσιος^[3,25]).

Αναφορικά με τη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας σε διεύθυνση παράλληλη στους οριζόντιους αρμούς, η έρευνα που έχει διεξαχθεί μέχρι σήμερα είναι περιορισμένη. Σύμφωνα με τους Hoffmann και Schubert^[3,28], ο λόγος μεταξύ μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής παράλληλα και κάθετα στους οριζόντιους αρμούς κυμαίνεται μεταξύ 0.2 και 0.8. Οι λόγοι αυτοί, προέκυψαν από πειράματα σε δοκίμια τοιχοποιίας

από συμπαγή και διάτρητα αργιλικά λιθосώματα, λιθосώματα πυριτικού ασβεστίου, αυτόκλειστους κυψελωτούς τσιμεντόλιθους από κανονικά και ελαφροβαρή αδρανή.

3.3.2. Εφελκυστική/ Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας

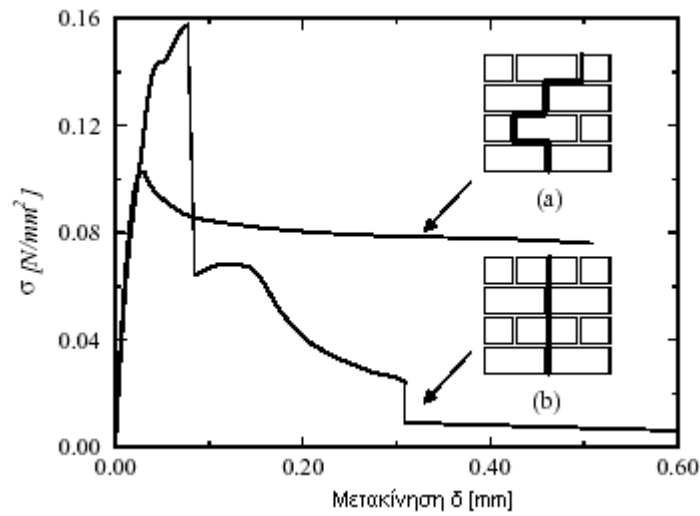
Η τοιχοποιία ως ομογενοποιημένο υλικό χαρακτηρίζεται από πολύ μικρή εφελκυστική αντοχή, η οποία λαμβάνεται συνήθως ως ποσοστό της θλιπτικής αντοχής της τάξης του 10%. Κατά το σχεδιασμό φορέων από τοιχοποιία, η μικρή αυτή εφελκυστική αντοχή δεν λαμβάνεται υπόψη^[3.17].

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας κάθετα στους οριζόντιους αρμούς είναι περίπου ίση με την εφελκυστική αντοχή της διεπιφάνειας λιθосώματος - κονιάματος (βλ. Παράγραφος 3.2) σε τοιχοποιίες με κονίαμα χαμηλής αντοχής. Αντίθετα, σε τοιχοποιίες με λιθосώματα χαμηλής αντοχής και κονίαμα υψηλής ποιότητας, η εφελκυστική αντοχή κάθετα στους οριζόντιους αρμούς προσεγγίζει την εφελκυστική αντοχή του λιθосώματος.

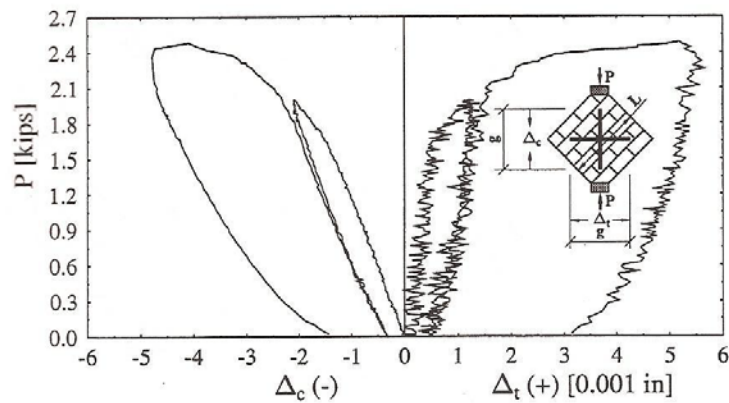
Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς εξαρτάται από τη σχετική αντοχή κονιάματος και λιθосώματος. Δύο τύποι αστοχίας έχουν παρατηρηθεί πειραματικά^[3.29]: α: η ρωγμή να διέρχεται από τους οριζόντιους και κατακόρυφους αρμούς (ολίσθηση κονιάματος και λιθосώματος) και β) η ρωγμή να είναι σχεδόν κατακόρυφη και διέρχεται από τα λιθосώματα (θραύση λιθосωμάτων) και από τους κατακόρυφους αρμούς. Στο Σχήμα 3.7^[3.29] παρουσιάζονται πειραματικά διαγράμματα δύναμης - μετακίνησης για εφελκυσμό παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς και οι αντίστοιχες μορφές αστοχίας.

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας προσδιορίζεται επίσης από δοκιμή διαγώνιας θλίψης, όπου θλιπτικό φορτίο επιβάλλεται κατά μήκος της μίας διαγωνίου μικρού δοκιμίου τετραγωνικής μορφής, όπως περιγράφεται στα πρότυπα ASTM E519^[3.30] και RILEM LUM B6^[3.31]. Η δοκιμή αυτή είναι η πλέον διαδεδομένη δοκιμή για την εκτίμηση της αντοχής της τοιχοποιίας σε διαγώνια ρηγμάτωση ή την εκτίμηση της διατμητικής αντοχής της. Στο Σχήμα 3.8 παρουσιάζεται τυπικό πειραματικό διάγραμμα δύναμης - μετακίνησης από δοκιμή διαγώνιας θλίψης. Στο Σχήμα 3.9 παρουσιάζονται οι πιθανές μορφές αστοχίας τοιχοποιίας κατά τη δοκιμή αυτή.

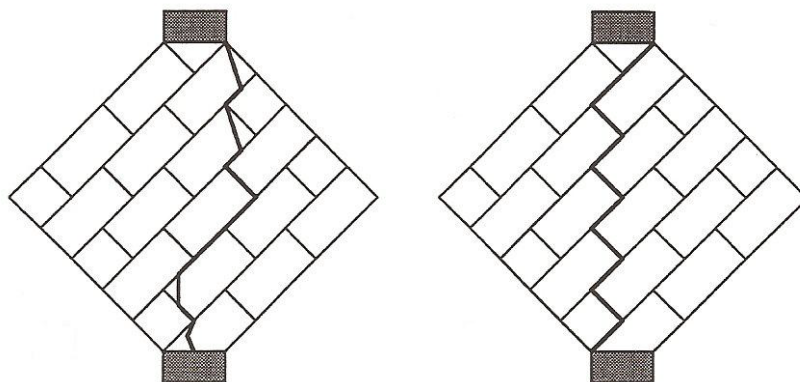
Επισημαίνεται ότι η σχέση υπολογισμού της και κατ' επέκταση η προκύπτουσα πειραματική τιμή της εφελκυστικής ή διατμητικής αντοχής διαφέρει ανάλογα με το πρότυπο που χρησιμοποιείται.



Σχήμα 3.7. Πειραματικά διαγράμματα δύναμης - μετακίνησης σε δοκιμή εφελκυσμού παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς^[3,29].



Σχήμα 3.8. Τυπικό πειραματικό διάγραμμα θλιπτικής δύναμης- μετακίνησης από δοκιμή διαγώνιας θλίψης^[3,23].



Σχήμα 3.9. Πιθανές μορφές αστοχίας τοιχοποιίας σε δοκιμή διαγώνιας θλίψης^[3,23].

3.3.3. Καμπτική αντοχή τοιχοποιίας

Η καμπτική αντοχή της τοιχοποιίας προσδιορίζεται πειραματικά από πρότυπες δοκιμές (π.χ. RILEM LUM B2^[3.32], EN 1052-2^[3.33]), σε επίπεδο θραύσης παράλληλο και κάθετο προς τους οριζόντιους αρμούς. Η καμπτική αντοχή χρησιμοποιείται συνήθως κατά το σχεδιασμό τοιχοποιίας έναντι δράσεων που ασκούνται κάθετα στο επίπεδο της όπως είναι π.χ. ο άνεμος. Η αντοχή αυτή λαμβάνεται ίση με το μηδέν στις περιπτώσεις όπου η αστοχία του τοίχου οδηγεί σε αστάθεια του φορέα (λυγισμός) και στο σχεδιασμό έναντι σεισμικών δράσεων.

3.3.4. Μέτρο Ελαστικότητας, λόγος Poisson, Μέτρο Διάτμησης

Ο προσδιορισμός του Μέρου Ελαστικότητας E μπορεί να γίνει με τον πειραματικό προσδιορισμό της καμπύλης τάσεων - τροπών σύμφωνα με τα πρότυπα προσδιορισμού της θλιπτικής αντοχής (βλ. Παράγραφο 3.3.1). Το Μέτρο Ελαστικότητας μπορεί επίσης να υπολογίζεται από σχέσεις οι οποίες προτείνονται από κανονισμούς. Για παράδειγμα, στον EC6^[3.17], το Μέτρο Ελαστικότητας προκύπτει αν η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας πολλαπλασιαστεί επί χίλια. Επισημαίνεται ότι η τιμή αυτή αποκλίνει σε πολλές περιπτώσεις από την πειραματική τιμή.

Ο λόγος Poisson μπορεί επίσης να προσδιοριστεί μέσω της πρότυπης δοκιμής θλίψης. Συχνά, λόγω έλλειψης πειραματικής τιμής του λόγου Poisson, αυτός λαμβάνεται ίσος με 0.25. Το Μέτρο Διάτμησης G , υπολογίζεται από τη σχέση $G=E/2(1+\nu)$. Αν ο λόγος Poisson θεωρηθεί ίσος με 0.25, τότε το Μέτρο Διάτμησης προκύπτει το 40% του Μέρου Ελαστικότητας.

3.3.5. Τοιχοποιία υπό διαξονική ένταση

Οι τοιχοποιίες οι οποίες υπόκεινται σε οριζόντια φορτία με ταυτόχρονη δράση κατακόρυφου φορτίου βρίσκονται υπό συνθήκες διαξονικής έντασης. Η διαξονική αυτή εντατική κατάσταση μπορεί να είναι θλίψη - θλίψη, θλίψη - εφελκυσμός ή εφελκυσμός - εφελκυσμός. Η διαξονική συμπεριφορά της τοιχοποιίας έχει μελετηθεί πειραματικά από πολλούς ερευνητές στο παρελθόν^[3.34-3.38]. Κύριος στόχος των πειραμάτων ήταν η διατύπωση της επιφάνειας αστοχίας της τοιχοποιίας υπό

διαξονική ένταση. Γενικό συμπέρασμα των εργασιών αυτών ήταν ότι η μορφή της επιφάνειας αστοχίας επηρεάζεται περισσότερο από τον προσανατολισμό των οριζόντιων αρμών ως προς τη διεύθυνση φόρτισης για εντατική κατάσταση θλίψης - εφελκυσμού και εφελκυσμού - εφελκυσμού και λιγότερο για εντατική κατάσταση θλίψης – θλίψης.

Πιο συγκεκριμένα: Ο Page το 1978^[3.34] ανέπτυξε ένα κριτήριο αστοχίας των αρμών σε εφελκυσμό και διάτμηση παρουσία θλίψης. Οι Samarasinghe et al.^[3.35] διατύπωσαν μια επιφάνεια αστοχίας στο χώρο της ετερόσημης διαξονικής έντασης η οποία προέκυψε από πειραματικά αποτελέσματα σε δοκίμια υπό κλίμακα (1/6). Οι Dhanasekar et al.^[3.36] και Page et al.^[3.37] πρότειναν ένα αναλυτικό προσομοίωμα της επιφάνειας αστοχίας στο πεδίο των τάσεων η οποία αναπαριστάται δια μέσου τριών ελλειπτικών κώνων. Η επιφάνεια αυτή προέκυψε μετά από επεξεργασία μιας σειράς πειραματικών αποτελεσμάτων σε δοκιμές μονοαξονικής και διαξονικής ομόσημης και ετερόσημης έντασης. Το προσομοίωμα αυτό αναπαριστά με ικανοποιητικό βαθμό τα πειραματικά αποτελέσματα, αλλά είναι σχεδόν αδύνατον να χρησιμοποιηθεί σε ένα μη γραμμικό καταστατικό νόμο. Επίσης, οι Ganz και Thurlimann^[3.38] πρότειναν ένα κριτήριο αστοχίας, το οποίο αναφέρεται σε διάτρητα αργιλικά λιθοσώματα και λαμβάνει υπόψη διάφορες μορφές αστοχίας λιθοσωμάτων και αρμών.

3.3.6. Προσδιορισμός μηχανικών χαρακτηριστικών τοιχοποιίας με επί τόπου δοκιμές

Οι επί τόπου δοκιμές μπορούν να δώσουν σημαντικές πληροφορίες ως προς τα μηχανικά χαρακτηριστικά υπάρχουσας τοιχοποιίας, τον τρόπο δόμησης και τις βλάβες που έχει υποστεί. Οι επί τόπου δοκιμές διαχωρίζονται α) στις μη (ή λίγο) καταστρεπτικές δοκιμές και β) στις καταστρεπτικές δοκιμές, ανάλογα με τον αν κατά την εφαρμογή τους καταστρέφεται ή όχι τμήμα της τοιχοποιίας.

Στην κατηγορία των μη καταστρεπτικών μεθόδων ανήκει η μέθοδος των υπερήχων, η μέθοδος του ραντάρ, η θερμογραφική μέθοδος, η μέθοδος ενδοσκόπησης και η ραδιογραφία. Οι μέθοδοι αυτοί χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό των υλικών και του τρόπου δόμησης της τοιχοποιίας, για τον έλεγχο της εσωτερικής δομής της, τον εντοπισμών κοιλοτήτων, ξύλινων στοιχείων ή ελκυστήρων στο σώμα της τοιχοποιίας. Η διερεύνηση του τρόπου δόμησης υπάρχουσας τοιχοποιίας γίνεται

επίσης και με τη λήψη πυρήνων, μέθοδος, η οποία ανήκει στην κατηγορία των καταστρεπτικών μεθόδων.

Ως προς τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων της τοιχοποιίας χρησιμοποιείται το κρουσίμετρο για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής και η μέθοδος των επίπεδων γρύλων (flat jack test). Και οι δύο μέθοδοι ανήκουν στην κατηγορία των μη καταστρεπτικών μεθόδων. Με τη μέθοδο των επίπεδων γρύλων μπορεί να προσδιοριστεί η θλιπτική εντατική κατάσταση της τοιχοποιίας στη θέση εφαρμογής της μεθόδου, το Μέτρο Ελαστικότητας και η σχέση τάσεων- τροπών σε θλίψη υπό ανακυκλιζόμενη θλιπτική φόρτιση καθώς επίσης και η διατμητική αντοχή. Οδηγίες για την εφαρμογή της μεθόδου των επίπεδων γρύλων τόσο για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής όσο και των παραμορφωσιακών χαρακτηριστικών υπάρχουσας τοιχοποιίας δίνονται από πρότυπα (π.χ. ASTM C1196^[3.39], RILEM LUM D2^[3.40], RILEM LUM D3^[3.41]).

Σε περιπτώσεις όπου μπορεί να αφαιρεθεί τμήμα υπάρχουσας τοιχοποιίας ή πυρήνας από περιοχή καθαίρεσης ή ανακατασκευής, η εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας γίνεται μέσω εργαστηριακών δοκιμών. Επιπλέον, για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων της τοιχοποιίας, μπορούν να κατασκευαστούν δοκίμια με τον ίδιο τρόπο δόμησης και την ίδια ποιότητα υλικών με την υπάρχουσα τοιχοποιία, από τα οποία στη συνέχεια θα προκύψουν μέσω δοκιμών τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας.

Τις τελευταίες δεκαετίες, μεγάλη εφαρμογή έχουν και άλλες μη καταστρεπτικές μέθοδοι όπως η μέθοδος των περιβαλλοντικών δονήσεων (ambient vibration) για τον υπολογισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών υπάρχουσας κατασκευής και η ανάπτυξη συστημάτων ενόργανης παρακολούθησης στατικών και δυναμικών δράσεων. Στα συστήματα ενόργανης παρακολούθησης, τοποθετούνται στον εξεταζόμενο φορέα, όργανα όπως κλισίμετρα, ρωγμόμετρα κτλ. για την παρακολούθηση της εξέλιξης στο χρόνο παραμορφώσεων λόγω π.χ. καθιζήσεων, ή το άνοιγμα / κλείσιμο ρωγμών, ενώ για την παρακολούθηση της συμπεριφοράς του εξεταζόμενου φορέα σε σεισμικές δράσεις ή άλλης μορφής δονήσεις (π.χ. εκρήξεις), τοποθετούνται επιταχυνσιόμετρα. Τόσο από τον προσδιορισμό των δυναμικών

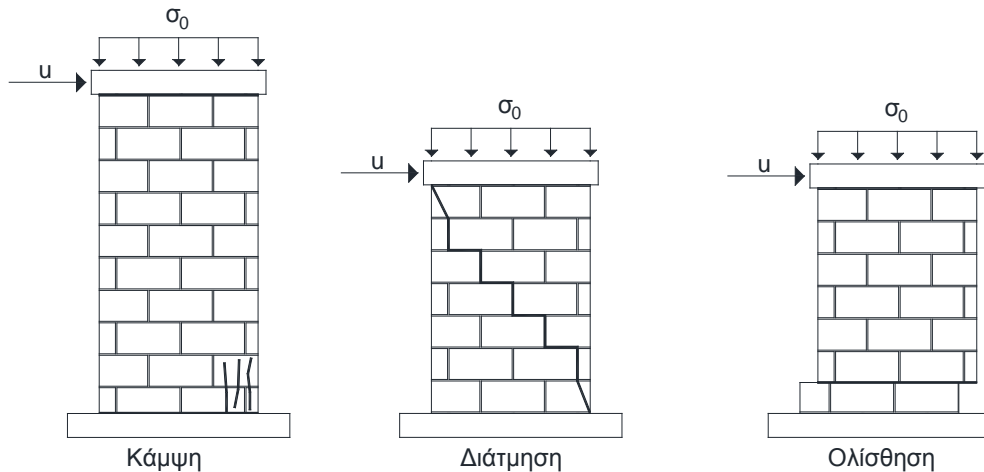
χαρακτηριστικών του φορέα όσο και από καταγραφές έναντι σεισμικών δράσεων εξάγονται σημαντικά συμπεράσματα ως προς την απόκριση του φορέα, ενώ τα αποτελέσματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τη βαθμονόμηση υπολογιστικών προσομοιωμάτων.

3.4. Συμπεριφορά φορέων από τοιχοποιία υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Μια κατασκευή από φέρουσα άοπλη τοιχοποιία αποτελείται από πολλούς τοίχους οι οποίοι διατάσσονται παράλληλα και κάθετα στην κάτοψη της κατασκευής και από σχετικά εύκαμπτα διαφράγματα. Οι τοίχοι συχνά έχουν ανοίγματα (πόρτες, παράθυρα), με αποτέλεσμα να σχηματίζονται μικρότερα τμήματα τοιχοποιίας (πεσσοί) τα οποία αποτελούν το σύστημα μεταφοράς τόσο των κατακόρυφων όσων και των οριζόντιων δυνάμεων. Οι κατασκευές αυτές, όταν καταπονούνται από σεισμικά φορτία, υποφέρουν από αστοχίες εκτός και εντός του επιπέδου τους. Η εκτός επιπέδου αστοχία οφείλεται στις μεγάλες παραμορφώσεις των πατωμάτων και στις ανεπαρκείς συνδέσεις μεταξύ των τοιχοποιιών και αντιμετωπίζεται με διάφορα μέτρα όπως την κατασκευή διαζωματικών δοκών, την κατασκευή άκαμπτων διαφραγμάτων, την τοποθέτηση μεταλλικών ελκυστήρων κτλ. Έτσι, πλέον κρίσιμη για την αποφυγή κατάρρευσης της κατασκευής κρίνεται η αστοχία εντός του επιπέδου της τοιχοποιίας. Η αστοχία αυτή ερευνάται στην παρούσα εργασία.

Σε έναν τοίχο ο οποίος υπόκειται σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση εντός του επιπέδου του με ταυτόχρονη δράση κατακόρυφου φορτίου παρατηρούνται τρεις μορφές αστοχίας^[3.25, 3.42, 3.43]: (α): η αστοχία από ολίσθηση (Σχήμα 3.10α), (β): η διατμητική αστοχία (Σχήμα 3.10β) και (γ): η καμπτική αστοχία (Σχήμα 3.10γ). Η αστοχία από ολίσθηση χαρακτηρίζεται από τη σχετική μετακίνηση του τοίχου ως στερεό σώμα στο επίπεδο ολίσθησης, από την ανάπτυξη μεγάλων μετατοπίσεων, από τη θεωρητικά μεγάλη απορρόφηση ενέργειας γεγονός το οποίο συμβαίνει για χαμηλή στάθμη κατακόρυφου φορτίου ή για μικρό συντελεστή τριβής. Η αστοχία αυτή είναι δύσκολο να παρατηρηθεί πειραματικά ως μεμονωμένος μηχανισμός αστοχίας, γιατί λαμβάνει χώρα μαζί με τις άλλες μορφές αστοχίας. Η διατμητική αστοχία χαρακτηρίζεται από την ανάπτυξη διαγώνιων ρωγμών, οι οποίες διέρχονται από τους κατακόρυφους και οριζόντιους αρμούς, ή διαπερνούν και λιθοσώματα ανάλογα με τη σχετική αντοχή του λιθοσώματος, του κονιάματος και της διεπιφάνειας λιθοσώματος - κονιάματος,

από τη μείωση της δυσκαμψίας και της αντοχής με την αύξηση του αριθμού και του εύρους των κύκλων φόρτισης και από τη μεγάλη απορρόφηση ενέργειας. Η καμπτική αστοχία χαρακτηρίζεται από τη δημιουργία οριζόντιων ρωγμών στα άκρα του τοίχου, από την παραλαβή μεγάλων μετατοπίσεων χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής ειδικά όταν το κατακόρυφο τάση είναι μικρή συγκρινόμενη με την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας και από το λίκνισμα του τοίχου το οποίο οδηγεί στην κατάρρευση (ανατροπή).



Σχήμα 3.10. Μορφές αστοχίας τοιχοποιίας η οποία υπόκειται σε οριζόντια φόρτιση εντός του επιπέδου της με ταυτόχρονη δράση κατακόρυφου φορτίου.

Οι τρεις μορφές αστοχίας εξαρτώνται από τη γεωμετρία των τοίχων, τις συνθήκες στήριξης, τη στάθμη του κατακόρυφου φορτίου και τα μηχανικά χαρακτηριστικά λιθοσώματος και κονιάματος. Ο λόγος διάτμησης α_s (shear ratio) είναι μια ένδειξη με την οποία καθορίζεται εάν η συμπεριφορά του τοίχου θα είναι καμπτική ή διατμητική ανάλογα με τη μορφή αστοχίας. Ο λόγο διάτμησης α_s ορίζεται ως:

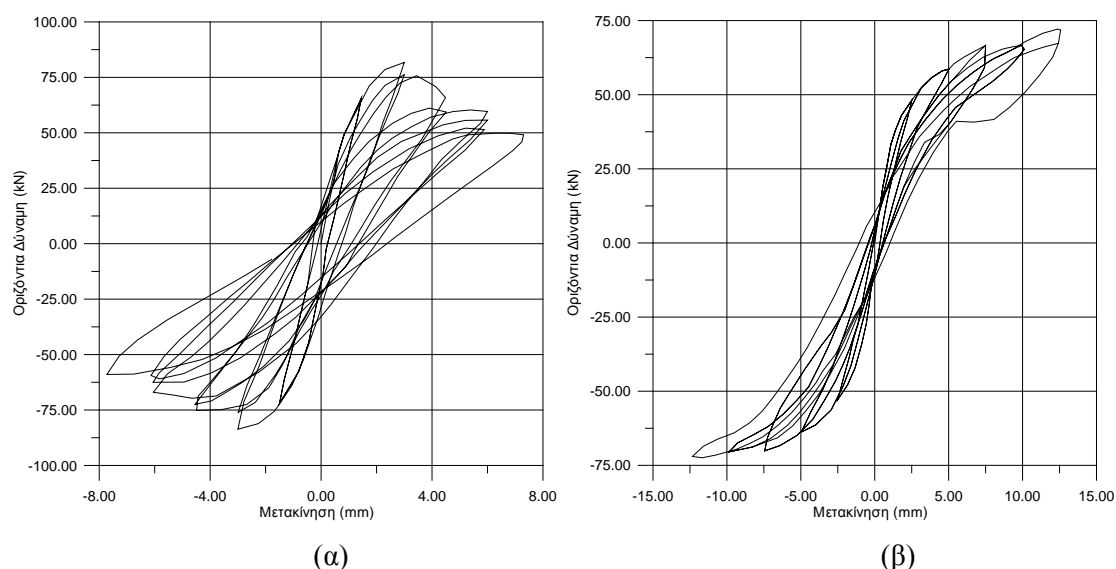
$$\alpha_s = \frac{M}{V \cdot l_w} \quad (3.1)$$

όπου M : η αναπτυσσόμενη ροπή στη βάση του τοίχου, V : η αναπτυσσόμενη τέμνουσα δύναμη και l_w το μήκος του τοίχου. Η ροπή M εξαρτάται από τις συνθήκες παγίωσης του τοίχου. Αν ο τοίχος θεωρείται πρόβολος τότε η ροπή M υπολογίζεται ως $V \cdot h_w$, ενώ αν ο τοίχος θεωρείται αμφίπακτο στοιχείο, η ροπή υπολογίζεται ως

$V \cdot \frac{h_w}{2}$, όπου h_w το ύψος του τοίχου. Τοίχος με λόγο διάτμησης μικρότερο του 1.00

οδηγεί σε διατμητική συμπεριφορά, τοίχος με λόγο διάτμησης μεγαλύτερο από 2.00

οδηγεί σε καμπτική συμπεριφορά, ενώ τοίχος με λόγο διάτμησης μεταξύ 1.00 και 2.00 χαρακτηρίζεται τόσο από καμπτική όσο και από διατμητική (μεικτή) συμπεριφορά. Στα Σχήματα 3.11(α) και 3.11(β) παρουσιάζονται τυπικά πειραματικά διαγράμματα δύναμης – μετακίνησης διατμητικής και καμπτικής συμπεριφοράς άοπλου τοίχου αντίστοιχα^[3.44].



Σχήμα 3.11. Πειραματικές καμπύλες δύναμης - μετακίνησης άοπλου τοίχου^[3.44] (α): διατμητική συμπεριφορά, (β): καμπτική συμπεριφορά.

Στο παρελθόν έχει μελετηθεί πειραματικά η συμπεριφορά άοπλης τοιχοποιίας, η οποία υπόκειται σε ανακυκλιζόμενη στατική φόρτιση με ταυτόχρονη δράση κατακόρυφου φορτίου. Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε δοκίμια με διάφορους τύπους λιθοσωμάτων και διάφορους λόγους ύψος προς μήκος^[3.44-3.55]. Τα πειραματικά διαγράμματα δύναμης - μετακίνησης που προέκυψαν από τις δοκιμές αυτές, οδήγησαν σε συμπεράσματα για την υστερητική συμπεριφοράς της τοιχοποιίας σε επίπεδο φορέα (αντοχή, πλαστιμότητα) και διατυπώθηκαν οι μαθηματικές σχέσεις για τη μεταβολή της αντοχής, της δυσκαμψίας και της αναλίσκόμενης ενέργειας με την αύξηση των κύκλων και του εύρους φόρτισης. Επίσης, έχει μελετηθεί η απόκριση φορέων από τοιχοποιία υπό κλίμακα, σε δυναμική φόρτιση με τη χρήση σεισμικού προσομοιωτήρα^[3.56-3.59].

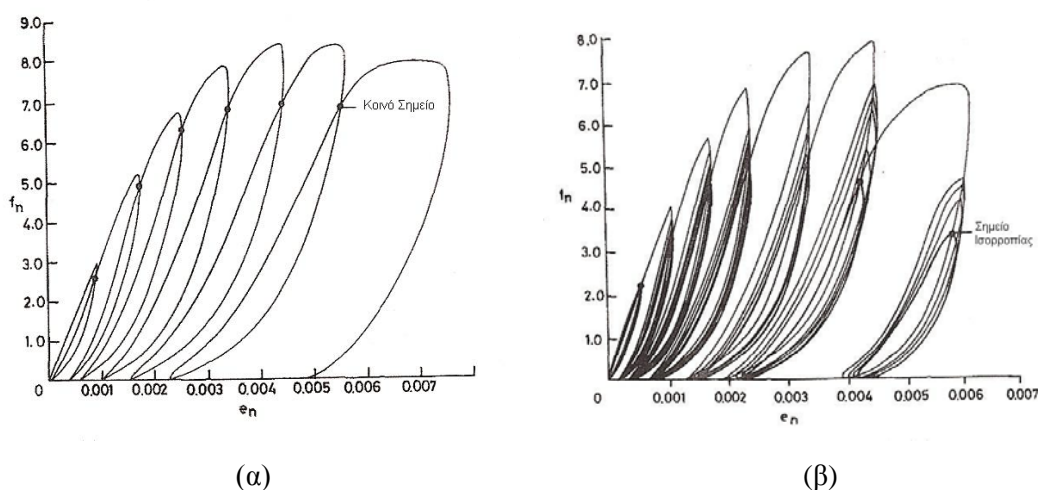
3.5. Συμπεριφορά υλικών τοιχοποιίας υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Στην ανάλυση με τη χρήση των πεπερασμένων στοιχείων, η πλειονότητα των διαθέσιμων καταστατικών προσομοιωμάτων μπορεί να εκτιμήσει με ικανοποιητικό βαθμό την πειραματική περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης, θεωρώντας ότι η τοιχοποιία υποβάλλεται σε μονοτονική φόρτιση με την επιβολή της μέγιστης μετακίνησης της δοκιμής. Αυτό επιτυγχάνεται με τη χρήση των κατάλληλων μηχανικών ιδιοτήτων της τοιχοποιίας στην περίπτωση της μακρο-προσομοίωσης ή των μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών που συνιστούν την τοιχοποιίας, στην περίπτωση της μικρο - προσομοίωσης. Για την περιγραφή της συμπεριφοράς τοιχοποιίας υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση με ένα καταστατικό νόμο, φαινόμενα τα οποία χαρακτηρίζουν τη συμπεριφορά έναντι ανακύκλισης, όπως το κλείσιμο των ρωγμών υπό θλιπτικό φορτίο, η σταδιακή ανάκτηση της δυσκαμψίας κατά τη μετάβαση κυρίως από τον εφελκυσμό στη θλίψη, η παραμένουσα εφελκυστική / θλιπτική παραμόρφωση υπό μηδενική εφελκυστική / θλιπτική τάση κατά την αποφόρτιση πρέπει να ληφθούν υπόψη στη σχέση τάσεων – τροπών. Επίσης πρέπει να ληφθεί υπόψη η μερική αποφόρτιση και η μερική επαναφόρτιση αφού μια κατασκευή μπορεί να αποφορτιστεί μερικώς και στη συνέχεια να επαναφορτιστεί κατά τη διάρκεια ενός σεισμού.

3.5.1. Συμπεριφορά τοιχοποιίας υπό ανακυκλιζόμενη θλίψη / εφελκυσμό

Στη βιβλιογραφία ελάχιστα πειραματικά αποτελέσματα συναντώνται για τη συμπεριφορά της τοιχοποιίας σε επίπεδο υλικού (σύνθετο υλικό ή συνιστώντων υλικών) υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση έναντι θλίψης ή εφελκυσμού. Οι Naraine και Sinha^[3.60-3.61], με μια σειρά πειραμάτων μονοαξονικής ανακυκλιζόμενης φόρτισης σε θλίψη ή σε εφελκυσμό έδειξαν ότι η σχέση τάσεων – τροπών της τοιχοποιίας υπό ανακυκλιζόμενη θλίψη ή εφελκυσμό χαρακτηρίζεται από τρεις καμπύλες: την περιβάλλουσα καμπύλη (envelope curve), την καμπύλη κοινού σημείου (common point curve) και την καμπύλη σημείου ισορροπίας (stability point curve). Η περιβάλλουσα καμπύλη προκύπτει από μονοτονική δοκιμή, η καμπύλη κοινού σημείου από δοκιμή ανακυκλιζόμενης φόρτισης (αποφόρτιση μέχρι μηδενική τάση και επαναφόρτιση μέχρι τη μονοτονική καμπύλη) και η καμπύλη σημείου ισορροπίας από επαναλαμβανόμενες δοκιμές αποφόρτισης - επαναφόρτισης σε κάθε κύκλο φόρτισης. Ως κοινό σημείο ορίζεται το σημείο τομής της καμπύλης επαναφόρτισης με

την καμπύλη αποφόρτιση του προηγούμενου κύκλου (Σχήμα 3.12α). Ως σημείο ισορροπίας ορίζεται το σημείο στο οποίο τείνει το σημείο τομής σε επαναλαμβανόμενες αποφορτίσεις – επαναφορτίσεις για κάθε κύκλο φόρτισης (Σχήμα 3.12β). Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν με επιβολή δύναμης σε τοιχοποιία από αργιλικά λιθοσώματα χαμηλής θλιπτικής αντοχής.



Σχήμα 3.12. Καμπύλη θλιπτικής τάσης – τροπής από δοκιμές ανακυκλιζόμενης θλίψης^[3.60-3.61] (α): ορισμός κοινού σημείου (common point) και (β): ορισμός σημείου ισορροπίας (stability point).

Αργότερα, οι Alshebani και Sinha επανέλαβαν τις ίδιες δοκιμές σε τοιχοποιία από λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου^[3.62]. Οι εργασίες αυτές^[3.60-3.62] παρουσιάζουν τα πειραματικά αποτελέσματα και τη μαθηματική διατύπωση κάθε καμπύλης στη δοκιμή ανακυκλιζόμενης θλίψης. Οι ίδιοι ερευνητές κρίνουν τα αποτελέσματα της δοκιμής του ανακυκλιζόμενου εφελκυσμού λιγότερο αξιόπιστα λόγω της ψαθυρής αστοχίας των δοκιμίων και δεν παρουσιάζουν περαιτέρω επεξεργασία των αποτελεσμάτων αυτών. Η έρευνα αυτή επεκτάθηκε και σε δοκιμές διαξονικής θλίψης ανακυκλιζόμενης μορφής, από την οποία προέκυψαν η μαθηματική διατύπωση κάθε καμπύλης για διάφορους λόγους θλιπτικής τάσης στην οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση^[3.63-3.65].

Οι εργασίες των Naraine και Sinha^[3.60-3.61] για μονοαξονική ανακυκλιζόμενη φόρτιση σε θλίψη ή εφελκυσμό κατέληξε στα ίδια συμπεράσματα με την εργασία των Karsan και Jirsa^[3.66] η οποία αφορούσε στο άοπλο σκυρόδεμα και προηγήθηκε. Λαμβάνοντας υπόψη ότι η τοιχοποιία και το άοπλο σκυρόδεμα ανήκουν στην κατηγορία των

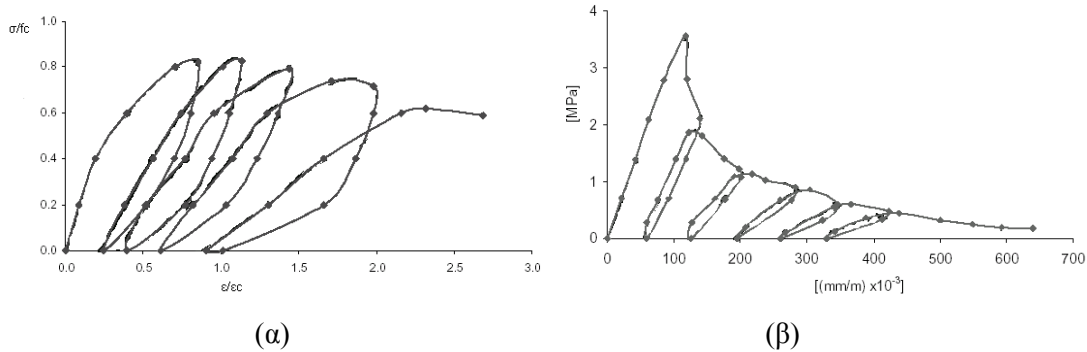
ψαθυρών υλικών μπορεί να γίνει η παραδοχή ότι η μορφή των διαγραμμάτων τάσεων – τροπών της τοιχοποιίας σε θλίψη / εφελκυσμό είναι αντίστοιχη με αυτή του άοπλου σκυροδέματος συμβατικής αντοχής (normal stress concrete). Για το άοπλο σκυρόδεμα έχουν πραγματοποιηθεί πειραματικές δοκιμές κυρίως υπό ανακυκλιζόμενη θλίψη και έχουν διατυπωθεί οι αντίστοιχες αναλυτικές σχέσεις τάσεων - τροπών για διάφορες κατηγορίες σκυροδέματος -συμβατικής αντοχής, υψηλής αντοχής, περισφιγμένο, ή ινοπλισμένο- (ενδεικτικές εργασίες στις βιβλιογραφικές αναφορές^[3.66-3.75]).

Οι εργασίες οι οποίες αναφέρονται σε πειραματικά αποτελέσματα ανακυκλιζόμενης φόρτισης άοπλου σκυροδέματος σε εφελκυσμό^[3.76, 3.77] και στον κλάδο μετάβασης από εφελκυσμό σε θλίψη^[3.78] και αντίστροφα είναι πολύ περιορισμένες. Στο Σχήμα 3.13(α) παρουσιάζεται πειραματικό διάγραμμα τάσεων - τροπών άοπλου σκυροδέματος υπό ανακυκλιζόμενη θλιπτική φόρτιση και στο Σχήμα 3.13(β) διάγραμμα τάσεων - τροπών έναντι ανακυκλιζόμενης φόρτισης σε εφελκυσμό. Στο Σχήμα 3.14 παρουσιάζεται το ιδεατό διάγραμμα τάσεων - τροπών άοπλου σκυροδέματος σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση σύμφωνα με τους Stevens et al.^[3.79].

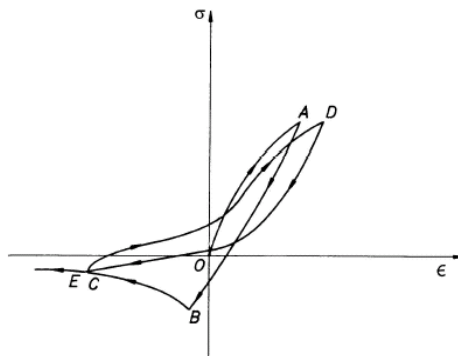
Από τα διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα με τη μορφή διαγραμμάτων τάσεων – τροπών (Σχήμα 3.13) υπό ανακυκλιζόμενη θλίψη / εφελκυσμό ψαθυρών υλικών (προκύπτουν τα ακόλουθα γενικά συμπεράσματα:

- Η καμπύλη μονοτονικής φόρτισης περιβάλλει την καμπύλη ανακυκλιζόμενης φόρτισης.
- Η παραμένουσα τροπή κατά την αποφόρτιση, εξαρτάται από την ιστορία φόρτισης.
- Με την αύξηση της τροπής παρατηρείται μείωση δυσκαμψίας και αντοχής τόσο κατά τη φόρτιση όσο και κατά την αποφόρτιση και αύξηση της αναλίσκόμενης ενέργειας σε κάθε κύκλο φόρτισης.
- Οι κλάδοι αποφόρτισης και επαναφόρτισης είναι μη-γραμμικής μορφής, δεν συμπίπτουν και εξαρτώνται από την παραμένουσα τροπή.
- Κατά την επαναφόρτιση τόσο σε εφελκυσμό όσο και σε θλίψη, η καμπύλη επαναφόρτισης συναντά τη μονοτονική καμπύλη σε σημείο μεγαλύτερης τροπής ως προς το σημείο αποφόρτισης.

- Το υλικό ανακτά μέρος της ελαστικής του δυσκαμψίας όταν η τροπή αλλάζει πρόσημο. Το φαινόμενο είναι πιο έντονο όταν η τροπή από εφελκυστική γίνεται θλιπτική, οι εφελκυστικές ρωγμές τείνουν να κλείσουν με αποτέλεσμα τη σταδιακή ανάκτηση της ελαστικής δυσκαμψίας υπό θλιπτική τάση.



Σχήμα 3.13. Πειραματικό διάγραμμα τάσεων - τροπών άοπλου σκυροδέματος έναντι ανακυκλιζόμενη φόρτισης σε (α): θλίψη^[3.66] και (β): εφελκυσμό^[3.77].

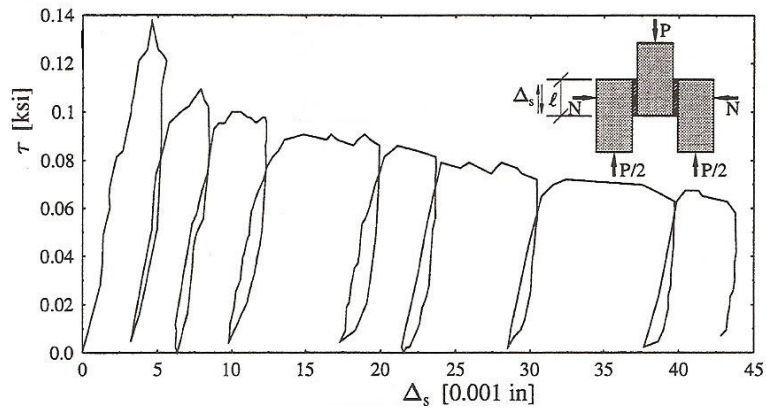


Σχήμα 3.14. Ιδεατή συμπεριφορά σκυροδέματος υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση κατά Stevens et al.^[3.79].

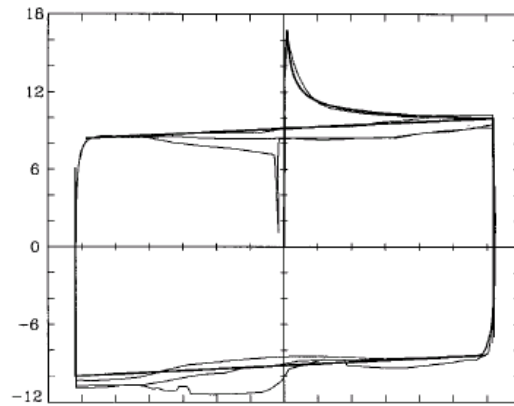
3.5.2. Συμπεριφορά διεπιφάνειας λιθοσώματος - κονιάματος υπό ανακυκλιζόμενη διάτμηση

Στο Σχήμα 3.15 παρουσιάζεται τυπικό πειραματικό διάγραμμα διατμητικής τάσης – μετακίνησης δοκιμών τριπλέτας υπό ανακυκλιζόμενη διάτμηση^[3.23]. Κύριο χαρακτηριστικό του διαγράμματος αυτού είναι η σχεδόν ελαστική αποφόρτιση ανεξάρτητα από το αριθμό κύκλων φόρτισης. Ως προς τους κλάδους αποφόρτισης – επαναφόρτισης, τα διαγράμματα παρουσιάζουν αντίστοιχα χαρακτηριστικά με αυτά που παρατηρούνται στα διαγράμματα ανακυκλιζόμενης θλίψης και εφελκυσμού (π.χ. ο κλάδος αποφόρτισης δεν συμπίπτει με αυτόν της επαναφόρτισης). Στο Σχήμα 3.16 παρουσιάζεται επίσης τυπικό διάγραμμα διατμητικής τάσης – μετακίνησης σε δοκιμή διπλέτας για ένα πλήρη κύκλο φόρτισης^[3.80]. Από το σχήμα αυτό παρατηρείται (α):

ελαστική αποφόρτιση και (β): η μέγιστη διατμητική αντοχή στην αντίθετη διεύθυνση φόρτισης είναι ίση με την διατμητική αντοχή κατά την αποφόρτιση.



Σχήμα 3.15. Τυπικό διάγραμμα διατμητικής τάσης-διατμητικής μετακίνησης σε δοκιμή τριπλέτας υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση^[3.23].



Σχήμα 3.16. Τυπικό διάγραμμα διατμητικής τάσης-διατμητικής μετακίνησης σε ένα πλήρη κύκλο φόρτισης σε δοκιμή διπλέτας^[3.80].

4. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΠΕΡΙΣΤΡΕΦΟΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΗΣ ΡΩΓΜΗΣ ΣΥΝΟΛΙΚΩΝ ΤΡΟΠΩΝ

Στο Κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται αναλυτικά καταστατικός νόμος, ο οποίος διατυπώνεται στη διδακτορική αυτή διατριβή για την άοπλη τοιχοποιία, βασισμένος στο προσομοίωμα της περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής συνολικών τροπών (total strain rotating smeared crack model). Διατυπώνονται επίσης, οι απαραίτητες για την εφαρμογή του προσομοιώματος σε φορείς άοπλης τοιχοποιίας, οι σχέσεις τάσεων - τροπών σε εφελκυσμό και θλίψη υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Το προσομοίωμα κωδικοποιείται στην υπορουτίνα Vumat του λογισμικού Abaqus/Explicit για εντατική κατάσταση δισδιάστατης επίπεδης έντασης. Η δυναμική ανάλυση με ρητή ολοκλήρωση χρησιμοποιείται για την επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας. Ο έλεγχος του προσομοιώματος γίνεται τόσο σε ένα στοιχείο όσο και σε φορέα ο οποίος αποτελείται από πολλά στοιχεία. Ο έλεγχος αξιοπιστίας του γίνεται με τη σύγκριση αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων, τα οποία αναφέρονται σε φορείς από άοπλη τοιχοποιία, η οποία υπόκειται σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση εντός του επιπέδου της.

4.1. Καταστατικό προσομοίωμα περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής συνολικών τροπών

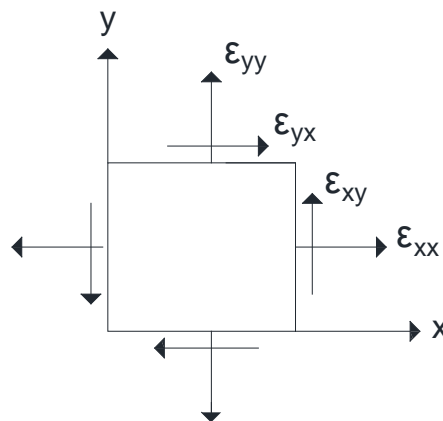
Το προσομοίωμα της περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής αναπτύχθηκε από τον Core^[4.1]. Σύμφωνα με το προσομοίωμα αυτό, η διεύθυνση της ρωγμής περιστρέφεται μαζί με τους άξονες των κύριων τροπών. Κύριο χαρακτηριστικό του προσομοιώματος είναι ο έμμεσος υπολογισμός του διατμητικού όρου στο καταστατικό μητρώο (και κατ' επέκταση της διατμητικής τάσης), ο οποίος προκύπτει από την απαίτηση ταύτισης του συστήματος των κύριων τάσεων με αυτό των κύριων τροπών (coaxiality condition)^[4.1]. Το προσομοίωμα έχει χρησιμοποιηθεί με επιτυχία στο παρελθόν, σε φορείς από οπλισμένο σκυρόδεμα τόσο υπό μονοτονική όσο και υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση^[4.2-4.6].

Το καταστατικό προσομοίωμα, το οποίο παρουσιάζεται στη συνέχεια, αναφέρεται σε εντατική κατάσταση επίπεδης έντασης. Οι βασικές παραδοχές του προσομοιώματος είναι οι ακόλουθες:

- Το υλικό θεωρείται αρχικά ισότροπο.
- Σε κάθε εξεταζόμενο υλικό σημείο (σημείο ολοκλήρωσης) μπορεί να σχηματιστούν δύο ορθογώνιες ρωγμές.
- Οι υπολογισμοί βασίζονται στις συνολικές τροπές (total strains), χωρίς το διαχωρισμό της τροπής σε ελαστικό και πλαστικό τμήμα.
- Το σύστημα των κύριων τάσεων ταυτίζεται με το σύστημα των κύριων τροπών (coaxial approach). Οι τάσεις στο καθολικό σύστημα προκύπτουν με το μετασχηματισμό των τάσεων από το σύστημα των κύριων τροπών στο καθολικό, χρησιμοποιώντας την τρέχουσα γωνία μεταξύ των δύο συστημάτων.
- Οι τάσεις υπολογίζονται σε συνάρτηση με τις ισοδύναμες τροπές^[4.3] (equivalent strains) στο σύστημα των κύριων τροπών.
- Κάθε εξεταζόμενο υλικό σημείο ελέγχεται για αστοχία σε εφελκυσμό / θλίψη. Η μείωση της δυσκαμψίας και αντοχής λόγω αστοχίας σε εφελκυσμό / θλίψη εξαρτάται μόνο από τη διεύθυνση φόρτισης / αποφόρτισης / επαναφόρτισης και οι δύο μορφές αστοχίας δεν είναι συζευγμένες.

Σε ένα επαυξητικό χρονικό βήμα ένα υλικό σημείο υπόκειται σε παραμόρφωση

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{xy} = [\varepsilon_{xx} \quad \varepsilon_{yy} \quad \varepsilon_{xy}]^t \text{ όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.1.}$$



Σχήμα 4.1. Ορθές τροπές και διατμητική τροπή σε στοιχείο δύο διαστάσεων στο καθολικό σύστημα x-y.

Πριν από την αστοχία σε εφελκυσμό / θλίψη, το υλικό σημείο συμπεριφέρεται ως ένα ισότροπο ελαστικό υλικό. Οι τάσεις σ_{xy} στο καθολικό σύστημα x-y συνδέονται με

τις τροπές $\boldsymbol{\varepsilon}_{xy}$ μέσω του ελαστικού καταστατικού μητρώου \mathbf{D}_{xy} και το σύστημα των κύριων τάσεων ταυτίζεται με αυτό των κύριων τροπών. Στην περίπτωση της επίπεδης εντατικής κατάστασης, η σχέση τάσεων – τροπών στο καθολικό σύστημα x-y γράφεται:

$$\boldsymbol{\sigma}_{xy} = \mathbf{D}_{xy} \boldsymbol{\varepsilon}_{xy} \quad (4.1)$$

όπου

$$\boldsymbol{\sigma}_{xy} = \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix}, \quad \boldsymbol{\varepsilon}_{xy} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad \text{και} \quad \mathbf{D}_{xy} = \begin{bmatrix} \frac{E}{1-\nu^2} & \frac{\nu E}{1-\nu^2} & 0 \\ \frac{\nu E}{1-\nu^2} & \frac{E}{1-\nu^2} & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

E είναι το Μέτρο Ελαστικότητας και G το Μέτρο Διάτμησης. Επισημαίνεται ότι σε όλες τις σχέσεις αναφέρεται η διατμητική τροπή ε_{xy} (mechanical shear strain) και όχι η γωνιακή παραμόρφωση $\gamma_{xy} = 2 \cdot \varepsilon_{xy}$ (engineering shear strain).

Για την έναρξη της αστοχίας σε εφελκυσμό ή θλίψη χρησιμοποιούνται κριτήρια ως προς τις τροπές (strain based criteria). Έτσι μια ρωγμή (αστοχία σε εφελκυσμό), δημιουργείται όταν η κύρια τροπή είναι εφελκυστική και υπερβαίνει την εφελκυστική τροπή αστοχίας (τροπή η οποία αντιστοιχεί στην εφελκυστική αντοχή). Η ρωγμή σχηματίζεται σε επίπεδο κάθετο προς τη μέγιστη τροπή. Το υλικό από ισότροπο, μετατρέπεται σε μη γραμμικό ορθότροπο με άξονες ορθοτροπίας n-s, όπου ο άξονας n είναι κάθετος στο επίπεδο της ρωγμής και ο άξονας s παράλληλος (Σχήμα 4.2). Αντίστοιχα, αστοχία σε θλίψη συμβαίνει όταν η κύρια τροπή είναι θλιπτική και υπερβαίνει τη θλιπτική τροπή αστοχίας (τροπή η οποία αντιστοιχεί στη θλιπτική αντοχή).

Οι τρέχουσες κύριες τροπές $\boldsymbol{\varepsilon}_{ns}$ υπολογίζονται μέσω του μητρώου μετασχηματισμού τροπών $\mathbf{T}_\varepsilon(\varphi)$ με την ακόλουθη σχέση:

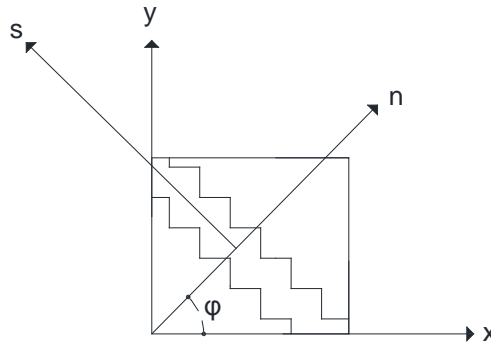
$$\boldsymbol{\varepsilon}_{ns} = \mathbf{T}_\varepsilon(\varphi) \boldsymbol{\varepsilon}_{xy} \quad (4.3)$$

όπου

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{ns} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{nn} \\ \varepsilon_{ss} \\ 0 \end{Bmatrix}, \mathbf{T}_{\varepsilon}(\varphi) = \mathbf{T}(\varphi)^{-1} = \begin{bmatrix} \cos^2\varphi & \sin^2\varphi & 2 \cdot \cos\varphi \cdot \sin\varphi \\ \sin^2\varphi & \cos^2\varphi & -2 \cdot \cos\varphi \cdot \sin\varphi \\ -\cos\varphi \cdot \sin\varphi & \cos\varphi \cdot \sin\varphi & \cos^2\varphi - \sin^2\varphi \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

και φ η γωνία μεταξύ καθολικού και τρέχοντος συστήματος κύριων τροπών. Η γωνία φ ορίζεται ως:

$$\varphi = \frac{1}{2} \arctan \frac{\gamma_{xy}}{\varepsilon_{xx} - \varepsilon_{yy}} = \frac{1}{2} \arctan \frac{2\varepsilon_{xy}}{\varepsilon_{xx} - \varepsilon_{yy}} \quad (4.5)$$



Σχήμα 4.2. Μετασχηματισμός καθολικού συστήματος x-y στο σύστημα ορθοτροπίας n-s.

Όπως έχει αναφερθεί, βασική παραδοχή του προσομοιώματος είναι ότι οι κύριες τάσεις υπολογίζονται στη διεύθυνση των κύριων τροπών, δηλαδή το σύστημα των κύριων τάσεων ταυτίζεται με αυτό των κύριων τροπών (coaxial approach). Οι κύριες τάσεις $\boldsymbol{\sigma}_{ns} = [\sigma_{nn} \quad \sigma_{ss} \quad 0]^t$ υπολογίζονται συναρτήσει των κύριων τροπών ως:

$$\boldsymbol{\sigma}_{ns} = \mathbf{F}(\boldsymbol{\varepsilon}_{ns}) \boldsymbol{\varepsilon}_{ns} \quad (4.6)$$

όπου $\mathbf{F}_{ns}(\boldsymbol{\varepsilon}_{ns})$, συνάρτηση με την οποία περιγράφεται η συμπεριφορά του υλικού ανάλογα αν βρίσκεται σε φάση φόρτισης, αποφόρτισης, ή επαναφόρτισης, έναντι θλίψης / εφελκυσμού. Για να ληφθεί υπόψη η επίδραση του λόγου Poisson (μεταβολή της έντασης σε μια διεύθυνση λόγω παραμόρφωσης σε εγκάρσια διεύθυνση), χρησιμοποιείται η αρχή της ισοδύναμης τροπής (equivalent strain concept)^[4.3]. Οι κύριες τροπές $\boldsymbol{\varepsilon}_{ns}$ αντικαθίστανται από τις ισοδύναμες κύριες τροπές $\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_{ns}$, οι οποίες στην περίπτωση δισδιάστατης επίπεδης εντατικής κατάστασης δίνονται μέσω της ακόλουθης σχέσης:

$$\begin{Bmatrix} \tilde{\epsilon}_{nn} \\ \tilde{\epsilon}_{ss} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{1-\nu^2} & \frac{\nu}{1-\nu^2} \\ \frac{\nu}{1-\nu^2} & \frac{1}{1-\nu^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_{nn} \\ \epsilon_{ss} \end{Bmatrix} \quad (4.7)$$

Στη συγκεκριμένη εργασία, ο λόγος Poisson θεωρείται σταθερός και ίσος με την αρχική του τιμή. Λαμβάνοντας υπόψη τη σχέση (4.7), η σχέση (4.6) γράφεται:

$$\boldsymbol{\sigma}_{ns} = \mathbf{F}(\tilde{\boldsymbol{\epsilon}}_{ns}) \tilde{\boldsymbol{\epsilon}}_{ns} = \begin{bmatrix} \mathbf{F}(\tilde{\epsilon}_{nn}) & 0 \\ 0 & \mathbf{F}(\tilde{\epsilon}_{ss}) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{\epsilon}_{nn} \\ \tilde{\epsilon}_{ss} \end{Bmatrix} \quad (4.8)$$

Με τον τρόπο αυτό οι τάσεις στο τοπικό σύστημα n-s δεν είναι συζευγμένες και ο υπολογισμός τους γίνεται συναρτήσει της αντίστοιχης ισοδύναμης κύριας τροπής χρησιμοποιώντας μονοαξονικές σχέσεις τάσεων – τροπών σε θλίψη και εφελκυσμό.

Το διάνυσμα των κύριων τάσεων $\boldsymbol{\sigma}_{ns}$ μετασχηματίζεται στο καθολικό σύστημα μέσω του μητρώου μετασχηματισμού τάσεων $\mathbf{T}_{\sigma}(\varphi)$:

$$\boldsymbol{\sigma}_{xy} = \mathbf{T}_{\sigma}(\varphi) \boldsymbol{\sigma}_{ns} \quad (4.9)$$

όπου

$$\mathbf{T}_{\sigma}(\varphi) = \mathbf{T}(\varphi) = \begin{bmatrix} \cos^2\varphi & \sin^2\varphi & -2 \cdot \cos\varphi \cdot \sin\varphi \\ \sin^2\varphi & \cos^2\varphi & 2 \cdot \cos\varphi \cdot \sin\varphi \\ \cos\varphi \cdot \sin\varphi & -\cos\varphi \cdot \sin\varphi & \cos^2\varphi - \sin^2\varphi \end{bmatrix} \quad (4.10)$$

Όπως έχει αναφερθεί η επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας γίνεται ακολουθώντας τη δυναμική ανάλυση ρητής ολοκλήρωσης, όπου η μόρφωση του μητρώου δυσκαμψίας δεν είναι απαραίτητη. Για λόγους πληρότητας της εργασίας δίνονται συνοπτικά οι σχέσεις για τον υπολογισμό του καταστατικού μητρώου. Αρχικά το καταστατικό μητρώο υπολογίζεται στο σύστημα κύριων τροπών n-s και ακολούθως μετασχηματίζεται στο καθολικό σύστημα x-y. Ξεκινώντας από τη σχέση τάσεων - τροπών στο σύστημα των κύριων τροπών n-s και χρησιμοποιώντας τις σχέσεις μετασχηματισμού τάσεων και τροπών, η σχέση (4.1) στο καθολικό σύστημα γράφεται:

$$\boldsymbol{\sigma}_{xy} = [\mathbf{T}(\varphi)^t \mathbf{D}_{ns} \mathbf{T}(\varphi)] \boldsymbol{\epsilon}_{xy} \quad (4.11)$$

Το εφαπτομενικό καταστατικό μητρώο στο σύστημα n-s δίνεται από την ακόλουθη σχέση^[4.7]:

$$\mathbf{D}_{ns} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \sigma_{nn}}{\partial \varepsilon_{nn}} & \frac{\partial \sigma_{nn}}{\partial \varepsilon_{ss}} & 0 \\ \frac{\partial \sigma_{ss}}{\partial \varepsilon_{nn}} & \frac{\partial \sigma_{ss}}{\partial \varepsilon_{ss}} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\sigma_{nn} - \sigma_{ss}}{2(\varepsilon_{nn} - \varepsilon_{ss})} \end{bmatrix} \quad (4.12)$$

Λόγω της σταδιακής μείωσης της αντοχής του υλικού μετά την αστοχία το εφαπτομενικό μητρώο δυσκαμψίας εμφανίζει αρνητικούς διαγώνιους όρους (μη θετικά ορισμένο) με αποτέλεσμα να οδηγεί σε αριθμητικές αστάθειες. Για το λόγο αυτό, συχνά χρησιμοποιείται το τέμνον καταστατικό μητρώο στο σύστημα n-s, το οποίο υπολογίζεται ως^[4.8, 4.9]:

$$\mathbf{D}_{ns} = \begin{bmatrix} \bar{\mathbf{E}}_{nn} & 0 & 0 \\ 0 & \bar{\mathbf{E}}_{ss} & 0 \\ 0 & 0 & \bar{\mathbf{G}}_{ns} \end{bmatrix} \quad (4.13)$$

όπου

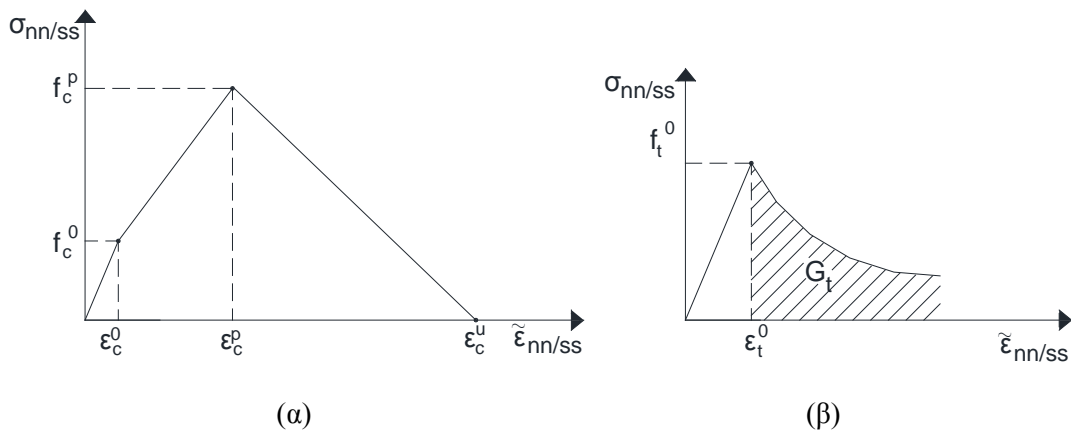
$$\bar{\mathbf{E}}_{nn} = \frac{\sigma_{nn}}{\varepsilon_{nn}}, \bar{\mathbf{E}}_{ss} = \frac{\sigma_{ss}}{\varepsilon_{ss}}, \bar{\mathbf{G}}_{ns} = \frac{\bar{\mathbf{E}}_{nn} \bar{\mathbf{E}}_{ss}}{\bar{\mathbf{E}}_{nn} + \bar{\mathbf{E}}_{ss}} \quad (4.14)$$

4.2. Σχέσεις τάσεων – τροπών υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Η μη γραμμική συμπεριφορά της τοιχοποιίας περιγράφεται στο τρέχον σύστημα κύριων τροπών χρησιμοποιώντας μονοαξονικές σχέσεις τάσης - ισοδύναμης τροπής, στη n ή στη s κύρια διεύθυνση. Τρεις τύποι καμπύλης χρησιμοποιούνται για την περιγραφή του υλικού: η μονοτονική καμπύλη σε θλίψη, η μονοτονική καμπύλη σε εφελκυσμό και οι καμπύλες μετάβασης από εφελκυσμό σε θλίψη και αντίστροφα. Η μονοτονική καμπύλη σε θλίψη αποτελείται από έναν ελαστικό κλάδο, ένα κλάδο κράτυνσης και ένα κλάδο χαλάρωσης (Σχήμα 4.3α). Η μονοτονική καμπύλη σε εφελκυσμό αποτελείται από έναν ελαστικό κλάδο και ένα κλάδο χαλάρωσης (Σχήμα 4.3β). Η μορφή των διαγραμμάτων τάσης - τροπής σε εφελκυσμό / θλίψη υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση επιλέχθηκε έτσι ώστε να είναι όσο το δυνατόν αντιπροσωπευτικότερα των διαθέσιμων πειραματικών αποτελεσμάτων (βλ.

Κεφάλαιο 3). Επίσης αντίστοιχα διαγράμματα, έχουν χρησιμοποιηθεί από πολλούς ερευνητές για την αριθμητική διερεύνηση φορέων από άοπλη τοιχοποιία^[4.10-4.14].

Οι έννοιες της ενέργειας θραύσης και της ζώνης ρηγμάτωσης^[4.15] χρησιμοποιούνται για την περιγραφή του φθιτού κλάδου στον εφελκυσμό, για την αντιμετώπιση του προβλήματος της ευαισθησίας των αριθμητικών αποτελεσμάτων ως προς το μέγεθος του πεπερασμένου στοιχείου που χρησιμοποιείται στην ανάλυση (Βλ. Κεφάλαιο 2). Το χαρακτηριστικό μήκος του πεπερασμένου στοιχείου h , αντιπροσωπεύει τη ζώνη ρηγμάτωσης. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιούνται τετρακομβικά πεπερασμένα στοιχεία επίπεδης έντασης με μειωμένο κανόνα ολοκλήρωσης. Το χαρακτηριστικό μήκος του στοιχείου αυτού ορίζεται ως $h = \sqrt{A}$, όπου A είναι το εμβαδό του πεπερασμένου στοιχείου.



Σχήμα 4.3. Μονοτονική καμπύλη σε (α): θλίψη και (β): εφελκυσμό.

Όπως έχει αναφερθεί στο Κεφάλαιο 3, η περιγραφή της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας σε επίπεδο υλικού έναντι ανακυκλιζόμενης φόρτισης είναι αρκετά πολύπλοκη. Φαινόμενα όπως το κλείσιμο και άνοιγμα των ρωγμών, η παραμένουσα τροπή κατά την αποφόρτιση, η μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας με την αύξηση του εύρους και των κύκλων φόρτισης, η μερική αποφόρτιση και η μερική επαναφόρτιση πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στη σχέση τάσεων – τροπών. Στην παρούσα εργασία, για την περιγραφή της σχέσης τάσεων – τροπών σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση γίνονται οι παρακάτω παραδοχές:

- Οι κλάδοι αποφόρτισης και επαναφόρτισης περιγράφονται με γραμμικές σχέσεις.
- Η μονοτονική καμπύλη σε εφελκυσμό και θλίψη περιβάλλει την καμπύλη της ανακυκλιζόμενης φόρτισης.

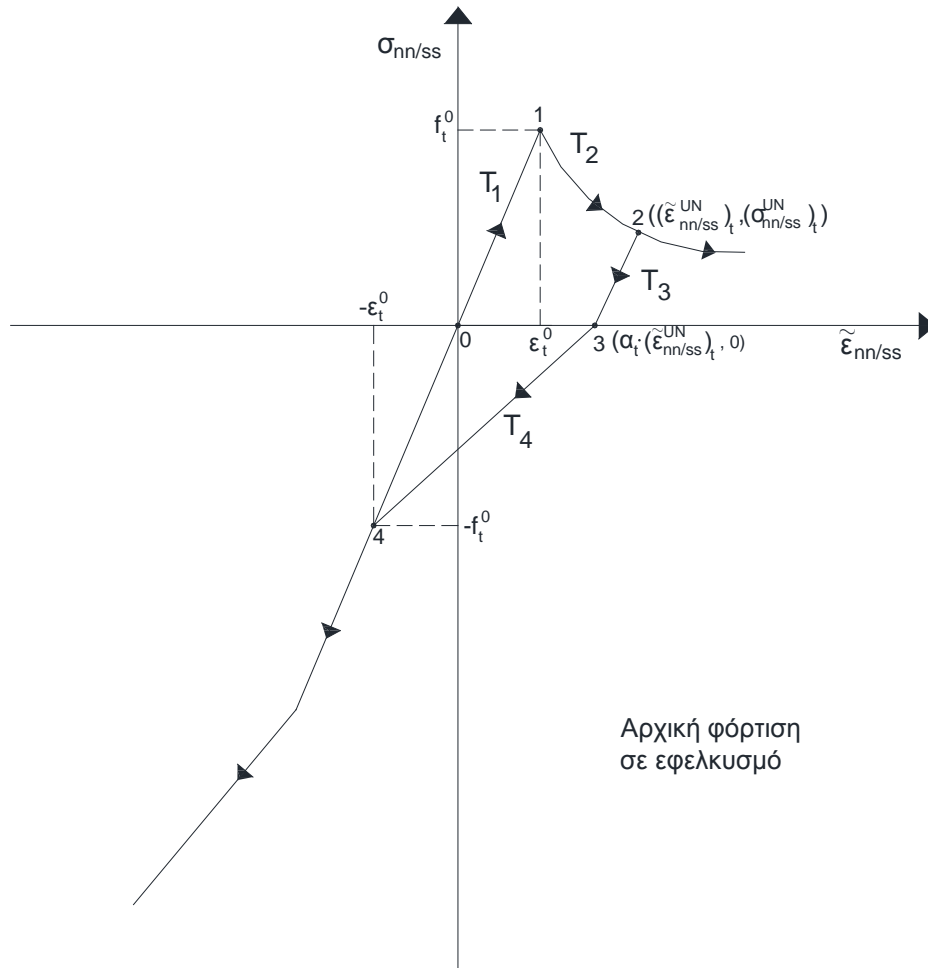
- Η αποφόρτιση ενός υλικού σημείου από εφελκυσμό σε θλίψη ή από θλίψη σε εφελκυσμό ξεκινάει από την αντίστοιχη μονοτονική καμπύλη.
- Η επαναφόρτιση ενός υλικού σημείου ολοκληρώνεται με την επιστροφή του στο σημείο αποφόρτισης στη μονοτονική καμπύλη.
- Η παραμένουσα τροπή σε εφελκυσμό και σε θλίψη κατά την αποφόρτιση θεωρείται ποσοστό της συνολικής τροπής η οποία αναπτύχθηκε στο υλικό σημείο κατά τον προηγούμενο κύκλο φόρτισης. Το ποσοστό αυτό είναι ανεξάρτητο από το εύρος της τροπής.
- Κατά την αποφόρτιση από θλίψη σε εφελκυσμό για τροπή μικρότερη από την παραμένουσα, η θλιπτική τάση θεωρείται μηδέν μέχρι η τροπή να γίνει εφελκυστική.
- Κατά την αποφόρτιση από εφελκυσμό σε θλίψη, η ρωγμή θεωρείται ότι κλείνει όταν η θλιπτική τροπή γίνει ίση με την τροπή για την οποία δημιουργήθηκε η ρωγμή. Το σημείο αυτό είναι ανεξάρτητο από την εύρος της τροπής αποφόρτισης.

4.2.1. Φόρτιση σε εφελκυσμό και αποφόρτιση

Στο Σχήμα 4.4 περιγράφεται η διαδρομή ενός υλικού σημείου, το οποίο φορτίζεται αρχικά σε εφελκυσμό στην κύρια διεύθυνση n ή s . Όταν η κύρια εφελκυστική τροπή είναι μικρότερη από την εφελκυστική τροπή αστοχίας ϵ_t^0 , η συμπεριφορά του υλικού είναι ελαστική και η φόρτιση / αποφόρτιση / επαναφόρτιση ακολουθεί την ευθεία γραμμή T_1 με κλίση E (Μέτρο Ελαστικότητας). Όταν η κύρια εφελκυστική τροπή ξεπεράσει την εφελκυστική τροπή αστοχίας, τότε γίνεται σταδιακή απομείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας του υλικού, φαινόμενα τα οποία περιγράφονται από το φθιτό κλάδο T_2 . Το σημείο 1 (ϵ_t^0, f_t^0) αντιστοιχεί στο σημείο έναρξης της ρηγμάτωσης. Η μονοτονική καμπύλη εφελκυσμού (Σχήμα 4.3β) δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\sigma_{nn/ss} = \begin{cases} E \cdot \tilde{\epsilon}_{nn/ss} & \tilde{\epsilon}_{nn/ss} \leq \epsilon_t^0 \\ f_t^0 \cdot \exp\left(-\frac{h \cdot f_t^0}{G_t} \cdot (\tilde{\epsilon}_{nn/ss} - \epsilon_t^0)\right) & \tilde{\epsilon}_{nn/ss} > \epsilon_t^0 \end{cases} \quad (4.15)$$

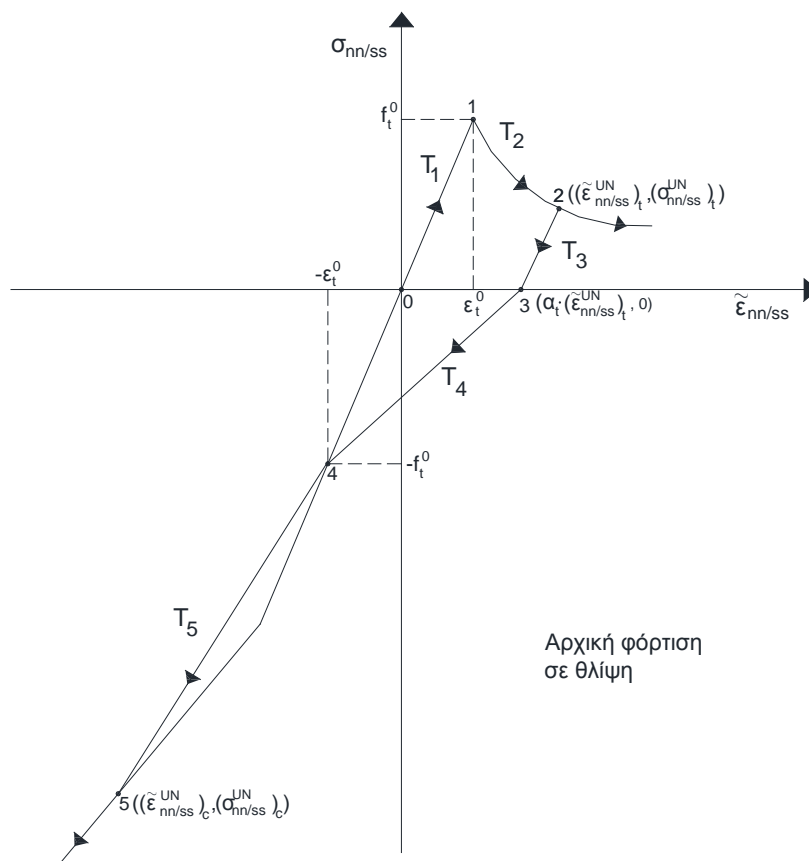
όπου $\sigma_{nn/ss}$ και $\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}$ είναι οι κύριες τάσεις και οι ισοδύναμες κύριες τροπές κατά τη διεύθυνση n ή s αντίστοιχα, E είναι το Μέτρο Ελαστικότητας, f_t^0 είναι η εφελκυστική αντοχή, ε_t^0 είναι η εφελκυστική τροπή αστοχίας, η οποία δίνεται ως $\varepsilon_t^0 = f_t^0 / E$, G_t είναι η ενέργεια θραύσης ρωγμής τύπου I (εφελκυσμό) και h το χαρακτηριστικό μήκος του πεπερασμένου στοιχείου.



Σχήμα 4.4. Διαδρομές εφελκυστικής τροπής (αρχική φόρτιση σε εφελκυσμό): 0-1-2: φόρτιση σε εφελκυσμό, 2-3-4: αποφόρτιση, 4-: φόρτιση σε θλίψη (μονοτονική καμπύλη).

Εάν συμβεί μια αντιστροφή τροπής στο σημείο 2 $((\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{UN})_t, (\sigma_{nn/ss}^{UN})_t)$ (Σχήμα 4.4) το οποίο βρίσκεται στον φθιτό κλάδο T_2 ($\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{t+\Delta t} > 0$ και $\Delta \tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{t+\Delta t} = \tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{t+\Delta t} - \tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^t < 0$), τότε το υλικό σημείο αρχίζει να αποφορτίζεται ακολουθώντας τους κλάδους T_3 και T_4 , μέχρι να ξεκινήσει μια φόρτιση σε θλίψη από το σημείο 4. Οι κλάδοι T_3 και T_4 είναι γραμμικές σχέσεις μεταξύ των σημείων 2-3 και 3-4 αντίστοιχα. Το σημείο 3

$(\alpha_t \cdot (\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{UN})_t, 0)$ αντιστοιχεί στο σημείο μηδενικής εφελκυστικής τάσης με παραμένουσα τροπή. Ο συντελεστής α_t ορίζει το ποσοστό της παραμένουσας τροπής ως προς την τροπή $(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{UN})_t$ στο σημείο αποφόρτισης. Με τον κλάδο T_4 περιγράφεται η σταδιακή ανάκτηση της δυσκαμψίας του υλικού. Το σημείο 4 (ε_p, f_p) αντιστοιχεί στο σημείο όπου η ρωγή κλείνει και ορίζεται ανεξάρτητα από την τροπή αποφόρτισης. Στην παρούσα εργασία γίνεται η παραδοχή ότι μια ρωγή κλείνει όταν η θλιπτική τροπή γίνει ίση με την τροπή για την οποία δημιουργήθηκε, δηλαδή το σημείο 4 αντιστοιχεί στο σημείο $(-\varepsilon_t^0, -f_t^0)$. Από το σημείο 4, ξεκινάει η φόρτιση σε θλίψη ακολουθώντας τη μονοτονική καμπύλη θλίψης στην περίπτωση που το υλικό σημείο δεν έχει φορτιστεί σε θλίψη ή έχει φορτιστεί / αποφορτιστεί ελαστικά σε προηγούμενο κύκλο φόρτισης (Σχήμα 4.4). Στην περίπτωση που το υλικό έχει διαρρέψει σε θλίψη σε προηγούμενο κύκλο φόρτισης (Σχήμα 4.5) τότε μετά το σημείο 4 ακολουθείται ο κλάδος T_5 .



Σχήμα 4.5. Διαδρομές εφελκυστικής τροπής (αρχική φόρτιση σε θλίψη): 0-1-2: φόρτιση σε εφελκυσμό μετά από φόρτιση σε θλίψη, 2-3-4: αποφόρτιση, 4-5: φόρτιση μέχρι το σημείο αποφόρτισης σε θλίψη, 5-φόρτιση σε θλίψη (μονοτονική καμπύλη).

Το σημείο 5 $\left(\left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_c, \left(\sigma_{nn/ss}^{UN}\right)_c\right)$ αντιστοιχεί στο σημείο αποφόρτισης σε θλίψη (Σχήμα 4.5). Ο κλάδος T_5 δίνεται από τη γραμμική σχέση μεταξύ των σημείων 4-5. Οι κλάδοι T_3 , T_4 και T_5 περιγράφονται από τις ακόλουθες σχέσεις:

Κλάδος T_3 :

$$\sigma_{nn/ss} = \left(\sigma_{nn/ss}^{UN}\right)_t + \frac{\left(\sigma_{nn/ss}^{UN}\right)_t}{\left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_t - \alpha_t \cdot \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_t} \cdot \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss} - \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_t\right) \text{ εάν } \alpha_t \cdot \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_t \leq \tilde{\varepsilon}_{nn/ss} \leq \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_t \quad (4.16)$$

Κλάδος T_4 :

$$\sigma_{nn/ss} = \frac{f_p}{\varepsilon_p - \alpha_t \cdot \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_t} \cdot \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss} - \alpha_t \cdot \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_t\right) \text{ εάν } \varepsilon_p \leq \tilde{\varepsilon}_{nn/ss} \leq \alpha_t \cdot \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_t \quad (4.17)$$

Κλάδος T_5 :

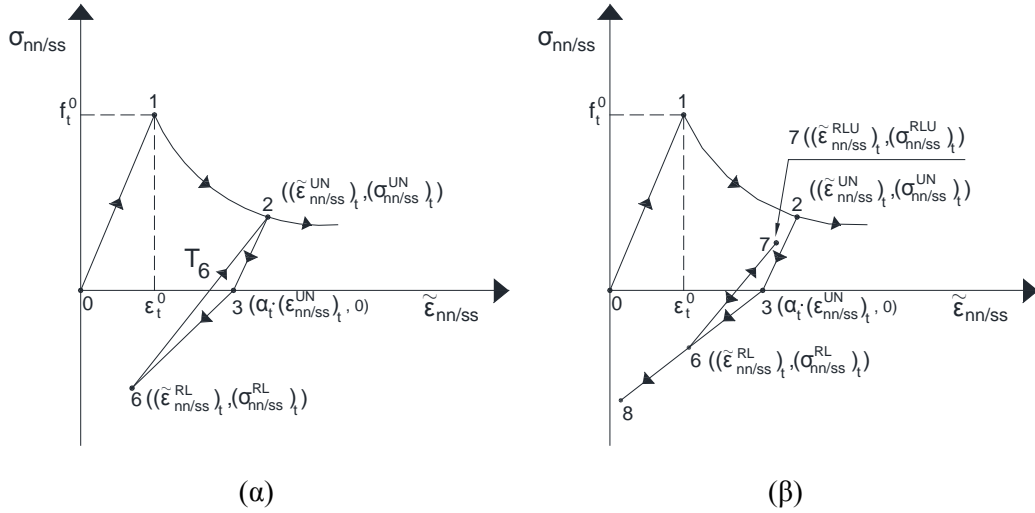
$$\sigma_{nn/ss} = f_p + \frac{\left(\sigma_{nn/ss}^{UN}\right)_c - f_p}{\left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_c - \varepsilon_p} \cdot \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss} - \varepsilon_p\right) \text{ εάν } \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_c \leq \tilde{\varepsilon}_{nn/ss} \leq \varepsilon_p \cdot \quad (4.18)$$

Μια αντιστροφή της τροπής μπορεί να συμβεί πριν από την πλήρη αποφόρτιση και την έναρξη της φόρτισης στη θλίψη [σημείο 6 $\left(\left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{RL}\right)_t, \left(\sigma_{nn/ss}^{RL}\right)_t\right)$, Σχήμα 4.6α] οδηγώντας σε επαναφόρτιση σε εφελκυσμό (κλάδος T_6). Ο κλάδος T_6 περιγράφεται από τη γραμμική σχέση μεταξύ των σημείων 6-2 ως:

Κλάδος T_6 :

$$\sigma_{nn/ss} = \left(\sigma_{nn/ss}^{RL}\right)_t + \frac{\left(\sigma_{nn/ss}^{UN}\right)_t - \left(\sigma_{nn/ss}^{RL}\right)_t}{\left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_t - \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{RL}\right)_t} \cdot \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss} - \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{RL}\right)_t\right) \text{ εάν } \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{RL}\right)_t \leq \tilde{\varepsilon}_{nn/ss} \leq \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_t \quad (4.19)$$

Επίσης στην περίπτωση που συμβεί μια καινούργια αντιστροφή τροπής κατά τη διάρκεια της επαναφόρτισης [σημείο 7 $\left(\left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{RLU}\right)_t, \left(\sigma_{nn/ss}^{RLU}\right)_t\right)$, Σχήμα 4.6β], τότε ξεκινάει μερική αποφόρτιση ακολουθώντας τον κλάδο T_6 μέχρι το σημείο επαναφόρτισης (σημείο 6) και στη συνέχεια ακολουθείται ο κλάδος αποφόρτισης.



Σχήμα 4.6. Εφελκυσμός: Μερική αποφόρτιση/μερική επαναφόρτιση (α): 0-1-2: φόρτιση, 2-3-6: αποφόρτιση, 6-2: επαναφόρτιση, (β): 0-1-2: φόρτιση, 2-3-6: αποφόρτιση, 6-7: μερική επαναφόρτιση, 7-6: μερική αποφόρτιση, 6-8: αποφόρτιση.

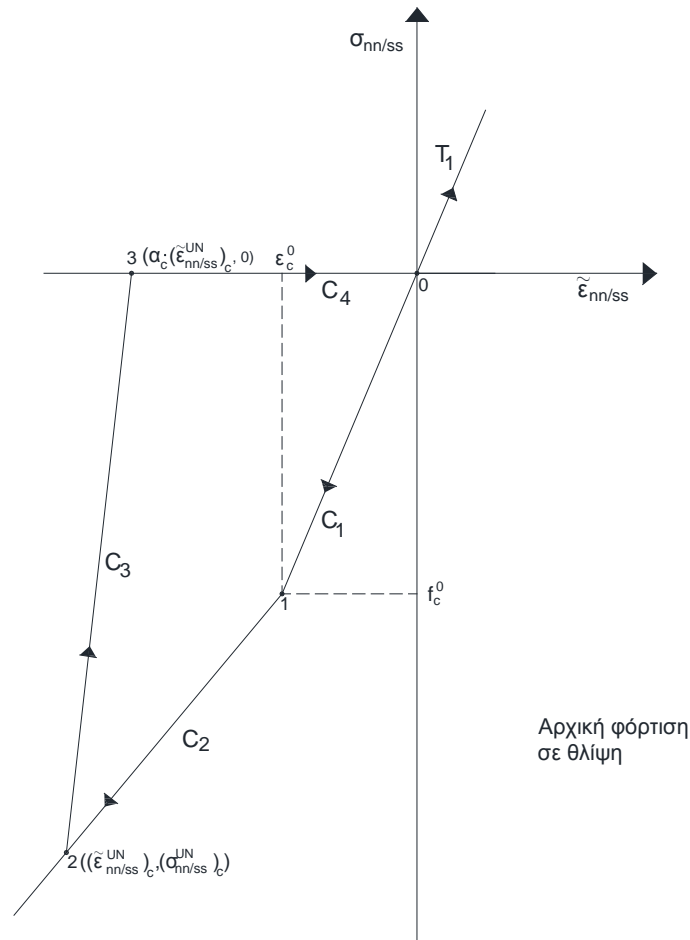
4.2.2. Φόρτιση σε θλίψη και αποφόρτιση

Στο Σχήμα 4.7 περιγράφεται η διαδρομή ενός υλικού σημείου, το οποίο φορτίζεται αρχικά σε θλίψη στην κύρια διεύθυνση n ή s . Όταν η θλιπτική τροπή είναι μικρότερη από την θλιπτική τροπή διαρροής ε_c^0 , η συμπεριφορά του υλικού είναι ελαστική και η φόρτιση / αποφόρτιση / επαναφόρτιση ακολουθεί την ευθεία γραμμή C_1 με κλίση E (Μέτρο Ελαστικότητας). Όταν η θλιπτική τροπή ξεπεράσει την θλιπτική τροπή διαρροής, τότε η συμπεριφορά του υλικού περιγράφεται από την καμπύλη C_2 , η οποία αποτελείται από ένα ανοδικό και ένα φθιτό κλάδο. Το σημείο 1 (ε_c^0, f_c^0) αντιστοιχεί στο σημείο διαρροής. Η μονοτονική καμπύλη θλίψης (Σχήμα 4.3α) δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\sigma_{nn/ss} = \begin{cases} E \cdot \tilde{\varepsilon}_{nn/ss} & \tilde{\varepsilon}_{nn/ss} \geq \varepsilon_c^0 \\ f_c^0 + \frac{f_c^p - f_c^0}{\varepsilon_c^p - \varepsilon_c^0} \cdot (\tilde{\varepsilon}_{nn/ss} - \varepsilon_c^0) & \varepsilon_c^p \leq \tilde{\varepsilon}_{nn/ss} < \varepsilon_c^0 \\ f_c^p \cdot \left(1 - \frac{\tilde{\varepsilon}_{nn/ss} - \varepsilon_c^p}{\varepsilon_c^u - \varepsilon_c^p}\right) & \varepsilon_c^u \leq \tilde{\varepsilon}_{nn/ss} < \varepsilon_c^p \\ 0 & \tilde{\varepsilon}_{nn/ss} < \varepsilon_c^u \end{cases} \quad (4.20)$$

όπου $\sigma_{nn/ss}$ και $\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}$ είναι οι κύριες τάσεις και οι ισοδύναμες κύριες τροπές κατά τη διεύθυνση n ή s αντίστοιχα, f_c^0 είναι η θλιπτική αντοχή διαρροής, ε_c^0 είναι η θλιπτική τροπή διαρροής η οποία δίνεται ως $\varepsilon_c^0 = f_c^0 / E$, f_c^p είναι η μέγιστη θλιπτική αντοχή,

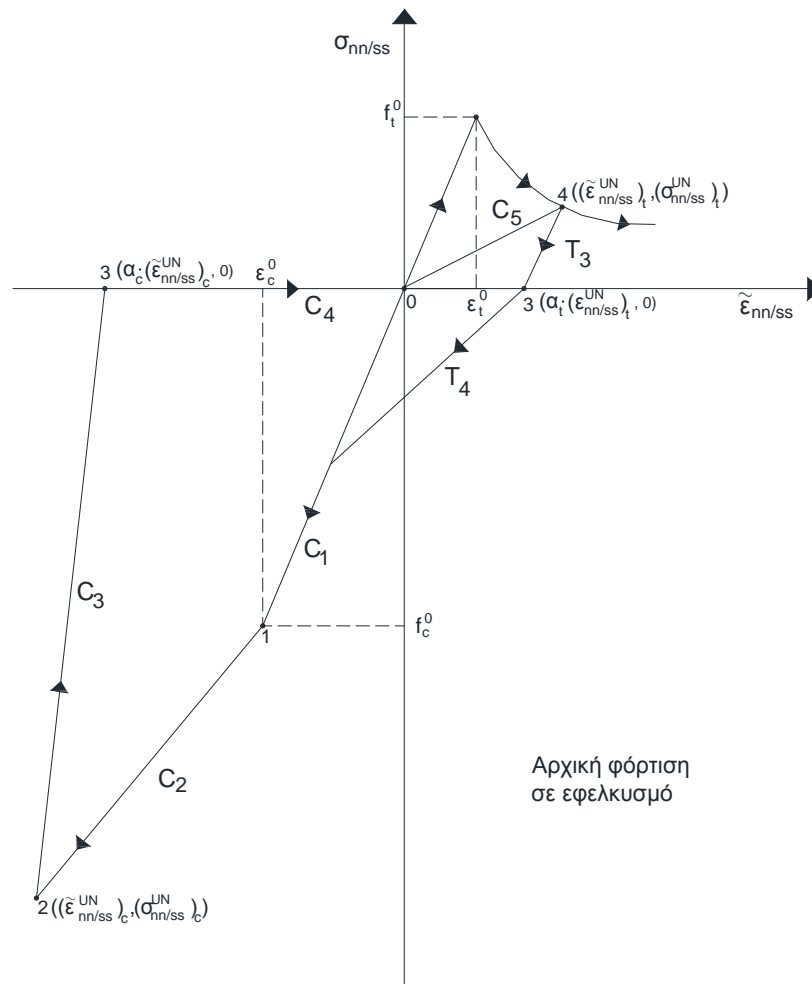
ε_c^p είναι η θλιπτική τροπή η οποία αντιστοιχεί στη μέγιστη θλιπτική αντοχή f_c^p και ε_c^u είναι η τελική θλιπτική τροπή. Όπως φαίνεται από τη σχέση (4.20), οι κλάδοι κράτυνσης και χαλάρωσης της μονοτονικής καμπύλη τάσεων - τροπών σε θλίψη περιγράφονται με γραμμικές σχέσεις. Οι κλάδοι αυτοί, μπορούν επίσης να περιγραφούν με παραβολές^[4.10] και επιπλέον ο κλάδος χαλάρωσης μπορεί να καθοριστεί με τη χρήση της ενέργειας θραύσης^[4.10].



Σχήμα 4.7. Διαδρομές θλιπτικής τροπής (αρχική φόρτιση σε θλίψη): 0-1-2: φόρτιση σε θλίψη, 2-3-0: αποφόρτιση, 0-: φόρτιση σε εφελκυσμό (μονοτονική καμπύλη).

Εάν συμβεί μια αντιστροφή της τροπής στο σημείο 2 $\left((\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^UN)_c, (\sigma_{nn/ss}^UN)_c \right)$ (Σχήμα 4.7) το οποίο βρίσκεται στον ανοδικό ή καθοδικό κλάδο C_2 ($\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{t+\Delta t} < 0$ και $\Delta \tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{t+\Delta t} = \tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{t+\Delta t} - \tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^t > 0$), τότε το υλικό σημείο αρχίζει να αποφορτίζεται ακολουθώντας τους κλάδους C_3 και C_4 , μέχρι να ξεκινήσει μια φόρτιση σε εφελκυσμό. Ο κλάδος C_3 περιγράφεται από τη γραμμική σχέση μεταξύ των σημείων

2-3. Το σημείο 3 $(\alpha_c \cdot (\tilde{\epsilon}_{nn/ss}^{UN})_c, 0)$ αντιστοιχεί στο σημείο μηδενικής θλιπτικής τάσης με παραμένουσα τροπή. Ο συντελεστής α_c ορίζεται ως το ποσοστό της παραμένουσας τροπής προς την τροπή η οποία αντιστοιχεί στο σημείο αποφόρτισης $(\tilde{\epsilon}_{nn/ss}^{UN})_c$. Ο κλάδος C_4 κινείται στον άξονα nn/ss (μηδενική τάση), μέχρι η τροπή να γίνει θετική και να ξεκινήσει η φόρτιση στον εφελκυσμό. Από το σημείο 0, (αρχή των αξόνων) ακολουθείται η μονοτονική καμπύλη εφελκυσμού T_1 στην περίπτωση που το υλικό σημείο δεν έχει φορτιστεί σε εφελκυσμό ή έχει φορτιστεί / αποφορτιστεί στην ελαστική περιοχή. Στην περίπτωση που το υλικό σημείο έχει αστοχήσει σε εφελκυσμό σε προηγούμενο κύκλο φόρτισης (Σχήμα 4.8), τότε ακολουθείται ο κλάδος C_5 . Ο κλάδος C_5 δίνεται από τη γραμμική σχέση μεταξύ του σημείου 0 και του σημείου αποφόρτισης $((\tilde{\epsilon}_{nn/ss}^{UN})_t, (\sigma_{nn/ss}^{UN})_t)$ από εφελκυσμό (σημείο 4, Σχήμα 4.8).



Σχήμα 4.8. Διαδρομές θλιπτικής τροπής (αρχική φόρτιση σε εφελκυσμό): 0-1-2: φόρτιση σε θλίψη μετά από φόρτιση σε εφελκυσμό, 2-3-0: αποφόρτιση, 0-4: φόρτιση μέχρι το σημείο αποφόρτισης σε εφελκυσμό, 4-: φόρτιση σε εφελκυσμό (μονοτονική καμπύλη).

Οι κλάδοι C_3 , C_4 και C_5 περιγράφονται από τις ακόλουθες σχέσεις:

Κλάδος C_3 :

$$\sigma_{nn/ss} = \left(\sigma_{nn/ss}^{UN}\right)_c + \frac{\left(\sigma_{nn/ss}^{UN}\right)_c}{\left(\tilde{\epsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_c - \alpha_c \cdot \left(\tilde{\epsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_c} \cdot \left(\tilde{\epsilon}_{nn/ss} - \left(\tilde{\epsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_c\right) \text{ εάν } \alpha_c \cdot \left(\tilde{\epsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_c \geq \tilde{\epsilon}_{nn/ss} \geq \left(\tilde{\epsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_c \quad (4.21)$$

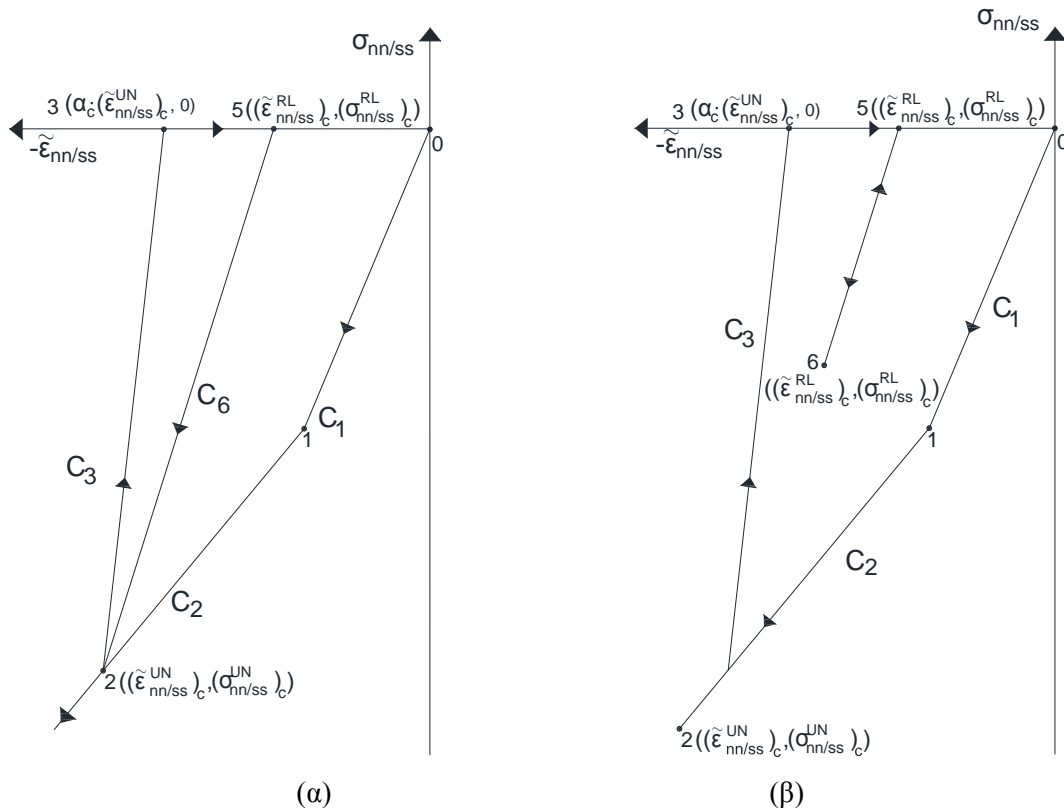
Κλάδος C_4 :

$$\sigma_{nn/ss} = 0 \text{ εάν } \alpha_c \cdot \left(\tilde{\epsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_c < \tilde{\epsilon}_{nn/ss} \leq 0 \quad (4.22)$$

Κλάδος C_5 :

$$\sigma_{nn/ss} = \frac{\left(\sigma_{nn/ss}^{UN}\right)_t}{\left(\tilde{\epsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_t} \cdot \tilde{\epsilon}_{nn/ss} \text{ εάν } 0 < \tilde{\epsilon}_{nn/ss} \leq \left(\tilde{\epsilon}_{nn/ss}^{UN}\right)_t \quad (4.23)$$

Μια αντιστροφή της τροπής μπορεί να συμβεί πριν από την πλήρη αποφόρτιση και την έναρξη της φόρτισης σε εφελκυσμό [σημείο 5 $\left(\left(\tilde{\epsilon}_{nn/ss}^{RL}\right)_c, \left(\sigma_{nn/ss}^{RL}\right)_c\right)$, Σχήμα 4.9α], οδηγώντας σε επαναφόρτιση σε θλίψη (κλάδος C_6).



Σχήμα 4.9. Θλίψη: Μερική αποφόρτιση/μερική επαναφόρτιση (α): 0-1-2: φόρτιση, 2-3-5: αποφόρτιση, 5-2: επαναφόρτιση, (β): 0-1-2: φόρτιση, 2-5: αποφόρτιση, 5-6: μερική επαναφόρτιση, 6-5: μερική αποφόρτιση, 5-3: αποφόρτιση.

Ο κλάδος C_6 περιγράφεται από τη γραμμική σχέση μεταξύ των σημείων 5-2 ως:

Κλάδος C_6 :

$$\sigma_{nn/ss} = \left(\sigma_{nn/ss}^{RL} \right)_c + \frac{\left(\sigma_{nn/ss}^{UN} \right)_c - \left(\sigma_{nn/ss}^{RL} \right)_c}{\left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{UN} \right)_c - \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{RL} \right)_c} \cdot \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss} - \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{RL} \right)_c \right) \text{ εάν } \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{RL} \right)_c > \tilde{\varepsilon}_{nn/ss} \geq \left(\tilde{\varepsilon}_{nn/ss}^{UN} \right)_c \quad (4.24)$$

Επίσης στην περίπτωση που συμβεί μια καινούργια αντιστροφή τροπής κατά τη διάρκεια της επαναφόρτισης (σημείο 6, Σχήμα 4.9β), ξεκινάει μερική αποφόρτιση ακολουθώντας τον κλάδο C_6 μέχρι το σημείο επαναφόρτισης (σημείο 5, Σχήμα 4.9β) και στη συνέχεια το υλικό σημείο ακολουθεί τους κλάδους αποφόρτισης.

4.2.3. Παράμετροι υλικού

Για την εφαρμογή του καταστατικού νόμου της περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής συνολικών τροπών χρειάζονται εννέα παράμετροι: το Μέτρο Ελαστικότητας E , ο λόγος Poisson ν , η εφελκυστική αντοχή / τροπή f_t^0/ε_t^0 , η ενέργεια θραύσης ρωγμής τύπου I G_t , η μέγιστη θλιπτική αντοχή f_c^p , η μέγιστη θλιπτική τροπή ε_c^p , η παράμετρος αποφόρτισης από εφελκυσμό, α_t , η τάση / τροπή για την οποία κλείνει η εφελκυστική ρωγμή f_p/ε_p και η παράμετρος αποφόρτισης από θλίψη, α_c .

Οι παράμετροι αυτοί μπορούν να προκύψουν από την πρότυπη δοκιμή θλίψης και από τη δοκιμή διαγώνιας θλίψης. Η ενέργεια θραύσης μπορεί να εκτιμηθεί από τιμές οι οποίες δίδονται στη βιβλιογραφία (βλ. Κεφάλαιο 3). Επιπλέον, λόγω έλλειψης πειραματικών δεδομένων, για τον ορισμό της μονοτονικής καμπύλης σε θλίψη, η θλιπτική αντοχή διαρροής f_c^0 μπορεί να λαμβάνεται ίση με το 1/3 της μέγιστης θλιπτικής αντοχής f_c^p και η τελική θλιπτική τροπή ε_c^u , ίση με $2\varepsilon_c^p$ [4.10].

4.3. Δυναμική ανάλυση με ρητή ολοκλήρωση (explicit dynamic analysis)

Η δυναμική μέθοδος ρητής ολοκλήρωσης είναι κατάλληλη για την επίλυση δυναμικών φαινομένων, τα οποία πραγματοποιούνται σε υψηλές συχνότητες. Πλεονεκτήματα της μεθόδου είναι ότι δεν απαιτείται ο υπολογισμός του καταστατικού μητρώου και η μόνωση του μητρώου δυσκαμψίας. Επιπλέον, δεν

εκτελούνται εσωτερικές επαναλήψεις και η εν χρόνω ολοκλήρωση γίνεται σε πολλά μικρά βήματα.

Η δυναμική μέθοδος ρητής ολοκλήρωσης μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί και για την επίλυση στατικών προβλημάτων υπό την προϋπόθεση ότι η κινηματική ενέργεια παραμένει μικρή συγκρινόμενη με την εσωτερική ενέργεια του συστήματος κατά τη διάρκεια της ανάλυσης^[4,14]. Αυτό επιτυγχάνεται με την κατάλληλη αύξηση του χρόνου επιβολής της φόρτισης. Ο χρόνος φόρτισης εκτιμάται από τη μικρότερη ιδιοσυχνότητα του εξεταζόμενου φορέα έτσι ώστε οι αδρανειακές δυνάμεις να παραμείνουν μικρές καθ' όλη τη διάρκεια της ανάλυσης. Τεχνικές όπως η διαβάθμιση της μάζας (mass scaling) ή επιβολή της φόρτισης μέσω ομαλής (χωρίς απότομες μεταβολές) καμπύλης (smoothing amplitude curves), προτείνονται επίσης όταν η δυναμική ανάλυση ρητής ολοκλήρωσης χρησιμοποιείται για την επίλυση στατικών προβλημάτων.

Στην περίπτωση στατικών προβλημάτων, η εσωτερική ενέργεια είναι περίπου ίση με το έργο των εξωτερικά επιβαλλόμενων δυνάμεων. Για τα προβλήματα που εξετάζονται στην παρούσα εργασία, η εσωτερική ενέργεια είναι το άθροισμα της ελαστικής ενέργειας και της ενέργειας λόγω πλαστικής παραμόρφωσης του υλικού.

Στη δυναμική μέθοδο ρητής ολοκλήρωσης, η μέθοδος των κεντρικών διαφορών (central difference method) χρησιμοποιείται για την εν χρόνω ολοκλήρωση των εξισώσεων ισορροπίας. Η επιτάχυνση στην αρχή κάθε επαυξητικού βήματος δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\ddot{\mathbf{u}}_{(t)} = \mathbf{M}^{-1} \cdot (\mathbf{F}_{(t)} - \mathbf{I}_{(t)}) \quad (4.25)$$

όπου \mathbf{M} είναι το διαγώνιο μητρώο μάζας, $\mathbf{F}_{(t)}$ και $\mathbf{I}_{(t)}$ είναι το διάνυσμα των εξωτερικά επιβαλλόμενων δυνάμεων και των εσωτερικών δυνάμεων αντίστοιχα. Η ολοκλήρωση των επιταχύνσεων οδηγεί στον υπολογισμό της μεταβολής της ταχύτητας. Η μεταβολή αυτή προστίθεται στην ταχύτητα του κεντρικού διαστήματος του προηγούμενου βήματος $\dot{\mathbf{u}}_{(t-\frac{\Delta t}{2})}$ για να προκύψει η ταχύτητα στο κεντρικό

διάστημα του τρέχοντος βήματος $\dot{\mathbf{u}}_{(t+\frac{\Delta t}{2})}$ ως:

$$\dot{u}_{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \dot{u}_{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \frac{\Delta t_{(t+\Delta t)} + \Delta t_{(t)}}{2} \ddot{u}_{(t)} \quad (4.26)$$

Από την ολοκλήρωση της ταχύτητας και την πρόσθεση του αποτελέσματος στη μετακίνηση στην αρχή του επαυξητικού βήματος $u_{(t)}$, προκύπτει η μετακίνηση στο τέλος του επαυξητικού βήματος $u_{(t+\Delta t)}$ ως:

$$u_{(t+\Delta t)} = u_{(t)} + \Delta t_{(t+\Delta t)} \cdot \dot{u}_{(t+\frac{\Delta t}{2})} \quad (4.27)$$

Στη συνέχεια υπολογίζονται οι επαυξητικές τροπές, οι τάσεις και οι επικόμβιες δυνάμεις κάθε στοιχείου στο τέλος κάθε βήματος και η διαδικασία επαναλαμβάνεται με την επίλυση της σχέσης (4.25) για το επόμενο επαυξητικό βήμα.

Ο αλγόριθμος επίλυσης είναι σταθερός υπό την προϋπόθεση ότι το επαυξητικό βήμα Δt είναι μικρότερο από το όριο Δt_{\max} (stability limit). Το όριο αυτό ορίζεται ως:

$$\Delta t_{\max} = \frac{2}{\omega_{\max}} \quad (4.28)$$

σε σύστημα χωρίς απόσβεση και

$$\Delta t_{\max} = \frac{2}{\omega_{\max}} \left(\sqrt{1 + \zeta^2} - \zeta \right) \quad (4.29)$$

σε σύστημα με απόσβεση. Στις σχέσεις (4.28) και (4.29), ω_{\max} και ζ είναι η μεγαλύτερη κυκλική ιδιοσυχνότητα και ζ η απόσβεση της ιδιοσυχνότητας αυτής αντίστοιχα. Εναλλακτικά το όριο αυτό μπορεί να εκτιμηθεί από το μήκος του στοιχείου L_e και την ταχύτητα διάδοσης των κυμάτων c_d :

$$\Delta t_{\max} = \frac{L_e}{c_d} \text{ και } c_d = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (4.30)$$

Γενικά το όριο Δt_{\max} επηρεάζεται από την πυκνότητα του υλικού, το Μέτρο Ελαστικότητας του και το μέγεθος του πεπερασμένου στοιχείου. Στην περίπτωση μη γραμμικότητας υλικού που εξετάζεται στην παρούσα εργασία, το όριο Δt_{\max} αναπροσαρμόζεται σε κάθε χρονικό βήμα, αφού η ταχύτητα των κυμάτων

μεταβάλλεται με τη διαρροή του υλικού. Μετά τη διαρροή, η ταχύτητα c_d μειώνεται λόγω μείωσης του Μέρους Ελαστικότητας και το όριο Δt_{\max} αυξάνει.

Τέλος αναφέρεται ότι κατά την ανάλυση εισάγεται αριθμητική απόσβεση 6% (bulk viscosity)^[4.16], για την απόσβεση των ψηλών συχνοτήτων.

4.4. Ανάλυση φορέων από τοιχοποιία

Ο καταστατικός νόμος που παρουσιάστηκε στην Παράγραφο 4.1, κωδικοποιήθηκε σε γλώσσα προγραμματισμού Fortran χρησιμοποιώντας την υπορουτίνα Vumat του λογισμικού Abaqus/Explicit. Οι κυρίες τροπές και οι αντίστοιχες διευθύνσεις τους προσδιορίζονται με την επαναληπτική μέθοδος Jacobi^[4.17]. Σε όλες τις εφαρμογές χρησιμοποιείται τετρακομβικό στοιχείο επίπεδης έντασης με μειωμένο κανόνα ολοκλήρωσης.

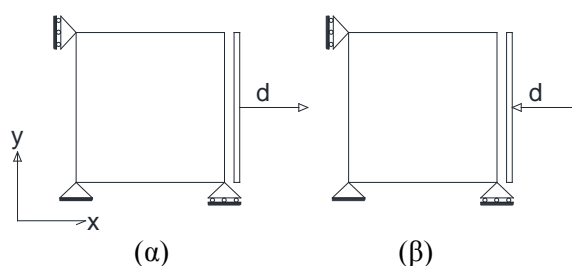
Ο έλεγχος του καταστατικού προσομοιώματος γίνεται τόσο για ένα στοιχείο όσο και για φορέα αποτελούμενο από πολλά στοιχεία. Σε κλίμακα στοιχείου, το εξεταζόμενο στοιχείο υποβάλλεται σε διάφορες μονοαξονικές μετακινήσεις ανακυκλιζόμενης μορφής σε εφελκυσμό και σε θλίψη για τον έλεγχο όλων των πιθανών διαδρομών φόρτισης (φόρτιση, αποφόρτιση, επαναφόρτιση, μερική αποφόρτιση και μερική επαναφόρτιση). Σε κλίμακα φορέα, γίνεται αρχικά παραμετρική ανάλυση για τη διερεύνηση των παραμέτρων που επηρεάζουν τη συμπεριφορά του φορέα ως σύνολο (ιδιότητες υλικού και χρόνος επιβολής φόρτισης) και ακολουθεί ο έλεγχος αξιοπιστίας του καταστατικού νόμου με τη σύγκριση αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων. Σε όλες τις αναλύσεις το δίκτυο των πεπερασμένων στοιχείων του φορέα είναι αντιπροσωπευτικό του δομικού συστήματος της εξεταζόμενης τοιχοποιίας και η διάσταση κάθε πεπερασμένου στοιχείου περιλαμβάνει λιθόσωμα και αρμό κονιάματος.

Όπως έχει αναφερθεί, για την επίλυση των στατικών προβλημάτων χρησιμοποιείται η δυναμική μέθοδος ρητής ολοκλήρωσης. Ο χρόνος επιβολής της φόρτισης εκτιμάται λαμβάνοντας υπόψη τη μικρότερη ιδιοσυχνότητα του εξεταζόμενου φορέα. Για το λόγο αυτό, πριν την επίλυση του κάθε προβλήματος γίνεται υπολογισμός των ιδιοσυχνοτήτων του αντίστοιχου φορέα στο λογισμικό Abaqus/Standard^[4.16].

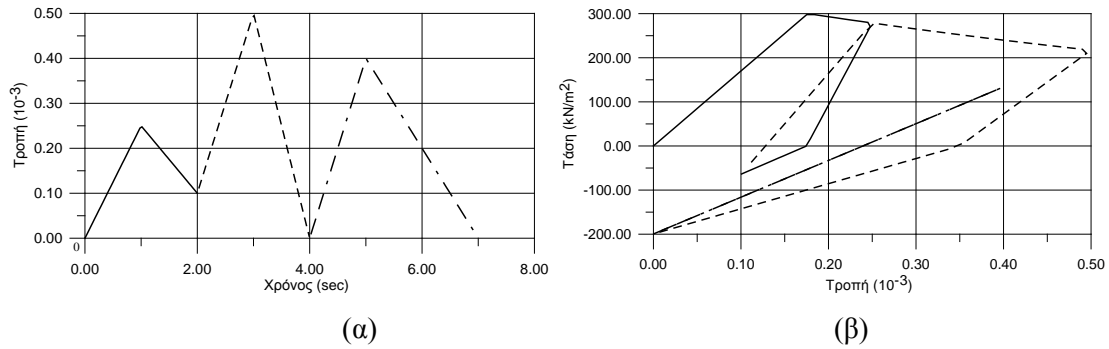
παρούσα εργασία, ο χρόνος επιβολής της φόρτισης προκύπτει πολλαπλασιάζοντας το χρόνο ο οποίος αντιστοιχεί στη μικρότερη ιδιοσυχνότητα τουλάχιστον επί 100 (βλ. Παράγραφο 4.4.2). Η εκτίμηση του χρόνου φόρτισης με τον τρόπο αυτό προτείνεται και στη βιβλιογραφία^[4.14]. Επιπλέον, σε κάθε εξεταζόμενη περίπτωση, ελέγχεται ότι η κινηματική ενέργεια παραμένει μικρή συγκρινόμενη με την εσωτερική ενέργεια κατά τη διάρκεια της ανάλυσης, έτσι ώστε οι αναπτυσσόμενες αδρανειακές δυνάμεις να παραμένουν αμελητέες. Επίσης, πριν από την επιβολή της κύριας φόρτισης, γίνεται έλεγχος ότι η ταλάντωση που δημιουργούν τα φορτία βαρύτητας και πρόσθετα φορτία έχει αποσβεστεί. Στις αναλύσεις σε κλίμακα φορέα, για την αποφυγή προβλημάτων στρογγυλοποίησης (round off errors) όλοι οι υπολογισμοί εκτελούνται με διπλή ακρίβεια. Επιπλέον, οι εξισώσεις ισορροπίας μορφώνονται στον παραμορφωμένο φορέα (λαμβάνεται υπόψη και γεωμετρική μη γραμμικότητα).

4.4.1. Έλεγχος καταστατικού νόμου σε κλίμακα ενός στοιχείου

Το καταστατικό προσομοίωμα ελέγχθηκε χρησιμοποιώντας ένα τετρακομβικό στοιχείο επίπεδης έντασης μοναδιαίων διαστάσεων με 1x1 κανόνα ολοκλήρωσης. Για να επιτυγχάνεται ομοιόμορφη ένταση στο στοιχείο, χρησιμοποιούνται οι συνοριακές συνθήκες όπως φαίνονται στο Σχήμα 4.10. Το εξεταζόμενο στοιχείο υποβάλλεται σε διάφορες μονοαξονικές μετακινήσεις ανακυκλιζόμενης μορφής για τον έλεγχο όλων των πιθανών διαδρομών σε εφελκυσμό και σε θλίψη. Οι έλεγχοι γίνονται τόσο κατά τη διεύθυνση x όσο και κατά τη διεύθυνση y του καθολικού συστήματος, οι οποίες στη συγκεκριμένη περίπτωση φόρτισης ταυτίζονται με τις κύριες διευθύνσεις n και s. Λόγω των μοναδιαίων διαστάσεων του στοιχείου, η επιβαλλόμενη μετακίνηση κατά τη διεύθυνση x ή y ισοδυναμεί με την ορθή τροπή ϵ_{xx} ή ϵ_{yy} . Στο Σχήμα 4.11 παρουσιάζεται ενδεικτικά η επιβαλλόμενη εφελκυστική τροπή κατά τη διεύθυνση x και το αντίστοιχο διάγραμμα τάσης - τροπής για τον έλεγχο του καταστατικού νόμου.



Σχήμα 4.10. Στοιχείο μοναδιαίων διαστάσεων για τον έλεγχο του καταστατικού προσομοιώματος κατά τη διεύθυνση x, (α): σε εφελκυσμό, (β): σε θλίψη.

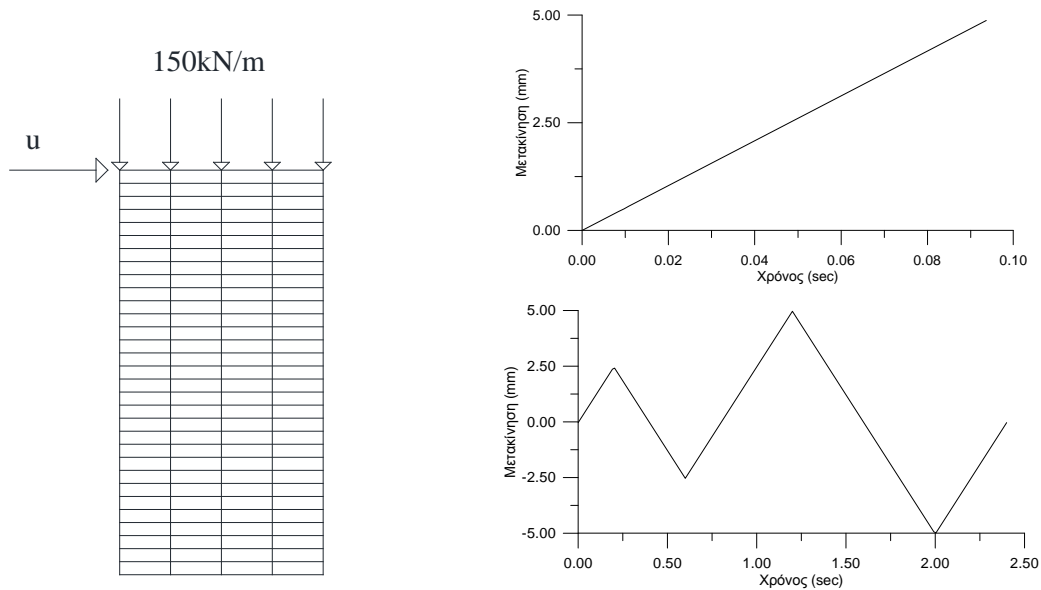


Σχήμα 4.11. Φόρτιση/ αποφόρτιση/ επαναφόρτιση/ μερική αποφόρτιση/ μερική επαναφόρτιση σε εφελκυσμό, (α) επιβαλλόμενη τροπή, (β): διάγραμμα τάσης-τροπής.

4.4.2. Παραμετρική διερεύνηση σε κλίμακα φορέα

Για τη διερεύνηση της επίδρασης των ιδιοτήτων του υλικού (μηχανικά χαρακτηριστικά) στη συνολική απόκριση ενός φορέα γίνεται μια σειρά παραμετρικών αναλύσεων. Η επίδραση της παραμέτρου αποφόρτισης από εφελκυσμό σε θλίψη α_t και της παραμέτρου αποφόρτισης από θλίψη σε εφελκυσμό α_c , διερευνάται έναντι ανακυκλιζόμενης φόρτισης, ενώ η εφελκυστική αντοχή f_t^0 , η ενέργεια θραύσης ρωγμής τύπου I G_t και η μέγιστη θλιπτική αντοχή f_c^p είναι παράμετροι που επηρεάζουν τη μονοτονική καμπύλη και εξετάζονται έναντι μονοτονικής φόρτισης. Πριν από τη διερεύνηση των προαναφερόμενων παραμέτρων γίνεται διερεύνηση της επίπτωσης του χρόνου επιβολής της φόρτισης.

Για τις αναλύσεις αυτές επιλέγεται ένας τοίχος διαστάσεων $2.00 \times 1.00 \times 0.25 \text{m}^3$ ο οποίος υποβάλλεται σε μονοτονική ή ανακυκλιζόμενη φόρτιση με επιβολή μετακίνησης στη στέψη του και ταυτόχρονη δράση κατακόρυφου φορτίου 150kN . Οι κόμβοι της βάσης θεωρούνται πακτωμένοι, ενώ οι κόμβοι της στέψης έχουν κοινή οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση. Ο τοίχος αυτός εξετάστηκε πειραματικά στο JRC^[4.18] και περιγράφεται στην Παράγραφο 4.4.3. Στο Σχήμα 4.12 φαίνεται το δίκτυο των πεπερασμένων στοιχείων του εξεταζόμενου φορέα. Στην περίπτωση της μονοτονικής φόρτισης, επιβάλλεται στο φορέα μονοτονικά αυξανόμενη μετακίνηση 5mm (Σχήμα 4.12), ενώ στην περίπτωση της ανακυκλιζόμενης φόρτισης, επιβάλλονται δύο κύκλοι εύρους 2.50mm και 5.00mm (Σχήμα 4.12).



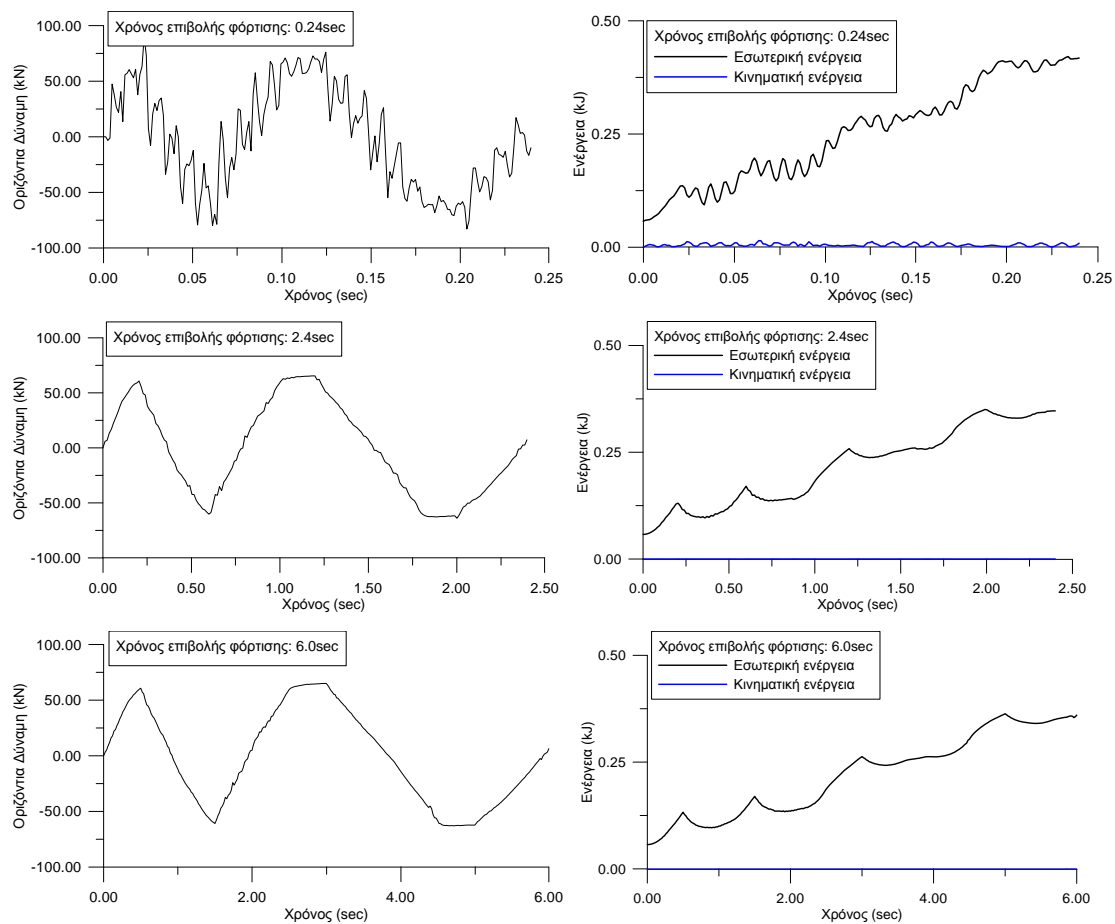
Σχήμα 4.12. Εξεταζόμενος φορέας παραμετρικών αναλύσεων: Δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων, επιβαλλόμενη μονοτονική και ανακυκλιζόμενη μετακίνηση.

4.4.2.1. Εκτίμηση του χρόνου επιβολής της φόρτισης

Για την εκτίμηση του χρόνου επιβολής της φόρτισης υπολογίζονται αρχικά οι ιδιοσυχνότητες του εξεταζόμενου φορέα στο λογισμικό Abaqus/Standard. Η ιδιοσυχνότητα του φορέα που αντιστοιχεί στη μικρότερη κυκλική ιδιοσυχνότητα προέκυψε ίση με $f=47\text{Hz}$, η οποία αντιστοιχεί σε περίοδο $T=0.021\text{sec}$. Για τη διερεύνηση της επίπτωσης του χρόνου επιβολής της φόρτισης η ανακυκλιζόμενη μετακίνηση επιβλήθηκε σε χρόνο 0.24sec, 2.40sec και 6.00sec. Οι χρόνοι αυτοί υπολογίστηκαν πολλαπλασιάζοντας περίπου επί 10, 100 και 280 φορές το χρόνο που αντιστοιχεί στη μικρότερη ιδιοσυχνότητα. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας, τα οποία λήφθηκαν υπόψη στην ανάλυση αυτή, είναι: $E=1.70 \cdot 10^3 \text{MPa}$, $\nu=0.19$, $f_t^0=0.30\text{MPa}$, $G_t=0.0003\text{MNm/m}$, $f_c^p=-5.00\text{MPa}$, $\varepsilon_c^p=-0.006$, $f_p=-0.30\text{MPa}$, $\alpha_t=0.80$, $\alpha_c=0.90$ και η πυκνότητα $\rho=1.75\text{Mgr/m}^3$. Οι ιδιότητες αυτές ελήφθησαν από πειραματικά αποτελέσματα^[4.18] (βλ. Παράγραφο 4.4.3).

Στο Σχήμα 4.13 παρουσιάζεται η οριζόντια δύναμη συναρτήσει του χρόνου επιβολής της φόρτισης για κάθε περίπτωση και η σύγκριση κινηματικής και εσωτερικής ενέργειας. Από το σχήμα αυτό, φαίνεται ότι ο χρόνος επιβολής φόρτισης 0.24sec, δεν είναι ικανοποιητικός αφού παρατηρούνται ταλαντώσεις στα διαγράμματα, σε αντίθεση με τα ομαλά διαγράμματα που προκύπτουν όταν ο χρόνος επιβολής είναι

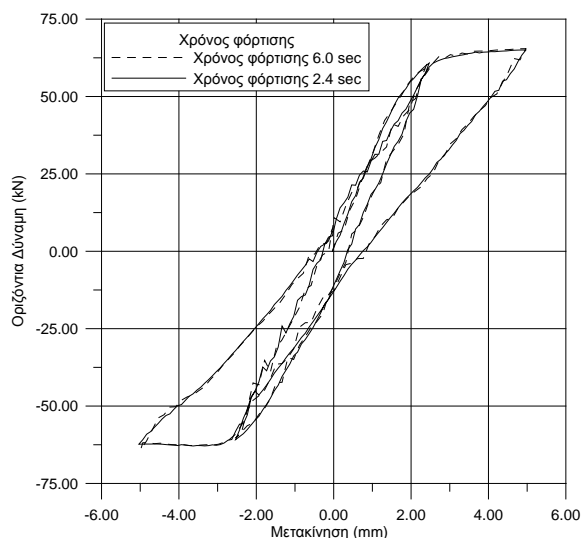
2.40sec και 6.00sec. Επισημαίνεται ότι σε όλες τις περιπτώσεις επίλυσης, η κινηματική ενέργεια είναι αμελητέα συγκρινόμενη με την εσωτερική ενέργεια του φορέα σε όλη τη διάρκεια της ανάλυσης. Στο Σχήμα 4.14 γίνεται σύγκριση του διαγράμματος οριζόντιας δύναμης - μετακίνησης για χρόνο επιβολής φόρτισης 2.40sec και 6.00sec, από το οποίο παρατηρείται ότι πρακτικά τα δύο διαγράμματα ταυτίζονται. Λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα αυτά, στην παρούσα εργασία ο χρόνος επιβολής της φόρτισης προκύπτει πολλαπλασιάζοντας το χρόνο που αντιστοιχεί στη μικρότερη ιδιοσυχνότητα του εξεταζόμενου φορέα τουλάχιστον επί 100.



Σχήμα 4.13. Επίπτωση χρόνου επιβολής φόρτισης: Οριζόντια δύναμη συναρτήσει του χρόνου και σύγκριση κινηματικής και εσωτερικής ενέργειας.

Όπως έχει αναφερθεί, πριν από την επιβολή της κύριας φόρτισης γίνεται έλεγχος ότι η ταλάντωση η οποία δημιουργεί η επιβολή του ίδιου βάρους και τα τυχόν πρόσθετα φορτία, έχει αποσβεστεί. Τα φορτία αυτά επιβάλλονται ακαριαία. Ο χρόνος ο οποίος απαιτείται για την απόσβεση της ταλάντωσης που δημιουργούν προκύπτει με δοκιμή,

έτσι ώστε η ταλάντωση να αποσβένεται σταδιακά και η κατακόρυφη δύναμη να γίνεται ίση με την αντίστοιχη στατικά επιβαλλόμενη.

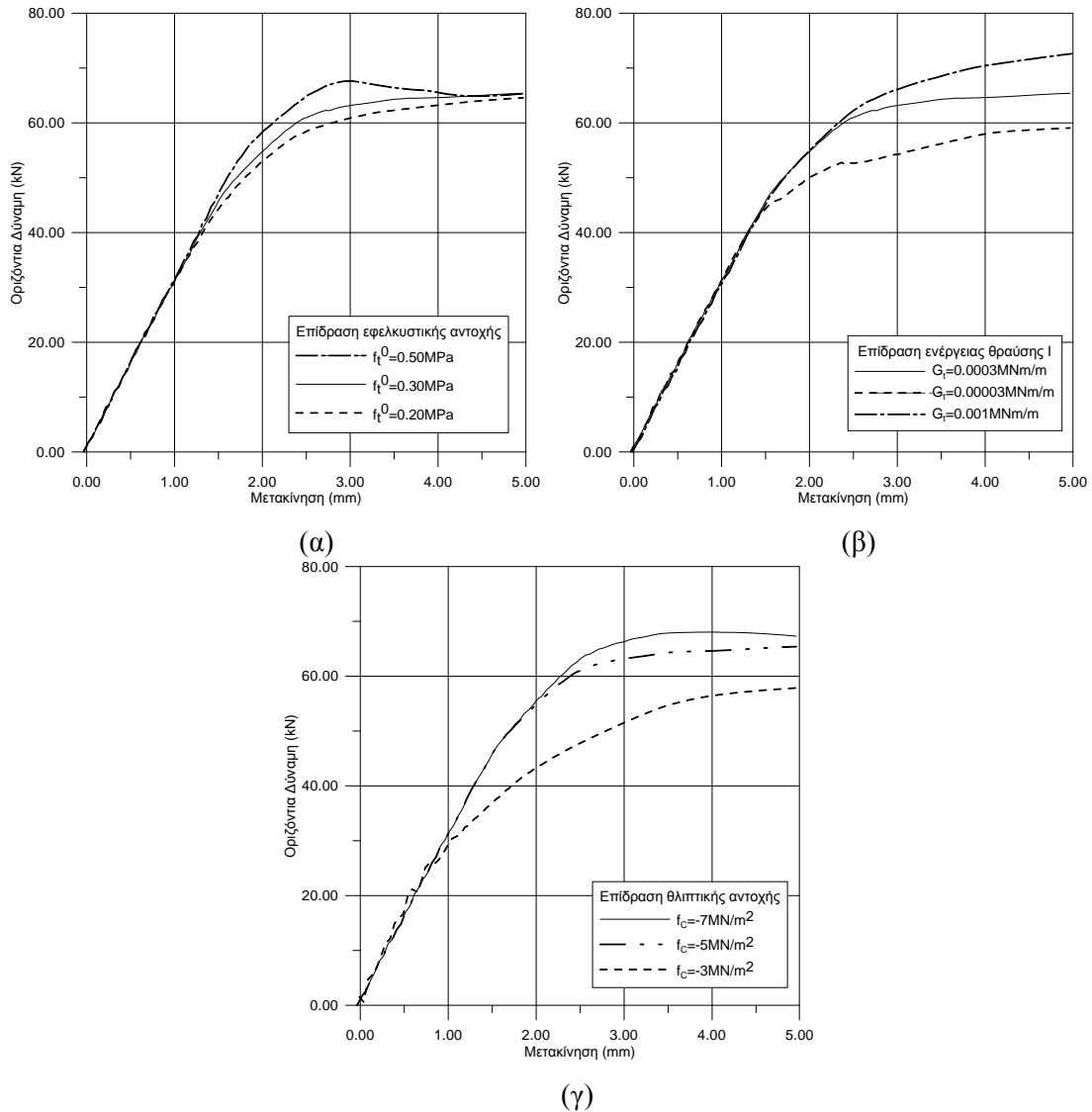


Σχήμα 4.14. Σύγκριση διαγραμμάτων δύναμης-μετακίνησης για χρόνο επιβολής οριζόντιας μετακίνησης 2.40sec και 6.00sec.

4.4.2.2. Επίπτωση παραμέτρων f_t^0 , G_t και f_c^p στην απόκριση φορέα έναντι μονοτονικής φόρτισης

Για τη διερεύνηση της επίπτωσης της εφελκυστικής αντοχής f_t^0 , της ενέργειας θραύσης G_t ρωγμής τύπου I (εφελκυσμός) και της μέγιστης θλιπτικής αντοχής f_c^p στην απόκριση του φορέα πραγματοποιήθηκαν παραμετρικές αναλύσεις. Η εφελκυστική αντοχή έλαβε τις τιμές 0.50/0.30/0.20MPa, η ενέργεια θραύσης ρωγμής τύπου I 0.0003/0.00003/0.001MNm/m και η θλιπτική αντοχή 7.00/5.00/3.00MPa. Σε κάθε περίπτωση τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας ήταν αυτά που αναφέρονται στην Παράγραφο 4.4.2.1. Στα Σχήματα 4.15α - 4.15γ, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων αυτών με τη μορφή διαγραμμάτων οριζόντιας δύναμης - επιβαλλόμενης μετακίνησης.

Από τα διαγράμματα αυτά, προκύπτει ότι η αύξηση της εφελκυστικής αντοχής οδηγεί σε σχετικά μικρή αύξηση του μέγιστου φορτίου, ενώ η μεταβολή της ενέργειας θραύσης ρωγμής τύπου I και της μέγιστης θλιπτικής αντοχής επηρεάζουν σε μεγαλύτερο βαθμό την απόκριση του εξεταζόμενου φορέα.

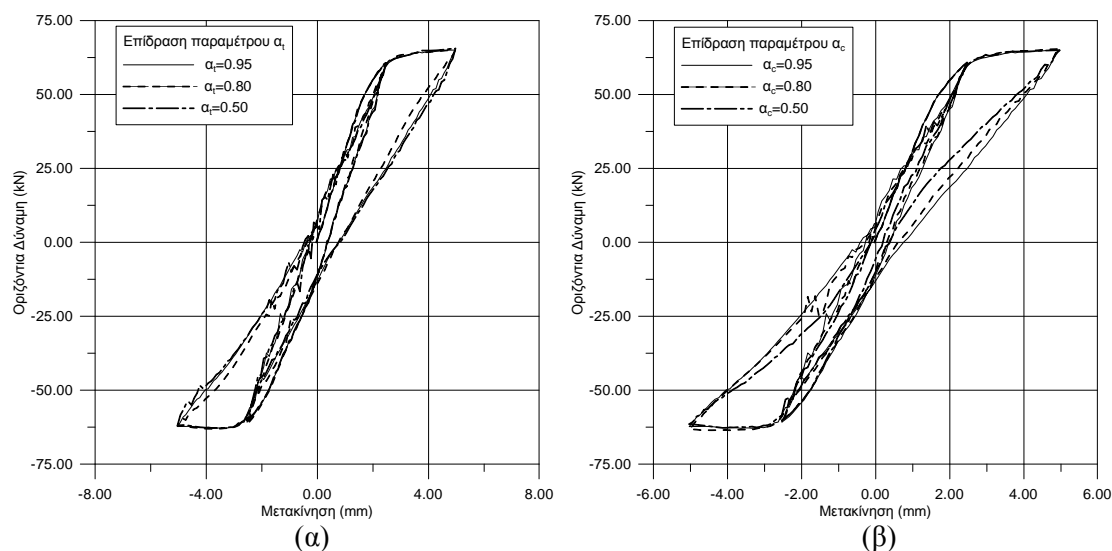


Σχήμα 4.15. Διάγραμμα οριζόντιας δύναμης - μετακίνησης: (α): επίδραση εφελκυστικής αντοχής f_t^0 , (β): επίδραση ενέργειας θραύσης ρωγμής τύπου I G_I και (γ): επίδραση θλιπτικής αντοχής f_c^p .

4.4.2.3. Επίπτωση παραμέτρων α_i και α_c στην απόκριση φορέα έναντι ανακυκλιζόμενης φόρτισης

Για τη διερεύνηση της επίπτωσης της παραμέτρου αποφόρτισης από εφελκυσμό σε θλίψη και από θλίψη σε εφελκυσμό στην απόκριση του φορέα έγιναν παραμετρικές αναλύσεις όπου η παράμετρος α_i έλαβε τις τιμές 0.50, 0.80 και 0.95 και η παράμετρος α_c τις τιμές 0.50, 0.80 και 0.95. Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας ήταν αυτά που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις της Παραγράφου 4.2.2.1. Στα Σχήματα 4.16α - 4.16β παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων

αυτών, από τα οποία προκύπτει ότι η παράμετρος α_i έχει μικρή επίπτωση στην συνολική απόκριση του φορέα, σε αντίθεση με την παράμετρο αποφόρτισης α_c η οποία επηρεάζει σημαντικά τη μορφή του βρόχου υστέρησης (μείωση της παραμέτρου α_c οδηγεί σε πιο στενό βρόχο).



Σχήμα 4.16. Διάγραμμα οριζόντιας δύναμης – μετακίνησης, επίδραση παραμέτρου αποφόρτισης (α): α_i και (β): α_c .

4.4.3. Σύγκριση αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων

Ο έλεγχος αξιοπιστίας του καταστατικού προσομοιώματος γίνεται μέσω της επαλήθευσης πειραματικών αποτελεσμάτων. Για το λόγο αυτό, επιλέχθηκαν δύο τοίχοι οι οποίοι δοκιμάστηκαν στο Joint Research Center^[4.18]. Οι τοίχοι με πλάτος 1000mm και πάχος 250mm είχαν κατασκευαστεί από οπτοπλίνθους διαστάσεων 250x120x55mm³ και κονίαμα υδραυλικής ασβέστου πάχους 10mm. Οι οπτόπλινθοι είχαν τοποθετηθεί σε δύο στρώσεις κατά το πάχος των τοίχων. Ο ένας τοίχος ήταν ραδινός (HW) με λόγο ύψος προς πλάτος 2.00 (ύψος τοίχου 2000mm) και ο άλλος χθαμαλός (LW) με λόγο ύψος προς πλάτος 1.35 (ύψος τοίχου 1350mm). Αρχικά ο κάθε τοίχος φορτίστηκε με ομοιόμορφο κατακόρυφο φορτίο 150kN το οποίο αντιστοιχεί σε θλιπτική τάση 600kN/m². Άκαμπτη μεταλλική δοκός τοποθετήθηκε στη στέψη κάθε τοίχου, έτσι ώστε όλοι οι κόμβοι της στέψης να έχουν κοινή οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση. Η δοκός αυτή χρησιμοποιήθηκε και για την επιβολή της μετακίνησης. Ο χθαμαλός τοίχος παρουσίασε διατμητική συμπεριφορά, με τη δημιουργία κατακόρυφων ρωγμών σε όλο το ύψος στο μέσο του τοίχου. Ο ραδινός τοίχος παρουσίασε καμπτική συμπεριφορά, όπου το άνοιγμα και το κλείσιμο

των οριζόντιων αρμών παρατηρήθηκε στη βάση και στη στέψη του τοίχου (λίκνισμα) κατά τη διάρκεια της δοκιμής.

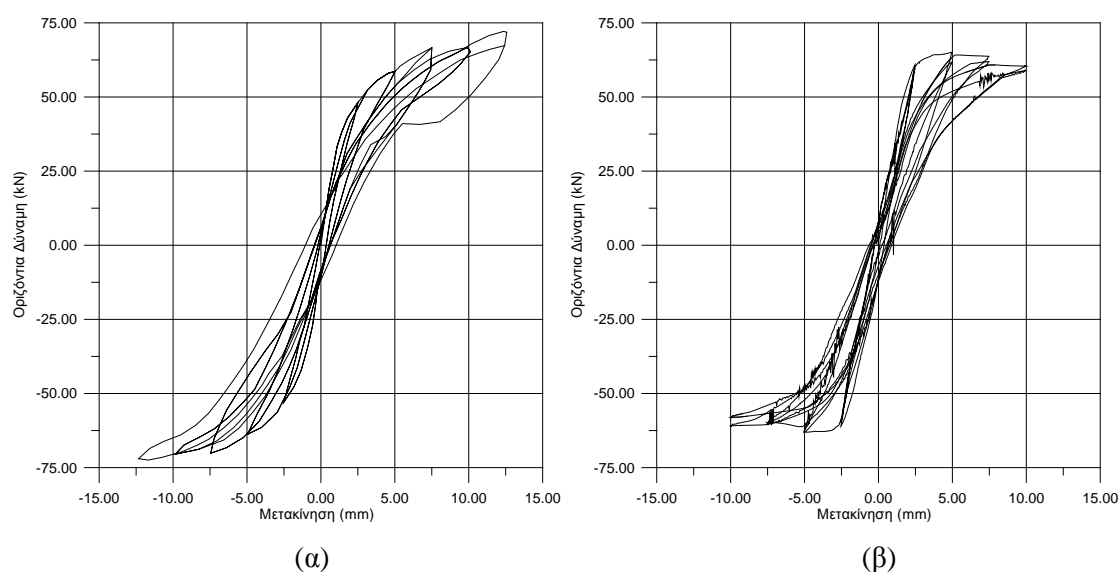
Για τη διακριτοποίηση των τοίχων χρησιμοποιήθηκε δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων διαστάσεων 31x4 και 21x4 για τον HW και LW αντίστοιχα. Οι κόμβοι της βάσης δεσμεύτηκαν σε οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση, ενώ οι κόμβοι της στέψης του τοίχου είχαν κοινή βύθιση και κοινή οριζόντια μετατόπιση. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά λήφθηκαν από διαθέσιμα πειραματικά δεδομένα^[4.18] ενώ οι μη γραμμικές παράμετροι από τις βιβλιογραφικές αναφορές^[4.19-4.23], στις οποίες επιχειρείται η ανάλυση των τοίχων αυτών με μη γραμμικά καταστατικά προσομοιώματα. Οι παράμετροι οι οποίες αφορούν στην αποφόρτιση (συντελεστές α_t και α_c) εκτιμήθηκαν λαμβάνοντας υπόψη τις παραμετρικές αναλύσεις της Παραγράφου 4.4.2.3. Στον Πίνακα 4.1 δίνονται τα δεδομένα της τοιχοποιίας τα οποία χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση. Η πυκνότητα της τοιχοποιίας λήφθηκε ίση με 1.75Mgr/m³.

Στα Σχήματα 4.17α και 4.17β παρουσιάζονται το πειραματικό και το αριθμητικό διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης του ραδινού τοίχου αντίστοιχα. Από τα σχήματα αυτά φαίνεται ότι το καταστατικό προσομοίωμα μπορεί να προβλέψει ικανοποιητικά τη συμπεριφορά του τοίχου τόσο ως προς το μέγιστο φορτίο όσο και ως προς την S-μορφή (φαινόμενο στένωσης) του διαγράμματος δύναμης-μετακίνησης.

Πίνακας 4.1. Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας.

Ιδιότητες	
Μέτρο Ελαστικότητας	1.70 GPa
Λόγος Poisson	0.19
Εφελκυστική αντοχή f_t^0	0.30 MPa
Ενέργεια θραύσης ρωγμής τύπου I G_t	0.0003 MN/m
Μέγιστη θλιπτική αντοχή f_c^p	-5.00 MPa
Μέγιστη θλιπτική τροπή ϵ_c^u	-0.006
Παράμετρος αποφόρτισης α_t	0.80
Τάση αποκατάστασης ρωγμής f_p	-0.30 MPa
Παράμετρος αποφόρτισης α_c	0.95

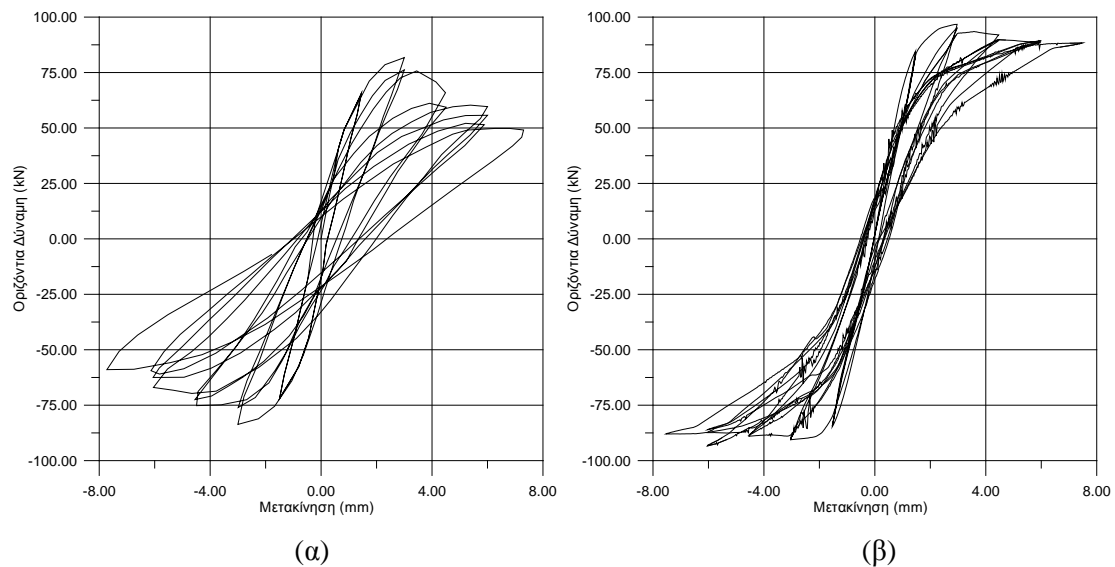
Από τη σύγκριση των Σχημάτων 4.17α και 4.17β παρατηρείται επίσης μικρή απόκλιση των δύο διαγραμμάτων για μετακίνηση μεγαλύτερη από 5mm, όπου στο αριθμητικό διάγραμμα παρουσιάζεται μείωση της οριζόντιας δύναμης, ενώ στο πειραματικό διάγραμμα μικρή κράτυνση της οριζόντιας δύναμης. Κατά τη δοκιμή και για την μετακίνηση μεγαλύτερη από 5mm, παρατηρήθηκε έντονο άνοιγμα και κλείσιμο των οριζόντιων αρμών στη βάση και στη στέψη του τοίχου (λίκνισμα). Ο μηχανισμός αυτός μπορεί να αποδοθεί ως ένα βαθμό με το προτεινόμενο προσομοίωμα, αφού ανήκει στην κατηγορία των μακρο – προσομοιωμάτων και οι ρωγμές δεν περιγράφονται με διακριτό τρόπο. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, οι αρχικές συνοριακές συνθήκες του προβλήματος να μην μεταβάλλονται με τη ρηγμάτωση του υλικού. Η αδυναμία αυτή μπορεί να ξεπεραστεί με τη χρήση κατάλληλου στοιχείου επαφής στη βάση και στη στέψη του τοίχου σε συνδυασμό με το προτεινόμενο προσομοίωμα, ή με την ταυτόχρονη επιβολή της κατακόρυφης μετακίνησης (όπως αυτή έχει καταγραφεί κατά τη δοκιμή) η οποία ισοδυναμεί με την μεταβολή των αρχικών συνοριακών συνθηκών του προβλήματος.



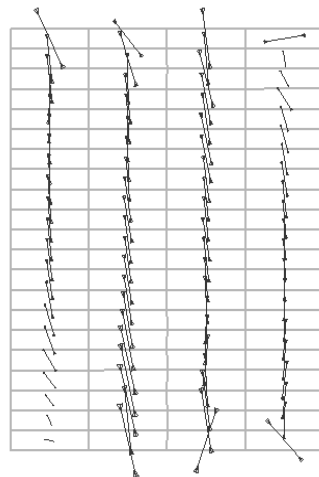
Σχήμα 4.17. Διαγράμματα δύναμης-μετακίνησης ραδινού τοίχου (HW): (α) πείραμα^[4.18], (β): αριθμητική ανάλυση.

Στα Σχήματα 4.18α και 4.18β παρουσιάζονται το πειραματικό και τα αριθμητικό διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης του χθαμαλού τοίχου αντίστοιχα. Από τα σχήματα αυτά φαίνεται η αδυναμία του προσομοιώματος να περιγράψει σωστά τη συμπεριφορά του διατμητικού τοίχου (μείωση της αντοχής και δυσκαμψίας με την αύξηση του εύρους της μετακίνησης και αύξηση υστερητικών βρόχων). Στο Σχήμα

4.19 παρουσιάζεται το διάνυσμα της ελάχιστης (θλιπτικής) κύριας τάσης στο τέλος της ανάλυσης του χθαμαλού τοίχου, όπου παρατηρούνται κατακόρυφες ρωγμές στο κεντρικό τμήμα του τοίχου σε όλο το ύψος του (ρωγμές κατά τη διεύθυνση της θλιπτικής κύριας τάσης). Αν και το προσομοίωμα δεν μπόρεσε να εκτιμήσει σωστά την υστερητική συμπεριφορά του χθαμαλού τοίχου, η βλάβη η οποία προέκυψε από την ανάλυση είναι συμβατή με τη βλάβη που παρατηρήθηκε κατά την πειραματική δοκιμή.



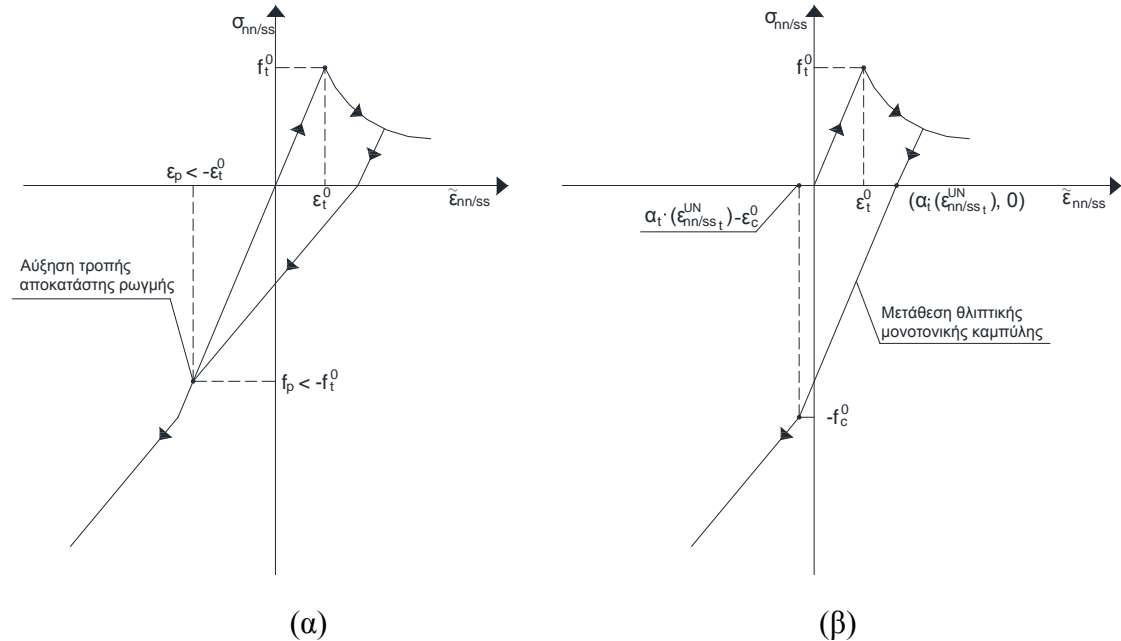
Σχήμα 4.18. Διαγράμματα δύναμης-μετακίνησης χθαμαλού τοίχου (LW): (α) πείραμα^[4.18], (β): αριθμητική ανάλυση.



Σχήμα 4.19. Διάνυσμα κύριας θλιπτικής (ελάχιστης) τάσης χθαμαλού τοίχου (LW) στο τέλος της ανάλυσης.

Για τη βελτίωση του προσομοιώματος ως προς τη συμπεριφορά του χθαμαλού τοίχου, επιχειρήθηκε η τροποποίηση της σχέσης τάσεων - τροπών στο σύστημα n-s (α): με

την αύξηση της τάσης/τροπής αποκατάστασης ρωγμής (Σχήμα 4.20α) και (β): με τη μετάθεση της καμπύλης θλίψης στο σημείο της παραμένουσας εφελκυστικής τροπής (Σχήμα 4.20β). Και οι δύο προσπάθειες οδήγησαν σε αριθμητικές αστάθειες οι οποίες οφείλονταν κυρίως στη συνεχή ανακατάταξη των αξόνων των κυρίων τροπών.



Σχήμα 4.20. Τροποποίηση σχέσης τάσεων-τροπών στο σύστημα n-s, (α): αύξηση της αρνητικής τροπής αποκατάστασης ρωγμής και (β): μετάθεση της καμπύλης της θλίψης στο σημείο παραμένουσας εφελκυστικής τροπής.

Ανεξάρτητα από την ικανοποιητική εκτίμηση του ρηγματωμένου φορέα του χθαμαλού τοίχου (Σχήμα 4.19), το καταστατικό προσομοίωμα δεν μπορεί να περιγράψει σωστά την υστερητική συμπεριφορά του τοίχου αυτού. Η αδυναμία αυτή έγκειται στο γεγονός ότι στο προσομοίωμα της περιστρεφόμενης ρωγμής, η διατμητική τάση εξαρτάται από τις ορθές λόγω της ταύτισης του συστήματος των κύριων τάσεων με αυτό των κύριων τροπών. Το πρόβλημα αυτό έχει επισημανθεί και στην περίπτωση ανάλυσης τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα τόσο σε μονοτονική όσο και σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, ειδικά όταν ο οπλισμός διάτμησης είναι ελάχιστος^[4.24]. Με μια σειρά αναλύσεων σε τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιώντας το προσομοίωμα σταθερής και περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής, οι Kwa και Billington^[4.24] έδειξαν ότι η υστερητική συμπεριφορά επηρεάζεται σημαντικά από το προσομοίωμα ρωγμής και κυρίως από τον τρόπο μεταφοράς της διάτμησης μετά τη ρηγμάτωση. Από τις αναλύσεις τους προέκυψε ότι στην περίπτωση του προσομοιώματος σταθερής κατανεμημένης

ρωγμής, η χρήση σταθερού συντελεστή διάτμησης οδηγεί σε υπερεκτίμηση της δυσκαμψίας λόγω ανακυκλιζόμενης φόρτισης, ενώ το προσομοίωμα περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής χρειάζεται βελτίωση στις περιπτώσεις όπου η συμπεριφορά είναι κύρια διατμητική. Για την αντιμετώπιση του ίδιου προβλήματος ο Vecchio^[4.25, 4.26] ανέπτυξε τη θεωρία Disturbed Stress Field Model, τροποποιώντας τη θεωρία Modified Compression Field Theory^[4.8, 4.9], με το διαχωρισμό της συνολικής τροπής σε τροπή ρηγματωμένου σκυροδέματος και σε τροπή ολίσθησης θεωρώντας τα τμήματα μεταξύ της ρωγμής ως στερεά σώματα. Με τον τρόπο αυτό το σύστημα των κύριων τάσεων δεν ταυτίζεται με το σύστημα των κύριων τροπών. Για την εφαρμογή της μεθόδου είναι απαραίτητος ο πειραματικός προσδιορισμός της γωνίας μεταξύ των δύο συστημάτων η οποία σύμφωνα με τον προαναφερόμενο ερευνητή κυμαίνεται μεταξύ 5 και 10 μοιρών ανάλογα με το ποσοστό οπλισμού. Επίσης, οι Ghobarah και Youssef^[4.27], Kwak και Kim^[4.28] και Park και Kim^[4.29] προτείνουν τροποποιήσεις στο προσομοίωμα σταθερής ή περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής για την αντιμετώπιση της μη ικανοποιητικής εκτίμησης της διατμητικής συμπεριφοράς σε τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος.

5. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΟ ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΗΣ ΡΩΓΜΗΣ ΣΥΝΟΛΙΚΩΝ ΤΡΟΠΩΝ

Λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα των αναλύσεων του Κεφαλαίου 4 στο Κεφάλαιο 5 προτείνεται ένας καταστατικός νόμος, όπου η συμπεριφορά της τοιχοποιίας σε εφελκυσμό και θλίψη ελέγχεται μέσω των ορθών τροπών, ενώ μέσω της διατμητικής τροπής γίνεται ο έλεγχος της συμπεριφοράς του υλικού έναντι διάτμησης. Διατυπώνονται οι απαραίτητες για την εφαρμογή του προσομοιώματος σχέσεις τάσεων - τροπών σε εφελκυσμό, θλίψη και διάτμηση υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Το προσομοίωμα κωδικοποιείται στην υπορουτίνα Vumat του λογισμικού Abaqus/Explicit για εντατική κατάσταση δισδιάστατης επίπεδης έντασης. Η δυναμική ανάλυση ρητής ολοκλήρωσης χρησιμοποιείται για την επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας. Ο έλεγχος του προσομοιώματος γίνεται τόσο σε ένα στοιχείο, όσο και σε φορέα αποτελούμενο από πολλά στοιχεία. Ο έλεγχος της αξιοπιστίας του γίνεται με τη σύγκριση αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων, τα οποία αναφέρονται σε φορείς από άοπλη τοιχοποιία, η οποία υπόκειται σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση εντός του επιπέδου της.

5.1. Μονοαξονικό καταστατικό προσομοίωμα κατανεμημένης ρωγμής συνολικών τροπών

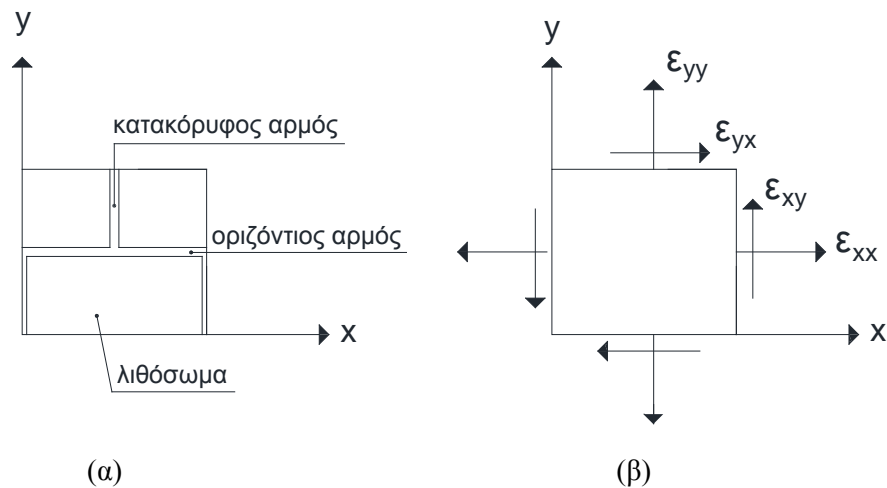
Το καταστατικό προσομοίωμα, που αναπτύσσεται στη συνέχεια, αναφέρεται σε εντατική κατάσταση επίπεδης έντασης. Το σύστημα του υλικού ταυτίζεται με το καθολικό σύστημα x-y (Σχήμα 5.1α), όπου ο άξονας x λαμβάνεται κατά μήκος των οριζόντιων αρμών και ο άξονας y κατά μήκος των κατακόρυφων αρμών. Το προσομοίωμα ανήκει στην κατηγορία των μακρο - προσομοιωμάτων, αφού η τοιχοποιία θεωρείται ένα ομογενές σύνθετο υλικό, ενώ οι ρωγμές κατανέμονται στο εμβαδό του πεπερασμένου στοιχείου. Κύρια διαφορά του προσομοιώματος αυτού ως προς το προσομοίωμα της περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής (Κεφάλαιο 4) είναι ότι εκτός από την αστοχία σε εφελκυσμό και θλίψη υπολογίζεται αναλυτικά και η διατμητική αστοχία του υλικού η οποία θεωρείται ότι συμβαίνει με την ολίσθηση κατά μήκος των οριζόντιων αρμών κονιάματος και τον διαχωρισμό (άνοιγμα) των κατακόρυφων αρμών. Η αστοχία αυτή είναι η πιο συνήθης μορφή διατμητικής αστοχίας.

Οι βασικές παραδοχές του προσομοιώματος είναι οι ακόλουθες:

- Το υλικό θεωρείται ορθότροπο με διαφορετικές αντοχές κάθετα και παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς.
- Οι υπολογισμοί γίνονται με βάση τις συνολικές τροπές (total strains), χωρίς το διαχωρισμό σε ελαστικό και πλαστικό τμήμα.
- Οι τάσεις υπολογίζονται συναρτήσει των ισοδύναμων τροπών (equivalent strains) στο σύστημα του υλικού^[5.1].
- Κάθε εξεταζόμενο υλικό σημείο ελέγχεται για αστοχία σε εφελκυσμό/θλίψη/διάτμηση. Η μείωση της δυσκαμψίας και αντοχής λόγω αστοχίας σε εφελκυσμό/θλίψη/διάτμηση εξαρτάται μόνο από τη διεύθυνση φόρτισης/αποφόρτισης/επαναφόρτισης και οι τρεις μορφές αστοχίας δεν είναι συζευγμένες.
- Πριν από την αστοχία σε εφελκυσμό/θλίψη/ διάτμηση, γίνεται η παραδοχή ότι το Μέτρο Ελαστικότητας και ο λόγος Poisson του υλικού κατά τη διεύθυνση x και y είναι ίσα ($E_x = E_y = E$, $\nu_{xy} = \nu_{yx} = \nu$).

Σε ένα επαυξητικό χρονικό βήμα, ένα υλικό σημείο υπόκειται σε παραμόρφωση

$\epsilon_{xy} = [\epsilon_{xx} \quad \epsilon_{yy} \quad \epsilon_{xy}]^t$, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.1β.



Σχήμα 5.1. (α): Σύστημα υλικού σε στοιχείο τοιχοποιίας, (β): Ορθές τροπές και διατμητική τροπή.

Οι τάσεις σ_{xy} στο καθολικό σύστημα x-y συνδέονται με τις τροπές ϵ_{xy} μέσω του ελαστικού καταστατικού μητρώου D_{xy} . Στην περίπτωση της επίπεδης εντατικής κατάστασης, η σχέση τάσεων – τροπών γράφεται:

$$\boldsymbol{\sigma}_{xy} = \mathbf{D}_{xy} \boldsymbol{\varepsilon}_{xy} \quad (5.1)$$

όπου

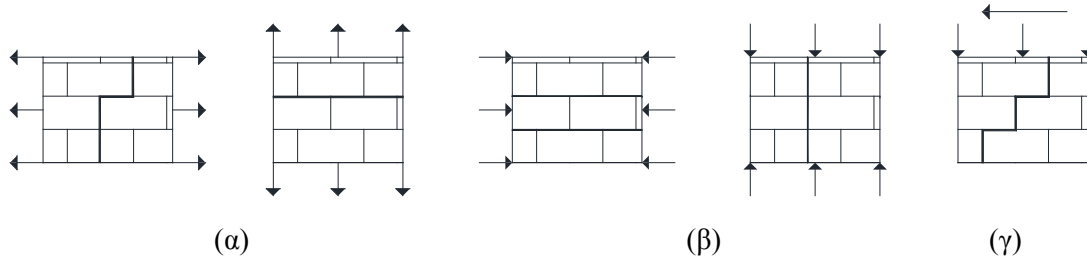
$$\boldsymbol{\sigma}_{xy} = \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix}, \quad \boldsymbol{\varepsilon}_{xy} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad \text{και} \quad \mathbf{D}_{xy} = \begin{bmatrix} \frac{E}{1-\nu^2} & \frac{\nu E}{1-\nu^2} & 0 \\ \frac{\nu E}{1-\nu^2} & \frac{E}{1-\nu^2} & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

Ε το Μέτρο Ελαστικότητας, G το Μέτρο Διάτμησης και ν ο λόγος Poisson. Επισημαίνεται ότι σε όλες τις σχέσεις αναφέρεται η διατμητική τροπή ε_{xy} και όχι η γωνιακή παραμόρφωση $\gamma_{xy} = 2 \cdot \varepsilon_{xy}$.

Το προτεινόμενο καταστατικό προσομοίωμα λαμβάνει υπόψη τους ακόλουθους κύριους μηχανισμούς αστοχίας άοπλης τοιχοποιίας: (α): αστοχία σε εφελκυσμό κάθετα και παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς, (β): αστοχία σε θλίψη κάθετα και παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς και (γ): αστοχία σε διάτμηση υπό κατακόρυφη θλιπτική δράση. Για την έναρξη του κάθε μηχανισμού αστοχίας χρησιμοποιούνται τρεις ανεξάρτητες σχέσεις βασισμένες στις τροπές. Η αστοχία σε εφελκυσμό/θλίψη ελέγχεται μέσω των ορθών τροπών ε_{xx} και ε_{yy} . Έτσι μια ρωγμή (αστοχία σε εφελκυσμό) δημιουργείται όταν η ορθή τροπή ε_{xx} ή ε_{yy} είναι εφελκυστική και υπερβαίνει την εφελκυστική τροπή αστοχίας $\varepsilon_{tx/y}^0$, ενώ αστοχία σε θλίψη συμβαίνει όταν η ορθή τροπή ε_{xx} ή ε_{yy} είναι θλιπτική και υπερβαίνει την θλιπτική τροπή διαρροής $\varepsilon_{cx/y}^0$. Η αστοχία έναντι διάτμησης ελέγχεται μέσω της διατμητικής τροπής ε_{xy} και συμβαίνει όταν η διατμητική τροπή υπερβεί τη διατμητική τροπή αστοχίας ε_s^0 , η οποία αντιστοιχεί στη διατμητική αντοχή f_s^0 . Οι τρεις προαναφερόμενοι μηχανισμοί αστοχίας φαίνονται στο Σχήμα 5.2.

Οι τάσεις $\boldsymbol{\sigma}_{xy}$ υπολογίζονται συναρτήσει των συνολικών τροπών ως:

$$\boldsymbol{\sigma}_{xy} = \mathbf{F}(\boldsymbol{\varepsilon}_{xy}) \boldsymbol{\varepsilon}_{xy} \quad (5.3)$$



Σχήμα 5.2. Μηχανισμοί αστοχίας: (α) εφελκυσμός παράλληλα και κάθετα στους οριζόντιους αρμούς, (β): θλίψη παράλληλα και κάθετα στους οριζόντιους αρμούς, (γ): διάτμηση με ταυτόχρονη δράση κατακόρυφης θλιπτικής τάσης.

$F(\boldsymbol{\varepsilon}_{xy})$ είναι η συνάρτηση μέσω της οποίας περιγράφεται η συμπεριφορά του υλικού έναντι θλίψης/εφελκυσμού/διάτμησης ανάλογα αν το εξεταζόμενο υλικό σημείο βρίσκεται σε φάση φόρτισης, αποφόρτισης, ή επαναφόρτισης. Για να ληφθεί υπόψη η επίδραση του λόγου Poisson χρησιμοποιείται η αρχή της ισοδύναμης τροπής (equivalent strain concept^[5.11]). Οι τροπές $\boldsymbol{\varepsilon}_{xy}$ αντικαθίστανται από τις ισοδύναμες τροπές $\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_{xy}$, οι οποίες στην περίπτωση της επίπεδης εντατικής κατάστασης δίνονται μέσω της ακόλουθης σχέσης:

$$\begin{Bmatrix} \tilde{\varepsilon}_{xx} \\ \tilde{\varepsilon}_{yy} \\ \tilde{\varepsilon}_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ 1-\nu^2 & 1-\nu^2 & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 1-\nu^2 & 1-\nu^2 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad (5.4)$$

Στη εργασία αυτή, ο λόγος Poisson θεωρείται σταθερός (δεν λαμβάνεται υπόψη μεταβολή του λόγω ρηγμάτωσης) και είναι ίσος με την αρχική του τιμή. Λαμβάνοντας υπόψη τη σχέση (5.4), η σχέση (5.3) γράφεται:

$$\boldsymbol{\sigma}_{xy} = F(\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_{xy}) \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_{xy} = \begin{bmatrix} F(\tilde{\varepsilon}_{xx}) & 0 & 0 \\ 0 & F(\tilde{\varepsilon}_{yy}) & 0 \\ 0 & 0 & F(\tilde{\varepsilon}_{xy}) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{\varepsilon}_{xx} \\ \tilde{\varepsilon}_{yy} \\ \tilde{\varepsilon}_{xy} \end{Bmatrix} \quad (5.5)$$

Με τον τρόπο αυτό οι τάσεις δεν είναι συζευγμένες και ο υπολογισμός τους γίνεται συναρτήσει της αντίστοιχης ισοδύναμης τροπής χρησιμοποιώντας μονοαξονικές σχέσεις τάσεων – τροπών.

5.2. Σχέσεις τάσεων – τροπών υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Η μη γραμμική συμπεριφορά της τοιχοποιίας περιγράφεται στο καθολικό σύστημα (σύστημα υλικού) χρησιμοποιώντας μονοαξονικές σχέσεις τάσης - ισοδύναμης τροπής. Η ίδια μορφή καμπύλης τάσης – τροπής που καθορίζει τη μονοτονική και ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά του υλικού σε εφελκυσμό και θλίψη στο προσομοίωμα της περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής (Κεφάλαιο 4), χρησιμοποιείται στη διεύθυνση x και y για τον έλεγχο του υλικού έναντι εφελκυσμού και θλίψης. Στις σχέσεις (4.15) έως (4.24), οι δείκτες nn/ss (σύστημα κύριων τροπών) αντικαθιστώνται από τους δείκτες xx/yy (καθολικό σύστημα). Για την εφαρμογή του προσομοιώματος αυτού, χρειάζεται επιπλέον η περιγραφή της μονοτονικής και ανακυκλιζόμενης καμπύλης διατμητικής τάσης - τροπής. Η έννοια της ενέργειας θραύσης και της ζώνης ρηγμάτωσης^[5.2] χρησιμοποιούνται για την περιγραφή του φθιτού κλάδου στη διάτμηση. Στη συνέχεια παρουσιάζεται αναλυτικά η διατμητική συμπεριφορά σε μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

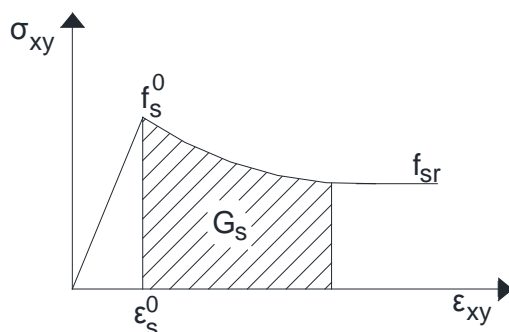
5.2.1. Διάτμηση

Στο Σχήμα 5.3 παρουσιάζεται το διάγραμμα διατμητικής τάσης - τροπής υπό μονοτονική φόρτιση. Κατά τη φόρτιση όταν η διατμητική τροπή είναι μικρότερη από τη διατμητική τροπή αστοχίας ε_s^0 , η συμπεριφορά του υλικού είναι ελαστική. Όταν η διατμητική τροπή ξεπεράσει τη διατμητική τροπή αστοχίας, τότε γίνεται σταδιακή απομείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας του υλικού (ρωγμή τύπου II), μέχρι μια οριακή διατμητική αντοχή f_{sr} .

Η μονοτονική καμπύλη δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\sigma_{xy} = \begin{cases} G \cdot \tilde{\varepsilon}_{xy} & -\varepsilon_s^0 \leq \tilde{\varepsilon}_{xy} \leq \varepsilon_s^0 \\ \max \left\{ \begin{array}{l} |f_s^0| \cdot \exp \left(-\frac{h \cdot |f_s^0|}{G_s} \cdot \left(|\tilde{\varepsilon}_{xy} + |\varepsilon_s^0| \right) \right) \\ |f_{sr}| \end{array} \right\} & |\tilde{\varepsilon}_{xy}| > \varepsilon_s^0 \end{cases} \quad (5.6)$$

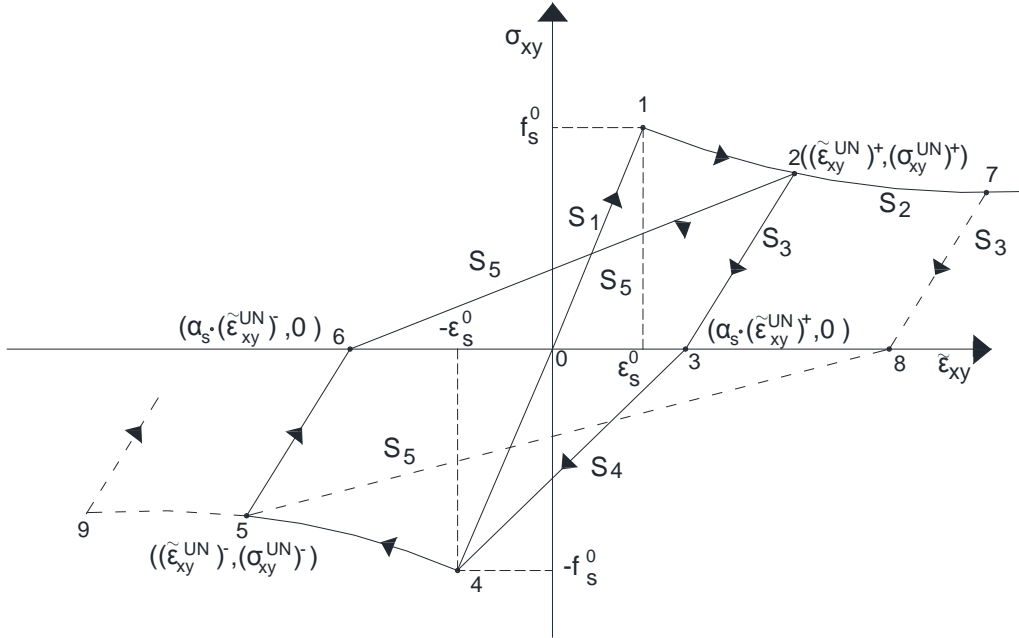
όπου σ_{xy} και $\tilde{\varepsilon}_{xy}$ είναι η διατμητική τάση και η ισοδύναμη διατμητική τροπή αντίστοιχα, G το Μέτρο Διάτμησης, f_s^0 , η διατμητική αντοχή, ε_s^0 , η διατμητική τροπή η οποία αντιστοιχεί στη διατμητική αντοχή f_s^0 και δίνεται ως $\varepsilon_s^0 = f_s^0/G$, f_{sr} , η παραμένουσα διατμητική αντοχή και G_s , η ενέργεια θραύσης ρωγμής τύπου II.



Σχήμα 5.3. Μονοτονική καμπύλη σε διάτμηση.

Στο Σχήματα 5.4 παρουσιάζεται ο πρώτος και ο δεύτερος κύκλος φόρτισης σε διάτμηση. Όταν το υλικό συμπεριφέρεται ελαστικά, η φόρτιση /αποφόρτιση/ επαναφόρτιση ακολουθεί την ευθεία γραμμή S_1 (Σχήμα 5.4) με κλίση G . Το σημείο 1 (ε_s^0, f_s^0) αντιστοιχεί στο σημείο έναρξης της διατμητικής αστοχίας. Εάν συμβεί μια αντιστροφή της τροπής στο υλικό σημείο 2 $(\tilde{\varepsilon}_{xy}^{UN})^+, (\sigma_{xy}^{UN})^+$ (Σχήμα 5.4), το οποίο βρίσκεται στον κλάδο S_2 ($\varepsilon_{xy}^{t+\Delta t} > 0$ και $\Delta\varepsilon_{xy}^{t+\Delta t} = \varepsilon_{xy}^{t+\Delta t} - \varepsilon_{xy}^t < 0$) το υλικό σημείο αρχίζει να αποφορτίζεται ακολουθώντας τους κλάδους S_3 και S_4 (Σχήμα 5.4) στην περίπτωση που το υλικό σημείο δεν έχει φορτιστεί στην αντίθετη διεύθυνση, ή έχει φορτιστεί αλλά επέδειξε ελαστική συμπεριφορά. Στην περίπτωση που το υλικό σημείο έχει αστοχήσει στην αντίθετη διεύθυνση σε προηγούμενο κύκλο φόρτισης, ακολουθούνται οι κλάδοι S_3 και S_5 (Σχήμα 5.4). Στην πρώτη περίπτωση από το σημείο 4 ξεκινάει μια φόρτιση σε διάτμηση στην αντίθετη διεύθυνση, ενώ στη δεύτερη περίπτωση η φόρτιση ξεκινάει από το σημείο 5. Οι κλάδοι S_3 , S_4 και S_5 είναι γραμμικές σχέσεις μεταξύ των σημείων 2-3, 3-4 και 8-5 αντίστοιχα. Τα σημεία 3 και 8 $(\alpha_s \cdot (\tilde{\varepsilon}_{xy}^{UN})^+, 0)$ αντιστοιχούν σε σημείο μηδενικής διατμητικής τάσης με παραμένουσα τροπή στη θετική διεύθυνση φόρτισης, ενώ το σημείο 6 $(\alpha_s \cdot (\tilde{\varepsilon}_{xy}^{UN})^-, 0)$ αντιστοιχεί στο σημείο μηδενικής διατμητικής τάσης με παραμένουσα τροπή στην αρνητική διεύθυνση φόρτισης. Ο συντελεστής α_s ορίζει το ποσοστό της

παραμένουσας τροπής ως ποσοστό της αντίστοιχης τροπής αποφόρτισης $(\tilde{\epsilon}_{xy}^{UN})^+$ ή $(\tilde{\epsilon}_{xy}^{UN})^-$. Το σημείο 4 $(-\epsilon_s^0, -f_s^0)$ αντιστοιχεί στο σημείο αστοχίας και το σημείο 5 $((\tilde{\epsilon}_{xy}^{UN})^-, (\sigma_{xy}^{UN})^-)$ στο σημείο αποφόρτισης στην αντίθετη διεύθυνση.



Σχήμα 5.4. Διαδρομές διατμητικής τροπής (αρχική φόρτιση στη θετική διεύθυνση): 0-1-2: φόρτιση, 2-3-4: αποφόρτιση, 4-5: φόρτιση στην αρνητική διεύθυνση, 5-6-2: αποφόρτιση, 2-7: φόρτιση στη θετική διεύθυνση, 7-8-5: αποφόρτιση, 5-9: φόρτιση στην αρνητική διεύθυνση.

Οι κλάδοι S_3 , S_4 και S_5 δίνονται από τις ακόλουθες σχέσεις:

Κλάδος S_3 :

$$\sigma_{xy} = (\sigma_{xy}^{UN})^+ + \frac{(\sigma_{xy}^{UN})^+}{(\tilde{\epsilon}_{xy}^{UN})^+ - \alpha_s \cdot (\tilde{\epsilon}_{xy}^{UN})^+} \cdot \left(\tilde{\epsilon}_{xy} - (\tilde{\epsilon}_{xy}^{UN})^+ \right) \text{ εάν } \alpha_s \cdot (\tilde{\epsilon}_{xy}^{UN})^+ \leq \tilde{\epsilon}_{xy} \leq (\tilde{\epsilon}_{xy}^{UN})^+ \quad (5.7)$$

Κλάδος S_4 :

$$\sigma_{xy} = \frac{-f_s^0}{-\epsilon_s^0 - \alpha_s \cdot (\tilde{\epsilon}_{xy}^{UN})^+} \cdot \left(\tilde{\epsilon}_{xy} - \alpha_s \cdot (\tilde{\epsilon}_{xy}^{UN})^+ \right) \text{ εάν } -\epsilon_s^0 \leq \tilde{\epsilon}_{xy} < \alpha_s \cdot (\tilde{\epsilon}_{xy}^{UN})^+ \quad (5.8)$$

Κλάδος S_5 :

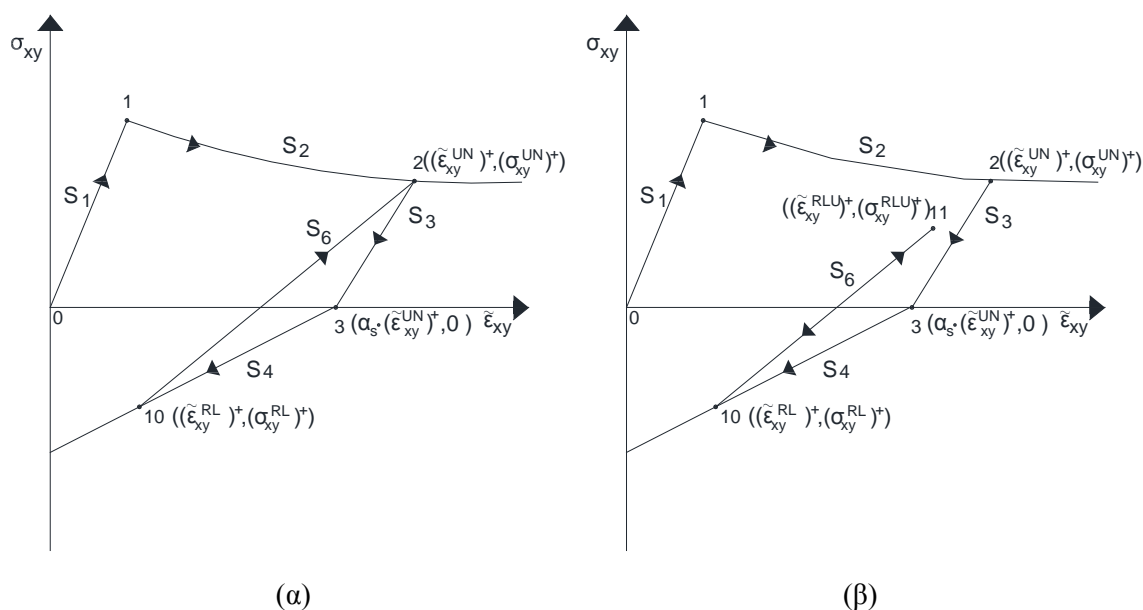
$$\sigma_{xy} = \frac{(\sigma_{xy}^{UN})^-}{(\tilde{\epsilon}_{xy}^{UN})^- - \alpha_s \cdot (\tilde{\epsilon}_{xy}^{UN})^+} \left(\tilde{\epsilon}_{xy} - \alpha_s \cdot (\tilde{\epsilon}_{xy}^{UN})^+ \right) \text{ εάν } (\tilde{\epsilon}_{xy}^{UN})^- \leq \tilde{\epsilon}_{xy} < \alpha_s \cdot (\tilde{\epsilon}_{xy}^{UN})^+ \quad (5.9)$$

Μια αντιστροφή τροπής μπορεί να συμβεί πριν την πλήρη αποφόρτιση (σημείο 10 $((\tilde{\epsilon}_{xy}^{RL})^+, (\sigma_{xy}^{RL})^+)$ - Σχήμα 5.5α), οδηγώντας σε επαναφόρτιση (κλάδος S_6). Ο κλάδος S_6 περιγράφεται από τη γραμμική σχέση μεταξύ των σημείων 10- 2 ως:

Κλάδος S_6 :

$$\sigma_{xy} = (\sigma_{xy}^{RL})^+ + \frac{(\sigma_{xy}^{UN})^+ - (\sigma_{xy}^{RL})^+}{(\tilde{\epsilon}_{xy}^{UN})^+ - (\tilde{\epsilon}_{xy}^{RL})^+} \left(\tilde{\epsilon}_{xy} - (\tilde{\epsilon}_{xy}^{RL})^+ \right) \text{ εάν } (\tilde{\epsilon}_{xy}^{RL})^+ \leq \tilde{\epsilon}_{xy} \leq (\tilde{\epsilon}_{xy}^{UN})^+ \quad (5.10)$$

Στην περίπτωση που συμβεί μια καινούργια αντιστροφή τροπής κατά τη διάρκεια της επαναφόρτισης, (σημείο 11 $((\tilde{\epsilon}_{xy}^{RLU})^+, (\sigma_{xy}^{RLU})^+)$ - Σχήμα 5.5β), τότε ξεκινάει μερική αποφόρτιση ακολουθώντας τον κλάδο S_6 μέχρι το σημείο επαναφόρτισης (σημείο 10) και στη συνέχεια το υλικό σημειωθεί τους κλάδους αποφόρτισης.



Σχήμα 5.5. Μερική αποφόρτιση/ επαναφόρτιση: 0-1-2: φόρτιση, 2-3-10: αποφόρτιση, 10-2: επαναφόρτιση, 10-11:επαναφόρτιση, 11-10: μερική αποφόρτιση.

Η μορφή του διαγράμματος τάσης - τροπής σε διάτμηση υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση, επιλέχθηκε έτσι ώστε να είναι όσο το δυνατόν πιο αντιπροσωπευτική διαθέσιμων πειραματικών αποτελεσμάτων^[5.3, 5.4]. Τα πειραματικά

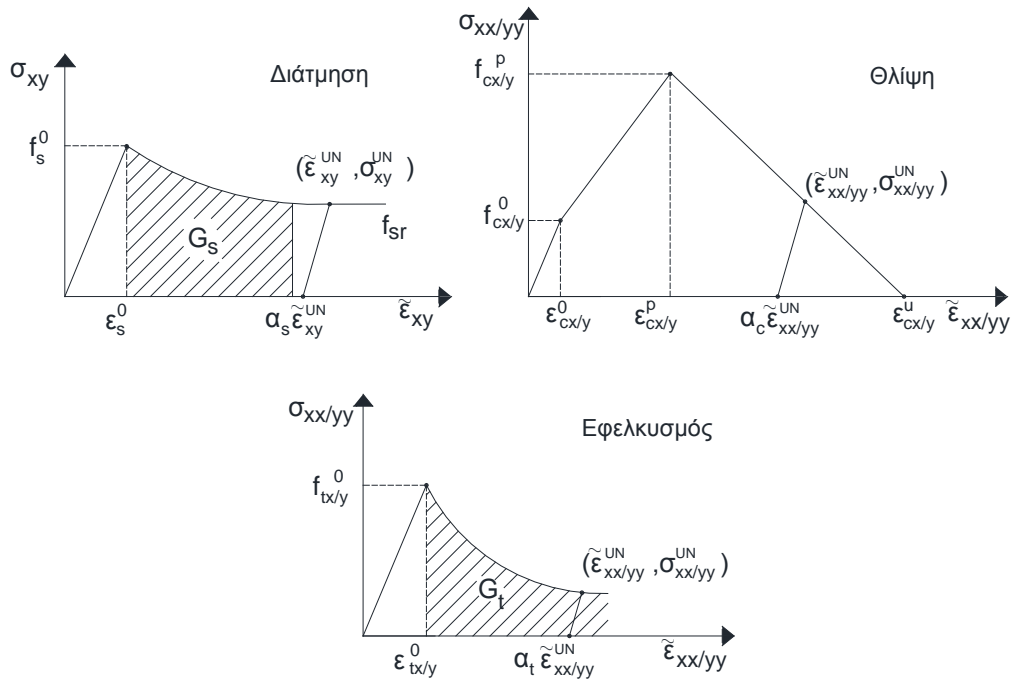
αποτελέσματα αναφέρονται σε άοπλη τοιχοποιία από συμπαγή λιθωσώματα κανονικής αντοχής και κονίαμα χαμηλής αντοχής κατά τους κατακόρυφους και οριζόντιους αρμούς. Η τοιχοποιία αυτού του τύπου εξετάζεται στο παρόν κεφάλαιο. Η χρήση των διαγραμμάτων αυτών για την περιγραφή της διατμητικής συμπεριφοράς στο προτεινόμενο καταστατικό προσομοίωμα, μπορεί να προβλέψει ικανοποιητικά πειραματικά αποτελέσματα για το συγκεκριμένο τύπο τοιχοποιίας (βλ. Παράγραφο 5.4.6). Επιπλέον διερεύνηση χρειάζεται για τον έλεγχο της σχέσης διατμητικής τάσης-τροπής για άλλους τύπους τοιχοποιίας (βλ. Κεφάλαιο 6), όπως για παράδειγμα τοιχοποιία από συμπαγή ή διάτρητα λιθωσώματα και κονίαμα λεπτής στρώσης.

Επίσης το διάγραμμα διατμητικής τάσης – τροπής του Σχήματος 5.3, έχει χρησιμοποιηθεί από πολλούς ερευνητές για την αριθμητική διερεύνηση φορέων από άοπλη τοιχοποιία^[5.4-5.6], ενώ αντίστοιχη μορφή διαγράμματος ανακυκλιζόμενης μορφής προκύπτει με τη μέθοδο της ομογενοποίησης^[5.7].

5.2.2. Παράμετροι υλικού

Για την εφαρμογή του προτεινόμενου καταστατικού προσομοιώματος απαιτούνται δεκαοκτώ παράμετροι. Οι παράμετροι αυτοί είναι: το Μέτρο Ελαστικότητας E , ο λόγος Poisson ν , η εφελκυστική αντοχή παράλληλα και κάθετα στους οριζόντιους αρμούς $f_{tx/y}^0$, η ενέργεια θραύσης ρωγμής τύπου I παράλληλα και κάθετα στους οριζόντιους αρμούς $G_{tx/y}$, η μέγιστη θλιπτική αντοχή και τροπή κάθετα και παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς $f_{cx/y}^p$ και $\varepsilon_{cx/y}^p$, η διατμητική αντοχή f_s^0 , η ενέργεια θραύσης ρωγμής τύπου II (διάτμηση) G_s , η παραμένουσα διατμητική αντοχή f_{sr} , η τάση για την οποία ανακτάται η δυσκαμψία του υλικού σε διεύθυνση παράλληλη και κάθετη στους οριζόντιους αρμούς $f_{px/y}$ και οι παράμετροι αποφόρτισης από εφελκυσμό, α_t , θλίψη, α_c , και διάτμηση, α_s .

Η θλιπτική αντοχή διαρροής παράλληλα και κάθετα στους οριζόντιους αρμούς $f_{cx/y}^0$ λαμβάνεται ίση με το 1/3 της αντίστοιχης μέγιστης θλιπτικής αντοχής $f_{cx/y}^p$, ενώ η τελική θλιπτική τροπή $\varepsilon_{cx/y}^u$ θεωρείται ίση με $2\varepsilon_{cx/y}^p$, στις περιπτώσεις όπου δεν υπάρχουν πειραματικά δεδομένα^[5.8]. Στο Σχήμα 5.6 φαίνονται οι παράμετροι αυτοί.



Σχήμα 5.6. Παράμετροι υλικού σε διάτμηση, θλίψη και εφελκυσμό.

5.3. Βαθμονόμηση καταστατικού προσομοιώματος

Η τοιχοποιία είναι ένα ανισότροπο υλικό με διαφορετικά μηχανικά χαρακτηριστικά κάθετα και παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς. Θεωρητικά, η συμπεριφορά της τοιχοποιίας σε επίπεδο υλικού, μπορεί να εκτιμηθεί με τις ακόλουθες μονοαξονικές δοκιμές μονοτονικής/ανακυκλιζόμενης φόρτισης επιβαλλόμενης μετακίνησης σε μικρά δοκίμια τοιχοποιίας (α): δοκιμή σε εφελκυσμό/θλίψη κάθετα και παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς και (β): δοκιμή σε διάτμηση για διάφορα επίπεδα αξονικού θλιπτικού φορτίου (Σχήμα 5.6). Γενικά οι προαναφερόμενες δοκιμές δεν εκτελούνται για διάφορους πρακτικούς (π.χ. δυσκολία διεξαγωγής πειραμάτων, μη κατάλληλες πειραματικές διατάξεις) ή και οικονομικούς λόγους. Επιπλέον, η μετελαστική συμπεριφορά (φθιτός κλάδος) η οποία μπορεί να καταγραφεί μέσω των δοκιμών αυτών είναι δύσκολο να ερμηνευτεί αν αντιπροσωπεύει τη συμπεριφορά του υλικού ή εμπεριέχει και την αλληλεπίδραση υλικού - συσκευής επιβολής φόρτισης. Για το λόγο αυτό, για τη βαθμονόμηση του προσομοιώματος προτείνεται η παρακάτω μεθοδολογία:

Η θλιπτική συμπεριφορά της τοιχοποιίας σε διεύθυνση κάθετη προς τους οριζόντιους αρμούς, μπορεί να εκτιμηθεί από την τυποποιημένη δοκιμή θλίψης, όπως αυτή

περιγράφεται από διάφορα πρότυπα (βλ. Κεφάλαιο 3). Ως προς τη θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς, ο λόγος θλιπτικής αντοχής παράλληλα και κάθετα στους οριζόντιους αρμούς μπορεί να θεωρηθεί σύμφωνα με τους Hoffman and Schubert μεταξύ 0.20 to 0.8^[5.9] (Βλ. Κεφάλαιο 3).

Πειραματικά αποτελέσματα από δοκιμές εφελκυσμού συναντώνται ακόμα πιο σπάνια στη βιβλιογραφία. Για το λόγο αυτό, η συμπεριφορά της τοιχοποιίας θεωρείται συνήθως ελαστική μέχρι τη θραύση, το Μέτρο Ελαστικότητας λαμβάνεται ίσο με αυτό που προκύπτει από τη δοκιμή θλίψης και η εφελκυστική αντοχή υπολογίζεται από εμπειρικές σχέσεις ως ποσοστό (10% ή μικρότερο) της θλιπτικής αντοχής. Γενικά, η συμπεριφορά της τοιχοποιίας σε εφελκυσμό παράλληλα και κάθετα στους αρμούς, εξαρτάται από τη σχετική αντοχή κονιάματος – λιθοσώματος. Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας κάθετα στους οριζόντιους αρμούς μπορεί να θεωρηθεί προσεγγιστικά ίση με την εφελκυστική αντοχή του λιθοσώματος στην περίπτωση τοιχοποιίας με λιθοσώματα χαμηλής αντοχής και ισχυρό κονίαμα, ενώ στην αντίθετη περίπτωση (λιθοσώματα υψηλής αντοχής και κονίαμα χαμηλής αντοχής), η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας μπορεί να θεωρηθεί ίση με την αντοχή του κονιάματος των οριζόντιων αρμών. Η εφελκυστική αντοχή των λιθοσωμάτων μπορεί να εκτιμηθεί από πρότυπες δοκιμές (π.χ. splitting test- βλ. Κεφάλαιο 3). Η εφελκυστική αντοχή (bond stress) των οριζόντιων αρμών μπορεί να υπολογιστεί από δοκιμές, όπως προτείνονται από τον Van der Pluijm^[5.10], από απλή δοκιμή έμμεσου εφελκυσμού^[5.11] ή από πρότυπες δοκιμές εφελκυσμού (π.χ. bond wrench test- βλ. Κεφάλαιο 3). Σε διεύθυνση παράλληλη στους οριζόντιους αρμούς, η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας εξαρτάται από τον τρόπο αστοχίας της (διαγώνια ρωγμή κατά μήκος κατακόρυφων και οριζόντιων αρμών, ή κατακόρυφη ρωγμή η οποία διέρχεται από τα λιθοσώματα). Αποτελέσματα εφελκυστικής αντοχής τοιχοποιίας παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς παρουσιάζονται στην εργασία του Backes^[5.12]. Η μετελαστική συμπεριφορά (ενέργεια θραύσης ρωγμής τύπου I) μπορεί να εκτιμηθεί από πειραματικά δεδομένα, διαθέσιμα στη βιβλιογραφία^[5.10]. Επιπλέον, λαμβάνοντας υπόψη ότι η εφελκυστική αστοχία της τοιχοποιίας συμβαίνει για παραμόρφωση της τάξης του 10^{-5} , η τιμή ενέργειας θραύσης ρωγμής τύπου I (εφελκυσμός) μπορεί να εκτιμάται έτσι ώστε η εφελκυστική αντοχή του υλικού να μηδενίζεται για παραμόρφωση της τάξης του 10^{-4} .

Η διατμητική συμπεριφορά της τοιχοποιίας εξαρτάται από τις ιδιότητες της διεπιφάνειας λιθοσώματος - κονιάματος (αντοχή, τριβή) και το επίπεδο θλιπτικής τάσης η οποία δρα κάθετα στη διεπιφάνεια. Αστοχία σε διάτμηση μπορεί να συμβεί λόγω αστοχίας των λιθοσωμάτων, ρηγμάτωση κατακόρυφων και οριζόντιων αρμών ή συνδυασμό των δύο. Η ρηγμάτωση κατά μήκος των αρμών είναι η πιο συνήθης μορφή διατμητικής αστοχίας, η οποία συμβαίνει με ολίσθηση κατά μήκος των οριζόντιων αρμών και το διαχωρισμό (άνοιγμα) των κατακόρυφων αρμών. Η συμπεριφορά της τοιχοποιίας έναντι διάτμησης μπορεί να βαθμονομηθεί από δοκιμές διάτμησης (π.χ. διπλέτα, τριπλέτα) για διάφορα επίπεδα θλιπτικής τάσης, από κανονιστικές σχέσεις (π.χ. ΕΚ6) ή από τιμές οι οποίες προτείνονται στη βιβλιογραφία^[5,10].

Οι παράμετροι αποφόρτισης οι οποίοι περιγράφουν τη μετάβαση από εφελκυσμό σε θλίψη, από θλίψη σε εφελκυσμό ή την ανακυκλιζόμενη διάτμηση μπορούν να εκτιμηθούν από πειραματικά αποτελέσματα ή να βαθμονομηθούν ως προς τη συμπεριφορά του συνόλου, αφού δεν υπάρχουν διαθέσιμα αποτελέσματα σε επίπεδο υλικού.

Εναλλακτικά, το καταστατικό προσομοίωμα μπορεί να βαθμονομηθεί με τη μέθοδο της ομογενοποίησης^[5,7]. Όταν το προσομοίωμα βαθμονομηθεί για ένα τύπο τοιχοποιίας, τα ίδια μηχανικά χαρακτηριστικά χρησιμοποιούνται για όλους τους φορείς οι οποίοι είναι κατασκευασμένοι από τον συγκεκριμένο τύπο τοιχοποιίας. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται όταν επιλέγονται τιμές από τη βιβλιογραφία γιατί τα αποτελέσματα μπορεί να αναφέρονται στον ίδιο τύπο λιθοσώματος ως προς το υλικό, αλλά να έχουν διαφορετική γεωμετρία (σχήμα, ποσοστό οπών κ.τ.λ.) και η εξεταζόμενη τοιχοποιία να έχει διαφορετική ποιότητα κονιάματος ή τρόπο δόμησης.

5.4. Ανάλυση φορέων από τοιχοποιία

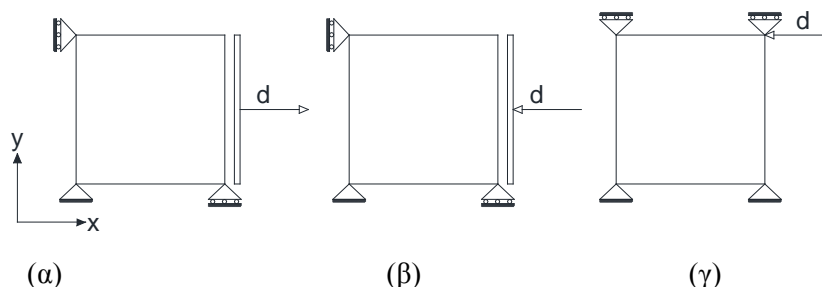
Ο καταστατικός νόμος που παρουσιάστηκε στην Παράγραφο 5.1, κωδικοποιήθηκε σε γλώσσα προγραμματισμού Fortran χρησιμοποιώντας την υπορουτίνα Vumat του λογισμικού Abaqus/Explicit. Σε όλες τις εφαρμογές για τη διακριτοποίηση του φορέα χρησιμοποιείται τετρακομβικό στοιχείο επίπεδης έντασης με μειωμένο κανόνα

ολοκλήρωσης. Για την ανάλυση με τη δυναμική μέθοδο ρητής ολοκλήρωσης ακολουθείται η ίδια διαδικασία, όπως αυτή παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 4.

Ο έλεγχος του καταστατικού προσομοιώματος γίνεται τόσο σε κλίμακα ενός στοιχείου όσο και σε κλίμακα φορέα αποτελούμενο από πολλά στοιχεία. Ένα στοιχείο μοναδιαίων διαστάσεων υποβάλλεται σε διάφορες μονοαξονικές μετακινήσεις ανακυκλιζόμενης μορφής σε εφελκυσμό, θλίψη και διάτμηση για τον έλεγχο όλων των πιθανών διαδρομών φόρτισης (φόρτιση, αποφόρτιση, επαναφόρτιση, μερική αποφόρτιση και μερική επαναφόρτιση). Στο φορέα γίνεται παραμετρική ανάλυση για τη διερεύνηση της επίδρασης των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος στη συνολική απόκριση ενός φορέα. Επιπλέον πραγματοποιούνται παραμετρικές αναλύσεις ως προς τη μορφή του κλάδου μετάβασης από θλίψη σε εφελκυσμό, από εφελκυσμό σε θλίψη και ως προς το μέγεθος του πεπερασμένου στοιχείου.

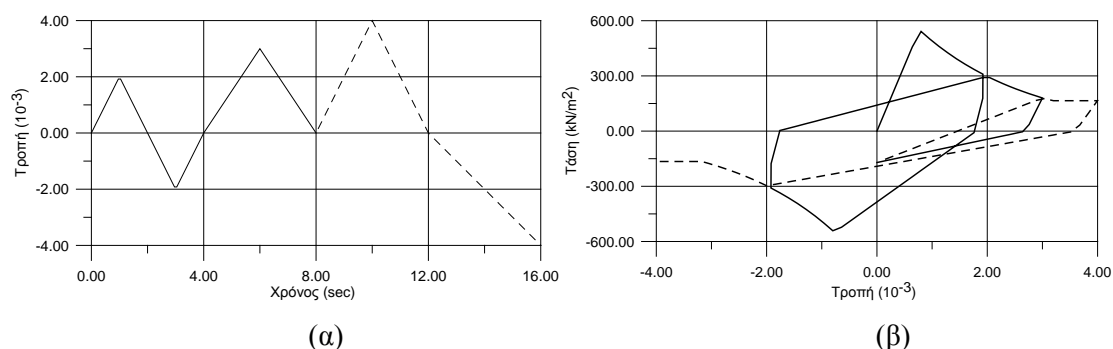
5.4.1. Έλεγχος καταστατικού νόμου σε κλίμακα ενός στοιχείου

Το καταστατικό προσομοίωμα ελέγχθηκε χρησιμοποιώντας ένα τετρακομβικό στοιχείο επίπεδης έντασης μοναδιαίων διαστάσεων με 1x1 κανόνα ολοκλήρωσης. Το εξεταζόμενο στοιχείο υποβλήθηκε σε διάφορες μονοαξονικές μετακινήσεις ανακυκλιζόμενης μορφής για τον έλεγχο όλων των πιθανών διαδρομών σε εφελκυσμό/θλίψη και διάτμηση. Λόγω των μοναδιαίων διαστάσεων του στοιχείου, η επιβαλλόμενη μετακίνηση αντιστοιχεί σε επιβαλλόμενη τροπή. Για να επιτυγχάνονται συνθήκες μονοαξονικής έντασης στο στοιχείο, χρησιμοποιούνται οι συνοριακές συνθήκες, όπως φαίνονται στο Σχήμα 5.7.



Σχήμα 5.7. Στοιχείο μοναδιαίων διαστάσεων για τον έλεγχο του καταστατικού προσομοιώματος (α): Φόρτιση σε εφελκυσμό, (β): Φόρτιση σε θλίψη, (γ): Φόρτιση σε διάτμηση.

Στο Σχήμα 5.8 παρουσιάζεται ενδεικτικά της επιβαλλόμενης διατμητικής τροπής και το αντίστοιχο διάγραμμα τάσης-τροπής για τον έλεγχο του καταστατικού νόμου.



Σχήμα 5.8. Φόρτιση σε διάτμηση, (α): επιβαλλόμενη τροπή, (β): διάγραμμα τάσης-τροπής.

5.4.2. Παραμετρική διερεύνηση σε κλίμακα φορέα

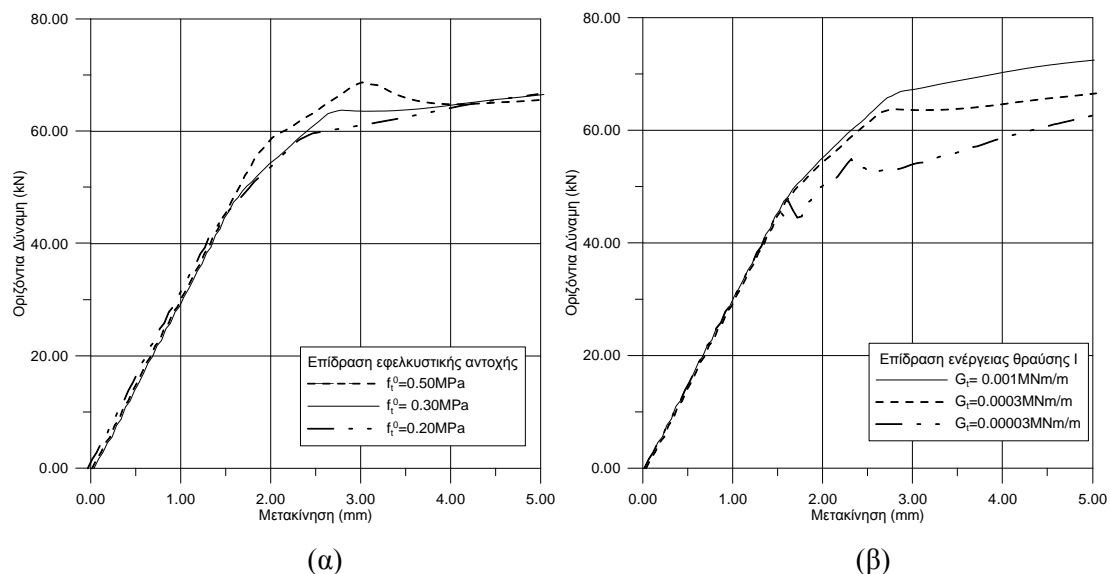
Για τη διερεύνηση της επίδρασης των ιδιοτήτων του υλικού στη συνολική απόκριση ενός φορέα γίνεται μια σειρά παραμετρικών αναλύσεων. Οι παράμετροι αυτοί διαχωρίζονται σε τρεις κατηγορίες: (α): οι παράμετροι που επηρεάζουν το μέγιστο φορτίο (Μέτρο Ελαστικότητας, εφελκυστική αντοχή $f_{tx/y}^0$, μέγιστη θλιπτική αντοχή $f_{cx/y}^p$, διατμητική αντοχή f_s^0), (β): οι παράμετροι που επηρεάζουν τη μετελαστική συμπεριφορά (ενέργεια θραύσης ρωγμής τύπου I $G_{tx/y}$, ρωγμής τύπου II G_s και η παραμένουσα διατμητική αντοχή f_{sr}) και (γ): οι παράμετροι αποφόρτισης (a_t , a_c και a_s). Η επίπτωση των παραμέτρων αποφόρτισης διερευνάται έναντι ανακυκλιζόμενης φόρτισης, ενώ η επίπτωση των υπόλοιπων παραμέτρων έναντι μονοτονικής φόρτισης. Για τις παραμετρικές αναλύσεις επιλέχθηκε ο ραδινός τοίχος που παρουσιάζεται στην Παράγραφο 5.4.7 (και στο Κεφαλαίου 4 - Παράγραφο 4.4.3). Επίσης στις αναλύσεις αυτές, τα μηχανικά χαρακτηριστικά κάθετα και παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς λήφθηκαν ίσα.

5.4.2.1. Επίπτωση παραμέτρων $f_{tx/y}^0$, $G_{tx/y}$, $f_{cx/y}^p$, f_s^0 , G_s και f_{sr}

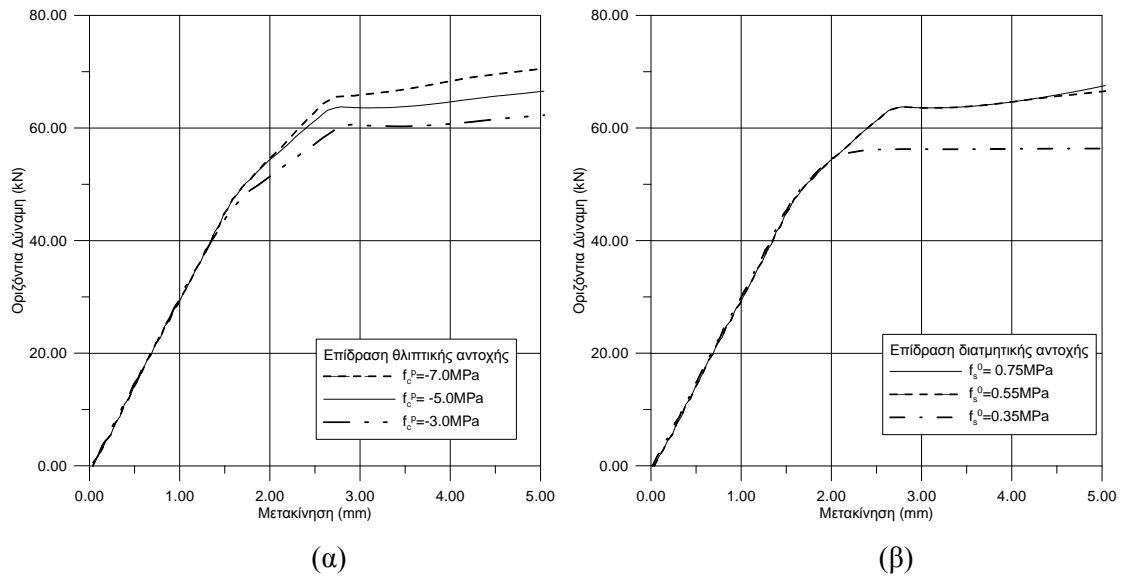
Στα Σχήματα 5.9-5.11 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων του ραδινού τοίχου με τη μορφή διαγραμμάτων οριζόντιας δύναμης - επιβαλλόμενης μετακίνησης, για την επίπτωση των παραμέτρων $f_{tx/y}^0$, $G_{tx/y}$, $f_{cx/y}^p$, f_s^0 , G_s και f_{sr} . Από τα σχήματα αυτά προκύπτει ότι (α): η αύξηση της εφελκυστικής

αντοχής οδηγεί σε σχετικά μικρή αύξηση του μέγιστου φορτίου, χωρίς όμως να επηρεάζεται σημαντικά η μορφή του διαγράμματος δύναμης - μετακίνησης, (β): η μεταβολή της ενέργειας θραύσης ρωγμής τύπου I και της μέγιστης θλιπτικής αντοχής επηρεάζουν σε μεγαλύτερο βαθμό την απόκριση του εξεταζόμενου φορέα, (γ): η διατμητική αντοχή επηρεάζει τη συμπεριφορά του φορέα μέχρι ένα όριο, πάνω από το οποίο δεν έχει καμιά επίπτωση στην απόκριση και (δ): η ενέργεια θραύσης ρωγμής τύπου II και η παραμένουσα διατμητική αντοχή δεν επηρεάζουν την απόκριση του εξεταζόμενου φορέα.

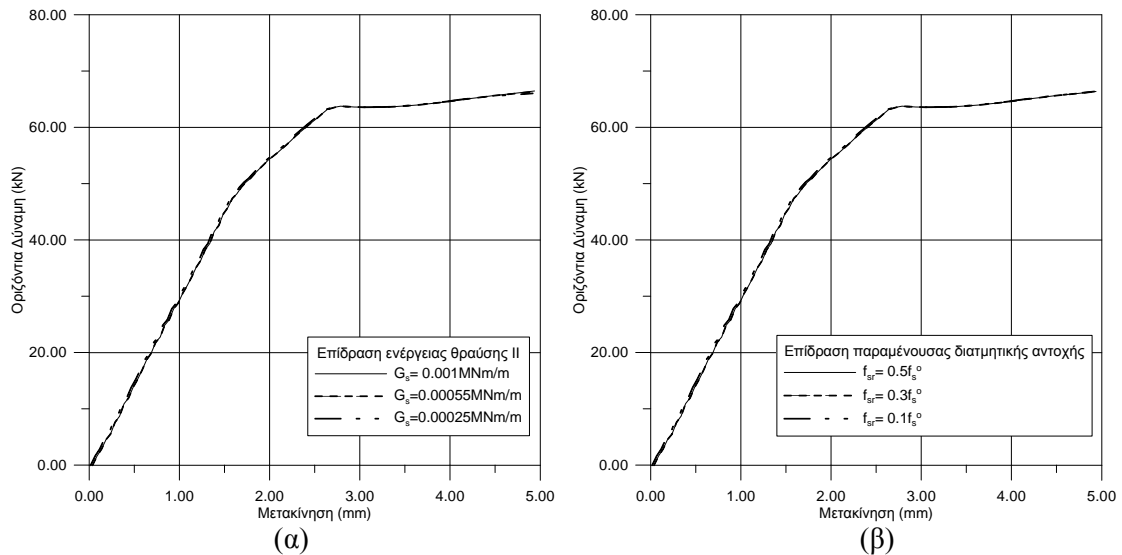
Τα συμπεράσματα που προκύπτουν από τις πιο πάνω αναλύσεις, αναφέρονται στο εξεταζόμενο φορέα και δεν μπορούν να θεωρηθούν γενικά. Ο εξεταζόμενος φορέας έχει λόγο ύψος προς πλάτος 2.00, παρουσιάζει καμπτική κυρίως συμπεριφορά και η απόκριση του επηρεάζεται περισσότερο από τα χαρακτηριστικά του υλικού, που καθορίζουν τη συμπεριφορά του σε εφελκυσμό και θλίψη και λιγότερο από τα χαρακτηριστικά του υλικού σε διάτμηση. Έτσι, αν διερευνηθεί η επίπτωση π.χ. της ενέργειας θραύσης ρωγμής τύπου II σε ένα τοίχο με τα ίδια χαρακτηριστικά υλικού και το ίδιο κατακόρυφο φορτίο, άλλα με λόγο ύψος προς πλάτος 1.35 (χθαμαλός τοίχος Παραγράφου 5.4.7), ο οποίος παρουσιάζει έντονη διατμητική συμπεριφορά, παρατηρείται ότι η ενέργεια θραύσης ρωγμής τύπου II επηρεάζει σε μεγαλύτερο βαθμό την απόκριση του (Σχήμα 5.12).



Σχήμα 5.9. Διάγραμμα δύναμης- μετακίνησης- (α): επίδραση εφελκυστικής αντοχής, (β) επίδραση ενέργειας θραύσης ρωγμής τύπου I.



Σχήμα 5.10. Διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης- (α): επίδραση θλιπτικής αντοχής, (β): επίδραση διατμητικής αντοχής.

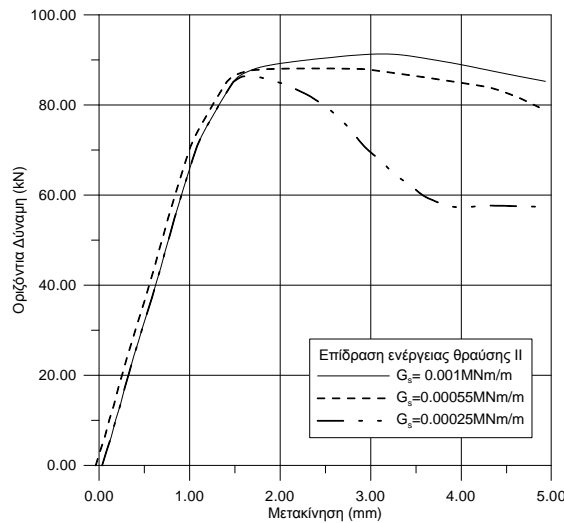


Σχήμα 5.11. Διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης – (α): επίδραση ενέργειας θραύσης ρωγμής τύπου II, (β): επίδραση παραμένουσας διατμητικής αντοχής.

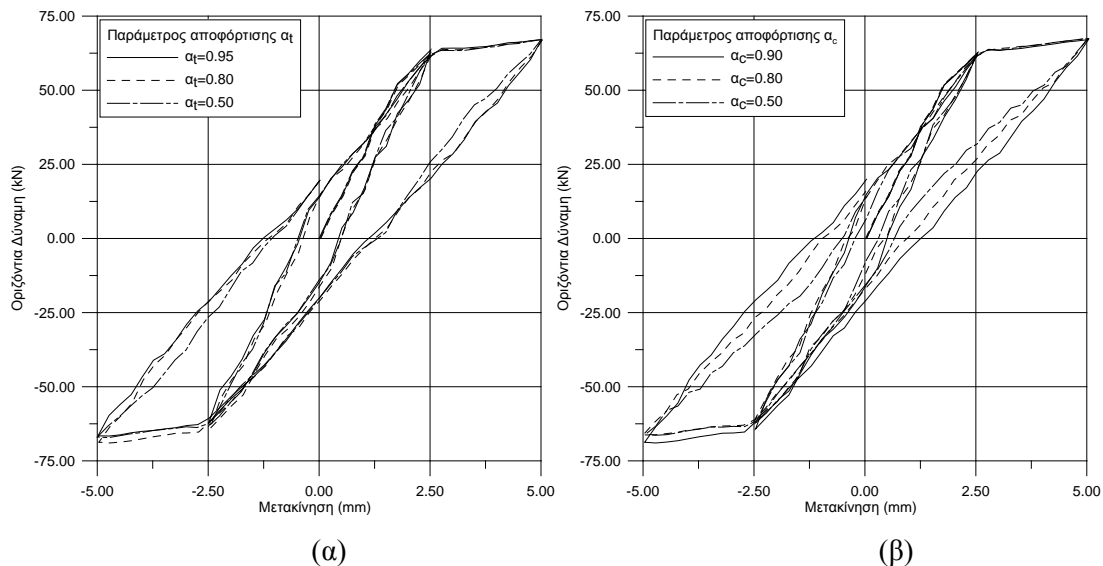
5.4.2.2. Επίπτωση παραμέτρων α_t , α_c και α_s

Στα Σχήματα 5.13-5.14 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων του ραδινού τοίχου με τη μορφή διαγραμμάτων οριζόντιας δύναμης - επιβαλλόμενης μετακίνησης, για την επίπτωση των παραμέτρων α_t , α_c και α_s . Από τα σχήματα αυτά προκύπτει ότι (α): η παράμετρος α_t , έχει μικρή επίπτωση στην συνολική απόκριση του φορέα, (β): η παράμετρος αποφόρτισης α_c , επηρεάζει σημαντικά τη μορφή του βρόχου (μείωση της παραμέτρου α_c οδηγεί σε βρόχο

μικρότερου εύρους) και (γ): αμελητέα επίδραση της παραμέτρου α_s στη συνολική απόκριση του φορέα.



Σχήμα 5.12. Διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης - επίδραση της ενέργειας θραύσης ρογμής τύπου II στη συμπεριφορά τοίχου με λόγο ύψους προς πλάτος 1.35.

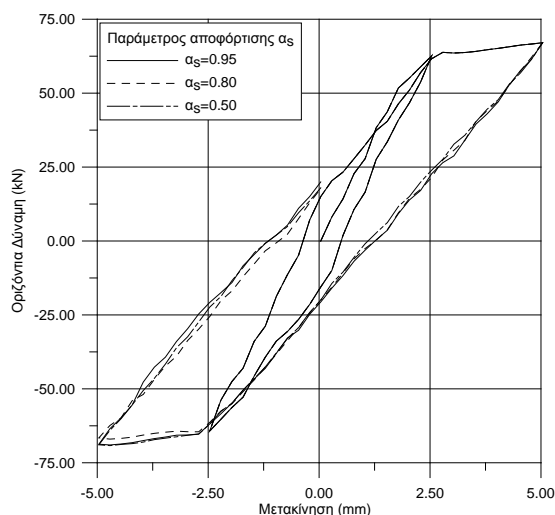


Σχήμα 5.13. Διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης: Επίδραση παραμέτρου αποφόρτισης (α): α_i και (β): α_c .

5.4.3. Αριθμητική διερεύνηση κλάδου μετάβασης από θλίψη σε εφελκυσμό

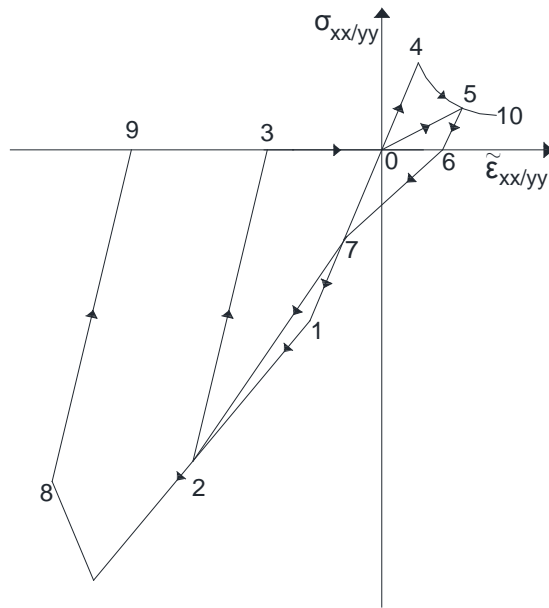
Όπως περιγράφεται αναλυτικά στο Κεφαλαίο 4 και παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.15 (1^η Περίπτωση), η αποφόρτιση από θλίψη σε εφελκυσμό, περιγράφεται από τους κλάδους 2-3, 3-0 (αντίστοιχα οι κλάδοι 8-9, 9-0 για επόμενο κύκλο φόρτισης). Το σημείο 3 (ή το σημείο 9), αντιστοιχεί στο σημείο μηδενικής θλιπτικής τάσης με παραμένουσα τροπή. Ο κλάδος 3-0 (ή ο κλάδος 9-0) κινείται στον άξονα x_x/y_y

(μηδενική τάση), παρουσιάζοντας μια «πολύ χαλαρή» απόκριση μέχρι η τροπή να γίνει θετική και να ξεκινήσει η φόρτιση στον εφελκυσμό. Δύο επιπλέον κλάδοι αποφόρτισης διερευνήθηκαν, όπως φαίνονται στα Σχήματα 5.16 (2^η Περίπτωση) και 5.17 (3^η Περίπτωση).

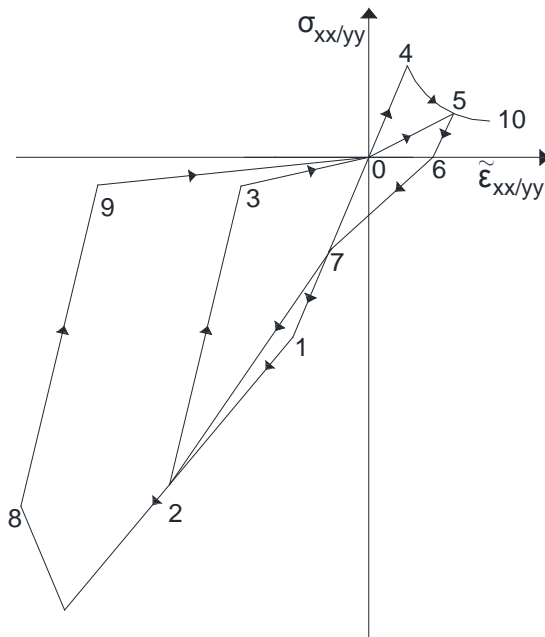


Σχήμα 5.14. Διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης: Επίδραση παραμέτρου αποφόρτισης α_s .

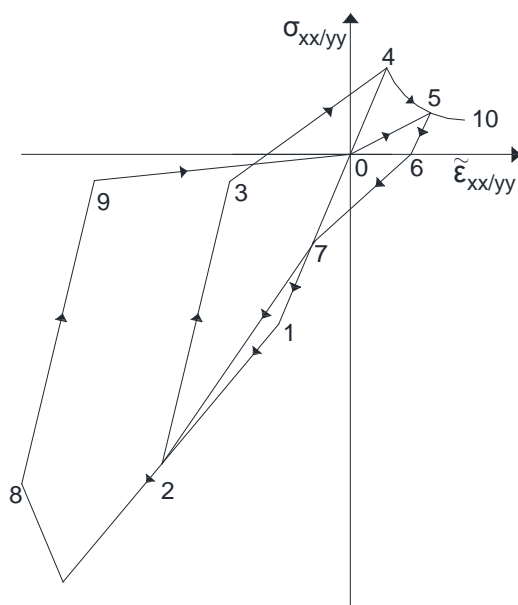
Η διερεύνηση αυτή έγινε για να διαπιστωθεί η επίπτωση των κλάδων αυτών στη συνολική απόκριση ενός φορέα, κυρίως λόγω της έλλειψης πειραματικών αποτελεσμάτων του κλάδου αυτού. Στη 2^η Περίπτωση, η μετάβαση από θλίψη σε εφελκυσμό, γίνεται με την ανάπτυξη τάσης, (κλάδος 3-0), ενώ η 3^η Περίπτωση αντιστοιχεί στο ιδεατό διάγραμμα τάσης - τροπής άοπλου σκυροδέματος υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, το οποίο προτείνεται από τους Stevens et al.^[5.13] (βλ. Κεφάλαιο 3). Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν τόσο για το χθαμαλό όσο και για το ραδινό τοίχο της Παραγράφου 5.4.7. Η σύγκριση των αποτελεσμάτων παρουσιάζεται στα Σχήματα 5.18α και 5.18β. από τα οποία προκύπτει αμελητέα επίπτωση στη συνολική συμπεριφορά του ραδινού τοίχου, ενώ στην περίπτωση του χθαμαλού τοίχου, μεταβολή της απόκρισης παρατηρείται κατά τους τελευταίους κύκλους φόρτισης για την ανάλυση με την 3^η Περίπτωση αποφόρτισης (βρόχοι μεγαλύτερου εύρους).



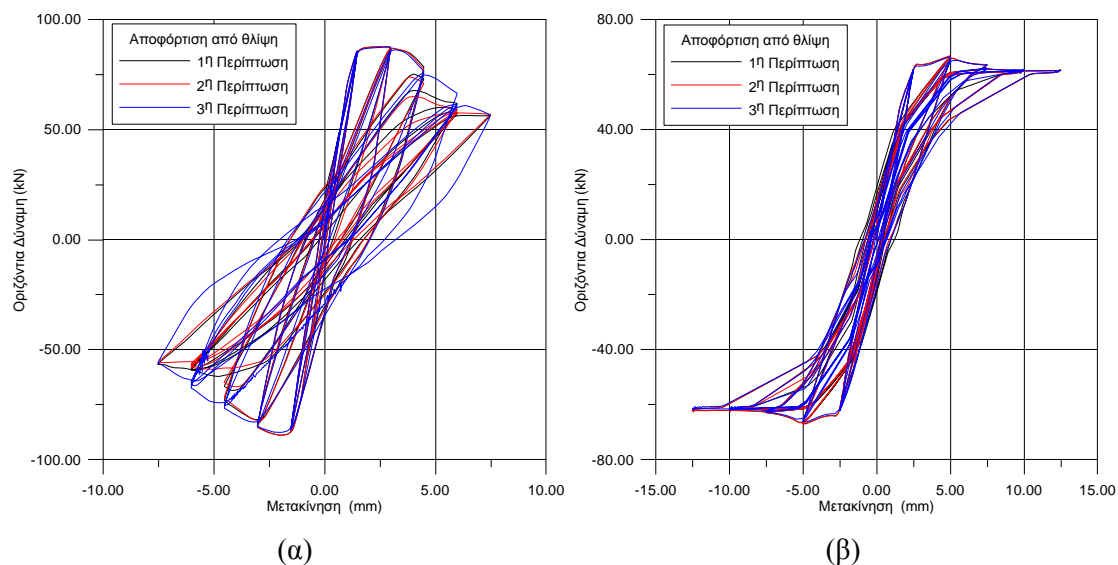
Σχήμα 5.15. 1^η Περίπτωση: Αρχική φόρτιση σε θλίψη (0-1-2), αποφόρτιση από θλίψη σε εφελκυσμό (2-3-0), φόρτιση σε εφελκυσμό (0-4-5), αποφόρτιση από εφελκυσμό σε θλίψη (5-6-7-2), φόρτιση σε θλίψη (2-8), αποφόρτιση από θλίψη σε εφελκυσμό (8-9-0-5), φόρτιση σε εφελκυσμό (5-10).



Σχήμα 5.16. 2^η Περίπτωση: Αρχική φόρτιση σε θλίψη (0-1-2), αποφόρτιση από θλίψη σε εφελκυσμό (2-3-0), φόρτιση σε εφελκυσμό (0-4-5), αποφόρτιση από εφελκυσμό σε θλίψη (5-6-7-2), φόρτιση σε θλίψη (2-8), αποφόρτιση από θλίψη σε εφελκυσμό (8-9-0-5), φόρτιση σε εφελκυσμό (5-10).



Σχήμα 5.17. 3^η Περίπτωση: Αρχική φόρτιση σε θλίψη (0-1-2), αποφόρτιση από θλίψη σε εφελκυσμό (2-3-4), φόρτιση σε εφελκυσμό (4-5), αποφόρτιση από εφελκυσμό σε θλίψη (5-6-7-2), φόρτιση σε θλίψη (2-8), αποφόρτιση από θλίψη σε εφελκυσμό (8-9-0-5), φόρτιση σε εφελκυσμό (5-10).

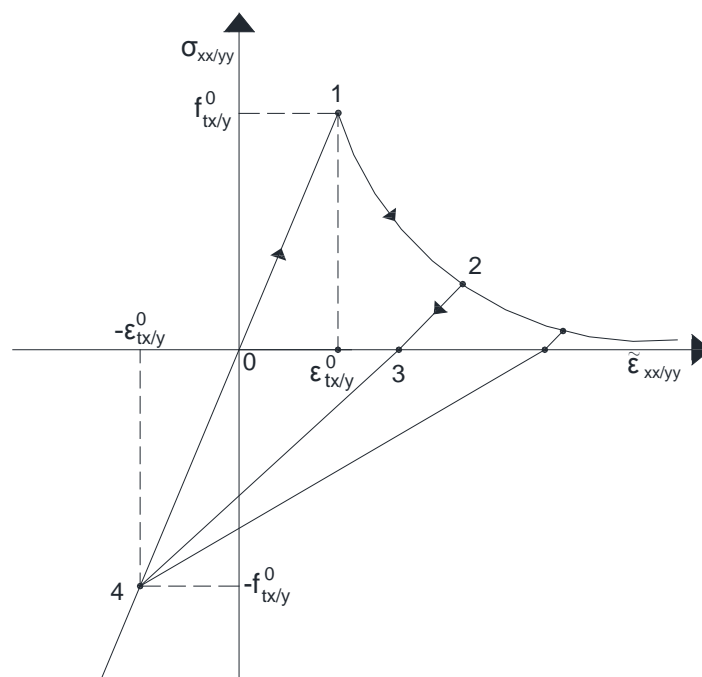


Σχήμα 5.18. Διερεύνηση διαφορετικών κλάδων αποφόρτισης από θλίψη σε εφελκυσμό: Διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης: (α): Χθαμαλός τοίχος, (β): Ραδινός τοίχος.

5.4.4. Αριθμητική διερεύνηση κλάδου μετάβασης από εφελκυσμό σε θλίψη

Στην παρούσα εργασία, η αποφόρτιση από εφελκυσμό σε θλίψη πραγματοποιείται όπως περιγράφεται αναλυτικά στο Κεφαλαίο 4 και παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.19 (1^η Περίπτωση). Η μετάβαση από τον εφελκυσμό στη θλίψη περιγράφεται από τους κλάδους 2-3 και 3-4. Το σημείο 3 αντιστοιχεί στο σημείο μηδενικής εφελκυστικής

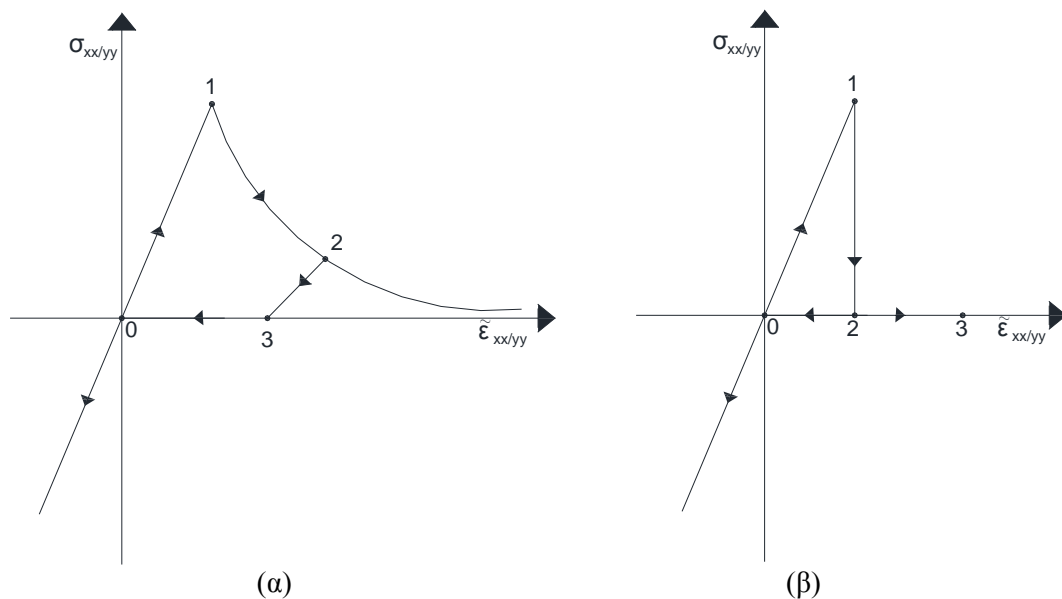
τάσης με παραμένουσα τροπή, ενώ το σημείο 4, στο σημείο αποκατάστασης της ρωγμής. Το σημείο αυτό είναι ανεξάρτητο από την τροπή αποφόρτισης και η τάση /τροπή αποκατάστασης ρωγμής θεωρείται ίση με την τάση (αντοχή)/τροπή για την οποία δημιουργήθηκε η ρωγμή. Γενικά υπάρχει έλλειψη δεδομένων για τη μορφή του κλάδου αυτού. Από το ελάχιστο πειραματικά δεδομένα (βλ. Κεφάλαιο 3) το υλικό θεωρείται ότι ανακτά σταδιακά τη δυσκαμψία του με το κλείσιμο της ρωγμής, με την ανάπτυξη ή όχι θλιπτικής τάσης όταν η τροπή από εφελκυστική γίνεται θλιπτική. Στη βιβλιογραφία προτείνονται σχέσεις για την περιγραφή του κλάδου αυτού, οι οποίες αναφέρονται στο σκυρόδεμα [5.14-5.15].



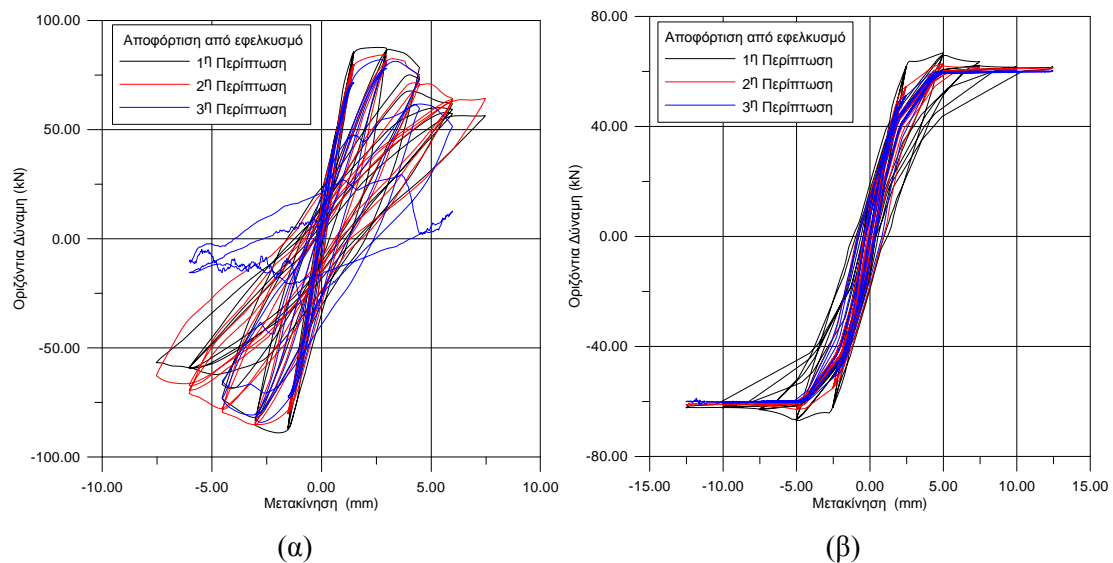
Σχήμα 5.19. 1^η Περίπτωση: Αρχική φόρτιση σε εφελκυσμό (0-1-2), αποφόρτιση από εφελκυσμό σε θλίψη (2-3-4), φόρτιση σε θλίψη (4-).

Για να διαπιστωθεί η επίπτωση του κλάδου αποφόρτισης από εφελκυσμό σε θλίψη στη συνολική απόκριση ενός φορέα, κυρίως λόγω της έλλειψης πειραματικών αποτελεσμάτων που αναφέρονται στην αποφόρτιση, διερευνήθηκαν δύο επιπλέον κλάδοι αποφόρτισης όπως φαίνονται στα Σχήματα 5.20α (2^η Περίπτωση) και 5.20β (3^η Περίπτωση). Στη 2^η Περίπτωση, η μετάβαση από εφελκυσμό σε θλίψη, γίνεται χωρίς την ανάπτυξη θλιπτικής τάσης, (κλάδος 3-0), ενώ στην 3^η Περίπτωση εξετάζεται η επίπτωση του απότομου μηδενισμού της εφελκυστικής αντοχής μετά τη ρηγμάτωση του υλικού και η αποφόρτιση χωρίς την ανάπτυξη θλιπτικής τάσης. Οι

αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για το χθαμαλό και το ραδινό τοίχο της Παραγράφου 5.4.7. Η σύγκριση των αποτελεσμάτων παρουσιάζεται στα Σχήματα 5.21α και 5.21β.



Σχήμα 5.20. (α): 2^η Περίπτωση: Αρχική φόρτιση σε εφελκυσμό (0-1-2), αποφόρτιση από εφελκυσμό σε θλίψη (2-3-0), φόρτιση σε θλίψη (0-), (β): 3^η Περίπτωση: Αρχική φόρτιση σε εφελκυσμό (0-1-2-3), αποφόρτιση από εφελκυσμό σε θλίψη (3-0), φόρτιση σε θλίψη (0-).



Σχήμα 5.21. Διερεύνηση διαφορετικών κλάδων αποφόρτισης από εφελκυσμό σε θλίψη: Διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης: (α): Χθαμαλός τοίχος, (β): Ραδινός τοίχος.

Ως προς το χθαμαλό τοίχο, παρατηρείται μικρή επίπτωση στη συνολική συμπεριφορά του τοίχου, όταν η ανάλυση πραγματοποιείται με την 1^η και 2^η Περίπτωση αποφόρτισης από εφελκυσμό σε θλίψη, ενώ μεταβολή της απόκρισης παρατηρείται κυρίως κατά τους τελευταίους κύκλους φόρτισης για την ανάλυση με την 3^η Περίπτωση αποφόρτισης (μείωση αντοχής). Ως προς το ραδινό τοίχο, η ανάλυση με

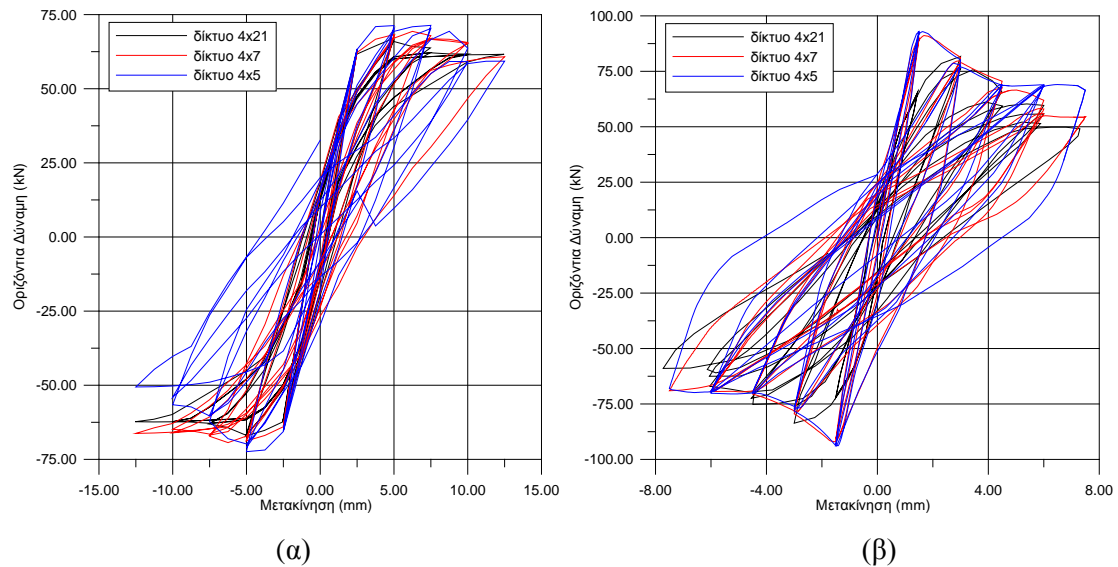
την 2^η και 3^η Περίπτωση αποφόρτισης από εφελκυσμό σε θλίψη οδηγεί σε μικρότερους βρόχους υστέρησης, συγκρινόμενους με τους αντίστοιχους που προκύπτουν από την ανάλυση με την 1^η Περίπτωση αποφόρτισης.

5.4.5. Μέγεθος πεπερασμένου στοιχείου

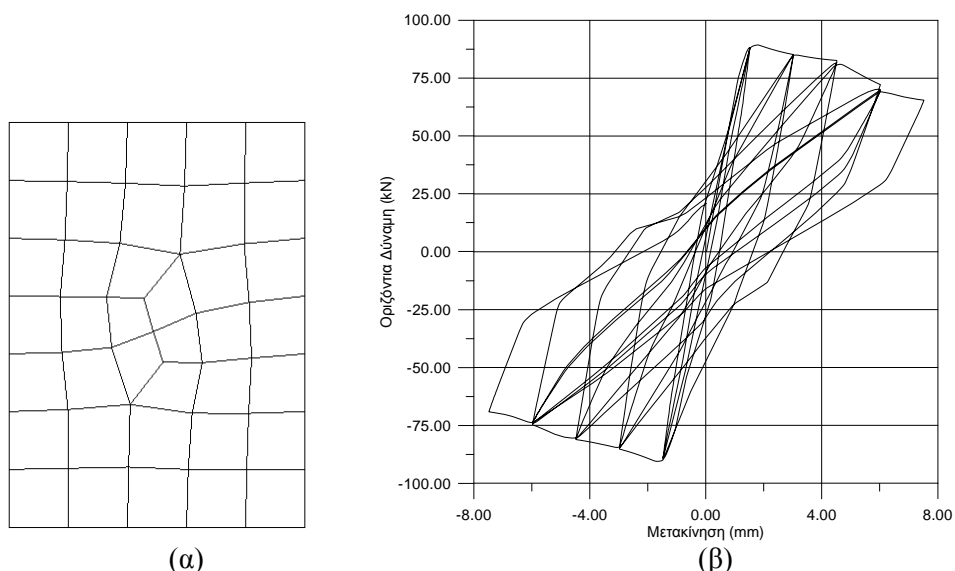
Όπως έχει αναφερθεί στην Παράγραφο 5.2, το προτεινόμενο καταστατικό προσομοίωμα ανήκει στην κατηγορία των μακρο - προσομοιωμάτων και οι μορφές αστοχίας τις οποίες περιγράφει αναφέρονται στο σύνθετο υλικό. Συνεπώς, η διάσταση του πεπερασμένου στοιχείου (πιο συγκεκριμένα το εμβαδό επιρροής του σημείου ολοκλήρωσης), επιλέγεται έτσι ώστε να είναι αντιπροσωπευτική της διάστασης του ομογενοποιημένου σύνθετου υλικού της τοιχοποιίας και εξαρτάται από τη γεωμετρία του λιθοσώματος και το πάχος των αρμών. Επίσης, η ενέργεια θραύσης συνδέεται με το εμβαδό του στοιχείου μέσω του χαρακτηριστικού μήκους του. Η έννοια της ενέργειας θραύσης χρησιμοποιείται ως το «τέχνασμα» για την «ανεξαρτητοποίηση» των αποτελεσμάτων από το μέγεθος του πεπερασμένου στοιχείου και στην παρούσα εργασία δεν εξετάζεται περαιτέρω αν αποτελεί μηχανικό χαρακτηριστικό του υλικού ή όχι.

Στις αναλύσεις που προηγήθηκαν η τοιχοποιία διακριτοποιήθηκε με τετρακομβικά στοιχεία επίπεδης έντασης με μειωμένο κανόνα ολοκλήρωσης. Το μέγεθος του πεπερασμένου στοιχείου λήφθηκε ίσο με το άθροισμα της διάστασης του λιθοσώματος και το πάχος του αρμού, έτσι ώστε το στοιχείο να περιγράφει την τοιχοποιία και όχι τα επιμέρους συστατικά της. Επιπλέον, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις με αραιά και πυκνά δίκτυα πεπερασμένων στοιχείων για να διερευνηθεί η ευαισθησία των αριθμητικών αποτελεσμάτων ως προς το μέγεθος του πεπερασμένου στοιχείου. Για τις αναλύσεις αυτές χρησιμοποιήθηκε ο ραδινός και χθαμαλός τοίχος της Παραγράφου 5.4.7. Τα ακόλουθα δίκτυα πεπερασμένων στοιχείων εξετάστηκαν: 4x21 (ο πρώτος αριθμός δηλώνει τα στοιχεία κατά τη διεύθυνση x και ο δεύτερος κατά τη διεύθυνση y), 4x7, 4x5, 7x10 στοιχεία. Η σύγκριση των αριθμητικών αποτελεσμάτων με τη μορφή διαγράμματος δύναμης - μετακίνησης παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.22α και 5.22β για το ραδινό και το χθαμαλό τοίχο αντίστοιχα. Από τα αποτελέσματα αυτά φαίνεται μικρή εξάρτηση της απόκρισης του εξεταζόμενου φορέα από το μέγεθος του πεπερασμένου στοιχείου ως προς το μέγιστο φορτίο και

την υστερητική ενέργεια κατά τον τελευταίο κύκλο φόρτισης. Επιπλέον, πραγματοποιήθηκε ανάλυση του χθαμαλού τοίχου με μη κανονικό δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων (στοιχεία με ακμή περίπου 0.20- Σχήμα 5.23α). Το διάγραμμα δύναμης - μετακίνησης φαίνεται στο Σχήμα 5.23β και κρίνεται ικανοποιητικό συγκρινόμενο τόσο με το αντίστοιχο πειραματικό όσο και με τα διαγράμματα του Σχήματος 5.22β.



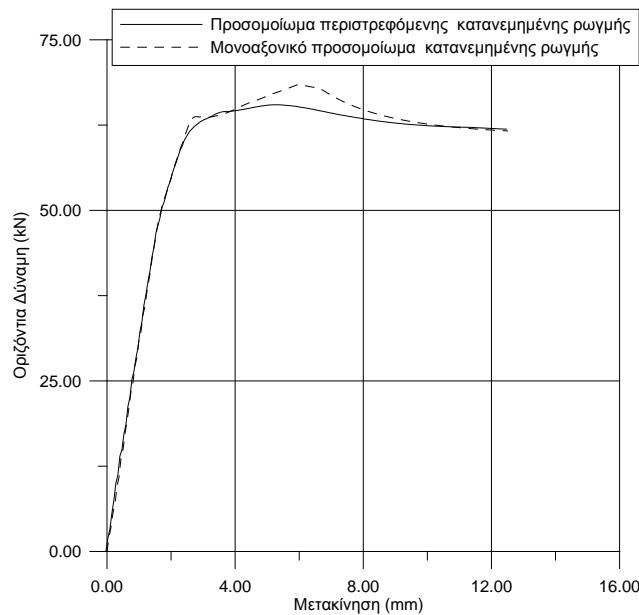
Σχήμα 5.22. Σύγκριση διαγράμματος δύναμης - μετακίνησης για διαφορετικά δίκτυα πεπερασμένων στοιχείων: (α): Ραδινός και (β): Χθαμαλός τοίχος.



Σχήμα 5.23. (α): Μη κανονικό δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων, (β): Διάγραμμα δύναμης - μετακίνησης μη κανονικού δικτύου.

5.4.6. Διαφορές μονοαξονικού προσομοιώματος κατανεμημένης ρωγμής και προσομοιώματος περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής.

Στο μονοαξονικό προσομοίωμα κατανεμημένης ρωγμής συνολικών τροπών λαμβάνεται υπόψη η ανισοτροπία της τοιχοποιίας η οποία οφείλεται στην ύπαρξη οριζόντων και κατακόρυφων αρμών κονιάματος με τη θεώρηση διαφορετικών αντοχών τόσο σε θλίψη, όσο και σε εφελκυσμό κάθετα και παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς. Το χαρακτηριστικό αυτό της τοιχοποιίας αγνοείται στο προσομοίωμα της περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής. Έτσι, γίνεται η παραδοχή ότι σε όποια γωνία φ σχηματιστεί μια ρωγμή, η καμπύλη τάσεων – τροπών σε εφελκυσμό θεωρείται ίδια. Το ίδιο συμβαίνει και με την καμπύλη τάσεων-τροπών σε θλίψη. Λαμβάνοντας υπόψη τη μικρή εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας και τις αβεβαιότητες που υπάρχουν κατά τον πειραματικό προσδιορισμό της, η διαφορά στην εκτίμηση της τελικής αντοχής φορέα από άοπλη τοιχοποιία με τη χρήση των δύο προσομοιωμάτων δεν είναι σημαντική, όταν η συμπεριφορά του φορέα είναι κυρίως καμπτική (Σχήμα 5.24).



Σχήμα 5.24. Ραδινός τοίχος: Σύγκριση προσομοιωμάτων σε μονοτονική φόρτιση.

Η κύρια διαφορά των δύο προσομοιωμάτων είναι ο τρόπος υπολογισμού της διατμητικής τάσης. Στο προσομοίωμα της περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής, η διατμητική τάση υπολογίζεται έμμεσα από την απαίτηση ταύτισης του συστήματος των κύριων τάσεων με αυτό των κύριων τροπών. Η θεώρηση αυτή, αποτελεί και το μειονέκτημα του προσομοιώματος. Αυτό γίνεται κατανοητό αν θεωρήσουμε ένα

στοιχείο το οποίο υποβάλλεται μόνο σε διατμητική παραμόρφωση (Σχήμα 5.25α). Στην περίπτωση αυτή, το διάνυσμα της τροπής στο καθολικό σύστημα ϵ_{xy} δίνεται ως:

$$\epsilon_{xy} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \epsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad (5.11)$$

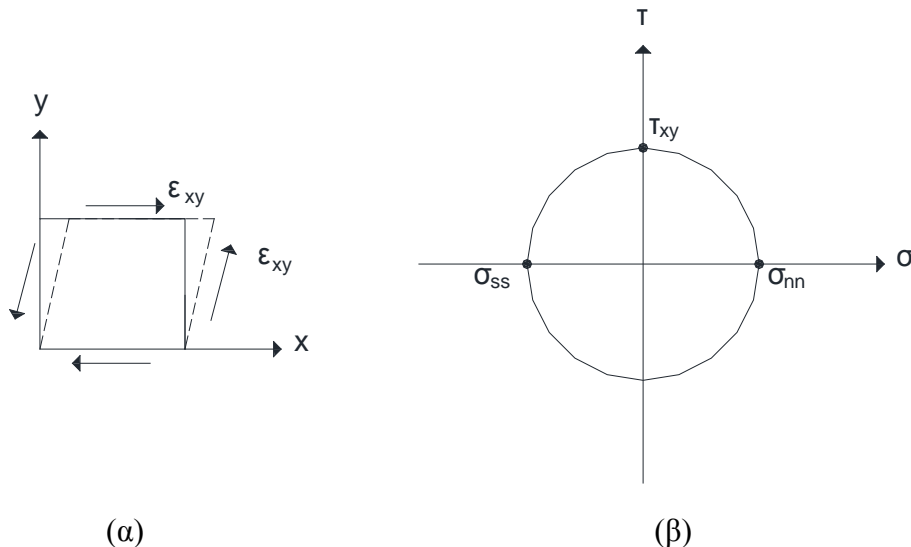
το οποίο ταυτίζεται με το διάνυσμα της ισοδύναμης τροπής $\tilde{\epsilon}_{xy}$. Οι κύριες τροπές (σύστημα n-s) $\tilde{\epsilon}_{nn} = \epsilon_{xy}$ και $\tilde{\epsilon}_{ss} = -\epsilon_{xy}$ σχηματίζουν γωνία 45° ως προς το καθολικό σύστημα. Όσο το υλικό συμπεριφέρεται ελαστικά, οι κύριες τάσεις σ_{nn} και σ_{ss} υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$\sigma_{nn} = E \cdot \epsilon_{xy} \quad \text{και} \quad \sigma_{ss} = -E \cdot \epsilon_{xy} \quad (5.12)$$

Ο μετασχηματισμός των κύριων τάσεων από το σύστημα των κύριων αξόνων στο καθολικό, οδηγεί στο ακόλουθο διάνυσμα τάσεων:

$$\sigma_{xy} = \begin{Bmatrix} \frac{\sigma_{nn} + \sigma_{ss}}{2} \\ \frac{\sigma_{nn} + \sigma_{ss}}{2} \\ \frac{\sigma_{nn} - \sigma_{ss}}{2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \frac{\sigma_{nn} - \sigma_{ss}}{2} \end{Bmatrix} \quad (5.13)$$

και ο αντίστοιχος κύκλος του Mohr φαίνεται στο Σχήμα 5.25β.



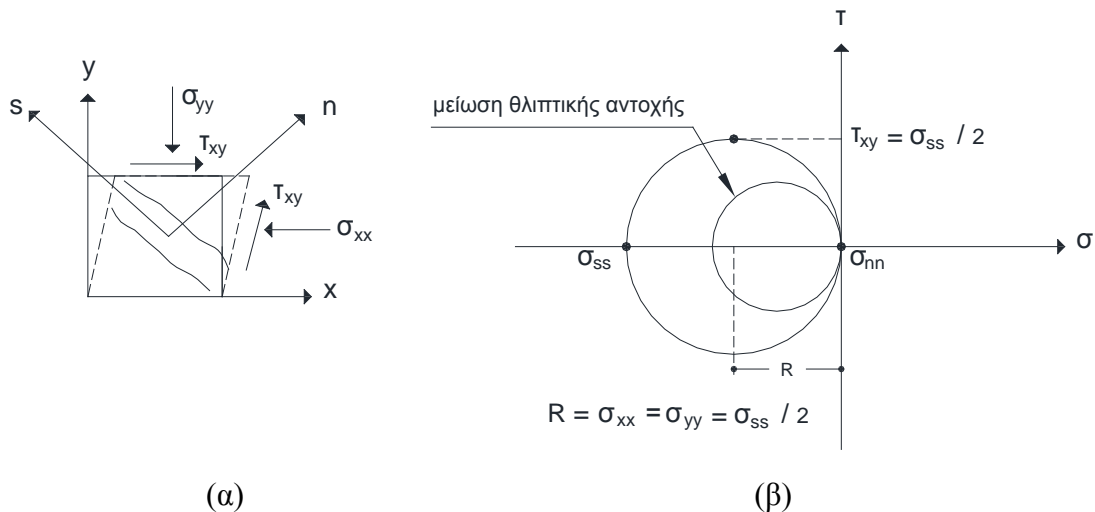
Σχήμα 5.25: (α): Στοιχείο σε καθαρή διάτμηση, (β): Κύκλος του Mohr πριν τη ρηγμάτωση.

Όταν η $\tilde{\epsilon}_{nn}$ υπερβεί την εφελκυστική τροπή αστοχίας ϵ_t^0 , σχηματίζεται ρωγή όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.26α. Με την περαιτέρω αύξηση της διατμητικής τροπής η

αντοχή στη διεύθυνση n τείνει στο μηδέν, ενώ η θλιπτική κύρια τάση σ_{ss} υπολογίζεται συναρτήσει της κύρια τροπής $\tilde{\epsilon}_{ss}$. Ο μετασχηματισμός των τάσεων από το σύστημα των κύριων τροπών στο καθολικό σύστημα οδηγεί στο ακόλουθο διάλυμα τάσεων:

$$\sigma_{xy} = \begin{Bmatrix} \frac{\sigma_{nn} + \sigma_{ss}}{2} \\ \frac{\sigma_{nn} + \sigma_{ss}}{2} \\ \frac{\sigma_{nn} - \sigma_{ss}}{2} \\ \frac{\sigma_{nn} - \sigma_{ss}}{2} \end{Bmatrix} \quad (5.14)$$

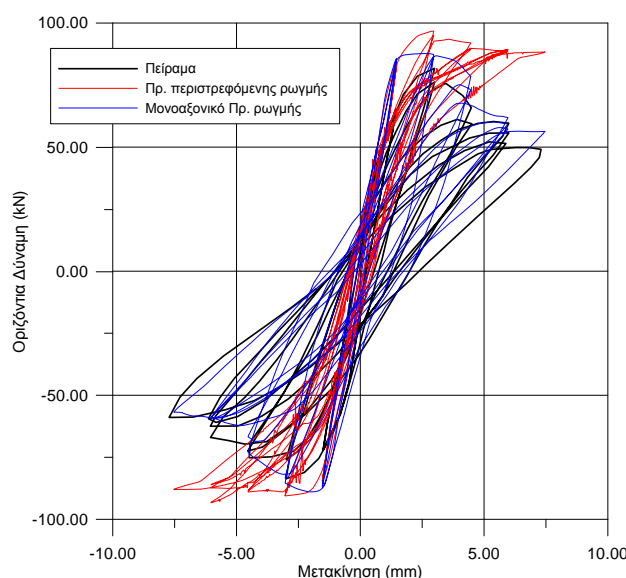
Έτσι, όσο η θλιβόμενη διαγώνιος αντιστέκεται ($\sigma_{nn} < 0$), μπορούν να αναπτυχθούν ορθές τάσεις και διατμητική τάση (Σχήμα 5.26). Επιπλέον, στο προσομοίωμα της περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής δεν εξετάζεται αν η διατμητική αυτή τάση που δημιουργείται από την αντοχή της θλιβόμενης διαγωνίου, μπορεί να μεταφερθεί κατά μήκος της ρωγμής. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την υπερεκτίμηση της αντοχής του στοιχείου.



Σχήμα 5.26: (α): Ρηγμάτωση στοιχείου, (β): Κύκλος του Mohr μετά τη ρηγμάτωση.

Σε αντίθεση, ένα στοιχείο το οποίο υποβάλλεται σε καθαρή διάτμηση (Σχήμα 5.25α) και η συμπεριφορά του περιγράφεται με το μονοαξονικό προσομοίωμα κατανεμημένης ρωγμής, λόγω διατμητικής τροπής αναπτύσσεται μόνο διατμητική τάση, η οποία υπολογίζεται συναρτήσει της διατμητικής τροπής, ενώ οι ορθές τάσεις είναι μηδέν.

Σε κλίμακα φορέα με έντονη διατμητική συμπεριφορά, το μειονέκτημα του προσομοιώματος της περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής ως προς τον υπολογισμό της διατμητικής τάσης, οδηγεί στην υπερεκτίμηση της αντοχής του φορέα και στη μη ικανοποιητική εκτίμηση των βρόχων υστέρησης στην περίπτωση ανακυκλιζόμενης φόρτισης (Σχήμα 5.27).



Σχήμα 5.27. Σύγκριση προσομοιώματος περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής και μονοαξονικού προσομοιώματος σε φορέα με έντονη διατμητική συμπεριφορά.

5.4.7. Σύγκριση αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων

Ο έλεγχος της αξιοπιστίας του καταστατικού προσομοιώματος γίνεται μέσω της επαλήθευσης του με τα πειραματικά αποτελέσματα. Για το σκοπό αυτό, αναλύθηκαν οι δύο τοίχοι οι οποίοι εξετάστηκαν για την αξιολόγηση του προσομοιώματος της περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής (Τοιχοποιίες JRC^[5.16]- βλ. Κεφάλαιο 4). Επιπλέον, χρησιμοποιήθηκαν πειραματικά αποτελέσματα από δοκιμή άοπλης τοιχοποιίας σε στατική ανακυκλιζόμενη φόρτιση, η οποία πραγματοποιήθηκε για το σκοπό αυτό στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου^[5.17] και από δοκιμή δώροφου κτιρίου η οποία έγινε στο Πανεπιστήμιο της Pavia^[5.18].

Σε όλες τις περιπτώσεις, τα μηχανικά χαρακτηριστικά όπως το Μέτρο Ελαστικότητας, ο λόγος Poisson, η αντοχή σε θλίψη, εφελκυσμό, διάτμηση και η ενέργεια θραύσης ρωγμής τύπου I (εφελκυσμός) και II (διάτμηση), λήφθηκαν από διαθέσιμα πειραματικά δεδομένα ή από τιμές που χρησιμοποίησαν άλλοι ερευνητές

για την αριθμητική ανάλυση των πιο πάνω παραδειγμάτων^[5.4 – 5.7]. Οι μη γραμμικές παράμετροι που αφορούν την αποφόρτιση εκτιμήθηκαν λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα της Παραγράφου 5.4.2.2. Επίσης, η μέγιστη θλιπτική αντοχή/μέγιστη θλιπτική τροπή παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς λήφθηκε ίση με το 1/2 της μέγιστης θλιπτικής αντοχής/μέγιστης θλιπτικής τροπής κάθετα στους οριζόντιους αρμούς. Η εφελκυστική αντοχή κάθετα στους οριζόντιους αρμούς λήφθηκε ίση με την εφελκυστική αντοχή του κονιάματος, αφού οι τοιχοποιίες που εξετάζονται αποτελούνται από κονίαμα χαμηλής ποιότητας.

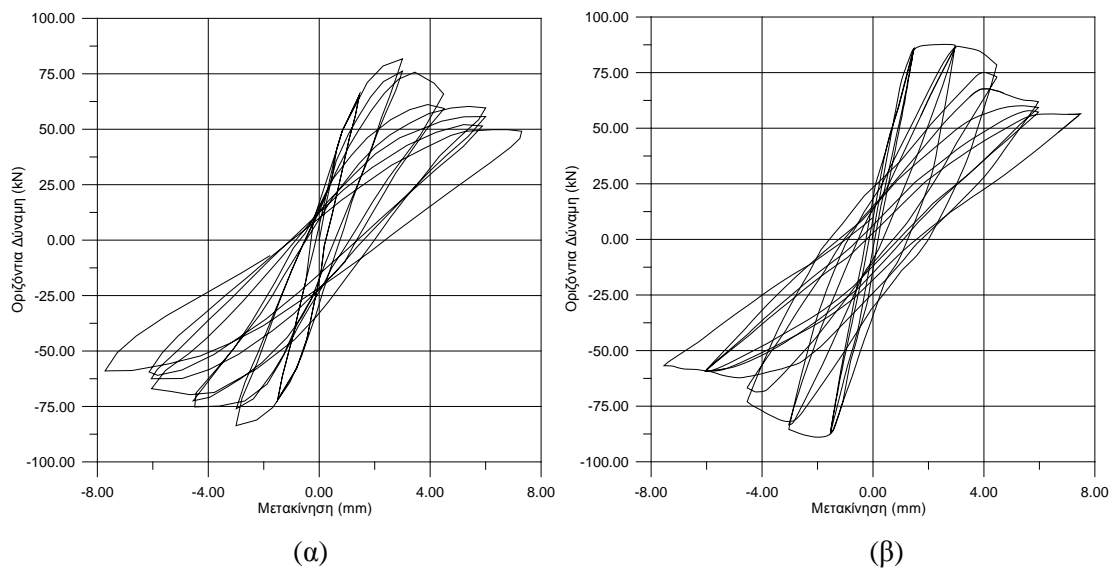
5.4.7.1. Τοιχοποιίες JRC

Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν στο JRC από τους Antoine et al.^[5.16] και αφορούσαν δύο άοπλες οπτοπλινθοδομές οι οποίες υποβλήθηκαν σε ανακυκλιζόμενη μετακίνηση εντός του επιπέδου τους με ταυτόχρονη δράση κατακόρυφου φορτίου 600kN/m² (βλ. Κεφάλαιο 4). Ο ένας τοίχος (LW) ήταν χθαμαλός με λόγο ύψος προς πλάτος 1.35, ενώ ο άλλος ήταν ραδινός με λόγο ύψος προς πλάτος (HW) 2.00. Ο χθαμαλός τοίχος παρουσίασε διατμητική συμπεριφορά, ενώ ο ραδινός τοίχος παρουσίασε καμπτική συμπεριφορά. Στον Πίνακα 5.1 δίνονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού.

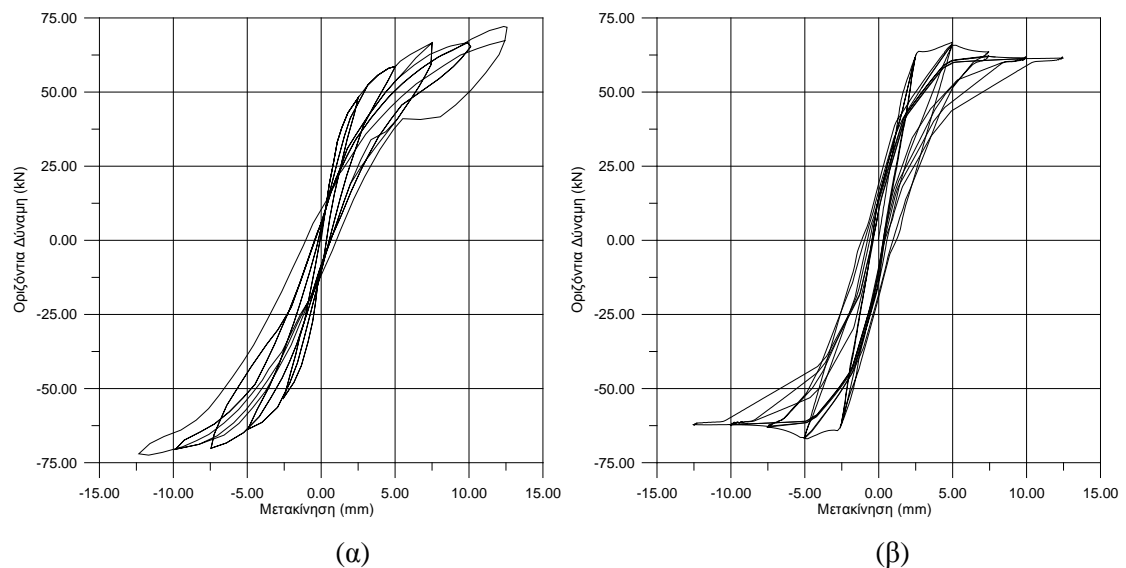
Ο HW και ο LW διακριτοποιήθηκαν με 4x31 και 4x21 στοιχεία επίπεδης έντασης αντίστοιχα. Στο Σχήμα 5.28 παρουσιάζεται το πειραματικό και το αριθμητικό διάγραμμα οριζόντιας δύναμης - μετακίνησης κορυφής για τον τοίχο LW, ενώ στο Σχήμα 5.29, τα αντίστοιχα διαγράμματα για τον τοίχο HW.

Πίνακας 5.1. Τοιχοποιία JRC: Μηχανικά Χαρακτηριστικά			
Ιδιότητα		Ιδιότητα	
E	1.70GPa	ϵ_{cy}^u	6‰
ν	0.19	f_{px}	-0.30 MPa
ρ	1.75 Mgr/m ³	f_{py}	-0.10 MPa
f_{tx}^0	0.30 MPa	f_s^0	0.55MPa
f_{ty}^0	0.10 MPa	G_s	0.00055MN/m
G_{tx}	0.0003MPa	f_{sr}	0.165MPa
G_{ty}	0.0001MPa	α_t	0.80
f_{cx}^p	2.50MPa	α_c	0.95
f_{cy}^p	5.00MPa	α_s	0.90
ϵ_{cx}^u	3‰		

Από τη σύγκριση πειραματικών και αριθμητικών αποτελεσμάτων προκύπτει ότι το προτεινόμενο καταστατικό προσομοίωμα μπορεί να προβλέψει ικανοποιητικά την απόκριση και των δύο τοίχων έναντι ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Τα αριθμητικά αποτελέσματα μπορούν να εκτιμήσουν την επίδραση του διαφορετικού λόγου ύψους προς πλάτος των τοίχων και συνεπώς τη διαφορετική υστερητική συμπεριφορά τους τόσο ως προς το μέγιστο φορτίο και τη μέγιστη μετακίνηση, όσο και ως προς τη μορφή των βρόχων υστέρησης.

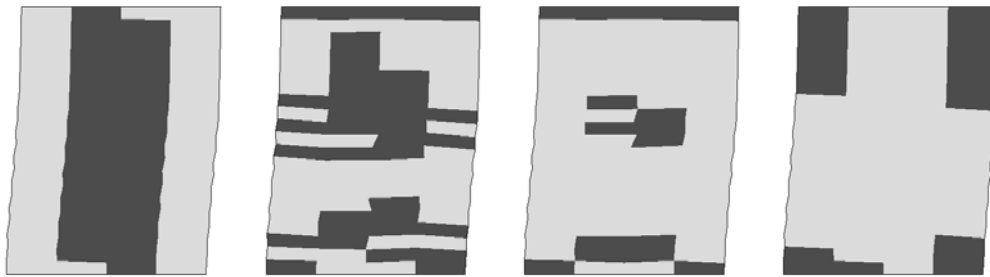


Σχήμα 5.28. LW: Διαγράμματα δύναμης- μετακίνησης: (α) πείραμα ^[5.16], (β): αριθμητική ανάλυση.



Σχήμα 5.29. HW: Διαγράμματα δύναμης- μετακίνησης: (α) πείραμα ^[5.16], (β): αριθμητική ανάλυση.

Στα Σχήματα 5.30 και 5.31 φαίνονται η περιοχή αστοχίας σε εφελκυσμό και θλίψη κάθετα και παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς καθώς επίσης και η περιοχή αστοχίας σε διάτμηση. Τα σχήματα αυτά αναφέρονται στο τέλος της ανάλυσης και παρουσιάζουν τη συνολική αστοχία σε εφελκυσμό, θλίψη και διάτμηση. Ο χθαμαλός τοίχος (Σχήμα 5.30) αστόχησε κυρίως σε διάτμηση στο κεντρικό τμήμα του σε όλο το ύψος του, παρατηρήθηκε περιορισμένη αστοχία σε εφελκυσμό κατά την οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση και αστοχία σε θλίψη κατά την κατακόρυφη διεύθυνση. Στο ραδινό τοίχο (Σχήμα 5.31) οι βλάβες συγκεντρώθηκαν κυρίως στα στοιχεία της στέψης και της βάσης του. Οι βλάβες αυτές ήταν αντίστοιχες με αυτές που παρατηρήθηκαν κατά την πειραματική δοκιμή και των δύο τοίχων.



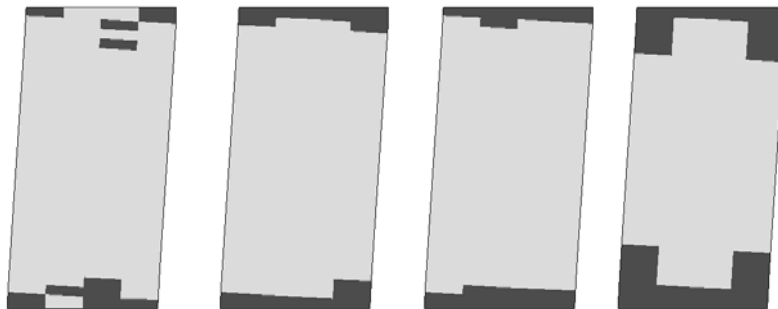
(α)

(β)

(γ)

(δ)

Σχήμα 5.30. LW: Περιοχές αστοχίας (μαύρο χρώμα) στο παραμορφωμένο φορέα για οριζόντια μετακίνηση +7.50mm (συντελεστής μεγέθυνσης παραμορφωμένου φορέα 10): (α): αστοχία σε διάτμηση, (β): αστοχία σε εφελκυσμό κατά τη x διεύθυνση, (γ): αστοχία σε εφελκυσμό κατά τη y διεύθυνση, (δ): αστοχία σε θλίψη κατά τη y διεύθυνση.



(α)

(β)

(γ)

(δ)

Σχήμα 5.31. HW: Περιοχές αστοχίας (μαύρο χρώμα) στο παραμορφωμένο φορέα για οριζόντια μετακίνηση +12.50mm (συντελεστής μεγέθυνσης παραμορφωμένου φορέα 10): (α): αστοχία σε διάτμηση, (β): αστοχία σε εφελκυσμό κατά τη x διεύθυνση, (γ): αστοχία σε εφελκυσμό κατά τη y διεύθυνση, (δ): αστοχία σε θλίψη κατά τη y διεύθυνση.

Όπως παρατηρείται από τα Σχήματα 5.29α και 5.29β, στην περίπτωση του ραδινού τοίχου, προκύπτει μικρή απόκλιση του αριθμητικού διαγράμματος δύναμης-

μετακίνησης, για μετακίνηση μεγαλύτερη από 5mm, συγκρινόμενο με το αντίστοιχο πειραματικό διάγραμμα. Κατά τη διάρκεια της δοκιμής για μετακίνηση μεγαλύτερη των 5mm, παρατηρήθηκε έντονο άνοιγμα και κλείσιμο των ρωγμών κατά μήκος του οριζόντιου αρμού στη στέψη και στη βάση του τοίχου (λίκνισμα). Τα αριθμητικά αποτελέσματα μπορεί να βελτιωθούν με την εισαγωγή στοιχείων επαφής στη στέψη και στη βάση του τοίχου, έτσι ώστε να περιγραφεί με ακριβέστερο τρόπο η αλλαγή των αρχικών συνοριακών συνθηκών του προβλήματος με τη δημιουργία των ρωγμών αυτών, ενώ ο τοίχος θα περιγράφεται με το προτεινόμενο προσομοίωμα. Η διαφορά μεταξύ πειραματικού και αναλυτικού διαγράμματος μπορεί επίσης να οφείλεται στη μη ορθή απόδοση της θλιπτικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας ως προς τη μέγιστη θλιπτική αντοχή και τροπή. Όπως έχει αναφερθεί, οι τιμές αυτές επιλέχθηκαν από τα πειραματικά αποτελέσματα^[5.16] και από άλλες εργασίες στις οποίες εξετάζεται αναλυτικά ο τοίχος αυτός^[5.4-5.7]. Στις τιμές αυτές δεν πραγματοποιήθηκε περαιτέρω βαθμονόμηση.

5.4.7.2. Τοιχοποιία NTUA

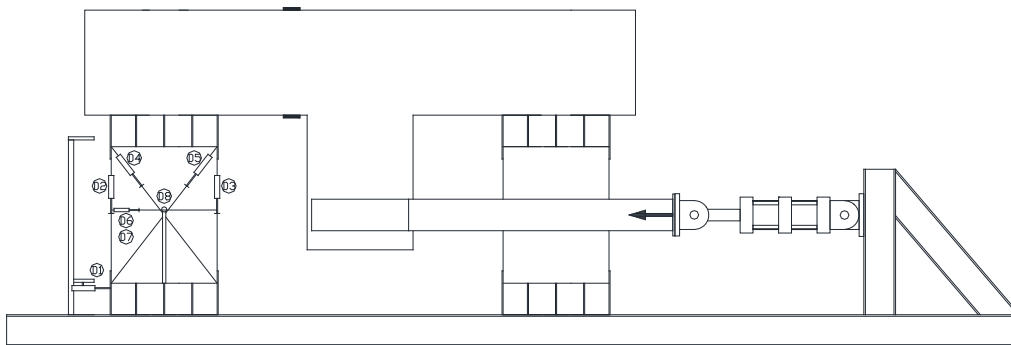
Η δοκιμή αυτή πραγματοποιήθηκε στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου^[5.17]. Ζεύγος λιθοδομών τοποθετήθηκε σε απαραμόρφωτο μεταλλικό πλαίσιο και υποβλήθηκαν ταυτόχρονα σε οριζόντια μετακίνηση ανακυκλιζόμενης μορφής αυξανόμενου εύρους εντός του επιπέδου τους.

Οι τοιχοποιίες είχαν διαστάσεις $1.00 \times 1.50 \text{m}^2$ και πάχους 0.40m και αποτελούνταν από δύο στρώσεις. Οι στρώσεις είχαν πάχος 150-180mm και αποτελούνταν από ελαφρώς κατεργασμένα λιθωσώματα με μεταβλητή καθ' ύψος και κατά πλάτος διάσταση (220mm-250mm) και κονίαμα υδραυλικής ασβέστου πάχους περίπου 10mm. Οι φυσικοί λίθοι που χρησιμοποιήθηκαν ήταν ασβεστολιθικοί, με αρκετά ψηλή αντοχή και είχαν γενικά ψαθυρή συμπεριφορά. Η θλιπτική αντοχή του πετρώματος κατά ΕΛΟΤ 408 εκτιμήθηκε κατά μέσο όρο 101.9MPa. Το κενό που μπορεί να υπήρχε μεταξύ των δύο στρώσεων πληρώθηκε με κονίαμα και λιθωσώματα πολύ μικρών διαστάσεων. Το κονίαμα ήταν χαμηλής αντοχής, με την ακόλουθη κατά βάρος σύνθεση: Υδράσβεστος: Ποταμίσις Άμμος: Νερό 5.5: 19.6: 1. Κάθε ένα από τα δοκίμια κατασκευάστηκαν σε μεταλλική δοκό διατομής HEB300. Τα δοκίμια παρέμειναν για διάστημα 3 μηνών σε συνθήκες περιβάλλοντος προκειμένου το κονίαμα να αποκτήσει σημαντική αντοχή.

Η πειραματική διάταξη της δοκιμής παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.32. Οι τοίχοι δοκιμάστηκαν ταυτόχρονα (ζεύγος) μέσα σε ένα ισχυρό μεταλλικό πλαίσιο φόρτισης, ως αμφίπακτα στοιχεία. Η πάκτωση της μεταλλικής δοκού θεμελίωσης των δοκιμίων εξασφαλίστηκε μέσω κοχλιών M30, οι οποίοι βιδώθηκαν στο δάπεδο του πλαισίου φόρτισης. Η επιβολή των οριζόντιων μετατοπίσεων έγινε μέσω ενός εξωτερικού βελομέτρου D1 (Σχήμα 5.33). Η δύναμη που αναπτυσσόταν λόγω της επιβαλλόμενης μετατόπισης στο δοκίμιο καταγραφόταν μέσω της κυψέλης φορτίου ενός υδραυλικού εμβόλου MTS 244. Το έμβολο ήταν ικανότητας $\pm 500\text{kN}$ με μέγιστη διαδρομή εμβόλου $\pm 200\text{mm}$. Κατά τη διάρκεια της δοκιμής καταγράφονται οι διαγώνιες, κατακόρυφες και οριζόντιες μετακινήσεις σε κάθε τοίχο (Σχήμα 5.33- απεικονίζεται μόνο η μετρητική διάταξη στο ένα δοκίμιο).



Σχήμα 5.32. Πειραματική διάταξη στατικής δοκιμής (Δοκίμιο I-A: αριστερά, Δοκίμιο I-B: δεξιά).



Σχήμα 5.33. Μετρητική διάταξη στατικής δοκιμής.

Το κάθε δοκίμιο δεχόταν κατακόρυφο φορτίο από το βάρος του μεταλλικού πλαισίου το οποίο αντιστοιχούσε σε 30kN ανά δοκίμιο. Η επιβαλλόμενη μετακίνηση ήταν ανακυκλιζόμενη μορφής αυξανόμενου εύρους. Ο ρυθμός επιβολής της ήταν σταθερός και ίσος με 0.05mm/sec , έτσι ώστε η δοκιμή να είναι στατική.

Κατά τη δοκιμή, αρχικά δημιουργήθηκε ρωγή λόγω κάμψης στη διεπιφάνεια μεταξύ κονιάματος και μεταλλικής δοκού τόσο στη βάση όσο και στη στέψη κάθε τοίχου. Στη συνέχεια, αναπτύχθηκαν διαγώνιες ρωγμές περί το κέντρο των δοκιμίων στις δύο στρώσεις κάθε δοκιμίου (Σχήμα 5.34). Οι ρωγμές αυτές διαπερνούσαν τους αρμούς κονιάματος. Οριζόντιες ρωγμές κατά μήκος της διεπιφάνειας των δύο στρώσεων (Σχήμα 5.34β) καθώς επίσης και θραύσης λιθοσωμάτων παρατηρήθηκαν επίσης κατά τη διάρκεια της δοκιμής σε μετακινήσεις μεγάλου εύρους. Οι αστοχίες που παρατηρήθηκαν ήταν της ίδιας μορφής και στα δύο εξεταζόμενα δοκίμια και συνέβαιναν σχεδόν ταυτόχρονα.

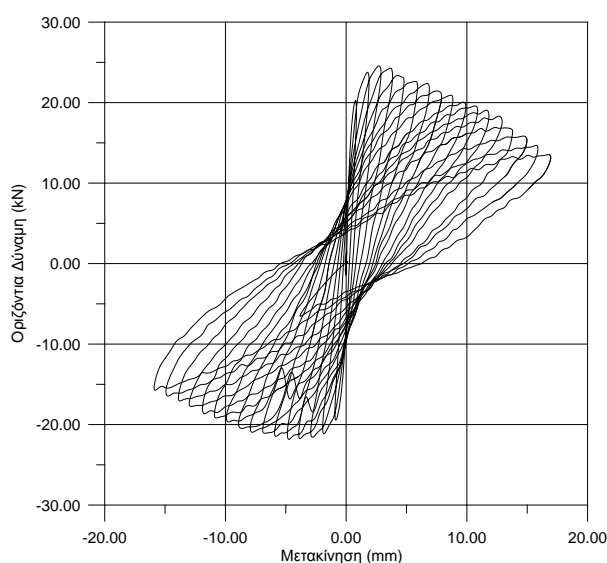


(α)

(β)

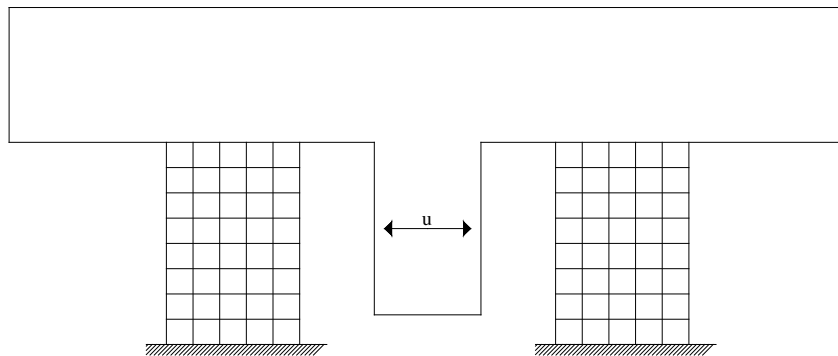
Σχήμα 5.34. Αστοχία δοκιμίων: (α): Δοκίμιο I-A - Διαγώνιες ρωγμές στην μπροστινή και πίσω στρώση του δοκιμίου και (β): Δοκίμιο I-B - Διαγώνιες ρωγμές στην μπροστινή στρώση του δοκιμίου, οριζόντιες ρωγμές κατά μήκος της διεπιφάνειας των στρώσεων.

Στο Σχήμα 5.35 παρουσιάζεται το πειραματικό διάγραμμα δύναμης - μετακίνησης των δοκιμίων.



Σχήμα 5.35. Πειραματικό διάγραμμα οριζόντιας δύναμης – επιβαλλόμενης μετακίνησης ανά δοκίμιο^[5.17].

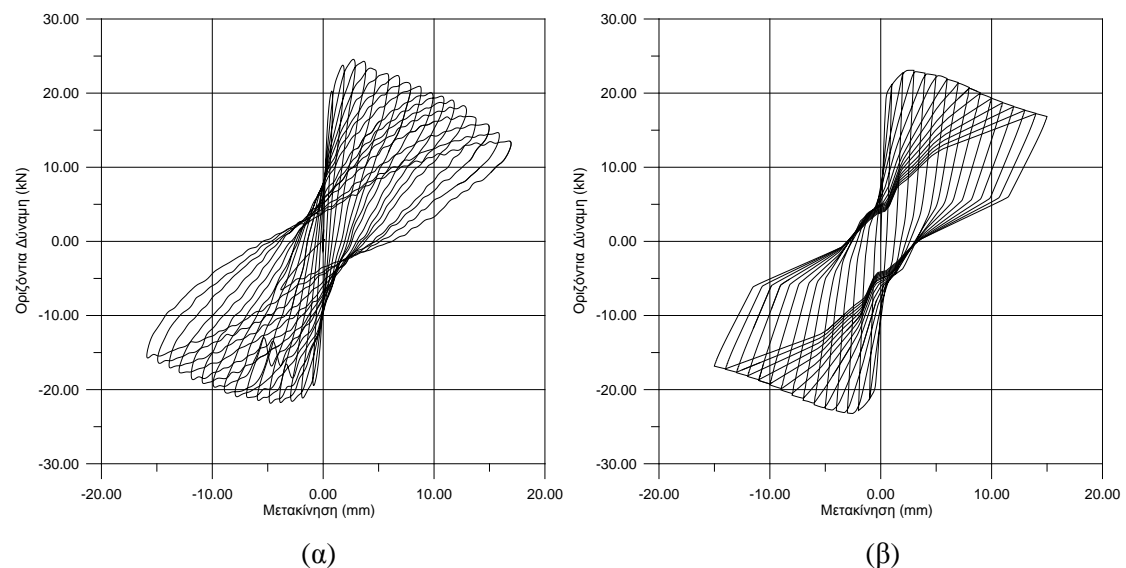
Στην ανάλυση των τοίχων αυτών ολόκληρη η πειραματική διάταξη διακριτοποιήθηκε όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.36. Το μεταλλικό πλαίσιο διακριτοποιήθηκε με απαραμόρφωτα στοιχεία ενώ οι τοιχοποιίες με τετρακομβικά στοιχεία επίπεδης έντασης με μειωμένο κανόνα ολοκλήρωσης. Οι κόμβοι στη βάση των τοίχων δεσμεύτηκαν σε οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση. Στον Πίνακα 5.2 δίνονται τα χαρακτηριστικά του υλικού που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση. Τα ελαστικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας λήφθηκαν από πειραματικά δεδομένα, ενώ οι υπόλοιποι παράμετροι επιλέχθηκαν σύμφωνα με τα όσα αναφέρθηκαν στην Παράγραφο 5.3. Επιπλέον, η εφελκυστική και θλιπτική αντοχή κάθετα και παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς λήφθηκαν ίσες, αφού τοιχοποιίες με ακατέργαστους/ ελαφρώς κατεργασμένους λίθους τείνουν να συμπεριφέρονται ως ομογενή ισότροπα υλικά^[5.19].



Σχήμα 5.36. Τοιχοποιία NTUA-Διακριτοποίηση φορέα: Το μεταλλικό πλαίσιο φόρτισης διακριτοποιήθηκε με απαραμόρφωτα στοιχεία δοκού και οι τοιχοποιίες τετρακομβικά στοιχεία επίπεδης έντασης.

Πίνακας 5.2. Τοιχοποιία NTUA: Μηχανικά Χαρακτηριστικά			
Ιδιότητα	Ιδιότητα		
E	0.85GPa	ϵ_{cy}^u	2‰
ν	0.20	f_{px}	-0.04 MPa
ρ	1.80 Mgr/m ³	f_{py}	-0.04 MPa
f_{tx}^0	0.04 MPa	f_s^0	0.075MPa
f_{ty}^0	0.04 MPa	G_s	0.0003MN/m
G_{tx}	0.00004MPa	f_{sr}	0.025MPa
G_{ty}	0.00004MPa	α_t	0.85
f_{cx}^p	0.85MPa	α_c	0.95
f_{cy}^p	0.85MPa	α_s	0.80
ϵ_{cx}^u	2‰		

Στα Σχήματα 5.37(α) και 5.37(β), παρουσιάζονται το πειραματικό και αριθμητικό διάγραμμα οριζόντιας δύναμης - επιβαλλόμενης μετακίνησης αντίστοιχα. Από τη σύγκριση μεταξύ πειραματικού και αναλυτικού διαγράμματος φαίνεται ότι το προτεινόμενο καταστατικό προσομοίωμα μπορεί να προβλέψει με ικανοποιητική ακρίβεια τη συμπεριφορά της εξεταζόμενης τοιχοποιίας τόσο ως προς το μέγεθος του μέγιστου φορτίου, όσο και ως προς τη μορφή των βρόχων υστέρησης. Επίσης, από τα σχήματα αυτά, παρατηρείται απόκλιση της δυσκαμψίας κατά την αποφόρτιση μεταξύ αριθμητικού και πειραματικού διαγράμματος στις μεγάλες μετακινήσεις. Η απόκλιση αυτή ενδέχεται να οφείλεται στο διαχωρισμό των στρώσεων, φαινόμενο το οποίο παρατηρήθηκε σε μεγάλες μετακινήσεις. Ο μηχανισμός αυτός δεν περιγράφεται στο προτεινόμενο μάκρο - προσομοίωμα.



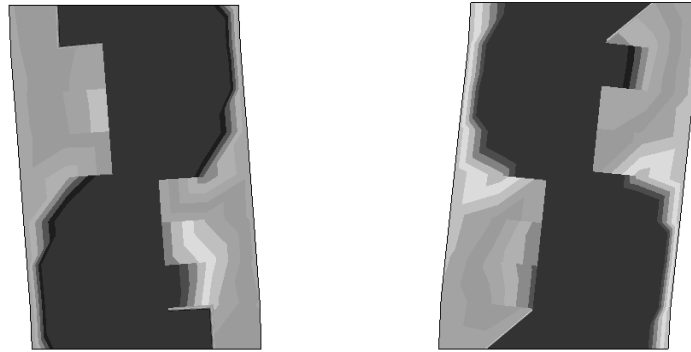
Σχήμα 5.37. Τοιχοποιία NTUA: Διαγράμματα δύναμης-μετακίνησης: (α) πείραμα^[5.17], (β): αριθμητική ανάλυση.

Στα Σχήματα 5.38α και 5.38β, δίνεται η κατανομή της διατμητικής τροπής για οριζόντια μετακίνηση -10mm και +14 mm αντίστοιχα, όπου με σκούρο χρώμα φαίνονται οι περιοχές όπου καταπονούνται έντονα σε διάτμηση. Η μορφή αστοχίας αυτή είναι αντίστοιχη με αυτή που παρατηρήθηκε κατά τη δοκιμή.

5.4.7.3. Τοιχοποιία Ρανία: Διώροφος τοίχος με ανοίγματα σε φυσική κλίμακα

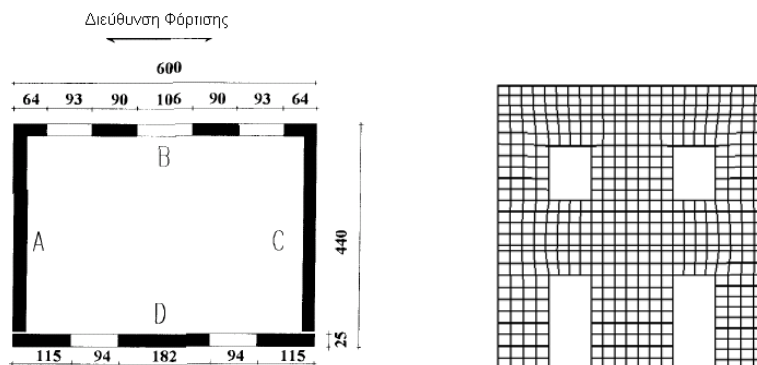
Για τον έλεγχο του καταστατικού προσομοιώματος επιλέγεται ένας διώροφος τοίχος με ανοίγματα σε φυσική κλίμακα. Ο τοίχος αυτός, αποτελούσε τμήμα ενός πρότυπου διώροφου κτιρίου του οποίου η απόκριση διερευνήθηκε πειραματικά στο

Πανεπιστήμιο της Ρανία^[5,18]. Το κτίριο (Σχήμα 5.39α) αποτελείται από τέσσερις τοίχους από συμπαγή οπτοπλίνθους πάχους 0.25m, είχε διαστάσεις κάτοψης 6.00x4.40m² και ύψος 6.40m. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.39α, ο τοίχος D δεν ήταν συνδεδεμένος με τους εγκάρσιους σε αντίθεση με τους τοίχους A, B και C.



Σχήμα 5.38. Τοιχοποιία NTUA: Κατανομή διαμητικής τροπής στον παραμορφωμένο φορέα (συντελεστής μεγέθυνσης 10) για μετακίνηση (α):-10mm και (β): +14mm.

Στην παρούσα εργασία, εξετάζεται η συμπεριφορά του τοίχου D. Η οροφή του ισόγειου και του ορόφου του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικά δοκάρια, έτσι ώστε να προσομοιάζει εύκαμπτο δάπεδο. Πρόσθετο αξονικό φορτίο 248.40kN και 236.80kN επιβλήθηκε στο ισόγειο και στον όροφο αντίστοιχα. Το κτίριο δοκιμάστηκε έναντι στατικής επιβαλλόμενης μετακίνησης έτσι ώστε η αναπτυσσόμενη δύναμη στο ισόγειο και στον όροφο να είναι ίσες. Ο εξεταζόμενος τοίχος (τοίχος D) αστόχησε διαμητικά με τις ρωγμές να συγκεντρώνονται κυρίως στους πεσσούς και τις περιοχές πάνω από τα ανοίγματα του ισόγειου. Παράλληλα, δημιουργήθηκαν εφελκυστικές ρωγμές στη βάση και στη στέψη των πεσών του ορόφου.

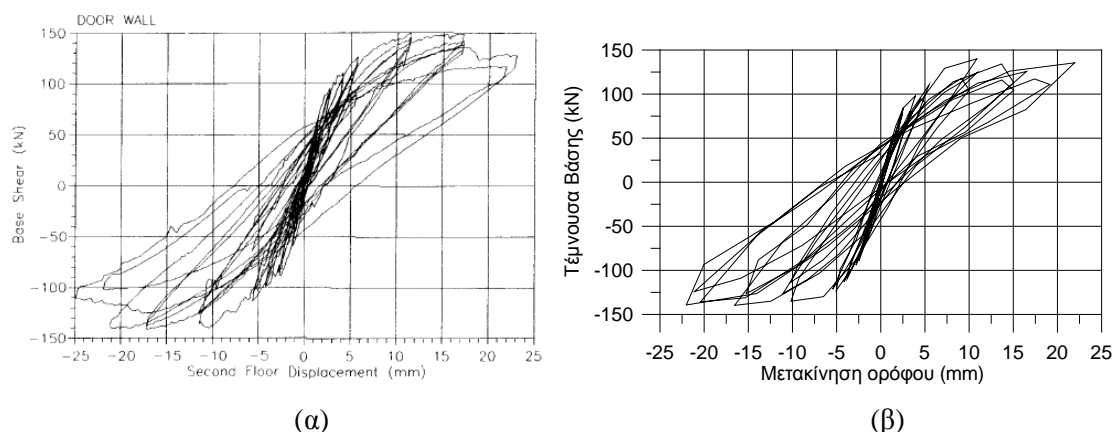


Σχήμα 5.39. Κάτοψη πρότυπου κτιρίου^[5,18] και (β): Δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων τοίχου D.

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση επιλέχθηκαν από τις βιβλιογραφικές αναφορές^[5.4-5.7, 5.18] και δίνονται στον Πίνακα 5.3. Μικρές μεταβολές στις παραμέτρους που περιγράφουν τη μετελαστική συμπεριφορά απαιτήθηκε λόγω της διαφορετικής μεθόδου προσομοίωσης (μάκρο - προσομοίωση έναντι μικρο - προσομοίωσης των αναφορών). Στο Σχήμα 5.39β παρουσιάζεται το δίκτυο των πεπερασμένων στοιχείων του εξεταζόμενου τοίχου.

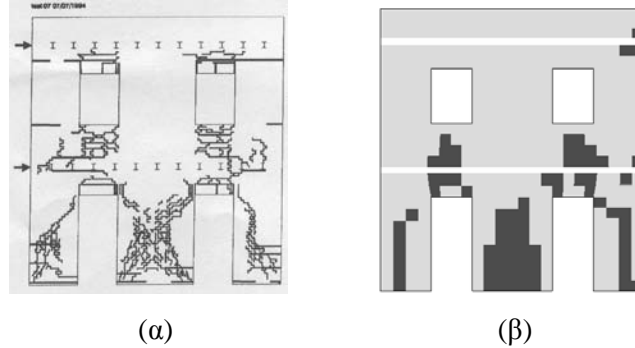
Πίνακας 5.3. Τοιχοποιία Ραβία: Μηχανικά Χαρακτηριστικά			
Ιδιότητα	Ιδιότητα		
E	1.80GPa	ϵ_{cy}^u	4‰
ν	0.26	f_{px}	-0.16 MPa
ρ	1.75 Mgr/m ³	f_{py}	-0.05 MPa
f_{tx}^0	0.16 MPa	f_s^0	0.30MPa
f_{ty}^0	0.05 MPa	G_s	0.0008MN/m
G_{tx}	0.00008MPa	f_{sr}	0.173MPa
G_{ty}	0.00005MPa	α_t	0.85
f_{cx}^p	3.10MPa	α_c	0.95
f_{cy}^p	6.20MPa	α_s	0.95
ϵ_{cx}^u	2‰		

Η σύγκριση μεταξύ πειραματικών και αριθμητικών αποτελεσμάτων δίνεται στο Σχήμα 5.40, από το οποίο φαίνεται ότι το μονοαξονικό προσομοίωμα μπορεί να εκτιμήσει ικανοποιητικά την υστερητική συμπεριφορά του φορέα ως προς τη μέγιστη τιμή της τέμνουσα βάσης και τη μορφή των βρόχων υστέρησης.



Σχήμα 5.40 Διάγραμμα Τέμνουσα βάσης-μετακίνηση ορόφου: (α): πείραμα^[5.18], (β): αριθμητική ανάλυση.

Στα Σχήματα 5.41α και 5.41β παρουσιάζονται οι βλάβες στο τέλος της δοκιμής και οι περιοχές αστοχίας σε διάτμηση, στο τέλος της αριθμητικής ανάλυσης. Από τα σχήματα αυτά παρατηρείται ότι εκτιμώνται ορθά οι βλάβες του εξεταζόμενου φορέα.



Σχήμα 5.41. Περιοχή αστοχίας: (α): Ρωγμές στο τέλος της δοκιμής^[5.18], (β): αστοχία σε διάτμηση.

6. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΣΗ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ ΜΕ ΚΟΝΙΑΜΑ ΛΕΠΤΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ ΚΑΤΑ ΤΟΥΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥΣ ΑΡΜΟΥΣ

Στο Κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται η βαθμονόμηση του μονοαξονικού προσομοιώματος κατανεμημένης ρωγμής για τοιχοποιία αποτελούμενη από λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου με κονίαμα λεπτής στρώσης στους οριζόντιους αρμούς και μη πλήρεις κατακόρυφους αρμούς, αλλά με τις γειτονικές πλευρές των λιθοσωμάτων να είναι σε επαφή. Παρουσιάζονται τα πειραματικά αποτελέσματα τα οποία αναφέρονται στο συγκεκριμένο τύπο τοιχοποιίας και αφορούν στατικές δοκιμές ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Για τη βαθμονόμηση του προσομοιώματος χρησιμοποιήθηκε η μεθοδολογία, η οποία παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 5. Στη συνέχεια γίνεται σύγκριση αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων.

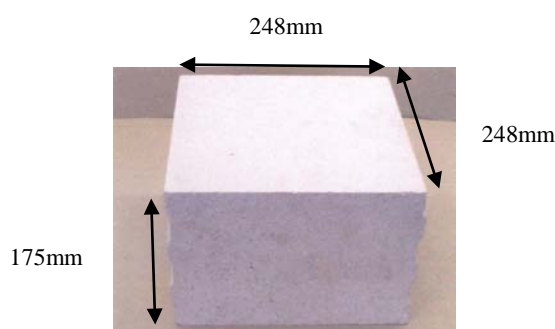
6.1 Τοιχοποιία από λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου

Στα πλαίσια του Ευρωπαϊκού Ερευνητικού Προγράμματος EsecMase «Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures Europe» μελετήθηκε η συμπεριφορά καινούργιων τύπων τοιχοποιίας από βιομηχανικά λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου, κεραμικά λιθοσώματα και λιθοσώματα από ελαφροσκυρόδεμα. Πραγματοποιήθηκαν στατικές δοκιμές ανακυκλιζόμενης φόρτισης, ψευδό-δυναμικές δοκιμές και δυναμικές δοκιμές με τη χρήση σεισμικού προσομοιωτήρα. Σκοπός του προγράμματος ήταν η βελτίωση τόσο των μηχανικών χαρακτηριστικών των λιθοσωμάτων αυτών, όσο και της φέρουσας ικανότητας της τοιχοποιίας έναντι σεισμικών δράσεων, χωρίς την ουσιαστική αλλαγή του τρόπου δόμησης κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία με τη χρήση των προαναφερθέντων λιθοσωμάτων.

Στην παρούσα εργασία για τον έλεγχο του μονοαξονικού καταστατικού προσομοιώματος του Κεφαλαίου 5 χρησιμοποιούνται τα πειραματικά αποτελέσματα από δοκιμές, οι οποίες πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια του Προγράμματος EsecMase και αφορούν άοπλη τοιχοποιία από «βελτιωμένα» λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου (KS-R) και κονίαμα λεπτής στρώσης μόνο κατά τους οριζόντιους αρμούς.

6.2 Πειραματικά αποτελέσματα σε άοπλες τοιχοποιίες πυριτικού ασβεστίου

Οι δοκιμές που παρουσιάζονται στην παράγραφο αυτή, πραγματοποιήθηκαν στο Πανεπιστήμιο της Ραβίας από τους Magenes et al.^[6.1] και αφορούν έξι άοπλες τοιχοποιίες (CS01-CS05 και CS07) από συμπαγή «βελτιωμένα» λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου (Σχήμα 6.1) και κονίαμα λεπτής στρώσης κατά τους οριζόντιους αρμούς, μη πλήρεις κατακόρυφους αρμούς, αλλά με τις γειτονικές πλευρές των λιθοσωμάτων να είναι σε επαφή. Τα δοκίμια υποβλήθηκαν σε ανακυκλιζόμενη μετακίνηση εντός του επιπέδου τους με ταυτόχρονη δράση κατακόρυφου φορτίου. Τα λιθοσώματα είχαν διαστάσεις $248 \times 248 \times 175 \text{mm}^3$ με μέση θλιπτική αντοχή 34.5MPa ^[6.2]. Πλήρεις ήταν μόνο οι οριζόντιοι αρμοί με κονίαμα πάχους 2mm, κατηγορίας M10. Όλες οι τοιχοποιίες είχαν ύψος 2.50m και πάχος 0.175m. Οι τοιχοποιίες CS01-CS05 είχαν μήκος 1.25m, ενώ η τοιχοποιία CS07 είχε μήκος 2.50m. Στην τοιχοποιία CS05 τόσο οι κατακόρυφοι όσο και οι οριζόντιοι αρμοί ήταν πλήρεις.



Σχήμα 6.1. «Βελτιωμένο» λιθόσωμα πυριτικού ασβεστίου KS-R

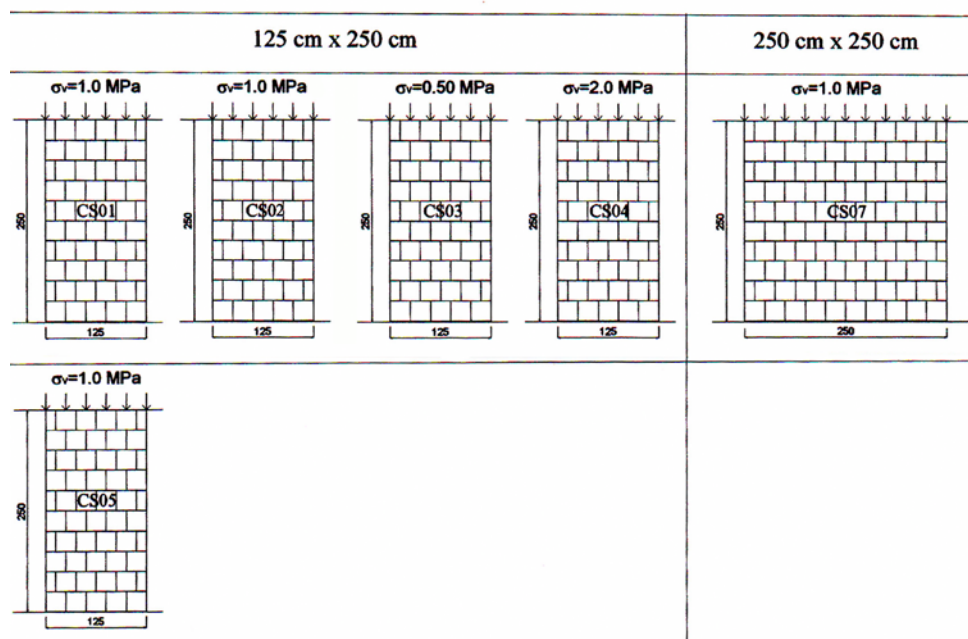
Όλες οι τοιχοποιίες εξετάστηκαν ως αμφίπακτα στοιχεία. Πριν από τη δοκιμή ανακυκλιζόμενης φόρτισης, επιβλήθηκε κατακόρυφη θλιπτική τάση ίση με 1.00MPa στις τοιχοποιίες CS01, CS02, CS05 και CS07, ενώ στις τοιχοποιία CS03 και CS04, η κατακόρυφη τάση ήταν ίση με 0.50MPa και 2.00MPa αντίστοιχα. Στον Πίνακα 6.1 και στο Σχήμα 6.2 δίνονται συγκεντρωτικά τα στοιχεία των εξεταζόμενων δοκιμών (διαστάσεις, κατακόρυφο φορτίο, κατάσταση οριζόντιων και κατακόρυφων αρμών).

Η επιβολή της ανακυκλιζόμενης φόρτισης γινόταν σε δύο στάδια. Σε πρώτο στάδιο, επιβλήθηκαν τρεις κύκλοι οριζόντιας δύναμης με εύρος ίσο με το $1/4$ της μέγιστης εκτιμώμενης δύναμης. Σε δεύτερο στάδιο, επιβλήθηκαν τρεις κύκλοι μετακίνησης με εύρος το οποίο ήταν πολλαπλάσιο του εύρους μετακίνησης που καταγράφηκε κατά το

πρώτο στάδιο. Η κάθε δοκιμή ολοκληρωνόταν, όταν το δοκίμιο είχε υποστεί σημαντικές βλάβες ή για γωνιακή παραμόρφωση ίση με 3%.

Πίνακας 6.1. Στοιχεία εξεταζόμενων τοίχων

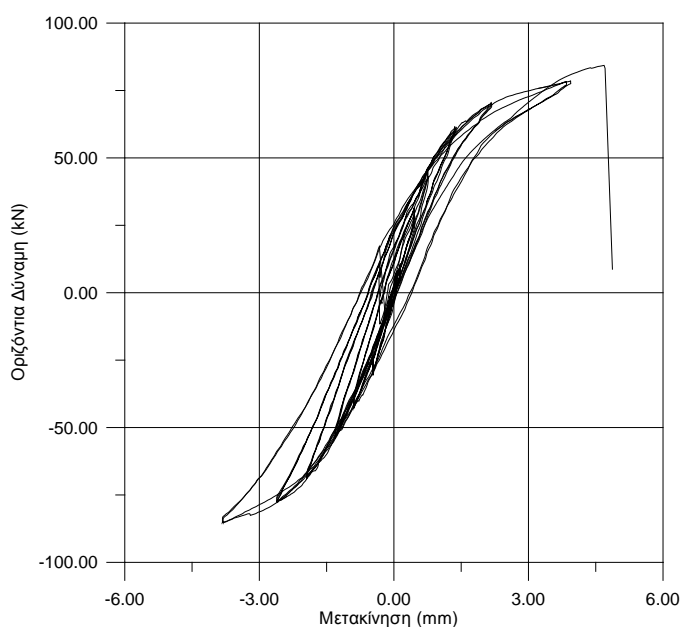
Τοίχος	Ύψος (m)	Μήκος (m)	Πάχος (m)	Κατακόρυφο θλιπτικό φορτίο (MPa)	Οριζόντιοι αρμοί	Κατακόρυφοι αρμοί
CS01	2.50	1.25	0.175	1.00	Κονίαμα 2mm	Μη πλήρεις
CS02	2.50	1.25	0.175	1.00	Κονίαμα 2mm	Μη πλήρεις
CS03	2.50	1.25	0.175	0.50	Κονίαμα 2mm	Μη πλήρεις
CS04	2.50	1.25	0.175	2.00	Κονίαμα 2mm	Μη πλήρεις
CS05	2.50	1.25	0.175	1.00	Κονίαμα 2mm	Κονίαμα 2mm
CS07	2.50	2.50	0.175	1.00	Κονίαμα 2mm	Μη πλήρεις



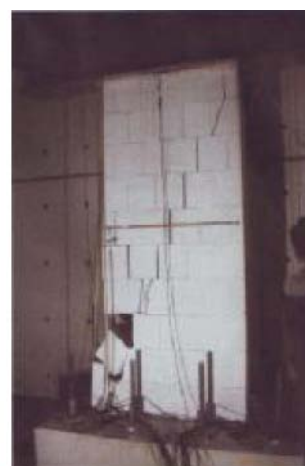
Σχήμα 6.2. Στοιχεία εξεταζόμενων τοίχων^[6.1].

Στα Σχήματα 6.3 έως 6.8 παρουσιάζονται τα πειραματικά διαγράμματα των τοιχοποιιών CS01-CS05 και CS07, καθώς επίσης και η μορφή αστοχίας στο τέλος κάθε δοκιμής. Ο τοίχος CS01 αστόχησε διατμητικά με τη δημιουργία διαγώνιας ρωγμής σε όλο το ύψος του δοκιμίου. Η αστοχία του τοίχου CS02 συνέβη λόγω δημιουργίας διαγώνιων ρωγμών, οι οποίες διαπέρασαν τα λιθοσώματα και τους οριζόντιους αρμούς κονιάματος, ενώ παρατηρήθηκε επίσης θραύση μερικών λιθοσωμάτων στο κέντρο του τοίχου. Κατά τη διάρκεια δοκιμής του τοίχου CS03 παρατηρήθηκε άνοιγμα των κατακόρυφων και οριζόντιων αρμών σε όλο το ύψος του τοίχου. Οι ρωγμές αυτές ήταν διακριτές για μετακίνηση μεγαλύτερη από $\delta=10\text{mm}$ και έκλειναν κατά τη διάρκεια της αποφόρτισης. Με την αύξηση της μετατόπισης το

εύρος των ρωγμών αυτών μεγάλωνε και όταν η επιβαλλόμενη μετατόπιση ξεπέρασε τα 15mm, παρατηρήθηκε αστοχία των λιθοσωμάτων στο κέντρο του τοίχου, προκαλώντας την κατάρρευσή του. Ο τοίχος CS04 αστόχησε εμφανίζοντας διαγώνιες ρωγμές. Η αστοχία αυτή συνέβη για μικρή μετακίνηση της τάξεως των 4.0mm. Η υψηλή αντοχή και η δυσκαμψία του τοίχου μειώθηκαν μετά την διαγώνια ρηγμάτωση του, ενώ για μετακίνηση μικρότερη από 4mm δεν υπήρχε εμφανής ζημιά στον τοίχο. Ο τοίχος CS05 παρέμεινε αρηγμάτωτος με εξαίρεση κάποιες εφελκυστικές ρωγμές στους οριζόντιους αρμούς, οι οποίες εμφανίστηκαν για οριζόντια μετακίνηση μεγαλύτερη από 35mm. Μετά τη μετακίνηση αυτή, ο τοίχος αστόχησε απότομα σε διάτμηση με την ανάπτυξη διαγώνιας ρηγμάτωσης κατά τους οριζόντιους και κατακόρυφους αρμούς. Στον τοίχο CS07, για οριζόντια μετακίνηση περίπου +17mm, παρατηρήθηκε άνοιγμα των κατακόρυφων αρμών. Οι ρωγμές αυτές έκλειναν κατά τη διάρκεια της αποφόρτισης. Η δοκιμή του τοίχου αυτού, διακόπηκε όταν η μετακίνηση έφτασε τα 30mm λόγω του μεγάλου εύρους των ρωγμών κατά τους κατακόρυφους αρμούς και το διαχωρισμό ενός τμήματος του τοίχου οπότε υπήρχε κίνδυνος κατάρρευσής του. Γενικά, οι τοίχοι CS01, CS02, CS03 και CS04 παρουσίασαν διατμητική συμπεριφορά, ο τοίχος CS05 παρουσίασε μεικτή συμπεριφορά (καμπτική και διατμητική), ενώ ο τοίχος CS07 παρουσίασε φαινόμενα λικνισμού.

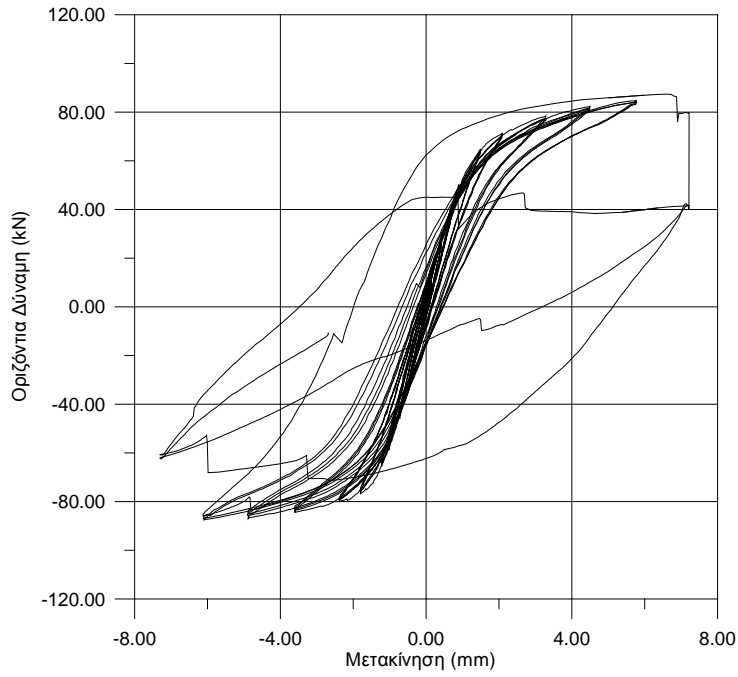


(α)



(β)

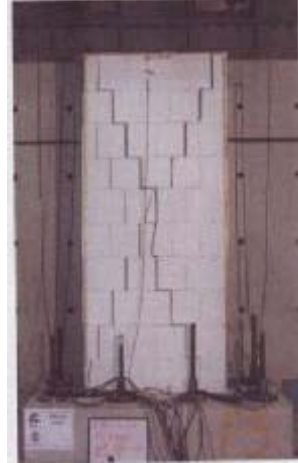
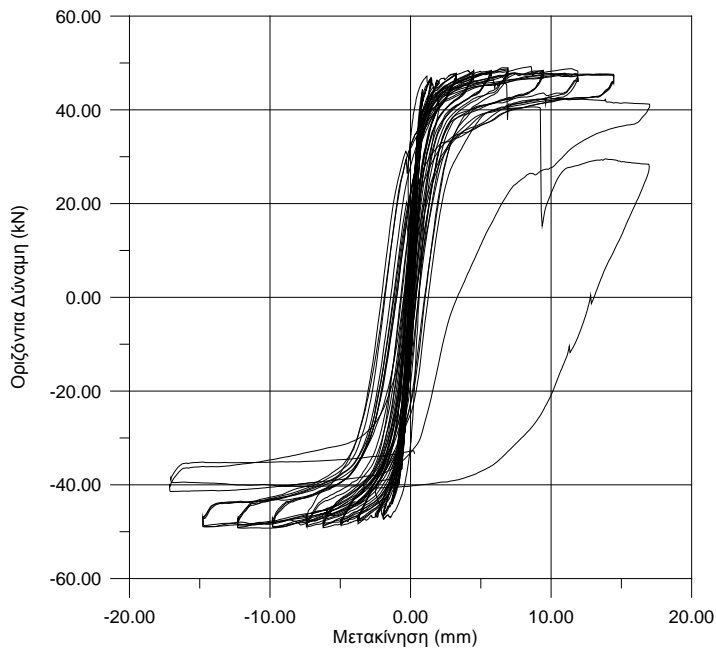
Σχήμα 6.3. Δοκίμιο CS01: (α): Διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης, (β): Αστοχία δοκιμίου στο τέλος της δοκιμής.



(α)

(β)

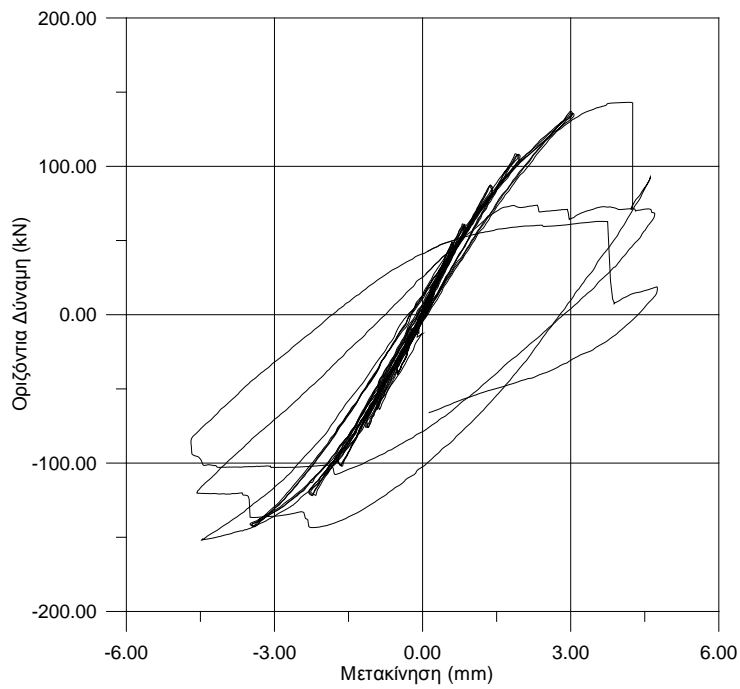
Σχήμα 6.4. Δοκίμιο CS02: (α): Διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης, (β): Αστοχία δοκιμίου στο τέλος της δοκιμής.



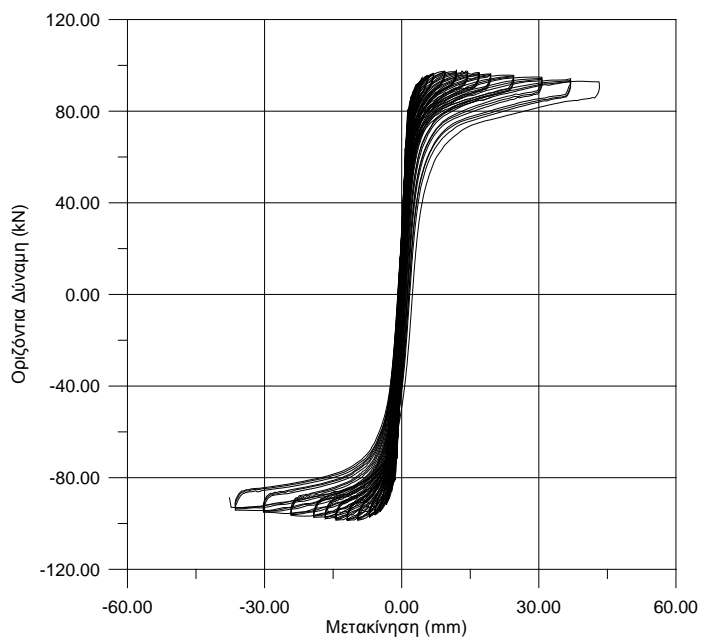
(α)

(β)

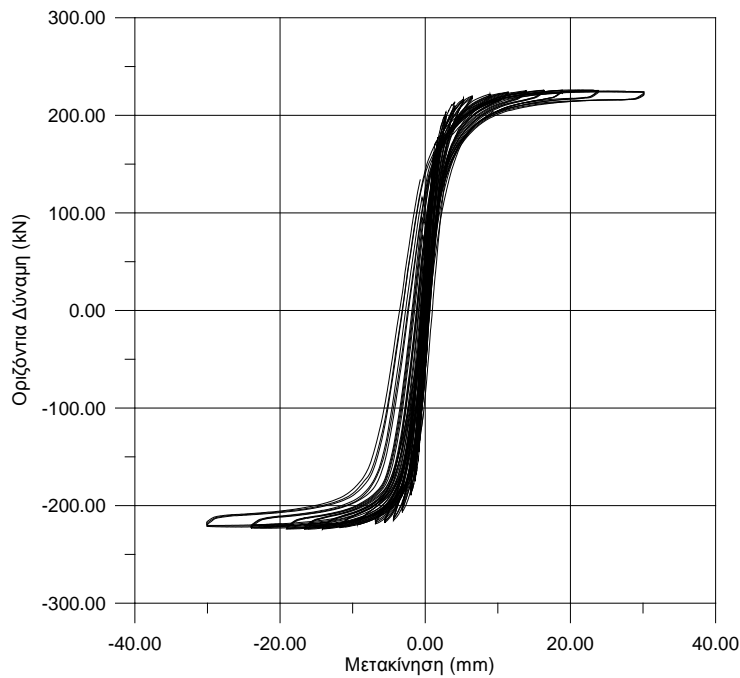
Σχήμα 6.5. Δοκίμιο CS03: (α): Διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης, (β): Αστοχία δοκιμίου στο τέλος της δοκιμής.



Σχήμα 6.6. Δοκίμιο CS04: (α): Διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης, (β): Αστοχία δοκιμίου στο τέλος της δοκιμής.



Σχήμα 6.7. Δοκίμιο CS05: (α): Διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης, (β): Αστοχία δοκιμίου στο τέλος της δοκιμής.



Σχήμα 6.8. Δοκίμιο CS07: (α): Διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης, (β): Αστοχία δοκιμίου στο τέλος της δοκιμής.

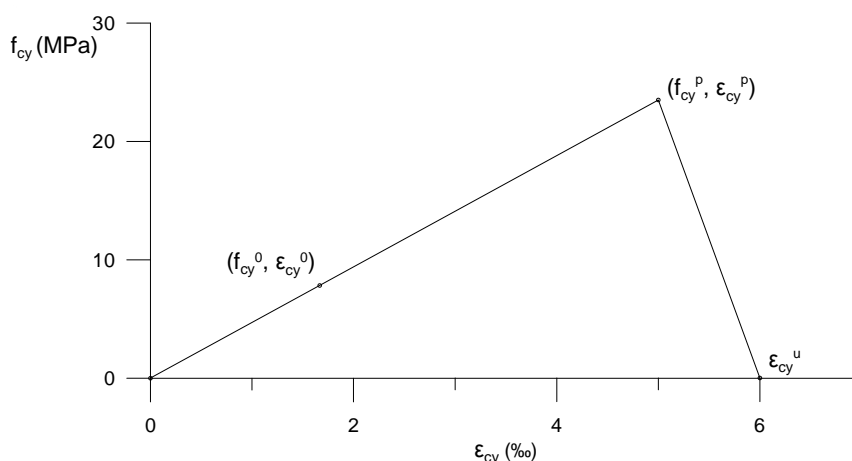
6.3 Βαθμονόμηση προσομοιώματος

Όπως έχει αναφερθεί στο Κεφάλαιο 5, για την εφαρμογή του προσομοιώματος απαιτούνται 18 παράμετροι, με τις οποίες περιγράφεται η μονοτονική και ανακυκλιζόμενη σχέση τάσης - τροπής της τοιχοποιίας σε εφελκυσμό/ θλίψη κάθετα και παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς καθώς επίσης και η σχέση τάσης - τροπής σε διάτμηση. Για τη βαθμονόμηση του προσομοιώματος χρησιμοποιήθηκε η μεθοδολογία η οποία παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 5.

Η θλιπτική αντοχή κάθετα στους οριζόντιους αρμούς, f_{cy}^p , λήφθηκε από τα πειραματικά αποτελέσματα δοκιμών θλίψης, οι οποίες πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια του Προγράμματος EsecMase στο Πανεπιστήμιο του Μονάχου^[6.2]. Από τις δοκιμές αυτές προέκυψε ότι η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας ήταν ίση με 23.60MPa (κατά EN1052-1 ή DIN 18554), η αντίστοιχη θλιπτική τροπή 5%, το Μέτρο Ελαστικότητας ίσο προς 6.659GPa (κατά DIN 1048- Μέρος 5), η τελική παραμόρφωση σε θλίψη 6% και ο λόγος Poisson ίσος με 0.112. Οι δοκιμές θλίψης εκτελέστηκαν σύμφωνα με το πρότυπο RILEM^[6.3]. Τα δοκίμια που εξετάστηκαν αποτελούνταν από τέσσερα λιθοσώματα, τα οποία τοποθετήθηκαν το ένα πάνω στο

άλλο. Ως εκ τούτου δεν εξετάστηκε η επίπτωση του κατακόρυφου αρμού (πλήρης ή μη). Επιπλέον, το κονίαμα που χρησιμοποιήθηκε για την πλήρωση των οριζόντιων αρμών στα δοκίμια θλίψης ήταν διαφορετικής ποιότητας (M15) από το κονίαμα των εξεταζόμενων τοίχων. Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, η τιμή του Μέτρου Ελαστικότητας προέκυψε μέσω παραμετρικής ανάλυσης στις τοιχοποιίες CS01 και CS07, έτσι ώστε η αρχή της καμπύλης δύναμης - μετακίνησης από την αριθμητική ανάλυση να προσεγγίζει ικανοποιητικά την αρχή της αντίστοιχης πειραματικής. Η τιμή αυτή εκτιμήθηκε σε 4.00GPa (βλ. Παράγραφο 6.3.1).

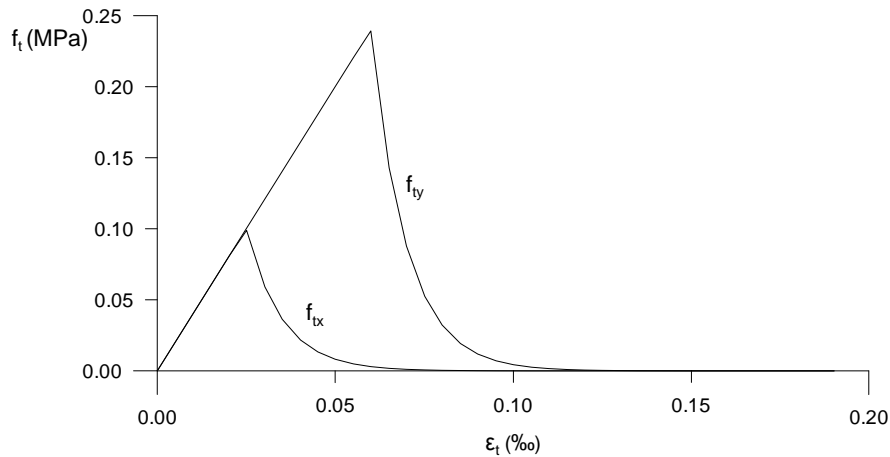
Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς, f_{cx}^p , θεωρείται 1/2 της αντίστοιχης κάθετα στους οριζόντιους αρμούς, σύμφωνα με την Παράγραφο 5.3 του Κεφαλαίου 5. Στο Σχήμα 6.9 παρουσιάζεται το διάγραμμα τάσης - τροπής σε θλίψη κάθετα στους οριζόντιους αρμούς.



Σχήμα 6.9. Διάγραμμα τάσης - τροπής σε θλίψη κάθετα στους οριζόντιους αρμούς.

Η εφελκυστική αντοχή κάθετα (f_{iy}^0) και παράλληλα (f_{ix}^0) στους οριζόντιους αρμούς λήφθηκε ίση με 0.24MPa και 0.10MPa αντίστοιχα. Η εφελκυστική αντοχή κάθετα στους οριζόντιους αρμούς είναι η πειραματική τιμή δοκιμής απλού εφελκυσμού^[6.4]. Η εφελκυστική αντοχή παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς, λήφθηκε ίση με τη θεωρητική εφελκυστική αντοχή κονιάματος M10 από το οποίο κατασκευάστηκαν οι εξεταζόμενες τοιχοποιίες (εφελκυστική αντοχή ίση με το 1/10 της θλιπτικής αντοχής). Για την περιγραφή της μετελαστικής συμπεριφοράς του υλικού (ενέργεια θραύσης), δεν υπάρχουν διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα για το συγκεκριμένο τύπο τοιχοποιίας. Λαμβάνοντας υπόψη ότι η εφελκυστική αστοχία συμβαίνει για

παραμόρφωση της τάξης του 10^{-5} , η ενέργεια θραύσης ρωγμής τύπου I λαμβάνει τιμή έτσι ώστε η εφελκυστική αντοχή του υλικού να μηδενίζεται για παραμόρφωση της τάξης του 10^{-4} . Έτσι, η ενέργεια θραύσης ρωγμής τύπου I κάθετα και παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς παίρνει την τιμή 0.024MN/m και 0.01MN/m αντίστοιχα. Στο Σχήμα 6.10 παρουσιάζεται το διάγραμμα τάσης - τροπής σε εφελκυσμό κάθετα και παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς.



Σχήμα 6.10. Διάγραμμα τάσης - τροπής κάθετα και παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς.

Οι παράμετροι αποφόρτισης σε εφελκυσμό, α_i και σε θλίψη, α_c , λαμβάνουν την τιμή 0.90. Η τιμή αυτή εκτιμάται έτσι ώστε να υπάρχει σύγκλιση πειραματικών και αριθμητικών αποτελεσμάτων (βλ. Παράγραφο 6.3.1).

Για τον προσδιορισμό της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια του προγράμματος EsecMase δοκιμές τριπλέτας για διάφορα επίπεδα θλιπτικού φορτίου και δοκιμή απλής διάτμησης^[6,41](η πειραματική διάταξη της δοκιμής αυτής, αναπτύχθηκε στα πλαίσια του προγράμματος EsecMase). Τα δοκίμια των πειραμάτων αυτών είχαν κατασκευαστεί με κονίαμα θλιπτικής αντοχής 18MPa. Από τις δοκιμές αυτές προέκυψε η ακόλουθη σχέση διατμητικής αντοχής – θλιπτικού φορτίου:

$$Y \text{ (διατμητική αντοχή)} = 0.21 + 0.93 X \text{ (κατακόρυφο θλιπτικό φορτίο)} \text{ (MPa)} \quad (6.1)$$

Για θλιπτική τάση 0.50, 1.00 και 2.00MPa που επιβλήθηκε κατά τις δοκιμές των τοίχων, η πιο πάνω σχέση δίνει διατμητική αντοχή 0.675, 1.14 και 2.07MPa, αντίστοιχα. Λαμβάνοντας υπόψη τη διαφορά στην ποιότητα του κονιάματος μεταξύ των δοκιμών τριπλέτας και των δοκιμών στις τοιχοποιίες του Πανεπιστημίου της

Ρανία, αποφασίστηκε να μην χρησιμοποιηθεί η πιο πάνω σχέση για τον προσδιορισμό της διατμητικής αντοχής του υλικού. Η διατμητική αντοχή υπό μηδενικό θλιπτικό φορτίο (συνοχή) λήφθηκε ίση με 0.40MPa όπως δίνεται από τον Πίνακα 3.4 του ΕΚ6^[6.5]. Η επίπτωση του κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου στη διατμητική αντοχή, υπολογίστηκε από τη σχέση 3.6 του ΕΚ6^[6.5], λαμβάνοντας υπόψη την μη πλήρωση των κατακόρυφων αρμών, ως ακολούθως:

$$f_{vk} = 0.5f_{vk0} + 0.4\sigma_d \leq 0.045f_b \text{ ή } f_{vit} \quad (6.2)$$

όπου:

f_{vk0} : η χαρακτηριστική τιμή της συνοχής

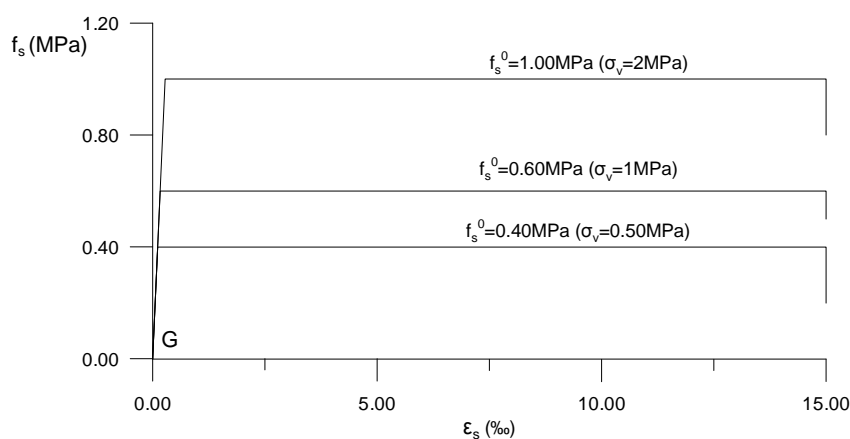
σ_d : η τιμή της θλιπτικής τάσεως

f_b : η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος

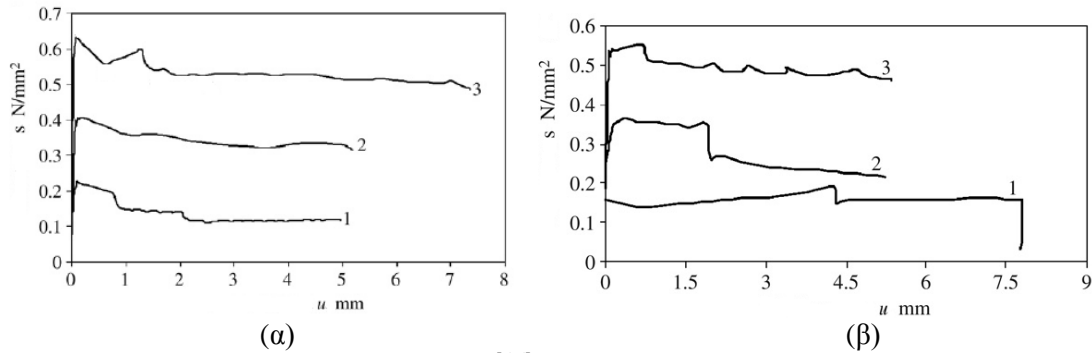
f_{vit} : οριακή τιμή διατμητικής αντοχής λαμβάνοντας υπόψη την εφελκυστική αντοχή λιθοσώματος

Χρησιμοποιώντας τη σχέση (6.2) για θλιπτική τάση 0.50, 1.00 και 2.00MPa η διατμητική αντοχή (f_s^0) προκύπτει 0.40, 0.60 και 1.00MPa, αντίστοιχα. Οι τιμές αυτές χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση (βλ. Παράγραφο 6.4).

Η μονοτονική σχέση διατμητικής τάσης - διατμητικής τροπής που χρησιμοποιήθηκε στην εργασία αυτή φαίνεται στο Σχήμα 6.11. Το διάγραμμα αυτό, είναι μια απλοποίηση του διαγράμματος που προέκυψε από την εργασία των B. Jonaitis et al.^[6.6] (Σχήμα 6.12), οι οποίοι μελέτησαν πειραματικά τη διατμητική συμπεριφορά δοκιμίων αποτελούμενα από τρία λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου και κονίαμα λεπτής στρώσης.



Σχήμα 6.11. Μονοτονικό διάγραμμα διατμητικής τάσης - τροπής για κατακόρυφο θλιπτική τάση 0.50, 1.00 και 2.00 MPa.

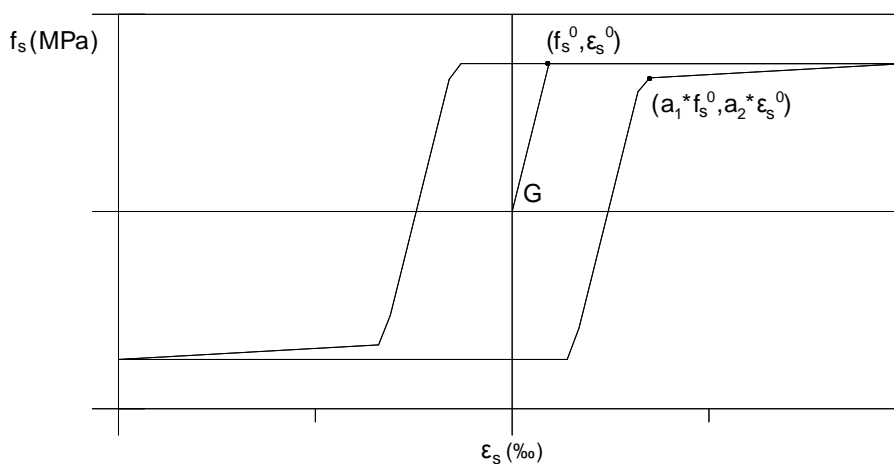


Σχήμα 6.12. Πειραματικά διαγράμματα^[6,6] διατμητικής τάσης-μετακίνησης για διάφορες τιμές θλιπτικής τάσης 1: 0.20MPa, 2: 0.60MPa, 3: 1.00MPa, (α): Λιθοσώματα M18 και (β): Λιθοσώματα M24.

Τα λιθοσώματα που χρησιμοποιήθηκαν είχαν διαστάσεις $180 \times 198 \times 340 \text{mm}^3$ (b x h x l -M18) και $240 \times 198 \times 340 \text{mm}^3$ ((b x h x l - M24) με ποσοστό κενών 27% και 22% αντίστοιχα. Σύμφωνα με τα πειραματικά αποτελέσματα, το διάγραμμα διατμητικής τάσης - διατμητικής τροπής χαρακτηρίζεται από έναν απότομο ελαστικό κλάδο, έναν κλάδο κράτνσης μικρής πλαστικής παραμόρφωσης και έναν κλάδο χαλάρωσης, όπου η διατμητική αντοχή τείνει σε μια περίπου σταθερή τιμή μειωμένη κατά περίπου 10% της μέγιστης τιμής της (Σχήμα 6.12). Όπως φαίνεται από το Σχήμα 6.11, αγνοείται η περιοχή κράτνσης και χαλάρωσης, το διάγραμμα θεωρείται διγραμμικό με αρχική κλίση ίση με το Μέτρο Διάτμησης G και τον οριζόντιο κλάδο να αντιστοιχεί στην τιμή της διατμητικής αντοχής όπως υπολογίζεται από τη σχέση (6.2). Το Μέτρο Διάτμησης υπολογίζεται από τη σχέση $G = E / [2(1 + \nu)]$ για $\nu = 0.112$ (πειραματική τιμή) και προκύπτει ίσο με το 45% του Μέρους Ελαστικότητας. Η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση λήφθηκε ίση με 15%, λαμβάνοντας υπόψη τα πειραματικά διαγράμματα του Σχήματος 6.12.

Το διάγραμμα διατμητικής τάσης – διατμητικής τροπής υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση που χρησιμοποιείται στην εργασία αυτή παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.13. Στη βιβλιογραφία δεν υπάρχουν πειραματικά δεδομένα ως προς τη μορφή του διαγράμματος αυτού. Όπως φαίνεται από το Σχήμα 6.13, η ανακυκλιζόμενη φόρτιση δεν προκαλεί σημαντική απορρόφηση ενέργειας. Η παραδοχή αυτή υιοθετείται λαμβάνοντας υπόψη τη γενική πειραματική παρατήρηση σε τοιχοποιίες φυσικής κλίμακας οι οποίες υπόκεινται σε ανακυκλιζόμενες εντός επιπέδου δράσεις, ότι το εύρος των βρόχων υστέρησης μειώνεται όταν το κονίαμα γίνεται μεγαλύτερης αντοχής και μικρότερου πάχους. Στην ίδια παρατήρηση καταλήγουν και θεωρητικές

παραμετρικές αναλύσεις στις οποίες εξετάζεται η επίπτωση της αντοχής και του πάχους του κονιάματος με τη χρήση μικρο - προσομοιωμάτων^[6.7, 6.8] σε ανακυκλιζόμενη διατμητική ένταση.



Σχήμα 6.13. Διάγραμμα διατμητικής τάσης - τροπής υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

Για την περιγραφή του διαγράμματος τάσης - τροπής του Σχήματος 6.13 εκτός από τη διατμητική αντοχή, f_s^0 , απαιτούνται οι παράμετροι a_1 και a_2 , με τις οποίες καθορίζεται η μορφή του κλάδου αποφόρτισης στο διάγραμμα διατμητικής τάσης - τροπής. Οι παράμετροι αυτοί παίρνουν την τιμή 0.90 και 3.5 και η βαθμονόμηση τους γίνεται ως προς τη συνολική απόκριση των εξεταζόμενων φορέων (βλ. Παράγραφος 6.3.1).

Στον Πίνακα 6.2 δίνονται οι παράμετροι, που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση των τοίχων της Παραγράφου 6.2. Τα ίδια μηχανικά χαρακτηριστικά χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση όλων των τοίχων, πλην της διατμητικής αντοχής λόγω διαφορετικού κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου. Επίσης στην τοιχοποιία CS05 όπου οι κατακόρυφοι αρμοί είχαν πληρωθεί, η εφελκυστική αντοχή παράλληλα και κάθετα στους οριζόντιους αρμούς λήφθηκε ίση.

Εναλλακτικά, όπως έχει αναφερθεί στο Κεφάλαιο 5, το καταστατικό προσομοίωμα μπορεί να βαθμονομηθεί με τη διαδικασία της ομογενοποίησης. Για το συγκεκριμένο τύπο τοιχοποιίας τα λιθοσώματα μπορούν να διακριτοποιηθούν με παραμορφώσιμα στοιχεία ή στερεά σώματα, η διεπιφάνεια λιθοσώματος - οριζόντιου αρμού με

στοιχεία διεπιφάνειας με μη γραμμικές ιδιότητες και οι κατακόρυφοι αρμοί ως γεωμετρικές ασυνέχειες.

Πίνακας 6.2. Μηχανικά χαρακτηριστικά εξεταζόμενης τοιχοποιίας.

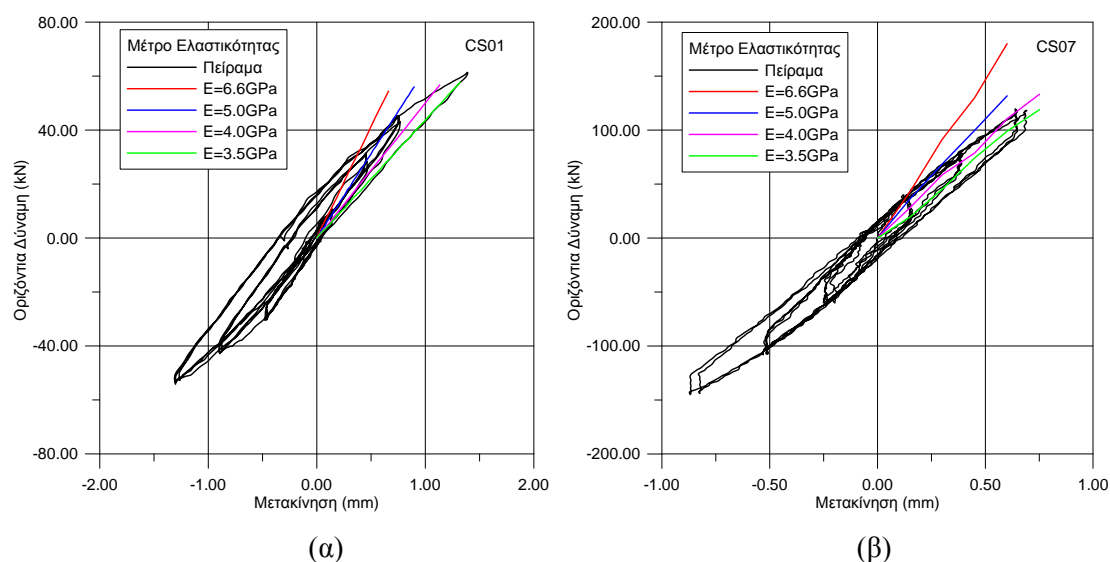
Ιδιότητα		Ιδιότητα	
E	4.00GPa	ε_{cy}^u	5‰
ν	0.112	f_{px}	-0.240 MPa
ρ	1.80 Mgr/m ³	f_{py}	-0.10 MPa
f_{tx}^0	0.10 MPa	f_s^0	0.40/0.60/1.00MPa
f_{ty}^0	0.24 MPa	G_s	-
G_{tx}	0.01MPa	f_{sr}	0.40/0.60/1.00MPa
G_{ty}	0.024MPa	α_t	0.90
f_{cx}^p	16.50MPa	α_c	0.90
f_{cy}^p	23.00MPa	a_1, a_2	0.90, 3.50
ε_{cx}^u	2.5‰		

6.3.1 Βαθμονόμηση παραμέτρων ως προς τη συνολική απόκριση

Όπως αναφέρθηκε στην Παράγραφο 6.3, η τιμή που λαμβάνουν οι παράμετροι αποφόρτισης σε εφελκυσμό α_t και σε θλίψη α_c , καθώς και η μορφή του διαγράμματος διατμητικής τάσης – τροπής σε ανακυκλιζόμενη ένταση, βαθμονομούνται ως προς τη συνολική απόκριση, ενώ το Μέτρο Ελαστικότητας E προσδιορίζεται έτσι ώστε η αρχή της αριθμητικής καμπύλης δύναμης - μετακίνησης να προσεγγίζει ικανοποιητικά την αρχή της αντίστοιχης πειραματικής. Για την βαθμονόμηση των παραμέτρων αυτών επιλέχθηκαν οι τοιχοποιίες CS01 και CS07, στις οποίες επιβλήθηκε το ίδιο κατακόρυφο θλιπτικό φορτίο, αλλά είχαν διαφορετικό λόγο ύψος/πλάτος και ως εκ τούτου παρουσίαζαν διαφορετική υστερητική συμπεριφορά.

Στα Σχήματα 6.14α και 6.14β παρουσιάζονται τα αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων για τη βαθμονόμηση του Μέρους Ελαστικότητας στις τοιχοποιίες CS01 και CS07 αντίστοιχα. Από τα σχήματα αυτά φαίνεται ότι για E=4.00 GPa, η αρχή της αριθμητικής καμπύλης δύναμης - μετακίνησης προσεγγίζει ικανοποιητικά την αρχή της αντίστοιχης πειραματικής. Στα Σχήματα 6.15 και 6.16 παρουσιάζονται τα διαγράμματα δύναμης - μετακίνησης για τη μεταβολή των παραμέτρων α_t και α_c αντίστοιχα. Από τα σχήματα αυτά παρατηρείται μικρή επίπτωση στη συνολική απόκριση και των δύο φορέων, λόγω μεταβολής της παραμέτρου α_t . Η παράμετρος α_c

όπως αναμενόταν, δεν επηρεάζει την υστερητική συμπεριφορά των εξεταζόμενων φορέων, γιατί κατά τις δοκιμές δεν παρατηρήθηκε αστοχία σε θλίψη ή στις περιπτώσεις όπου παρατηρήθηκε, αυτή συνέβη για πολύ μεγάλες μετακινήσεις πριν την «κατάρρευση» του δοκιμίου.

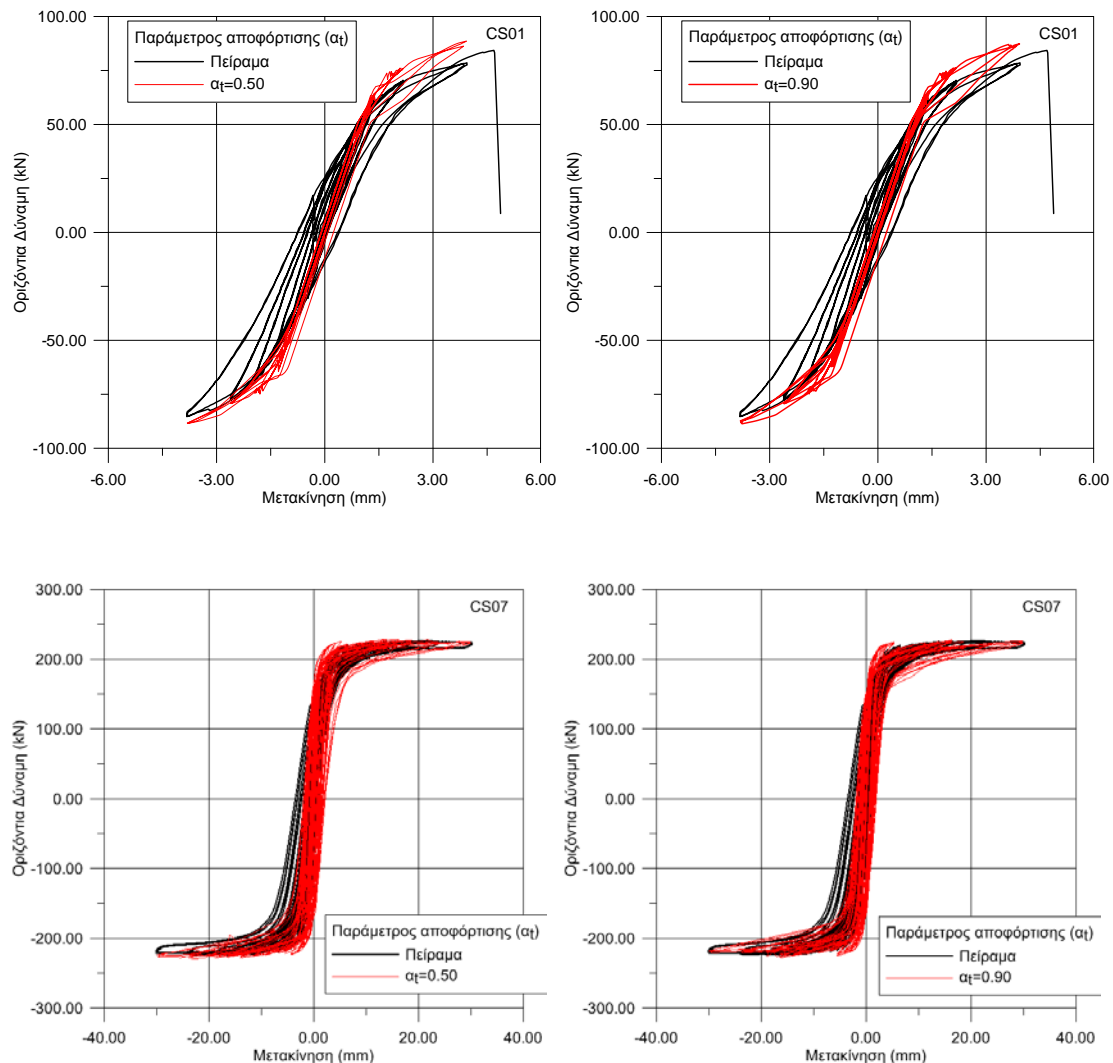


Σχήμα 6.14. Βαθμονόμηση Μέτρου Ελαστικότητας: (α) Τοιχοποιία CS01, (β): Τοιχοποιία CS07.

Όπως αναφέρθηκε στην Παράγραφο 6.3, για την περιγραφή της συμπεριφοράς του υλικού σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, απαιτούνται οι παράμετροι a_1 και a_2 , με τις οποίες καθορίζεται η μορφή του κλάδου αποφόρτισης στο διάγραμμα διατμητικής τάσης - τροπής. Οι παράμετροι αυτοί βαθμονομούνται ως προς τη συνολική απόκριση των δοκιμών CS01 και CS07.

Στο Σχήμα 6.17 φαίνονται τρεις μορφές κλάδου αποφόρτισης για τις οποίες πραγματοποιήθηκε ανάλυση. Ο καθένας από τους κλάδους αποφόρτισης οδηγεί σε βρόγχο διαφορετικού εύρους. Στα Σχήματα 6.18α έως 18στ παρουσιάζονται τα διαγράμματα δύναμης - μετακίνησης των δοκιμών CS01 και CS07. Στα σχήματα αυτά παρουσιάζονται τόσο το πειραματικό διάγραμμα δύναμης - μετακίνησης όσο και το αντίστοιχο διάγραμμα από τις αριθμητικές αναλύσεις για τις μορφές του κλάδου αποφόρτισης σε διάτμηση που περιγράφονται στο Σχήμα 6.17. Από τα σχήματα αυτά παρατηρείται μικρή επίπτωση στα αριθμητικά αποτελέσματα του δοκιμίου CS01 λόγω μεταβολής των παραμέτρων a_1 και a_2 , ενώ στην περίπτωση του δοκιμίου CS07, η μεταβολή των παραμέτρων a_1 και a_2 επηρεάζει σημαντικά τα

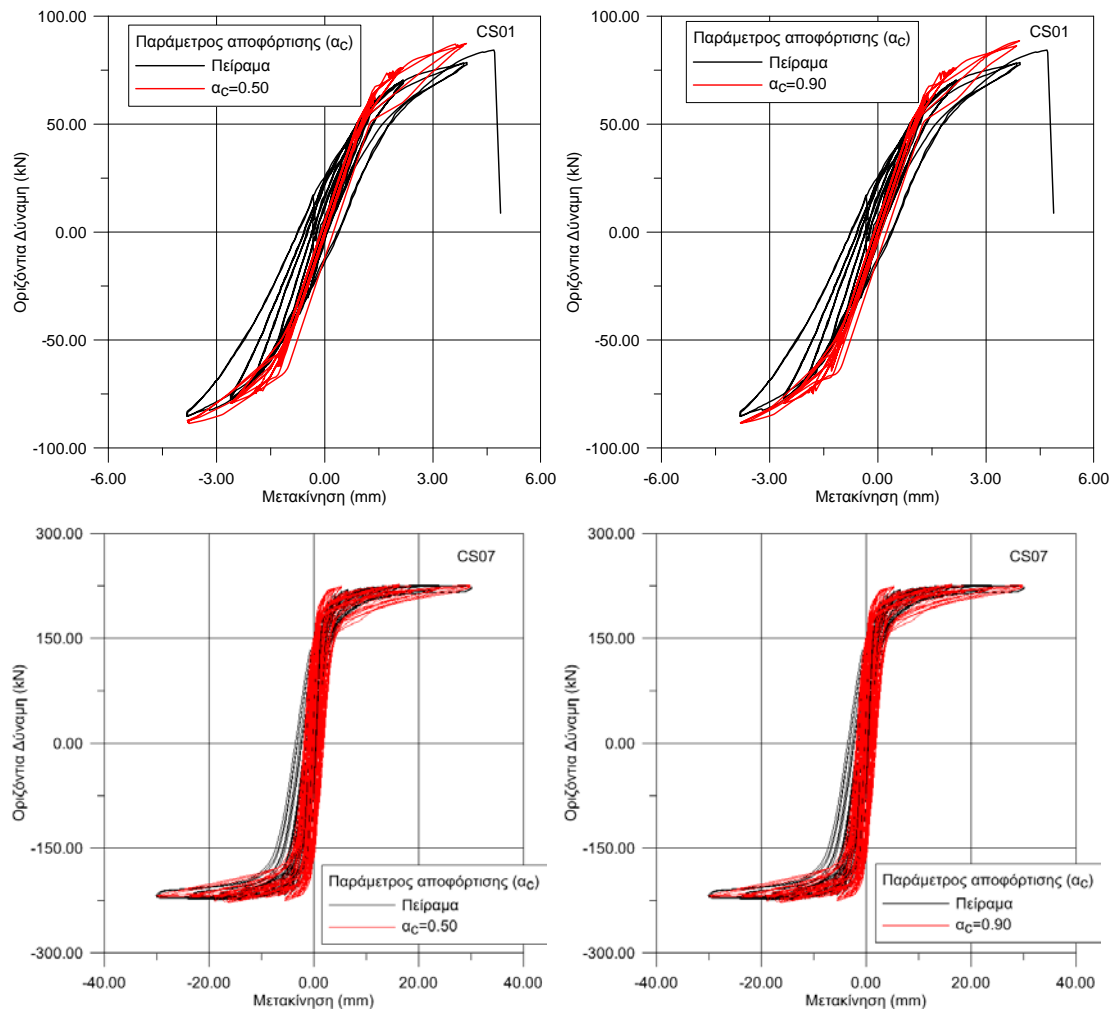
αριθμητικά αποτελέσματα ως προς το εύρος των υστερητικών βρόχων. Συγκρίνοντας τα πειραματικά και τα αριθμητικά αποτελέσματα ως προς τη συνολική απόκριση και των δοκιμίων επιλέγονται οι παράμετροι α_1 και α_2 να λάβουν την τιμή 0.90 και 3.5 αντίστοιχα, για τις οποίες επιτυγχάνεται η καλύτερη προσέγγιση αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων.



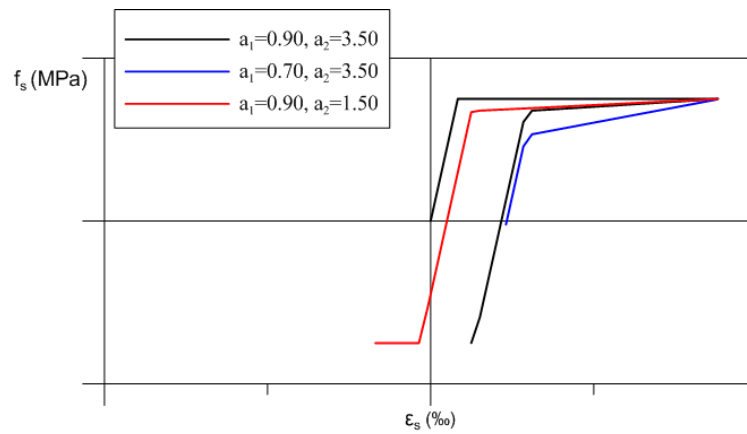
Σχήμα 6.15. Βαθμονόμηση παραμέτρου αποφόρτισης από εφελκυσμό σε θλίψη, α_1 .

6.4 Σύγκριση πειραματικών και αριθμητικών αποτελεσμάτων

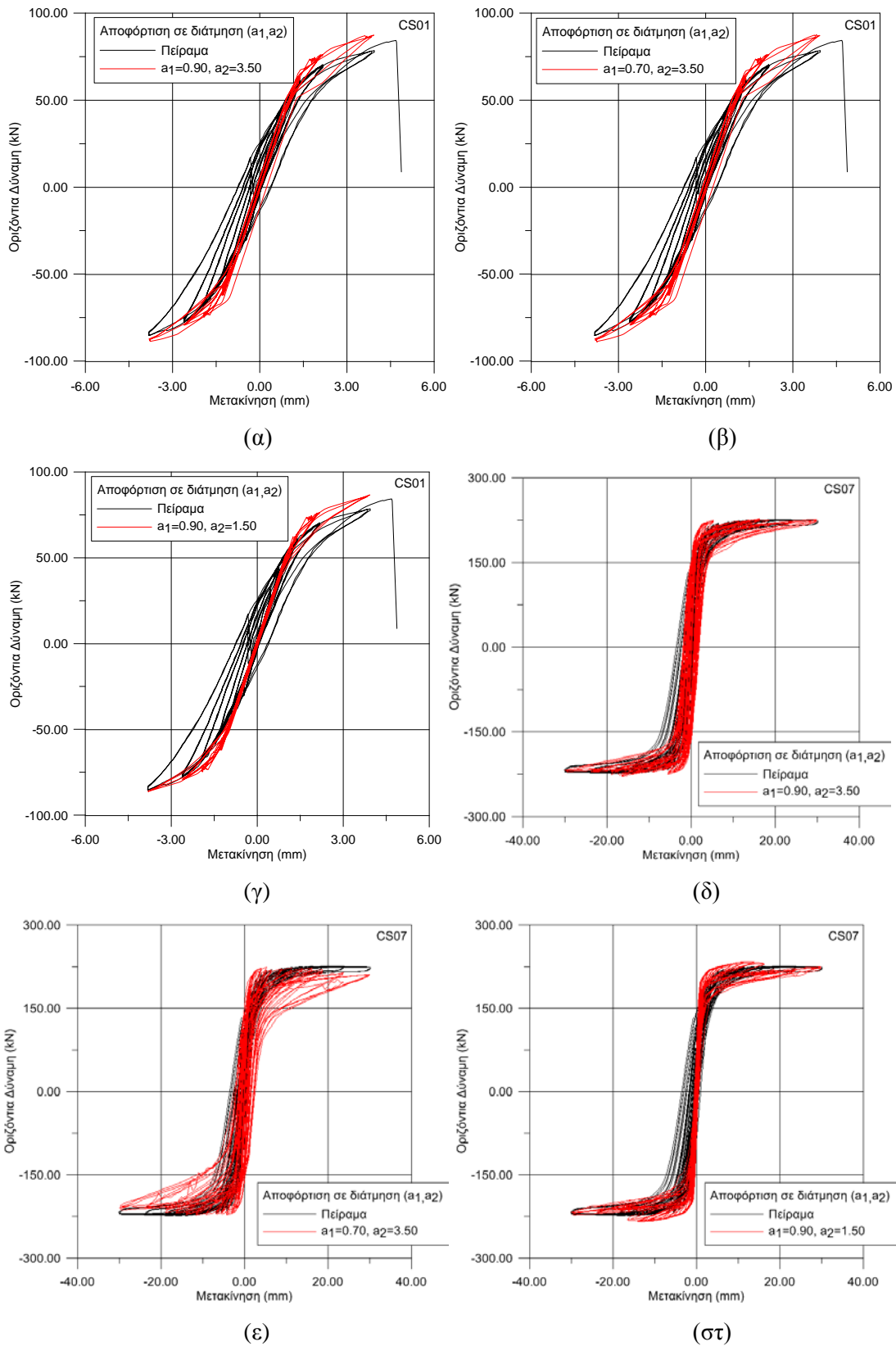
Μετά τη βαθμονόμηση όλων των παραμέτρων ακολουθεί ο έλεγχος αξιοπιστίας του καταστατικού προσομοιώματος με τη σύγκριση αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων. Όλες οι αναλύσεις έγιναν με δυναμική ανάλυση ρητής ολοκλήρωσης με τη διαδικασία που παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 4.



Σχήμα 6.16. Βαθμονόμηση συντελεστή αποφόρτισης από θλίψη σε εφελκυσμό, α_c .



Σχήμα 6.17. Εξεταζόμενοι κλάδοι αποφόρτισης στο διάγραμμα διατμητικής τάσης-τροπής.

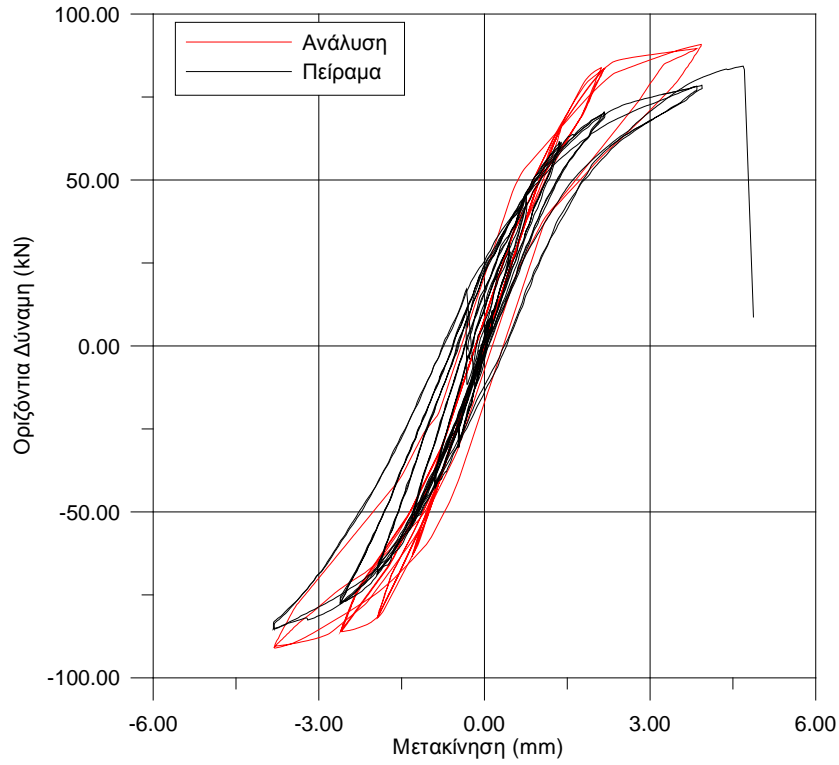


Σχήμα 6.18 (α)-(στ): Αναλύσεις για τις μορφές κλάδου αποφόρτισης του Σχήματος 6.17.

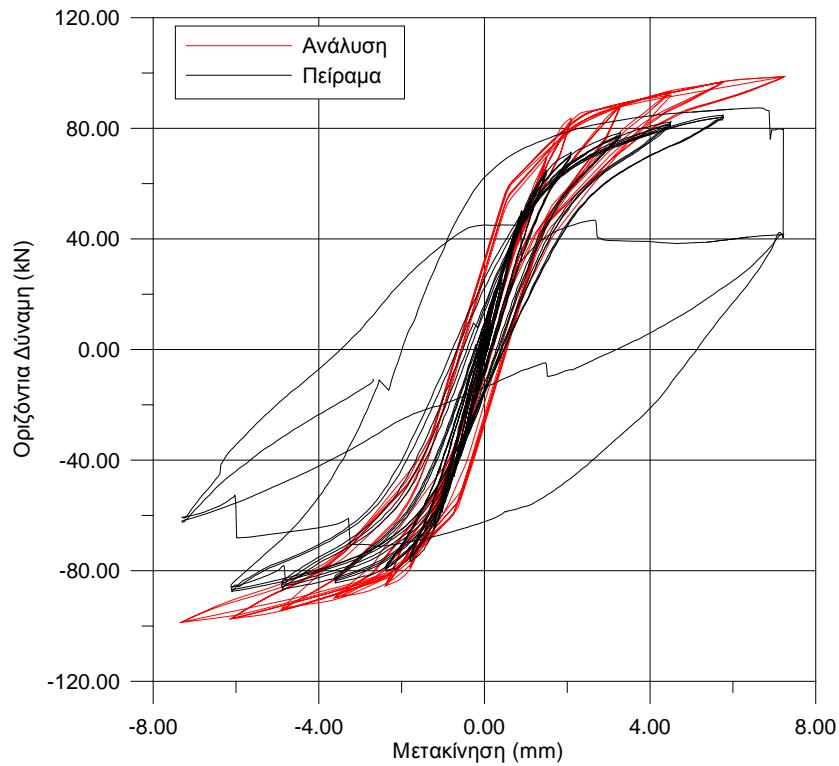
Οι φορείς διακριτοποιήθηκαν με τετρακομβικά στοιχεία επίπεδης έντασης με μειωμένο κανόνα ολοκλήρωσης διαστάσεων $0.250 \times 0.250 \text{m}^2$. Η διάσταση του

πεπερασμένου στοιχείου επιλέγεται, έτσι ώστε να είναι αντιπροσωπευτική της διάστασης του ομογενοποιημένου σύνθετου υλικού της τοιχοποιίας. Οι κόμβοι της στέψης κάθε εξεταζόμενου φορέα είχαν κοινή οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση έτσι ώστε να περιγράφουν συνθήκες αμφίπακτου στοιχείου. Αρχικά σε κάθε φορέα επιβλήθηκαν το ίδιο βάρος του και η αντίστοιχη πρόσθετη κατακόρυφη θλιπτική τάση. Ακολούθως, επιβλήθηκε η μετακίνηση ανακυκλιζόμενης μορφής μεταβλητού εύρους, ίδια με αυτήν που επιβλήθηκε σε κάθε φορέα κατά την πειραματική δοκιμή. Πριν την επιβολή της μετακίνησης γινόταν έλεγχος αν έχει αποσβεστεί η ταλάντωση από την επιβολή του ίδιου βάρους και του πρόσθετου κατακόρυφου φορτίου. Στο τέλος κάθε ανάλυσης, γινόταν επίσης έλεγχος αν η κινηματική ενέργεια κατά τη διάρκεια της ανάλυσης παρέμενε αμελητέα σε σχέση με τη συνολική ενέργεια του συστήματος.

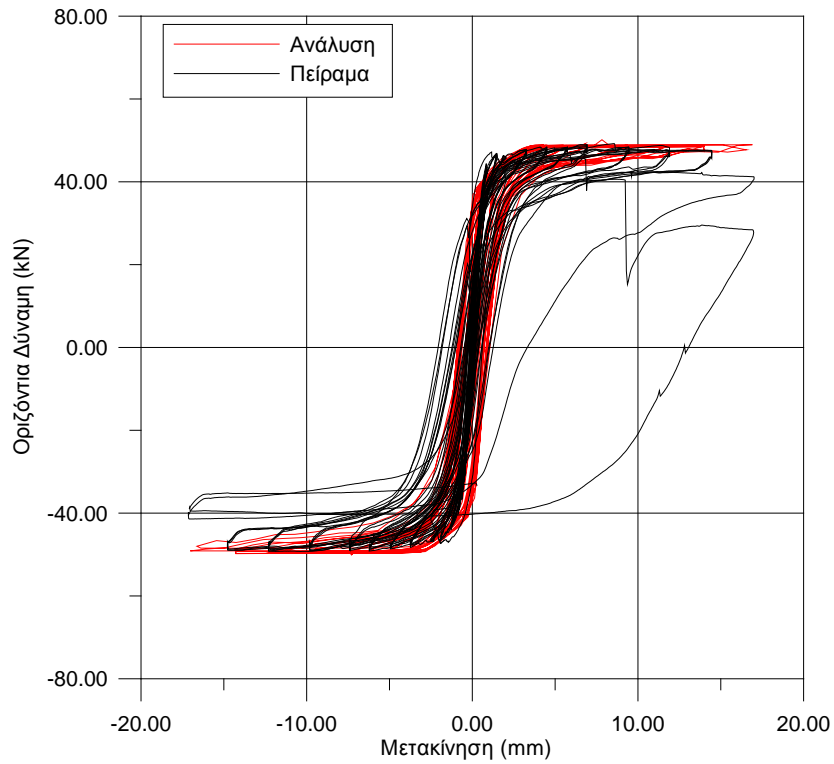
Στα Σχήματα 6.19 – 6.24 γίνεται σύγκριση πειραματικών και αριθμητικών αποτελεσμάτων με τη μορφή διαγράμματος οριζόντιας δύναμης - μετακίνησης κορυφής των εξεταζόμενων τοίχων. Από τη σύγκριση των διαγραμμάτων αυτών, προκύπτει ότι το προσομοίωμα μπορεί να εκτιμήσει ρεαλιστικά τόσο το μέγιστο φορτίο κάθε τοίχου όσο και την υστερητική συμπεριφορά του. Απόκλιση παρατηρείται στους τοίχους CS02, CS03 και CS04 κατά τον τελευταίο κύκλο φόρτισης όπου παρατηρήθηκαν ρωγμές μεγάλου εύρους στους μη πληρωθέντες κατακόρυφους αρμούς και κινήσεις στερεού σώματος. Το φαινόμενο αυτό (κίνηση στερεού σώματος) δεν περιγράφεται από το προτεινόμενο προσομοίωμα. Στα Σχήματα 6.25 και 6.26 παρουσιάζεται ενδεικτικά η κατανομή της διατμητικής τάσης στο τέλος της δοκιμής των τοίχων CS02 και CS07 αντίστοιχα. Με έντονο χρώμα φαίνονται οι περιοχές, οι οποίες καταπονούνται περισσότερο σε διάτμηση. Στις περιοχές αυτές σχηματίστηκαν διαγώνιες ρωγμές κατά τις δοκιμές των τοίχων αυτών. Από τα σχήματα αυτά παρατηρείται ότι η προβλεπόμενη αστοχία από την αριθμητική ανάλυση, είναι αντίστοιχη με αυτήν που παρατηρήθηκε κατά τη δοκιμή των τοίχων αυτών (Σχήματα 6.4 και 6.5). Επίσης, όπως αναφέρεται από τους Magenes et al.^[6.1], σε όσες δοκιμές παρατηρήθηκε αστοχία των λιθοσωμάτων, αυτή συνέβη κατά τον τελευταίο κύκλο φόρτισης. Η παρατήρηση αυτή, διαπιστώθηκε και από την ανάλυση.



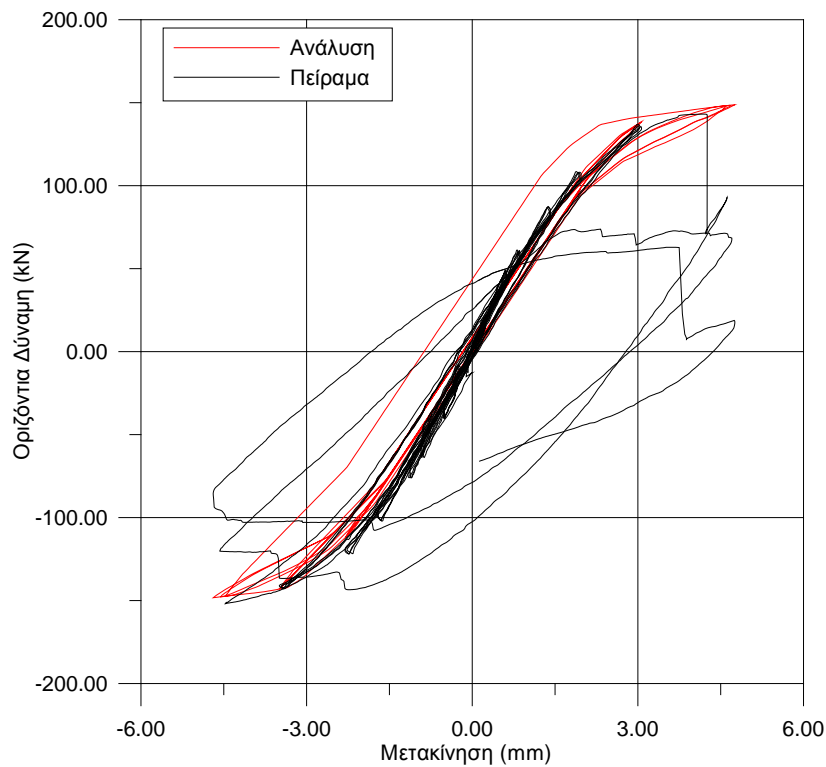
Σχήμα 6.19. Τοιχοποιία CS01: Σύγκριση πειραματικού^[6.1] και αριθμητικού διαγράμματος δύναμης - μετακίνησης.



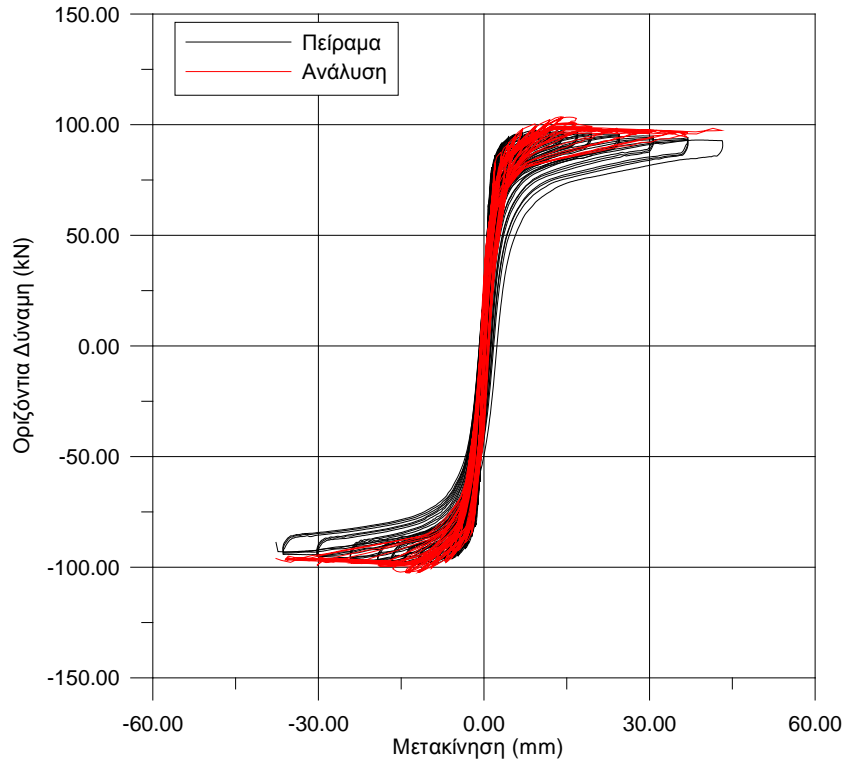
Σχήμα 6.20. Τοιχοποιία CS02: Σύγκριση πειραματικού^[6.1] και αριθμητικού διαγράμματος δύναμης - μετακίνησης.



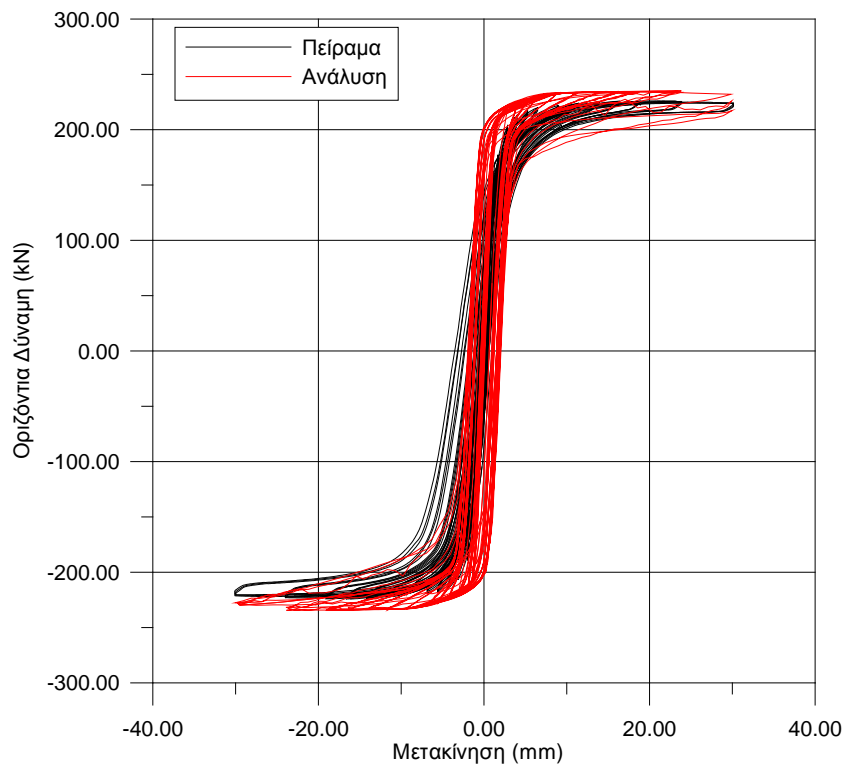
Σχήμα 6.21. Τοιχοποιία CS03: Σύγκριση πειραματικού^[6.1] και αριθμητικού διαγράμματος δύναμης - μετακίνησης.



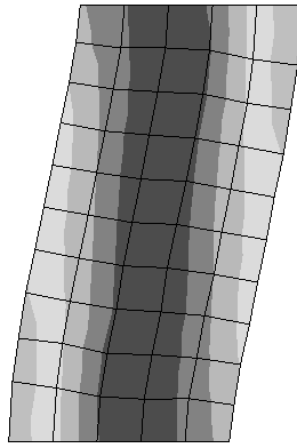
Σχήμα 6.22. Τοιχοποιία CS04: Σύγκριση πειραματικού^[6.1] και αριθμητικού διαγράμματος δύναμης - μετακίνησης.



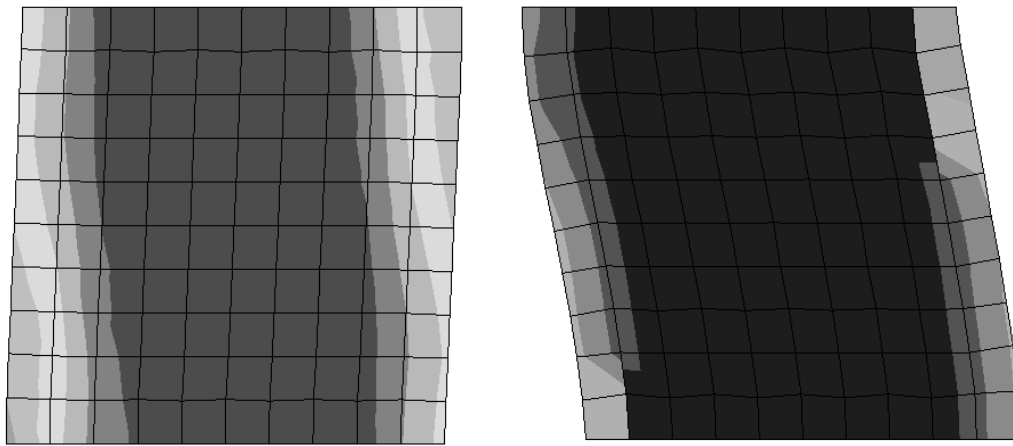
Σχήμα 6.23. Τοιχοποιία CS05: Σύγκριση πειραματικού^[6.1] και αριθμητικού διαγράμματος δύναμης - μετακίνησης.



Σχήμα 6.24. Τοιχοποιία CS07: Σύγκριση πειραματικού^[6.1] και αριθμητικού διαγράμματος δύναμης - μετακίνησης.



Σχήμα 6.25. Τοιχοποιία CS02: Κατανομή διατμητικής τάσης για μετατόπιση +4mm (συντελεστής μεγέθυνσης 100).



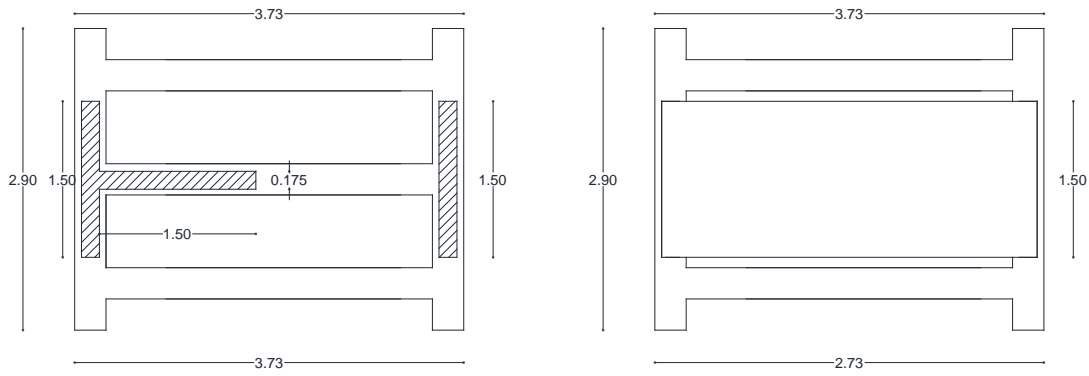
(α) (β)
Σχήμα 6.26. Τοιχοποιία CS07: Κατανομή διατμητικής τάσης για (α): μετατόπιση +4mm και (β): μετατόπιση -18mm (συντελεστής μεγέθυνσης 20).

7. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΔΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΑΠΟ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ: ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

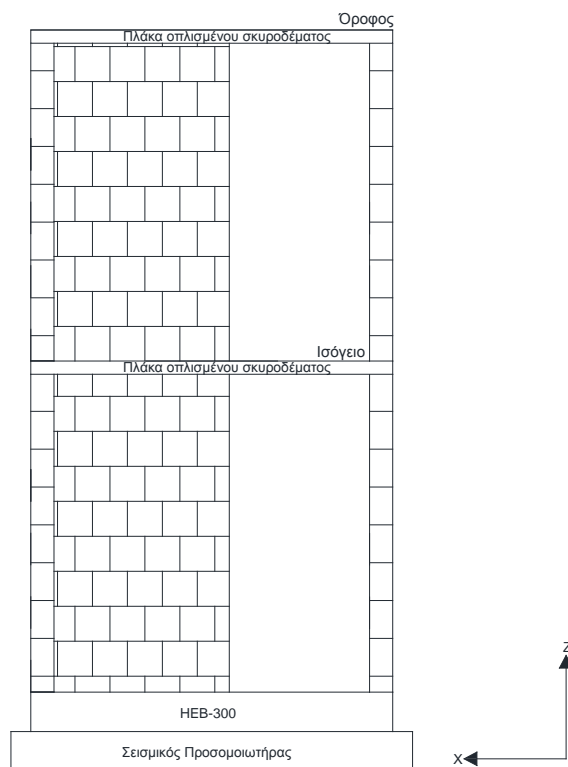
Στο Κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται τα κυριότερα πειραματικά αποτελέσματα σεισμικών διεγέρσεων σε τοιχοποιία από λιθосώματα πυριτικού ασβεστίου και κονίαμα λεπτής στρώσης μόνο στους οριζόντιους αρμούς. Τα πειραματικά αποτελέσματα αφορούν δοκιμές σε διάροφο φορέα φυσικής κλίμακας, με τη χρήση του σεισμικού προσομοιωτήρα του Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας του ΕΜΠ^[7.1]. Οι σεισμικές δοκιμές πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια του Ευρωπαϊκού ερευνητικού προγράμματος ESECMaSE project– “Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe”^[7.2]. Η αναλυτική εργασία αναφέρεται στον έλεγχο αξιοπιστίας του βαθμονομημένου μονοαξονικού προσομοιώματος (Κεφάλαιο 6) έναντι σεισμικών δράσεων.

7.1. Περιγραφή Δοκιμίου

Το δοκίμιο ήταν ένα διάροφο κτίριο σε φυσική κλίμακα, το οποίο αποτελείτο από ένα τμήμα μορφής T και ένα τοίχο στην απέναντι πλευρά, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.1. Όλα τα τμήματα της τοιχοποιίας είχαν μήκος 1.50m, ύψος 2.55m και πάχος 0.175m. Δύο μεταλλικοί σύνδεσμοι καθ' ύψος χρησιμοποιήθηκαν για τη σύνδεση του εγκάρσιου και οριζόντιου τμήματος της τοιχοποιίας μορφής T του ισογείου και του ορόφου. Η οροφή ισογείου και η οροφή ορόφου αποτελούνταν από προκατασκευασμένες πλάκες πάχους 12cm. Το δοκίμιο κατασκευάστηκε πάνω σε μεταλλική βάση μέσω της οποίας παγιώθηκε στο σεισμικό προσομοιωτήρα. Η πυκνότητα της τοιχοποιίας ήταν 1.8Mg/m^3 και το κονίαμα που χρησιμοποιήθηκε για την πλήρωση των οριζόντιων αρμών ήταν ποιότητας M10. Στα Σχήματα 7.1α και 7.1β παρουσιάζονται η διάταξη των τοίχων και η κάτοψη ισογείου/ορόφου αντίστοιχα, ενώ στο Σχήμα 7.2 φαίνεται η γενική όψη του δοκιμίου. Το δοκίμιο τοποθετήθηκε κατά την κύριο άξονα X του σεισμικού προσομοιωτήρα, ο οποίος αντιστοιχεί στην εντός επιπέδου διεύθυνση των τοίχων (Σχήμα 7.2).



Σχήμα 7.1. Κάτοψη δοκιμίου: (α): διάταξη τοίχων, (β): πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος.



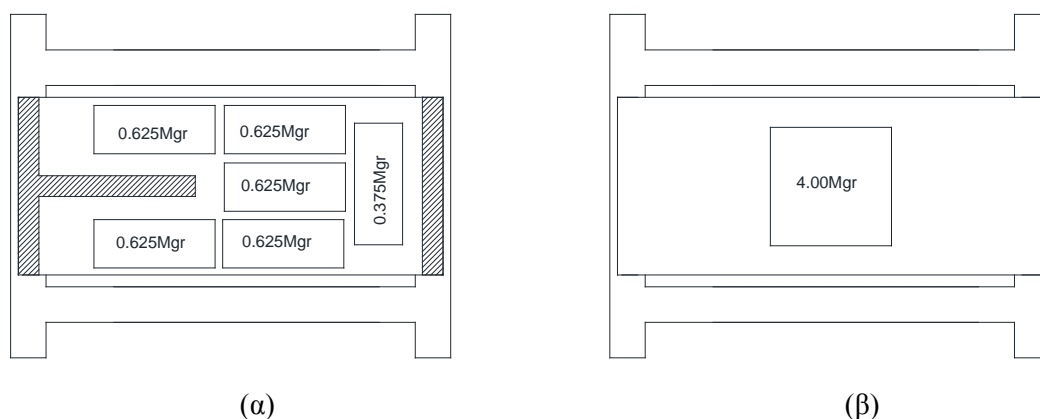
Σχήμα 7.2. Όψη δοκιμίου (η διάταξη των λιθοσωμάτων είναι ενδεικτική).

7.2. Πειραματική και μετρητική διάταξη

Στο Σχήμα 7.3 παρουσιάζεται η γενική άποψη του δοκιμίου στο σεισμικό προσομοιωτήρα. Το δοκίμιο παγιώθηκε στο σεισμικό προσομοιωτήρα μέσω της μεταλλικής βάσης με τη χρήση 36 κοχλιών M30. Πρόσθετη μάζα 3.50Mgr και 4.0Mgr τοποθετήθηκε στην οροφή ισόγειου και οροφή ορόφου αντίστοιχα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.4. Η συνολική μάζα του δοκιμίου (πλην της μεταλλικής βάσης) υπολογίστηκε σε 17.56Mgr.



Σχήμα 7.3. Γενική άποψη δοκιμίου στο σεισμικό προσομοιωτήρα.



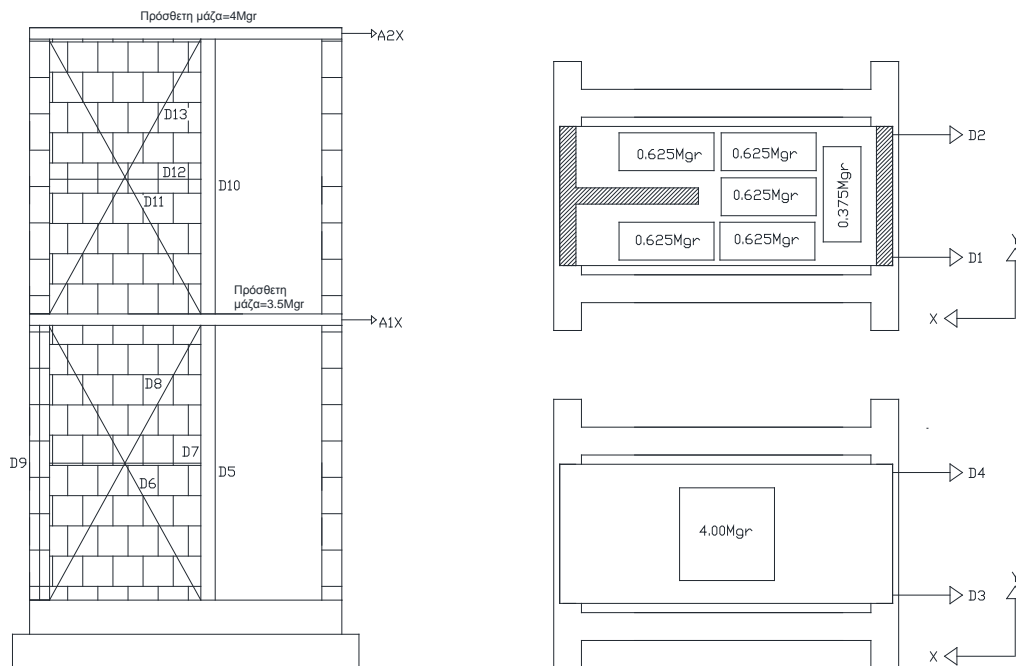
Σχήμα 7.4. Διάταξη πρόσθετης μάζας: (α) κάτοψη ισογείου και (β): κάτοψη ορόφου.

Η διάταξη των οργάνων μέτρησης παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.5. Κατά τη διάρκεια των δοκιμών γινόταν καταγραφή μετακινήσεων και επιταχύνσεων σε κάθε στάθμη κατά τη διεύθυνση της διέγερσης. Οι απόλυτες μετακινήσεις καταγράφονταν με τη χρήση ενός ακλόνητου πλαισίου αναφοράς σε δύο θέσεις σε κάθε στάθμη. Επιπλέον, γινόταν καταγραφή διαγώνιων μετακινήσεων (μετρητές μετακίνησης D6, D8, D11, D13), των σχετικών μετακινήσεων μεταξύ οριζόντιου και εγκάρσιου τμήματος του τοίχου μορφής T (μετρητές μετακίνησης D7, D12) και των σχετικών κατακόρυφων μετακινήσεων μεταξύ των ορόφων (μετρητές μετακίνησης D9, D5, D10). Η δειγματοληψία των καταγραφών ήταν 100Hz.

7.3. Προσδιορισμός δυναμικών χαρακτηριστικών δοκιμίου

Τα δυναμικά χαρακτηριστικά του δοκιμίου, οι ιδιοσυχνότητες (ιδιοπερίοδοι) και οι αντίστοιχες αποσβέσεις τους στη διεύθυνση X, προσδιορίστηκαν με την ανάλυση των καταγεγραμμένων σημάτων στο πεδίο των συχνοτήτων. Το δοκίμιο διεγέρθηκε από μια ιστορία επιτάχυνσης με τυχαίο περιεχόμενο συχνοτήτων (λευκού θορύβου)

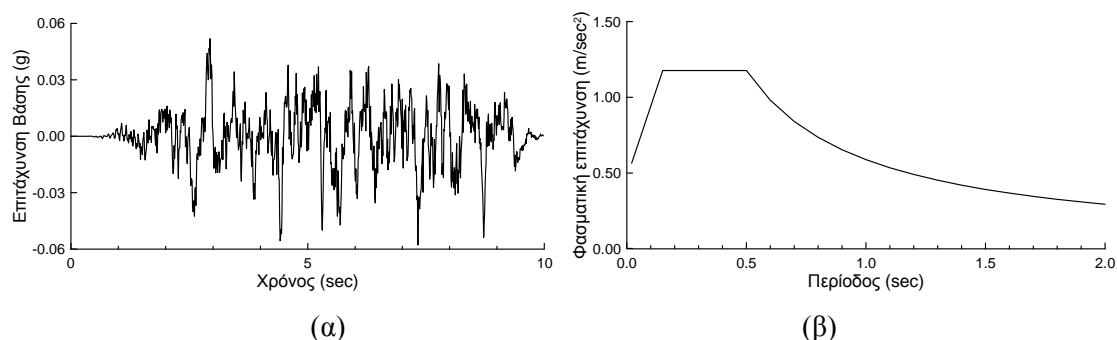
κατά τη διεύθυνση X (Test1). Η ιδιοσυχνότητα προσδιορίστηκε από τη συνάρτηση μεταφοράς του δοκιμίου, χρησιμοποιώντας ως είσοδος την επιτάχυνση που εκτελείται από το σεισμικό προσομοιωτήρα και ως έξοδος την επιτάχυνση απόκρισης στην οροφή του ορόφου. Ο λόγος απόσβεσης προσδιορίστηκε με τη μέθοδο της μισής ισχύος πλάτους λωρίδας^[7.3]. Από τη δοκιμή λευκού θορύβου, η 1^η ιδιοσυχνότητα του δοκιμίου υπολογίστηκε σε 3.71Hz (T=0.27sec) και η απόσβεση της σε 3.12%.



Σχήμα 7.5. Μετρητική διάταξη.

7.4. Σεισμικές διεγέρσεις

Το δοκίμιο υποβλήθηκε σε μια σειρά μονοαξονικών σεισμικών διεγέρσεων κατά τη διεύθυνση X, με την επιτάχυνση βάσης να αυξάνεται κλιμακωτά. Πραγματοποιήθηκαν συνολικά επτά σεισμικές δοκιμές (Test2-Test8) με την επιτάχυνσης βάσης να αυξάνεται μέχρι 0.16g. Η διέγερση αποτελούσε μία τεχνητή χρονοϊστορία επιτάχυνσης, το φάσμα της οποίας περιβάλλει το ελαστικό φάσμα του EK8^[7.4] Τύπου 1, για μέγιστη επιτάχυνση εδάφους 0.04g, κατηγορία εδάφους B και απόσβεση 5%. Η διάρκεια της σεισμικής διέγερσης ήταν 10.24sec. Στα Σχήματα 7.6α και 7.6β παρουσιάζονται το τεχνητό επιταχυνσιογράφημα και το φάσμα του EK8 με τα προαναφερόμενα χαρακτηριστικά. Οι σεισμικές διεγέρσεις στις οποίες υποβλήθηκε το δοκίμιο δίνονται στον Πίνακα 7.1.



Σχήμα 7.6. (α): Τεχνητό επιταχυνσιογράφημα, (β):Ελαστικό φάσμα ΕΚ8 Τύπου 1 για έδαφος Β, μέγιστη επιτάχυνση 0.04g και απόσβεση 5%.

Πίνακας 7.1. Σεισμικές δοκιμές

Αρ. Δοκιμής (Test)	Δοκίμη	Επιτάχυνση Βάσης (g)
1	Δοκιμή λευκού θορύβου	0.01
2	Σεισμική διέγερση στη διεύθυνση X	0.04
3	Σεισμική διέγερση στη διεύθυνση X	0.06
4	Σεισμική διέγερση στη διεύθυνση X	0.08
5	Σεισμική διέγερση στη διεύθυνση X	0.10
6	Σεισμική διέγερση στη διεύθυνση X	0.12
7	Σεισμική διέγερση στη διεύθυνση X	0.14
8	Σεισμική διέγερση στη διεύθυνση X	0.16

7.5. Ανάλυση Αποτελεσμάτων

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται τα κυριότερα αποτελέσματα από την ανάλυση των πειραματικών αποτελεσμάτων. Εκτενής περιγραφή των αποτελεσμάτων αυτών δίνεται στη βιβλιογραφική αναφορά [7.1].

7.5.1 Βλάβες

Κατά τις δοκιμές με επιτάχυνση βάσης 0.04g, 0.06g, 0.08g, 0.10g και 0.12g παρατηρήθηκαν ρωγμές μικρού εύρους τόσο στους εντός επιπέδου, όσο και στους εκτός επιπέδου τοίχους μορφής T του ισογείου και του ορόφου. Οι ρωγμές αυτές ανοιγόκλειναν κατά τη διάρκεια των δοκιμών. Πιο σημαντικές βλάβες παρουσιάστηκαν στη δοκιμή 7 (Test7) με επιτάχυνση βάσης 0.14g, όπου παρατηρήθηκαν διαγώνιες ρωγμές οι οποίες διαπερνούσαν τους κατακόρυφους και οριζόντιους αρμούς κυρίως στον εντός επιπέδου τοίχο του ορόφου. Επίσης παρατηρήθηκε ρηγμάτωση και εκτός επιπέδου κίνηση του εγκάρσιου τμήματος του τοίχου ορόφου. Κατά τη διάρκεια της δοκιμής 8 (Test 8) με επιτάχυνσης βάσης 0.16g, το εύρος των ρωγμών του τοίχου μορφής T του ορόφου, που παρουσιάστηκαν σε προηγούμενες δοκιμές μεγάλωνε. Επιπλέον, παρατηρήθηκαν διαγώνιες ρωγμές στον

εντός επιπέδου τοίχου ισογείου και έντονες εκτός επιπέδου μετακινήσεις στα εγκάρσια τμήματα του τοίχου μορφής T τόσο του ισογείου όσο και του ορόφου. Στο Σχήμα 7.8 παρουσιάζονται οι ρωγμές που παρατηρήθηκαν στο τέλος της δοκιμής 8.

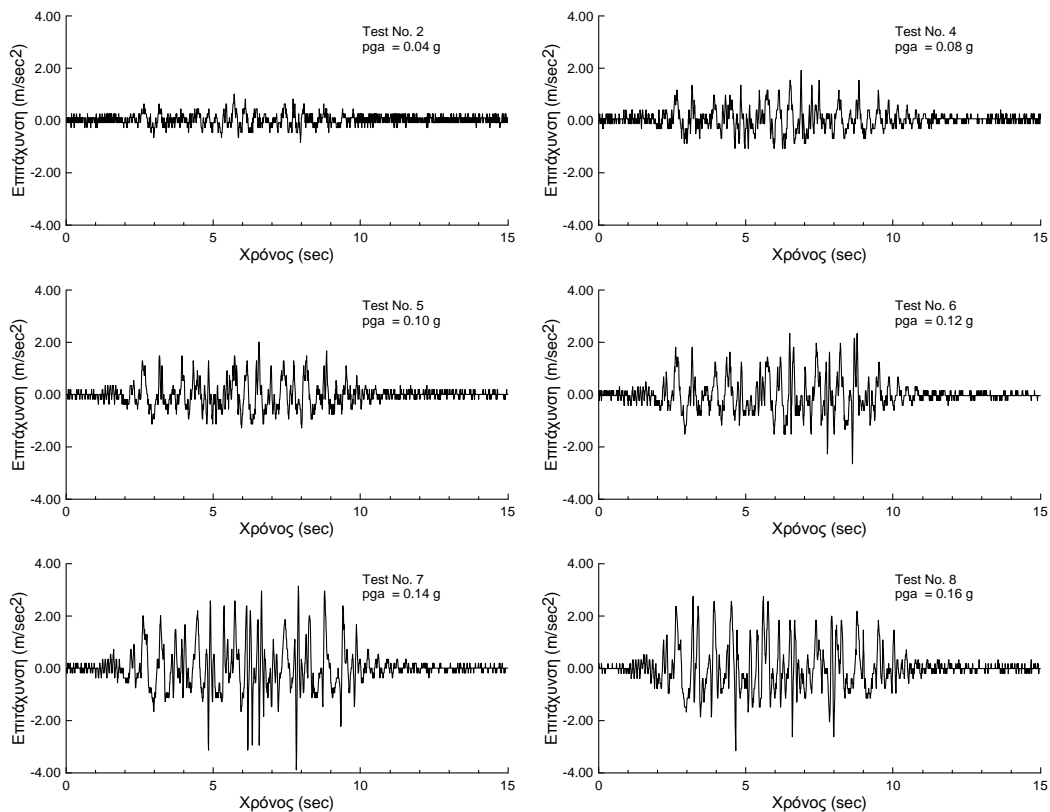


(α) (β) (γ) (δ)

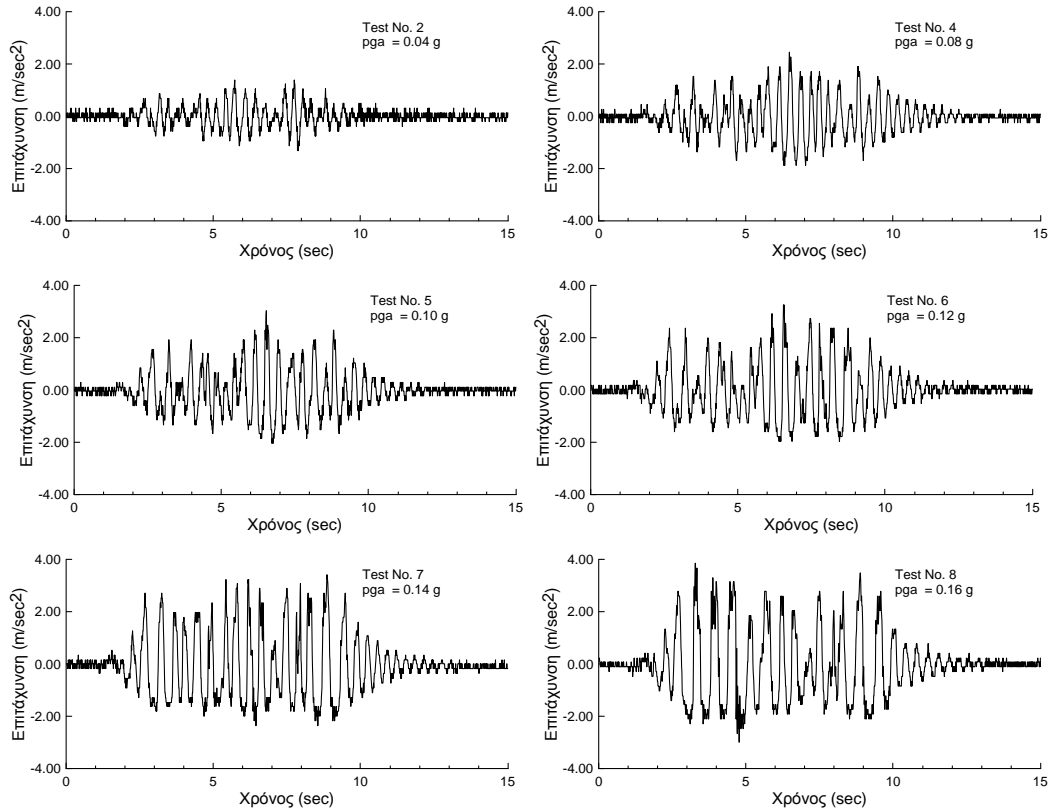
Σχήμα 7.8. Αστοχίες στο τέλος της δοκιμής 8: εντός επιπέδου τοίχου, (α): ισόγειο, (β): όροφος, και εκτός επιπέδου τοίχου, (γ): ισόγειο, (δ): όροφος.

7.5.2 Μετακινήσεις και επιταχύνσεις δοκιμίου

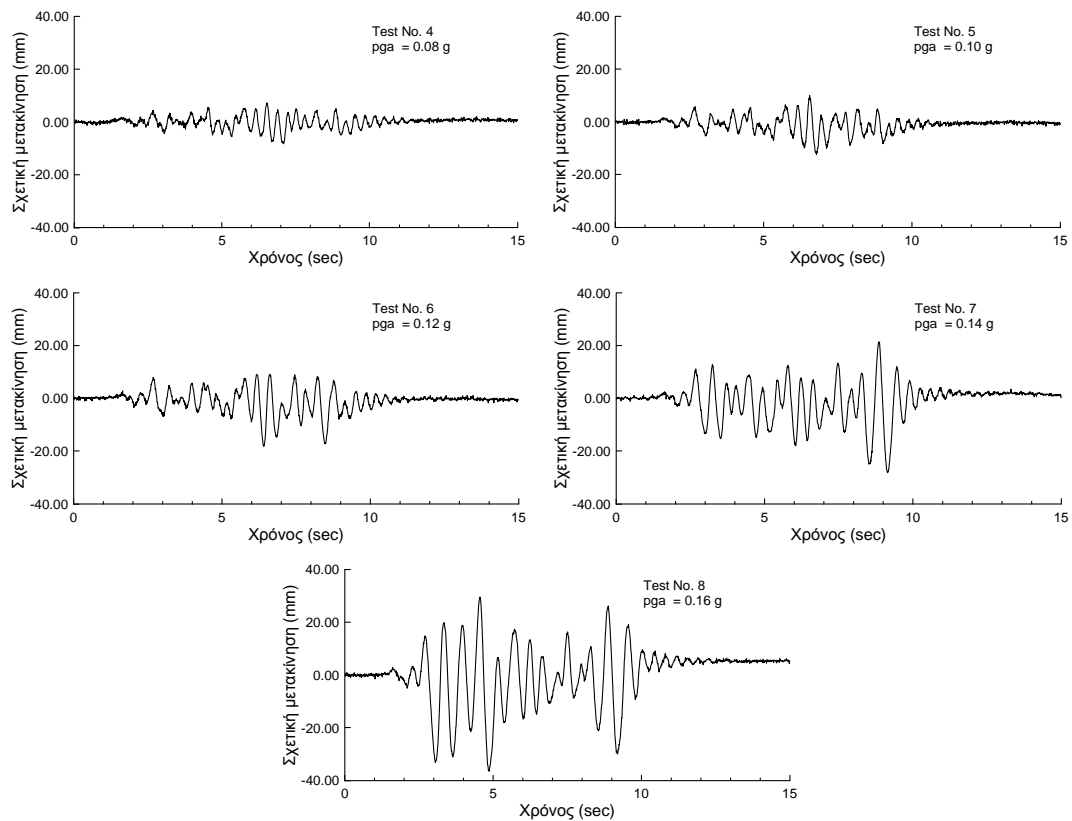
Στο Σχήματα 7.9 και 7.10 παρουσιάζονται οι επιταχύνσεις στην οροφή ισογείου (θέση A1X) και ορόφου (θέση A2X) αντίστοιχα, οι οποίες αναπτύχθηκαν κατά τις δοκιμές με επιτάχυνση βάσης 0.4g, 0.08g, 0.10g, 0.12g, 0.14g και 0.16g. Στο Σχήμα 7.11, δίνονται οι σχετικές, ως προς τη βάση, μετακινήσεις ορόφου, που καταγράφηκαν στις δοκιμές με επιτάχυνση βάσης 0.08g, 0.10g, 0.12g, 0.14g και 0.16g.



Σχήμα 7.9. Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης οροφής ισογείου (θέση A1X).



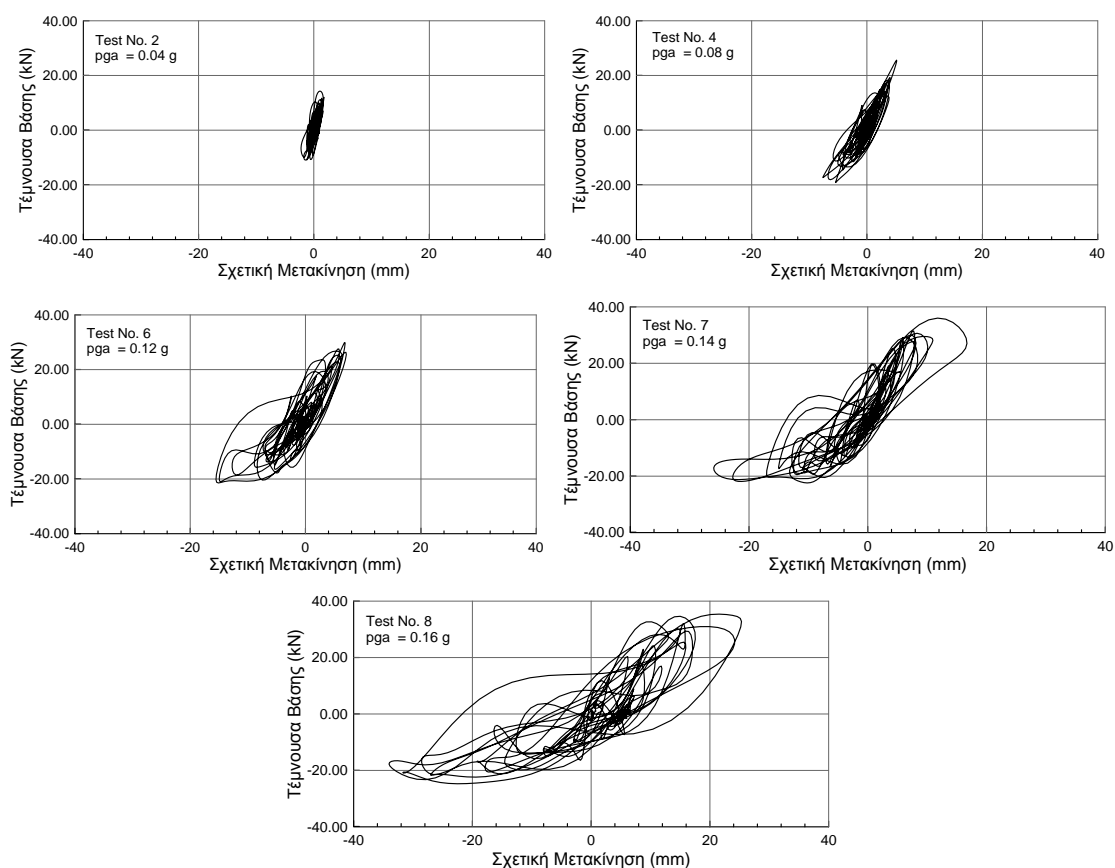
Σχήμα 7.10. Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης οροφής ορόφου (θέση Α2Χ).



Σχήμα 7.11. Χρονοϊστορίες σχετικής μετακίνησης οροφής ορόφου.

7.5.3 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης τέμνουσα βάσης – σχετικής μετακίνηση ορόφου

Στο Σχήμα 7.12 παρουσιάζεται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης τέμνουσα βάσης - σχετικής, ως προς τη βάση, μετακίνησης ορόφου για τις δοκιμές με επιτάχυνση βάσης 0.04g, 0.08g, 0.12g, 0.14g και 0.16g. Η τέμνουσα δύναμη υπολογίζεται ως το άθροισμα των αδρανειακών δυνάμεων κάθε ορόφου. Η αδρανειακή δύναμη προκύπτει με τον πολλαπλασιασμό της καταγεγραμμένη επιτάχυνσης στη στάθμη του ορόφου επί την αντίστοιχη μάζα. Για μικρές αποσβέσεις η αδρανειακή δύναμη ισούται με την τέμνουσα δύναμη. Από το Σχήμα 7.12, παρατηρείται ότι το δοκίμιο συμπεριφέρεται μη γραμμικά καθ' όλη τη διάρκεια των πειραμάτων με τη δυσκαμψία του να μειώνεται σταδιακά με την αύξηση της επιτάχυνσης βάσης και το εύρος των βρόχων υστέρησης να αυξάνει.



Σχήμα 7.12. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης – σχετικής, ως προς τη βάση μετακίνησης ορόφου.

7.6. Σύγκριση πειραματικών και αριθμητικών αποτελεσμάτων

Τα πειραματικά αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο του μονοαξονικού προσομοιώματος έναντι σεισμικών δράσεων. Ο έλεγχος γίνεται με τη σύγκριση πειραματικών και αριθμητικών αποτελεσμάτων. Η βαθμονόμηση του μονοαξονικού καταστατικού προσομοιώματος για τον εξεταζόμενο τύπο τοιχοποιίας (λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου και κονίαμα λεπτής στρώσης κατά τους οριζόντιους αρμούς) παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 6.

Στο Κεφάλαιο 5, το μονοαξονικό προσομοίωμα κατανεμημένης ρωγμής διατυπώθηκε για δισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία επίπεδης έντασης. Στο Κεφάλαιο αυτό χρησιμοποιούνται στοιχεία κελύφους για τη διακριτοποίηση του δοκιμίου, το οποίο παρουσιάστηκε στην Παράγραφο 7.1. Η σχέση τάσεων - τροπών δίνεται στους τοπικούς άξονες του στοιχείου 1-2 επί της επιφάνειας του, ενώ η τάση σ_3 η οποία είναι κάθετη στην επιφάνεια του στοιχείου είναι μηδενική. Ο τοπικός άξονας 1 ταυτίζεται με τη διεύθυνση των οριζόντιων αρμών και ο τοπικός άξονας 2 με τη διεύθυνση των κατακόρυφων αρμών. Το καταστατικό μητρώο στο τοπικό σύστημα δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E}{1-\nu^2} & \frac{\nu E}{1-\nu^2} & 0 & 0 \\ \frac{\nu E}{1-\nu^2} & \frac{E}{1-\nu^2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G_{12} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \end{Bmatrix} \quad (7.1)$$

Η διαδικασία η οποία παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 5 για τα στοιχεία επίπεδης έντασης, ισχύει και για τα στοιχεία κελύφους. Επιπλέον, για την επίλυση απαιτείται ο υπολογισμός της εγκάρσιας διατμητικής δυσκαμψίας η οποία ορίζεται ως:

$$K_{13} = \frac{5}{6} \cdot G_{13} \cdot t, \quad K_{23} = \frac{5}{6} \cdot G_{23} \cdot t \quad (7.2)$$

όπου G_{13} και G_{23} είναι τα Μέτρα Διάτμησης στην εκτός επιπέδου διεύθυνση και t το πάχος του κελύφους. Στην παρούσα εργασία λόγω έλλειψης πειραματικών στοιχείων τα Μέτρα Διάτμησης G_{13} και G_{23} λαμβάνονται ίσα με το Μέτρο Διάτμησης G_{12} .

Επιπλέον η εγκάρσια διατμητική δυσκαμψία παραμένει σταθερή και δεν μεταβάλλεται λόγω της ανελαστικής συμπεριφοράς του υλικού.

Η γεωμετρία του δοκιμίου, η οποία χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση, παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.13. Το δοκίμιο διακριτοποιήθηκε με τετρακομβικά καμπύλα στοιχεία κελύφους με μειωμένο κανόνα ολοκλήρωσης και πέντε σημεία ολοκλήρωσης κατά το πάχος του στοιχείου. Η διακριτοποίηση του φορέα έγινε χρησιμοποιώντας πεπερασμένο στοιχείο με μέγεθος ίσο, με αυτό που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις του Κεφαλαίου 6. Κατά τη μόρφωση του προσομοιώματος έγιναν οι ακόλουθες παραδοχές για τη ρεαλιστική περιγραφή του δοκιμίου: (α) οι οριζόντιοι και οι εγκάρσιοι τοίχοι δεν συνδέθηκαν καθόσον ο σύνδεσμός καθ' ύψος μεταξύ οριζόντιου και εγκάρσιου τοίχου αγνοήθηκε, (β): η σύνδεση πλακών και τοίχων έγινε μόνο στα ακραία σημεία των τοίχων, λαμβάνοντας υπόψη το γεγονός ότι οι πλάκες ήταν προκατασκευασμένες και δεν υπήρχε «άρρηκτη» σύνδεση τους με τους υπερκείμενους - υποκείμενους τοίχους και (γ): το προσομοίωμα θεωρήθηκε πακτωμένο στη βάση του.

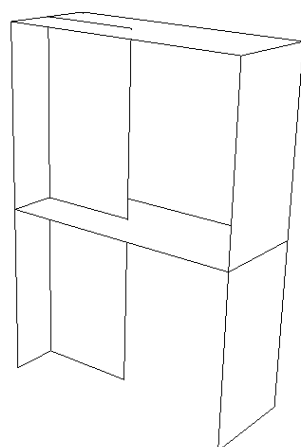
Η συμπεριφορά όλων των τοίχων (εντός και εκτός επιπέδου) θεωρήθηκε μη γραμμική. Τα ίδια μηχανικά χαρακτηριστικά που προέκυψαν από τη βαθμονόμηση του συγκεκριμένου τύπου τοιχοποιίας στο Κεφάλαιο 6, χρησιμοποιήθηκαν και στις αριθμητικές αναλύσεις της παρούσας παραγράφου. Διαφοροποίηση υπήρχε μόνο ως προς την τιμή της διατμητικής αντοχής, η οποία εκτιμήθηκε από τη σχέση 6.3 του Κεφαλαίου 6, θεωρώντας ως κατακόρυφη θλιπτική τάση τη μέση κατακόρυφη θλιπτική τάση η οποία δρα σε κάθε τοίχο από το ίδιο βάρος του και την πρόσθετη μάζα. Η συμπεριφορά των πλακών θεωρήθηκε ελαστική αφού δεν υπήρχε ένδειξη βλάβης κατά τις δοκιμές. Η πρόσθετη μάζα λήφθηκε υπόψη με την αύξηση της πυκνότητας του σκυροδέματος στις περιοχές, όπου τοποθετήθηκε η μάζα αυτή (βλ. Σχήμα 7.4). Στον Πίνακα 7.2 δίνονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά που λήφθηκαν υπόψη κατά την ανάλυση.

Αρχικά βρέθηκαν οι ιδιομορφές. Με τον τρόπο αυτό έγινε ο έλεγχος τόσο των ελαστικών μηχανικών χαρακτηριστικών όσο και της γεωμετρίας και του τρόπου σύνδεσης τοίχων και πλακών στο προσομοίωμα. Η πρώτη ιδιοσυχνότητα στην

εξεταζόμενη διεύθυνση (εντός επιπέδου διεύθυνση X) υπολογίστηκε σε 3.80Hz, τιμή παραπλήσια με την πειραματική τιμή 3.71Hz, η οποία προέκυψε από τη δοκιμή λευκού θορύβου.

Πίνακας 7.2. Μηχανικά χαρακτηριστικά εξεταζόμενης τοιχοποιίας.

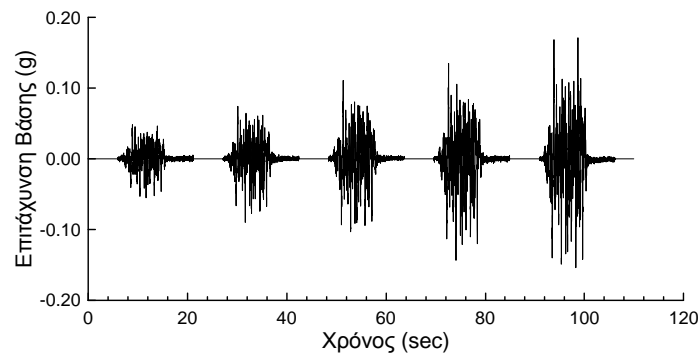
Ιδιότητα		Ιδιότητα	
E	4.00GPa	ϵ_{cy}^u	5%
ν	0.112	f_{px}	-0.240 MPa
ρ	1.80 Mgr/m ³	f_{py}	-0.10 MPa
f_{tx}^0	0.10 MPa	f_s^0	0.25/0.60MPa
f_{ty}^0	0.24 MPa	G_s	-
G_{tx}	0.01MPa	f_{sr}	0.25/0.60MPa
G_{ty}	0.024MPa	α_t	0.90
f_{cx}^p	16.50MPa	α_c	0.90
f_{cy}^p	23.00MPa	a_1, a_2	0.90, 3.50
ϵ_{cx}^u	2.5%		



Σχήμα 7.13. Γεωμετρία δοκιμίου η οποία χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση .

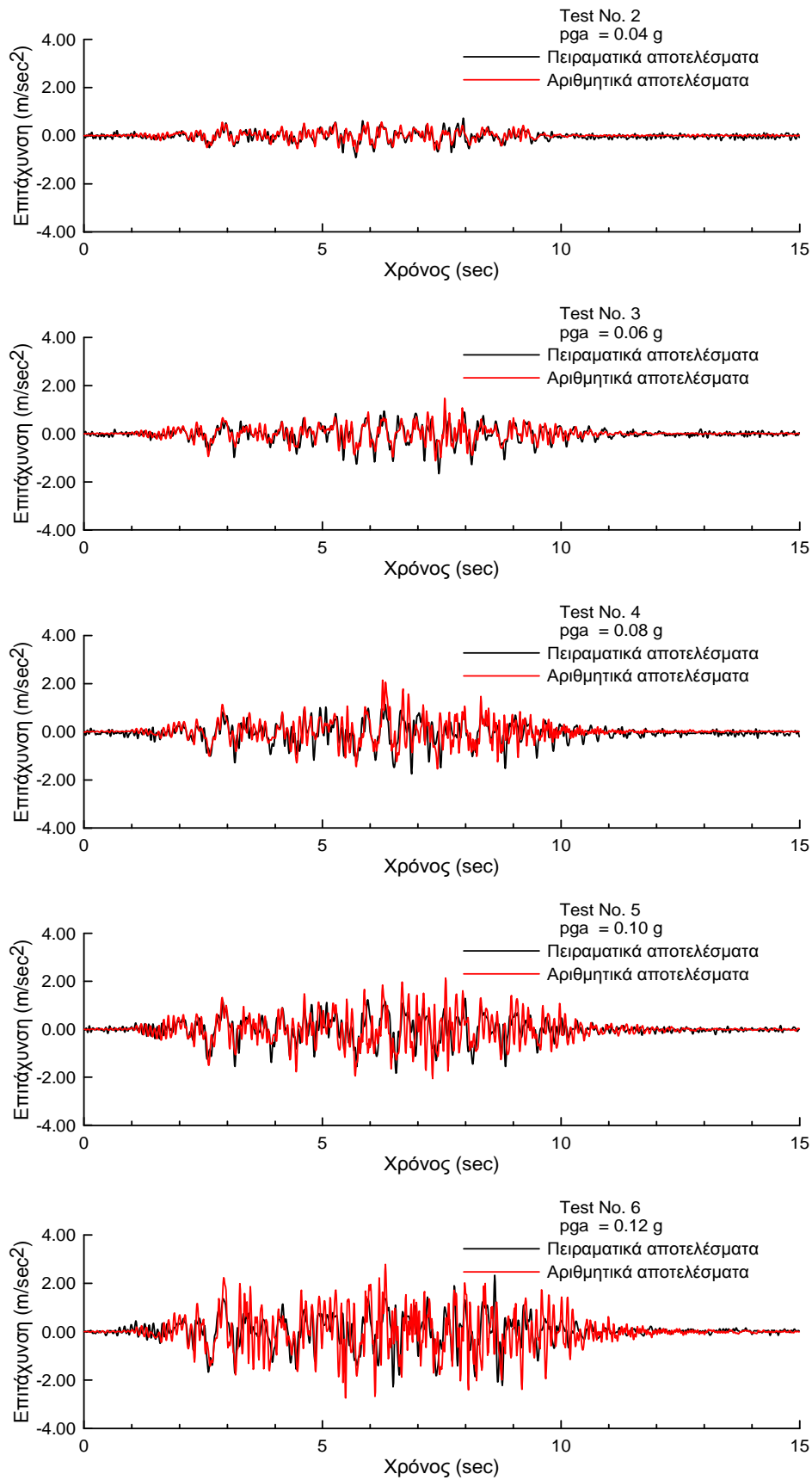
Στη συνέχεια, έγινε δυναμική ανάλυση, χρησιμοποιώντας τη δυναμική μέθοδο ρητής ολοκλήρωσης. Αναλύθηκαν οι δοκιμές 2 έως 6. Στο Σχήμα 7.14 φαίνεται η χρονοϊστορία επιτάχυνσης, η οποία επιβλήθηκε στη βάση του φορέα κατά την ανάλυση. Η χρονοϊστορία αυτή αποτελείται από τις διαδοχικές χρονοϊστορίες επιτάχυνσης τις οποίες εκτέλεσε ο σεισμικός προσομοιωτήρας κατά τη δοκιμή. Οι δοκιμές 7 και 8 με επιτάχυνση βάσης 0.14g και 0.16g αντίστοιχα δεν εξετάστηκαν, γιατί κατά τις δοκιμές αυτές η εξεταζόμενη κατασκευή ανάπτυξε έντονες εκτός επιπέδου κινήσεις, η αστοχία αυτή δεν συμπεριλαμβάνεται στο μονοαξονικό καταστατικό προσομοίωμα κατανεμημένης ρωγμής.

Στις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε σταθερή απόσβεση $\zeta=1.70\%$ κατά Rayleigh με χρήση μόνο του συντελεστή μάζας (mass proportional damping). Η τιμή αυτή επιλέχθηκε μετά από αριθμητική διερεύνηση έτσι ώστε τα πειραματικά αποτελέσματα μετά το τέλος της σεισμικής διέγερσης της 1^{ης} δοκιμής (μετά το 10^ο δευτερόλεπτο) και τα αντίστοιχα αριθμητικά να συγκλίνουν. Μικρή τιμή της απόσβεσης συνιστάται στις δυναμικές αναλύσεις για την απόσβεση ταλαντώσεων λόγω αριθμητικής ανάλυσης (numerical oscillation), χωρίς να επηρεάζεται το μέγιστο χρονικό βήμα της δυναμικής μεθόδου ρητής ολοκλήρωσης (όριο σταθερότητας Δt_{\max} –βλ. Κεφάλαιο 4)^[7.5]. Επισημαίνεται ότι όλη η υστερητική απόσβεση, θεωρείται ότι οφείλεται στη μη γραμμική συμπεριφορά του υλικού.

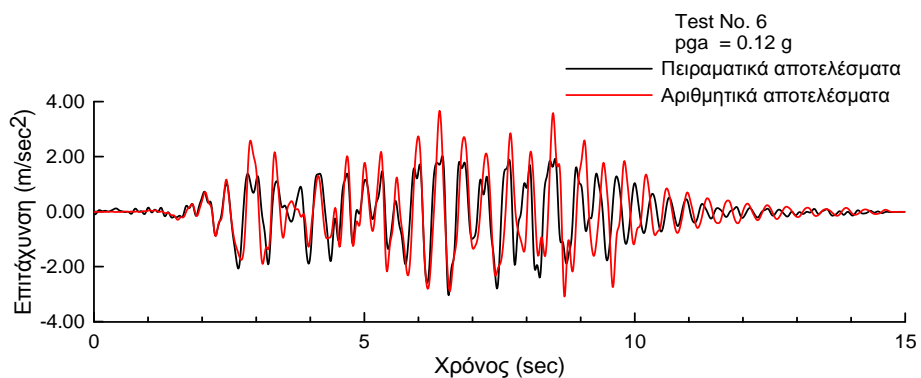
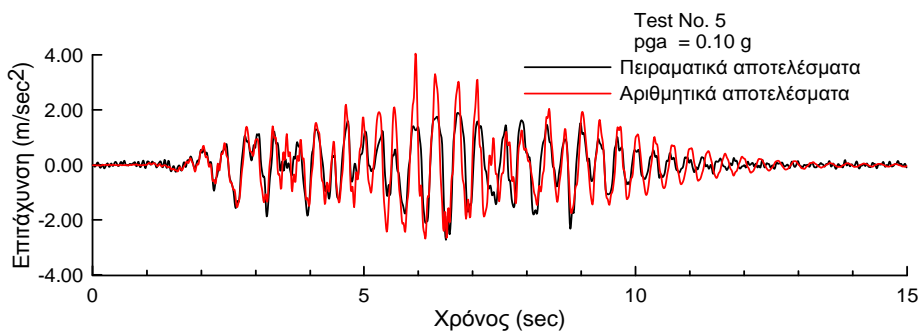
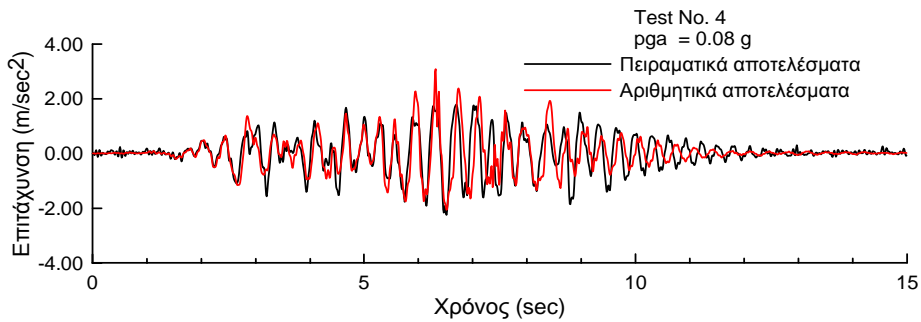
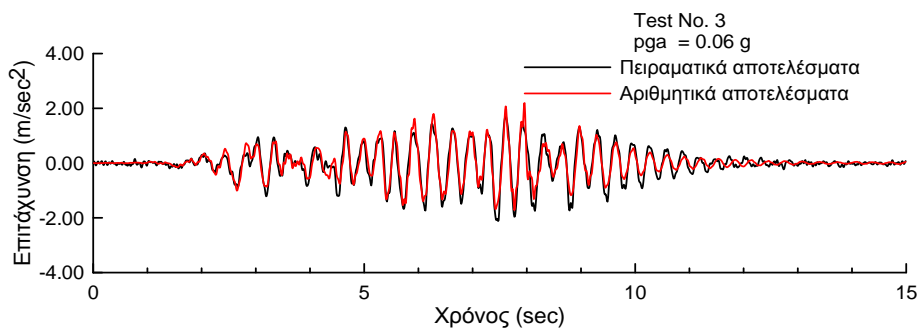
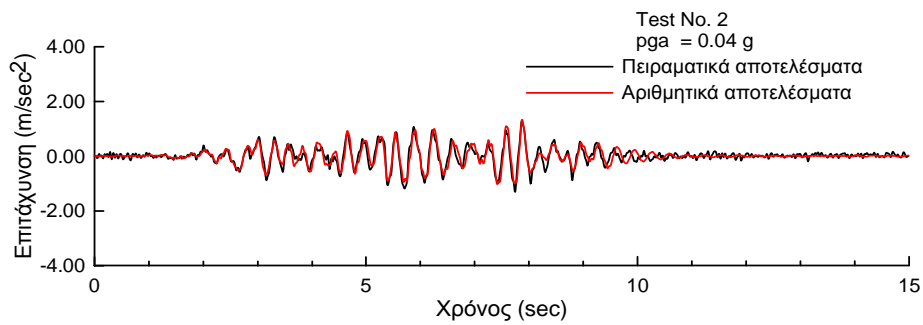


Σχήμα 7.14. Χρονοϊστορία επιτάχυνσης στη βάση του φορέα κατά την ανάλυση .

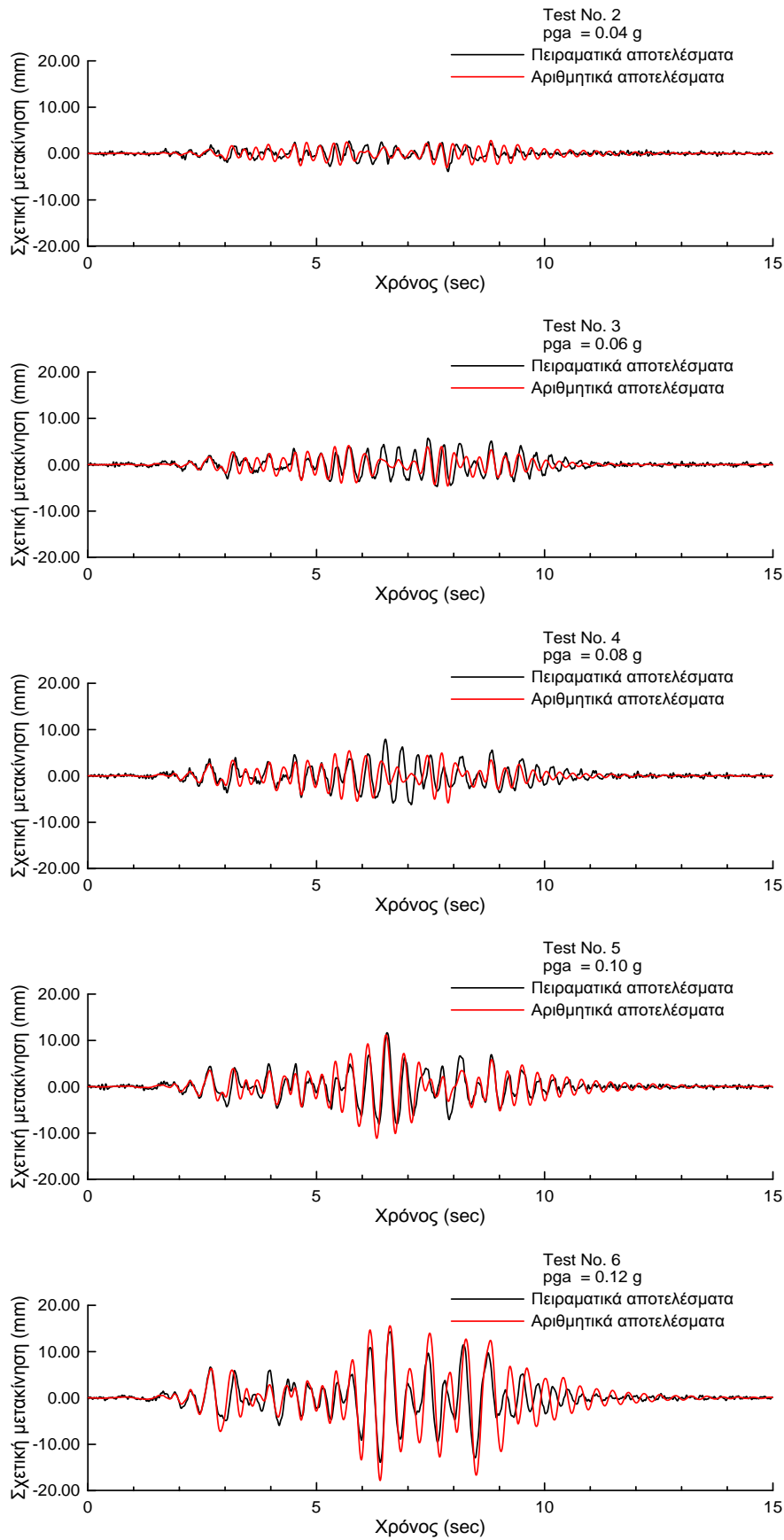
Στα Σχήματα 7.15 έως 7.17 γίνεται σύγκριση πειραματικών και αριθμητικών αποτελεσμάτων. Παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης οροφής ισογείου και οροφής ορόφου και οι σχετικές, ως προς τη βάση, μετακινήσεις ορόφου για τις δοκιμές 2 έως 6. Όπως φαίνεται από τα σχήματα αυτά, το καταστατικό προσομοίωμα μπορεί να εκτιμήσει ρεαλιστικά τη συμπεριφορά άοπλης τοιχοποιίας από λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου με κονίαμα λεπτής στρώσης κατά τους οριζόντιους αρμούς έναντι σεισμικών δράσεων. Η εκτίμηση κρίνεται αρκετά καλή για τις δοκιμές 2 έως 6. Απόκλιση υπάρχει στο τέλος της δοκιμής 6, όπου παρατηρείται διαφορά φάσης μεταξύ πειραματικών καταγραφών και αριθμητικών αποτελεσμάτων. Η απόκλιση αυτή είναι πιθανόν να οφείλεται σε διάφορους παράγοντες όπως: (α) στις μικρές εκτός επιπέδου κινήσεις των εγκάρσιων τμημάτων του τοίχου μορφής T, (β): στη μεταβολή της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας λόγω μεταβολής κατακόρυφου φορτίου, (γ): στη σχετική μετακίνηση των πλακών λόγω της μη «άρρηκτης» σύνδεσης τους με τους υπερκείμενους / υποκείμενους τοίχους.



Σχήμα 7.15. Σύγκριση πειραματικών και αναλυτικών αποτελεσμάτων: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης οροφής ισογείου.



Σχήμα 7.16. Σύγκριση πειραματικών και αναλυτικών αποτελεσμάτων: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης οροφής ορόφου.



Σχήμα 7.17. Σύγκριση πειραματικών και αναλυτικών αποτελεσμάτων: Χρονοϊστορία σχετικής, ως προς τη βάση, μετακίνησης ορόφου.

8. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ - ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΠΕΡΑΙΤΕΡΩ ΕΡΕΥΝΑ

Στο Κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται η συμβολή της διδακτορικής διατριβής στην έρευνα, τα γενικά συμπεράσματα που προκύπτουν από την εργασία αυτή, ενώ τέλος δίνονται κατευθύνσεις για μελλοντική έρευνα.

8.1. Συμβολή διδακτορικής διατριβής στην έρευνα

Σκοπός της παρούσας διδακτορικής διατριβής ήταν η ανάπτυξη και η βαθμονόμηση καταστατικού προσομοιώματος άοπλης τοιχοποιίας κατάλληλου για στατική φόρτιση μονοτονικής και ανακυκλιζόμενης μορφής και σεισμική καταπόνηση. Ο σκοπός αυτός επιτεύχθηκε μέσω του μονοαξονικού προσομοιώματος κατανεμημένης ρωγμής συνολικών τροπών όπου τρεις μηχανισμοί αστοχίας άοπλης τοιχοποιίας (εφελκυσμός, θλίψη και διάτμηση) σε μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση περιγράφονται μέσω καταστατικών σχέσεων τάσεων - τροπών. Στην εργασία αυτή παρουσιάζεται επίσης η διαδικασία βαθμονόμησης του προσομοιώματος μέσω πειραματικών δεδομένων, κανονιστικών σχέσεων και βιβλιογραφικών αναφορών, η οποία και εφαρμόζεται για δύο τύπους άοπλης τοιχοποιίας από (α): συμπαγή αργιλικά λιθοσώματα ή φυσικούς λίθους και κονίαμα χαμηλής αντοχής και (β): λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου, κονίαμα λεπτής στρώσης στους οριζόντιους αρμούς και μη πλήρεις κατακόρυφους αρμούς. Το προσομοίωμα σε συνδυασμό με τη δυναμική μέθοδο ρητής ολοκλήρωσης έδωσε ρεαλιστικά αποτελέσματα (σύγκριση πειραματικών και αριθμητικών αποτελεσμάτων) τόσο σε στατική ανακυκλιζόμενη φόρτιση όσο και σε σεισμική καταπόνηση.

Τα προσομοιώματα που παρουσιάζονται στη βιβλιογραφία, ως προς το αντικείμενο της διατριβής, είναι πολύ περιορισμένα και αφορούν στατικές δράσεις. Οι εφαρμογές που αφορούν σεισμικές δράσεις όπως διεξοδικά διερευνήθηκε στη βιβλιογραφία, σε όλες σχεδόν τις περιπτώσεις έχουν διεξαχθεί με ραβδωτά στοιχεία (μέθοδος ισοδύναμου πλαισίου). Το προτεινόμενο προσομοίωμα αναπτύχθηκε για στοιχεία συνεχούς μέσου επίπεδης έντασης και επιφανειακά στοιχεία κελύφους, τα οποία έχουν ευρύτερο και γενικότερο πεδίο εφαρμογής συγκρινόμενα με τα ραβδωτά στοιχεία.

Το προσομοίωμα μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την περιγραφή μη γραμμικής συμπεριφοράς και άλλων υλικών σε μονοτονική, ανακυκλιζόμενη ή άλλης μορφής επαναλαμβανόμενη φόρτιση. Προϋπόθεση για την εφαρμογή του, είναι η πειραματική διερεύνηση της συμπεριφορά του υλικού και ο προσδιορισμός της καμπύλης τάσεων - τροπών για τις βασικές μορφές αστοχίας που χαρακτηρίζουν το υλικό.

8.2. Συμπεράσματα

Από την παρούσα διδακτορική διατριβή προκύπτουν τα ακόλουθα γενικά συμπεράσματα:

- Για τη ρεαλιστική περιγραφή της συμπεριφοράς φορέα από τοιχοποιία με αριθμητικές μεθόδους πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όλοι οι κύριοι μηχανισμοί αστοχίας της, οι οποίοι ενεργοποιούνται ανάλογα με την εντατική κατάσταση που αναπτύσσεται στον εξεταζόμενο φορέα. Στην περίπτωση άοπλης τοιχοποιίας οι κύριοι μηχανισμοί αστοχίας οφείλονται στον εφελκυσμό, στη θλίψη και στη διάτμηση. Η «εξαρτημένη» περιγραφή της διατμητικής συμπεριφοράς του υλικού στο προσομοίωμα της περιστρεφόμενης κατανεμημένης ρωγμής αδυνατεί να δώσει ρεαλιστικά αποτελέσματα σε φορείς με έντονη διατμητική συμπεριφορά. Αντίθετα, το μονοαξονικό προσομοίωμα κατανεμημένης ρωγμής, όπου εκτός από την μετελαστική συμπεριφορά σε εφελκυσμό και σε θλίψη περιγράφεται και η μεταφορά διατμητικής τάσης κατά μήκος μιας ρωγμής με τη μορφή ολίσθησης, μπορεί να εκτιμήσει ικανοποιητικά τόσο την καμπτική όσο και τη διατμητική συμπεριφορά φορέων άοπλης τοιχοποιίας.
- Το μονοαξονικό προσομοίωμα κατανεμημένης ρωγμής συνολικών τροπών απαιτεί τη χρήση δεκαοκτώ παραμέτρων του υλικού. Ο αριθμός των παραμέτρων αυτών μπορεί να χαρακτηριστεί μεγάλος. Σκοπός όμως είναι το προσομοίωμα να είναι κατάλληλο για διαφορετικού τύπου τοιχοποιίες (υλικά, τρόπος δόμησης), να λαμβάνεται υπόψη η ανισοτροπία της τοιχοποιίας λόγω της ύπαρξης των αρμών (διαφορετικά μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας κάθετα και παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς) και η βαθμονόμηση του να γίνεται πειραματικά με τη μεθοδολογία που

παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 5. Για το λόγο αυτό, οι μηχανικές ιδιότητες, οι οποίες χαρακτηρίζουν το υλικό, θεωρούνται παράμετροι του προβλήματος και καθορίζονται από το χρήστη.

- Το μονοαξονικό καταστατικό προσομοίωμα ανήκει στην κατηγορία των μάκρο - προσομοιωμάτων και οι μορφές αστοχίας που περιγράφονται αναφέρονται στο σύνθετο υλικό (λιθόσωμα – κονίαμα). Συνεπώς η διάσταση του πεπερασμένου στοιχείου επιλέγεται, έτσι ώστε να είναι αντιπροσωπευτική της διάστασης του ομογενοποιημένου σύνθετου υλικού της τοιχοποιίας και εξαρτάται από τη γεωμετρία του λιθοσώματος και το πάχος των αρμών. Επίσης με γνωστό το πρόβλημα της ευαισθησίας των αριθμητικών αποτελεσμάτων ως προς το μέγεθος του πεπερασμένου στοιχείου, η έννοια της ενέργειας θραύσης χρησιμοποιείται ως το «τέχνασμα» για την «ανεξαρτητοποίηση» των αποτελεσμάτων από το μέγεθος του πεπερασμένου στοιχείου και στα πλαίσια της παρούσας εργασίας δεν εξετάστηκε αν αποτελεί μηχανικό χαρακτηριστικό του υλικού ή εμπεριέχει την επίδραση της πειραματικής διάταξης. Η επιλογή της διάστασης του πεπερασμένου στοιχείου με τον προαναφερόμενο τρόπο, σε συνδυασμό με την ενέργεια θραύσης έδωσε ρεαλιστικά αποτελέσματα σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις.
- Η δυναμική μέθοδος ρητής ολοκλήρωσης ενδείκνυται για την επίλυση προβλημάτων, τα οποία παρουσιάζουν έντονη ανελαστική συμπεριφορά υλικών. Κύριο χαρακτηριστικό της μεθόδου είναι ότι δεν απαιτείται μόρφωση του μητρώου δυσκαμψίας του εξεταζόμενου φορέα, δεν απαιτείται η εκτέλεση επαναλήψεων και η φόρτιση επιβάλλεται σε πολύ μικρά επαυξητικά βήματα. Η μέθοδος αυτή μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί για την επίλυση στατικών προβλημάτων με την κατάλληλη αύξηση του χρόνου επιβολής της φόρτισης, έτσι ώστε η κινηματική ενέργεια να είναι μικρή συγκρινόμενη με την εσωτερική ενέργεια του συστήματος κατά την ανάλυση και οι αδρανειακές δυνάμεις να είναι αμελητέες. Ο χρόνος αυτός μπορεί να εκτιμηθεί πολλαπλασιάζοντας το χρόνο που αντιστοιχεί στην μικρότερη ιδιοσυχνότητα του εξεταζόμενου φορέα επί 100. Η επιβολή της φόρτισης σε πολύ μικρά βήματα λόγω της έντονης μη γραμμικότητας στη συμπεριφορά του υλικού,

είχε ως αποτέλεσμα να απαιτούνται μερικές χιλιάδες βήματα για την ολοκλήρωση της ανάλυσης, χωρίς όμως το υπολογιστικό κόστος να είναι απαγορευτικό. Σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις η ανάλυση με τη μέθοδο αυτή ολοκληρώθηκε χωρίς να δημιουργηθούν αριθμητικά προβλήματα. Ενδείκνυται επίσης, όλοι οι υπολογισμοί να πραγματοποιούνται με διπλή ακρίβεια για την αποφυγή προβλημάτων στρογγυλοποίησης.

- Και τα δύο προσομοιώματα, τα οποία παρουσιάστηκαν στην εργασία αυτή, διατυπώνονται με βάση τις συνολικές τροπές, δηλ. δεν γίνεται διαχωρισμός της τροπής σε ελαστικό και πλαστικό τμήμα. Επίσης τα κριτήρια έναρξης κάθε μορφής αστοχίας διατυπώνονται ως προς τις συνολικές τροπές. Η διατύπωση αυτή είναι κατάλληλη σε μη - γραμμικές αναλύσεις με τη χρήση των πεπερασμένων στοιχείων, αφού η συνολική τροπή είναι γνωστή στην αρχή κάθε επαυξητικού βήματος (υπολογισμός τροπών από μετακινήσεις μέσω π.χ. συναρτήσεων σχήματος). Στην περίπτωση διατύπωσης των κριτηρίων αστοχίας στο χώρο των τάσεων, χρειάζονται επαναλήψεις σε επίπεδο υλικού σημείου. Οι τάσεις στην αρχή του βήματος εκτιμούνται συνήθως με βάση την ελαστική πρόλεξη και στη συνέχεια εκτελούνται επαναλήψεις για τον υπολογισμό της σωστής τάσης στο τέλος του βήματος, έτσι ώστε να ικανοποιούνται τα κριτήρια αστοχίας και οι καταστατικές σχέσεις. Μειονέκτημα της διατύπωσης με βάση τις συνολικές τροπές είναι ότι το καταστατικό προσομοίωμα δεν μπορεί να συνδυαστεί ταυτόχρονα με άλλα φαινόμενα, τα οποία προκαλούν πλαστική τροπή.
- Το μονοαξονικό προσομοίωμα κατανεμημένης ρωγμής συνολικών τροπών μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε φορείς άοπλης τοιχοποιίας μεγάλης κλίμακας. Με τη χρήση του προσομοιώματος αυτού, γίνεται γνωστή η κατανομή των τάσεων, οι περιοχές συγκέντρωσης βλάβης και το διάγραμμα δύναμης - μετακίνησης έναντι μονοτονικής και ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Μειονέκτημα του προσομοιώματος αποτελεί το γεγονός ότι δεν μπορεί να εκτιμήσει τον τελικό μηχανισμό κατάρρευσης του φορέα, σε περιπτώσεις όπου οι ρωγμές έχουν πολύ μεγάλο εύρος, με αποτέλεσμα τα τμήματα μεταξύ αυτών να κινούνται ως στερεά σώματα.

- Τα προσομοιώματα κωδικοποιήθηκαν στην υπορουτίνα Vumat του εμπορικού λογισμικού Abaqus/ Explicit. Η επιλογή να αναπτυχθεί το καταστατικό προσομοίωμα σε εμπορικό πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων, παρουσιάζει ταυτόχρονα μειονεκτήματα και πλεονεκτήματα. Στα πλεονεκτήματα συγκαταλέγεται η ευελιξία ως προς τη μόρφωση του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων, τον τρόπο επιβολής της φόρτισης (στατικής ή δυναμικής), τον καθορισμό των συνοριακών συνθηκών, την επιβολή κινηματικών εξαρτήσεων, το είδος της ανάλυσης (ελαστική, μη γραμμική υλικού και γεωμετρίας, δυναμική). Παράλληλα, δίνεται η δυνατότητα της εύκολης γραφικής απεικόνισης των αποτελεσμάτων. Κύριο μειονεκτήματα της ανάπτυξης του προσομοιώματος μέσω εμπορικού προγράμματος, αποτελεί το γεγονός ότι για τη μαθηματική διατύπωση του μπορούν να χρησιμοποιηθούν μόνο οι μεταβλητές που εισάγονται από την ανάλυση στην υπορουτίνα Vumat.
- Για τον έλεγχο του προσομοιώματος τοιχοποιίας από λιθοσώματα πυριτικού ασβεστίου με κονίαμα λεπτής στρώσης κατά τους οριζόντιους αρμούς και μη πλήρεις κατακόρυφους αρμούς έναντι σεισμικής δράσης, χρησιμοποιήθηκαν τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας αυτής, όπως προέκυψαν από τη βαθμονόμηση του προσομοιώματος από τη στατική φόρτιση. Τα αποτελέσματα από την αριθμητική ανάλυση ήταν ρεαλιστικά και η σύγκρισή τους με τα αντίστοιχα πειραματικά ήταν ικανοποιητική. Στην εργασία, δεν λήφθηκε υπόψη πιθανή μεταβολή των χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας, η οποία μπορεί να οφείλεται στο ρυθμό επιβολής της φόρτισης (strain rate effect). Η παράμετρος αυτή χρήζει περαιτέρω έρευνας, κυρίως σε πειραματικό επίπεδο, για να διαπιστωθεί η επίπτωση της (ή όχι) τόσο στα μηχανικά χαρακτηριστικά όσο και στα δυναμικά χαρακτηριστικά (απόσβεση) της τοιχοποιίας, σε συνδυασμό με το περιεχόμενο συχνοτήτων της δυναμικής φόρτισης.

8.3. Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα

Λαμβάνοντας υπόψη τα αριθμητικά αποτελέσματα και την ικανοποιητική εκτίμηση της συμπεριφοράς φορέων άοπλης τοιχοποιίας έναντι ανακυκλιζόμενης και

δυναμικής φόρτισης τα οποία εξετάστηκαν στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, το μονοαξονικό προσομοίωμα κατανεμημένης ρωγμής μπορεί να αποτελέσει ένα χρήσιμο εργαλείο για την περαιτέρω μελέτη διάφορων παραμέτρων που επηρεάζουν την υστερητική συμπεριφορά της τοιχοποιίας, όπως ο ρόλος της γεωμετρίας των τοίχων, το μέγεθος των ανοιγμάτων, ο ρόλος του κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου και η επίπτωση της ύπαρξης εύκαμπτου ή δύσκαμπτου διαφράγματος.

Επίσης το προσομοίωμα μπορεί να βαθμονομηθεί για άλλους τύπους τοιχοποιίας. Αυτό προϋποθέτει τον πειραματικό προσδιορισμό των ιδιοτήτων της εκάστοτε τοιχοποιίας και της καμπύλης τάσεων - τροπών σε εφελκυσμό, θλίψη και διάτμηση.

Το μονοαξονικό προσομοίωμα κατανεμημένης ρωγμής συνολικών τροπών άοπλης τοιχοποιίας μπορεί να βελτιωθεί σε επίπεδο καταστατικών σχέσεων τάσεων - τροπών λαμβάνοντας υπόψη φαινόμενα όπως (α): τη μεταβολή του λόγου Poisson στη μετελαστική περιοχή, (β): την εξάρτηση της διατμητικής αντοχής από τη κατακόρυφη θλιπτική τάση, (γ): τη μεταβολή της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας όταν έχει προηγηθεί αστοχία σε εφελκυσμό, (δ): την εισαγωγή κριτηρίου για τις αστοχίες στην εκτός επιπέδου διεύθυνση. Επίσης, το προσομοίωμα μπορεί να επεκταθεί στην τρισδιάστατη εντατική κατάσταση.

Επιπλέον, το προσομοίωμα μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε μια πληθώρα εφαρμογών, όπως για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας κτιρίων από άοπλη τοιχοποιία και την εκτίμηση της απόδοσης μέτρων αποκατάστασης / ενίσχυσης έναντι σεισμικών δράσεων, την εκτίμηση της τρωτότητας κατασκευών άοπλης τοιχοποιίας μέσω της ανάπτυξης των καμπυλών θραυστότητας με χρήση σεισμικών καταγραφών, καθώς επίσης σε συνδυασμό με πειραματικά αποτελέσματα μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό του συντελεστή υπεραντοχής και της πλαστιμότητας τυποποιημένων κατασκευών άοπλης τοιχοποιίας ακολουθώντας μεθοδολογία η οποία προτείνεται στη βιβλιογραφία.

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, το μονοαξονικό προσομοίωμα μπορεί να προβλέψει ικανοποιητικά την υστερητική συμπεριφορά φορέων άοπλης τοιχοποιίας και τις περιοχές συγκέντρωσης βλαβών. Μειονέκτημα του προσομοιώματος αποτελεί το

γεγονός ότι δεν μπορεί να εκτιμήσει τον τελικό μηχανισμό κατάρρευσης του φορέα, σε περιπτώσεις όπου οι ρωγμές έχουν πολύ μεγάλο εύρος, οπότε τα μεταξύ αυτών τμήματα κινούνται ως στερεά σώματα. Έτσι, το προσομοίωμα μπορεί να χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό των θέσεων των ασυνεχειών και ακολούθως, οι ασυνέχειες αυτές να αποδίδονται με στοιχεία ασυνέχειας ή μέσω πολλαπλασιαστών Lagrange και να πραγματοποιείται ανάλυση μεγάλων μετατοπίσεων για την εύρεση των πιθανών μηχανισμών κατάρρευσης.

Το μονοαξονικό προσομοίωμα μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί σε συνδυασμό με στοιχεία ράβδου - οπλισμού και κατάλληλο καταστατικό νόμο χάλυβα (π.χ. προσομοίωμα Menegotto- Pinto) για την ανάλυση φορέων οπλισμένης τοιχοποιίας υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Στην περίπτωση αυτή πρέπει να διερευνηθούν επιπλέον οι μηχανισμοί μεταφοράς τάσεων κατά μήκος μιας ρωγμής λόγω ύπαρξης οπλισμού, όπως π.χ. ο μηχανισμός συνάφειας μεταξύ οπλισμού - κονιάματος και η δράση βλήτρου.

Τέλος, επισημαίνεται ότι το καταστατικό προσομοίωμα άοπλης τοιχοποιίας το οποίο παρουσιάστηκε στην παρούσα διατριβή, αποτελεί ένα εργαλείο ανάλυσης, το οποίο αναφέρεται σε μορφές αστοχίας που συμβαίνουν στην εντός επιπέδου διεύθυνση και βαθμονομείται πειραματικά. Ακόμα και σήμερα όπου οι αριθμητικές αναλύσεις είναι περισσότερο προσιτές από ποτέ, η αριθμητική ανάλυση φορέα άοπλης τοιχοποιίας συγκεκριμένου τύπου δόμησης με τη χρήση καταστατικών προσομοιωμάτων δεν μπορεί να είναι αξιόπιστη αν δεν έχει προηγηθεί η πειραματική διερεύνηση του.

9. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9: ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Κεφάλαιο 1

- [1.1] Lourenco, PB. (1996) “Computational Strategies for masonry structures”, PhD Thesis, Delft University.
- [1.2] Abaqus 6.4-1. Theory Manual. Hibbit, Karlson and Sorenson, INC.; 2003.
- [1.3] Oliveira, D.V., (2003) “Experimental and numerical analysis of blocky masonry structures under cyclic loading”, PhD Dissertation, University of Minho, Guimaraes, Portugal.
- [1.4] Oliveira, DV., Lourenco, PB. (2004) “Implementation and validation of a constitutive model for the cyclic behavior of interface elements”, *Computer and Structures*, 82, p.1451-1461.
- [1.5] Cachim, PB., (1999) “Experimental and numerical analysis of the behaviour of structural concrete under fatigue loading with applications to concrete pavements”, PhD Dissertation, University of Porto, Portugal.
- [1.6] Kreig, RD. (1975) “A practical two surface plasticity theory”, *J. Appl. Mech. Trans, ASME* 42(3), p.641-646.
- [1.7] Pastor, M., Zienkiewicz, OC., Leung, KH. (1985) “Simple Model for transient soil loading in earthquake analysis. I. Basic model and its applications”, *International Journal of Numerical Methods & Analytical Methods in Geomechanics* 9(5), p.453-476.
- [1.8] Zienkiewicz, OC., Leung, K.H., Pastor, M., (1985) “Simple Model for transient soil loading in earthquake analysis. II. Non – Associative models for sands”, *International Journal of Numerical Methods & Analytical Methods in Geomechanics* 9(5), p.477-498.
- [1.9] Feenstra, PH., De Borst, R., Rots, JG. (1991) “A comparison of different crack models applied to plain and reinforced concrete”, *Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics*, London, p. 629-638.
- [1.10] Han, T-S., Feenstra, PH., Billington, SL. (2003) “Simulation of Highly ductile fiber – reinforced cement- based composite components under cyclic loading”, *ACI Journal*, 100 (6), p.749-757.
- [1.11] He, W., Wu, YF., Liew, KM., Wu. Z. (2006) “A 2D total strain based constitutive model for predicting the behaviors of concrete structures”, *International Journal of Engineering Science*, p.1280-1303.
- [1.12] Vecchio, FJ., Collins, MP. (1986) “The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear”, *ACI Journal*, 83(3), p.219-231.
- [1.13] Vecchio, FJ, Selby, RG. (1991) “Towards compression field analysis of reinforced concrete solids”, *International Journal of Structural Engineering, ASCE*, 117(6), p1740-1758.

Κεφάλαιο 2

- [2.1] Page, AW. (1978) “Finite Element model for masonry”, *Journal of Structural Division, ASCE*, 104 (8), p.1267-1285.
- [2.2] Samarasinghe, W., Page, AW., Hendry, AW. (1982) “A finite element model for the in-plane behavior of brickwork”, *The Structural Engineering*, 59B, 3, p. 42-48.

- [2.3] Rashid, YR. (1968) "Analysis of prestressed concrete pressure vessels", Nucl. Engng. Des. 7, p.334-344.
- [2.4] Ngo, D., Scordelis, AC. (1967) "Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams", ACI Journal 64 (3), p.153-163.
- [2.5] Rots, JG., Blaauwendraad, J. (1989) "Crack models for concrete: discrete or smeared? Fixed, multi-directional or rotating?", Heron 34, Delft University of Technology.
- [2.6] De Borst, R. (2002) "Fracture in quasi-brittle materials: a review of continuum damage-based approaches", Engineering Fracture Mechanics 69, p.153-163.
- [2.7] Lourenco, PB. (1996) "Computational Strategies for masonry structures", PhD Thesis, Delft University.
- [2.8] Rots, JG. (1991) "Numerical simulation of cracking in structural masonry", Heron, 36 (2), p.49-63.
- [2.9] Feenstra, PH., De Borst, R., Rots, JG. (1991) "A comparison of different crack models applied to plain and reinforced concrete", Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics, RILEM.
- [2.10] Cope, RJ., Rao, PV., Clark, LA., Noris, P. (1980) "Modeling of Reinforced Concrete Behaviour for Finite Element Analysis of Bridges Slabs", Numerical Methods for Non-Linear Problems, C. Taylor, E. Hinton, D.R.J Owen eds., Pineridge Press, Swansea, UK, p.457-470.
- [2.11] Lourenço, PB., Rots, JG. Feenstra, PH. (1995) "A tensile "Rankine" type orthotropic model for masonry", Proceedings in Computer Methods in Structural Masonry -3, Ed. J. Middleton, G.N. Pande, Swansea, UK, p.167-176.
- [2.12] Lourenço, PB., Rots, JG. (1997) "Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures", Journal of Engineering Mechanics, 123(7), p.660-668.
- [2.13] Addessi, D., Marfia, S., Papa, E. (2002) "A plastic nonlocal damage model", Computers Methods in Applied Mechanics and Engineering, 191(13-14), p.1291-1310.
- [2.14] Papa, E. (1996) "A unilateral damage model based on homogenization procedure", Mechanics of Cohesive – Frictional Materials, 1, p.349-366.
- [2.15] Lofti, HR., Shing, B. (1991) "An appraisal of smeared crack models for masonry shear wall analysis", Computers and Structures, 41(3), p.413-425.
- [2.16] Lofti, HR., Shing, PB. (1994) "An Interface Model applied to Fracture of Masonry Structures", Journal of Structural Engineering ASCE, 120(1), p.63-80.
- [2.17] Sayed Ahmed, EY., Shrive, NG. (1996) "Nonlinear finite element model of hollow masonry", Journal of Structural Engineering ASCE, 122(6), p.683-690.
- [2.18] Anand, SC., Yalamanchili, K. (1996) "Three - dimensional failure analysis of composite masonry walls", Journal of Structural Engineering ASCE, 122(9), p.1031-1039.
- [2.19] Zhuge, Y., Thambiratnam, D., Corderoy, J. (1998) "Nonlinear dynamic analysis of unreinforced masonry", Journal of Structural Engineering ASCE, 124(3), p.270-277.
- [2.20] Giordano, A., Mele, E., De Luca, A. (2002) "Modeling of historical masonry structures: comparison of different approaches through a case study", Engineering Structures, 24, p.1057-1069.
- [2.21] Attard, M., Nappi, A., Tin-Loi, F. (2007) "Modeling fracture in Masonry", Journal of Structural Engineering, 133(10), p.1385-1392.

- [2.22] Crisfield, MA. (1981) “A fast incremental/ iterative solution procedure that handles snap through”, *Computers and Structures*, 13, p.55-62.
- [2.23] Batoz, JL., Dhatt, G. (1979) “Incremental displacement algorithms for nonlinear problems”, *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, 14, p.1262-1267.
- [2.24] Crisfield, MA. (1982) “Accelerated solution techniques and concrete cracking”, *Computers Methods in Applied Mechanics Engineering*, 33, p.585-607.
- [2.25] Alfano, G., Rosati, L., Valoroso, N. (2000) “A numerical strategy for finite element analysis of no-tension material”, *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, 48, p.317-350.
- [2.26] Dhanasekar M, Haider W. (2008) “Explicit finite element analysis of lightly reinforced masonry shear walls”, *Computer and Structures*, 86(1-2), p.15-26.
- [2.27] Heyman, J. (1977) “Equilibrium of shell structures”, Oxford, Clarendon Press.
- [2.28] Orduna, A. (2003) “Seismic assessment of ancient masonry structures by rigid blocks limit analysis”, PhD Thesis, University of Minho.
- [2.29] Tomazevic, M., “Αντισεισμικός Σχεδιασμός κτηρίων από τοιχοποιία”, Σειρά Innovation in Structures and Constructions, εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2004.
- [2.30] Kappos, A., Penelis, G., Drakopoulos, Ch. (2002) “Evaluation of simplified models for lateral load analysis of unreinforced masonry buildings”, *Journal of Structural Engineering*, 128, p.890-897.
- [2.31] Salonikos, T., Karakostas, C., Lekidis, V., Anthoine, A. (2003) “Comparative inelastic pushover analysis of masonry frames”, *Structural Engineering*, 15(12), p.1515-1523.
- [2.32] Roca, P., Molins, C., Mari, AR. (2005) “Strength capacity of masonry wall structures by the equivalent frame method”, *Journal of Structural Engineering*, 131(10), p.1601-1610.
- [2.33] Penelis, GG., (2006) “An efficient approach for pushover analysis of unreinforced masonry (URM) structures”, *Journal of Earthquake Engineering*, 10(3), 359-379.
- [2.34] Magenes, G., (2004), “A method for pushover analysis in seismic assessment of masonry buildings”, *Proceedings 12th World Conference on Earthquake Engineering*.
- [2.35] Καραντώνη, Φ., (1990), “Σεισμική συμπεριφορά και τρόποι ενίσχυσης κτιρίων από λιθοδομή”, Διδακτορική Διατριβή, Πάτρα.
- [2.36] Calderini, C., Cattari, S., Lagomarsino, S., (2009), “In plane seismic response of unreinforced masonry walls: comparison between detailed and equivalent frame models”, *COMPADYN 2009*, M. Papadrakakis, N.D. Lagaros, M. Fragiadakis (eds.), Greece.
- [2.37] Suidan, M., Schnobrich, WC. (1973) “Finite element analysis of reinforced concrete”, *Journal of Structural Division, ASCE*, 99(10), p.2109-2122.
- [2.38] Bazant, ZP. and Oh, BH. (1983) “Crack band theory for fracture of concrete”, *Materials and Structures, RILEM*, 93(16), p.155-177.
- [2.39] Simo, JC., Hughes, TJR. (1998) “Computational Inelasticity”, Springer.
- [2.40] Dhanasekar, M., Kleeman, P.W., and Page, A.W. (1985) “Biaxial Stress-Strain Relations for Brick Masonry”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 111(5), p. 1085-1100.
- [2.41] Page, AW, Kleeman, PW., Dhanasekar, M. (1985) “The failure of brick masonry under biaxial stresses”, *Proc. Inst. Civ. Engrs, Part 2*, 79, p.295-313.

- [2.42] Ganz, HR., Thurlimann, B. (1985) "Shear Design of Masonry Walls", New Analysis Techniques for Structural Masonry, Structural Congress, Illinois, ASCE, p.56-70.
- [2.43] Syrmakizis, K., Asteris, PG. (2001) "Masonry failure criterion under biaxial stress state", Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, 13(1), p.58-64.
- [2.44] Kupfer, H., Hilsdorf, HK. (1969) "Behavior of Concrete under biaxial stresses", Journal of American Concrete Institute, ACI, 66(8).
- [2.45] Ottosen, NS. (1977) "A failure criterion for concrete", Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, 103, EM4, p. 527-535.
- [2.46] Mazars, J. (1986) "A description of micro-and -macro scale damage of concrete structures", Engineering Fracture Mechanics, 25, p. 729-737.
- [2.47] La Borderie, C.L. (1991) "Phenomenes unilateraux dans un materiau endommageable: modelisation et application a l' analyse des structures en beton", Phd Thesis, University Paris 6, 25.
- [2.48] Lee, J., Fenves, G. (2001) "A return- mapping algorithm for plastic- damage models: 3-D and plane stress formulation", International Journal for Numerical Methods in Engineering, 50, p.487-506.
- [2.49] Pegon P., Anthoine A. (1994) "Numerical strategies for solving continuum damage problems involving softening: application to the homogenization of masonry", CIVIL-COMP Advances in Non-Linear Finite Elements Methods, p.143-157.
- [2.50] Zucchini, A., Lourenco, PB. (2007) "Mechanics of masonry in compression: Results from a homogenization approach", Computers and Structures, 85(3-4), p.193-204.
- [2.51] Zucchini, A., Lourenco, PB. (2004) "A coupled homogenization – damage model for masonry cracking", Computers and Structures, 82(11-12), p.917-929.
- [2.52] Wu, C., Hao, H. (2006) "Derivation of 3D masonry properties using numerical homogenization techniques", International Journal for Numerical Methods in Engineering, 66, p. 1717-1737.
- [2.53] Bazant, ZP. (1976) "Instability, ductility and size effect in strain softening concrete", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 102, p.144-331.
- [2.54] Grisfield, MA. (1982) "Local instabilities in the non-linear analysis of reinforced concrete beams and slabs", Proc. Instn. Civ. Engrs. Part 2, 73, p.144-331.
- [2.55] Hillerborg, A., Modeer, M., Petersson, PE. (1976) "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements", Cement Concr. Res. 6, p.773-82.
- [2.56] Rots, JG., Hordijk, DA., De Borst, R. (1987) "Numerical simulation of concrete fracture in direct tension", Proceedings, 4th International Conference on Numerical Methods in Fracture Mechanics, Pineridge Press, Swansea, p.457-471.
- [2.57] Hordijk, DA., Reinhardt, HW. (1988) "Numerical Macro-structural effects in a uniaxial tensile test on concrete", Proceedings, 2nd Symposium on Brittle Matrix Composites, Poland.
- [2.58] Bazant, ZP., Jirasek, M. (2002) "Nonlocal integral formulations of plasticity and damage: Survey of progress", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 128, p.1119-1149.
- [2.59] Bazant, ZP., Lin, FB. (1988) "Nonlocal smeared cracking model for concrete fracture", Journal of Structural. Engineering, ASCE, 114, p.2493-2510.

- [2.60] Bazant, ZP., Prat, PC. (1988) “Microplane model for brittle plastic material I theory, II Verification”, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 114, p.1672-1702.
- [2.61] Bazant, ZP., Belytschko, TB., Jirasek, M. (1984) “Continuum theory for strain-softening”, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 110 (12), p.1119-1149.
- [2.62] Kotsovos, MD., Pavlovic MN. (1995) “Structural concrete. Finite Element analysis for limit state design”, Thomas Telford.
- [2.63] Combescure, D., Pegon, P. (1996) “A plasticity- based masonry model reproducing the compressive strength degradation under cyclic loading”, JRC ELSA Special publication No. I.96.70.
- [2.64] Gabarotta, L., Lagomarsino, S. (1997) “Damage models for the seismic response of brick masonry shear wall. Part I: The mortar joint model and its applications”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, p.423-439.
- [2.65] Gabarotta, L., Lagomarsino, S. (1997) “Damage models for the seismic response of brick masonry shear wall. Part II: The continuum model and its applications”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, p.441-462.
- [2.66] Oliveira, DV., Lourenco, PB. (2004) “Implementation and validation of a constitutive model for the cyclic behavior of interface elements”, *Computer and Structures*, 82, p.1451-1461.
- [2.67] Casolo, S., Pena, F. (2007) “Rigid element model for in- planer dynamics of masonry walls considering hysteretic behavior and damage”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(8), p.457-468.
- [2.68] Calderini, C, Lagomarsino, S. (2008) “Continuum model for in-plane anisotropic inelastic behavior of masonry”, *Journal of Structural Engineering*, 134(2), p.209-220.
- [2.69] Inoue, N., Yang, K., Shibata, A. (1997) “Dynamic non-linear analysis of reinforced concrete shear wall by finite element method with explicit analytical procedure”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, p.967-986.
- [2.70] Lee, J., Fenves, G. (1998) “Plastic- damage model for cyclic loading of concrete structures”, *Journal of Engineering Mechanics*, 124(8), p.892-900.
- [2.71] Ghobarah, A., Youssef, M. (1999) “Modelling of reinforced concrete structural walls”, *Engineering Structures*, 21, p.912-923.
- [2.72] Ile, N., Reynouard, JM. (2000) “Nonlinear analysis of reinforced concrete shear wall under earthquake loading”, *Journal of Earthquake Engineering*, 4(2), p.183-213.
- [2.73] Kwan, W., Billington, L. (2001) “Simulation of structural concrete under cyclic load”, *Journal of Structural Engineering*, 127(12), p.1391-1401.
- [2.74] Kwak, HG., Kim, SP. (2001) “Nonlinear analysis of RC beam subject to cyclic loading”, *Journal of Structural Engineering*, 127(12), p.1436-1444.
- [2.75] Kotronis, P., Mazars, J., Davenne, L. (2003) “The equivalent reinforced concrete model for simulating the behavior of walls under dynamic shear loading”, *Engineering Fracture Mechanics*, 70, p.1085-1097.
- [2.76] Palermo, D., Vecchio, F. (2003) “Compression field modeling of reinforced concrete subjected to reversed loading: Formulation”, *ACI Structural Journal*, 100(5), p.616-625.

- [2.77] Palermo, D., Vecchio, F. (2004) "Compression field modeling of reinforced concrete subjected to reversed loading: Verification", *ACI Structural Journal*, 101(2), p.155-164.
- [2.78] Kwak, HG., Kim, DY. (2004) "Material nonlinear analysis of RC shear walls subject to cyclic loadings", *Engineering Structures*, 26, p.1423-1436.
- [2.79] Marfia, S., Rinaldi, Z., Sacco, E. (2004) "Softening behavior of reinforced concrete beams under cyclic loading", *International Journal of Solids and Structures*, 41, p.3293-3316.
- [2.80] Legeron, F., Paultre, P., Mazars, J. (2005) "Damage mechanics modeling of non linear seismic behavior of concrete structures", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 131(6), p.946-955.
- [2.81] Park, H., Kim, JY. (2005) "Hybrid plasticity model for reinforced concrete in cyclic shear", *Engineering Structures*, 27, p.35-48.
- [2.82] Mansour, M., Hsu, T. (2005) "Behavior of reinforced concrete element under cyclic shear II: Theoretical model", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 131(1), p.54-65.
- [2.83] Mansour, M., Lee, JY., Hindi, R. (2005) "Analytical prediction of the pinching mechanism of RC elements under shear using a rotating- angle softened truss model", *Engineering Structures*, 27, p.1138-1150.
- [2.84] Park, H., Taesung, E. (2007) "Truss model for nonlinear analysis of RC members subject to cyclic loading", *Journal of Structural Engineering*, 133(10), p.1351-1363.
- [2.85] Belmouden, Y., Lestuzzi, P. (2007) "Analytical model for predicting nonlinear reversed cyclic behavior of reinforced concrete structural walls", *Engineering Structures*, 29(7), p.1263-1276.
- [2.86] Balan, T., Filippou, F., Popov, E. (1997) "Constitutive model for 3D cyclic analysis of concrete structures", *Journal of Engineering Mechanics*, 123(2), p.143-153.
- [2.87] Kwon, M., Spacone, E. (2002) "Three- dimensional finite element analyses of reinforced concrete columns", *Computers and Structures*, 80, p.199-212.
- [2.88] Spiliopoulos, K., Lykidis, G. (2006) "An efficient three- dimensional solid finite element dynamic analysis of reinforced concrete structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(2), p.137-157.
- [2.89] Faria, R., Oliver, J., Cervera, M. (2004) "Modeling material failure in concrete structures under cyclic actions", *Journal of Structural Engineering*, 130(12), p.1997-2005.
- [2.90] Iwan, WD. (1967) "On a class of models for the yielding behaviour of continuous and composite systems", *Journal of Applied Mechanics*, 34, p. 612-617.
- [2.91] Mroz, Z. (1967) "On the description of anisotropic hardening", *J. Mech. Phys. Solids*, 15, p.163-175.
- [2.92] Dafalias, YF., Popov, EP. (1975) "A model for nonlinearly materials for complex loading", *Acta Mech.*, 21, p.173-192.
- [2.93] Kreig, RD. (1975) "A practical two surface plasticity theory", *J. Appl. Mech. Trans*, ASME 42(3), p.641-646.
- [2.94] Pastor, M., Zienkiewicz, OC., Leung, KH. (1985) "Simple Model for transient soil loading in earthquake analysis. I. Basic model and its applications", *International Journal of Numerical Methods & Analytical Methods in Geomechanics*, 9(5), p.453-476.

- [2.95] Zienkiewicz, OC., Leung, K.H., Pastor, M., (1985) “Simple Model for transient soil loading in earthquake analysis. II. Non – Associative models for sands”, International Journal of Numerical Methods & Analytical Methods in Geomechanics, 9(5), p.477-498.
- [2.96] Fardis, MN., Alibe, B., Tassoulas, L. (1983) “Monotonic and cyclic constitutive law for concrete”, Journal of Structural Divissions, ASCE, 111, p.797-814.
- [9.97] Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A., Resemini, S., (2004) “Non-linear seismic analysis of masonry structures”, Proceedings 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canada.
- [2.98] Pasticier, L., Amadio, C., Fragiaco, M. (2008) “Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000V.10 code”, Earth. Engng. & Struct. Dyn 37, p.467-485.
- [9.99] Costa, A.A., Penna, A., Magenes, G., Galasco, A., (2008) “Seismic performance assessment of autoclaved aerated concrete (AAC) masonry buildings”, Proceedings 14th World Conference on Earthquake Engineering, China.

Κεφάλαιο 3

- [3.1] EN 772-1 “Methods of test for masonry unit – Part 1: Determination of compressive strength”.
- [3.2] ASTM C140-03 “Standards Test Methods for Sampling and Testing Concrete masonry units and related units”.
- [3.3] RILEM LUM A1 “Compressive strength of masonry units”.
- [3.4] RILEM LUM A2 “Flexural strength of masonry units”.
- [3.5] ASTM C1006-7 “Standard Test method for splitting tensile strength of masonry units”.
- [3.6] RILEM LUM A3 “Indirect tensile strength of masonry units (splitting test).
- [3.7] ASTM C270-“Standard specifications for mortar for unit masonry.
- [3.8] EN 998-2 “Specification for mortar for masonry - Part 2: Masonry mortar”.
- [3.9] RILEM LUM A6 “Compressive strength of mortar”.
- [3.10] RILEM LUM A7 “Flexural strength of mortar”.
- [3.11] ASTM C780 “Standard test methods for preconstruction and construction evaluation of mortars for plain and reinforced unit masonry”.
- [3.12] EN 1015-11 “Methods of test for mortar for Masonry – Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar”.
- [3.13] RILEM MR21 “Determination of bond strength between bricks or blocks and mortar (direct pull test).
- [3.14] EN 1052-5 “Methods of test for masonry - Part 5: Determination of bond strength by the bond wrench method”.
- [3.15] Van der Pluijm, R., (1992) “Material properties of masonry and its components under tension and shear”, Proceedings in 6th Canadian Masonry Symposium, Canada, p. 675-686.
- [3.16] Van der Pluijm, R., (1993) “Shear behavior of bed joints”, Proceedings in 6th North American Masonry Conference, Drexel University, Philadelphia, Pennsylvania, USA, p. 125-136.
- [3.17] Eurocode 6 (1996) “Design of masonry structures”
- [3.18] EN 1052-3 “Methods of test for masonry – Part 3: Determination of initial shear strength”.

- [3.19] ASTM C1388 “Standard test method for compressive strength of laboratory constructed masonry prism”.
- [3.20] RILEM LUM B1 “Compressive strength of small walls and prism”.
- [3.21] EN 1052-1 “Methods of test for Masonry – Part 1: Determination of compressive strength”.
- [3.22] Binda, L., Fontana, A., Frigerio, G. (1988) “Mechanical behavior of brick masonries derived from unit and mortar characteristics” Proceedings of 8th International Brick and Block Masonry Conference, Elsevier Applied Science, London, UK, p.205-216.
- [3.23] Mosalam, K., White, R., Gergely, P. (1997) “Seismic evaluation of frames with infill walls using quasi- static experiments”, Technical Report NCEER-97-0019, Cornell University.
- [3.24] Hendry, AW., Malek, MH. (1986) “Characteristic compressive strength of brickwork from collected test results”, *Masonry International*, 7, p.15-24.
- [3.25] Τάσιος, Θ. (1992) “Η Μηχανική της Τοιχοποιίας”, Εκδόσεις Συμμετρία.
- [3.26] Francis, AJ., Horman, CB., Jerrems, LE., (1971) “The effect of joint thickness and other factors on compressive strength of brickwork”, Proceedings of 2nd International Brick Masonry Conference, p.31-37
- [3.27] Hendry, AW., Sinha, BP., Davies, SR. (1987) “Load bearing brickwork design”, Ellis Horwood Limited and John Wiley & Sons.
- [3.28] Hoffmann, G., Schubert, P. (1994) “Compressive strength of masonry parallel to the bed joints” Proceedings of 10th International Brick and Block Masonry Conference, Canada, p.1453-1462.
- [3.29] Backes, H.-P. (1985) “On the behavior of masonry under tension in the direction of the bed joints”, Dissertation, Aachen University of Technology, Aachen, Germany.
- [3.30] ASTM E519 “Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages”.
- [3.31] RILEM LUM B6 “Diagonal tensile strength tests of small wall specimens”.
- [3.32] RILEM LUM B2 “Flexural strength of small wall specimens”.
- [3.33] EN 1052-2 “Methods of test for Masonry – Part 2: Determination of flexural strength”.
- [3.34] Page, AW. (1978) “Finite Element model for masonry”, *Journal of Structural Division, ASCE*, 104 (8), p.1267-1285.
- [3.35] Samarasinghe, W., Page, AW., Hendry, AW. (1982) “A finite element model for the in-plane behavior of brickwork”, *The Structural Engineering*, 59B, 3, p. 42-48.
- [3.36] Dhanasekar, M., Kleeman, P.W., and Page, A.W. (1985) “Biaxial Stress-Strain Relations for Brick Masonry”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 111(5), p. 1085-1100.
- [3.37] Page, AW, Kleeman, PW., Dhanasekar, M. (1985) “The failure of brick masonry under biaxial stresses”, *Proc. Inst. Civ. Engrs, Part 2*, 79, p.295-313.
- [3.38] Ganz, HR., Thurlimann, B. (1985) “Shear Design of Masonry Walls”, *New Analysis Techniques for Structural Masonry, Structural Congress, Illinois, ASCE*, p.56-70.
- [3.39] ASTM C1196 “Standard test method for the in situ compressive stress within solid unit masonry estimated using flat jack measurements”.
- [3.40] RILEM LUM D2 “In – situ stress tests on masonry based on the flat jack”.
- [3.41] RILEM LUM D3 “In – situ strength/elasticity tests on masonry based on the flat jack”.

- [3.42] Magenes, G., Calvi G., M. (1997), “In- plane seismic response of brick masonry walls”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*. 26, p.1091-1112.
- [3.43] Tomazevic, M., “Αντισεισμικός Σχεδιασμός κτηρίων από τοιχοποιία”, Σειρά *Innovation in Structures and Constructions*, εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2004.
- [3.44] Antoine, A., Magonette, G., Magenes, G. (1995) “Shear – compression testing and analysis of brick masonry walls”, *Proc. 10th European Conference on Earthquake Engineering*, p. 1657-1662.
- [3.45] Mayes, R., Omote, Y., Clough, R. (1976) “Cyclic shear tests of masonry piers, Volume 1-Test results” *Technical Report EERC 76-8*, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkley.
- [3.46] Chen, S-W., Hildalgo, P., Mayes, R., Clough, R., McNiven, H. (1978) “Cyclic loading tests of masonry single piers, Volume 2-height to width ration of 1” *Technical Report UCB/EERC-78/28*, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkley.
- [3.47] Hildalgo, P., Mayes, R., McNiven, H., Clough, R. (1979) “Cyclic loading tests of masonry single piers, Volume 2-height to width ration of 0.5” *Technical Report UCB/EERC-79/12*, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkley.
- [3.48] Mengi, Y., McNiven, H. (1989) “A mathematical model for the in-plane non-linear earthquake behaviour of unreinforced masonry walls. Part 1: Experiments and proposed model”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 18(2), p.233-247
- [3.49] McNiven, H. Mengi, Y. (1989) “A mathematical model for the in-plane non-linear earthquake behaviour of unreinforced masonry walls. Part 2: Completion of the model”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 18(2), p.249-261
- [3.50] Tanrikulu, A., Mengi, Y., McNiven, H. (1992) “The non-linear response of unreinforced masonry buildings to earthquake excitations”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21(11), p.965-985.
- [3.51] Bruneau, M. (1994) “State-of-the-art report on seismic performance of unreinforced masonry buildings”, *Journal of Structural Engineering*, 120(1), p.230–251.
- [3.52] Magenes, G., Calvi, G. M., Kingsley, G. R. (1995) “Seismic testing of a full-scale, two-story masonry building: test procedure and measured experimental response”, in: *Experimental and Numerical Investigation on a brick Masonry Building Prototype – Numerical Prediction of the Experiment*, Report 3-0 - G.N.D., Pavia.
- [3.53] Abrams, D. (1997) “Response of unreinforced masonry buildings” *Journal of Earthquake Engineering*, 1(1), p.257-273.
- [3.54] Lourenço, P. B., Oliveira, D. V., Roca, P., Orduña, A. (2005) “Dry Joint Stone Masonry Walls Subjected to In-Plane Combined Loading”, *Journal of Structural Engineering*, 131(11), p.1665–1673.
- [3.55] Griffith, M. C., Vaculik, J., Lam, N. T. K, Wilson, J., Lumantarna, E. (2007) “Cyclic testing of unreinforced masonry walls in two-way bending” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36, p.801-821.
- [3.56] Benedetti, D., Benzoni, G. M., (1984) “A numerical model for seismic analysis of masonry buildings: experimental correlations” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 12, p.8171-831.

- [3.57] Tomazevic, M. (1987) "Dynamic modelling of masonry buildings: storey mechanism model as a simple alternative" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15, [13]Tomazevic, M., Lutman, M., Velechovsky, T. (1993) "Aseismic strengthening of old stone-masonry buildings: is the replacement of wooden floors with R.C. slabs always necessary?" *European Earthquake Engineering*, 2, p.34-46.
- [3.58] Tomazevic, M., Lutman, M., Petkovic, L. (1996) "Seismic behaviour of Masonry Walls: Experimental Simulation", ASCE, *Journal of Structural Engineering*, 122(9), pp.1040-1047.
- [3.59] Benedetti, D., Carydis, P., Pezzoli, P. (1998) "Shaking table tests on 24 simple masonry buildings" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27(1), p.67-90.
- [3.60] Naraine, K., Sinha, S. N. (1989) "Behaviour of brick masonry under cyclic compressive loading" ASCE, *Journal of Structural Engineering*, 115(6), pp.1432-1445.
- [3.61] Naraine, K., Sinha, S. N. (1989) "Loading and unloading stress-strain curves for brick masonry" ASCE, *Journal of Structural Engineering*, 115(10), pp.7631-7644.
- [3.62] Alshebani, M., Sinha, S. N. (1999) "Stress- strain characteristics of brick masonry under uniaxial cyclic loading" ASCE, *Journal of Structural Engineering*, 125(6), pp.600-604.
- [3.63] Naraine, K., Sinha, S. (1991) "Cyclic behaviour of brick masonry under biaxial compression" ASCE, *Journal of Structural Engineering*, 117(5), pp.1336-1355.
- [3.64] Naraine, K., Sinha, S. (1992) "Stress- strain curves for brick masonry in biaxial compression" ASCE, *Journal of Structural Engineering*, 118(6), pp.1451-1461.
- [3.65] Alshebani, M., Sinha, S. (2000) "Stress- strain characteristics of brick masonry under cyclic biaxial compression" ASCE, *Journal of Structural Engineering*, 126(9), pp.1004-1007.
- [3.66] Karsan, K., Jirsa, O. (1969) "Behaviour of concrete under compressive loadings" ASCE, *Journal of the Structural Division*, 95(12), pp.2543-2563.
- [3.67] Sinha, P., Gerstle, H., Tulin, G. (1964) "Stress-Strain relations for concrete under cyclic loading", *Journal of the American Concrete Institute*, 61(2), pp.195-211.
- [3.68] Darwin, D., Pecknold, A. (1967) "Analysis of RC shear panels under cyclic loading" ASCE, *Journal of the Structural Division*, 102, ST2, pp.355-369.
- [3.69] Park, R., Kent, C., Sampson, A. (1972) "Reinforced concrete members with cyclic loading" ASCE, *Journal of the Structural Division*, 98, ST7, pp.1341-1358.
- [3.70] Buyukozturk, O., Tseng, M. (1984) "Concrete in biaxial cyclic compression" ASCE, *Journal of Structural Engineering*, 110(3), pp.461-476.
- [3.71] Yankelevsky, Z., Reinhardt, W. (1987) "Model for cyclic compressive behaviour of concrete" ASCE, *Journal of Structural Engineering*, 113(2), pp.228-240.
- [3.72] Mander, B., Priestley, N., Park, R. (1988) "Theoretical stress-strain model for confined concrete" ASCE, *Journal of Structural Engineering*, 114(8), pp.1804-1826.

- [3.73] Otter, E., Naaman E., (1989) “Model for response of concrete to random compressive loads” ASCE, Journal of Structural Engineering, 115(11), pp.2794-2809.
- [3.74] Bahn, Y., Hsu, T. (1998) “Stress-strain behaviour of concrete under cyclic loading” ACI Materials Journal, 95(2), pp.178-193.
- [3.75] Konstantinidis, D., Kappos, A., Bassam, I., (2007) “Analytical stress- strain model for high-strength concrete members under cyclic loading” ASCE, Journal of Structural Engineering, 133(4), pp.484-494.
- [3.76] Yankelevsky, Z., Reinhardt, W. (1989) “Uniaxial behaviour of concrete in cyclic tension” ASCE, Journal of Structural Engineering, 115(1), pp.166-182.
- [3.77] Gopalaratnam, S., Shah, P. (1985) “Softening response of plain concrete in direct tension” ACI Journal, 82, pp.310-323.
- [3.78] Reinhardt, W. (1984) “Fracture mechanics of an elastic softening material like concrete” Heron, 29(2), pp.3-41.
- [3.79] Stevens, N. J., Uzumeri, S. M., Collins, M. P. (1987) “Analytical modelling of reinforced concrete subjected to monotonic and reversed loadings”, Publication No. 87-1, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 201 pp.
- [3.80]. Aktinson, R. H., Amadei, P. B., Saeb S., Sture, S. (1989) “Response of masonry bed joints in direct shear”, Journal of Structural Division, ASCE, 115, p.2276–2296.

Κεφάλαιο 4

- [4.1] Cope, RJ., Rao, PV., Clark, LA., Noris P. (1980) “Modeling of Reinforced Concrete Behaviour for Finite Element Analysis of Bridges Slabs”, Numerical Methods for Non-Linear Problems, C. Taylor, E. Hinton, D.R.J Owen eds., Pineridge Press, Swansea, UK, p.457-470.
- [4.2] Balan, T., Filippou, F., Popov, E. (1997) “Constitutive model for 3D cyclic analysis of concrete structures”, Journal of Engineering Mechanics. 123 (2), p.143-153.
- [4.3] Feenstra, PH., Rots, JG., Arnese. A., Teigen, JG, Hoiseth, KV. (1998) “A 3D constitutive model for concrete based on co-rotational concept”. Computational modeling of concrete structures. Proceedings of the EURO-C, ed. R. de Borst, N. Bioanio, H. Mang, and G. Meschke eds., p. 13-22.
- [4.4] He, W., Wu, YF., Liew, KM., Wu. Z. (2006) “A 2D total strain based constitutive model for predicting the behaviors of concrete structures”, International Journal of Engineering Science, p.1280-1303.
- [4.5] Han, T-S., Feenstra, PH., Billington, SL. (2003) “Simulation of Highly ductile fiber – reinforced cement- based composite components under cyclic loading”, ACI Journal, 100 (6), p.749-757.
- [4.6] Palermo, D., Vecchio, FJ. (2002) “Behaviour and analysis of reinforced concrete walls subjected to reversed cyclic loading”, University of Toronto.
- [4.7] Feenstra, PH., De Borst, R., Rots, JG. (1991) “A comparison of different crack models applied to plain and reinforced concrete”, Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics, London, p. 629-638.
- [4.8] Vecchio, FJ., Collins, MP. (1986) “The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear”, ACI Journal, 83(3), p.219-231.

- [4.9] Vecchio, FJ, Selby, RG. (1991) “Towards compression field analysis of reinforced concrete solids”, *International Journal of Structural Engineering*, ASCE, 117(6), p1740-1758.
- [4.10]. Lourenço PB. Computational strategies for masonry structures. PhD Thesis, Delft University. 1996.
- [4.11] Lofti HR, Shing PB. An appraisal of smeared crack models for masonry shear wall analysis, *Computer and Structures* 1991; 41 (3): 413–425.
- [4.12]. Lourenço PB, Rots JG, Feenstra PH. A tensile “Rankine” type orthotropic model for masonry. *Computer Methods in Structural Masonry 3*, eds. J Middleton, GN Pande, Books & Journals International: Swansea, UK 1995; 167–176.
- [4.13]. Giordano A, Mele E, De Luca A. Modelling of historical masonry structures: comparison of different approaches through a case study. *Engineering Structures*. 2002; 24: 1057–1069.
- [4.14] Dhanasekar, M., Haider, W. (2008) “Explicit finite element analysis of lightly reinforced masonry shear walls”, *Computers and Structures*, 86 (1-2), p.15-26.
- [4.15] Bazant ZP, Oh BH. (1983) “Crack band theory for fracture of concrete”, *Materials and Structures*, RILEM, 93(16), p.155-177.
- [4.16] Abaqus 6.4-1. Theory Manual. Hibbit, Karlson and Sorenson, INC.; 2003.
- [4.17] Bathe, KJ. (1982) “Finite element procedures in engineering Analysis”, Prentice-Hall.
- [4.18] Antoine, A., Magonette, G., Magenes, G. (1995) “Shear – compression testing and analysis of brick masonry wall”, *Proc. 10th European Conference on Earthquake Engineering 3*. G. Dumas (ed), p.1657-1662.
- [4.19] Gabarotta, L., Lagomarsino, S. (1997) “Damage models for the seismic response of brick masonry shear wall. Part I: The mortar joint model and its applications”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, p.423-439.
- [4.20] Gabarotta, L., Lagomarsino, S. (1997) “Damage models for the seismic response of brick masonry shear wall. Part II: The continuum model and its applications”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, p.441-462.
- [4.21] Oliveira, DV., Lourenco, PB. (2004) “Implementation and validation of a constitutive model for the cyclic behavior of interface elements”, *Computer and Structures*, 82, p.1451-1461.
- [4.22] Casolo, S., Pena, F. (2007) “Rigid element model for in- planer dynamics of masonry walls considering hysteretic behavior and damage”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(8), p.457-468.
- [4.23] Calderini, C, Lagomarsino, S. (2008) “Continuum model for in-plane anisotropic inelastic behavior of masonry”, *Journal of Structural Engineering*, 134(2), p.209-220.
- [4.24] Kwa, WP., Billington, SL. (2001) “Simulation of structural concrete under cyclic load”, *Journal of Structural Engineering*, 127, p.1391-1401.
- [4.25] Vecchio, FJ. (2000) “Disturbed stress field model for reinforced concrete: formulation”, *Journal of Structural Engineering*, 126, p.1070-1077.
- [4.26] Vecchio, FJ. (2001) “Disturbed stress field model for reinforced concrete: implementation”, *Journal of Structural Engineering*, 127, p.12-20.
- [4.27] Ghobarah, A., Youssef, M. (1999) “Modelling of reinforced concrete structural walls”, *Journal of Engineering Structures*, 21, p.912-923.

- [4.28] Kwa, WP., Kim, DY. (2004) “Material nonlinear analysis of RC shear walls subject to cyclic loadings”, *Journal of Structural Engineering*, 26, p. 1423-1436.
- [4.29] Park, H., Kim, JY. (2005) “Hybrid plasticity model for reinforced concrete in cyclic shear”, *Journal of Engineering Structures*, 27, p.35-48.

Κεφάλαιο 5

- [5.1] Feenstra, PH., De Borst, R., Rots, JG. (1991) “A comparison of different crack models applied to plain and reinforced concrete”, *Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics*, London, p. 629-638.
- [5.2] Bazant ZP, Oh BH. (1983) “Crack band theory for fracture of concrete”, *Materials and Structures*, RILEM, 93(16), p.155-177.
- [5.3] Benedetti D, Benzoni GM. (1984) “A numerical model for seismic analysis of masonry buildings: experimental correlations”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 12, p. 817–831.
- [5.4] Casolo S, Pena F. (2007) “Rigid element model for in-plane dynamics of masonry walls considering hysteretic behavior and damage”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 36 (8), p.457–468.
- [5.5]. Gambarotta L, Lagomarsino S. (1997) “Damage models for the seismic response of brick masonry shear wall. Part II: The continuum model and its applications”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, p.441–462.
- [5.6]. Oliveira DV, Lourenco PB. (2004) “Implementation and validation of a constitutive model for the cyclic behavior of interface elements”, *Computers and Structures*, 82, p.1451–1461.
- [5.7]. Calderini C, Lagomarsino S. (2008) “Continuum model for in-plane anisotropic inelastic behavior of masonry”, *ASCE, Journal of Structural Engineering*, 134 (2), p.209–220.
- [5.8]. Lourenço PB. Computational strategies for masonry structures. *PhD Thesis*, Delft University. 1996.
- [5.9] Hoffmann, G., Schubert, P. (1994) “Compressive strength of masonry parallel to the bed joints” *Proceedings of 10th International Brick and Block Masonry Conference*, Canada, p.1453-1462.
- [5.10]. van der Pluijm, (1992), “Material properties of masonry and its components under tension and shear”, *6th Canadian Masonry Symposium*, Canada, p. 675-686.
- [5.11]. van der Pluijm, R., Vullings, M.W.F., (2005) EsecMase Project, Work Package 5, Deliverable D5.2 to D5.5, TNO report 2005-CI- R0251.
- [5.12]. Backes HP. (1980), “On the behavior of masonry under tension in the direction of the bed joints”, *Dissertation*, Aachen University of Technology, Germany, 1980.
- [5.13]. Stevens, N. J., Uzumeri, S. M., Collins, M. P. (1987) “Analytical modelling of reinforced concrete subjected to monotonic and reversed loadings”, *Publication No. 87-1*, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 201 pp.
- [5.14] Okamura, H., Maekawa, K., (1991) “Nonlinear Analysis and Constitutive models of reinforced concrete”, *Giho-do Press*, University of Tokyo, 182 pp.

- [5.15] Kotronis, P., Mazars, J., Davenne, L., (2003) “The equivalent reinforced concrete model for simulating the behaviour of walls under dynamic shear loading”, *Engineering Fracture Mechanics*, 70, p.1085-1097.
- [5.16] Antoine, A., Magonette, G., Magenes, G. (1995) “Shear – compression testing and analysis of brick masonry wall”, *Proc. 10th European Conference on Earthquake Engineering* 3. G. Dumas (ed), p.1657-1662.
- [5.17] Carydis, P., Mouzakis, H., Karapitta L. (2002) “Experimental testing of three-leaves stone masonry under imposed cyclic displacement”, *Laboratory for Earthquake Engineering; National Technical University of Athens, Technical Report*.
- [5.18] Magenes, G., Calvi, G. M., Kingsley, G. R. (1995) “Seismic testing of a full-scale, two-story masonry building: test procedure and measured experimental response”, in: *Experimental and Numerical Investigation on a brick Masonry Building Prototype – Numerical Prediction of the Experiment*, Report 3-0 - G.N.D., Pavia.
- [5.19] Calderini C, Cattari C, Lagomarsino S. (2009) “In-plane strength of unreinforced masonry piers”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38, p.243–267.

Κεφάλαιο 6

- [6.1] Magenes, G., Morandi, P., Penna, P. (2008) “Tests results on the behavior of masonry under static cyclic in plane lateral loads”, *University of Pavia, EsecMase project, Deliverable D7.1c*.
- [6.2] Grabowski, S. (2005) “Stress-strain-relations of calcium silicate bricks”, *Technical University of Munich, EsecMase project, Deliverable D3.0.1*.
- [6.3] *Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials, RILEM, LUM B1 “Compressive strength of small walls and prisms”*.
- [6.4] van der Pluijm, R., Vullings, M.W.F. (2005) *EsecMase Project, Work Package 5, Deliverable D5.2 to D5.5, TNO report 2005-CI- R0251*.
- [6.5] *Ευρωκώδικας 6 – Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία, EN 1996, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες για οπλισμένη και άοπλη τοιχοποιία*.
- [6.6] Jonaitis B., Marciukaitis, G., Valivonis, I. (2009) “Analysis of the shear and flexural behavior of masonry with hollow calcium silicate blocks”, *Engineering Structures*, 31, p.827-833.
- [6.7] Gabarotta, L., Lagomarsino, S. (1997) “Damage models for the seismic response of brick masonry shear wall. Part II: The continuum model and its applications”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, p.441-462.
- [6.8] Calderini, C, Lagomarsino, S. (2008) “Continuum model for in-plane anisotropic inelastic behavior of masonry”, *Journal of Structural Engineering*, 134(2), p.209-220.

Κεφάλαιο 7

- [7.1] *Contribution of LEE/NTUA (2007) “ESECMASE- Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe (Collective research project)*.
- [7.2] www.esecmase.org

- [7.3] Clough R.W., Penzien J., (1975) “Dynamic of Structures”, McGraw Hill, New York.
- [7.4] Ευρωκώδικας 8 (EC8): Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια
- [7.5] Abaqus/ Explicit, User Manuals.