



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος

# **ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ Ω.Σ.**

Μεταπτυχιακή Εργασία  
Βασιλική Μαρκεσίνη

Επιβλέπων: Χρήστος Ζέρης, Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Αναπληρωτής Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Οκτώβριος 2018





ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος

# **ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ Ω.Σ.**

Μεταπτυχιακή Εργασία  
Βασιλική Μαρκεσίνη

Επιβλέπων: Χρήστος Ζέρης, Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Αναπληρωτής Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Οκτώβριος 2018



Copyright © Βασιλική Μαρκεσίνη, 2018

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

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

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

Copyright © Vasiliki Markesini, 2018

All Rights Reserved

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

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



Βασιλική Μαρκεσίνη (2018)

Μεταπτυχιακή Εργασία

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ  
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ Ω.Σ.

Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Vasiliki Markesini (2018)

Master Thesis

Structural modeling impact examination and seismic performance analysis of existing  
Reinforced Concrete Structure

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





## *Ευχαριστίες*

*Στο τέλος της εκπόνησης της παρούσας εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω όσους συνέβαλαν σε αυτή.*

*Αρχικά ευχαριστώ τον επιβλέποντα καθηγητή μου και Δρ. Πολιτικό Μηχανικό κ. Χρήστο Ζέρη για την ευκαιρία της συνεργασίας και την παροχή του επιπέδου των γνώσεων του, τόσο κατά τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας, όσο και κατά τη διδακτική διαδικασία στα μεταπτυχιακά και προπτυχιακά χρόνια. Αποτέλεσε το έναυσμα για τον προβληματισμό μου γύρω από φαινόμενα ανελαστικής απόκρισης φορέων Ωπλισμένου Σκυροδέματος, ήδη από τα προπτυχιακά χρόνια.*

*Για την σημαντική συμβολή του στην παιδεία μου γύρω από τα μη γραμμικά φαινόμενα ευχαριστώ ακόμα τον κ. Μιχάλη Φραγκιαδάκη, Επίκουρο Καθηγητή ΕΜΠ. Η συμβολή του στο μάθημα του μεταπτυχιακού ήταν καίρια και εξαιρετικά πολύτιμη.*

*Ευχαριστώ εκείνον όσο και τον Ε. Βουγιούκα, Επίκουρο Καθηγητή ΕΜΠ, για την προσοχή τους ως εξεταστική επιτροπή.*

*Θα ήθελα να ευχαριστήσω επίσης το Χρήστο Γιαννέλο και την Ισαβέλλα Βασιλοπούλου για την πρόθυμη βοήθεια τους και την σημαντική στήριξη και των δύο στο τέλος.*

*Ευχαριστώ από καρδιάς τους γονείς και τον αδελφό μου για την στήριξη και την αγάπη τους.*

*Τέλος, οφείλω ειλικρινές ευχαριστώ στο Χρήστο Πλαϊνή. Χωρίς την ουσιαστική κατανόηση του, θα ήταν δύσκολη η ολοκλήρωση της παρούσας δουλειάς. Επιπλέον είμαι ευγνώμων, τόσο σε κείνον όσο και στους συναδέλφους μου από τη δουλειά για την τύχη να μαθαίνω δίπλα τους καθημερινά.*

*Βασιλική Μαρκεσίνη*

*Οκτώβριος, 2018*





ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ  
ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ Ω.Σ.**

**Βασιλική Μαρκεσίνη**

Επιβλέπων: Χρήστος Ζέρης, Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Αναπληρωτής Καθηγητής ΕΜΠ

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία αποτελεί μια μελέτη της επίδρασης διαφορετικών τρισδιάστατων προσομοιωμάτων ραβδόμορφων πεπερασμένων στοιχείων, τόσο στην καθολική σεισμική απόκριση υφιστάμενου κτηρίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα, όσο και μεμονωμένα σε επίπεδο μέλους και ακόμα περισσότερο διατομής. Οι έννοιες αντοχής και πλαστιμότητας που σε μελέτη υφιστάμενων δομημάτων αποτελούν μεγέθη που επιδέχονται πολλές παραδοχές για τον καθορισμό τους από κανονιστικές διατάξεις, συγκρίθηκαν με τα αντίστοιχα προκύπτοντα μεγέθη από τις στατικές και δυναμικές αναλύσεις που εκπονήθηκαν με στόχο την κατά το δυνατό πιο αξιόπιστη και κοντά στην πραγματικότητα προσομοίωση της πραγματικής απόκρισης μελών ΩΣ. Για το λόγο αυτό, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό ανοιχτού κώδικα OpenSees, αξιοποιώντας τις διαθέσιμες δυνατότητες του για αποτύπωση όλων των μορφών μη γραμμικότητας που ενέχει τοπικά η απόκριση του σύνθετου υλικού ΩΣ αλλά και συνολικά η σεισμική απόκριση ενός τρισδιάστατου φορέα. Σε αυτό βοήθησαν τα μοντέλα ραβδόμορφων πεπερασμένων στοιχείων κατανεμημένης πλαστιμότητας, με τα οποία αποδίδονται αξιόπιστα φαινόμενα αλληλεπίδρασης διαξονικής κάμψης και αξονικής μέσω ορισμού διατομής ινών, η δυνατότητα ορισμού με γραμμικών καταστατικών νόμων υλικών (μη γραμμικότητα υλικού), η δυνατότητα παρακολούθησης της μετάθεσης του βασικού συστήματος αξόνων, παρακολουθώντας τη διαρκή μεταβολή των μητρώων δυσκαμψίας των μελών.

Η διάρθρωση της εργασίας πραγματοποιείται σε οκτώ κεφάλαια.

Στο 1<sup>ο</sup> κεφάλαιο πραγματοποιείται ειδικότερη εισαγωγή του προβλήματος. Παρουσιάζονται τα στοιχεία του κτηρίου που αποτέλεσε αντικείμενο της παρούσας διερεύνησης προσομοίωσης και σεισμικής απόκρισης του.

Στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο αναπτύσσεται το θεωρητικό υπόβαθρο των σεισμικών χαρακτηριστικών που αποτέλεσαν παραμέτρους που αντιμετωπίστηκαν στην πορεία της εργασίας. Επιπλέον

παράθεση του υποβάθρου της παρούσας εργασίας γίνεται στο Κεφάλαιο 3 όπου παρουσιάζονται συγκεντρωμένα συγκεκριμένες διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων οι οποίες και επικαλέσθηκαν.

Στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο αναπτύσσεται αναλυτικά η διαδικασία της προσομοίωσης του κτηρίου στο λογισμικό OpenSees, οι παραδοχές ανελαστικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν καθώς και η ανάλυση της λειτουργίας και επίδρασης του στην συνολική απόκριση του φορέα.

Στο 5<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζονται τόσο οι αναλύσεις που εκπονήθηκαν όσο και οι παραδοχές αυτών.

Στο 6<sup>ο</sup> κεφάλαιο οργανώνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και γίνεται μια σύνθεση αυτών για την εξαγωγή συμπερασμάτων που ακολουθούν στο 7<sup>ο</sup> και τελευταίο κεφάλαιο της εργασίας.

Στο κεφάλαιο 8 συγκεντρώνεται η Βιβλιογραφία της παρούσας εργασίας.

Τέλος, επισυνάπτονται σε δομή Παραρτήματος Α, οι διαθέσιμοι ξυλότυποι του κτηρίου που αποτέλεσε αντικείμενο διερεύνησης της παρούσας εργασίας.



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS  
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING  
INSTITUTE OF REINFORCED CONCRETE

MASTER THESIS

**STRUCTURAL MODELING IMPACT EXAMINATION AND SEISMIC PERFORMANCE  
ANALYSIS OF EXISTING REINFORCED CONCRETE STRUCTURE**

**Vasiliki Markesini**

Supervisor: Christos A. Zeris , Dr. Civil Engineer, Assistant Professor NTUA

**ABSTRACT**

The present master thesis is a study of the impact of different three-dimensional beam element structural model simulations on the seismic response of an existing reinforced concrete with respect of the overall response building as well as the member and cross-sectional response. The terms of robustness and ductility, that are proved to be highly susceptible to regulatory determination when it comes to the analysis of existing structures, have been compared with the corresponding resulting magnitudes consulted from the static and dynamic analyses in order to come up with the most reliable structural model response. For this reason, OpenSees, a software capable of performing non-linear structural analyses fast and reliably, developed under PEER, have been used. For the organization and examination of all types of results, as well as the extraction of the diagrams, Matlab was also used.

By choosing OpenSees, we were capable to utilize its available capabilities to capture all types of material and model non-linearities that characterize the reinforced concrete material response, as well as the seismic response of a three-dimensional structural model. This was aided by beam elements based on the distributed plasticity theory of integrating plastic curvatures along a fiber element. This type of elements are known for their reliable bending and axial bending interaction, the ability to define non linear material laws (nonlinearity of material) as well as the ability to monitor the displacement of the basic system by monitoring the constant change of members' stiffness matrices.

The assessment of non-linearity as a property is a concern that aims at delivering as much as possible the real-physical behavior of a structure at a global or a local level. For this reason an attempt has been made to take into account both material non-linearity and non-linearity of the model. The sensitivity of monitoring these phenomena must be included in the

final report of the present work as non-linearity involves a constant change in the mechanical and inertial properties of the members taken into account in the synthesis of the vector's stiffness matrix and its resolution. The impose of both static and horizontal loads in steps allows permits the above change to be monitored, but it depends on a number of parameters such as convergence accuracy, internal correction iterations until it is achieved, but also the total number of selected steps or equivalent the percentage of force or deformation imposed on the system, which is required to calculate its modified tangential rigidity matrix each time. There was a particular difficulty in plotting the response when system failures were steep (sharp falls in material law statutes or vector instability due to P-D phenomena). An attempt was made to capture the actual concrete law as it was considered a key criterion for assessing the behavior of existing buildings. The examined building was estimated to be shearlessly unstructured, the constriction of the fasteners was evaluated as zero, resulting in the emphasis on the descending branch of the material. In particular, discussing bending failures, the ability of distributed ductility components to monitor the axial and bending moment interaction in conjunction with reliable concrete law leads to variations in the response of the elements according to the axial load level. However, the negative of these elements (fiber elements) is the lack of capacity to monitor the shear failure of the member, which should be monitored by post-processing procedures. Still, phenomena such as the brisk failure of the steel after crushing, its extrusion into intersections with inadequate collapses (columns), poor anchoring of these in the columns of column posts and the lack of coherence due to the nature of the StI steel, are phenomena that were not captured and must be taken into account in the way the results are controlled.

Distributed ductility models with the forcebased integrity logic were compared with that of distributed plasticity by determining the user-defined length to be laminated (forceBeamWithHinges). The comparison of these two leads to the conclusion of the higher stiffness of the second model. The above is attributed to the different integration of the algorithms for the rendering of the plasticizing point (failure curvature). For the completion of the curves in the forceBeamWithHinges model, the algorithm takes a length equal to half the dimension of the column (Priestley et al.). However, this is not entirely correct as fiber integration takes account of the different integration lengths that better capture the plastic state of the members of the organization.

A second level of assessment of the carrying capacity and the available ductility of an existing R.C. building concludes to the practically elastic response of the afore mentioned. The design logic of a strong beam, weak column leads to a soft storey mechanism and consequently to an overall failure due to P-D phenomena. The above critical mechanism is strengthened by the lack of sufficient ductility of the cross sections armed with a minimum reinforcement geometric percentage of 1%, while the concept of their triaxial function is completely absent, given the sparse distribution of shear reinforcement along the column. Finally, there is a concentration of damage on the third floor where the axial stress (loads of three overlapping floors and horizontal axial strain) is reduced to the smallest available cross-section (successive decrease of column cross-sections along height). However, the possibility of predicting the shear failure by calculating the shear strength on the basis of relations indicated in KANEPE is also checked.

Finally, regarding the effect of infill wall modeling, there is a reasonable overstrength of 2 (doubling the original load bearing structure). The above is based on the case of pilotis perimeter wall distribution. The initially reasonably increased stiffness of the structure, which limits the intense transposition of the bare panels of the building and in particular the critical floor, can not contribute to the possibility of loads redistribution due to the pilotis mechanism that occurs, as well as the compression failure of the most gloating columns (high axial loading and minimum longitudinal reinforcement) while the most tensioned are also expected to fail due to inadequate anchorage of rebars and its slipping effect . It turns out that the infill walls work up to the floor above the critical ground floor, and do not prevent the upper crushers from being loaded after the direct concentration of plastic deformations on the ground floor.





# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>1</b>	<b>ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....</b>	<b>25</b>
1.1	ΓΕΝΙΚΑ .....	25
1.2	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΗΡΙΟΥ .....	26
1.3	ΣΤΟΧΟΣ.....	31
<b>2</b>	<b>ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ .....</b>	<b>33</b>
2.1	ΓΕΝΙΚΑ .....	33
2.2	ΕΛΑΣΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ .....	33
2.3	ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ .....	35
2.3.1	Μηχανισμός Ορόφου .....	35
2.3.2	Διατμητικός Οπλισμός Μελών – Ικανοτικός Έλεγχος Τέμνουσας.....	35
2.3.3	Μάτιση Οπλισμού στα Υποστυλώματα.....	35
2.3.4	Ανεπαρκής Αγκύρωση Κάτω Οπλισμού των Δοκών .....	36
2.3.5	Κόμβοι .....	36
2.4	ΣΥΓΧΡΟΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ – ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ .....	38
2.5	Η ΕΝΝΟΙΑ ΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ.....	38
2.5.1	Πλαστιμότητα παραμόρφωσης (σε επίπεδο διατομής).....	40
2.5.2	Πλαστιμότητα καμπυλοτήτων.....	41
2.5.2.1	Καμπυλότητα διαρροής.....	41
2.5.2.2	Καμπυλότητα αστοχίας .....	43
2.5.3	Πλαστιμότητα μετακινήσεων .....	46
2.5.4	Σχέση πλαστιμότητας καμπυλοτήτων και πλαστιμότητας μετακινήσεων.....	46
2.5.4.1	Μετατόπιση διαρροής.....	47
2.5.4.2	Μετατόπιση αστοχίας.....	47
2.5.4.3	Μήκος πλαστικής άρθρωσης .....	48
2.5.5	Κατάταξη Φορέων Σύμφωνα Με Τη Στάθμη Πλαστιμότητας Σχεδιασμού .....	49
2.6	ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΠΛΗΡΩΣΗΣ .....	51
2.6.1	Υπολογισμός χαρακτηριστικών ισοδύναμου θλιπτήρα .....	54
<b>3</b>	<b>ΧΡΗΣΙΜΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΚΑΝ.ΕΠΕ.....</b>	<b>57</b>
3.1	ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ .....	57
3.2	ΕΝΙΑΙΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ.....	58
3.2.1	Υπεραντοχή.....	59
3.2.2	Πλαστιμότητα .....	60
	Τοπικοί Δείκτες πλαστιμότητας .....	61

3.3	ΓΩΝΙΑ ΣΤΡΟΦΗΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ .....	62
3.3.1	Παραμόρφωση διαρροής με προέχουσα κάμψη .....	63
3.3.2	Παραμόρφωση διαρροής με προέχουσα τη διάτμηση .....	63
3.4	ΓΩΝΙΑ ΣΤΡΟΦΗΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....	64
3.5	ΡΟΠΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ.....	65
<b>4</b>	<b>ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ .....</b>	<b>67</b>
4.1	ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ OPENSEES.....	67
4.2	ΒΑΣΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΤΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ.....	68
4.3	ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΚΟΜΒΩΝ.....	71
4.4	ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΜΑΖΩΝ .....	73
4.5	ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΕΛΩΝ .....	75
4.6	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΕΛΩΝ .....	76
4.6.1	Θεωρία μοντέλου μη γραμμικού ραβδόμορφου στοιχείου κατανεμημένης πλαστιμότητας .....	77
4.6.1.1	Η μέθοδος των μετατοπίσεων (displacement-based elements).....	78
4.6.1.2	Η μέθοδος των δυνάμεων (force-based elements) .....	79
4.6.2	Προσομοίωση Υποστρωμάτων.....	80
4.6.2.1	forceBeamColumn Element.....	81
4.6.2.2	forceBeamWith Hinges .....	82
4.6.3	Προσομοίωση Δοκών .....	83
4.6.3.1	Επίδραση προσομοίωσης πλακοδοκών .....	85
4.6.4	Προσομοίωση Διαφραγμάτων .....	86
4.7	ΟΡΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ Ω/Σ .....	88
4.8	ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟΙ ΝΟΜΟΙ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ .....	89
4.8.1	Καταστατικό Μοντέλο Kent-Scott-Park (Concrete01).....	90
4.8.2	Συνδυασμός Concrete01 & Parallel Material .....	92
4.8.3	Καταστατικό Μοντέλο Karsan-Jirsa (Concrete01WithSITC) .....	94
4.8.4	Καταστατικό Μοντέλο χάλυβα οπλισμού (Steel01).....	94
4.9	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΠΛΗΡΩΣΗΣ.....	95
4.9.1	Καταστατικός νόμος υλικού προσομοίωσης οπτόπλινθου.....	99
4.9.2	Ορισμός διατομής ινών .....	99
<b>5</b>	<b>ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ .....</b>	<b>103</b>
5.1	ΦΟΡΤΙΑ.....	103
5.1.1	Στατικά.....	103
5.1.2	Σεισμικά .....	103
5.1.3	Συνδυασμοί δράσεων.....	104

5.2	ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....	104
5.3	ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (EIGENVALUE ANALYSIS) .....	106
5.4	ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER).....	114
5.4.1	Θεωρητικό υπόβαθρο .....	114
5.4.2	Κατανομή Φόρτισης .....	115
5.4.2.1	Ιδιομορφική κατανομή .....	116
5.4.2.2	Ομοιόμορφη κατανομή.....	116
5.4.2.3	Κατανομή ανάλογη της μάζας .....	116
5.4.3	Τρόπος Επιβολής Φόρτισης .....	116
5.4.3.1	Βάσει Δυνάμεων (Integrator LoadControl) .....	116
5.4.3.2	Βάσει Μετατοπίσεων (Integrator DisplacementControl) .....	117
5.4.4	Τυχηματικές εκκεντρότητες.....	118
5.5	ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ (TIMEHISTORY)...	119
<b>6</b>	<b>ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ.....</b>	<b>123</b>
6.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	123
6.2	ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	125
6.2.1	Έλεγχος Φορέα .....	127
6.2.2	Υπολογισμός μεγεθών διαρροής και αστοχίας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. ....	146
6.2.3	Επίπεδο Διατομής.....	150
<b>7</b>	<b>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....</b>	<b>153</b>
<b>8</b>	<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....</b>	<b>157</b>



ΕΙΚΟΝΑ 1-1: ΞΥΛΟΤΥΠΟΣ ΤΥΠΙΚΟΥ ΟΡΟΦΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΥΠΟ ΕΞΕΤΑΣΗ. ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ FESPA. [ΡΕΠΑΠΗΣ, 2007] .....	30
ΕΙΚΟΝΑ 2-1: ΛΟΓΙΚΗ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗΣ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ [ΡΕΠΑΠΗΣ, 2007].....	34
ΕΙΚΟΝΑ 2-2: ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΟΠΛΙΣΗΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΔΕΚΑΕΤΙΑΣ 1960 [ΡΕΠΑΠΗΣ, 2007] .....	36
ΕΙΚΟΝΑ 2-3: ΑΝΕΠΙΘΥΜΗΤΟΙ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΓΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΥΠΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ, Α) ΙΣΧΥΡΟΙ ΔΟΚΟΙ – ΑΣΘΕΝΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ , Β) ΜΑΛΛΑΚΟΣ ΟΡΟΦΟΣ [ΡΕΠΑΠΗΣ, 2007] .....	37
ΕΙΚΟΝΑ 2-4: ΑΝΕΠΙΘΥΜΗΤΟΙ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΓΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΥΠΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ .....	38
ΕΙΚΟΝΑ 2-5: ΤΥΠΙΚΗ ΣΧΕΣΗ ΦΟΡΤΙΟΥ-ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΓΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ [PAULAY & PRIESTLEY, 1992]... 39	39
ΕΙΚΟΝΑ 2-6: ΜΟΝΤΕΛΟ ΤΑΣΕΩΝ-ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΓΙΑ ΜΟΝΟΤΟΝΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΜΗ ΠΕΡΙΣΦΙΓΜΕΝΟΥ ΚΑΙ ΠΕΡΙΣΦΙΓΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ [PAULAY & PRIESTLEY, 1992]. .....	40
ΕΙΚΟΝΑ 2-7: ΟΡΙΣΜΟΣ ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΑΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΚΑΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ .....	42
ΕΙΚΟΝΑ 2-8: ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΟΠΟΙΗΣΗ ΤΥΠΟΥ Α .....	42
ΕΙΚΟΝΑ 2-9: ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΟΠΟΙΗΣΗ ΤΥΠΟΥ Β – ΚΑΤΑ FAJFAR .....	43
ΕΙΚΟΝΑ 2-10: ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ ΛΟΓΩ ΠΕΡΙΣΦΙΞΗΣ ΣΤΗΝ ΑΝΗΓΜΕΝΗ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ, ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ [ΤΑΣΙΟΣ, ΔΙΔΑΚΤΙΚΕΣ ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ].....	44
ΕΙΚΟΝΑ 2-11: ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΔΙΑΧΥΣΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ .....	45
ΕΙΚΟΝΑ 2-12: ΕΠΟΠΤΙΚΟ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΑΠΟΡΡΟΦΗΣΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ ΜΕΣΩ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ [PAULAY, PRIESTLEY, 1992].. 46	46
ΕΙΚΟΝΑ 2-13: ΣΧΕΣΕΙΣ ΡΟΠΗΣ, ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗΣ ΓΙΑ ΠΡΙΣΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΒΟΛΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ Η ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ [ΡΕΠΑΠΗΣ, 2007]. .....	47
ΕΙΚΟΝΑ 2-14: ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΙΜΩΝ ΔΙΑΘΕΣΙΜΩΝ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΩΝ [PRIESTLEY, 1992] .....	49
ΕΙΚΟΝΑ 2-15: ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΟΥ – ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟ ΚΕΝΟ [ΧΟΥΡΔΑΚΗΣ, 2004] .....	52
ΕΙΚΟΝΑ 2-16: ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΙΧΟΥ – ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΕΠΙΜΕΛΗΜΕΝΗ ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΗ ΣΦΗΝΩΣΗ [ΧΟΥΡΔΑΚΗΣ, 2004].....	52
ΕΙΚΟΝΑ 2-17: ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΘΛΙΠΤΗΡΑ [ΧΟΥΡΔΑΚΗΣ, 2004] .....	54
ΕΙΚΟΝΑ 2-18: ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΤΑΣΕΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗΣ ΔΙΑΓΩΝΙΑΣ ΡΑΒΔΟΥ ΑΟΠΛΗΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΗΣ [ΚΑΝ.ΕΠΕ.].....	56
ΕΙΚΟΝΑ 4-1: ΕΠΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΑΘΟΛΙΚΩΝ ΤΟΠΙΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΑΞΟΝΩΝ .....	71
ΕΙΚΟΝΑ 4-2: ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΣΗ ΚΥΡΙΩΝ ΚΟΜΒΩΝ ΦΟΡΕΑ (MATLAB) .....	73
ΕΙΚΟΝΑ 4-3: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΑΖΩΝ ΣΤΟΥΣ ΚΥΡΙΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ ΤΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ – ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ (MATLAB).....	74
ΕΙΚΟΝΑ 4-4: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΑΖΩΝ ΣΕ ΟΛΟΥΣ ΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ ΤΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ (ΚΥΡΙΟΥΣ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΕΣ) – ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ (MATLAB) .....	75
ΕΙΚΟΝΑ 4-5: ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΡΑΒΔΟΜΟΡΦΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΗΣ ΒΛΑΒΗΣ ΣΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΣΕ ΕΛΕΓΧΟΜΕΝΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ [ΖΕΡΗΣ, 2017] .....	77
ΕΙΚΟΝΑ 4-6: ΔΙΑΘΕΣΙΜΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ ΡΑΒΔΟΜΟΡΦΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΜΕΝΗΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΗΣ ΒΛΑΒΗΣ [LIGNOS, 2014].....	77
ΕΙΚΟΝΑ 4-7: ΚΙΝΗΜΑΤΙΚΟΙ Β.Ε. ΤΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ (DISPLACEMENT-BASED ELEMENT) [ΖΕΡΗΣ, 2017]....	78
ΕΙΚΟΝΑ 4-8: ΦΟΡΤΙΚΟΙ Β.Ε. ΤΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ (FORCE-BASED ELEMENT) [ΖΕΡΗΣ, 2017] .....	79
ΕΙΚΟΝΑ 4-9: ΑΡΙΘΜΗΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ (MATLAB) .....	81
ΕΙΚΟΝΑ 4-10: ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ ΔΟΚΩΝ [PRIESTLEY, 1992] .....	83
ΕΙΚΟΝΑ 4-11: ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΟΠΛΙΣΗΣ ΔΟΚΩΝ [ΡΕΠΑΠΗΣ, 2007].....	84
ΕΙΚΟΝΑ 4-12: ΔΙΑΚΡΙΤΟΠΟΙΗΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΜΕΛΗ, ΑΡΙΘΜΗΣΗ ΚΟΜΒΩΝ (MATLAB) .....	84
ΕΙΚΟΝΑ 4-13: ΔΙΑΚΡΙΤΟΠΟΙΗΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΜΕΛΗ, ΑΡΙΘΜΗΣΗ ΜΕΛΩΝ (MATLAB) .....	85
ΕΙΚΟΝΑ 4-14: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΜΕ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΜΟΝΤΕΛΟ ΡΑΒΔΟΜΟΡΦΩΝ Π.Σ. (MATLAB) .....	88
ΕΙΚΟΝΑ 4-15: ΜΟΝΤΕΛΟ ΙΩΝ. Α) ΔΙΑΤΟΜΗ Ω/Σ , Β) ΑΠΕΡΙΣΦΙΓΚΤΟ ΤΜΗΜΑ, Γ) ΠΕΡΙΣΦΙΓΜΕΝΟ ΤΜΗΜΑ, Δ) ΧΑΛΥΒΑΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ. 89	89
ΕΙΚΟΝΑ 4-16: ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟΣ ΝΟΜΟΣ ΥΛΙΚΟΥ CONCRETE01 (MC KENNA ET AL.. 2007).....	90
ΕΙΚΟΝΑ 4-17: ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟΣ ΝΟΜΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΠΛΑΣΜΑΤΙΚΗ ΠΑΡΑΜΕΝΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ .....	92
ΕΙΚΟΝΑ 4-18: ΧΡΗΣΗ ΝΟΜΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΕΝ ΠΑΡΑΛΛΗΛΩ [OPENSEES WIKI] .....	92
ΕΙΚΟΝΑ 4-19: ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (MATLAB) .....	93
ΕΙΚΟΝΑ 4-20: ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟΣ ΝΟΜΟΣ ΥΛΙΚΟΥ STEEL01 (MC KENNA ET AL.. 2007) .....	94

ΕΙΚΟΝΑ 4-21: ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΑΛΥΒΑ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (MATLAB) .....	95
ΕΙΚΟΝΑ 4-22: ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΩΝ ΘΛΙΠΤΗΡΩΝ (MATLAB) .....	96
ΕΙΚΟΝΑ 4-23: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΤΟΙΧΩΝ ΠΛΗΡΩΣΗΣ ΛΟΞΩΝ ΑΜΦΙΑΡΘΡΩΤΩΝ ΘΛΙΠΤΗΡΩΝ [OPENSEES WIKI] .....	97
ΕΙΚΟΝΑ 4-24: Α) ΔΙΑΤΑΞΗ ΙΝΩΝ, Β) ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΡΟΠΗΣ-ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΑΝΑ ΙΝΑ .....	99
ΕΙΚΟΝΑ 4-25: ΑΠΟΤΥΠΩΣΗ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ-ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΓΙΑ ΔΙΑΓΩΝΙΟ ΜΕΛΟΣ ΘΛΙΠΤΗΡΑ.....	100
ΕΙΚΟΝΑ 5-1: ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΕΠΙΒΟΛΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ (MATLAB) .....	105
ΕΙΚΟΝΑ 5-2: ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ (1 <sup>Η</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ-ΜΕΤΑΦΟΡΙΚΗ ΚΑΤΑ Χ) .....	107
ΕΙΚΟΝΑ 5-3: ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ (2 <sup>Η</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ-ΜΕΤΑΦΟΡΙΚΗ ΚΑΤΑ Υ) .....	108
ΕΙΚΟΝΑ 5-4: ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ (3 <sup>Η</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ-ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΠΕΡΙ ΤΟΝ Ζ).....	108
ΕΙΚΟΝΑ 5-5: ΑΠΟΔΟΣΗ ΕΞΙ ΠΡΩΤΩΝ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ FORCEBASED .....	109
ΕΙΚΟΝΑ 5-6: ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΠΟΔΟΣΗ ΕΞΙ ΠΡΩΤΩΝ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ FORCEBASED ΚΑΙ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ.....	110
ΕΙΚΟΝΑ 5-7: ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΠΟΔΟΣΗ ΕΞΙ ΠΡΩΤΩΝ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΜΕ ΚΑΘΟΡΙΣΜΕΝΟ ΜΗΚΟΣ ΠΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΡΘΡΩΣΗΣ BEAMWITHHINGES ΚΑΙ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ .....	111
ΕΙΚΟΝΑ 5-8: ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΠΟΔΟΣΗ ΕΞΙ ΠΡΩΤΩΝ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ FORCEBASED ΚΑΙ BEAMWITHHINGES ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ ΤΥΠΟΥ PILOTIS .....	112
ΕΙΚΟΝΑ 5-9: ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΠΟΔΟΣΗ ΕΞΙ ΠΡΩΤΩΝ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ ΓΥΜΝΟΥ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ FORCEBASED .....	113
ΕΙΚΟΝΑ 5-10: ΓΡΑΦΙΚΗ ΠΑΡΑΣΤΑΣΗ ΤΗΣ ΑΔΥΝΑΜΙΑΣ ΤΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΠΙΒΟΛΗΣ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΝΑ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΟΥΝ ΤΟΝ ΦΘΙΝΟΝΤΑ ΚΛΑΔΟ ΤΗΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ [ΡΕΠΑΠΗΣ, 2007].....	117
ΕΙΚΟΝΑ 5-11: ΜΕΘΟΔΟΣ NEWTON-RAPHSON ΜΕ ΕΛΕΓΧΟ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗΣ [CHATZI, 2016].....	118
ΕΙΚΟΝΑ 6-1: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑΝΟΜΩΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΚΑΤΑ ΚΑΘΟΛΙΚΟ ΑΞΟΝΑ Χ ΣΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ FORCEBEAMWITHHINGES ΠΛΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΟΤΗΤΑΣ ΥΛΙΚΟΥ .....	127
ΕΙΚΟΝΑ 6-2: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣΚΑΤΑΝΟΜΩΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΚΑΤΑ ΚΑΘΟΛΙΚΟ ΑΞΟΝΑ Υ ΣΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ FORCEBEAMWITHHINGES ΠΛΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΟΤΗΤΑΣ ΥΛΙΚΟΥ .....	128
ΕΙΚΟΝΑ 6-3: ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΤΟΜΗ ΔΙΑΤΑΞΗΣ ΔΙΑΜΗΚΩΝ ΚΑΙ ΕΓΚΑΡΣΙΩΝ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΚΑΙ ΑΠΟΔΟΣΗ ΑΠΕΡΙΣΦΙΓΚΤΩΝ ΠΕΡΙΟΧΩΝ [14]. .....	128
ΕΙΚΟΝΑ 6-4: ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟΣ ΝΟΜΟΣ ΑΠΕΡΙΣΦΙΓΚΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΑΠΟ ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΕΚΤΥΠΩΣΗ ΣΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΙΝΩΝ .....	129
ΕΙΚΟΝΑ 6-5: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑΝΟΜΩΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΚΑΤΑ ΚΑΘΟΛΙΚΟ ΑΞΟΝΑ Χ ΣΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ FORCEBEAMWITHHINGES ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΟΤΗΤΑΣ ΥΛΙΚΟΥ.....	129
ΕΙΚΟΝΑ 6-6: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑΝΟΜΩΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΚΑΤΑ ΚΑΘΟΛΙΚΟ ΑΞΟΝΑ Υ ΣΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ FORCEBEAMWITHHINGES ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΟΤΗΤΑΣ ΥΛΙΚΟΥ.....	130
ΕΙΚΟΝΑ 6-7: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑΝΟΜΩΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΚΑΤΑ ΚΑΘΟΛΙΚΟ ΑΞΟΝΑ Χ ΣΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ FORCEBASED ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΟΤΗΤΑΣ ΥΛΙΚΟΥ .....	130
ΕΙΚΟΝΑ 6-8: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑΝΟΜΩΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΚΑΤΑ ΚΑΘΟΛΙΚΟ ΑΞΟΝΑ Υ ΣΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ FORCEBASED ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΟΤΗΤΑΣ ΥΛΙΚΟΥ .....	131
ΕΙΚΟΝΑ 6-9: ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΕΙΚΟΝΑ ΦΟΡΕΑ ΓΥΜΝΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΓΙΑ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΗΝ 1 <sup>Η</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ. ....	132
ΕΙΚΟΝΑ 6-10: ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΡΟΠΩΝ - ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΩΝ ΔΟΚΩΝ 3 <sup>ΟΥ</sup> ΟΡΟΦΟΥ ΕΝΤΟΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ. ....	133
ΕΙΚΟΝΑ 6-11: ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ - ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΩΝ ΔΟΚΩΝ 3 <sup>ΟΥ</sup> ΟΡΟΦΟΥ ΕΝΤΟΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ. ....	133
ΕΙΚΟΝΑ 6-12: ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΡΟΠΩΝ ΣΤΡΟΦΩΝ ΠΕΝΤΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΤΗΣ ΙΔΙΑΣ ΚΟΛΩΝΟΣΕΙΡΑΣ .....	134
ΕΙΚΟΝΑ 6-13: ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΡΟΠΩΝ ΣΤΡΟΦΩΝ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ 3 <sup>ΟΥ</sup> ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΙ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΡΟΠΗΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ-ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ....	134
ΕΙΚΟΝΑ 6-14: ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ ΑΝΑΠΤΥΣΣΟΜΕΝΗΣ ΡΟΠΗΣ-ΣΤΡΟΦΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΡΟΠΗΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ-ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	135
ΕΙΚΟΝΑ 6-15: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ FORCEBASED, FORCEBEAMWITHHINGES ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΟΤΗΤΑΣ ΥΛΙΚΟΥ ΚΑΙ ΚΑΤΑΝΟΜΩΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΚΑΤΑ ΚΑΘΟΛΙΚΟ ΑΞΟΝΑ Χ.....	136

ΕΙΚΟΝΑ 6-16: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΥΠΟ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΚΑΤΑ ΤΗΝ 1 <sup>Η</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΠΛΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΟΤΗΤΑΣ ΥΛΙΚΟΥ .....	137
ΕΙΚΟΝΑ 6-17: ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΕΙΚΟΝΑ ΦΟΡΕΑ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΓΙΑ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΗΝ 1 <sup>Η</sup> ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ .....	138
ΕΙΚΟΝΑ 6-18: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΚΑΙ ΣΗΜΕΙΑ ΙΚΑΝΟΠΟΙΗΣΗΣ ΚΡΙΤΗΡΙΩΝ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....	138
ΕΙΚΟΝΑ 6-19: ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΔΥΝΑΜΗΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΘΛΙΠΤΗΡΑ 1 <sup>ΟΥ</sup> ΦΑΤΝΩΜΑΤΟΣ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΟΡΟΦΩΝ.....	139
ΕΙΚΟΝΑ 6-20: ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΔΥΝΑΜΗΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΘΛΙΠΤΗΡΑ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΦΑΤΝΩΜΑΤΩΝ 1 <sup>ΟΥ</sup> ΟΡΟΦΟΥ.....	139
ΕΙΚΟΝΑ 6-21: ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΔΥΝΑΜΗΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΘΛΙΠΤΗΡΑ.....	140
ΕΙΚΟΝΑ 6-22: ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΔΥΝΑΜΗΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΘΛΙΠΤΗΡΑ.....	141
ΕΙΚΟΝΑ 6-23: ΚΑΜΠΥΛΗ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΟΡΟΦΩΝ ΚΑΙ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑ ΜΕ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ FEMA-273.....	142
ΕΙΚΟΝΑ 6-24: ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ.....	143
ΕΙΚΟΝΑ 6-25: ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ.....	143
ΕΙΚΟΝΑ 6-26: ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ –ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ.....	144
ΕΙΚΟΝΑ 6-27: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ ΓΥΜΝΩΝ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ FORCEBASED, FORCEBEAMWITHHINGES ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗΣ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΟΤΗΤΑΣ ΥΛΙΚΟΥ .....	144
ΕΙΚΟΝΑ 6-28: ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΗΡΙΟΥ K60A59 ΚΑΤΑ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΡΕΠΑΠΗ [15].....	146
ΕΙΚΟΝΑ 6-29: ΤΥΠΙΚΗ ΚΑΜΠΥΛΗ ΡΟΠΩΝ ΣΤΡΟΦΩΝ ΔΥΣΜΕΝΕΣΤΕΡΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ 35x35Μ. ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. .	148
ΕΙΚΟΝΑ 6-30: ΤΥΠΙΚΗ ΚΑΜΠΥΛΗ ΡΟΠΩΝ ΣΤΡΟΦΩΝ ΔΥΣΜΕΝΕΣΤΕΡΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ 30x30Μ. ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. .	148
ΕΙΚΟΝΑ 6-31: ΤΥΠΙΚΗ ΚΑΜΠΥΛΗ ΡΟΠΩΝ ΣΤΡΟΦΩΝ ΔΥΣΜΕΝΕΣΤΕΡΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ 25x25Μ. ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. .	149
ΕΙΚΟΝΑ 6-32: ΤΥΠΙΚΗ ΚΑΜΠΥΛΗ ΡΟΠΩΝ ΣΤΡΟΦΩΝ ΤΥΠΙΚΗΣ ΔΟΚΟΥ ΣΤΗ ΣΤΗΡΙΞΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ....	149
ΕΙΚΟΝΑ 6-33: ΤΥΠΙΚΗ ΚΑΜΠΥΛΗ ΡΟΠΩΝ ΣΤΡΟΦΩΝ ΤΥΠΙΚΗΣ ΔΟΚΟΥ ΣΤΟ ΜΕΣΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ....	150
ΕΙΚΟΝΑ 6-34: ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗ ΑΚΡΑΙΩΝ ΣΗΜΕΙΩΝ ΟΛΟΚΛΗΡΩΣΗΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗΣ ΙΝΑΣ ΑΚΡΑΙΩΝ ΚΟΛΩΝΟΣΕΙΡΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟ ΝΟΜΟ ΥΛΙΚΟΥ ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ.....	151
ΕΙΚΟΝΑ 6-35: ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΑΛΥΒΑ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (MATLAB) .....	152





# 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Σε μια αμιγώς σεισμογενή χώρα όπως είναι η Ελλάδα και με αναφορά σε μια πολυετή δόμηση από ωπλισμένο σκυρόδεμα, η διερεύνηση της απόκρισης δομημάτων σχεδιασμένων και κατασκευασμένων με κανονισμούς και «ήθη» παλαιότερων χρόνων φαντάζει ιδιαίτερα χρήσιμη σε σύγκριση με τις νέες απαιτήσεις σχεδιασμού και διαστασιολόγησης.

Αυτός αποτελεί τον κύριο λόγο για τον οποίο αντικείμενο της παρούσας εργασίας και πυρήνας των ακόλουθων διερευνήσεων αποτέλεσε ένα πενταώροφο κτήριο με τυπική διάταξη και σχεδιασμό πρωτευόντων μελών και κατ' επέκταση φέροντος οργανισμού, τόσο σε κάτοψη όσο και σε όψη.

Η κατασκευή του εν λόγω κτηρίου προσανατολίζεται τη δεκαετία του 1960, γεγονός που συνεπάγεται έλλειψη αντισεισμικού κανονισμού στην Ελλάδα (Βασιλικό Διάταγμα 1959, 1<sup>ος</sup> αντισεισμικός κανονισμός 1984) καθώς και πλήρη άγνοια εννοιών όπως η πλαστιμότητα, οι παραμένουσες παραμορφώσεις σε επίπεδο αποδεκτών βλαβών και η εν γένει ελαστοπλαστική συμπεριφορά.

Παρατηρείται μια έντονη διαφορά στη λογική παλαιών και νέων κανονισμών όπου οι παλαιοί συνεπάγονταν καθαρά διαστασιολόγηση και απόκριση του δομήματος στην ελαστική περιοχή έχοντας ως βάση κάποιες πιθανοτικές παραμέτρους που επέτρεπαν ένα κανονιστικό όριο για τον καθορισμό επιπέδων αντοχής και κατ' επέκταση ασφαλείας (πιθανότητα υπέρβασης σεισμικού γεγονότος σχεδιασμού, σχεδιασμός βάσει φασμάτων απόκρισης). Πλέον, καθαρά ελαστική απόκριση απαιτείται σε κατασκευές που ορίζονται ως μεγάλης σπουδαιότητας για την κοινωνία και κατά συνέπεια δεν είναι αποδεκτή καμία ή ελάχιστα επίπεδα βλάβων.

Ο σχεδιασμός γίνεται έχοντας ως γνώση τη δυνατότητα ανελαστικής απόκρισης του κτηρίου, χωρίς το παραπάνω να συνεπάγεται μη επιδιορθώσιμες βλάβες, πόσο μάλλον βλάβες που θα οδηγούσαν σε μηχανισμό αστοχίας, μερική ή ολική κατάρρευση (σχεδιασμός βάσει σταθμών επιτελεστικότητας). Μέσα για την επίτευξη τέτοιων «πηγών» απορρόφησης ενέργειας μέσω πλαστικής παραμορφωσιμότητας (πλαστιμότητα) είναι η επιδίωξη της διαδοχικής πλαστικοποίησης μέσω ενεργοποίησης συγκεκριμένων μηχανισμών μη ψαθυρής αστοχίας, δεδομένης της υπερστατικότητας του εν λόγω δομήματος. Η συνεκτίμηση των τοιχοποιιών

πλήρωσης προσδίδει επίσης πλαστιμότητα ενώ μπορεί να προσεγγίσει καλύτερα την πραγματική συμπεριφορά των κτιρίων.

Η πραγματική όμως συμπεριφορά του κτηρίου, τόσο σε επίπεδο μέλους, όσο και σε επίπεδο φορέα ενέχει πολλά φαινόμενα μη-γραμμικότητας, τα οποία και είθισται να υπερ-απλοποιούνται με τη διαδικασία της γραμμικοποίησης και να κάνουν το δόμημα να περιγράφεται από ελαστική συμπεριφορά.

Χαρακτηριστικές μη-γραμμικότητες που αγνοούνταν στους παλιότερους κανονισμούς αλλά και στις σύγχρονες κανονιστικές πρακτικές:

- Πραγματικός ανελαστικός νόμος υλικού σκυροδέματος.
- Πραγματικός ανελαστικός νόμος υλικού χάλυβα οπλισμού.
- Παραδοχή σταθερής τέμνουσας δυσκαμψίας τόσο σε επίπεδο διατομής, όσο και σε επίπεδο φορέα, αγνοώντας την αλληλουχία μηχανισμών που οδηγούν σε μεταβολή στη δυσκαμψία μελών από ωπλισμένο σκυρόδεμα όπως είναι η ρηγμάτωση πριν την διαρροή.
- Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης και διαξονικής κάμψης που μεταβάλλει την φέρουσα ικανότητα μέλους κατά τη διάρκεια μια φόρτισης εναλλασσόμενου προσήμου και κατ' επέκταση εναλλασσόμενου επιπροσθέτου αξονικού φορτίου (θλιπτικού ή εφελκυστικού).
- Επίδραση διαθέσιμου μήκους μάτισης, ψαθυρών τρόπων αστοχίας, εξόλκευση οπλισμού.
- Επίδραση εγκάρσιων οπλισμών στην περίσφιξη έντονα αξονικά φορτισμένων μελών (υποστυλωμάτων).
- Λογική πλαστιμίου τρόπου αστοχίας και σωστής αλληλουχίας διαρροής-αστοχίας μελών με τη λογική του ικανοτικού σχεδιασμού (αστοχία δοκού από κάμψη πρό αστοχίας από διάτμηση => ικανοτικός μέλους, αστοχία δοκού-ασθενής δοκούς ισχυρό υποστυλωμα => ικανοτικός κόμβου).

## 1.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΗΡΙΟΥ

Το αντικείμενο μελέτης της παρούσας εργασίας δεν αποτελεί πραγματικό κτήριο αλλά μία τυπική στην σύλληψη, σχεδιασμό και όπλιση, καθώς και τις κατασκευαστικές πρακτικές, κατασκευή που επιλέχθηκε αρχικά ως βάση για τη διατριβή του Ρεπαπή Κ. (κτήριο K60A59, κατά κωδικοποίηση Ρεπαπή, [14]). Το υπό μελέτη κτήριο έχει μελετηθεί και κατασκευαστεί σύμφωνα με τον Κανονισμό μελετών για έργα από σκυρόδεμα του '54 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του '59. Αποτελεί μια τυπική μορφή των πολυκατοικιών από ωπλισμένο σκυρόδεμα που μελετούνταν και κατασκευάζονταν στην Ελλάδα τη δεκαετία του 1960.

Για τα δομήματα που μελετήθηκαν πριν από την δεκαετία του 1960, η βασική φόρτιση ήταν τα κατακόρυφα φορτία, ενώ δεν δινόταν ιδιαίτερη προσοχή στην έναντι οριζοντίων δράσεων φέρουσα ικανότητα της κατασκευής. Εξ άλλου, ακόμα και όταν οι πρώτοι Αντισεισμικοί Κανονισμοί επέβαλαν σχεδιασμό έναντι σεισμικών δράσεων, τα μεγέθη των συμβατικών σεισμικών φορτίων ήταν μικρά, σε σχέση με τις σημερινές τεκμηριωμένες (μέσω έρευνας και παρατήρησης) απαιτήσεις. Επιπλέον, στις παλαιότερες κατασκευές δεν ικανοποιούνται βασικές

αρχές και κριτήρια σχεδιασμού, τα οποία εξασφαλίζουν ικανοποιητική σεισμική συμπεριφορά ενώ χρησιμοποιούνταν απλοποιημένα προσομοιώματα για την ανάλυση. Συνεπώς εκτιμάται ότι τα παλιότερα κτίρια ωπλισμένου σκυροδέματος (κυρίως εκείνα που μελετήθηκαν προ του 1980) δεν έχουν εν γένει επαρκή φέρουσα ικανότητα και πλαστιμότητα για να αντισταθούν στις δυνάμεις και τις μετακινήσεις οι οποίες επιβάλλονται από ισχυρές εδαφικές διεγέρσεις.

Οι βλάβες που παρατηρήθηκαν στα κτίρια από τους πρόσφατους σεισμούς, καθώς και το γεγονός ότι η υποχρεωτική εφαρμογή του νέου Αντισεισμικού Κανονισμού [NEAK, 1995, EAK 2000] ισχύει μόνον για την τελευταία δεκαετία, οδηγούν στο συμπέρασμα κοινών αδυναμιών παλαιών κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Συγκεκριμένα, οι αδυναμίες αυτές σχετίζονται με τις ανεπαρκείς λεπτομέρειες οπλισεως, όπως είναι η μάτιση των οπλισμών των υποστυλωμάτων, η ανεπαρκής αγκύρωση του κάτω οπλισμού των δοκών στις περιοχές των στηρίξεων, καθώς και ο ανεπαρκής οπλισμός διατμήσεως στα υποστυλώματα, στις δοκούς και στους κόμβους. Χαρακτηριστικές αντοχές υλικών των δεκαετιών προ το '80 είναι ο λείος χάλυβας οπλισμού (απουσία νευρώσεων) κατηγορίας *St I* και η χαμηλή αντοχή του σκυροδέματος (που συνοδεύεται από χαμηλότερο επιβατικό μέτρο ελαστικότητας) *B160*. Τα υποστυλώματα των υφισταμένων κτιρίων είναι συχνά ευαίσθητα σε ψαθυρή αστοχία, γεγονός το οποίο ενδέχεται να οδηγήσει σε μερική ή ακόμα και ολική κατάρρευση της κατασκευής κατά την διάρκεια μίας ισχυρής σεισμικής διέγερσης.

Η προδιαστασιολόγηση του κτηρίου αυτού πραγματοποιήθηκε με τη λογική των επιτρεπομένων τάσεων. Συγκεκριμένα, τα υποστυλώματα ελέγχθηκαν σε κεντρική θλίψη υπο συνδυασμό μόνιμων και κινητών φορτίων ( $g + q$ ), με τη λογική ότι οι διατομές πρέπει να λειτουργούν σε τάση:

- Για σκυρόδεμα *B160*:  $45 - 50 \text{ kg/cm}^2$
- Για σκυρόδεμα *B225*:  $60 - 65 \text{ kg/cm}^2$

Εκτός αν απαιτούνται μεγαλύτερες διατομές λόγω κατασκευαστικών διατάξεων (γωνιακά υποστυλώματα). Για τετραγωνική διατομή υποστυλώματος, η διατομή εκτιμάται λαμβάνοντας ποσοστό οπλισμού  $\mu = 0.8\%$ , σύμφωνα με τη θεμελιώδη εξίσωση της κεντρικής θλίψης [Τάσιος, 1984]:

$$P \leq \frac{F_b}{\omega} \cdot \left( \frac{\beta_p}{3} + \frac{\mu \cdot \sigma_s}{3} \right) \rightarrow F_b \geq P \cdot \frac{\omega}{\left( \frac{\beta_p}{3} + \frac{\mu \cdot \sigma_s}{3} \right)} \rightarrow b = \sqrt{F_b} \quad (1-1)$$

Όπου  $P$  είναι η θλιπτική δύναμη,  $F_b$  είναι το εμβαδόν της διατομής του σκυροδέματος,  $\beta_p$  είναι η πρισματική αντοχή του σκυροδέματος,  $\sigma_s$  είναι η τάση διαρροής του χάλυβα,  $\omega$  είναι ο συντελεστής λυγισμού και  $\mu$  είναι το ποσοστό του οπλισμού.

- Για σκυρόδεμα *B160*:  $\frac{\beta_p}{3} = 48 \text{ kg/cm}^2$
- Για χάλυβα *St I*:  $\frac{\sigma_s}{3} = 800 \text{ kg/cm}^2$

Πίνακας 1-1: Λογική σχεδιασμού βάσει επιτρεπόμενων τάσεων για σκυρόδεμα

Σκυρόδεμα	Δοκοί		Υποστυλώματα		
	Τάση σκυροδέματος $\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Τάση 20% αυξημένη λόγω σεισμού (kg/cm <sup>2</sup> )	Τάση σκυροδέματος $\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Τάση 20% αυξημένη λόγω σεισμού (kg/cm <sup>2</sup> )	Πρισματική αντοχή σκυροδέματος $\beta_p$ (kg/cm <sup>2</sup> )
<b>B160</b>	60	72	70	84	144
<b>B225</b>	80	96	90	108	195

Πίνακας 1-2: Λογική σχεδιασμού βάσει επιτρεπόμενων τάσεων για χάλυβα οπλισμού

Χάλυβας	Τάση χάλυβα $\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Τάση 20% αυξημένη λόγω σεισμού (kg/cm <sup>2</sup> )	Τάση διαρροής χάλυβα $\beta_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )
<b>St I</b>	1400	1680	2400
<b>St III</b>	2200	2640	4200

Οι διαστάσεις των διατομών μειώνονται καθ' ύψος του κτηρίου. Με σκοπό την επιλογή οικονομικότερης λύσης, όπως συνηθιζόταν την εποχή εκείνη. Έτσι, στα πενταώροφα κτήρια, οι διατομές μειώνονται σε κάθε όροφο, μέχρι την ελάχιστη διατομή, συνήθως στον 2<sup>ο</sup> όροφο και άνω.

Το στατικό σύστημα χαρακτηρίζεται από καθαρή πλαισιακή λειτουργία με πλήρη απουσία τοιχώματων, τόσο στην περίμετρο, όσο και στον πυρήνα του κτηρίου, που θα εξασφάλιζαν μια καλή διατμητική παραλαβή των σεισμικών εντάσεων (ενδεκνυόμενος τρόπος) και μια επαρκή δυστρεψία του συστήματος σε περίπτωση θεώρησης προσβολής της μάζας του κτηρίου καθ' ύψος με κάποια εκκεντρότητα, είτε στην περίπτωση μη κανονικότητας σε κάτοψη που γεννά στρεπτικές εντάσεις κατά την παραλαβή της έντασης. Ακόμα, οι Κανονισμοί τότε δεν προέβλεπαν ικανοτικό έλεγχο, ούτε λήψη κατασκευαστικών μέτρων για την επίτευξη πλαστιμότητας στα δομικά τους στοιχεία, όπως επιβάλλονται από τον ΕΑΚ. Παρόλαυτα, τα κτήρια αυτά έχουν και πλεονεκτήματα σε σχέση με τα σύγχρονα οπότε αντισταθμίζονται τα προαναφερθέντα μειονεκτήματα. Τα υποστυλώματα στις κατασκευές αυτές είναι πυκνά τοποθετημένα (κάναβος), οι τοιχοποιίες πλήρωσης κυρίως οι περιμετρικές είναι καλά κατασκευασμένες (πρακτικά μονολιθική σύνδεση αυτών με τον ΦΟ), ενώ λόγω του χρόνου που έχει παρέλθει από την κατασκευή τους, το σκυρόδεμα έχει φτάσει την πλήρη αντοχή του. Το υπό μελέτη κτήριο αποτελείται από πέντε ορόφους, μικτού ύψους 3.0m. Έχει τέσσερα ίσα ανοίγματα κατά την επιμήκη διεύθυνση (εφεξής x-x) και τρία από την εγκάρσια διεύθυνση (εφεξής y-y). Το θεωρητικό (αξονική απόσταση υποστυλωμάτων – βήμα κανάβου) μήκος κάθε ανοίγματος είναι 3.5m. Όλες οι πλάκες έχουν πάχος 12cm.

Όλα τα πλαίσια του κτηρίου διαστασιολογημένα για σεισμικό συντελεστή  $\varepsilon = 0.04$  (Ζώνη I), έχουν τετραγωνικά υποστυλώματα 35/35 στο ισόγειο της κατασκευής, τα οποία μειώνονται σε 30/30 στον 1<sup>ο</sup> όροφο και στη συνέχεια μειώνονται ακόμα παραπάνω σε 25/25 στους υπόλοιπους ορόφους, εκτός από τα γωνιακά υποστυλώματα τα οποία παραμένουν 30/30.

Σε όλα τα κτήρια, το ποσοστό οπλισμού στο ισόγειο κυμαίνεται μεταξύ 1.1% της διατομής, 1.4% στον 1<sup>ο</sup> όροφο, ποσοστό το οποίο αυξάνεται σε 2.1% στον 2<sup>ο</sup> όροφο λόγω της μείωσης

των διαστάσεων των υποστυλωμάτων στο ελάχιστο (25/25). Στους δύο ανώτερους ορόφους, ο οπλισμός στα υποστυλώματα είναι ο ελάχιστος επιτρεπόμενος (4Ø14 σε υποστυλώματα 25/25).

Η διάμετρος του διατμητικού οπλισμού των υποστυλωμάτων είναι 8mm ανά 25cm στους κατώτερους ορόφους, και ανά 40cm στους ανώτερους ορόφους.

Οι δοκοί του κτηρίου έχουν διαστάσεις 20/50. Επισημαίνεται η χρήση κεκαμμένων ράβδων στις δοκούς (οι μισές ράβδοι εφελκόμενου οπλισμού των ανοιγμάτων των δοκών κάμπτονται προς τα πάνω στις περιοχές των στηρίξεων) γενικά, οι δοκοί είναι ελαφρά οπλισμένες με ποσοστά οπλισμού της τάξης του 0.4%. ο σχεδιασμός τους έγινε με παραδοχή συνεργαζόμενου πλάτους [κατά τον Κανονισμό Ω/Σ 1954, Άρθρο 57]:

- $b_{ef} = 12d + b_0$  για εσωτερικές δοκούς (1-2)

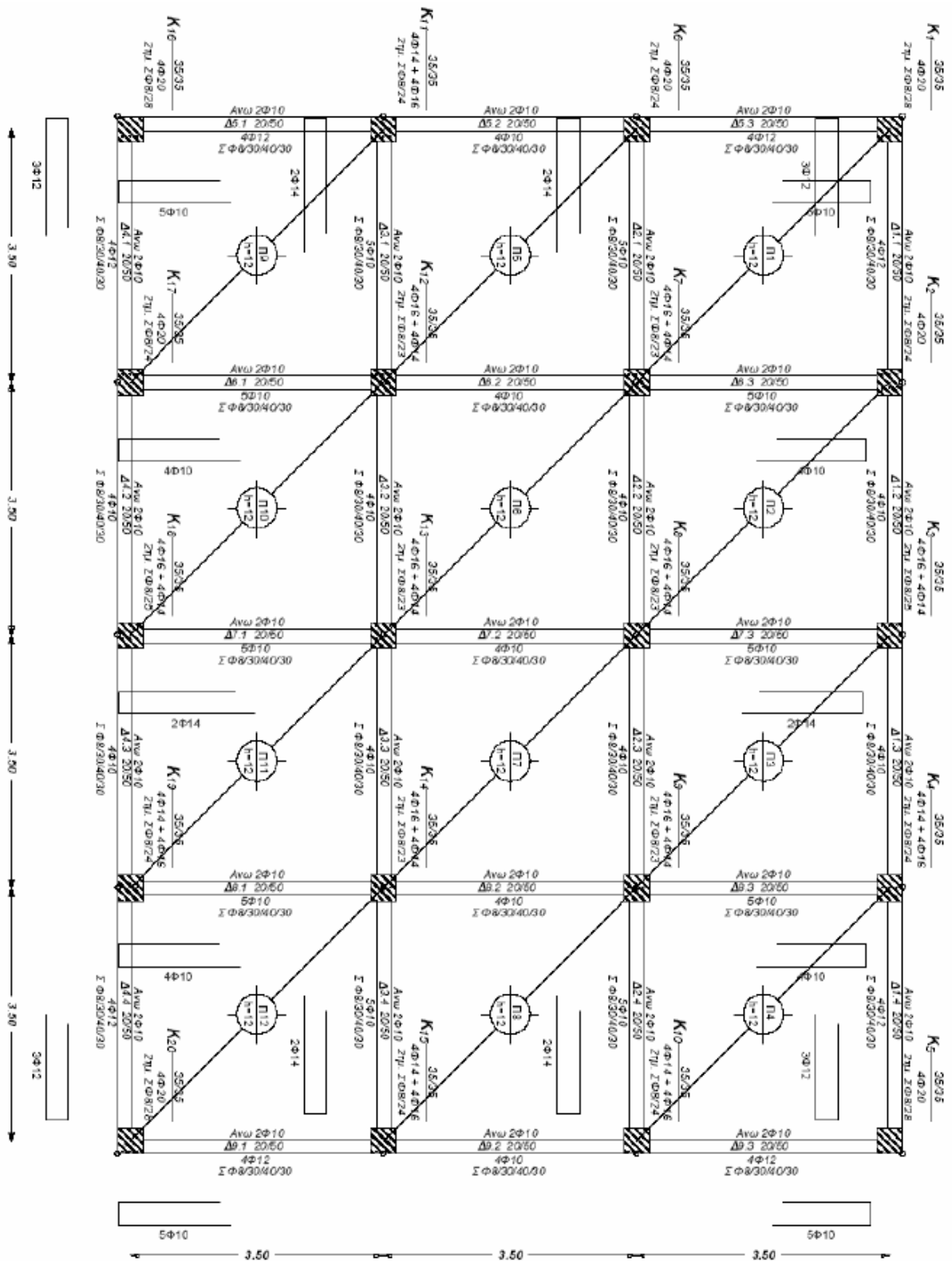
- $b_{ef} = 4.5d + b_0$  για περιμετρικές δοκούς (1-3)

Όπου  $d$  το πάχος της πλάκας και  $b_0$  το ελάχιστο πλάτος της διατομής της δοκού.

Η θεμελίωση κατά τους τότε κατασκευαστικούς και μελετητικούς κανόνες αποτελείται από μεμονωμένα πέδιλα συνδεδεμένα με συνδετήριες δοκούς. Κατά την προσομοίωση του κτηρίου οι στηρίξεις στο έδαφος θεωρούνται εξιδανικευμένα ως πλήρεις πακτώσεις (δέσμευση όλων των βαθμών ελευθερίας) γεγονός που οφείλει να διασταυρώνεται με το είδος του εδάφους καθώς μαλακότερο έδαφος συνεπάγεται ένα βαθμό παραμορφωσιμότητας της βάσης οπότε και ανάγκη διερεύνησης της αλληλεπίδρασης του εδάφους με την κατασκευή και των τυχών ανακατανομών στις εντάσεις μεταξύ των δομικών στοιχείων που παραλαμβάνουν τη σεισμική φόρτιση.

Πίνακας 1-3: Διατομές δοκών και υποστυλωμάτων εξεταζόμενου κτηρίου δεκαετίας '60

Κτήριο	Δοκοί	Υποστυλώματα				
		1 <sup>ος</sup>	2 <sup>ος</sup>	3 <sup>ος</sup>	4 <sup>ος</sup>	5 <sup>ος</sup>
<b>K60A59</b>	20/50	35/35	30/30	25/25	25/25	25/25



Εικόνα 1-1: Ξυλότυπος τυπικού ορόφου κτηρίου υπό εξέταση. Επίλυση με το λογισμικό Fespa. [Ρεπαπής, 2007]

### 1.3 ΣΤΟΧΟΣ

Άξονα ανάπτυξης και οργάνωσης της παρούσας εργασίας αποτέλεσε η πορείας αποτίμησης υφιστάμενων κατασκευών κατά τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Για το λόγο αυτό παρατίθεται στο Κεφάλαιο 2 η συλλογιστική πορεία του κανονισμού για την αντιμετώπιση υφιστάμενων δομημάτων, ο στόχος αποτίμησης καθώς και οι βασικότερες διατάξεις που αφορούν την παρούσα εργασία και θεμελιώνουν τμήματα των παραμέτρων της ανάλυσης που εξετάστηκαν στην πορεία της ανάλυσης.

Η ροή της παραπάνω πορείας διακόπτεται συνεχώς με σκοπό την ανάλυση επιμέρους παραμέτρων που επηρεάζουν λιγότερο ή περισσότερο το αποτέλεσμα της αποτίμησης. Επιγραμματικά κάποιες από αυτές τις παραμέτρους είναι:

- Επιλογή προσομοιώματος.
- Θεωρία μη γραμμικότητας πεπερασμένων στοιχείων. Μοντέλα συγκεντρωμένης πλαστιμότητας και μοντέλα κατανεμημένης πλαστιμότητας.
- Καταστατικός νόμος ωπλισμένου σκυροδέματος.
- Υπολογισμός ιδιοτήτων μη γραμμικής απόκρισης μέλους.
- Διατμητική αντοχή μελών, συνεισφορά του σκυροδέματος υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση και στην μετελαστική περιοχή, αγκύρωση των συνδετήρων.
- Μήκος πλαστικής άρθρωσης.
- Μη γραμμική στατική ή δυναμική ανάλυση.
- Κατανομή στατικά επιβαλλόμενης φόρτισης.
- Συνδυασμοί σεισμικών φορτίσεων (τριασδιάστατο προσομοίωμα κι επιρροή φορτίου δύο διευθύνσεων – αθέμητη εκκεντρότητα).
- Ύπαρξη τοιχοπληρώσεων, διάταξη τοιχοπληρώσεων, αντοχή ισοδύναμου θλιπτήρα, διαμόρφωση στατικού συστήματος pilotis, έκταση λοξών θλιπτήρων, σφήνωμα τοίχου.





## 2 ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ

### 2.1 ΓΕΝΙΚΑ

Σημαντικός σταθμός στην εξέλιξη του αντισεισμικού σχεδιασμού και βάση των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών υπήρξε η πλάστιμη συμπεριφορά των δομικών στοιχείων και κατ' επέκταση των κατασκευών.

Κατά την δεκαετία του '60, περίοδο μέχρι την οποία οι κανονισμοί υιοθετούσαν την ελαστική αντιμετώπιση κατά το σχεδιασμό των κατασκευών, μετά την εμφάνιση και χρήση των ψηφιακών υπολογιστών, έγιναν πολύ ακριβείς υπολογισμοί φασμάτων απόκρισης με βάση αξιόπιστα επιταχυνσιογραφήματα ισχυρών σεισμών. Από τη μελέτη των στοιχείων αυτών προέκυψε ότι οι αναπτυσσόμενες σεισμικές δυνάμεις μπορεί να είναι 3-4 φορές μεγαλύτερες από τις δυνάμεις σχεδιασμού. Αυτό σημαίνει εκτεταμένη είσοδο της κατασκευής στην πλαστική περιοχή συμπεριφοράς, μεγάλες πλαστικές (ανελαστικές) παραμορφώσεις και συνακόλουθες βλάβες σε φέροντα και μη φέροντα στοιχεία, όπως άλλωστε παρατηρείται έπειτα από ισχυρούς σεισμούς [14].

Ως κεντρικό σημείο αναφοράς του αντισεισμικού σχεδιασμού είναι η επιδίωξη πλάστιμης συμπεριφοράς και η αποφυγή ψαθυρής αστοχίας, πράγμα που συνεπάγεται την ανάλυση της μη γραμμικής απόκρισης του κτιρίου υπό στατική και δυναμική καταπόνηση. Αντίθετα, στους παλαιότερους κανονισμούς οι έννοιες της πλαστιμότητας και του ικανοτικού σχεδιασμού ήταν «άγνωστες». Γί αυτό και η προσομοίωση του σεισμού γινόταν μέσω μιας οριζόντιας φόρτισης σε ένα εξαιρετικά απλοποιημένο ελαστικό προσομοίωμα και η διαστασιολόγηση βάσει επιτρεπομένων ελαστικών τάσεων. Δεν εξεταζόταν καθόλου η φύση του σεισμού και η πραγματική συμπεριφορά του φορέα σε προχωρημένο στάδιο καταπόνησης και αυτό είχε ως αποτέλεσμα τα υφιστάμενα κτίρια (ιδιαίτερα αυτά που βρίσκονται σε περιοχές υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας) να κρίνονται τουλάχιστον ανεπαρκή να παραλάβουν τα σεισμικά φορτία.

### 2.2 ΕΛΑΣΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

Κατά τους πρώτους Αντισεισμικούς Κανονισμούς, ο σχεδιασμός των κατασκευών γινόταν έναντι οριζοντίων φορτίσεων ανάλογων προς την μάζα του κτιρίου. Η συνολική σεισμική

δύναμη,  $V_{design}$ , λαμβανόταν ίση με μικρό ποσοστό (4 έως 10%) του συνολικού βάρους  $W$  του κτιρίου, ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, την ποιότητα του εδάφους κλπ.

$$V_{design} = (4 - 10\%) \cdot W \quad (2-1)$$

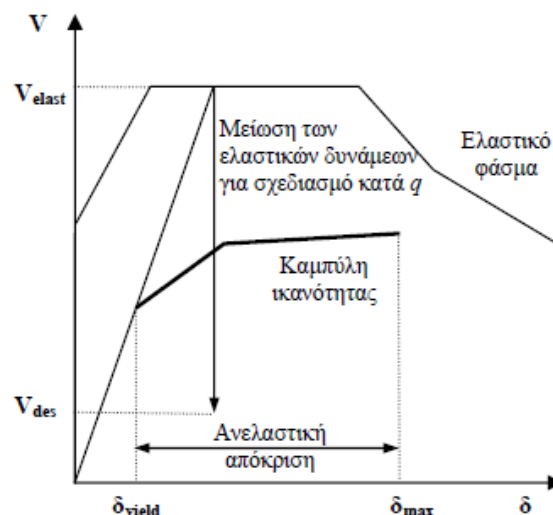
Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών γινόταν μέσω ελαστικής ανάλυσης. Οι αβεβαιότητες και ως προς την σεισμική δράση και ως προς την σεισμική ικανότητα της κατασκευής επιδιωκόταν να καλυφθούν μέσω ενιαίων συντελεστών ασφαλείας.

Αρχικώς, οι σεισμικές δυνάμεις εφαρμόζονταν με ομοιόμορφη κατανομή καθ' ύψος του κτιρίου. Εξέλιξη σε σχέση με τους πρώτους Αντισεισμικούς Κανονισμούς αποτελούσε η υιοθέτηση ανεστραμμένης τριγωνικής κατανομής των δυνάμεων, καθώς και η ανάλυση των κτιρίων στον χώρο (χωρικά πλαίσια). Στην Ελλάδα, μετά τους σεισμούς των Αλκυονίδων (1981), στην τροποποίηση του παλαιού Κανονισμού [Πρόσθετα Άρθρα, 1984], εισάγονται κανονιστικές διατάξεις για την εξασφάλιση πλαστιμότητας των στοιχείων μέσω περισφιγξης, μια απλοποιημένη μορφή ικανοτικού ελέγχου κόμβου, καθώς και κατασκευαστικές διατάξεις πλησιέστερες προς τις σύγχρονες απόψεις. Αυτοί οι Κανονισμοί εφαρμόστηκαν στην χώρα μας μέχρι τις αρχές της δεκαετίας του 1990. Τα βασικότερα μειονεκτήματα αυτών των Κανονισμών ήταν η ελάχιστη γνώση της αναμενόμενης σεισμικής δράσης και η αγνόηση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς του κτιρίου.

Για τον υπολογισμό της σεισμικής δύναμης σχεδιασμού γίνεται μείωση του ελαστικού φάσματος μέσω του δείκτη συμπεριφοράς  $q$ , ο οποίος εξαρτάται κυρίως από την πλαστιμότητα και την υπεραντοχή του κτιρίου (Εικόνα 2-1). Η ανάλυση παραμένει ελαστική με επιβαλλόμενες δυνάμεις ίσες με

$$V_{design} = V_{elastic} / q \quad (2-2)$$

Οι τιμές του δείκτη συμπεριφοράς  $q$  είναι εν πολλοίς εμπειρικές, εξαρτώνται από τις ιδιότητες της κατασκευής και της σεισμικής διέγερσης και εκφράζουν την ικανότητα της κατασκευής να συμπεριφερθεί ανελαστικά.



Εικόνα 2-1: Λογική απομείωσης απαίτησης ελαστικού φάσματος Ευρωκώδικα [Ρεπαπής, 2007]

Επιπλέον, επιβάλλεται ικανοτικός σχεδιασμός για την αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας, καθώς και για την αποφυγή δημιουργίας μηχανισμού ορόφου. Τούτο επιτυγχάνεται με

κατάλληλο σχεδιασμό των υποστυλωμάτων, ώστε να είναι ισχυρότερα από τις δοκούς που συντρέχουν σε κάθε κόμβο. Εξ άλλου, αποφεύγεται υπολογιστικώς και η διατμητική αστοχία, μέσω κατάλληλης αύξησης της διατμητικής αντοχής των μελών, ώστε να προηγείται η καμπτική τους αστοχία. Κατά τον σχεδιασμό, επιδιώκεται ο προκαθορισμός του μηχανισμού πλαστικής παραμόρφωσης, δηλαδή επιλέγονται οι θέσεις πιθανής εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων μέσω κατάλληλης υπερδιαστασιολόγησης των άλλων περιοχών όπου επιθυμείται ελαστική συμπεριφορά.

## 2.3 ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ

### 2.3.1 Μηχανισμός Ορόφου

Οι Priestley and Calvi [1991] προτείνουν έναν δείκτη για τον καθορισμό της πιθανότητας να αναπτυχθεί μηχανισμός ορόφου κατά την διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης:

$$S_p = \frac{\sum_{i=1}^j (\sum M_{B_{n,i}})}{\sum_{i=1}^j (\sum M_{C_{n,i}})} \quad (2-3)$$

όπου  $\sum M_{B_{n,i}}$  είναι το άθροισμα των ροπών αντοχής των δοκών εκατέρωθεν του κόμβου  $i$ , του ορόφου  $n$ , και  $\sum M_{C_{n,i}}$  είναι το άθροισμα των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων πάνω και κάτω από τον κόμβο  $i$ , του ορόφου  $n$ . Για την αποφυγή αβεβαιοτήτων των ιδιοτήτων των υλικών και για να ληφθούν υπόψη οι υψηλότερες ιδιομορφές, θεωρείται ότι υπάρχει αυξημένη πιθανότητα να αναπτυχθεί μηχανισμός ορόφου στην περίπτωση που ο δείκτης πιθανότητας ανάπτυξης μηχανισμού ορόφου είναι  $S_p > 0.85$ , ενώ στην περίπτωση ακανονικών κτιρίων θα πρέπει να θεωρηθεί ακόμα χαμηλότερη τιμή του συντελεστή.

### 2.3.2 Διατμητικός Οπλισμός Μελών – Ικανοτικός Έλεγχος Τέμνουσας

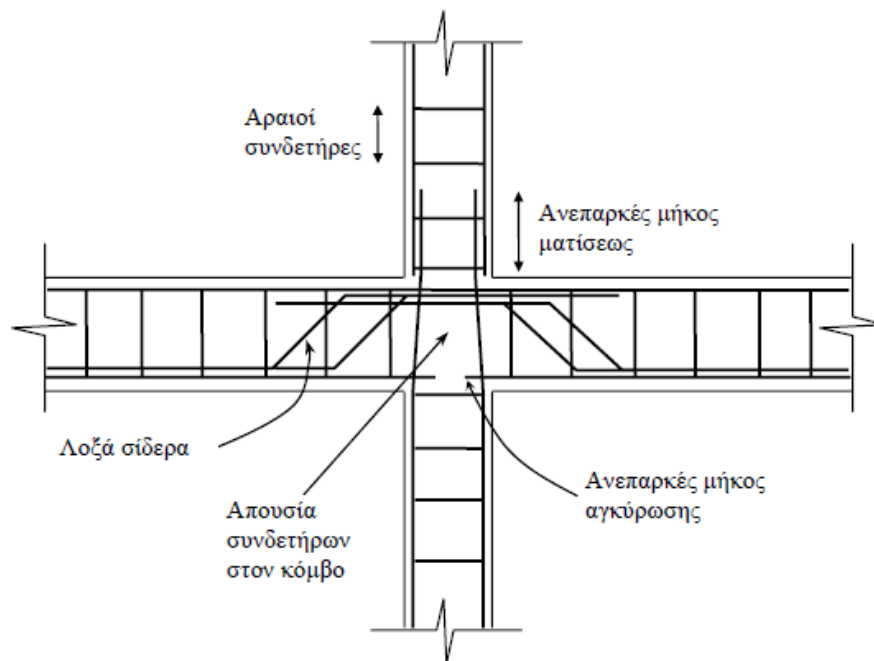
Ο απαιτούμενος διατμητικός οπλισμός σε δοκούς και υποστυλώματα έναντι σεισμού υπολογιζόταν βάσει των τεμνουσών δυνάμεων που προέκυπταν από γραμμική ελαστική ανάλυση του κτιρίου, το οποίο υποβαλλόταν σε οριζόντιες δυνάμεις. Οι δυνάμεις αυτές ήταν πολύ μικρότερες από αυτές που απαιτούνται από τους σύγχρονους Κανονισμούς. Αποτέλεσμα αυτού ήταν η τοποθέτηση συνδετήρων ανά μεγάλες σχετικώς αποστάσεις κατά μήκος του στοιχείου. Στις δοκούς, μέρος της τέμνουσας αναλαμβάνεται από τον κάτω διαμήκη οπλισμό, ο οποίος κάμπτεται στην περιοχή των στηρίξεων.

Μία μορφή ικανοτικού ελέγχου έναντι τέμνουσας εισήχθη για πρώτη φορά στα Πρόσθετα Άρθρα του Αντισεισμικού Κανονισμού [1984]. Επομένως, τα μέλη έχουν μελετηθεί και κατασκευασθεί σύμφωνα με παλιότερους Κανονισμούς, είναι περισσότερο τρωτά έναντι διατμητικών αστοχιών, οι οποίες αναμένονται να συμβούν πριν από την ανάπτυξη πλήρους καμπτικής αντοχής των στοιχείων υπό σεισμικές δράσεις.

### 2.3.3 Μάτιση Οπλισμού στα Υποστυλώματα

Ο σχεδιασμός των παλαιότερων κατασκευών ελεγχόταν κυρίως από τα φορτία βαρύτητας, εξαιτίας του γεγονότος ότι οι συμβατικές οριζόντιες δυνάμεις σχεδιασμού ήταν σχετικά μικρές. Κατά συνέπεια, τα υποστυλώματα θεωρούνται ως κυρίως θλιβόμενα στοιχεία και οι ματίσεις των διαμήκων ράβδων ήταν ανεπαρκείς μήκους για να επιτρέψουν την ανάπτυξη διαρροής των ράβδων σε εφελκυσμό. Το πρόβλημα επιτείνεται από την ανεπαρκή περίσφιγξη στην περιοχή της μάτισης. Η τυπική πρακτική κατασκευής είναι η μάτιση να γίνεται αμέσως πάνω

από την πλάκα του ορόφου, όπως φαίνεται στην Εικόνα 2-2. Εξαιτίας της περιορισμένης δυνατότητας του οπλισμού στην μάτιση να αναλάβει εφελκυστικές δυνάμεις, η διατομή στην βάση του υποστυλώματος διαθέτει περιορισμένη ικανότητα ανάληψης εφελκυσμού λόγω κάμψης. Οι διατομές στην βάση των υποστυλωμάτων είναι περιοχές μέγιστης ροπής και πιθανής πλαστικής άρθρωσης, όπου αναμένεται να συμβεί απορρόφηση ενέργειας κατά την διάρκεια του σεισμού. Μία πρώιμη αστοχία σε αυτές τις περιοχές δεν είναι επιθυμητή, καθώς αναμένεται να μειώσει την αντίσταση έναντι οριζοντίων δράσεων, καθώς και την ικανότητα του πλαισίου να απορροφά ενέργεια.



Εικόνα 2-2: Λεπτομέρεια όπλισης πλαισίων δεκαετίας 1960 [Ρεπαπή, 2007]

### 2.3.4 Ανεπαρκής Αγκύρωση Κάτω Οπλισμού των Δοκών

Όπως προαναφέρθηκε, βάσει των παλαιών Κανονισμών τα φορτία βαρύτητας συνήθως ήταν καθοριστικά για τον σχεδιασμό των κτιρίων. Έτσι, θετικές καμπτικές ροπές στα άκρα των δοκών δεν προβλέπονταν από τον σχεδιασμό. Ο διαμήκης οπλισμός των ανοιγμάτων καμπτόταν κατά το ήμισυ προς το άνω πλέγμα, ώστε να συμμετέχει στην ανάληψη τέμνουσας. Το μέρος του οπλισμού που παρέμενε ευθύ ακυρωνόταν μέσα στον κόμβο με ανεπαρκές συνήθως μήκος. Ωστόσο, κατά την διάρκεια ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων, τα άκρα των δοκών υποβάλλονται σε μεγάλες παραμορφώσεις, με αποτέλεσμα να εμφανίζονται θετικές ροπές στα άκρα και ο διαμήκης οπλισμός των ανοιγμάτων να ευρίσκεται υπό εφελκυσμό κοντά στις στηρίξεις. Η ανεπαρκής αγκύρωση αυτού του οπλισμού των δοκών μέσα στον κόμβο δεν επιτρέπει την ανάπτυξη της απαιτούμενης τάσεων συνάφειας.

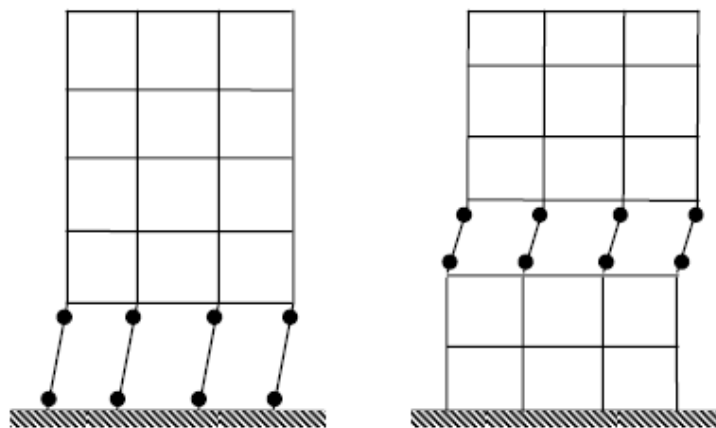
### 2.3.5 Κόμβοι

Ο ρόλος των κόμβων είναι η σύνδεση και εξασφάλιση πλήρους ενεργοποίησης στα συντρέχοντα στοιχεία, καθώς και η μεταφορά των δυνάμεων που αναπτύσσονται στις δοκούς και στα υποστυλώματα. Κατά συνέπεια, επαρκής αντοχή των κόμβων είναι σημαντική για την ανάπτυξη της πλήρους ικανότητας των μελών του πλαισίου. Οι κόμβοι, λόγω γεωμετρίας, είναι ευαίσθητοι σε διάτμηση και απαιτείται οπλισμός διατμήσεως για την αποφυγή ψαθυρής

αστοχίας. Τα θέματα αυτά αντιμετωπίζονται για πρώτη φορά στα Πρόσθετα Άρθρα του Αντισεισμικού Κανονισμού [1984]. Οι κόμβοι στις προ των Προσθέτων Άρθρων κατασκευές ήταν συνήθως άοπλοι (χωρίς οριζόντιο οπλισμό) (Εικόνα 2-2).

#### Ικανοτικός Έλεγχος Κόμβου – Μαλακός όροφος

Εξαιτίας του τρόπου σχεδιασμού και όπλισης των παλαιότερων κατασκευών, είναι πολύ πιθανόν οι δοκοί να έχουν μεγαλύτερη αντίσταση έναντι οριζοντίων δράσεων από τα υποστυλώματα. Έτσι, είναι πιθανόν να εμφανίσουν τον μηχανισμό ισχυρής δοκού – ασθενούς υποστυλώματος όπως φαίνεται στο Εικόνα 2-3 (α). Αυτός ο μηχανισμός είναι ανεπιθύμητος, δεδομένου ότι η αστοχία των υποστυλωμάτων σε ένα συγκεκριμένο όροφο είναι πολύ πιθανό να προκαλέσει αστοχία ολόκληρου του κτιρίου. Αυτό το ενδεχόμενο είναι περισσότερο πιθανό στο ισόγειο του κτιρίου, το οποίο ήταν συχνά αυξημένου ύψους. Καθώς, στο ισόγειο εμφανίζεται η μεγαλύτερη σχετική μετακίνηση, αναμένεται εκεί συγκέντρωση της απαίτησης παραμορφώσεων και ανελαστικής συμπεριφοράς κατά την διάρκεια του σεισμού (Εικόνα 2-3 (β)). Ο ίδιος μηχανισμός (μαλακού ορόφου) μπορεί να εμφανιστεί στην περίπτωση της πιλοτής, δηλαδή σε εν γένει τοιχοπληρωμένα κτίρια, στα οποία ένας όροφος είναι γυμνός ή έχει μειωμένη παρουσία τοίχων πληρώσεως.



Εικόνα 2-3: Ανεπιθύμητοι μηχανισμοί αστοχίας για πλαίσιακές κατασκευές υπό οριζόντιες δράσεις, α) Ισχυροί δοκοί – ασθενή υποστυλώματα, β) Μαλακός όροφος [Ρεπαπής, 2007]

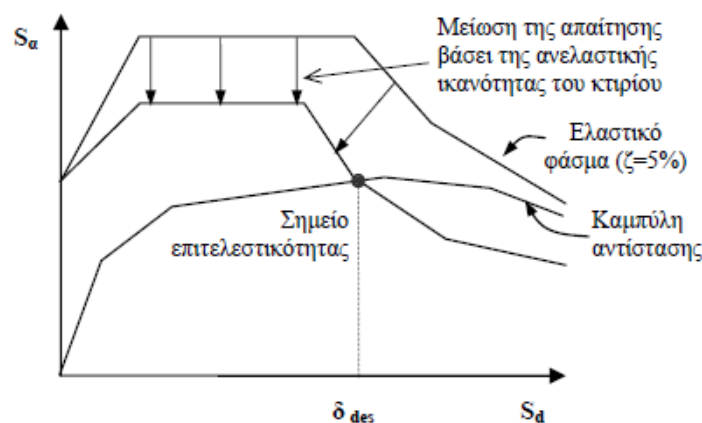
#### Ικανοτικός έλεγχος

Στα συνήθη κτίρια, οι δοκοί είναι τα μέλη που επιλέγονται για την απορρόφηση της ενέργειας. Οι διαστάσεις των δοκών και η όπλισή τους επιλέγονται έτσι ώστε η αντοχή τους έναντι κάμψης στις αναμενόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων να είναι όσο το δυνατόν πλησιέστερα στις απαιτούμενες ροπές. Η αντοχή σε κάμψη των υπολοίπων περιοχών των δοκών επιλέγεται ώστε να εξασφαλίζει ότι δεν θα σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις σε περιοχές όπου δεν έχουν προβλεφθεί ειδικές λεπτομέρειες όπλισης για πλαστιμότητα.

Αντιθέτως, για τον σχεδιασμό των υποστυλωμάτων έναντι κάμψης, καθορίζεται η μέγιστη δυνατή ροπή που μπορεί να αναπτυχθεί στο υποστυλώμα. Η ροπή αυτή υπολογίζεται βάσει της καμπτικής υπεραντοχής των δοκών που συντρέχουν στον κόμβο. Η ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων σε κάθε κόμβο πρέπει να είναι μεγαλύτερη των ροπών αντοχής των δοκών. Έτσι, η αστοχία εξαναγκάζεται να προηγηθεί στις δοκούς και όχι στα υποστυλώματα. Η υπολογιστική ικανοτική ροπή υποστυλώματος προσαρμόζεται με τις απαιτούμενες αντοχές, για να εξασφαλίσει την επίτευξη ιεραρχίας ασθενούς δοκού – ισχυρού υποστυλώματος.

## 2.4 ΣΥΓΧΡΟΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ – ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΩΝ

Δεδομένων των δυσκολιών σεισμικής αποτίμησης με τις παραδοσιακές μεθόδους, καθώς και του δυσβάστακτου κόστους το οποίο θα συνεπαγόταν η προσεισμική ενίσχυση μεγάλου πλήθους κτιρίων, παρατηρείται μία μεταβολή στην λογική αποτίμησης. Υιοθετείται η μέθοδος των σταθμών επιτελεσματικότητας, μέσω των οποίων είναι δυνατή η επιλογή κατάλληλης στάθμης ανάλογα με την ηλικία και την σπουδαιότητα του κτιρίου. Επίσης, η νέα προσέγγιση επιτρέπει στον μελετητή να λάβει υπόψη δευτερεύοντα στοιχεία αντίστασης και απορρόφησης ενέργειας, τα οποία αγνοούνται κατά τον σχεδιασμό των νέων κατασκευών. Έτσι, λαμβάνεται υπόψη ευεργετική συμβολή μη- φερόντων στοιχείων, όπως είναι η τοιχοποιία πληρώσεως, στην αντοχή και την δυσκαμψία της κατασκευής, καθώς και η ανακατανομή των δυνάμεων εξαιτίας της μη γραμμικότητας. Επιπροσθέτως, τα μέλη της κατασκευής επιτρέπεται να αναπτύξουν μεγάλες μόνιμες παραμορφώσεις, αρκεί να διατηρήσουν την φέρουσα ικανότητα τους έναντι κατακορύφων φορτίων και η γενική ευστάθεια του φορέα να μην επηρεάζεται από πλευρικό μηχανισμό κατάρρευσης.



Εικόνα 2-4: Ανεπιθύμητοι μηχανισμοί αστοχίας για πλαίσιακές κατασκευές υπό οριζόντιες δράσεις

## 2.5 Η ΕΝΝΟΙΑ ΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ

Με τον όρο πλαστιμότητα εννοείται γενικά η ικανότητα ενός στοιχείου ή συστήματος να παραμορφώνεται πέραν της ελαστικής περιοχής χωρίς ουσιαστική μείωση της αντοχής. Η πλαστιμότητα είναι η ιδιότητα που χαρακτηρίζει τη μετελαστική συμπεριφορά του δομικού στοιχείου ή συστήματος. Οι δύο άλλες ιδιότητες, δυσκαμψία και αντοχή χαρακτηρίζουν την ελαστική απόκριση και τα όρια ελαστικής και της μετελαστικής απόκρισης αντίστοιχα.

Ποσοτικά η πλαστιμότητα αποδίδεται ως ο λόγος της συνολικής ικανότητας για παραμόρφωση ενός στοιχείου, ελαστικής και ανελαστικής, προς την αντίστοιχη μέγιστη ελαστική παραμόρφωση. Ως μέγιστη ελαστική παραμόρφωση λαμβάνεται συνήθως η παραμόρφωση στο τέλος της ελαστικής περιοχής, που συμπίπτει με την έναρξη διαρροής του εφελκόμενου χάλυβα [29].

Η ικανότητα του φορέα (πλαστιμότητα) επιτρέπει τη μείωση της υπολογιστικής σεισμικής δράσης σε ένα κλάσμα ( $1/q$ ) εκείνης της που αντιστοιχεί σε ελαστική απόκριση, με αποτέλεσμα η προκύπτουσα οικονομική επιβάρυνση από τον αντισεισμικό σχεδιασμό να περιορίζεται σε λογικό ύψος. Παράλληλα, αμβλύνει τις συνέπειες των ποικίλων αβεβαιοτήτων του αντισεισμικού σχεδιασμού (βλέπε παραπάνω). Για να εξασφαλιστεί πλαστική συμπεριφορά

επιβάλλεται ικανοτικός σχεδιασμός που συνεπάγεται έναν ελάχιστο βαθμό τοπικής πλαστιμότητας (κατάλληλη περίσφιξη σκυροδέματος) [3].

Για να ελαχιστοποιηθούν οι κύριες βλάβες (αναφορά σε οικονομικότητα κατά τον ΕΑΚ), και να εξασφαλιστεί η επιβίωση των κτιρίων με μέτρια αντίσταση σε οριζόντιες φορτίσεις (σεισμός), οι κατασκευές πρέπει να είναι ικανές να διατηρούν υψηλό ποσοστό της αρχικής αντοχής τους όταν ένας σεισμός επιβάλλει μεγάλες παραμορφώσεις, ενδεχομένως πέρα από το όριο ελαστικότητας. Η αντίσταση των κατασκευών στη μετελαστική περιοχή (πλαστιμότητα) περιλαμβάνει την ικανότητα της κατασκευής να υπομένει μεγάλες παραμορφώσεις απορροφώντας ενέργεια μέσω υστερητικής συμπεριφοράς [8].

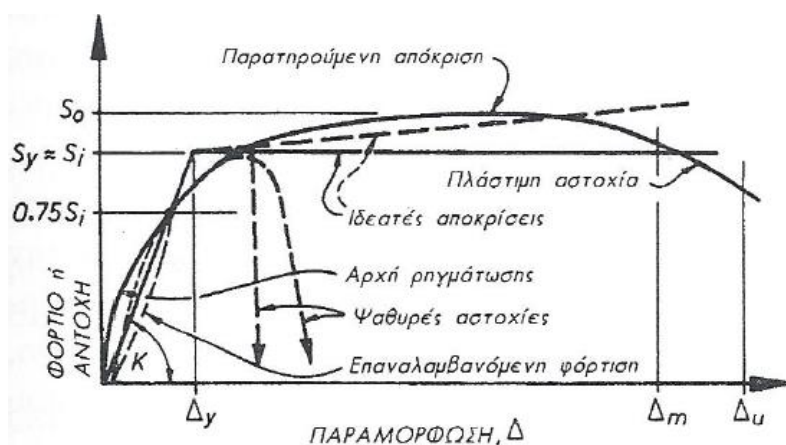
Η πλαστιμότητα ορίζεται από το λόγο της συνολικής μετατόπισης που επιβάλλεται σε οποιαδήποτε στιγμή, προς αυτή που επιβάλλεται κατά την έναρξη της διαρροής  $\Delta_y$ . Εκφράζεται ως :

$$\mu = \Delta / \Delta_y > 1 \quad (2-4)$$

Η ιδιότητα αυτή μπορεί να αναχθεί σε όρους παραμόρφωσης, καμπυλότητας, στροφής ή βέλους. Η αναπτυσσόμενη καμπυλότητα όταν επίκειται αστοχία είναι

$$\mu_u = \Delta_u / \Delta_y \quad (2-5)$$

Καθοριστικό θέμα στον προσδιορισμό της απαιτούμενης καμπυλότητας είναι η μη υπέρβαση του δυναμικού πλαστιμότητας  $\mu_u$  (διαθέσιμη πλαστιμότητα) από το απαιτούμενη στη διάρκεια της σεισμικής δόνησης  $\mu_m = \Delta_m / \Delta_y$ .



Εικόνα 2-5: Τυπική σχέση φορτίου-παραμόρφωσης για στοιχείο οπλισμένου σκυροδέματος [Paulay & Priestley, 1992]

Η πλαστιμότητα στα δομικά στοιχεία μπορεί να αναπτυχθεί μόνο αν τα συστατικά υλικά είναι πλάστιμα / όλκιμα. Η επιθυμητή πλαστιμότητα επιτυγχάνεται αν η αντίσταση παρέχεται από το χάλυβα που εντείνεται σε εφελκυσμό (διαρροή σκυροδέματος και ελαστοπλαστική συμπεριφορά του να αναπτύσσεται στην υπόλοιπη πορεία της φόρτισης προ αστοχίας σκυροδέματος από εξάντληση της θλιπτικής αντοχής του). Αυτό επιτυγχάνεται με σεβασμό στο απαιτούμενο ποσοστό χάλυβα και την κατάλληλη αντοχή του (πολύς χάλυβας οδηγεί σε μηχανισμό 'ματζουνιού' κατά Τάσιο, δηλαδή δεν προλαβαίνουν οι ράβδοι να διαρρεύσουν και το ανομοιογενές σύνθετο υλικό του σκυροδέματος αστοχεί λόγω θλίψης (ψαθυρά), λόγω εξόλκευσης οπλισμού (συνέπεια ανεπαρκούς αγκύρωσης, οι απαιτήσεις της οποίας σε κρίσιμες

περιοχές αυξάνονται σημαντικά με την αύξηση της διαμέτρου του οπλισμού). Συνεπώς, βέλτιστο ποσοστό χάλυβα, κρίνεται αυτό που σε συνδυασμό με ένα καλά περισφιγμένο σκυρόδεμα με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας (δηλαδή αυξημένη θλιπτική αντοχή  $f'_{cu}$  αλλά και μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση αστοχίας  $\varepsilon_{cu}$ , διαρρέει και απορροφά ένταση από το φορτισμένο στοιχείο μέσω παραμενουσών παραμορφώσεων που ωστόσο επιτρέπουν και μια μικρή αύξηση της αντίστασης του εφόσον μιλάμε για ένα κρατυνόμενο νόμο υλικού χάλυβα.

Προσοχή στον παραπάνω μηχανισμό πρέπει να λαμβάνεται σε δομικά στοιχεία που ο χάλυβας μπορεί να λειτουργεί σε θλίψη (υποστυλώματα) ώστε να εξασφαλιστεί ότι ο πρόωρος λυγισμός των ράβδων δεν θα εμποδίσει την ανάπτυξη των μεγάλων επιθυμητών θλιπτικών παραμορφώσεων για να εκμεταλλευτεί η συμπεριφορά του σκυροδέματος.

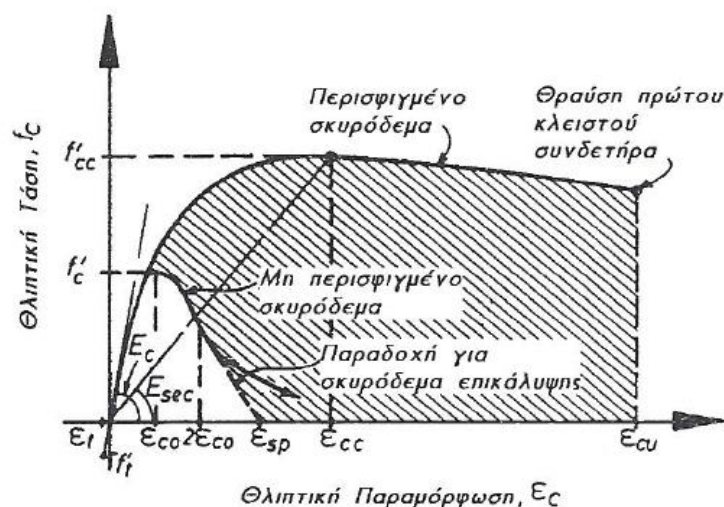
Το σκυρόδεμα και η τοιχοποιία είναι εγγενώς ψαθυρά υλικά (κατεχοχόν κατάλληλα να αναλαμβάνουν θλιπτικές τάσεις). Λόγω της μικρής και απλοποιητικά αγνοήσιμης αντοχής τους σε εφελκυσμό, οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις που αναπτύσσονται είναι περιορισμένες. Εξάλλου οι περισσότεροι μηχανισμοί αστοχίας αφορούν σε αστοχία σκυροδέματος υπό θλίψη αλλά λόγω εγκάρσιου (στην διεύθυνση φόρτισης) εφελκυσμού (νόμος Poisson). Αναδεικνύεται έτσι ο μεγάλος ρόλος της σωστής διαστασιολόγησης ώστε να παραχθούν σύνθετοι φορείς (ωπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιία) επαρκώς πλάστιμοι ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις μετελαστικής παραμόρφωσης που επιβάλλονται από σοβαρούς σεισμούς.

### 2.5.1 Πλαστιμότητα παραμόρφωσης (σε επίπεδο διατομής)

Η βασική πηγή πλαστιμότητας είναι η ικανότητα των συστατικών υλικών να υπομένουν πλαστικές παραμορφώσεις χωρίς σημαντική μείωση της τάσης. Σε αναλογία με την απόκριση που φαίνεται στην Εικόνα 2-5, η πλαστιμότητα παραμόρφωσης ορίζεται ως:

$$\mu_\varepsilon = \varepsilon / \varepsilon_y \quad (2-6)$$

όπου  $\varepsilon$  είναι η συνολική παραμόρφωση που επιβάλλεται και  $\varepsilon_y$  η παραμόρφωση διαρροής. Η επιβαλλόμενη παραμόρφωση δεν πρέπει να υπερβαίνει την αξιόπιστη ικανότητα μέγιστης παραμόρφωσης,  $\varepsilon_m$ .



Εικόνα 2-6: Μοντέλο τάσεων-παραμορφώσεων για μονότονη φόρτιση μη περισφιγμένου και περισφιγμένου σκυροδέματος σε θλίψη [Paulay & Priestey, 1992].



Είναι προφανές ότι το μη περισφιγμένο σκυρόδεμα εκδηλώνει πολύ περιορισμένη πλαστιμότητα παραμόρφωσης σε θλίψη. Ωστόσο, αυτή μπορεί να αυξηθεί σημαντικά αν το θλιβόμενο σκυρόδεμα περισφιχθεί κατάλληλα. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 2-6, πλαστιμότητα παραμόρφωσης  $\mu_\varepsilon = \varepsilon_m/\varepsilon_y \geq 20$ , ή αν είναι αναγκαίο και μεγαλύτερη μπορεί εύκολα να επιτευχθεί στις ράβδους οπλισμού.

Σημαντική πλαστιμότητα σε μέλος φορέα μπορεί αν επιτευχθεί μόνον αν μπορούν να αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις σε εύλογο μήκος μέλους. Αν οι ανελαστικές παραμορφώσεις περιορίζονται σε πολύ μικρό μήκος, μπορεί να προκύψουν εξαιρετικά μεγάλες απαιτήσεις πλαστιμότητας παραμόρφωσης, ακόμα και στη διάρκεια μέτριας ανελαστικής απόκρισης του φορέα.

## 2.5.2 Πλαστιμότητα καμπυλοτήτων

Οι πιο συνηθισμένες και επιθυμητές πηγές ανελαστικών παραμορφώσεων σ' ένα φορέα είναι οι στροφές στις πιθανές πλαστικές αρθρώσεις. Συνεπώς, είναι χρήσιμο να συνδέονται οι στροφές των διατομών ανά μονάδα μήκους (δηλαδή η καμπυλότητα) με τις προκαλούσες καμπτικές ροπές. Σε αναλογία με την εξίσωση (2-6), η μέγιστη καμπυλότητα εκφράζεται ως:

$$\mu_\varphi = \varphi_m/\varphi_y \quad (2-7)$$

όπου  $\varphi_m$  η μέγιστη καμπυλότητα που αναμένεται να επιτευχθεί, ή στην οποία βασιζόμαστε, και  $\varphi_y$  η καμπυλότητα διαρροής.

### 2.5.2.1 Καμπυλότητα διαρροής

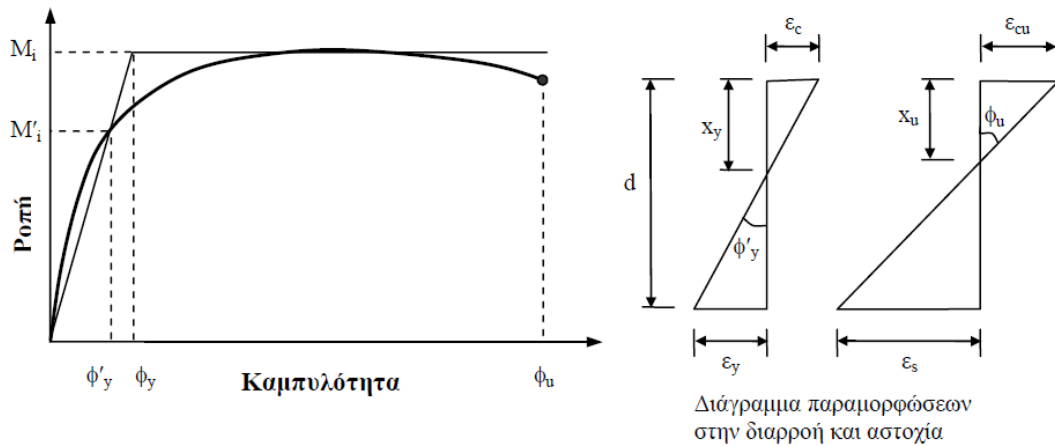
Οι εκτιμήσεις της απαιτούμενης πλαστιμότητας βασίζονται σε παραδοχές σχέσεων μεταξύ πλαστιμότητας και συντελεστών συμπεριφοράς. Τέτοιες σχέσεις βασίζονται πάντοτε σε ελαστοπλαστική ή διγραμμική προσέγγιση της απόκρισης δύναμης-μετατόπισης του φορέα. Επομένως, όταν εκτιμάται η ικανότητα πλαστιμότητας, είναι σημαντικό η πραγματική απόκριση του φορέα, που εξιδανικεύεται στην Εικόνα 2-7 και παρουσιάζεται σε όρους καμπύλης ροπών-καμπυλοτήτων επίσης στην ίδια εικόνα, να προσεγγίζεται παρόμοια με ελαστοπλαστική ή διγραμμική σχέση. Το παραπάνω σημαίνει ότι η καμπυλότητα διαρροής δεν ταυτίζεται κατ' ανάγκη με την πρώτη διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού, που γενικά θα συμβεί σε κάποια χαμηλότερη καμπυλότητα  $\varphi'_y$ , ιδιαίτερα αν ο οπλισμός είναι διανεμημένος στην περίμετρο της διατομής όπως στην περίπτωση υποστυλώματος. Σύμφωνα με τη βιβλιογραφία, θεωρείται αποδεκτό να οριστεί η κλίση του ελαστικού τμήματος της ισοδύναμης ελαστοπλαστικής απόκρισης με την τέμνουσα ακαμψία στην πρώτη διαρροή.

Η καμπυλότητα πρώτης διαρροής (διαρροή εφελκόμενου χάλυβα) ορίζεται ως:

$$\varphi'_y = \varepsilon_y/(d - c_y) \quad (2-8)$$

όπου  $\varepsilon_y = f_y/E_s$  και  $c_y$  είναι το αντίστοιχο ύψος του ουδέτερου άξονα κατά τη διαρροή. Με γραμμική προβολή στην υπολογιστική ροπή  $M_i$ , όπως φαίνεται στην Εικόνα 2-7, η καμπυλότητα διαρροής δίνεται από τη σχέση:

$$\varphi_y = \frac{M_i}{M'_i} \varphi'_y \quad (2-9)$$



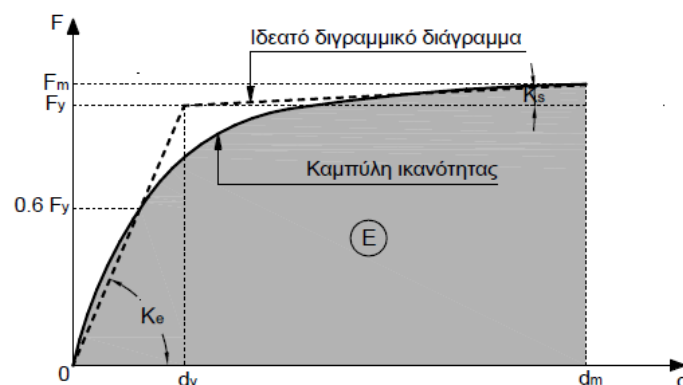
Εικόνα 2-7: Ορισμός καμπυλότητας διαρροής και αστοχίας

Αν η διατομή έχει πολύ υψηλό ποσοστό οπλισμού ή υποβάλλεται σε υψηλό αξονικό φορτίο, μπορεί να αναπτυχθεί υψηλή θλιπτική παραμόρφωση του σκυροδέματος πριν συμβεί η πρώτη διαρροή οπλισμού. Για τέτοιες περιπτώσεις, η καμπυλότητα διαρροής πρέπει να βασίζεται στις θλιπτικές παραμορφώσεις

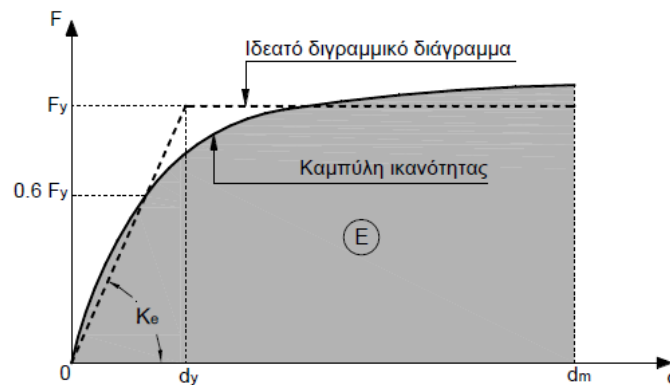
$$\varphi'_{y1} = \varepsilon_c / c_y \quad (2-10)$$

Κατά τον Priestley [1992], μια αποδεκτή προσέγγιση για διατομές δοκών είναι να γίνεται ο υπολογισμός των παραμορφώσεων του χάλυβα και της ακραίας ίνας σκυροδέματος και συνεπώς της καμπυλότητας  $\varphi'_{y1}$ , με βάση τη συμβατική ελαστική ανάλυση της διατομής για ροπή  $M'_{i1} = 0.75 M_i$ , παρέχοντας μ' αυτόν τον τρόπο ισοδύναμη καμπυλότητα διαρροής  $\varphi_y = 1.33 \varphi'_{y1}$ .

Στα πλαίσια της εύρεσης αξιόπιστων παραδοχών για την απόπειρα διγραμμικοποίησης της πραγματικής καμπύλης απόκρισης (στην προκειμένη στη μορφή διαγράμματος ροπών καμπυλοτήτων) ερευνήθηκαν οι διαθέσιμες μέθοδοι διγραμμικοποίησης της βιβλιογραφίας. Οι τρεις συνήθεις μέθοδοι διγραμμικοποίησης (αξίζει να σημειωθεί ότι οδηγούν σε διαφορετικά αποτελέσματα) παρουσιάζονται παρακάτω:



Εικόνα 2-8: Διγραμμικοποίηση τύπου Α



Εικόνα 2-9: Διγραμμικοποίηση τύπου Β – κατά Fajfar

Ο πλέον συνήθης τρόπος διγραμμικοποίησης παρουσιάζεται στην Εικόνα 2-8. Σε αυτή την περίπτωση, η διγραμμικοποίηση βασίζεται στις εξής παραδοχές:

- Το σημείο που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση  $d_m$  είναι κοινό για την πραγματική καμπύλη και τη διγραμμική καμπύλη.
- Το εμβαδόν  $E$  κάτω από κάθε καμπύλη που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση  $d_m$  είναι ίδιο και για τις δύο καμπύλες. Το κριτήριο αυτό εξασφαλίζει ότι η ενέργεια που καταναλώνεται στον κύκλο που αντιστοιχεί στη μέγιστη παραμόρφωση του συστήματος είναι ίδια για τις δύο απεικονήσεις του νόμου συμπεριφοράς.
- Ο ελαστικός κλάδος της διγραμμικής καμπύλης τέμνει την πραγματική καμπύλη ικανότητας σε σημείο που αντιστοιχεί στο 60% της δύναμης διαρροής. Επειδή η δύναμη διαρροής δεν είναι εξ αρχής γνωστή, απαιτούνται δοκιμές για την ικανοποίηση αυτού του κριτηρίου.

Επειδή σε συνήθεις εφαρμογές η επιρροή της κράτυνσης μετά τη διαρροή ( $K_s > 0$ ) στην ανελαστική απόκριση είναι μικρή, ο Fajfar πρότεινε μία απλοποίηση της παραπάνω διαδικασίας [Fajfar & Gaspersic 1996, Fajfar 1999] υιοθετώντας την παραδοχή ότι ο μετελαστικός κλάδος είναι οριζόντιος. Η διαδικασία παρουσιάζεται στην Εικόνα 2-9 και βασίζεται στις εξής παραδοχές:

- Το εμβαδόν  $E$  κάτω από κάθε καμπύλη που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση  $d_m$  είναι ίδιο και για τις δύο καμπύλες.
- Ο ελαστικός κλάδος της διγραμμικής καμπύλης τέμνει την πραγματική καμπύλη ικανότητας σε σημείο που αντιστοιχεί στο 60% της δύναμης διαρροής.

Τέλος, στο Παράρτημα Β του Ευρωκώδικα EN1998-1 υιοθετείται επίσης μια μεθοδολογία διγραμμικοποίησης όπου εκτιμάται η δύναμη διαρροής ίση με αυτή που απαντάται στη μέγιστη στοχευόμενη μετακίνηση. Επιπλέον η μετακίνηση διαρροής λαμβάνεται από τη σχέση:

$$d_y = 2\left(d_m - \frac{E}{F_y}\right) \quad (2-11)$$

### 2.5.2.2 Καμπυλότητα αστοχίας

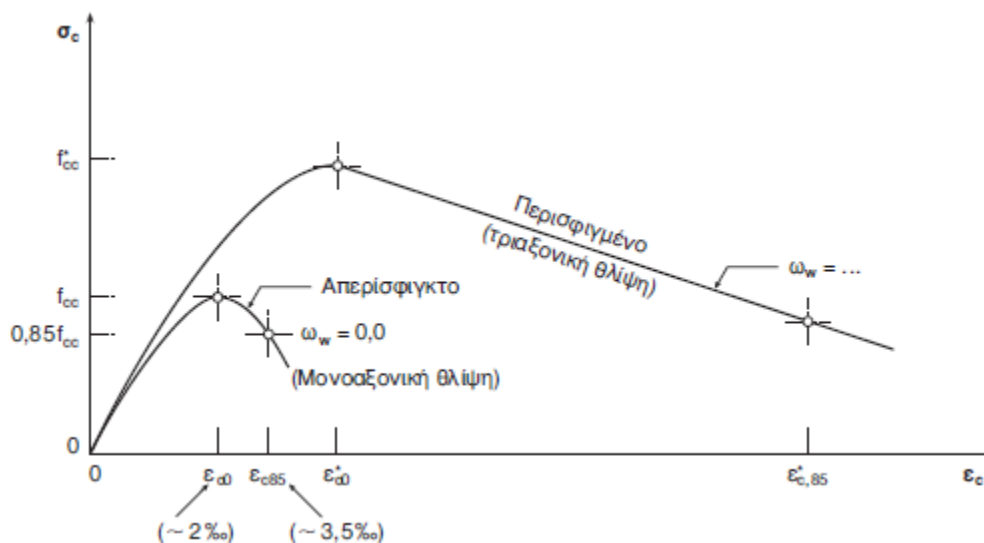
Η μέγιστη εφικτή καμπυλότητα διατομής, ή οριακή καμπυλότητα, οφείλει να ελέγχεται από τη μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση  $\varepsilon_{cm}$  στην ακραία ίνα σκυροδέματος αφού η ικανότητα

πλάστιμης παραμόρφωσης του χάλυβα είναι τυπικά υψηλή. Στην Εικόνα 2-7, αυτή η καμπυλότητα μπορεί να εκφραστεί ως:

$$\varphi_m = \varepsilon_{cm}/c_u \quad (2-12)$$

όπου  $c_u$  το ύψος του ουδέτερου άξονα στην οριακή καμπυλότητα.

Κατά τους Paulay, Priestley η μέγιστη αξιόπιστη θλιπτική παραμόρφωση του σκυροδέματος στην ακραία ίνα μη περισφιγμένων διατομών δοκών, υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων μπορεί να ληφθεί ως  $\varepsilon_{cm} = 0.004$  για σκυροδέματα συνήθους αντοχής. Η περίπτωση επαρκούς περισφιξης αυξάνει σημαντικά την ικανότητα παραμόρφωσης της πλέον θλιβόμενης ίνας.



Εικόνα 2-10: Επίδραση τριαξονικότητας λόγω περισφιξης στην ανηγμένη παραμόρφωση διαρροής, αστοχίας και τάση αστοχίας σκυροδέματος [Τάσιος, διδακτικές σημειώσεις]

Βάσει πειραματικών αποτελεσμάτων και σύμφωνα με τον Θ. Τάσιο, η επίδραση της αποδοτικότητας περισφιξεως  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$  καθώς και του ογκομετρικού μηχανικού ποσοστού συνδετήρων στην τάση αστοχίας αλλά και στις ανηγμένες παραμορφώσεις στη μέγιστη τάση και στην τάση αστοχίας είναι:

$$f_{cc}^* = f_{cc} \cdot \begin{cases} 1 + 2.5a\omega_w & , \text{για } \omega_w \leq 0.1: a \\ 1.125 + 1.25a\omega_w & , \text{για } \omega_w \geq 0.1: a \end{cases} \quad (2-13)$$

$$\varepsilon_{c0}^* = \varepsilon_{c0} \cdot \left( \frac{f_{cc}^*}{f_{cc}} \right)^2 \quad (2-14)$$

$$\varepsilon_{c,85}^* = \varepsilon_{c,85} + 0.15a\omega_w \quad (2-15)$$

Παράγοντες που επηρεάζουν την πλαστιμότητα καμπυλοτήτων:

#### i. Αξονική δύναμη

Η παρουσία αξονικής δύναμης αυξάνει το ύψος της θλιβόμενης ζώνης, τόσο στην πρώτη διαρροή  $c_{y2}$  όσο και στην οριακή κατάσταση  $c_{u2}$ . Συνέπεια των παραπάνω είναι η αύξηση της καμπυλότητας διαρροής (μείωση του παρανομαστή της έκφρασης της) και μείωση της καμπυλότητας αστοχίας (αντιστρόφως ανάλογη σχέση με το ύψος θλιβόμενης ζώνης δεδομένης αστοχίας πλέον θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος). Συνεπώς παρουσία αξονικής

δύναμης μπορεί να μειωθεί σημαντικά η πλαστιμότητας καμπυλοτήτων μιας διατομής. Συμπεραίνεται λοιπόν αυξημένος ο κίνδυνος αποφλοιώσης απερίσφιγκτου τμήματος-επικάλυψης της διατομής (σε περίπτωση επαρκούς περίσφιξης) στην περίπτωση πλαστικών υποστυλωμάτων παρά δοκών οπότε και προκύπτει η ανάγκη πρόσδοσης της απαιτούμενης περίσφιξης. Ο μηχανισμός ανάπτυξης τριαξονικού πεδίου λόγω εγκάρσιων τάσεων άντυγας που αναπτύσσονται από τους συνδετήρες (ενεργοποιούμενες με τη σειρά τους λόγω φαινομένου Poisson στη θλιβόμενη διατομή σκυροδέματος που αναπτύσσει εξ' αντιδράσεως εγκάρσιο εφελκυσμό) είναι αυτός που εμποδίζει το λυγισμό των διαμήκων ραβδών οπλισμού, φαινόμενο το οποίο όταν συμβεί οδηγεί στην αποφλοιώση της επικάλυψης.

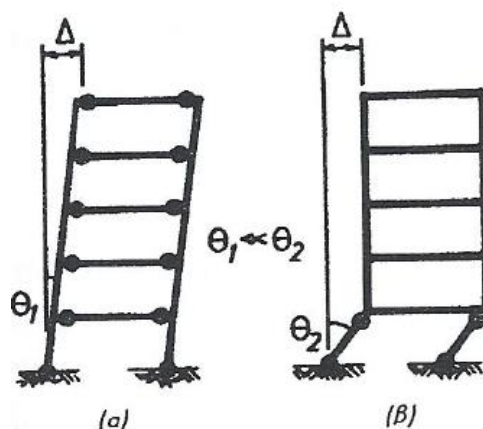
Αντιστρόφως, η παρουσία αξονικής εφελκυστικής δύναμης αυξάνει σημαντικά την ικανότητα πλαστιμότητας.

### ii. Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος και τοιχοποιίας

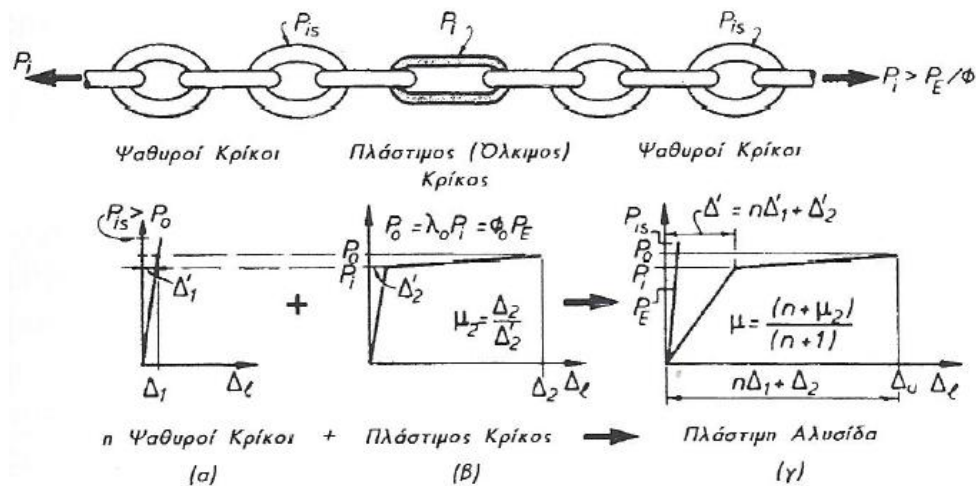
Δεδομένων μεγαλύτερων αντοχών υλικών που είναι διατιθέμενα να παραλάβουν θλίψη, απαιτείται κινητοποίηση μικρότερου βάθους θλιβόμενης περιοχής (ύψος ουδέτερου άξονα κατά τη διαρροή και αστοχία μειώνεται). Το παραπάνω συνεπάγεται, αναλογικά με την εξήγηση της παραπάνω επίδρασης της αξονικής δύναμης, μείωση της καμπυλότητας διαρροής και αύξηση της καμπυλότητας αστοχίας που οδηγεί σε αύξηση της πλαστιμότητας καμπυλοτήτων μιας διατομής.

### iii. Όριο διαρροής οπλισμού

Αν η απαιτούμενη εφελκυστική δύναμη διαρροής παρέχεται από μειωμένη επιφάνεια οπλισμού, η ανηγμένη δύναμη-τάση διαρροής κατά συνέπεια είναι μεγαλύτερη. Αν η συνολική παρεχόμενη εφελκυστική δύναμη είναι σταθερή, συνεπώς σταθερή και η απαιτούμενη αντοχή σε θλίψη, η οριακή καμπυλότητα δεν επηρεάζεται. Ωστόσο, μικρότερη επιφάνεια οπλισμού συνεπάγεται μεγαλύτερη ανηγμένη παραμόρφωση διαρροής  $\epsilon_y$  άρα μεγαλύτερη καμπυλότητα διαρροής (σταθερό  $c_y$ ) και κατ' επέκταση μικρότερη διαθέσιμη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων. Αν η παραπάνω μειωμένη διαθέσιμη επιφάνεια οπλισμού δεν συνοδεύεται από αντίστοιχα αυξημένη τάση διαρροής, (μειωμένη ροπή διαρροής), η πλαστιμότητα καμπυλοτήτων αυξάνεται καθότι η αστοχία συμβαίνει στα ίδια επίπεδα (ο χάλυβας έχει συνήθως μεγάλη ολκιμότητα και 'κρατάει'), ενώ η διαρροή νωρίτερα.



Εικόνα 2-11: Μηχανισμοί διάχυσης ενέργειας



Εικόνα 2-12: Οποπτικό παράδειγμα στοιχείου απορρόφησης ενέργειας μέσω πλαστιμότητας [Paulay, Priestley, 1992]

### 2.5.3 Πλαστιμότητα μετακινήσεων

Όπως αναφέρθηκε και στην εισαγωγή, το προσφορότερο μέγεθος για την εκτίμηση της πλαστιμότητας είναι η μετατόπιση. Η πλαστιμότητα σε όρους μετακινήσεων εκφράζεται ως:

$$\mu_{\Delta} = \Delta / \Delta_y \quad (2-16)$$

Όπου  $\Delta = \Delta_y + \Delta_p$ . Οι συνιστώσες διαρροής ( $\Delta_y$ ) και πλήρους πλαστικότητας ( $\Delta_p$ ) της συνολικής μετακίνησης του άκρου ενός προβόλου αντιστοιχίζονται στις διακριτές στην Εικόνα 2-13(γ) καμπυλότητες διαρροής και πλαστικής καμπυλότητας.

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον για το σχεδιασμό πλαισιωτών συστημάτων έχει η πλαστιμότητα μετακινήσεων  $\mu_{\Delta}$  που συνδέει τη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση  $\Delta = \Delta_m$  με τη μετακίνηση διαρροής του ισοδύναμου συστήματος (εφόσον μιλάμε για πλαστιμότητα κατασκευής). Παρατηρείται άμεση συνάρτηση των σχετικών μεταθέσεων των ορόφων και κατ' επέκταση του τρόπου που κατανέμονται οι παραμένουσες βλάβες (πλαστικές αρθρώσεις, σημεία απορρόφησης σεισμικής ενέργειας) καθ' ύψος του κτηρίου με τη συνολική διαθέσιμη πλαστιμότητα. Στη περίπτωση ασθενούς ορόφου (pilotis) οι βλάβες συγκεντρώνονται στα άκρα των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων αυτού και κατ' επέκταση η συνολική διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων της κατασκευής είναι μικρή εφόσον οι καμπυλότητες εξαντλούνται σε μικρό τμήμα της συνολικής κατασκευής.

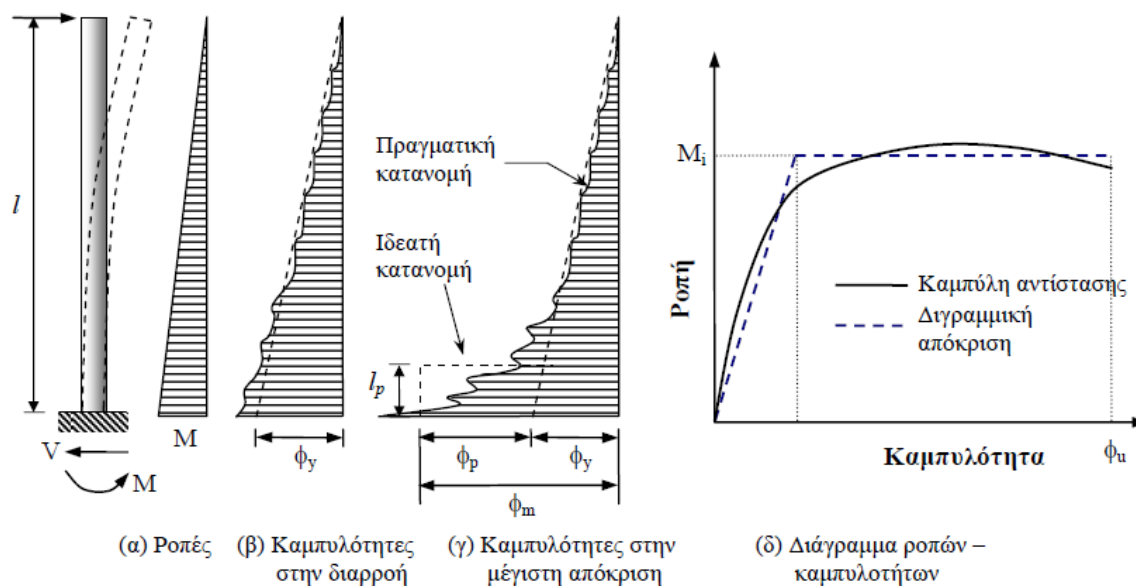
### 2.5.4 Σχέση πλαστιμότητας καμπυλοτήτων και πλαστιμότητας μετακινήσεων

Για το παράδειγμα απλού ισοστατικού προβόλου (Εικόνα 2-13), η σχέση μεταξύ πλαστιμότητας καμπυλοτήτων και πλαστιμότητας μετακινήσεων μπορεί να εκφραστεί με μια απλή ολοκλήρωση των καμπυλοτήτων καθ' ύψος του μέλους.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} = \frac{\int \varphi(x) x dx}{\int \varphi_e(x) x dx} = \frac{K_1 \varphi_m}{K_2 \varphi_y} = K \mu_{\varphi} \quad (2-17)$$

Όπου  $\varphi(x)$ ,  $\varphi_e(x)$  είναι κατανομές καμπυλότητας στη μέγιστη απόκριση και στη διαρροή αντίστοιχα,  $K$ ,  $K_1$ ,  $K_2$  είναι σταθερές, και το  $x$  μετράται από την κορυφή του προβόλου προς τα κάτω.

Η παραπάνω διαδικασία είναι αξιόπιστη δεδομένης της ισχύος του νόμου του Hooke περί ελαστικότητας. Ο υπολογισμός ωστόσο της έκτασης της ανελαστικά παραμορφωμένης περιοχής [μήκος πλαστικής άρθρωσης  $L_{pl}$ ] μετά την ελαστικής περιοχή είναι κοπιώδης ενώ εξαρτάται κι από ένα πλήθος αβεβαιοτήτων που υπεισέρχονται στον υπολογισμό του.



Εικόνα 2-13: Σχέσεις ροπής, καμπυλότητας και μετατόπισης για πρισματικό πρόβολο οπλισμένου σκυροδέματος ή τοιχοποιίας [Ρεπαπής, 2007].

Λόγω της εξαιρετικά μεγάλης αβεβαιότητας της συμπεριφοράς του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος που αναμένεται να υπάρχει εντός της πλαστικής άρθρωσης, εΐθισται η υπεραπλούστευση της θεώρησης ισοδύναμου μήκους πλαστικής άρθρωσης σταθερού πλάτους καθ' ύψος και ίσου με τιμές της τάξης της  $\sim 0.50 \div 1.00h$  όπου  $h$  το ύψος της εκάστοτε διατομής. Φαινόμενα εξόλκευσης των διαμήκων ράβδων λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης στη βάση, λυγισμού αυτών λόγω ανεπαρκούς εγκάρσιας στήριξης από τους αραιά τοποθετημένους οπλισμούς είτε την απουσία σωστής αγκύρωσης τους με άγκιστρα.

#### 2.5.4.1 Μετατόπιση διαρροής

Η πραγματική κατανομή καμπυλότητας στη διαρροή,  $\varphi_e(x)$ , θα είναι μη γραμμική ως αποτέλεσμα της βασικής μη γραμμικής σχέσης ροπής-καμπυλότητας, της Εικόνα 2-13(α), και λόγω της τοπικής αύξησης της εφελκυστικής ατένειας μεταξύ ρωγμών. Ωστόσο, υιοθετώντας τη γραμμική προσέγγιση που φαίνεται στην Εικόνα 2-13 (δ), η μετατόπιση διαρροής μπορεί να εκτιμηθεί ως:

$$\Delta_y = \varphi_y l^2 / 3 \quad (2-18)$$

#### 2.5.4.2 Μετατόπιση αστοχίας

Η κατανομή της καμπυλότητας στη μέγιστη μετατόπιση  $\Delta_m$  αντιστοιχεί στη μέγιστη καμπυλότητα στη βάση του προβόλου  $\varphi_m$ . Για ευκολία στον υπολογισμό, ορίζεται ισοδύναμο μήκος πλαστικής άρθρωσης  $L_{pl}$  στο οποίο η πλαστική καμπυλότητα  $\varphi_p = \varphi - \varphi_e$  υποτίθεται ίση με τη μέγιστη πλαστική καμπυλότητα  $\varphi_m - \varphi_y$ . Το μήκος  $L_{pl}$  επιλέγεται τέτοιο ώστε η

πλαστική μετατόπιση στη βάση του προβόλου  $\Delta_p$ , που προβλέπεται από την απλοποιημένη προσέγγιση, να είναι ίδια με αυτή που προκύπτει από την πραγματική κατανομή καμπυλότητας. Η πλαστική στροφή που συμβαίνει στην ισοδύναμη πλαστική άρθρωση δίνεται από την εξίσωση:

$$\theta_p = \varphi_p L_{pl} = (\varphi_m - \varphi_y) \cdot L_{pl} \quad (2-19)$$

Η παραπάνω στροφή (plastic Rotation, OpenSees) είναι εξαιρετικά σημαντικός δείκτης της ικανότητας μιας διατομής να υπομείνει ανελαστική παραμόρφωση. Δεχόμενοι ότι η πλαστική στροφή είναι συγκεντρωμένη στο μέσο της πλαστικής άρθρωσης, η πλαστική μετατόπιση στην κορυφή του προβόλου είναι:

$$\Delta_p = \theta_p (L - 0.5L_{pl}) = (\varphi_m - \varphi_y) \cdot L_{pl} \cdot (L - 0.5L_{pl}) \quad (2-20)$$

Ο συντελεστής πλαστιμότητας μετακινήσεων είναι, επομένως:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta}{\Delta_y} = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} \quad (2-21)$$

Προκύπτει έτσι η δυνατότητα συσχέτισης μεταξύ πλαστιμότητας καμπυλοτήτων και πλαστιμότητας μετακινήσεων ως εξής:

$$\mu_\Delta = 1 + 3(\mu_\varphi - 1) \frac{L_{pl}}{L} (1 - 0.5 \frac{L_{pl}}{L}) \quad (2-22)$$

### 2.5.4.3 Μήκος πλαστικής άρθρωσης

Οι θεωρητικές τιμές για το μήκος πλαστικής άρθρωσης που βασίζονται στην ολοκλήρωση της κατανομής της καμπυλότητας για τυπικά μέλη, θα έκαναν το  $L_{pl}$  ανάλογο του  $L$ . Ωστόσο, τέτοιες τιμές δεν συμφωνούν καλά με τα μήκη που έχουν μετρηθεί πειραματικά. Το παραπάνω έγκειται στο απότομο τελείωμα της θεωρητικής τιμής της καμπυλότητας στη βάση του προβόλου σε αντίθεση με τις εφελκυστικές τάσεις του χάλυβα που συνεχίζονται για πεπερασμένο μήκος μέσα στο θεμέλιο (ή αντίστοιχα σε 'άκαμπτο' κόμβο). Η επιμήκυνση των ράβδων κάτω από τη θεωρητική βάση στήριξης οδηγεί σε πρόσθετη στροφή και μετακίνηση. Το φαινόμενο αναφέρεται ως διείσδυση εφελκυστικών παραμορφώσεων και είναι συνάρτηση της διαμέτρου των ράβδων οπλισμού. Ένας δεύτερος λόγος απόκλισης θεωρίας πειραμάτων είναι η εξάπλωση της πλαστικοποίησης λόγω ταυτόχρονης δράσης κάμψης διάτμησης που οδηγεί στη δημιουργία λοξής ρηγμάτωσης  $\sim 45^\circ$  στη βάση, γεγονός που οδηγεί σε διαρροή διαμήκων οπλισμών σε μεγαλύτερο ύψος.

Επίσης, αβεβαιότητα για την έκταση της περιοχής που τείνει να συγκεντρώνεται η πλαστικοποίηση οδηγεί και το μήκος παράθεσης των οπλισμών. Σε περίπτωση αναμονών στα κατακόρυφα στοιχεία, το μήκος παράθεσης (μάτισης) δημιουργεί μια αθέμιτη υπεραντοχή στη βάση, γεγονός που έως και διπλασιάζει την ροπή που 'τραβά' η συγκεκριμένη διατομή μέχρι να διαρρεύσει. Κατά συνέπεια το σημείο πλαστικής μετατίθεται αρκετά ψηλότερα από αυτό που αρχικά θα προβλεπόταν δεδομένου διαθέσιμου οπλισμού και μορφής αστοχίας (καμπτοδιατμητικής).

Αρκετές εμπειρικές σχέσεις έχουν προταθεί για τον υπολογισμό του μήκους πλαστικής άρθρωσης από διάφορους ερευνητές (Sawyer [1964], Corley [1966], Mattock [1967], Priestley



and Park [1987], Paulay and Priestley [1992], Kappos [1991a], Panagiotakos and Fardis [2001], μεταξύ άλλων).

Το μήκος πλαστικής άρθρωσης,  $L_{pl}$  εκτιμάται με τις ακόλουθες δύο σχέσεις. Η πρώτη σχέση βασίζεται σε πειράματα υποστυλωμάτων ωπλισμένου σκυροδέματος υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση και είναι μια πιο ακριβής έκφραση της σχέσης που πρότειναν παλιότερα οι Priestley and Park [1987]:

$$L_{pl} = 0.08 \cdot L_0 + 0.22 \cdot f_y \cdot d_b \quad (\text{μονάδες σε m και MPa}) \quad (2-23)$$

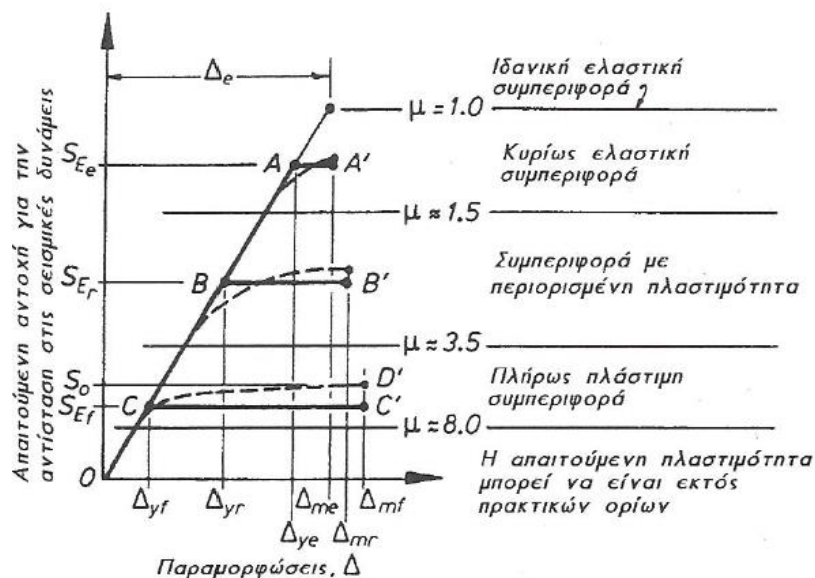
Όπου  $L_0$  απόσταση μεταξύ της κρίσιμης διατομής (μέγιστη ροπή) και του σημείου μηδενισμού των ροπών,  $d_b$  η διάμετρος των διαμήκων οπλισμών,  $f_y$  η τάση διαρροής του χάλυβα.

Η έκφραση αυτή λαμβάνει υπόψη την επιρροή της συνάφειας μέσω του δεύτερου όρου, καθώς το μήκος πλαστικής άρθρωσης αυξάνει με την αύξηση της διαμέτρου των χρησιμοποιούμενων διαμήκων ράβδων. Μια μέση τιμή του μήκους πλαστικής άρθρωσης ανάλογη του ύψους της εξεταζόμενης διατομής [Paulay & Priestley, 1992]

$$L_{pl} = 0.50d \quad (2-24)$$

όπου  $d$  το στατικό ύψος της διατομής.

### 2.5.5 Κατάταξη Φορέων Σύμφωνα Με Τη Στάθμη Πλαστιμότητας Σχεδιασμού



Εικόνα 2-14: Σύγκριση τιμών διαθέσιμων πλαστιμοτήτων [Priestley, 1992]

Υπάρχουν τρεις διαφορετικές προσεγγίσεις σχεδιασμού που σχετίζονται με τη στάθμη πλαστιμότητας που επιτρέπεται στο φορέα. Μια ποιοτική απεικόνιση αυτών των προσεγγίσεων δίνεται στην Εικόνα 2-14, όπου σχετίζεται η αντοχή  $S_E$ , που απαιτείται για να αντιδράσει ο φορέας στις δυνάμεις που προκαλούνται από το σεισμό, και οι μετακινήσεις  $\Delta$  που αναπτύσσονται σ' αυτόν στις διαφορετικές στάθμες αντοχής.

– Ελαστική απόκριση

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω σε φορείς μεγάλης σπουδαιότητας η ελαστική απόκριση (καμία βλάβη σε πρωτεύον δομικό στοιχείο, παραμονή στην ελαστική περιοχή) αποτελεί στόχο σχεδιασμού. Ωστόσο ελαστική απόκριση εντοπίζεται και σε φορείς μικρότερης σπουδαιότητας λόγω εγγενούς αντοχής.

Η ανάλυση και ο σχεδιασμός μπορεί να γίνει με συμβατικές διαδικασίες. Αν και ο καθορισμός της απαιτούμενης αντίστασης συνήθως θα βασίζεται στις αρχές σχεδιασμού με συνολική αντοχή, υποδηλώνοντας ότι θα επιτευχθεί πλαστική κατάσταση σ' αυτές τις διατομές, είναι μάλλον απίθανο να αναπτυχθούν στο φορέα μετελαστικές παραμορφώσεις κάποιας σημασίας όταν θα επιβληθούν οι οριζόντιες δυνάμεις σχεδιασμού. Το παραπάνω οφείλεται στην υπεραντοχή σε επίπεδο μέλους που οφείλεται στην χρήση χαρακτηριστικών τιμών ιδιοτήτων υλικών, καθώς και στους διάφορους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας. Δεν προκύπτει ανάγκη ειδικής διαμόρφωσης λεπτομερειών όπλισης για πιθανές πλαστικές περιοχές.

Η ιδεατή απόκριση ενός τέτοιου φορέα φαίνεται με τη διαγραμμική διαδρομή OAA' αντοχής-παραμόρφωσης. Η μέγιστη μετακίνηση  $\Delta_{me}$  πλησιάζει πολύ τη μετακίνηση  $\Delta_e$  του ιδεατού ελαστικού φορέα καθώς και τη μετακίνηση  $\Delta_{ye}$  του πραγματικού φορέα στην αρχή της διαρροής.

– Πλάσטיμη απόκριση

Πλαστιμότητα σε επίπεδο μέλους

Τα περισσότερα κοινά κτίρια σχεδιάζονται για να αντιδρούν σε οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις μικρότερες απ' αυτές που αναπτύσσονται έναν ελαστικά αποκρινόμενο φορέα. Το παραπάνω συνεπάγεται την απαίτηση από το φορέα να υποστεί μετελαστικές παραμορφώσεις και κατ' επέκταση πλαστιμότητας. Ανάλογα με τη στάθμη αντοχής που έχει υιοθετηθεί για το σχεδιασμό με συνολική αντοχή, η απαιτούμενη στάθμη πλαστιμότητας μπορεί να είναι ασήμαντη, χωρίς απαιτήσεις ειδικής διαμόρφωσης λεπτομερειών, έως σημαντική, οπότε απαιτείται πολύ προσεκτική εξέταση των λεπτομερειών.

Πλαστιμότητα σε επίπεδο φορέα (στατικό σύστημα)

Κριτήριο σχεδιασμού ενός δομήματος είναι η αποφυγή δημιουργία ψαθυρών μηχανισμών κατάρρευσης. Χαρακτηριστικότερος μηχανισμός καθολικής ή μερικής κατάρρευσης είναι ο «μηχανισμός ορόφου» (storey mechanism) ή «μαλακού ορόφου» (soft storey) ο οποίος οφείλεται στη συγκέντρωση της απελευθέρωσης ενέργειας σε λίγες περιοχές (εν προκειμένω στην κορυφή και τη βάση κατακορύφων στοιχείων ίδιας στάθμης) οι οποίες υπολείπονται της απαιτούμενης πλαστιμότητας.

Αντίθετα με τα παραπάνω, η ύπαρξη πλαστικών αρθρώσεων στις βάσεις των υποστυλωμάτων, στη θέση πάκτωσης σε άκαμπτα στοιχεία θεμελίωσης (τοιχώματα θεμελίων ή πέδιλα), είναι απαραίτητη για τη δημιουργία ελαστοπλαστικού μηχανισμού. (έλεγξε το μηχανισμό αστοχίας σου-γιατί δεν αστοχεί η βάση)

– Πλήρως πλάστιμοι φορείς

Η ιδεατή διγραμμική απόκριση αυτού του τύπου φαίνεται στο Σχήμα με τη διαδρομή OCC'. Το μέγεθος της πλαστιμότητας που συνεπάγεται είναι  $\mu_f = \Delta_{mf}/\Delta_{yf}$ , όπου  $\Delta_{mf}$  και  $\Delta_{yf}$  είναι αντίστοιχα η μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση και η μετακίνηση διαρροής, και  $S_{Ef}$  είναι η απαιτούμενη αντοχή του πλήρως πλάστιμου συστήματος. Μια πιο πραγματική διαδρομή αντοχής-παραμόρφωσης είναι η καμπύλη OD' της Εικόνας 2-14, που δείχνει ότι η αντοχή  $S_o$ ,

που αναπτύσσεται στη μέγιστη μετακίνηση  $\Delta_{mf}$  μπορεί στην πραγματικότητα να είναι μεγαλύτερη από την απαιτούμενη αντοχή  $S_{Ef}$  που χρησιμοποιείται για τους σκοπούς του σχεδιασμού.

– Φορείς με περιορισμένη πλαστιμότητα

Σε φορείς με εγγενώς μεγάλη αντοχή (π.χ. με τοιχώματα μεγάλης επιφάνειας) σε οριζόντιες δυνάμεις ή σε μη κανονικούς φορείς, είναι δύσκολο πολλές φορές να αναπτυχθούν μεγάλες πλαστιμότητες. Το σύστημα καταδικάζεται να παραλαμβάνει τα οριζόντια φορτία με περιορισμό της προκαλούμενης μετακίνησης (δυσκαμψία). Μία περιορισμένη απαίτηση σε πλαστιμότητα φαίνεται στην καμπύλη OBB' της Εικόνα 2-14, για την οποία ισχύει:

$$1 < \mu_r = \Delta_{mr} / \Delta_{yr} < \mu_f \quad (2-25)$$

## 2.6 ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΠΛΗΡΩΣΗΣ

Μια από τις αβεβαιότητες προσομοιώματος είναι η συνεκτίμηση ή μη των τοιχοποιιών πλήρωσης. Η ανάλυση γυμνών πλαισίων συχνά οδηγεί σε αποτελέσματα τα οποία δεν συμφωνούν με τις παρατηρούμενες βλάβες των κτιρίων. Αντίθετα, η ανάλυση τοιχοπληρωμένων πλαισίων μπορεί να προσεγγίσει καλύτερα την πραγματική συμπεριφορά των κτιρίων.

Γενικά, η παρουσία των τοιχοποιιών πλήρωσης, ιδιαίτερα όταν αυτές είναι καλής ποιότητας, έχει αποδειχτεί (κατά την διάρκεια προσφάτων σεισμών) ότι βελτιώνει σημαντικά την σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων και μπορεί να συμβάλλει ουσιαστικά στην δυσκαμψία και στην έναντι οριζόντιας δράσεως φέρουσα ικανότητα του δομήματος. Ωστόσο, ασυνέχειες στην καθ' ύψος διάταξη της περιμετρικής τοιχοποιίας πλήρωσης προκαλούν καθ' ύψος ακανονικότητες, οδηγούν δε ενδεχομένως σε μηχανισμό μαλακού ορόφου.

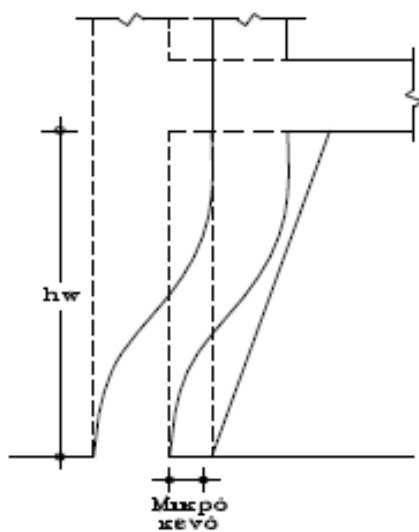
Όσον αφορά στις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τη συνεκτίμηση των τοιχοποιιών πλήρωσης, εκείνες ορίζουν:

- Οι τοιχοποιίες πλήρωσης δεν επιτρέπεται να συνεκτιμώνται στην ανάληψη μη σεισμικών δράσεων.
- Οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνίσταται να συνεκτιμώνται στην ανάληψη σεισμικών δυνάμεων.
- Οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνεκτιμώνται υποχρεωτικώς στην ανάληψη σεισμικών δυνάμεων όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο. (μη κανονικότητα)

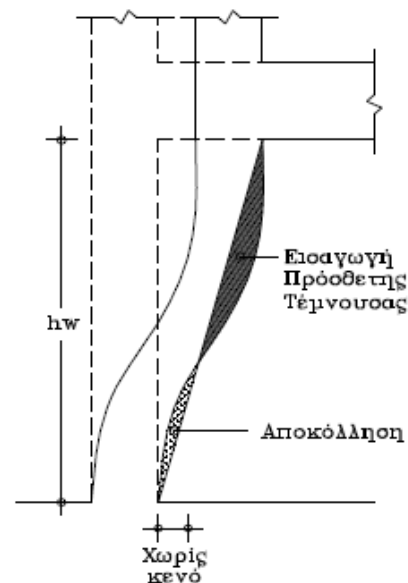
Για τον υπολογισμό της έντασης του φορέα λόγω μη σεισμικών δράσεων, π.χ. λόγω κατακόρυφων φορτίων, θα χρησιμοποιούνται προσομοιώματα χωρίς τοίχους πλήρωσης ή προσομοιώματα που δεν θα προκαλούν ένταση στους τοίχους πλήρωσης. Η συνεκτίμηση των τοιχοποιιών πλήρωσης εν γένει συμβάλλει στην ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς του δομήματος υπό τις σεισμικές δράσεις, ιδίως κατά τη φάση της αποτίμησης. Η εκτίμηση της δυσμενούς ή ευμενούς επιρροής των τοιχοπληρώσεων γίνεται από το μελετητή μηχανικό, επισημαίνεται όμως η δυσκολία της εκτίμησης ιδίως όταν δεν διατίθενται στοιχεία αναλύσεων και υπολογισμών. Συνεπώς η εκτίμηση αυτή θα είναι ασφαλέστερη εάν εξ αρχής εισαχθούν οι τοιχοπληρώσεις στα προσομοιώματα των αναλύσεων. Για πλήρως κανονικά κτήρια προφανώς

η ευνοϊκή επιρροή των τοίχων πλήρωσης στην ανάληψη σεισμικών δράσεων εφόσον εξασφαλίζεται η τυχωματική λειτουργία.

Τα χαρακτηριστικά των τοιχοπληρώσεων παραμένουν άγνωστα, αφού δεν λαμβάνονται υπ' όψιν στον σχεδιασμό κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα, οπότε δεν έχει παραστεί ανάγκη για την θέσπιση κανόνων δόμησης, ποιότητων υλικών, κτλ. Κατά τη σεισμική καταπόνηση του κτιρίου, τα χαρακτηριστικά αυτά τροποποιούνται λόγω της ρηγμάτωσης αρχικά και της αποδιοργάνωσης που ακολουθεί και που οδηγεί ουσιαστικά σε αποσύνθεση της τοιχοποιίας. Για τους παραπάνω λόγους, δεν θα επιχειρηθεί να δοθεί μια κατά πάσα πιθανότητα αναξιόπιστη λύση που θα στηρίζεται σε μεθόδους που θα σέβονται το συμβιβαστό των παραμορφώσεων. Αντ' αυτού, θα επιχειρηθεί να μοντελοποιηθεί μια "πλαστική" λύση που έχει προταθεί από τον Θ. Π. Τάσιο, για την πρόβλεψη της μέγιστης οριζόντιας δύναμης που μπορεί να αναλάβουν οι πλινθότοιχοι [14].



Εικόνα 2-15: Συμπεριφορά συστήματος τοίχου – υποστυλώματος με μεταξύ τους μικρό κενό [Χουρδάκης, 2004]



Εικόνα 2-16: Συμπεριφορά τοίχου – υποστυλώματος με επιμελημένη περιμετρική σφήνωση [Χουρδάκης, 2004]

Οι πλινθότοιχοι μπορεί να είναι σφηνωμένοι στα υποστυλώματα των ακραίων φανωμάτων, είτε να απέχουν από αυτά ένα κενό 5 – 15 cm. Στην πρώτη περίπτωση, το πλάτος του ενεργού θλιπτήρα που αναφέρεται παρακάτω αυξάνει σημαντικά, παρασύροντας την αντοχή και την αρχική δυσκαμψία του συστήματος, αλλά εισάγεται μια πρόσθετη τέμνουσα λόγω της ασυμβατότητας της διατμητικής παραμόρφωσης του τοίχου και της καμπτικής του υποστυλώματος. Επιπροσθέτως, υπάρχει ο κίνδυνος της αποκόλλησης του γωνιακού τμήματος του τοίχου κατά τη διάρκεια του σεισμού, με αποτέλεσμα να δημιουργηθούν συνθήκες κοντού υποστυλώματος κατά τη διάρκεια του σεισμού, ακόμα και αν ο τοίχος δεν είχε αρχικά άνοιγμα στο πάνω μέρος του. Τέλος, η συμπεριφορά της τοιχοποιίας, που ως γνωστό είναι ψαθυρή διατμητική, γίνεται ακόμα ψαθυρότερη αν αυτός είναι σφηνωμένος στον πλευρικό στύλο. Σε νέες κατασκευές, όπου και τα υποστυλώματα είναι κατά πολύ ισχυρότερα από τους τοίχους πλήρωσης, οι παραπάνω κίνδυνοι μάλλον δεν αποδεικνύονται κρίσιμοι για την συμπεριφορά της κατασκευής. Σε παλαιότερες κατασκευές όμως, είναι πιθανόν η αντοχή των υποστυλωμάτων να μην είναι αρκετή και είναι γενικά προτιμότερο να αφήσετε ένα κενό της

τάξης των 5 – 15 cm μεταξύ των πλινθότοιχων και υποστυλωμάτων, γεγονός που επιβεβαιώνεται και από την συμπεριφορά που επέδειξαν κτίρια διαστασιολογημένα και κατασκευασμένα με παλαιούς κανονισμούς σε πρόσφατους και παλαιότερους σεισμούς.

Η κλίση του θλιπτήρα  $\tan\alpha$ , δεν μπορεί να ληφθεί μεγαλύτερη από 2/3. Σε αντίθετη περίπτωση, μπορεί να αναπτυχθεί και δεύτερος παράλληλος θλιπτήρας, όπως φαίνεται παρακάτω. Η περίπτωση του ανοίγματος των φατνωμάτων του υπό εξέταση κτηρίου εμπίπτει σε αυτό τον περιορισμό λόγω σχετικά μικρών ανοιγμάτων, συνεπώς δεν κατέστη λόγος περαιτέρω διερεύνησης.

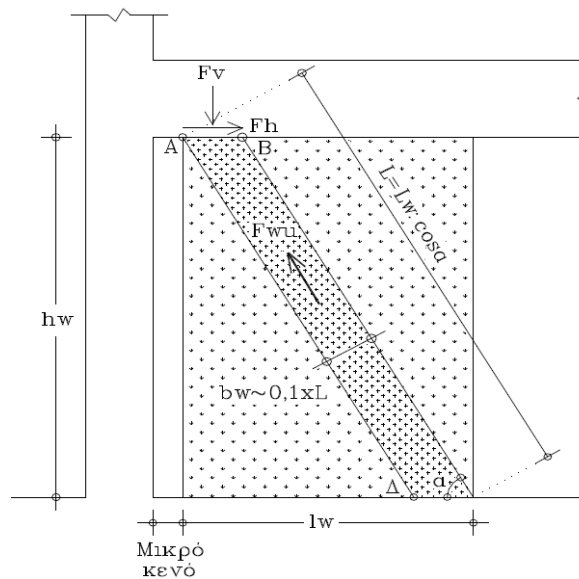
Η αστοχία στην τοιχοποιία, όταν αυτή υποβάλλεται σε θλίψη, εκδηλώνεται συνήθως με την εμφάνιση εφελκυστικών ρωγμών παράλληλων προς τον άξονα φορτίσεως και με ένα είδος διατμητικής αστοχίας, κατά μήκος ασθενών διαδρομών. Ο τρόπος αστοχίας εξαρτάται από το πόσο ασθενές είναι το κονίαμα σε σχέση με το λιθόσωμα. Πάντως γενικά ισχύει ότι η αντοχή του κονιάματος είναι μικρότερη από αυτήν της τοιχοποιίας, που με τη σειρά της είναι συνήθως μικρότερη από αυτήν του λιθοσώματος. Ο συνήθης τρόπος αστοχίας, εξηγεί τον λόγο για τον οποίο τελικά η αντοχή της τοιχοποιίας είναι μεγαλύτερη από αυτήν του ασθενέστερου από τα δύο υλικά [13].

Όπως φαίνεται στα παραπάνω σχήματα, λόγω της θλίψης, σύμφωνα και με τον νόμο του Poisson, τα υλικά έχουν την τάση να διογκωθούν κατά την εγκάρσια διεύθυνση. Λόγω της διαφοράς των μέτρων ελαστικότητάς τους (συνήθως το λιθόσωμα με την μεγαλύτερη αντοχή έχει και μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας), αναπτύσσονται στην διεπιφάνεια δυνάμεις. Στην περίπτωση του κονιάματος, που θέλει να αυξήσει τον όγκο του περισσότερο από του λιθοσώματος, οι δυνάμεις αυτές προέρχονται από την “άρνηση” του λιθοσώματος να ακολουθήσει την παραμόρφωσή του και συνεπώς του ασκεί τις δυνάμεις που φαίνονται στην Εικόνα 2-17 και είναι θλιπτικές. Το αντίστροφο ισχύει για το λιθόσωμα (αρχή δράσης – αντίδρασης). Η παραπάνω κατάσταση ισοδυναμεί με υποβολή του ασθενούς λιθοσώματος σε τριαξονική θλίψη, λόγω της περίσφιγξης που του προσφέρει το ισχυρότερο λιθόσωμα, το οποίο υποβάλλεται σε θλίψη υπό εγκάρσιο εφελκυσμό, με αποτέλεσμα τη μείωση της αντοχής του.

Το παραπάνω φαινόμενο εξηγεί το λόγο για τον οποίο η γεωμετρία του λιθοσώματος, αλλά και το πάχος των αρμών επηρεάζει τόσο πολύ την συνολική αντοχή της τοιχοποιίας. Ακόμα, είναι εύκολα κατανοητό ότι η σύνθεση του κονιάματος, και όχι μόνο η αντοχή του, επηρεάζει την τριβή που θα ασκηθεί στην διεπιφάνεια και άρα την αντοχή.

Στην παρούσα διερεύνηση, η τοιχοπλήρωση συνίσταται από μπατική-υπέρ-μπατική τοιχοποιία από διάτρητους οπτόπλινθους, με ομοιόμορφη διάταξη στα περιμετρικά φατνώματα.

### 2.6.1 Υπολογισμός χαρακτηριστικών ισοδύναμου θλιπτήρα



Εικόνα 2-17: Χαρακτηριστικά ισοδύναμου θλιπτήρα [Χουρδάκης, 2004]

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του διαγώνιου θλιπτήρα υπολογίζονται ως εξής:

Δεδομένης της ευμενούς επιρροής της τοιχοποιίας πλήρωσης στο μοντέλο, λαμβάνονται οι δυσμενέστερες παράμετροι που αφορούν τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, εκ των οποίων προκύπτει η φέρουσα ικανότητα τοιχοπλήρωσης ώστε να καλυφθούν οι αβεβαιότητες που προκύπτουν.

Η γωνία που σχηματίζει ο διαγώνιος θλιπτήρας με τα οριζόντια στοιχεία υπολογίζεται ως:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{h_w}{l_w}\right) \quad (2-26)$$

όπου  $2/3 \leq \tan \alpha \leq 3/2$ . Το μήκος του διαγώνιου θλιπτήρα προκύπτει συναρτήσει της γωνίας κλίσης του ως:

$$L_w = l_w / \cos \alpha \quad (2-27)$$

Το ισοδύναμο πλάτος της θλιβόμενης διαγώνιου προκύπτει έπειτα από ανάλυση δυνάμεων ως:

$$b = L \frac{\bar{f}_{wv}}{\bar{f}_{wc,s}} \quad (2-28)$$

όπου:  $\bar{f}_{wc,s}$  η μέση αντοχή της θλιβόμενης διαγώνιου έναντι θλίψης και

$\bar{f}_{wv}$  η μέση αντοχή της τοιχοπλήρωσης έναντι διατμητικών τάσεων

Για μέσες τιμές αντοχών πριν ή κατά τη ρηγμάτωση μπορεί να λαμβάνεται:

$$b = 0.15 L_w \quad (2-29)$$

Το εμβαδόν της διατομής της θλιβόμενης διαγώνιου προκύπτει:

$$A_w = b \cdot t_w \quad (2-30)$$

όπου  $t_w$  το πάχος του μέλους που λαμβάνεται ίσο με το πάχος της τοιχοποιίας χωρίς τα τυχόν ενδιάμεσα κενά.

Η αντοχή της τοιχοποιίας δίνεται από ημιεμπειρικές σχέσεις διαφόρων ερευνητών, καθώς και από τον EN1996, που αποτελεί και τον κανονισμό για την διαστασιολόγηση κτιρίων από τοιχοποιία. Θα γίνουν δύο προσπάθειες εκτίμησης της θλιπτικής αντοχής, μια για να βρεθεί το κάτω όριο της, και μια για να βρεθεί το άνω όριο, με σκοπό να δημιουργηθεί μια περιβάλλουσα αναμενόμενης επίδρασης των τοίχων σε υπάρχουσες κατασκευές στις οποίες θα εφαρμοστεί στατική ανελαστική ανάλυση.

Για τις τοιχοπληρώσεις, οι «ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής μπορούν να λαμβάνονται ως Ονομαστικές Μέσες ή ως «Χαρακτηριστικές» τιμές σύμφωνα με τον Πίνακα που ακολουθεί και οι οποίες ισχύουν για :

- Συνήθεις τοιχοπληρώσεις, οπτόπλινθοδομές (με διάτρητα τούβλα).
- Συνήθη ασβεστοσιμεντοκονιάματα, μάλλον χαμηλής (έως μέσης) αντοχής.
- Πλήρεις (σχεδόν) οριζόντιους αρμούς, κανονικού πάχους (περίπου 10÷20 mm).
- Ημι-πλήρεις κατακόρυφους αρμούς, γενικώς του ίδιου πάχους (περίπου 10÷20 mm).
- Κατακόρυφα φορτία πρακτικώς μόνο από το ίδιο βάρος των τοιχοπληρώσεων ( $\sigma_0 \cong 0$ ).

Πίνακας 2-1: Μέση θλιπτική αντοχή ισοδύναμου διαγώνιου θλιπτήρα [EN1996-1]

Αντοχή	Τοιχοπλήρωση	Ποιότητα δόμησης και σφήνωσης		
		Καλή	Μέση	Κακή
<b>Λοξή θλίψη</b> $\bar{f}_{wc,s}$ <b>(MPa)</b>	Μπατικός	2.00	1.50	1.00
	Δρομικός	1.50	1.00	0.75
<b>Διαγώνια ρηγμάτωση</b> $\bar{f}_{wv}$ <b>(MPa)</b>	Μπατικός	0.25	0.20	0.15
	Δρομικός	0.20	0.15	0.10

Η εκτίμηση της μέσης θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας κατά τη διεύθυνση της διαγώνιας ράβδου γίνεται με τη βοήθεια της σχέσης, κατά EN1996-1 (γενικές οδηγίες για άοπλη τοιχοποιία):

$$\bar{f}_{wc,s} = k \cdot f_{bc}^{0.65} \cdot f_{mc}^{0.25} \quad (2-31)$$

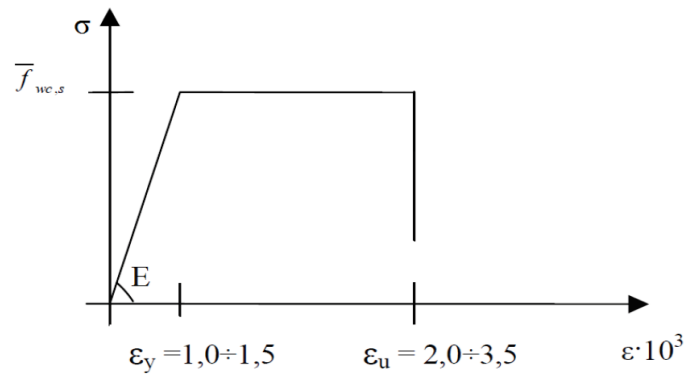
όπου:

$k = 0.40 \div 0.60$  εξαρτάται από τον τύπο της τοιχοποιίας

$f_b$  η ανηγμένη για ισοδύναμο κύβο ακμής 100mm θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος

$f_m$  η μέση θλιπτική αντοχή του κονιάματος

Η αξονική παραμόρφωση  $\varepsilon$  της θλιβόμενης διαγώνιου κατά τη διαρροή και κατά την αστοχία λαμβάνεται σύμφωνα με την Εικόνα 2-18 που προτείνεται στον Κανονισμό Επεμβάσεων.



Εικόνα 2-18: Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων ισοδύναμης θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου άοπλης τοιχοπλήρωσης [KAN.ΕΠΕ.]

Το μέτρο ελαστικότητας της ισοδύναμης ράβδου που χρησιμοποιείται, όπως θα δούμε και στο Κεφάλαιο της προσομοίωσης στο ελαστικό τμήμα του μέλους, υπολογίζεται ως:

$$E_w = \bar{f}_{wc,s} / \varepsilon_y \quad (2-32)$$

Για να ληφθεί υπόψη η πρόωρη αστοχία των τοιχοπληρώσεων λόγω λυγηρότητας σε κάμψη εκτός επιπέδου, ακολουθείται η διαδικασία του ΚΑΝ.ΕΠΕ.: Η λυγηρότητα της τοιχοπλήρωσης υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\lambda = \frac{\sqrt{l_w^2 + h_w^2}}{t_w} \quad (2-33)$$

Βάσει της παραπάνω τιμής λυγηρότητας υπολογίζεται ένας συντελεστής μείωσης της αντίστασης της τοιχοποιίας  $\varphi_w$ . Για την περίπτωση της απλής περιμετρικής επαφής διακρίνονται οι εξής περιπτώσεις:

$\lambda \leq 15$ , οπότε  $\varphi_w = 1$

$\lambda \geq 30$ , οπότε  $\varphi_w = 0$

$15 < \lambda \leq 30$ , οπότε:

$$\varphi_w = 0.9 \frac{1}{e^{\frac{(0.0477\lambda - 0.063)^2}{0.9}}}, \text{ για } E_w = 500f_{wc} \quad (2-34)$$

$$\varphi_w = 0.9 \frac{1}{e^{\frac{(0.0316\lambda - 0.063)^2}{0.9}}}, \text{ για } E_w = 1000f_{wc} \quad (2-35)$$

Για ενδιάμεσες τιμές του μέτρου ελαστικότητας  $E_w$  γίνεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ των παραπάνω τιμών.



## 3 ΧΡΗΣΙΜΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

### 3.1 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικο-οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας» (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς ανασχεδιασμού.

**Περιορισμένες βλάβες (Α):** ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.

**Σημαντικές βλάβες (Β):** Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένους αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης.

**Οιονεί κατάρρευση (Γ):** ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία, χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμούς μέτριας έντασης. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (Πίνακας 3-1) αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού).

Πίνακας 3-1: Στόχοι ανασχεδιασμού – αποτίμησης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	«Οιονεί Κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

### 3.2 ΕΝΙΑΙΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

Ο δείκτης συμπεριφοράς αποτελεί μία εκτιμήτρια της ικανότητας ενός δομήματος να υφίσταται μεγάλο εύρος ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις, χωρίς σημαντική μείωση της αποκρίσεώς του. Ο δείκτης συμπεριφοράς εξαρτάται από πολλές παραμέτρους, σημαντικότερες των οποίων είναι η πλαστιμότητα των κρίσιμων περιοχών, ο σεβασμός των ικανοτικών απαιτήσεων, (η αποφυγή της αστοχίας των υποστυλωμάτων, καθώς και η αποφυγή ψαθυρών (διατμητικών) αστοχιών), η διατιθέμενη υπεραντοχή και η κανονικότητα της κατανομής καθ' ύψος αυτών των υπεραντοχών, άρα και η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στο σύνολο του δομήματος.

Ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς υπολογίζεται έχοντας ως τιμή αναφοράς το δείκτη συμπεριφοράς  $q^*$  που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας B, η οποία αντιστοιχεί στις προβλέψεις και διατάξεις του EN1998-1, όπως αυτές ισχύουν για το σχεδιασμό νέων κτηρίων.

Πίνακας 3-2: Τιμές του λόγου  $q^*/q'$  ανάλογα του στόχου επανελέγχου (για το φέροντα οργανισμό)

<b>Στάθμη επιτελεστικότητας</b>		
<b>«Περιορισμένες βλάβες» (A)</b>	<b>«Σημαντικές βλάβες» (B)</b>	<b>«Οιονεί κατάρρευση» (Γ)</b>
0,60 (1,00 < $q^*$ < 1,50)	1,0	1,4

Κατά τη φάση της αποτίμησης του κτιρίου, η τιμή  $q'$  θα επιλέγεται λαμβάνοντας υπόψη τα εξής:

- Την επάρκεια των κανονισμών κατά την περίοδο μελέτης και κατασκευής του κτηρίου
- Την τυχόν ύπαρξη ουσιαδών βλαβών (και φθορών), κυρίως σε πρωτεύοντα δομικά στοιχεία.
- Την κανονικότητα κατανομής των εντός ορόφου αλλά και κατ' όροφόν υπεραντοχών (καθ' ύψος του δομήματος) και το βαθμό αποκλεισμού δημιουργίας «μαλακού» ορόφου.
- Το πλήθος δομικών στοιχείων στα οποία αναμένεται να εμφανισθούν πλαστικές αρθρώσεις, και το οποίο εξαρτάται από την υπερστατικότητα και την κανονικότητα του δομήματος.
- Την ιεράρχηση της εμφάνισης αστοχιών και τον βαθμό αποκλεισμού τους στα πρωτεύοντα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία και στους κόμβους.
- Τους τρόπους αστοχίας.
- Τη διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα στις περιοχές ελέγχου του κάθε δομικού στοιχείου, και
- Τους διαθέσιμους επικουρικούς μηχανισμούς αντισεισμικής συμπεριφοράς όπως είναι οι τοιχοπληρώσεις, τα διαφράγματα κ.λπ.

Όταν δεν διατίθενται λεπτομερέστερα στοιχεία, επιτρέπεται κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. να εφαρμοσθούν ως μέγιστες οι τιμές του Πίνακα που ακολουθεί, αναλόγως των βλαβών και των τοιχοπληρώσεων (στο σύνολο του κτηρίου).

Πίνακας 3-3: Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς  $q'$  για την στάθμη επιτελεστικότητας Β («σημαντικές βλάβες»)

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων (1)		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων (1)	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995<...	3.0	2.3	2.3	1.7
1985<...<1995(2)	2.3	1.7	1.7	1.3
...<1985	1.7	1.3	1.3	1.1

Η μεθοδολογία που χρησιμοποιείται για την εκτίμηση του δείκτη συμπεριφοράς είναι η προτεινόμενη από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (Αναθεώρηση 2017), ως γινομένου του παράγοντος υπεραντοχής ( $q_v$ ) και του παράγοντα πλαστιμότητας ( $q_\pi$ ), δηλ.  $q = q_v \cdot q_\pi$ .

### 3.2.1 Υπεραντοχή

Ο παράγων της υπεραντοχής  $q_v$  που εκφράζεται σε όρους δύναμης, ισούται με το λόγο της σεισμικής δύναμης (τέμνουσας βάσεως)  $V_0$  που οδηγεί σε γενικευμένη διαρροή πολλών δομικών στοιχείων (έναρξη μηχανισμού ορόφου, με κίνδυνο γενικής αστάθειας) ως προς τη δύναμη  $V_1$  που οδηγεί σε διαρροή (γενικώς υπό κάμψη) του πρώτου στοιχείου (οποιοδήποτε, αλλά κυρίως πρωτεύοντος και μάλιστα του «κρίσιμου» ορόφου).

Ο παράγων αυτός εξαρτάται από το δομητικό σύστημα και την κανονικότητα του σε κάτοψη, από την υπερστατικότητα και τη δυνατότητα ανακατανομής της έντασης και από τα διαθέσιμα αποθέματα αντίστασης (αντοχής) του κτηρίου μετά την εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης και μέχρι την έναρξη δημιουργίας μηχανισμού (ορόφου).

Κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, είναι δυνατή η χρήση του επόμενου πίνακα, λαμβάνοντας υπόψη μια περαιτέρω απομείωση του διαθέσιμου δείκτη υπερστατικότητας που σχετίζεται με την ανεπάρκεια μάτισης των διαμήκων οπλισμών τα ως εξής:

Για παλαιότερους χάλυβες  $St.I$  ή  $S200$ , με  $f_t / f_y \sim 1.40$  και  $\varepsilon_v \sim 10 \div 12\%$ ,  $\lambda = 1.1$ .

Για παλαιότερους χάλυβες, υψηλής αντοχής, με  $f_{yk} = 400$  ή  $500 \text{ MPa}$ , χειρότερους από άποψη κράτυνσης ( $f_t / f_y \leq 1.10$ ) και ολκιμότητας ( $\varepsilon_v \leq 5\%$ ),  $\lambda = 0.9$ , με  $q_v \geq 1.0$ .

Για αποδεδειγμένα «ψαθυρότερους» χάλυβες (π.χ. ψυχρής κατεργασίας), συνίσταται να λαμβάνεται  $q_v = 1.0$ . Ανεξαρτήτως δομητικού συστήματος, ποιότητας χαλύβων, μεθόδου ανάλυσης κ.λ.π, συνίσταται  $1.0 \leq q_v \leq 1.5$ .

Πίνακας 3-4: Εκτίμηση του συντελεστή υπεραντοχής για πλαισιωτές κατασκευές κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Σύστημα πλαισίων	$q_u = V_u/V_1$	
	Κανονικότητα σε κάτοψη	
	Ναι	Όχι
$N = 1$ (n: αριθμός ορόφων, πάνω από το υπόγειο, αν υπάρχει)	1.1	1.05
$N \geq 2$ , δίστυλα	1.2	1.10
$N \geq 2$ , πολύστυλα ή μικτά συστήματα (ισοδύναμα πλαίσια >50%)	1.3	1.15

### 3.2.2 Πλαστιμότητα

Ο παράγων της πλαστιμότητας ( $q_\pi$ ) που εκφράζεται σε όρους παραμόρφωσης (π.χ. μετακίνησης), ισούται με το λόγο της οριακής παραμόρφωσης αστοχίας (αναλόγως της στάθμη επιτελεστικότητας) ως προς την παραμόρφωση γενικευμένης διαρροής, έναρξης δημιουργίας μηχανισμού (ορόφου), με μετακινήσεις (πλευρικές ή οριζόντιες μεταθέσεις) αναφερόμενες στην κορυφή του κτηρίου ή στην περιοχή εφαρμογής της συνολικής συνισταμένης (οριζόντιας) σεισμικής δύναμης.

Και αυτός ο παράγων εξαρτάται από το δομητικό σύστημα και την κανονικότητα του σε τομή (καθ' ύψος), καθώς και από την ικανότητα παραμόρφωσης και κατανάλωσης ενέργειας μέσω της ανακυκλιζόμενης μετελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους πρωτεύοντων δομικών στοιχείων του κρίσιμου ορόφου.

Μέσω αυτής της αποσύζευξης μεταξύ  $q_u$  (υπεραντοχή συνόλου) και  $q_\pi$  (πλαστιμότητα ε όρους μετακινήσεων για το συνολικό δόμημα), είναι δυνατή η εκτίμηση:

Της απαιτούμενης πλαστιμότητας σε όρους μετακινήσεων ή στροφής χορδής σε επίπεδο ορόφου (π.χ του «κρίσιμου»), και μέσω αυτής

Της απαιτούμενης πλαστιμότητας (σε όρους  $d$  ή  $\theta$ , ή  $1/r$ ) για τα επιμέρους (πρωτεύοντα, κυρίως) φέροντα στοιχεία του ορόφου. Αν δεν υπάρχουν λεπτομερέστερα στοιχεία, λαμβάνονται τα εξής:

Η τιμή του  $q_\pi$  μεταβάλλεται αναλόγως της ιδιοπεριόδου του κτιρίου. Για πολύ μικρές  $T$ , δηλ. για απόκριση υπό ίση (πρακτικώς) επιτάχυνση, ισχύει  $q_\pi \approx 1$ , ενώ για μεγαλύτερες  $T$  (μετά την κορυφή, το μέγιστο του φάσματος επιταχύνσεων), δηλ. για απόκριση υπό ίση (πρακτικώς) μετακίνηση, ισχύει  $q_\pi \approx \mu_d \approx \mu_\theta$ .

Έτσι, η σχέση  $q_\pi$  και  $\mu_d$  (για το σύνολο), αναλόγως της ιδιοπεριόδου του κτιρίου, μπορεί να εκφραστεί ως εξής:

$$\text{Για } T \leq T_c \quad \mu_d = 1 + (T_c/T)(q_\pi - 1), \text{ ενώ} \quad (3-1)$$

$$\text{Για } T \geq T_c \quad \mu_d = q_\pi \quad (3-2)$$

όπου  $T_c$  είναι η τιμή της χαρακτηριστικής περιόδου του τέλους της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης και της έναρξης του κατιόντος κλάδου του φάσματος (ελαστικού ή σχεδιασμού) επιταχύνσεων, και  $T$  είναι η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος του κτιρίου κατά την εξεταζόμενη κύρια διεύθυνσή του ( $x$  ή  $y$ ), δηλ.  $T_x$  ή  $T_y$ , για  $q_{\pi x}$  ή  $q_{\pi y}$ , αντιστοίχως.

Η τιμή του  $\mu_d$  (για το σύνολο), μπορεί να «μεταφρασθεί» σε απαιτούμενη πλαστιμότητα του «κρίσιμου» ορόφου, σε όρους μετακίνησης ή στροφής χορδής,  $\mu_{d,ορ} \approx \mu_{\theta,ορ}$ .

- Για κανονικά καθ' ύψος κτίρια, με ομοιόμορφη κατανομή και διασπορά των αντιστάσεων αλλά και των αν ελαστικών απαιτήσεων, όπως π.χ. συμβαίνει σε κτίρια με επαρκή ή και ικανά τοιχεία ή πλαίσια σχεδιασμένα ικανοτικώς (στους κόμβους), έτσι ώστε να εξασφαλίζεται (με αξιοπιστία) δημιουργία οιονεί – πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα δοκών (ή έστω και σε λίγα άκρα στύλων καθ' ύψος), «κρίσιμος» όροφος είναι εν γένει το ισόγειο, και ισχύει:

$$\mu_{d,ορ} \approx \mu_{\theta,ορ} \approx \mu_d, \mu_d = f(q_{\pi}) \quad (3-3)$$

- Για μη-κανονικά καθ' ύψος, κτίρια, με ενδεχόμενον τον σχηματισμό «μηχανισμού ορόφου» σε έναν ή περισσότερους γειτονικούς ορόφους, σε ύψος  $h$ , η απαιτούμενη πλαστιμότητα αυτού του «κρίσιμου» ορόφου είναι σαφώς μεγαλύτερη αυτής για κανονικά κτίρια, κατά τα προηγούμενα. Για μη-κανονικότητα που δεν οφείλεται σε πιλοτή (βλ. τα επόμενα), αναλόγως δε του ύψους  $h$  όπου αναμένεται ο «μηχανισμός ορόφου», μπορεί να θεωρηθεί πως ισχύει :

$$\mu_{\theta,ορ} = (\mu_{d,ορ}) \approx \mu_d$$

$$H/h \leq 1.5\mu_d$$

$$\mu_d = f(q_{\pi})$$

- Για κτίρια τύπου πιλοτής, με «μαλακό» (ή «ασθενές» ή «ανοικτό») ισόγειο, μπορεί να χρησιμοποιηθεί η προηγούμενη προσέγγιση για μη-κανονικά καθ' ύψος κτίρια με κατάλληλες τροποποιήσεις. Έτσι, για ύψος εφαρμογής της συνολικής συνισταμένης (οριζόντιας) σεισμικής δύναμης  $H_{eff} \approx 0,50H$ , σε αντίθεση με ύψος εφαρμογής για κανονικά κτίρια  $H_{eff} \approx 0,65 H$  ( $\div 0,80 H$ , για σημαντική επιρροή των ανωτέρων κανονικών μορφών, για υψηλά κτίρια), μπορεί να θεωρηθεί πως ισχύει :

$$\mu_{\theta,πιλ} \approx \mu_{d,πιλ} \approx \mu_d \cdot \frac{H_{eff}}{h_s} \approx \mu_d \cdot \left( \frac{H}{\frac{H}{n}} \right) \approx \frac{n}{2} \cdot \mu_d \geq 1.5 \cdot \mu_d \quad (3-4)$$

όπου  $n$  το πλήθος των ορόφων, περιλαμβανομένης της πιλοτής, και  $h_s$  το ύψος της πιλοτής / του ισογείου ( $\approx \frac{H}{n}$ ).

### Τοπικοί Δείκτες πλαστιμότητας

Ως τοπικός δείκτης  $m$  ορίζεται ο λόγος  $m = d_d/d_y = \theta_d/\theta_y$ , όπου  $d_d$  η τιμή σχεδιασμού οριακής παραμόρφωσης ανάλογα με την στάθμη επιτελεστικότητας.

Στη στάθμη επιτελεστικότητας A, ο φέρων οργανισμός (και οι τοιχοπληρώσεις) αναμένεται να συμπεριφερθεί οιονεί ελαστικώς, χωρίς να αναπτύξει μετελαστικές παραμορφώσεις (παραμένουσες παραμορφώσεις-έντονες βλάβες). Κατά συνέπεια, για το φορτίο σχεδιασμού θα ισχύει  $F_d \leq F_y$  και  $d_d \leq d_y$  ( $\Rightarrow m \sim 1.0$ ) με  $\gamma_{Rd} = 1.0$ , ή αντιστοίχως  $1.0 \leq q \leq 1.5$ .

Στη στάθμη επιτελεστικότητας B, ο φέρων οργανισμός αναμένεται να αναπτύξει σημαντικές μετελαστικές παραμορφώσεις, χωρίς όμως να πλησιάζει τις διαθέσιμες παραμορφώσεις αστοχίας. Συνεπώς, για το φορτίο σχεδιασμού θα ισχύει  $F_d > F_y$  και για πρωτεύοντα στοιχεία

ισχύει  $d_d \sim 0.5(d_u + d_y)/\gamma_{Rd}$  ενώ για δευτερεύοντα στοιχεία και τοιχοπληρώσεις ισχύει  $d_d \sim d_u/\gamma_{Rd}$ .

Στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ, ο φέρων οργανισμός αναμένεται να αναπτύξει μεγάλες μεταλαστικές παραμορφώσεις, σε μεγάλη έκτασή του, φθάνοντας ακόμη και σε εξάντληση των διαθέσιμων παραμορφώσεων αστοχίας, χωρίς κίνδυνο κατάρρευσης υπό τα φορτία βαρύτητας. Συνεπώς, για το φορτίο σχεδιασμού θα ισχύει  $F_d > F_y$  και για πρωτεύοντα στοιχεία ισχύει  $d_d \sim d_u/\gamma_{Rd}$  ενώ για δευτερεύοντα στοιχεία και τοιχοπληρώσεις ισχύει  $d_d \sim d_u$  δηλαδή  $\gamma_{Rd} = 1.0$ .

### 3.3 ΓΩΝΙΑ ΣΤΡΟΦΗΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ

Στο Παράρτημα 7Α του ΚΑΝΕ.ΕΠΕ. δίνεται τρόπος αναλυτικού υπολογισμού της καμπυλότητας διαρροής διατομής Ω.Σ. με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη, ο οποίος υιοθετείται στα πλαίσια της παρούσας εργασίας και παρουσιάζεται ακολούθως.

i. Σε περίπτωση που η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού, τότε:

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d} \quad (3-5)$$

ii. Αν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε μη γραμμικότητα του θλιβόμενου σκυροδέματος ( $\varepsilon_{c2} > 1.8f_c/E_c$ ):

$$(1/r)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} = \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d} \quad (3-6)$$

Ως καμπυλότητα διαρροής λαμβάνεται η μικρότερη των ως άνω τιμών.

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή υπολογίζεται ως:

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{1/2} - \alpha A \quad (3-7)$$

όπου  $\alpha = E_s/E_c$  και τα Α, Β προσδιορίζονται από τις κατωτέρω εξισώσεις, εάν η διαρροή ελέγχεται από τον εφελκόμενο οπλισμό ή από το θλιβόμενο σκυροδέμα αντίστοιχα:

i. Διαρροή λόγω χάλυβα :

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + N/bdf_y \quad (3-8)$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0.5\rho_v(1 + \delta') + N/bdf_y \quad (3-9)$$

ii. Διαρροή λόγω σκυροδέματος:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8abf_c} \quad (3-10)$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0.5\rho_v(1 + \delta') \quad (3-11)$$

όπου:  $\rho$ ,  $\rho'$  και  $\rho_v$  είναι τα ποσοστά του εφελκόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού (ανηγμένα στο b·d),  $\delta' = \frac{d'}{d}$ , όπου  $d'$  η απόσταση από το κέντρο

του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος,  $b$  το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης (λαμβάνεται το πλάτος της δοκού για λειτουργία ορθογωνικής και το συνεργαζόμενο πλάτος για λειτουργία πλακοδοκού) και  $N$  το αξονικό φορτίο (θετικό σε θλίψη και μηδενικό σε εφελκυσμό).

### 3.3.1 Παραμόρφωση διαρροής με προέχουσα κάμψη

Για τον υπολογισμό της παραμόρφωσης διαρροής πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η συμβολή τόσο της κάμψης, όσο και της διάτμησης στις παραμορφώσεις.

Η συμβολή της κάμψης στην παραμόρφωση διαρροής μπορεί να εκτιμηθεί με βάση την τιμή της καμπυλότητας διαρροής,  $(1/r)_y$ , της οποίας ο τρόπος προσδιορισμού περιγράφηκε παραπάνω. Εάν οι παραμορφώσεις  $\delta$  αναφέρονται στο σύνολο του μήκους  $L_s = \alpha_s d$  στο άκρο δομικού στοιχείου (π.χ. όταν ως  $\delta$  χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής  $\theta$ ), τότε στη φάση της καμπτικής διαρροής το τμήμα της  $\theta_y$  που οφείλεται στην κάμψη, μπορεί να ληφθεί ίσο με  $(1/r)_y \frac{L_s + \alpha_v z}{3}$ , όπου  $\alpha_v z$  όρος εκφράζει την επιρροή του "μήκους μετάθεσης" των ροπών κάμψης  $s'$  αυτές ( $z$  είναι ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων και ο συντελεστής αν ισούται με 1 εάν η τέμνουσα που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου,  $V_{R1}$ , υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή,  $V_{Mu} = M_y/L_s$ , και με 0 αν είναι μεγαλύτερη).

Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + \alpha_v z}{3} + 0.0014 \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{d_b f_y (1/r)_y}{8 \sqrt{f_c}} \quad (3-12)$$

όπου:

$h$  : το ύψος της διατομής

$(1/r)_y$  : η καμπυλότητα του δομικού στοιχείου

$L_s$  : ο λόγος  $M/V$  στην ακραία διατομή του στοιχείου, δηλαδή η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών.

Στην Εξίσωση (3-13) ο 1ος όρος εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ενώ ο 2ος όρος εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος  $L_s$ . Ο 3ος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου ( $f_y$  και  $f_c$  σε ΜΡα). Όσον αφορά το μήκος διάτμησης, υπάρχει μία διατομή, στην οποία μηδενίζεται η ροπή. Επομένως, κάθε δομικό στοιχείο, μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελείται από δύο προβόλους, πακτωμένοι στα άκρα του στοιχείου και χαρακτηρίζεται από ένα μήκος ισοδύναμο με το μήκος διάτμησης  $L_s = M/V$  όπου  $M$  και  $V$  είναι η ροπή και η τέμνουσα στο άκρο του στοιχείου.

### 3.3.2 Παραμόρφωση διαρροής με προέχουσα τη διάτμηση

Η διατμητική αντοχή  $V_R$ , ενός δομικού στοιχείου (υποστυλώματος, δοκού, τοιχώματος) το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις μειώνεται με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος της μετακίνησης του άκρου του μήκους διάτμησης ως προς την εφαπτομένη στον άξονα του στοιχείου στη διατομή της μεγίστης ροπής, ανηγμένου στη μετακίνηση διαρροής στο ίδιο σημείο,  $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$ .

Η διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου, όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων, μειώνεται με την τιμή του  $\mu_{\Delta,pl}$  (μονάδες MN και m):

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5, \mu_{\Delta}^{pl})) [0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) (1 - 0.16 \min(5, a_s)) \sqrt{f_c A_c + V_w}] \quad (3-14)$$

όπου:

$h$  : Ύψος διατομής (ίσο με τη διάμετρο  $D$  στις κυκλικές διατομές)

$x$  : Ύψος της θλιβόμενης ζώνης ( $x = d \cdot \xi_y$ )

$N$  : Αξονικό φορτίο σε MN (θετικό για θλίψη, μηδενικό για εφελκυσμό)

$a_s$  :  $L_s/h$ : Λόγος διάτμησης.

$A_c$  : Επιφάνεια σκυροδέματος, ίση με  $b_w \cdot d$  σε διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους  $b_w$  και στατικό ύψος  $d$

$f_c$  : Αντοχή σκυροδέματος σε MPa.

$\rho_{tot}$  : Συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου).

$V_w$  : Συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή.

Η  $V_w$  για διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους  $b_w$  ισούται με :

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw}$$

όπου :

$\rho_w$  : Το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού από σκέλη συνδετήρα στη ρωγμή

$z$  : Ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων (ίσος με  $d-d$  σε υποστυλώματα, δοκούς και τοιχώματα διατομής T ή H, ή με  $0.8h$  σε τοιχώματα ορθογωνικής διατομής) και

$f_{yw}$  : Η τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού.

Η διατμητική αντοχή  $V_R$  υποστυλώματος με λόγο διάτμησης  $a_s \leq 2$  δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε θλιπτική αστοχία του σκυροδέματος κατά τη διαγώνιο του στοιχείου,  $V_{R,max}$  η οποία υπό ανακυκλιζόμενες μεταλαστικές παραμορφώσεις, μειώνεται με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων:

$$\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1 \quad (3-15)$$

### 3.4 ΓΩΝΙΑ ΣΤΡΟΦΗΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Για τη γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 αντιλήψεις για αντισεισμικές κατασκευές η σχέση που υιοθετεί ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι η εξής:

$$\theta_{um} = 0.016 (0.3)^{\nu} \left[ \frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.225} (a_s)^{0.35} 25^{(a_{\rho s} \frac{f_{yw}}{f_c})} (1.25^{100\rho_d}) \quad (3-16)$$

όπου:

$a_s$  : ο λόγος διάτμησης

$\omega$  ,  $\omega'$ : Μηχανικό ποσοστό εφελκυσμένου και θλιβόμενου οπλισμού (ο διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκυσμένου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκυσμένος).

$\nu = N/bh f_c$ : ( $b$  = πλάτος θλιβόμενης ζώνης)



$\rho_s = A_{sx}/b_w s_h$ : Γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης.

$\rho_d$ : Γεωμετρικό ποσοστό τυχόντος δισδιαγώνιου οπλισμού.

$\alpha$ : Συντελεστής που λαμβάνεται ίσος με μηδέν όταν οι συνδετήρες δεν κλείνουν με άγκιστρο προς το εσωτερικό του σκυροδέματος.

Σε στοιχεία χωρίς αντισεισμικές κατασκευαστικές λεπτομέρειες, όπως ισχύει στη συγκεκριμένη περίπτωση με χρήση λείων χαλύβων, το 2<sup>ο</sup> μέλος της Εξίσωσης (3-16) χρειάζεται να πολλαπλασιασθεί επί 0.95.

### 3.5 ΡΟΠΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Παράρτημα 7Α) η ροπή διαρροής μπορεί να υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left( 0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[ (1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho + \frac{\rho_y}{6}(1 - \delta') \right] (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\} \quad (3-17)$$



## 4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

### 4.1 ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ OPENSEES

Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκε να γίνει τριδιάστατη προσομοίωση του φορέα πλαισιακής κατά βάση λειτουργίας με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία τριών διαστάσεων και έξι βαθμών ελευθερίας. Η προσομοίωση και ανάλυση του φορέα έγινε στο λογισμικό ανοιχτού κώδικα OpenSees 2.4.6. Το OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) αποτελεί λογισμικό για την προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης κατασκευών και εδαφικών συστημάτων, το οποίο ξεκίνησε να αναπτύσσεται το 1999 στο Pacific Earthquake Engineering Research Center. Είναι γραμμένο κυρίως σε γλώσσα C++, ενώ χρησιμοποιεί αρκετές υπορουτίνες επίλυσης γραμμένες σε C και Fortran. Το βασικό περιβάλλον με το οποίο αλληλεπιδρά ο χρήστης χρησιμοποιεί τη γλώσσα Tcl/Tk, στην οποία ο χρήστης γράφει τον κώδικα που πρόκειται να εκτελεστεί. Σήμερα γίνεται παράλληλη ανάπτυξη του από διάφορα ερευνητικά κέντρα και πανεπιστήμια, τα οποία εξελίσσουν τις δυνατότητές του συνεισφέροντας στον πηγαίο κώδικά του. Ακόμα, για την υποστήριξη των χρηστών, διατηρείται ηλεκτρονικό forum στην ιστοσελίδα του OpenSees.

Το OpenSees διαθέτει προχωρημένες δυνατότητες για την προσομοίωση και την ανάλυση της ανελαστικής συμπεριφοράς συστημάτων χρησιμοποιώντας πληθώρα υλικών, στοιχείων και αλγορίθμων επίλυσης για ανελαστικές στατικές ή δυναμικές αναλύσεις. Χρησιμοποιείται κυρίως για ανάλυση κατασκευών μέσω ραβδωτών πεπερασμένων στοιχείων, δίνοντας μάλιστα τη δυνατότητα ανάλυσης φορέων με κατανομημένη πλαστικότητα, γεγονός που το καθιστά ιδιαίτερα χρήσιμο εργαλείο για την παρακολούθηση της πορείας της διατομής κατά την πλαστικοποίηση σε επίπεδο ινών.

Εκτός όμως από ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία, το OpenSees διαθέτει και επιφανειακά και χωρικά πεπερασμένα στοιχεία, για προσομοίωση κατασκευών αλλά και εδαφικών συστημάτων. Γενικά όμως τα στοιχεία αυτά δεν είναι τόσο ανεπτυγμένα όσο τα ραβδωτά στοιχεία. Ακόμα, στις πρόσφατες εκδόσεις του OpenSees έχουν προστεθεί νέες δυνατότητες που αφορούν στην ανάλυση της απόκρισης φορέων σε πυρκαγιά καθώς και την εκτέλεση αναλύσεων σε παράλληλα υπολογιστικά περιβάλλοντα για αύξηση της ταχύτητας εκτέλεσης σε πολύπλοκους φορείς ή παραμετρικές αναλύσεις.

Γενικά, το OpenSees υπερτερεί έναντι άλλων προγραμμάτων ανάλυσης φορέων όσον αφορά στις δυνατότητες προσομοίωσης των μελών, καθώς και στην ακρίβεια και ταχύτητα των αναλύσεων που παρέχει. Επίσης, επειδή ο χρήστης αλληλεπιδρά με το πρόγραμμα μέσω αρχείων κώδικα, παρέχεται η δυνατότητα αυτοματοποίησης των υπολογισμών, καθώς και εύκολης εκτέλεσης παραμετρικών αναλύσεων. Σημαντικό είναι το γεγονός ότι με τον τρόπο αυτό παρέχεται και μεγαλύτερη δυνατότητα ελέγχου της διαδικασίας ανάλυσης, καθώς σε άλλα προγράμματα οι παραδοχές που γίνονται και οι μέθοδοι ανάλυσης που εφαρμόζονται δεν είναι ξεκάθαρες, κάτι που μπορεί να οδηγήσει σε αποτελέσματα που δεν ταιριάζουν με αυτά που αναμένονται ή, ακόμα χειρότερα, αποτελέσματα που φαίνονται ρεαλιστικά, αλλά λόγω των παραδοχών που έχουν γίνει από το πρόγραμμα, δεν είναι και ορθά.

Κύριο μειονέκτημα της αρχικής μορφής του λογισμικού (compiler) είναι η έλλειψη άμεσου εποπτικού ελέγχου λόγω απουσίας πλήρως λειτουργικού γραφικού περιβάλλοντος. Το γεγονός αυτό περιορίζει την εισαγωγή των στοιχείων μέσω κώδικα, κάτι που μπορεί να δυσκολέψει αρκετά το μέσο χρήστη χωρίς την ανάλογη εμπειρία, ενώ παράλληλα ο εντοπισμός των σφαλμάτων αρκετές φορές διευκολύνεται με την ύπαρξη γραφικών εργαλείων. Ωστόσο, πρόσφατα ομάδα του Αριστοτέλειου Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης, με επικεφαλής τον καθηγητή κ. Παπανικολάου ανέπτυξε πλήρες γραφικό περιβάλλον που αλληλεπιδρά με τον κλασικό κώδικα OpenSees (<http://gidopensees.rclab.civil.auth.gr/>), που ωστόσο στα πλαίσια της παρούσας εργασίας δεν χρησιμοποιήθηκε.

Επιπλέον, τόσο στην ιστοσελίδα του OpenSees, όσο και στα διαθέσιμα manuals του προγράμματος, οι περισσότερες εντολές περιγράφονται με συνοπτικό τρόπο και διαθέσιμα αρχεία με παραδείγματα υπάρχουν κυρίως για τις βασικές εντολές που διαθέτει. Τέλος, επειδή στο OpenSees έχουν συμβάλλει με κώδικα αρκετά άτομα από διαφορετικές περιοχές του κόσμου, κυρίως για πιο εξειδικευμένες δυνατότητες, δεν είναι πάντα δυνατή η παροχή βοήθειας για τις συγκεκριμένες δυνατότητες. Παράλληλα, είναι πιθανή η ύπαρξη σφαλμάτων στον κώδικα τους, καθώς η ανάπτυξή τους μπορεί να έχει σταματήσει, χωρίς να έχουν διεξαχθεί οι απαραίτητες δοκιμές για όλες τις περιπτώσεις στις οποίες μπορεί να χρησιμοποιηθούν. Συνεπώς, για την προσομοίωση και την ανάλυση των φορέων είναι προτιμότερο να χρησιμοποιούνται οι πιο συχνά χρησιμοποιούμενες εντολές, κάτι που όμως και πάλι δεν αποκλείει την ύπαρξη σφαλμάτων, οπότε θα πρέπει να ελέγχονται συνεχώς τα αποτελέσματα που παράγονται. Τέλος, όσον αφορά στην ανελαστική απόκριση των κατασκευών, το OpenSees στοχεύει κυρίως στην προσομοίωσή της με μεθόδους καταμεμημένης πλαστικότητας, ενώ η εισαγωγή συγκεντρωμένης πλαστικότητας στο προσομοίωμα, αν και προτείνεται ακόμα από κανονισμούς και ειδικά για υλικά όπως το οπλισμένο σκυρόδεμα, είναι σαφώς δυσκολότερη και ανεπαρκής σε κάποιες περιπτώσεις (όπως για παράδειγμα, όταν λόγω αλληλεπίδρασης μεταξύ της αξονικής δύναμης και των ροπών στις δύο διευθύνσεις, η απόκριση των μελών μεταβάλλεται σημαντικά κατά τη διάρκεια της ανάλυσης). [10]

## 4.2 ΒΑΣΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΤΗΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ

Το πρώτο βήμα στην προσομοίωση ενός οποιουδήποτε φορέα αποτελεί ο ορισμός τρισδιάστατου «περιβάλλοντος προσομοίωσης» (model BasicBuilder) στο οποίο καθορίζεται ο αριθμός των διαστάσεων του προβλήματος (επίπεδο πρόβλημα-ορισμός δύο καθολικών αξόνων ή χωρικό πρόβλημα-ορισμός τριών καθολικών αξόνων), καθώς και οι βαθμοί

ελευθερίας κάθε κόμβου του μοντέλου (τρεις ή απλοποιητικά δύο) στην περίπτωση επίπεδου προσομοιώματος ή έξι στην περίπτωση χωρικού).

Στη συνέχεια προκύπτει η ανάγκη οργάνωσης των εξαγόμενων αποτελεσμάτων που θα ζητηθούν από το πρόγραμμα σε φακέλους και υποφακέλους. Έτσι, η διαχείριση του μεγάλου όγκου των δεδομένων λόγω μεγάλου βαθμού υπερστατικότητας και κατά συνέπεια μεγάλου αριθμού μελών που συνθέτουν το προσομοίωμα αλλά και λόγω των πολλών διαφορετικών αναλύσεων και ζητούμενων εξαχθέντων από την καθεμία τους γίνεται εφικτή. Επιπλέον, η δημιουργία φακέλων-υποφακέλων, δίνει τη δυνατότητα αναζήτησης των αποτελεσμάτων του εκάστοτε προσομοιώματος και της εκάστοτε ανάλυσης σε συγκεκριμένο path στη μνήμη του υπολογιστή, γεγονός που διευκολύνει το «διάβασμα»-εξαγωγή των αποτελεσμάτων της μορφής κειμένου (.txt, .out) και στην πορεία της επεξεργασίας ή εκ νέου οργάνωσης αυτών σε νέα μητρώα για την δημιουργία γραφημάτων ή άλλη χρήση.

Έτσι, δημιουργούνται για κάθε μοντέλο κώδικα (επωνομασία model(#number).tcl) ένα βασικό αρχείο στο οποίο εξάγονται όλα τα αποτελέσματα των recorders και print εντολών του κώδικα με επωνομασία \_\_Output\_model(#number).tcl. Οι «υπό-φάκελοι που δημιουργούνται στον βασικό φάκελο αποθήκευσης αναλογούν στα είδη των διαφορετικών αναλύσεων που θα πραγματοποιηθούν. Συγκεκριμένα, δημιουργούνται επιμέρους φάκελοι για τα αποτελέσματα:

- Στατικής ανάλυσης
- Ιδιομορφικής ανάλυσης
- Μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης (ένας φάκελος για κάθε τύπο επιβολής της στατικής φόρτισης)
- Μη-γραμμικής δυναμικής ανάλυσης (ένας φάκελος για κάθε επιταχυνσιογράφημα που επιβάλλεται στην κατασκευή αλλά και για κάθε συνδυασμό αυτού στο χώρο)
- Στατική φόρτιση ανακυκλιζόμενης μορφής κ.ο.κ

Οι μονάδες στις οποίες εισάγονται τα δεδομένα (γεωμετρικά και μηχανικά) και αναλόγως αναμένονται τα αποτελέσματα είναι οι βασικές μονάδες του συστήματος S.I. (μήκος σε  $m$ , δύναμη σε  $KN$ , χρόνος σε  $sec$ ) ενώ η επιτάχυνση της βαρύτητας ορίζεται ως  $9.81 m/sec^2$ .

Στη συνέχεια δίνονται κάποια από τα χαρακτηριστικά της γεωμετρίας του προβλήματος (ύψος στύλων, μήκος φατνωμάτων, διαστάσεις διατομών δοκών και υποστυλωμάτων κ.λ.π) τα οποία δίνουν τη δυνατότητα δημιουργίας μιας παραμετροποίησης στο πρόβλημα που αφενός συσχετίζει τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του τρισδιάστατου προβλήματος ανά επίπεδο-όροφο (συντεταγμένες κύριων και επιμέρους κόμβων), και επιπλέον επιτρέπει την εύκολη απομόνωσή αυτών από το χρήστη, τροποποίηση αυτών και αυτόματα την προσαρμογή του κώδικα σε άλλη γεωμετρία και κατ' επέκταση άλλο μοντέλο. Επιπλέον, και με την ίδια λογική παρατίθενται κάποια βασικά μηχανικά χαρακτηριστικά που χρησιμοποιούνται στον ορισμό των ελαστικών μελών του προβλήματος (είτε ελαστικό προσομοίωμα για ελαστική ανάλυση τέμνουσας δυσκαμψίας, είτε τα αμιγώς ελαστικά συμπεριφερόμενα στοιχεία, πρακτικά «άπειρης» δυσκαμψίας – δυστένειας που θα αναλυθούν παρακάτω).

Συγκεκριμένα, δίνεται:

- Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος:  $E = 20e6 \left(\frac{KN}{m^2}\right) / KPa = 20GPa$

Το παραπάνω δίνεται τόσο για τα κύρια μέλη του προσομοιώματος (δοκοί, υποστυλώματα) στην περίπτωση ελαστικής ανάλυσης τέμνουσας δυσκαμψίας  $K_e = 0.50 K_g$ , όπου  $K_g$  η

γεωμετρική δυσκαμψία του μέλους (αρηγμάτωση διατομή μέλους). Επειδή αυτή η σχέση προβλέπει μεγαλύτερη δυσκαμψία από αυτή που θα πρόκυπτε από τη διγραμμικοποίηση της αντίστοιχης καμπύλης ικανότητας, η οποία μπορεί να οδηγήσει σε πολύ μικρές τιμές  $K_e$  (της τάξης του  $0.10 \div 0.20 K_g$ ), η παραδοχή αυτή που υιοθετείται από τον Ευρωκώδικα βρίσκεται στο άνω όριο, γεγονός που οδηγεί σε πιο δύσκαμπτες κατασκευές και για σχεδιασμό με τη μέθοδο των δυνάμεων και τη μεθοδολογία του φάσματος σχεδιασμού σε μεγαλύτερες επιταχύνσεις σχεδιασμού.

Επιπλέον, για σκυροδέματα της κλάσης B160 (κατηγορία αντοχής C14 έως C16-παραδοχή αντοχής σκυροδέματος κατά τη διατριβή Ρεπαπή, υιοθετούμενη για λόγους συγκρισιμότητας και εδώ), το κατά ΕΚΩΣ μέτρο ελαστικότητας αντιστοιχεί σε τιμή  $E_{cn} = 27.5 \text{ GPa}$ .

Η παραδοχή που υιοθετεί ο καταστατικός νόμος σκυροδέματος που χρησιμοποιείται στην παρούσα εργασία στο μοντέλο αναφοράς προσομοίωματος ινών (Concrete01 κατά Kent-Scott-Park) θεωρεί αρχική ελαστική δυσκαμψία αρηγμάτωσης διατομής ανάλογη με  $E_{c0} = 2 \cdot f_{cc} / \varepsilon_{c0}$  που με ένα γρήγορο υπολογισμό με τα δεδομένα του χρησιμοποιούμενου σκ/τος φτάνει τα  $E_{c0} = 2 \cdot 16 / 0.002 = 16 \text{ GPa}$ .

Λεπτομερής ανάλυση των χρησιμοποιούμενων καταστατικών νόμων σκυροδέματος και της επίδρασης τους στο ανελαστικό προσομοίωμα κατανεμημένης πλαστιμότητας θα ακολουθήσει παρακάτω.

Ωστόσο, τα παραπάνω δύο σημεία οδηγούν στο συμπέρασμα ότι η ληφθείσα τιμή μέτρου ελαστικότητας σκυροδέματος βρίσκεται μεταξύ του εύρους των παραπάνω.

Επιπλέον ορίζεται ο λόγος *Poisson* ίσος με  $\nu = 0.20$  και το μέτρο διάτμησης  $G = \frac{E}{2(\nu+1)} = 8.33e^6 \text{ KPa}$ .

Τα αδρανειακά χαρακτηριστικά που είναι απαραίτητα για την ανάλυση ελαστικού μέλους υπολογίζονται παραμετρικά στην πορεία του κώδικα. Συγκεκριμένα υπολογίζονται, τόσο για δοκούς όσο και για υποστυλώματα,

- η επιφάνεια  $A_i$ ,
- η δυσκαμψία των διατομών και στις δύο διευθύνσεις (κύρια και ασθενής-εγκάρσια) των διατομών ίση με

$$I_{i,zz} = 0.50 \cdot b \cdot h^3 / 12 \quad (4-1)$$

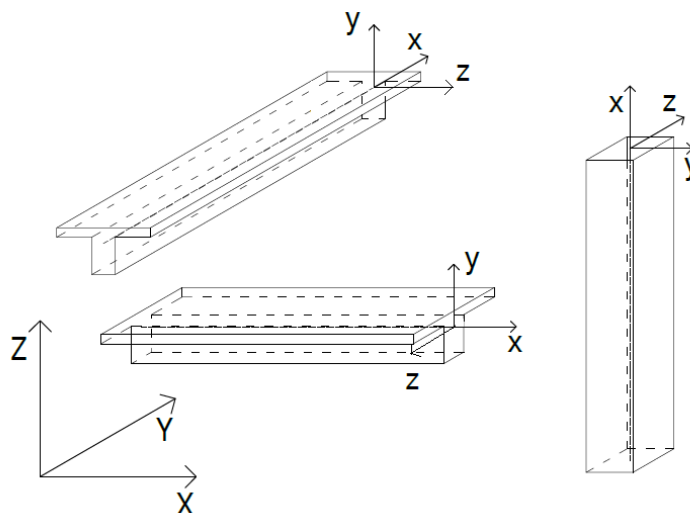
$$I_{i,yy} = 0.50 \cdot h \cdot b^3 / 12 \quad (4-2)$$

- Για την επίλυση του τρισδιάστατου φορέα απαιτείται και η στρεπτική ροπή αδράνειας  $J$  των διατομών, της οποίας ο ακριβής υπολογισμός είναι δυσχερής. Έτσι, για τις ορθογωνικές διατομές γίνεται χρήση της προσεγγιστικής σχέσης:

$$J \approx ab^3 \left( \frac{1}{3} - 0.21 \frac{b}{a} \left( 1 - \frac{b^4}{12a^4} \right) \right) \quad (4-3)$$

Όπου  $a$  είναι το μεγάλο μήκος της διατομής και  $b$  το μικρό μήκος της διατομής. Όπως προτείνει ο EN1992, στις περιπτώσεις σύνθετων διατομών, όπως πλακοδοκών και υποστυλωμάτων σχήματος Γ, η τελική τιμή της σταθεράς  $J$  προκύπτει ως άθροισμα των σταθερών  $J$  των

επιμέρους σκελών. Στην συνέχεια ακολουθεί εποπτικό σκίτσο με τις συμβάσεις των τοπικών και καθολικών αξόνων στην παρούσα προσομοίωση.



Εικόνα 4-1: Εποπτική παρουσίαση καθολικών τοπικών συστημάτων αξόνων

- Υπολογίζεται η δυστρεψία των μελών ίση με το 10% της ελαστικής και σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚΩΣ, ως εξής:

$$K_{II,m} = 0.10 \cdot E_c \cdot C / (1 + 0.30\varphi) = 0.10 \cdot G \cdot J \quad (4-4)$$

(δυστρεψία σταδίου II, καμπτικές ρωγμές)

- Υπολογίζεται το μήκος πλαστικής άρθρωσης  $L_{pl}$  για την προσομοίωση κατανεμημένης πλαστιμότητας με προσδιορισμό του μήκους πλαστικής άρθρωσης (θα αναλυθεί παρακάτω/ δώσε παραπομπή). Το μήκος πλαστικής άρθρωσης υπάρχει η δυνατότητα να ληφθεί τόσο με την αναλυτική σχέση που προτείνουν οι Priestley & Park, όσο και με την απλοποιητική παραδοχή.

$$L_{pl} = 0.08 \cdot L_0 + 0.22 \cdot f_y \cdot d_b \text{ (μονάδες σε m και MPa)} \quad (4-5)$$

$$L_{pl} = 0.50d \quad (4-6)$$

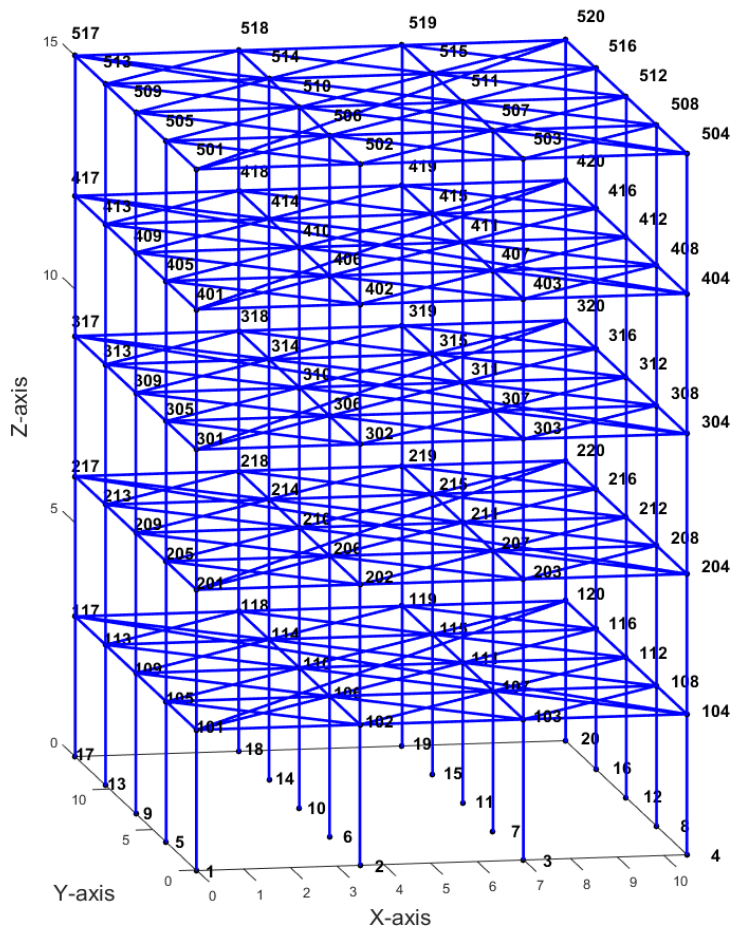
Επιπλέον ορίζονται μεταβλητές όπως το μέτρο δυστημψίας και δυσκαμψίας ισοδύναμων ελατηρίων (zeroLength Elements) που θα ορισθούν αργότερα στον κώδικα.

### 4.3 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΚΟΜΒΩΝ

Στη συνέχεια με επιμέρους κώδικες που καλούνται από τον βασικό, ορίζονται όλοι οι κύριοι και επιμέρους κόμβοι του συστήματος. Το προσομοίωμα επιλέχθηκε να είναι τρισδιάστο ώστε να δίνει τη δυνατότητα μελέτης της χωρικής απόκρισης του (παρά την πλήρη κανονικότητα, τόσο σε κάτοψη, όσο και σε όψη του αρχικού μοντέλου) και σε περαιτέρω έρευνα ενδεχομένως να τροποποιηθούν κάποια από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά που συνθέτουν τη σύλληψη του στατικού συστήματος, ώστε να μελετηθεί και η επίδραση της στατικής μη-κανονικότητας του κτηρίου.

Για την προσομοίωση των μελών του φορέα, θα μπορούσε να γίνει η θεώρηση ότι η περιοχή στην οποία συντρέχουν δοκοί και υποστυλώματα είναι πλήρως άκαμπτη και συμπεριφέρεται συνολικά ως στερεό σώμα. Το παραπάνω θα μπορούσε να προσομοιωθεί με άκαμπτους συνδέσμους (rigid links) μεταξύ του κέντρου βάρους όλων των στοιχείων που συντρέχουν σε ένα κόμβο (οριζοντίων και κατακόρυφων) και του μισού πλάτους του κάθε υποστυλώματος στο οποίο καταλήγει ο κόμβος. Σε περίπτωση εφαρμογής του παραπάνω, αυτό θα συνεπαγόταν προσομοίωση των γραμμικών μελών με το καθαρό τους μήκος. Για λόγους απλοποίησης του συνολικού εγχειρήματος, η προσομοίωση που επιλέχθηκε έγινε με θεώρηση κεντροβαρικών αποστάσεων και όχι καθαρών (αφαιρώντας το μισό πάχος των συντρεχόντων υποστυλωμάτων σε κάθε άκρο δοκού). Η παραπάνω ακριβέστερη, ως προς την προσέγγιση της πραγματικής κατάστασης, συνδεσμολογία δεν δοκιμάστηκε και θα μπορούσε να αποτελεί αντικείμενο περαιτέρω έρευνας της επίδρασης του τύπου της προσομοίωσης στην ανάλυση τρισδιάστατου προσομοιώματος στο λογισμικό. Η δυσκαμψία των κόμβων στην παρούσα εργασία προκύπτει γνωρίζοντας ότι με την δεδομένη παραδοχή κεντροβαρικών αποστάσεων, στο σημείο των κύριων κόμβων υπάρχει για μια επιφάνεια ίση με  $b_1 * h_1$  αλληλοκάλυψη των διατομών δοκών που συντρέχουν κάθετα σ' αυτό το σημείο. Ενδιαφέρον θα είχε η σύγκριση μεταξύ των εντατικών μεγεθών που θα αναπτύσσονταν στους κόμβους με την προσομοίωση πλήρως άκαμπτων στοιχείων στα άκρα και για μήκος όσο η προαναφερθείσα αλληλοκάλυψη. Στην Εικόνα 4-2 παρουσιάζεται ο φέροντας οργανισμός του κτιρίου στο χώρο, οι καθολικοί άξονες σύμφωνα με τη σύμβαση που έγινε στην παρούσα εργασία, οι κύριοι κόμβοι του μοντέλου που αποτελούν και τους πραγματικούς κόμβους των πλαισίων, παρέχοντας σύνδεση κατακόρυφων και οριζόντιων στοιχείων, καθώς και η συνδεσμολογία μεταξύ κύριων δευτερευόντων κόμβων.





Εικόνα 4-2: Τρισδιάστατο προσομοίωμα κτιρίου και αρίθμηση κύριων κόμβων φορέα (Matlab)

### Δεσμεύσεις Κόμβων

Μετά τον ορισμό όλων των κόμβων του μοντέλου αλλά και της μάζας του συστήματος, εισάγονται οι συνοριακές συνθήκες του συστήματος. Επιβάλλεται δέσμευση και των έξι βαθμών ελευθερίας σε όλους του κόμβους της βάσης της ανωδομής. Το παραπάνω προσομοιώνει πλήρη πάκτωση της κατασκευής, κατά συνέπεια αγνοούνται φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής, παραδοχή που αποτελεί αποδεκτή απλοποίηση σε περίπτωση ύπαρξης εδάφους έδρασης Α ή ύπαρξης υπογείου.

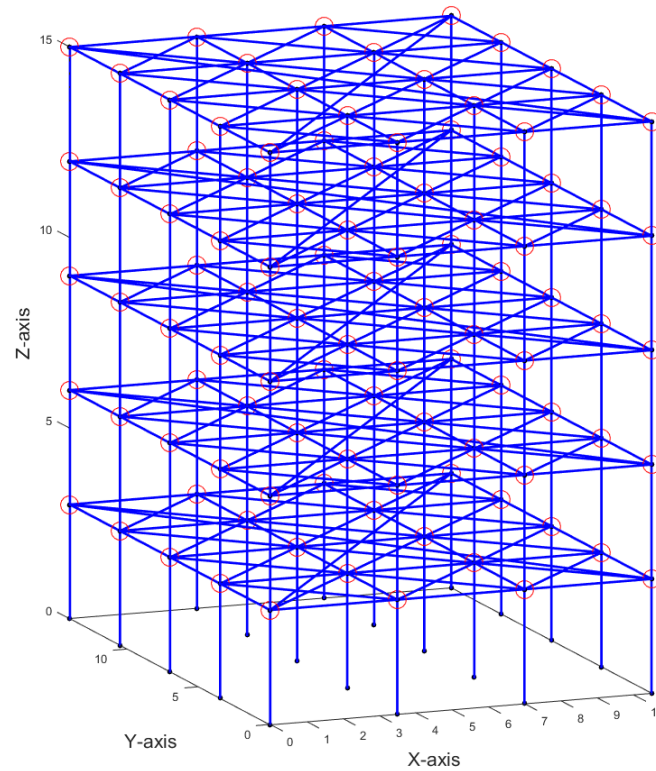
## **4.4 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΜΑΖΩΝ**

Για το βασικό κώδικα που αποτελεί άξονα της εργασίας και για όλες τις στατικές αναλύσεις που ακολουθούν, η μάζα του συστήματος υπολογίστηκε για το σεισμικό συνδυασμό μόνιμων και κινητών φορτίων και επιμερίστηκε σύμφωνα με μια απλοποίηση του κανόνα των επιφανειών επιρροής στους παραπάνω αναφερθέντες κύριους κόμβους του μοντέλου.

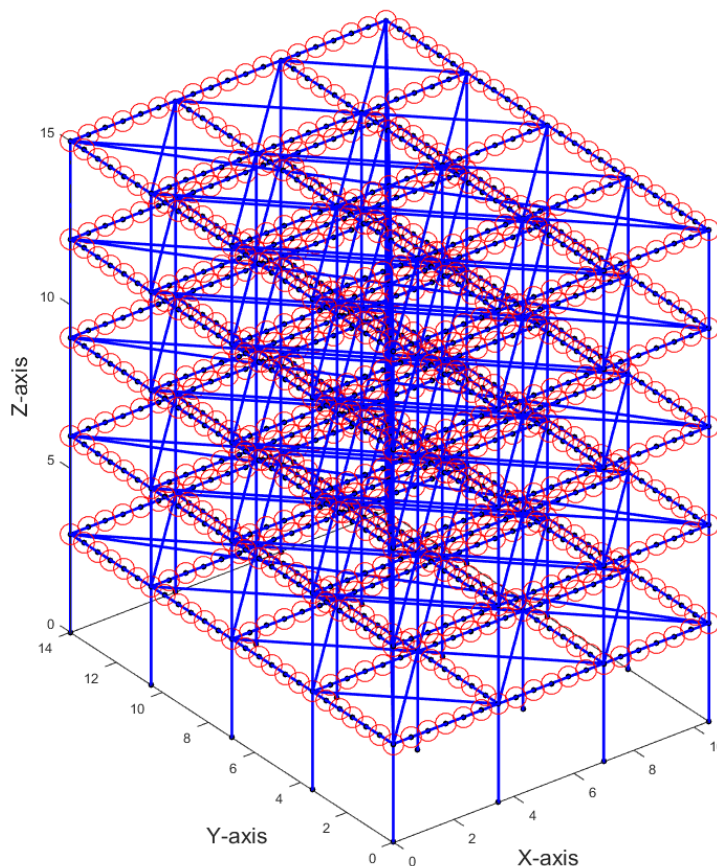
$$M = \frac{G + 0.3Q}{g} \quad (4-7)$$

Για τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονιοιστορίας, η παραπάνω παραδοχή δεν φαίνεται σωστή και έγινε επιπλέον επιμερισμός της συνολική μάζας που αντιστοιχεί σε ένα γραμμικό

μέλος σε όλους τους επιμέρους αλλά και στους ακραίους-κύριους κόμβους του μοντέλου. Το παραπάνω θα αναπτυχθεί στην παράγραφο που αφορά τις παραμέτρους των δυναμικών αναλύσεων.



Εικόνα 4-3: Κατανομή μαζών στους κύριους κόμβους του μοντέλου – Στατικές αναλύσεις (Matlab)



Εικόνα 4-4: Κατανομή μαζών σε όλους τους κόμβους του μοντέλου (κύριους και δευτερεύοντες) – Δυναμικές αναλύσεις (Matlab)

#### 4.5 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΕΛΩΝ

Για την προσομοίωση της ελαστικής απόκρισης του φορέα, αρκεί να εισαχθούν στο πρόγραμμα τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά των διατομών. Υπολογίζονται οι ροπές αδρανείας ως προς το κέντρο βάρους της διατομής. Να σημειωθεί εδώ ότι το μοντέλο ραβδόμορφων μελών αφορά κεντροβαρική σύνδεση όλων των μελών μεταξύ τους και κατά συνέπεια εμπεριέχει ένα μικρό σφάλμα λόγω της αμέλειας των μικρών εκκεντροτήτων στους κόμβους που συντρέχουν περιμετρικοί δοκοί και υποστυλώματα. Ο τύπος ελαστικού στοιχείου που χρησιμοποιείται από τις επιλογές του λογισμικού είναι το *ElasticBeamColumn Element* που ορίζεται ως:

```
element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $G $J $Iy $Iz $transfTag
< -mass $massDens > < -cMass >
```

Οι ελαστικές σταθερές αδρανείας, ροπή αδράνειας ( $I$ ), ροπή στρέψης ( $J$ ) υπολογίζονται βάσει υποδείξεων ΚΑΝ.ΕΠΕ όπως ακολούθως.

Σε φορείς οπλισμένου σκυροδέματος η χρήση των αδρανειακών μεγεθών, όπως προκύπτει από την ανάλυση της διατομής, δεν δίνει αξιόπιστα αποτελέσματα καθώς η ρηγμάτωση συμβαίνει αρκετά νωρίς, συνεπώς οι διατομές λειτουργούν με απομειωμένη δυσκαμψία. Επιπρόσθετα φαινόμενα διάτμησης και εξόλκευσης οπλισμού επίσης επηρεάζουν την αρχική δυσκαμψία του μέλους.

Η απομείωση των δυσκαμψιών που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για γραμμικές μεθόδους ανάλυσης (ελαστική ανάλυση) σε όρους δυνάμεων, κατηγοριοποιείται βάσει είδους και θέσης στοιχείου. Συγκεκριμένα:

Πίνακας 4-1: Τιμές Δυσκαμψίας ΚΑΝ.ΕΠΕ.

<b>Δοκός</b>	<b>Πλακοδοκός Γ</b>	$0,4 \cdot E_c \cdot I_g$	$I_g = 1.5 I_w$
	<b>Πλακοδοκός Τ</b>	$0,4 \cdot E_c \cdot I_g$	$I_g = 2.0 I_w$
<b>Υποστύλωμα</b>	<b>εσωτερικό</b>	$0,8 \cdot E_c \cdot I_g$	
	<b>περιμετρικό</b>	$0,6 \cdot E_c \cdot I_g$	
<b>ΤοίχωμαΤ</b>	<b>μη-ρηγματωμένο</b>	$0,7 \cdot E_c \cdot I_g$	
	<b>ρηγματωμένο</b>	$0,5 \cdot E_c \cdot I_g$	

Η δυστημψία και η δυστένεια των δομικών στοιχείων θα εκτιμώνται κατά την κλασική μηχανική. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. επιτρέπεται η χρήση των τιμών

$0,4 \cdot E_c \cdot A_w$  και  $E_c \cdot A_g$  αντιστοίχως, όπου:

- $A_g$  : η συνολική διατομή του δομικού στοιχείου
- $A_w$  : η διατομή του κορμού του στοιχείου (π.χ για πλακοδοκούς).

Η απομείωση της δυστρεψίας των στοιχείων προτείνεται ως το 10% της αντίστοιχης γεωμετρικής τιμής τους.

## 4.6 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΕΛΩΝ

Για την προσομοίωση των κύριων στοιχείων του μοντέλου (υποστυλώματα, δοκοί και ισοδύναμες δοκοί που εξασφαλίζουν την λειτουργία διαφράγματος και αντικαθιστούν την προσομοίωση των πλακών) χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά πεπερασμένα (ραβδόμορφα) στοιχεία. Τα μοντέλα των ραβδόμορφων στοιχείων ακολουθούν τη λογική κατανεμημένης πλαστιμότητας.

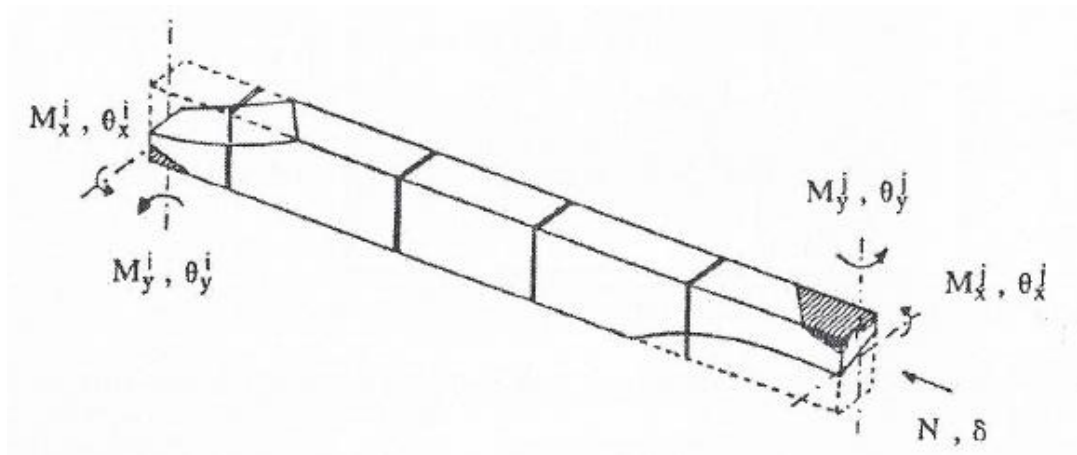
Ο βαθμός ακρίβειας και αξιοπιστίας του κάθε προσομοιώματος ανταποκρίνεται στον βαθμό διακριτοποίησης. Η αξία ωστόσο μια ακριβούς και αξιόπιστης ανάλυσης οφείλει πάντα να λαμβάνει υπόψη και τον απαιτούμενο υπολογιστικό χρόνο (υπολογιστική ισχύς). Σύμπραξη των παραπάνω δύο συνθέτει τον όρο μελέτη ευαισθησίας μοντέλου καθώς (αναλύσεις ευαισθησίας) είναι πολλές οι φορές που με οδηγό την επίτευξη μεγάλης ακρίβειας αυξάνουμε το βαθμό διακριτοποίησης των μελών, τα βήματα επιβολής των φορτίων της ανάλυσης, την ακρίβεια σύγκλισης (μέσω μείωσης του αποδεκτού σφάλματος), τις εσωτερικές επαναλήψεις που πραγματοποιεί ο αριθμητικός αλγόριθμος σύγκλισης και τα δύο παραπάνω, τόσο σε επίπεδο εξωτερικής αναζήτησης σύγκλισης (επιβαλλόμενο φορτίο, αναπτυσσόμενες εντάσεις) αλλά και εσωτερικά στον κώδικα του μέλους. Τα παραπάνω προφανώς λόγω πολυπλοκότητας και σε συνδυασμό με δυσκολία είτε του είδους του πεπερασμένου στοιχείου που χρησιμοποιείται, είτε του αλγόριθμου που ορίζει τη μη γραμμική απόκριση των ορισμένων υλικών, είτε του μεγάλου όγκου του μοντέλου σε συνδυασμό με το τρισδιάστατο του προσομοιώματος που αυξάνει εκθετικά το βαθμό αοριστίας του προβλήματος δεδομένων των έξι βαθμών ελευθερίας ενός κόμβου μέλους στο χώρο μπορεί να οδηγήσει σε τεράστια

απαίτηση υπολογιστικής ισχύος αλλά κι πολλές φορές σε προβλήματα σύγκλισης, με εξαιρετική δυσκολία στην εύρεση του ακριβούς αιτίου που συνδυαστικά οδηγεί στο bug.

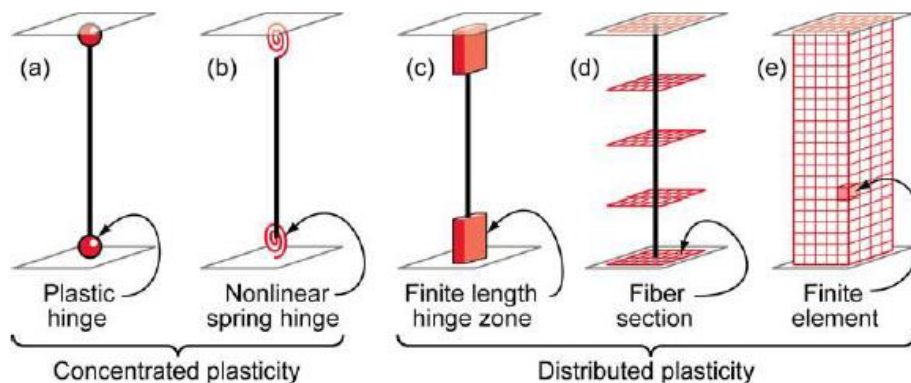
Είναι καίριας σημασίας επομένως η προσεκτική επιλογή ης κατανομής των διαθέσιμων μέσων στα σωστά σημεία για την επίτευξη ακριβούς αποτελέσματος σε εύλογο υπολογιστικό χρόνο, δεδομένων των παραμέτρων της εκάστοτε ανάλυσης και περίπτωσης.

#### 4.6.1 Θεωρία μοντέλου μη γραμμικού ραβδόμορφου στοιχείου κατανεμημένης πλαστιμότητας

Σε αντίθεση με τη συγκεντρωμένη πλαστικότητα, όπου η πλαστικοποίηση των μελών συμβαίνει μόνο σε συγκεκριμένες σημειακές θέσεις, για παράδειγμα στους ακραίους κόμβους των μελών, με τη μέθοδο της κατανεμημένης πλαστικότητας ή βλάβης, η πλαστικοποίηση πραγματοποιείται σε μια ευρύτερη περιοχή του μέλους, γεγονός που προσεγγίζει περισσότερο την πραγματικότητα.



Εικόνα 4-5: αριθμητικό προσομοίωμα ραβδόμορφου στοιχείου κατανεμημένης βλάβης στο επίπεδο σε ελεγχόμενες διατομές κατά μήκος [Ζέρης, 2017]



Εικόνα 4-6: Διαθέσιμα προσομοιώματα ραβδόμορφων πεπερασμένων στοιχείων συγκεντρωμένης και κατανεμημένης βλάβης [Lignos, 2014]

Υπολογιστικά, το εκάστοτε γραμμικό Π.Σ. αναλύεται σε υπομήματα, με αποτέλεσμα η μαθηματική ολοκλήρωση της δυσκαμψία να αντικαθίσταται από την αριθμητική ολοκλήρωση του εν λόγω ολοκληρώματος, σαν σταθμισμένο άθροισμα είτε κατά Gauss είτε κατά Gauss-Lobatto, είτε κατά τραπεζοειδή ή άλλη ολοκλήρωση σε υπομήματα.

Τα δύο βασικά στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας που παρέχονται από το λογισμικό OpenSees είναι τα στοιχεία δοκού force-based elements (*forceBeamColumn Element*) και τα στοιχεία δοκού displacement-based elements (*dispBeamColumn Element*).

#### 4.6.1.1 Η μέθοδος των μετατοπίσεων (displacement-based elements)

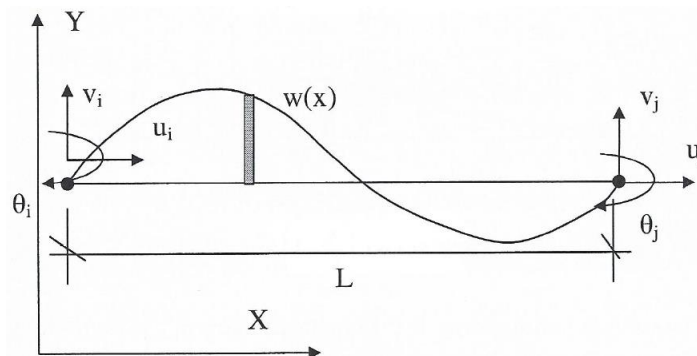
Για την μόρφωση του εφαπτομενικού μητρώου δυσκαμψίας υιοθετείται ένα πεδίο μετακινήσεων συναρτήσει της ευκαμψίας ενός μέλους (Εξίσωση 4-8) (ολοκλήρωση του μητρώου των αναπτυσσόμενων παραμορφώσεων (στροφών) στα σημεία ολοκλήρωσης κατά μήκος του μέλους για να εκτιμηθεί η ολική δυσκαμψία του ΠΣ στα πλαίσια της ανάλυσης ενός ραβδόμορφου φορέα με τη συμβατική μέθοδο της άμεσης δυσκαμψίας).

$$v_s(x) = f_s(x) \cdot S_s(x) = k_s(x)^{-1} \cdot S_s(x) \quad (4-8)$$

όπου:  $f_s(x) = 1/k_s(x)$  η ευκαμψία του στοιχείου, υπολογιζόμενη αντιστρέφοντας το μητρώο δυσκαμψίας σε κάθε θέση της συνάρτησης σχήματος

$$S_s(x) = \{M_y(x) \ M_z(x) \ N(x)\}^T \quad (4-9)$$

Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με τη μέθοδο των μετατοπίσεων, γίνεται μια προσεγγιστική μαθηματική έκφραση του παραμορφωμένου σχήματος του στοιχείου συναρτήσει των ακραίων βαθμών ελευθερίας όπως φαίνονται στην Εικόνα 4-7 όπου, για λόγους ευκρίνειας, δίνονται μόνο για την επίπεδη παραμόρφωση, χωρίς να ελαττωθεί η γενικότητα του διαξονικού-χωρικού προβλήματος. Παρόμοια ισχύουν και κατά την άλλη διεύθυνση.



Εικόνα 4-7: Κινηματικοί β.ε. της ισορροπούσας δοκού-υποστυλώματος (displacement-based element) [Ζέρης, 2017]

Μειονεκτήματα των στοιχείων αυτών είναι:

- Η δημιουργία προβλημάτων σύγκλισης, ιδίως σε περιπτώσεις φθιτής (συνολικά) συμπεριφοράς της διατομής. (αντιστροφή αρνητικού ή μηδενικού μητρώου δυσκαμψίας).
- Το παραπάνω δεν συνεπάγεται απαραίτητα απουσία φθίνοντος κλάδου καταστατικού νόμου σκυροδέματος (πραγματική συμπεριφορά υλικού) ως προϋπόθεση σύγκλισης, αλλά σχετικά μικρή αρνητική κλίση μετά τη μέγιστη αντοχή με συναρτήσει του ποσοστού οπλισμού και του αξονικού φορτίου, η συνολική συμπεριφορά της διατομής μπορεί να είναι θετική (positive definite).

- Απαιτείται μεγαλύτερος αριθμός ελεγχόμενων διατομών για να περιγράψουν την εσωτερική μη γραμμικότητα με ακρίβεια (αυξημένη απαιτούμενη υπολογιστική ισχύς).
- Απαιτεί μεγάλο αριθμό διακριτοποίησης του στοιχείου σε ελεγχόμενες διατομές κατά μήκος του, για να επέλθει επαρκής ακρίβεια του αποτελέσματος.

#### 4.6.1.2 Η μέθοδος των δυνάμεων (force-based elements)

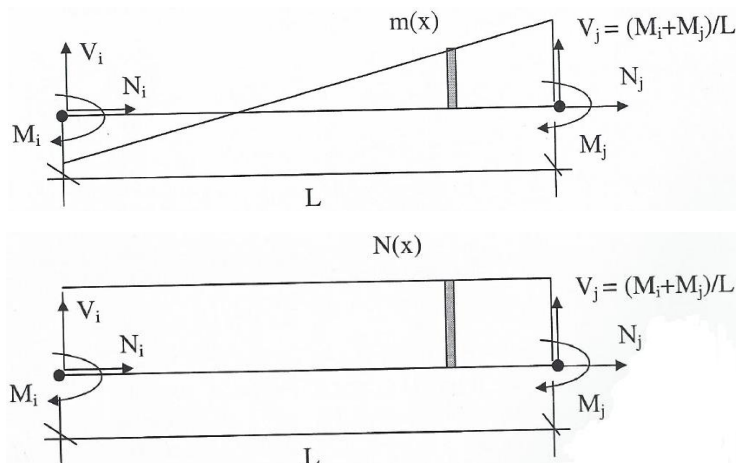
Για την μόρφωση του εφαπτομενικού μητρώου δυσκαμψίας υιοθετείται ένα πεδίο εντατικών μεγεθών συναρτήσει της δυσκαμψίας του μέλους (Εξίσωση 4-10) (ολοκλήρωση του μητρώου των αναπτυσσόμενων δράσεων (ροπών) στα σημεία ολοκλήρωσης κατά μήκος του μέλους για να εκτιμηθεί η ολική δυσκαμψία του ΠΣ στα πλαίσια της ανάλυσης ενός ραβδόμορφου φορέα με τη συμβατική μέθοδο της άμεσης δυσκαμψίας).

$$S_s(x) = k_s(x) \cdot v_s(x) = f_s(x)^{-1} \cdot v_s(x) \quad (4-10)$$

όπου:  $k_s(x)$  η δυσκαμψία του στοιχείου

$$v_s(x) = \{\varphi_y(x) \varphi_z(x) \varepsilon(x)\}^T \quad (4-11)$$

Στην περίπτωση αυτή, θεωρείται δοκός-υποστυλώμα με ακραίες δράσεις  $R_m$  συμβατές με τους β.ε. που ήδη έχουν ορισθεί όπως φαίνεται στην Εικόνα 4-8, όπου, ομοίως με την Εικόνα 4-7, δίνονται τα μεγέθη μόνο για την επίπεδη φόρτιση.



Εικόνα 4-8: Φορτικοί β.ε. της ισορροπούσας δοκού-υποστυλώματος (force-based element) [Ζέρης, 2017]

Σύμφωνα με την εφαρμογή της μεθόδου επίλυσης φορέων μέσω της απευθείας μόρφωσης της δυσκαμψίας (direct stiffness method), ο κύριος άγνωστος από την επίλυση του φορέα είναι οι επικόμβιες μετατοπίσεις  $dr_m$  που προκύπτουν σε κάθε βήμα από το γινόμενο του ανεστραμμένου μητρώου δυσκαμψίας επί το μητρώο των δράσεων.

$$dr = K^{-1} \cdot dR \quad (4-12)$$

Με τον υπολογισμό του  $dr_m$  ακολουθεί ο υπολογισμός των εσωτερικών παραμορφώσεων του ΠΣ (καμπυλότητες και ανηγμένες παραμορφώσεις). Μειονεκτήματα αποτελούν:

- Μέχρι πρότινος το υπολογιζόμενο μήκος πλαστικής άρθρωσης που (size effect), ή ακριβέστερα το μήκος μεταξύ σημείων ολοκλήρωσης και του συσχετισμού του με το μήκος πλαστικής άρθρωσης.
- Η αδυναμία σωστής ολοκλήρωσης των εσωτερικών κατανεμημένων φορτίων που επιβάλλει διακριτοποίηση του Π.Σ. σε τουλάχιστον πέντε μέλη, όπως και έγινε στην παρούσα εργασία για τα στοιχεία που προσομοιώνουν δοκούς του μοντέλου στις οποίες επιβάλλονται τα βαρυτικά φορτία της κατασκευής

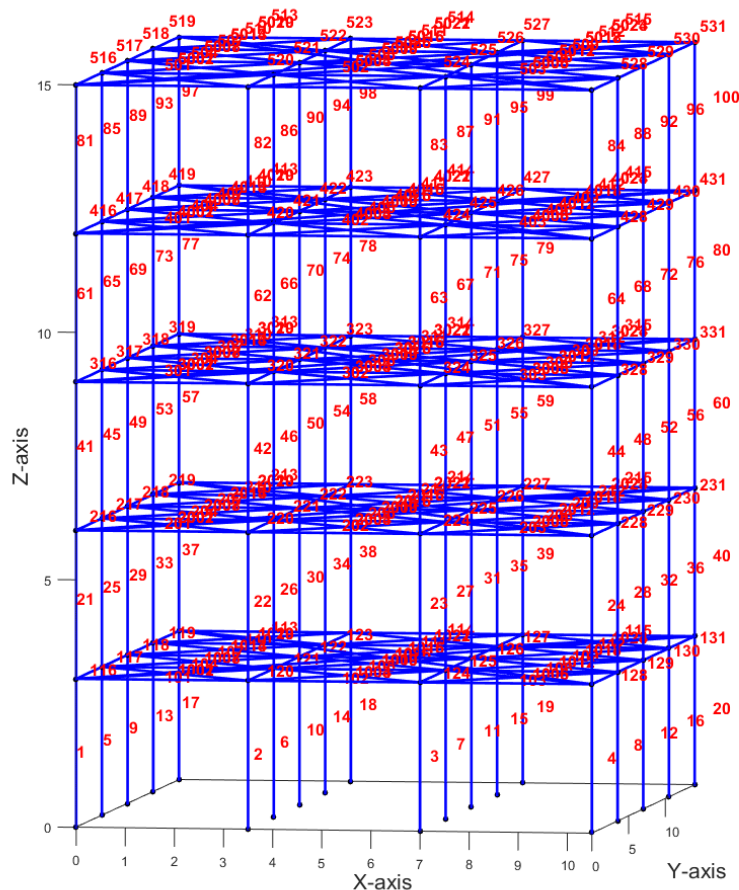
Πλεονεκτήματα της μεθόδου των δυνάμεων είναι:

- Παρόλη την ανάγκη πυκνής διακριτοποίησης του στοιχείου δυνάμεων, δεν απαιτούνται πολλές διατομές ελέγχου (σημεία ολοκλήρωσης – Integration Points) για την ακριβή αποτίμηση της ανελαστικής απόκρισης των κρίσιμων προς διαρροή ζωνών του Π.Σ.
- Η επιτυγχανόμενη ακρίβεια δεδομένης της διαρκούς τήρησης της ισορροπίας εσωτερικών εντατικών μεγεθών και εξωτερικών δράσεων του ΠΣ. Το παραπάνω την καθιστά ιδανική για χρήση ακόμα και στην περίπτωση της φθιτής απόκρισης του ΠΣ (negative definite stiffness systems), εν αντιθέσει με τα προβλήματα αριθμητικής σύγκλισης της μεθόδου των μετατοπίσεων.

#### **4.6.2 Προσομοίωση Υποστυλωμάτων**

Τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία επιλέχθηκε να προσομοιωθούν με ένα μέλος γεγονός που είναι αποδεκτό δεδομένου αφενός της διανομής πλαστικών μόνων στα άκρα του στοιχείου, αλλά αφετέρου κι στον τρόπο φόρτισης των κατακόρυφων στοιχείων. Όπως τεκμηριώθηκε και παραπάνω, η ανάγκη διακριτοποίησης του στοιχείου σε μέλη προκύπτει όταν η φόρτιση γίνεται κατά μήκος του μέλους. Ωστόσο τα κατακόρυφα φορτία επιβάλλονται αναλογικά με τις εκάστοτε ζώνες επιρροής στις δοκούς, ενώ τα οριζόντια φορτία επιβάλλονται επικόμβια σε όλους τους κύριους κόμβους του μοντέλου.





Εικόνα 4-9: Αριθμηση υποστοιλωμάτων προσομοιώματος (Matlab)

#### 4.6.2.1 forceBeamColumn Element

Ο ορισμός στοιχείων κατανεμημένης πλαστιμότητας συνοδεύεται με τον προσδιορισμό της διατομής ινών, της διακριτοποίησης της στρώσεως κατά την κύρια και εγκάρσια διεύθυνση, καθώς και του προσδιορισμού του καταστατικού νόμου που διέπει κάθε ίνα. Επιλέγεται η αμέλεια περισφιγμένου και μη περισφιγμένου τμήματος, ειδικά στις δοκούς με απουσία αξονικού φορτίου, ενώ ως τύπος υλικού, τόσο για το σκυροδέματα, όσο και για τις διατομές του χάλυβα οπλισμού επιλέγεται ο τύπος *Uniaxial Material* του *OpenSees* που αποτυπώνει τη γραμμική ή μη γραμμική σχέση μεταξύ τάσεων και παραμορφώσεων. Παρακάτω αναλύονται ενδελεχώς όλα τα υλικά που δοκιμάστηκαν και οι διαφορές τους στην απόκριση του φορέα, αρχικά σε επίπεδο διατομής.

Προσοχή οφείλει να δίνεται στον προσανατολισμό των μελών, των οποίων η φορά και η διεύθυνση του διαμήκου τοπικού άξονα ορίζεται αυτόματα μεταξύ των κόμβων αρχής και τέλους (των οποίων οι συντεταγμένες αφορούν το καθολικό σύστημα, έχουν ορισθεί στα πρώτα βήματα διαμόρφωσης του κώδικα και τοποθετούν το πρόβλημα στο χώρο). ωστόσο, οι τοπικοί άξονες που καθορίζουν πως είναι στραμμένη η διατομής ( $yy,zz$ ) ορίζονται μέσω γεωμετρικός μετασχηματισμού με την εντολή:

```
geomTransf PDelta $transfTag $vecxzX $vecxzY $vecxzZ
< -jntOffset $dXi $dYi $dZi $dXj $dYj $dZj >
```

Για υποστυλώματα, λαμβάνοντας υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξης, δηλαδή ζητώντας από το πρόγραμμα να παρακολουθεί την αλλαγή θέσης των ακραίων κόμβων κάθε μέλους λόγω αξονικού φορτίου στη φύση των υποστυλωμάτων οπότε και κινδύνου λυγισμού. Η πλευρική αστάθεια λόγω δημιουργίας μηχανισμού ορόφου δεν εμπίπτει στην κατηγορία μικρών μετατοπίσεων που παρακολουθούνται από το σύστημα και επιτρέπουν την επίτευξη σύγκλισης. Για τις δοκούς, η ακρίβεια σύγκλισης αρκείται σε παρακολούθηση γεωμετρικού μετασχηματισμού πρώτης τάξης (ελαστική θεώρηση).

```
geomTransf Linear $transfTag $vecxzX $vecxzY $vecxzZ
< -jntOffset $dXi $dYi $dZi $dXj $dYj $dZj >
```

Για τον προσομοίωση των υποστυλωμάτων με στοιχεία αριθμητικής ολοκλήρωσης βάσει δυνάμεων, ο ορισμός 3 σημείων ολοκλήρωσης κατά Gauss Lobatto κρίνεται επαρκής.

```
element forceBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts $secTag $transfTag
< -mass $massDens > < -iter $maxIters $tol > < -integration $intType
>
```

Επιπλέον εκμεταλλευόμενη την παροχή του λογισμικού επέμβασης στην ακρίβεια σύγκλισης εντός του στοιχείου Π.Σ. (element compatibility), τροποποιούνται οι default τιμές του μέγιστου αριθμού εσωτερικών επαναλήψεων και του βαθμού αποδεκτού σφάλματος σε:  $\$maxIters = 20, \$tol = 1.0e^{-10}$ .

#### 4.6.2.2 forceBeamWith Hinges

Μία ενδιάμεση προσέγγιση μεταξύ μοντέλου κατανεμημένης και συγκεντρωμένης πλαστιμότητας δίνεται από το λογισμικό OpenSees μέσω του στοιχείου δυνάμεων forceBeamWithHinges, εξασφαλίζοντας ανελαστική συμπεριφορά στα άκρα των στοιχείων, γεγονός που είναι αρκετά κοντά στην πραγματικότητα καθότι συνήθως οι πλαστικές αρθρώσεις συγκεντρώνονται στα άκρα των στοιχείων. Η συγκέντρωση της πλαστικής παραμόρφωσης στα άκρα προϋποθέτει σωστή υπόθεση του διαθέσιμου μήκους προς πλαστικοποίηση.

Για λόγους μεγαλύτερης εποπτείας του φαινομένου της πλαστικοποίησης, τα στοιχεία των υποστυλωμάτων επιλέχθηκε σε δεύτερη βάση να προσομοιωθούν με στοιχεία δυνάμεων κατανεμημένης πλαστιμότητας με δυνατότητα προσδιορισμού από το χρήστη του μήκους της πλαστικής άρθρωσης αυτών. Η εντολή περιγράφεται ως:

```
element beamWithHinges $eleID $iNode $jNode $secTagI $LpI $secTagJ $LpJ $E $A
$Iz $Iz $G $J $transfID
```

Το σημείο και το βάρος ολοκλήρωσης των σημείων ολοκλήρωσης του παραπάνω στοιχείου βασίζονται στη θεωρία ολοκλήρωσης πλαστικής άρθρωσης (*plastic hinge integration*), που επιτρέπει στη χρήστη τον προσδιορισμό του μήκους πλαστικής άρθρωσης στα άκρα του μέλους. Χρησιμοποιείται ολοκλήρωση κατά Gauss στο εσωτερικό του στοιχείου και σε δύο σημεία ολοκλήρωσης, ενώ για τα ακραία τμήματα προς πλαστικοποίηση χρησιμοποιείται ολοκλήρωση κατά Gauss – Radau, επίσης δύο σημείων σε μήκος  $4L_{pI}$  και  $4L_{pJ}$  στα άκρα του στοιχείου. (*modified Gauss – Radau plastic Hinge Integration*). Συνολικά ορίζονται έξι σημεία αριθμητικής ολοκλήρωσης για τον κθορισμό του εφαπτομενικού μητρώου δυσκαμψίας του μέλους (δύο στο μεσαίο τμήμα του στοιχείου και δύο σε κάθε ακραίο τμήμα).

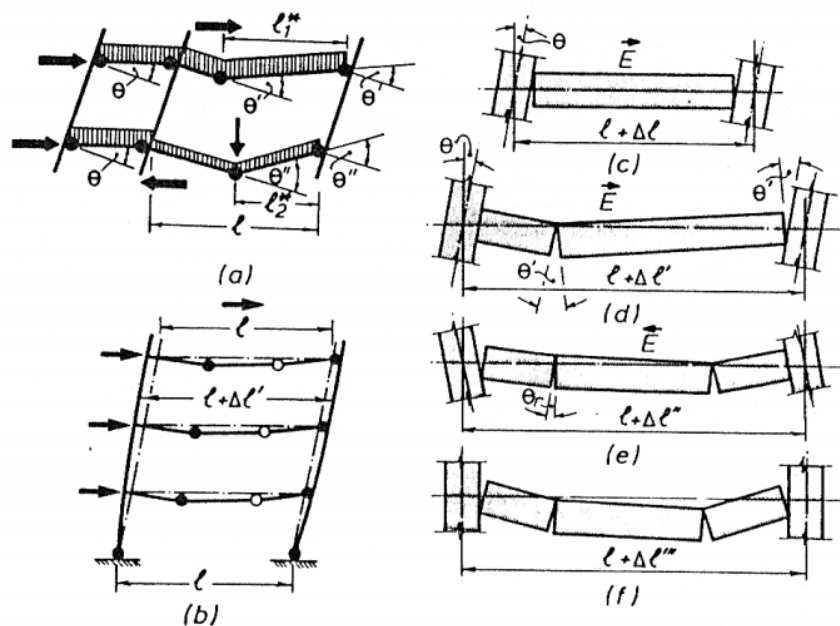
Μέχρι πρότινος, το λογισμικό περιόριζε το χρήστη σε ορισμό αποκλειστικά ελαστικής διατομής στο μεσαίο τμήμα, γεγονός που οδηγούσε σε μη συντηρητικά αποτελέσματα σε περίπτωση που η πλαστικοποίηση υπερέβαινε το μήκος πλαστικής άρθρωσης που είχε δοθεί. Πλέον

υπάρχει η δυνατότητα συνδυασμού της λογικής μοντέλου ινών και κατανεμημένης πλαστικότητας στο μέσον, σε συνδυασμού με την ακριβέστερη παρακολούθηση των άκρων δίνοντας επαρκώς μικρά μήκη πλαστικής άρθρωσης.

Για αναλυτικότερη παρακολούθηση της πλαστικοποίησης εντός του ορισμένου μήκους πλαστικής άρθρωσης στα άκρα υπάρχει η δυνατότητα χρήσης αλγόριθμου ολοκλήρωσης τύπου *HingeRadauTwo* επίσης δύο σημείων ολοκλήρωσης αλλά σε μικρότερο μήκος,  $L_{pl}$  και  $L_{pj}$  αντίστοιχα στα άκρα του στοιχείου. Συγκριτική παρουσίαση των αποτελεσμάτων των δύο αυτών μοντέλων πραγματοποιείται στο Κεφάλαιο 5 (Συγκριτική παρουσίαση αποτελεσμάτων), όπου και σχολιάζεται η επίδραση τους στην σεισμική απόκριση του φορέα.

### 4.6.3 Προσομοίωση Δοκών

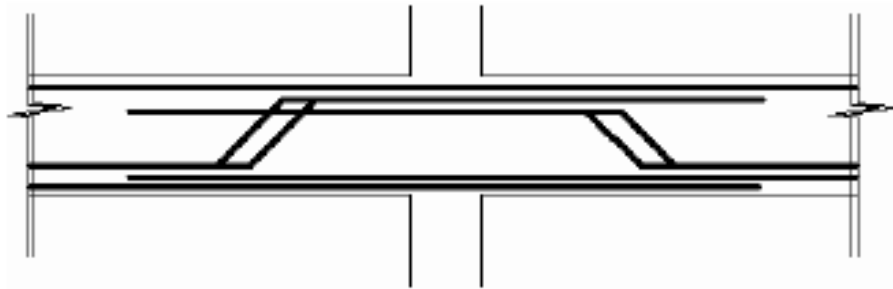
Στην περίπτωση των δοκών, επιλέχθηκε η διακριτοποίηση του στοιχείου σε έξι επιμέρους μέλη. Ο αριθμός αυτός επιλέχθηκε αρχικά για να υπάρξει μια ακριβής αποτύπωση των σημείων δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων τόσο στα άκρα όσο και στο μέσον κάθε δοκού, αφετέρου για την καλύτερη παρακολούθηση της καμπυλότητας στροφών στα άκρα ολοκληρώνοντας τις καμπυλότητες σε μικρότερα μήκη εντός των οποίων θα συγκεντρώνεται η εξάπλωση της διαρροής (μήκος πλαστικής άρθρωσης). Ο ζυγός αριθμός των μελών και αναλογικά ο μονός αριθμός των επιμέρους κόμβων που καλούμαστε να εισάγουμε στο μοντέλο επιτρέπει την ύπαρξη κόμβου στο κέντρο για την παρακολούθηση τόσο των βελών όσο και των ροπών εκεί (σε επίπεδο αρχικού ελέγχου και σωστής απόκρισης υπό στατικά φορτία), αλλά των πλαστικών στροφών και ροπών κατά την επιβολή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων.



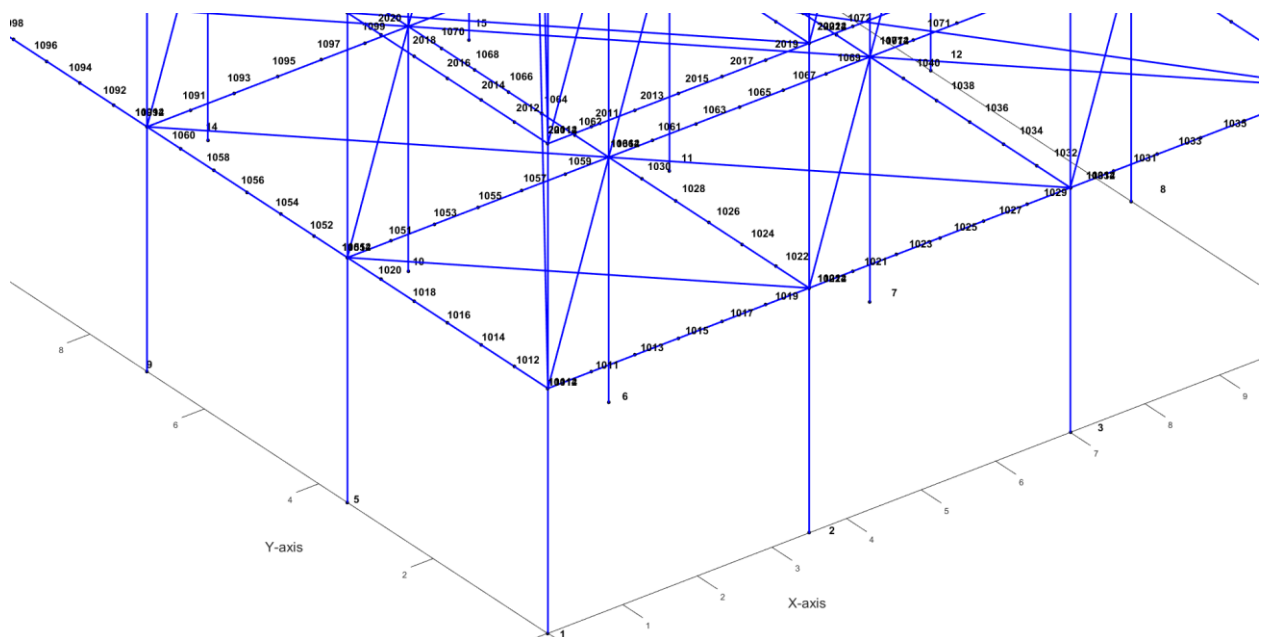
Εικόνα 4-10: Διατάξεις αρθρώσεων δοκών [Priestley, 1992]

Το παραπάνω συνεπάγεται λοιπόν πέντε επιμέρους κόμβους για κάθε στοιχείο δοκού, συν δύο κύριους κόμβους στα άκρα αυτής (σύνολο επτά κόμβοι και έξι μέλη δοκού). Επιπλέον ανάγκη για μεγαλύτερη διακριτοποίηση των στοιχείων δοκών έναντι υποστρωμάτων είναι η διαφορετική όπλιση των δοκών στα άκρα και στο μέσον τους. Επιλέγεται να δοθεί όπλισμός άκρου στα ακραία δύο έκτα ( $L/3$ ) του συνολικού μήκους (δύο μέλη *beamColumn Element*) έχοντας εκτιμήσει την κατασκευαστική συνήθεια της περιόδου κατασκευής να «σπάνε» τα

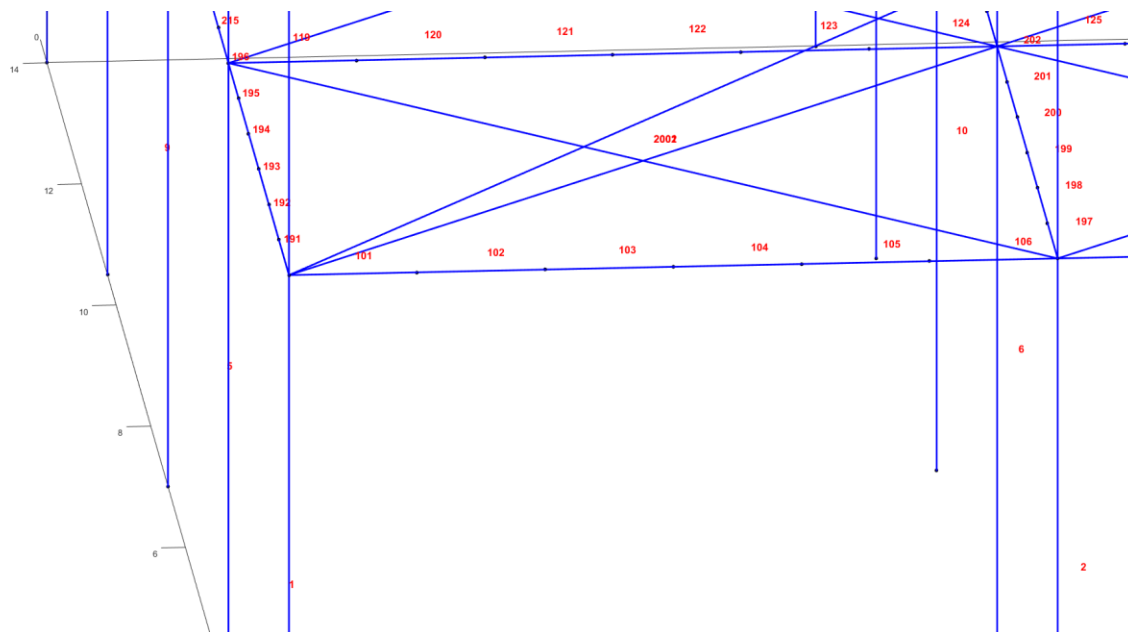
μισά από τα διαμήκη σίδερα του εφελκυσμένου κάτω οπλισμού στα άκρα των δοκών και προς τα πάνω (οπλισμός στήριξης), αφετέρου στα διαφορετικά αδρανειακά χαρακτηριστικά (συνεργαζόμενο πλάτος πλακοδοκού στη στήριξη μικρότερο από ότι στο άνοιγμα).



Εικόνα 4-11: Λεπτομέρεια όπλισης δοκών [Ρεπαπής, 2007]



Εικόνα 4-12: Διακριτοποίηση στοιχείου δοκού σε μέλη, αρίθμηση κόμβων (Matlab)



Εικόνα 4-13: Διακριτοποίηση στοιχείου δοκού σε μέλη, αρίθμηση μελών (Matlab)

#### 4.6.3.1 Επίδραση προσομοίωσης πλακοδοκών

Λόγω μη προσομοίωσης των πλακών στο προσομοίωμα, οι διατομές των δοκών θα πρέπει να συμπεριλάβουν και ένα μέρος των πλακών για την ορθότερη αποτύπωση της συμπεριφοράς τους έναντι κάμψης. Η πρόσθετη δυσκαμψία που παρέχεται από το συνεργαζόμενο πλάτος των πλακών αναμένεται να επηρεάσει τη μη γραμμική απόκριση του συνόλου. Στα τμήματα αυτά θα πρέπει να συμπεριληφθούν και οι όποιοι οπλισμοί έχουν τοποθετηθεί στις πλάκες (πλέγμα οπλισμού  $\varnothing 8/10/10$ ) για το προκύπτον συνεργαζόμενο πλάτος της πλακοδοκού, καθώς και αυτοί συμβάλλουν στη συμπεριφορά της δοκού. Για το συνεργαζόμενο μήκος των πλακοδοκών χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις του EC2 για το μέσον του ανοίγματος και εκείνες του EC8 για τα άκρα του ανοίγματος λόγω κύριας συμβολής των σεισμικών εντάσεων στην καμπτική συμπεριφορά των άκρων.

Δεδομένου ότι τα σεισμικά φορτία επιβάλλονται ισοδύναμα στατικά (pushover) στους κύριους κόμβους του μοντέλου και εφόσον αποδείχτηκε ότι η απόδοση της διαφραγματικής λειτουργίας μέσω διαγωνίων ράβδων λειτουργεί (Παράγραφος 4.6.4), η απαιτούμενη πραγματική δυσκαμψία στην εγκάρσια διεύθυνση των δοκών δεν αποδείχτηκε κρίσιμη, δηλαδή δεν διαδραμάτισαν καθοριστικό ρόλο τα συνεργαζόμενα πλάτη των δοκών την απόκριση του φορέα). Επιπλέον για λόγους υπολογιστικού κόστους, επιλέχθηκε το προσομοίωμα αναφοράς και οι παραλλαγές αυτού που θα εξετασθούν να μην συμπεριλαμβάνουν τμήμα των πλακών ως συνεργαζόμενα πλάτη.

Ωστόσο, σε περίπτωση που οφείλει να βγει συμπέρασμα για την σωστή απόκριση του κτηρίου μέσω μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων, η πραγματική απόδοση της δυσκαμψίας κάθε επιμέρους κόμβους ο οποίος όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 4.4, έχει ορισθεί με την αναλογούμενη σε αυτόν μάζα, θα έκανε απαραίτητη την συμπερίληψη των συνεργαζόμενων πλατών πλάκας στην προσομοίωση των δοκών.

#### 4.6.4 Προσομοίωση Διαφραγμάτων

Προϋπόθεση για την επιθυμητή αλληλεπίδραση μέσα στο κτήριο όλων των κατακόρυφων δομικών στοιχείων που αντιδρούν στις οριζόντιες φορτίσεις είναι η αποτελεσματική και άκαμπτη σύνδεση τους σε κάθε επίπεδο φόρτισης (στάθμη κατασκευής). Αυτό επιτυγχάνεται με τη χρήση πλακών που γενικά διαθέτουν μεγάλη δυσκαμψία στο επίπεδό τους. Έτσι, τα κατακόρυφα στοιχεία θα συμβάλουν στη συνολική αντίσταση στις οριζόντιες δυνάμεις ανάλογα με την ακαμψία τους. Με τη μεγάλη ακαμψία στο επίπεδό τους, τα δάπεδα μπορούν να λειτουργήσουν ως διαφράγματα. Με την παραπάνω παραδοχή, αναμένεται κοινή μετατόπιση άκρων δομικών στοιχείων δυσκαμψίας ανά επίπεδο

Επιπλέον λειτουργία του διαφράγματος είναι η μεταβίβαση όλων των αδρανειακών δυνάμεων που αντιστοιχούν στη σεισμική επιτάχυνση της μάζας του αντίστοιχου ορόφου σε όλα τα κατακόρυφα στοιχεία που συνδέονται μονολιθικά με αυτόν μέσω του πλέγματος των δοκών. Σε ορισμένες στάθμες, ιδιαίτερα στους κατώτερους ορόφους, μπορεί να χρειαστεί να μεταβιβαστούν σημαντικές οριζόντιες δυνάμεις από το ένα στοιχείο σε ένα άλλο, συνήθως μεγαλύτερης ακαμψίας (από ένα πλαίσιο σε ένα τοίχωμα). Αυτές οι λειτουργίες μπορούν να δημιουργήσουν μέσα σε ένα διάφραγμα σημαντικές τέμνουσες και καμπτικές ροπές. Στα ορθογωνικά διαφράγματα με λόγο πλευρών μικρότερο του 1/2 (κανονικότητα σε κάτοψη), οι προκύπτουσες τάσεις εκτιμώνται ως ασήμαντες.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., ένα διάφραγμα θα χαρακτηρίζεται ως απαραμόρφωτο όταν η μέγιστη εντός του επιπέδου του οριζόντια παραμόρφωση κατά μήκος του διαφράγματος είναι μικρότερη του μισού του μέσου σχετικού βέλους των κατακόρυφων φορέων του υποκείμενου ορόφου. Εάν δεν γίνεται λεπτομερέστερη θεώρηση, ένα διάφραγμα από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να θεωρείται απαραμόρφωτο, εάν πληρούνται τα εξής (απλοποιητικά) κριτήρια:

- Παρουσία ουσιωδών περιμετρικών δοκών, απουσία έντονων μεταβολών πάχους και διατομών, ή ασυνεχειών στη διάταξη δοκών ή/και πλακών,
- Δεν πρόκειται για συστήματα συμπαγών πλακών χωρίς δοκούς ή με έμμεσες στηρίξεις. Στην κατηγορία αυτή δεν συμπεριλαμβάνονται συμπαγείς πλάκες με επαρκή τοιχώματα καθώς και δοκιδωτές πλάκες (τύπου Zoellner) επίσης με επαρκή τοιχώματα.
- Οι ανισοσταθμίες μέσα στον ίδιο όροφο δεν είναι έντονες (π.χ. υψομετρικές διαφορές όχι μεγαλύτερες του  $h_b/2$ , όπου  $h_b$  το μέσο ύψος δοκών).
- Η μορφή της κάτοψης είναι συμπαγής (π.χ. απουσία μεγάλων εισεχόντων ή εξεχόντων τμημάτων, κατόψεων με επιμήκεις πτέρυγες μορφής Γ, Τ, Π κ.λπ.)
- Δεν υπάρχουν μεγάλα κενά (ανοίγματα) μέσα στο διάφραγμα, ιδίως στην περιοχή μεγάλων τοιχωμάτων (κατ' εξοχήν πρωτευόντων φερόντων στοιχείων).

Η πλήρωση των προϋποθέσεων για διαφραγματική λειτουργία των πλακών αρχικά μας απαλλάσσει από την ανάγκη μελέτης της εκτός επιπέδου καμπτικής συμπεριφοράς αυτών (λειτουργίας πλάκας και ανάγκη προσομοίωσης με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία).

Παρότι το λογισμικό OpenSees διαθέτει εντολή (*rigidDiaphragm*) που επιβάλλει τις δεσμεύσεις της διαφραγματικής λειτουργίας στους κόμβους τρισδιάστατων προσομοιωμάτων, επιλέγεται να μην χρησιμοποιηθεί, καθώς η χρήση της έχει σημαντικούς περιορισμούς σχετικά με τις σχέσεις κύριων και δεσμευμένων κόμβων, ενώ διαπιστώθηκαν από ερευνητές προβλήματα σύγκλισης του συνολικού μοντέλου. Η εισαγωγή των δεσμεύσεων που συνεπάγεται η διαφραγματική λειτουργία και συγκεκριμένα η κίνηση στερεού σώματος όλων των στοιχείων

που περιβάλλουν κάθε πλάκα (τεσσάρων ακραίων κόμβων, κατ' επέκταση, κοινή μετατόπιση κατά  $x$  και  $y$  (μηδενική σχετική κίνηση μεταξύ κόμβων διαφράγματος) και ελευθερία στροφής περί τον κατακόρυφο καθολικό άξονα- πρακτικά οι υπόλοιποι βαθμοί ελευθερίας, δύο στροφικοί και ο μεταφορικός κατά  $z$  απαλείφονται στατικά) γίνεται με τον εξής τρόπο:

Μεταξύ τεσσάρων κύριων κόμβων που διαμορφώνουν ένα τμήμα πλάκας αλλά και μεταξύ των τεσσάρων κόμβων στα άκρα της επιφάνειας κάλυψης του μοντέλου παρεμβάλλεται ραβδόμορφο στοιχείο πρακτικά άπειρης δυστένειας και αμελητέων λοιπών μηχανικών χαρακτηριστικών (ανά δύο διαγώνια εντοπισμένων κόμβων). Το γεγονός αυτό οδηγεί στο να αναλαμβάνονται τα σεισμικά φορτία από τα διαγώνια στοιχεία που προσομοιώνουν την πλάκα και να μεταβιβάζονται στα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία ισομερώς και δεδομένης κανονικότητας της κάτοψης. Για την αποφυγή αριθμητικών σφαλμάτων που οφείλονται στην απόκλιση τάξεων μεγέθους των στοιχείων δυσκαμψίας ενός μητρώου δυσκαμψίας στα σημεία που συντρέχουν διαφορετικά στοιχεία (δοκών υποστυλώματος και θλιπτήρα «πλάκας»), η παραπάνω αναφερόμενη άπειρη δυστένεια δεν υπερβαίνει σε αναλογία το  $1.0e^3 \sim 1000$  επί το αντίστοιχο μηχανικό χαρακτηριστικό των συντρεχόντων στοιχείων)

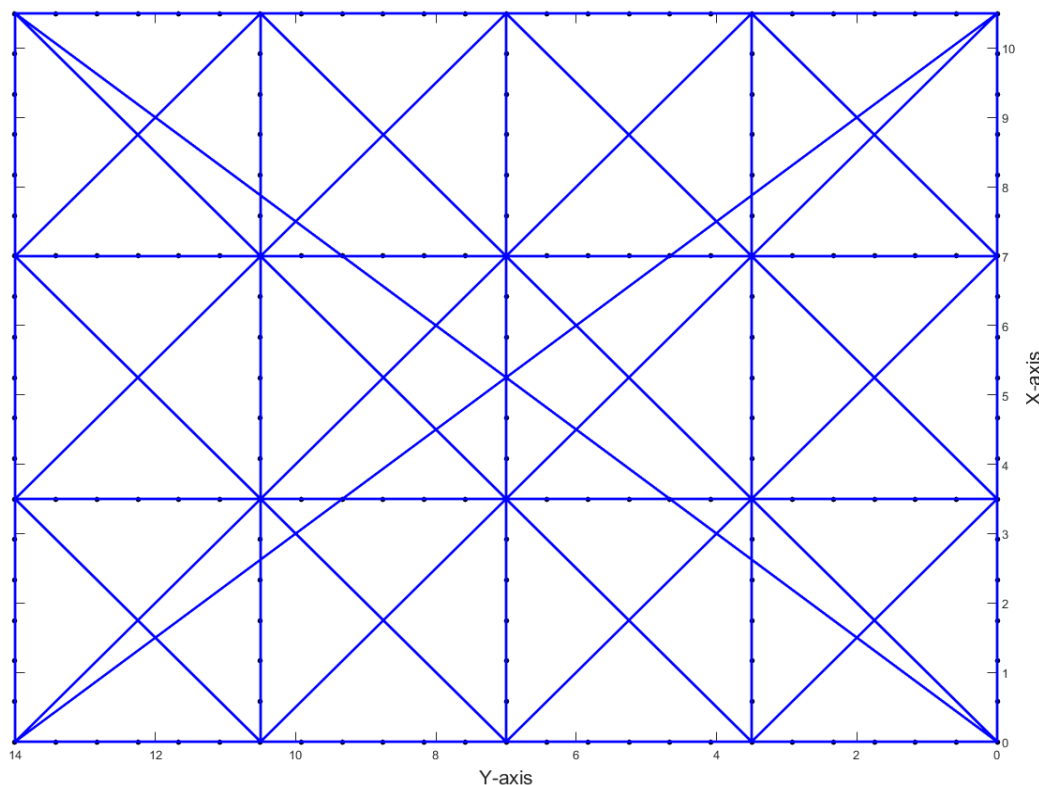
Για λόγους απλοποίησης το στοιχείο της διαγώνιου μπορεί να είναι στοιχείο δικτυώματος που περιορίζει το μέγεθος του μητρώου δυσκαμψίας σε  $3 \times 3$  για κάθε μέλος διαγώνιου εφόσον αναπτύσσει μόνο αξονικές δυνάμεις, είτε για λόγους σύγκρισης να είναι ελαστικό στοιχείο δοκού είτε ανελαστικό στοιχείο όπως ο υπόλοιπος κώδικας αλλά ελαστικού νόμου υλικού αμελητέων μηχανικών ιδιοτήτων δυσκαμψίας εντός και εκτός επιπέδου της πλάκας και δυστένειας της τάξης μεγέθους που αναφέρθηκε.

Για τον έλεγχο της σωστής προσομοίωσης και λειτουργίας των διαγώνιων, στους υπόλοιπους βαθμούς ελευθερίας των μελών με κοινούς του κύριους κόμβους, τα μέλη αυτά έχουν οφείλουν να έχουν μηδενική συμβολή. Κριτήριο ορθότητας προσομοίωσης κατά συνέπεια είναι:

- η μη ανάπτυξη εντατικών μεγεθών πέραν της αξονικής από οριζόντια φόρτιση στα διαγώνια μέλη
- η μη ανάπτυξη αξονικών εντάσεων στις δοκούς που «περιγράφουν» τις πλάκες κι διαμορφώνουν εξωτερικά το διάφραγμα.

Για την επίτευξη του τελευταίου ανέκυψε η ανάγκη παρεμβολής επιπλέον κόμβου στο ένα από τα δύο άκρα κάθε δοκού, γεγονός που διακόπτει τη συνέχεια της σύνδεσης δοκού υποστυλώματος στον κύριο κόμβο του Κανάβου και κατ' επέκταση τη συνέχεια δοκού και διαγώνιου μέλους.

Οι παραπάνω επτά απαιτούμενοι κόμβοι για τον πλήρη ορισμό ενός στοιχείου δοκού αυξάνονται κατά ένα ο οποίος καλείται δευτερεύων κόμβος (*slave node*), οι συντεταγμένες του ταυτίζονται με έναν από τους ακραίους κύριους κόμβους (*master node*) κάθε δοκού και μεταξύ αυτού και του κύριου κόμβου παρεμβάλλεται στοιχείο μηδενικού μήκους (*zeroLength Element*) και συγκεκριμένων μηχανικών ιδιοτήτων που επισυνάπτονται από το χρήστη ορίζοντας τον καταστατικό νόμο (υλικό ελαστικό είτε ανελαστικό) που διέπει κάθε βαθμό ελευθερίας από τους έξι του κοινού αυτού κόμβου.



Εικόνα 4-14: Προσομοίωση διαφραγμάτων με ισοδύναμο μοντέλο ραβδόμορφων Π.Σ. (Matlab)

Τη λειτουργία κόμβου πλαισίου στο στατικά ελεύθερο του στοιχείου δοκού από τη μία μεριά οφείλει να αποκαταστήσει η τοποθέτηση μεταξύ master και slave κόμβου ενός στοιχείου μηδενικού μήκους με χαρακτηριστικά ισοδύναμα με την εν λόγω σύνδεση κόμβου. Μετά από έρευνα οι σταθερές των μηχανικών χαρακτηριστικών που εξασφαλίζουν την αποκατάσταση και δεν δημιουργούν για τους λόγους που αναπτύχθηκαν προηγουμένως αριθμητική αστάθεια κατά την αντιστροφή των μητρώων δυσκαμψίας είναι:

- δυσμησία κατά την κύρια διεύθυνση ( $Q_{yy}$ ) των δοκών ίση με  $K_v = 1.0e^3 EA_{col}$ , όπου  $EA$  η δυστένεια του συντρέχοντος στον κόμβο υποστυλώματος,
- δυσκαμψία περί τον ισχυρό άξονα της δοκού ( $M_{zz}$ )  $K_\varphi = 1.0e^3 EI_{col}$ , όπου  $EA$  η δυσκαμψία του συντρέχοντος στον κόμβο υποστυλώματος.

Όσον αφορά τη δυσμησία κατά την εγκάρσια έννοια των δοκών, αλλά και την εγκάρσια κάμψη ( $M_{yy}$ ) οφείλει να ελέγχεται η μικρή ανάπτυξη έντασης.

## 4.7 ΟΡΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ Ω/Σ

Το μοντέλο κατανεμημένης πλαστιμότητας συνεπάγεται όπως εξηγήθηκε και στο θεωρητικό κεφάλαιο, ολοκλήρωση κατά μήκος του κάθε μέλους στο οποίο έχει διακριτοποιηθεί και σε επίπεδο ιών. Το γεγονός αυτό επιτρέπει ακριβή ανάλυση διατομής (ένα από τα πλεονεκτήματα του μοντέλου κατ/μενης πλαστιμότητας), δεδομένου του σύνθετου χαρακτήρα του ωπλισμένου σκυροδέματος. Επίσης, η προσομοίωση μέσω νών δίνει τη δυνατότητα πλήρους παρακολούθησης δαινομένων αλληλεπίδρασης διαξονικής κάμψης και αξονικής στο μέλος.

Η δυνατότητα χρήσης του μοντέλου ιών παρέχεται στο χρήστη μέσω της εντολής:

- Για το σκυρόδεμα:

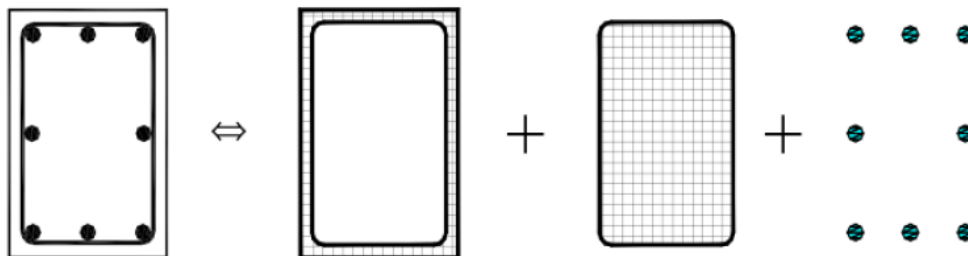


`patch quad $matTag $numSubdivIJ $numSubdivJK $yI $zI $yJ $zJ $yK $zK $yL $zL`

- Για το χάλυβα οπλισμού:

`layer straight $matTag $numFiber $areaFiber $yStart $zStart $yEnd $zEnd`

Η διατομή διακριτοποιήθηκε σε 50 ίνες καθ' ύψος και κατά πλάτος με στόχο την αποτίμηση της διαξονικής κάμψης δεδομένου του τρισδιάστατου του προβλήματος.



Εικόνα 4-15: Μοντέλο ινών. α) διατομή  $\Omega/\Sigma$ , β) απερισφιγμένο τμήμα, γ) περισφιγμένο τμήμα, δ) χάλυβας οπλισμού

Ο εγκάρσιος οπλισμός αποτελείται από συνδετήρες  $\varnothing 8/30$ , όχι άγκιστρο  $135^\circ$  ως τρόπο αγκύρωσης αλλά γάντζο  $90^\circ$  περιορισμένη συμβολή στην περισφιγξη ωστόσο λαμβάνονται κανονικά υπόψη στην ανάληψη τέμνουσας. Το γεγονός αυτό πρακτικά καθιστά μηδενική την επίδραση της όποιας περισφιξης παρέχει η αραιή διάταξη των συνδετήρων, σε συνδυασμό με την ελλειπή εγκάρσια αγκύρωση που δεν εξασφαλίζει τη συγκράτηση των διαμήκων ράβδων μετά τη διαρροή τους (λυγισμό).

#### 4.8 ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟΙ ΝΟΜΟΙ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, επιλέγεται στο μοντέλο κατανεμημένης πλαστιμότητας η χρήση καταστατικών νόμων που καθορίζουν την απόκριση του υλικού σε μια διεύθυνση (*uniaxial Material*), έχοντας τη δυνατότητα να παρακολουθήσουν την αλληλεπίδραση ροπής αξονικής, με ολοκλήρωση καθ' ύψος των ινών της διατομής.

Για να αναλυθεί η παραπάνω διατομή, θα πρέπει να αποκτήσει και αντίσταση έναντι στρέψης, η οποία δεν συμπεριλαμβάνεται στο τρισδιάστο μοντέλο και εσωτερικά στο μητρώο δυσκαμψιάς ενός στοιχείου δυνάμεων. Επισυνάπτεται μέσω διαδικασίας σταϊκής συμπύκνωσης και προγραμματιστικά μέσω της εντολής:

`section Aggregator $secTag $matTag1 $string1 $matTag2 $string2 ... ..`  
`< -section $sectionTag > T`

όπου στους ήδη ορισμένες διατομές ινών επισυνάπτεται ελαστικός νόμος υλικού μεγάλης δυστρεψιάς. Για την τιμή της δυστρεψιάς όλων των γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων (δοκοί και υποτυλώματα), όπως αναφέρθηκε και στο Κεφ. 1.2, έγινε η παραδοχή ισότητας με το 10% της ισοδύναμης ελαστικής δυστρεψιάς των μελών, ως εξής:

$$K_{II,m} = 0.10 \cdot E_c \cdot C / (1 + 0.30\varphi) = 0.10 \cdot G \cdot J \quad (4-13)$$

Στην περίπτωση της αποτίμησης υφιστάμενων κατασκευών, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει τις αντιπροσωπευτικές τιμές των υλικών που θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν κατά τις αναλύσεις. Για ελέγχους σε όρους παραμορφώσεων ορίζει ότι θα χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές, ενώ για ελέγχους σε όρους δυνάμεων ορίζει ότι θα χρησιμοποιούνται γενικά οι μέσες τιμές μείον

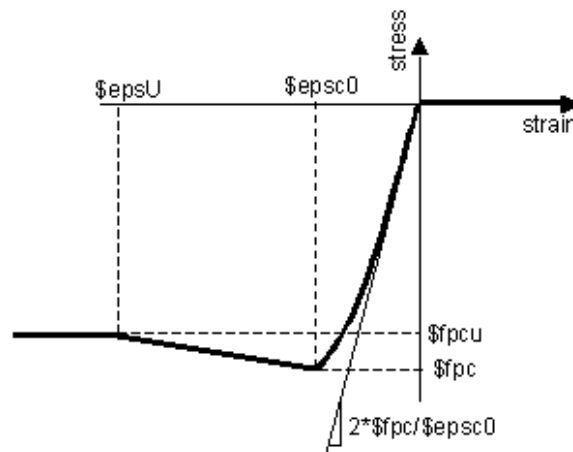
μία τυπική απόκλιση. Επίσης καθορίζει τους απαραίτητους συντελεστές ασφαλείας. Στις αναλύσεις που γίνονται εδώ όμως, επιδιώκεται να διερευνηθεί η πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής και όχι ο έλεγχος της ασφαλείας της, επομένως χρησιμοποιούνται γενικώς οι μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών και όλοι οι συντελεστές ασφαλείας που εμφανίζονται στις σχέσεις λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα.

#### 4.8.1 Καταστατικό Μοντέλο Kent-Scott-Park (Concrete01)

Το συγκεκριμένο μοντέλο αποτελεί το πλέον αριθμητικά ευσταθές ενώ προσφέρει κύκλους αποφόρτισης - επαναφόρτισης που μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε γενικές περιπτώσεις. Ο ορισμός του γίνεται από την εντολή:

*uniaxialMaterial Concrete01 \$matTag \$fpc \$epsco \$fpcu \$epsU*

Ο καταστατικός νόμος του υλικού φαίνεται στην Εικόνα 4-16 και προσεγγίζει την θεωρητική συμπεριφορά του σκυροδέματος σε θλίψη κατά τον EN1992-1-1:2004. Αγνοείται πλήρως η εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος (μηδενική αντίσταση σε εφελκυσμό), ενώ η δυσκαμψία του λαμβάνεται σταδιακά γραμμικά απομειούμενη/ επαυξανόμενη.



Εικόνα 4-16: Καταστατικός νόμος υλικού Concrete01 (Mc Kenna et al.. 2007)

Τα χαρακτηριστικά του υλικού που θα πρέπει να εισαχθούν για την περιγραφή του είναι η μέγιστη αντοχή του και η αντοχή του στην αστοχία, καθώς και οι τιμές της ανηγμένης παραμόρφωσης που αντιστοιχούν σε αυτές. Συγκεκριμένα:

$$f_{pc} = f_{cc} = f_{ck} / \gamma_{mc}$$

$f_{pcu} = f_{cc1} = f_{cc}$  αρχική παραδοχή διγραμμικής συμπεριφοράς σκυροδέματος (πλατώ μετά το πέρας της ελαστικής περιοχής και μέχρι την αστοχία)

$$epsco = \epsilon_{c0}$$

$$epsU = \epsilon_{cu}$$

Πίνακας 4-2: Παραδοχές σχεδιασμού κτηρίων [Ρεπαπής, Κ.. 2007]

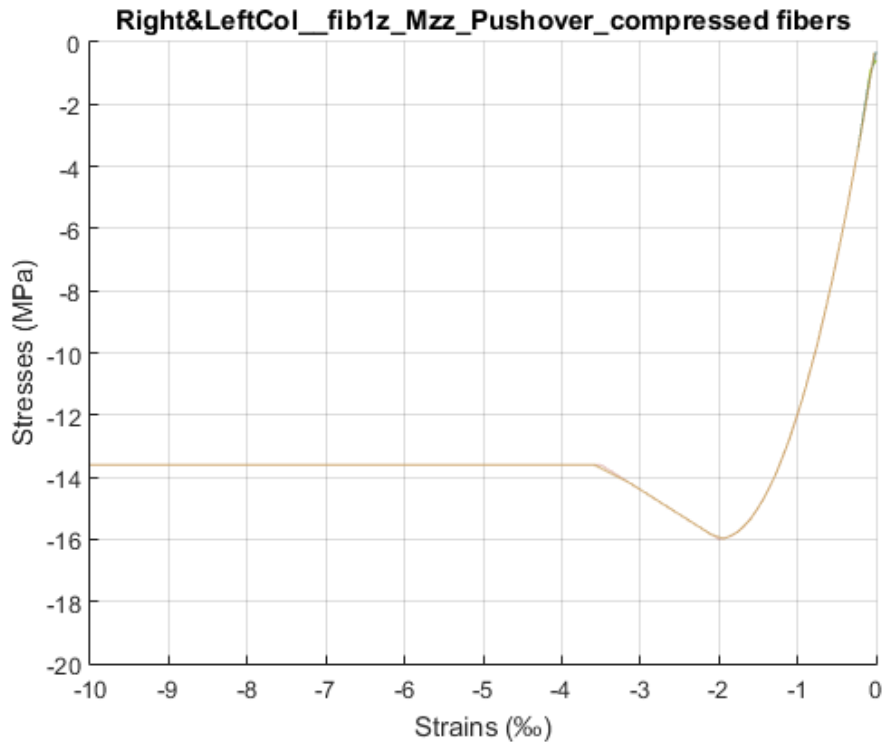
Χρονική Περίοδος	Υλικά			Κανονισμοί	
	Σκυρόδεμα	Διαμήκης Χάλυβας	Χάλυβας Συνδετήρων	Αντισεισμικός	Ωπλισμένου Σκυροδέματος
Δεκαετία 1960	B160	St I	St I	Β.Δ. 1959	Β.Δ. 1954
Δεκαετία 1970	B225	St III	St I	Β.Δ. 1959	Β.Δ. 1954
Δεκαετία 1980	B225	St III	St I	Πρόσθετα Άρθρα 1984	Β.Δ. 1954
Δεκαετία 1990	C12/15 ή C16/20	S220 ή S400	S220	EAK	EΚΩΣ

Κατά τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών («δυνάμεων») (οιονεί ψαθυρή αστοχία δομικού μέλους), οι ιδιότητες των υφισταμένων υλικών συγκεκριμένου δομικού στοιχείου αντιπροσωπεύονται γενικώς με τις μέσες τιμές τους μειωμένες κατά μια τυπική απόκλιση (ή απλώς με τις μέσες τιμές τους), οι δε ιδιότητες των προστιθέμενων υλικών με τις χαρακτηριστικές τιμές τους. Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών (μετακινήσεων, στροφών κ.λ.π), οι ιδιότητες των υλικών αντιπροσωπεύονται γενικώς με τις μέσες τιμές τους. Το μοντέλο Kent-Scott-Park που χρησιμοποιείται δίνει αρχική τιμή μέτρου ελαστικότητας σκυροδέματος:

$$E_{co} = \frac{2f_{pc}}{\epsilon_{psc0}} = \frac{2 \cdot 16 \text{MPa}}{0.002} = 16000 \text{MPa} = 16 \text{GPa} \quad (4-14)$$

Η παραπάνω διγραμμική συμπεριφορά στο μοντέλο Concrete01, παρότι προσδιορίζεται η μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση κατά την αστοχία, διατηρεί απείρως πλαστικό υλικό. Συνεπώς, από νωρίς εγκαταλείπεται η διγραμμική προσέγγιση των κανονισμών και ορίζεται φθιτός κλάδος στην καταστατική εξίσωση με κλίση που οδηγεί σε απομείωση της αρχικής αντοχής στο 85% αυτής.

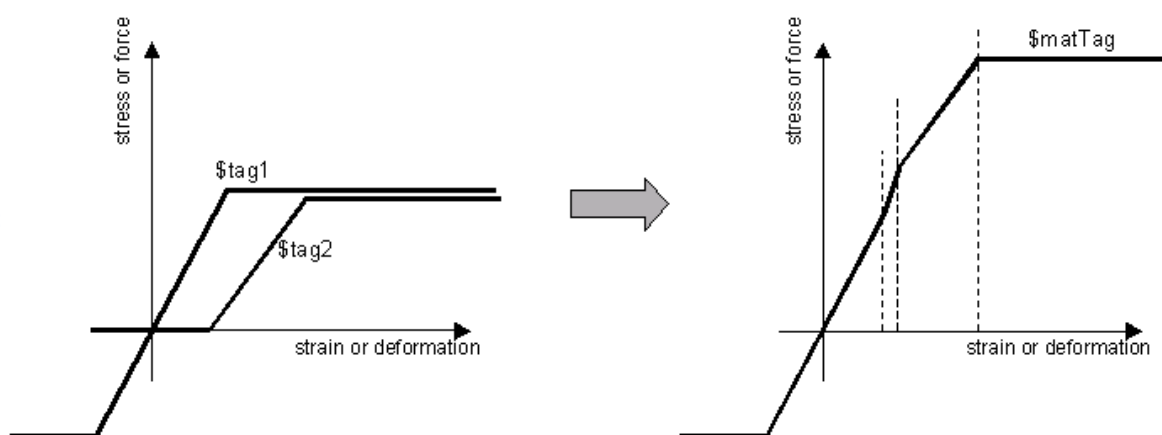
$$f_{pcu} = f_{cc1} = 0.85 \cdot f_{cc} \quad (4-15)$$



Εικόνα 4-17: Καταστατικός νόμος σκυροδέματος με πλασματική παραμένουσα αντοχή

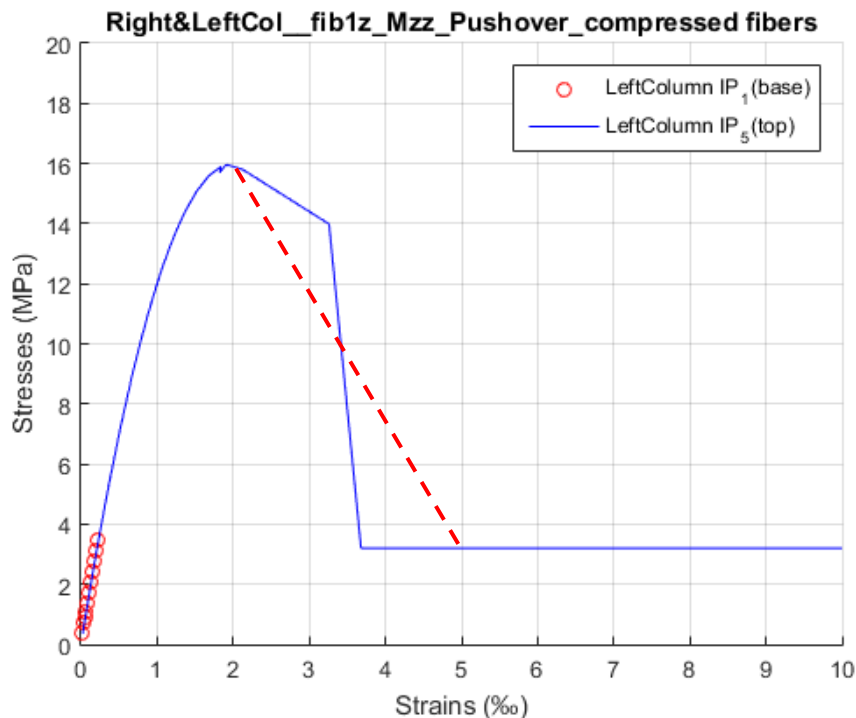
#### 4.8.2 Συνδυασμός Concrete01 & Parallel Material

Ακριβέστερη θεώρηση του παραπάνω, δεδομένου απερίσφιγκτου νόμου, είναι η απότομη πρώτη της αντίστασης του υλικού όταν φτάσει το  $0.85 \cdot f_{cc}$  και η διατήρηση μιας πολύ μικρής παραμένουσας αντοχής της τάξης του 15%. Εφόσον το μοντέλο των Kent-Scott-Park θεωρεί πλατώ τάσεων μετά την μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση, απαιτείται η χρήση υλικού εν παραλλήλω που θα οδηγήσει στην απότομη πτώση του διαγράμματος των τάσεων. Οι νόμοι των υλικών που επαλληλίζονται είναι αυτός του *Concrete01* και του *ElasticMultiLinear*.



Εικόνα 4-18: Χρήση νόμων υλικών εν παραλλήλω [OpenSees Wiki]

Μετά τη χρήση του, ο καταστατικός νόμος σκυροδέματος αποκτά την παρακάτω μορφή:



Εικόνα 4-19: Πραγματική απόκριση θλιβόμενης διατομής σκυροδέματος κατά την μη γραμμική στατική ανάλυση (Matlab)

Η παραπάνω απόκριση δηλώνει πλήρη αποδιοργάνωση του απερίσφιγκτου σκυροδέματος μετά τη θραύση  $\varepsilon_{cu} = 0.0035$  η οποία αντιστοιχεί σε πλήρως αποφλοιωμένη διατομή. Ωστόσο το υπολογιστικό κόστος που απαιτείται για μια μη-γραμμική στατική ανάλυση οριζόντιων φορτίων με παραδοχή του παραπάνω νόμου σκυροδέματος είναι αισθητά μεγαλύτερο, συνεπώς λόγω της ήδη υπάρχουσας πολυπλοκότητας και όγκου του τρσδιάστατου μοντέλου (αρκετά μεγάλη διακριτοποίηση και πολλών ζητούμενων προς εξαγωγή (recorders), δεν χρησιμοποιήθηκε στα πλαίσια της γενικής μελέτης. Η απαίτηση αυξημένης υπολογιστικής ισχύος οφείλεται στην απότομη μείωση της αντίστασης του υλικού μετά τη θραύση που απαιτεί περισσότερες εσωτερικές επαναλήψεις για να συγκλίνει.

Λόγω του παραπάνω, βρέθηκε εναλλακτική λύση για την απόδοση της πραγματικής μείωσης της αντοχής του σκυροδέματος μετά τη θραύση, κι αυτή προσομοιώθηκε με το νόμο υλικού των Kent-Scott-Park αλλά με τιμή αντοχής μετά το φθιτό κλάδο ίση με το 20% της αρχικής ονομαστικής αντοχής του σκυροδέματος (παραμένουσα αντοχή). Η νέα ορισμένη τιμή της ανηγμένης παραμόρφωσης του σκυροδέματος στην αστοχία επιλέχθηκε ώστε να ικανοποιεί τα εξής κριτήρια:

- Ισορροπία εμβαδών και κατ' επέκταση εξίσωση της απορροφώμενης έντασης μέσω παραμόρφωσης.
- Αριθμητική σύγκλιση του αλγόριθμου που οδηγεί σε ηπιότερες κατά το δυνατόν κλίσεις του φθιτού κλάδου μετά την αστοχία.

Η κόκκινη διακεκομμένη γραμμή της Εικόνα 4-19 προσεγγίζει την επίτευξη των δύο παραπάνω κριτηρίων μέσω ορισμού σημείου μέγιστης ανηγμένης παραμόρφωσης θραύσης ίσο με  $\varepsilon_{cu} = 0.05 = 5\%$ .

### 4.8.3 Καταστατικό Μοντέλο Karsan-Jirsa (Concrete01WithSITC)

Την επίδραση των εκτεταμένων ρηγματώσεων μετά την διαρροή του σκυροδέματος επιχειρεί να λάβει υπόψη του ένα τροποποιημένο μοντέλο των Kent-Scott-Park από τους Karsan-Jirsa (Concrete01 With Stuff in the Cracks).

*uniaxialMaterial Concrete01WithSITC \$matTag \$fpc \$epsco \$fpcu \$epsU*  
*< \$endStrainSITC >*

Ωστόσο, το συγκεκριμένο μοντέλο εμφάνισε θέματα σύγκλισης και εγκαταλήφθηκε.

### 4.8.4 Καταστατικό Μοντέλο χάλυβα οπλισμού (Steel01)

Για την προσομοίωση του χάλυβα των διαμήκων οπλισμών δίδεται η επιλογή διάφορων υλικών από την πλατφόρμα του OpenSees. Το απλούστερο μοντέλο είναι το *Steel01* το οποίο φαίνεται στην Εικόνα 4-20. Οι τιμές που απαιτούνται για περιγραφή του μοντέλου είναι η τάση διαρροής  $F_y$  το μέτρο ελαστικότητας του ελαστικού κλάδου  $E_0$ , καθώς και ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας μετά και πριν τη διαρροή  $b_0$ . Οι παραπάνω τιμές ορίζονται ως εξής:

$$F_y = f_{sy} = 210 \text{ MPa}, f_{su} = 330 \text{ MPa}$$

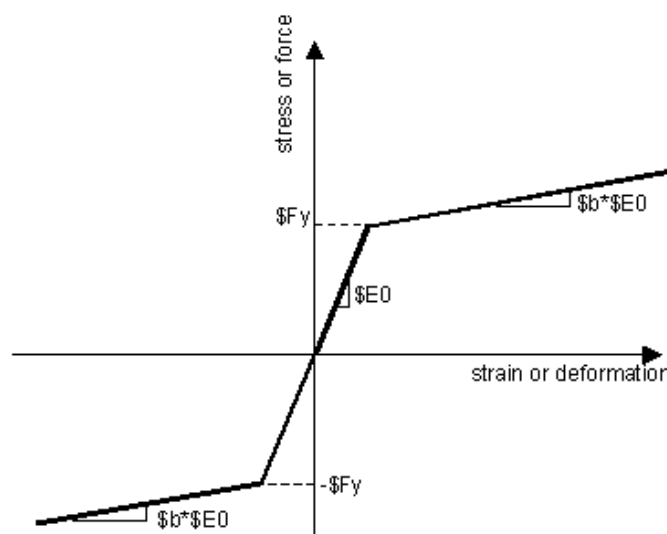
$$\varepsilon_{sy} = 0.0011, \varepsilon_{su} = 0.10, \varepsilon_{sh} = 0.03$$

Το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα υπολογίζεται ως:  $E_0 = \frac{f_{sy}}{\varepsilon_{sy}} = \frac{210000 \text{ KPa}}{0.00155} = 200 \text{ GPa}$

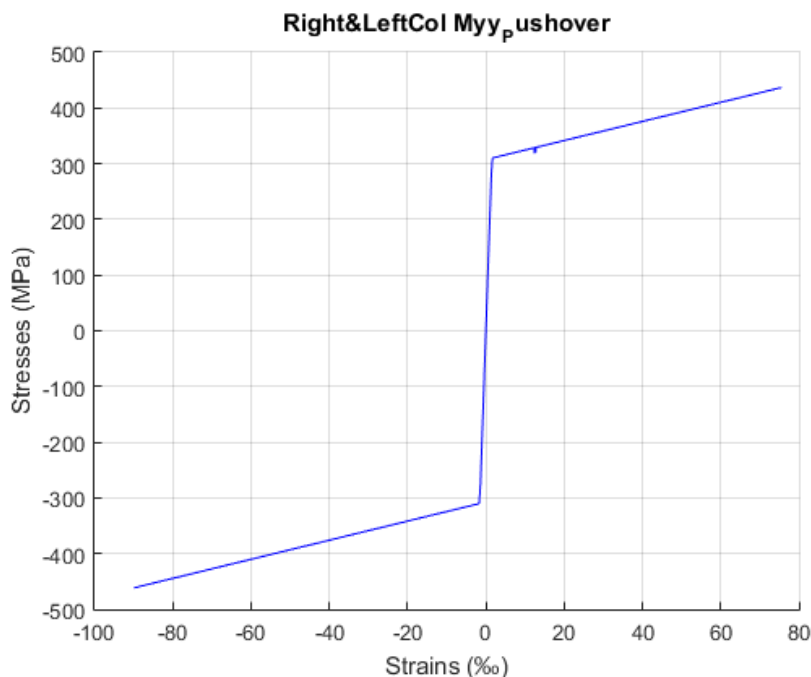
Η κράτυνση του υλικού, παρότι μιλάμε για λείο χάλυβα *St I* υπολογίζεται ως εξής:

$$b_0 = \frac{f_{su} - f_{sy}}{E_0} = \frac{(330 - 210) \text{ MPa}}{200.000 \text{ MPa}} \approx 0.009 \quad (4-16)$$

Πρακτικά αμελητέα συνεπώς κράτυνση, που ωστόσο δεν τίθεται μηδενική για λόγους αριθμητικής σύγκλισης (αποφυγή μηδενικής δυσκαμψίας μετά τη διαρροή). Επίσης, δίνεται η δυνατότητα εισαγωγής παραμέτρων που ελέγχουν την κράτυνση του χάλυβα κατά τις ανακυκλήσεις. Ο καταστατικός νόμος του υλικού έχει την μορφή που φαίνεται στην Εικόνα 4-20, ενώ στην Εικόνα 4-21 αποτυπώνεται μία πραγματική απόκριση ίνας χάλυβα κατά την ανάλυση επιβολής οριζόντιας σεισμικής δύναμης.



Εικόνα 4-20: Καταστατικός νόμος υλικού Steel01 (Mc Kenna et al., 2007)



Εικόνα 4-21: Πραγματική απόκριση εφελκυσμένης διατομής χάλυβα οπλισμού κατά την μη γραμμική στατική ανάλυση (Matlab)

Η Εικόνα 4-21 αποτελεί παράγωγο ταυτόχρονης εκτύπωσης της απόκρισης μίας πλέον θλιβόμενης και μίας πλέον εφελκυσμένης ίνας χάλυβα από παράδειγμα πραγματικής ανάλυσης (εξ αυτών που θα ακολουθήσουν). Αποδεικνύεται η σωστή προσομοίωση του καταστατικού νόμου χάλυβα οπλισμού.

#### 4.9 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΠΛΗΡΩΣΗΣ

Κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., οι τοιχοποιίες δε λαμβάνονται υπόψιν στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων, αλλά μπορεί να ληφθούν υπόψιν για τα σεισμικά, ενώ είναι υποχρεωτικό αυτό να γίνει εφόσον έχουν αρνητική επίδραση στη σεισμική απόκριση της κατασκευής. [παραπομπή στο σημείο του Κεφ. Θεωρίας ΚΑΝ.ΕΠΕ. που αναλύονται οι διατάξεις του]. Για το λόγο αυτό, στο προσομοίωμα που έχουν συμπεριληφθεί οι τοιχοποιίες πλήρωσης (σε οποιαδήποτε διάταξη), η εισαγωγή τους στο συνολικού μοντέλο γίνεται μετά την επιβολή των στατικών φορτίων.

Παρά τη δυσκολία που έχει η προσομοίωση, τα χαρακτηριστικά και η αλληλεπίδρασή τους με τον φέροντα οργανισμό, όσο και το γεγονός ότι στη φάση της αστοχίας της κατασκευής οι τοιχοπληρώσεις αναμένεται να έχουν ήδη αστοχήσει, με αποτέλεσμα, αν λαμβανόταν υπόψη στην ανάλυση, αυτή να πρέπει να γίνει με βάση τον συντελεστή συμπεριφοράς που αναμένεται να εκδηλωθεί κατά τη φάση αστοχίας των τοιχοπληρώσεων, οι τοίχοι πλήρωσης γίνεται μια προσπάθεια να συμπεριληφθούν στα 'γυμνά' μοντέλα. Επιδίωξή μας είναι να μελετήσουμε την πραγματική συμπεριφορά του κτηρίου στις σεισμικές διεγέρσεις, οπότε η δημιουργία ενός μοντέλου με τοιχοπληρώσεις θα έδινε ρεαλιστικότερα αποτελέσματα.

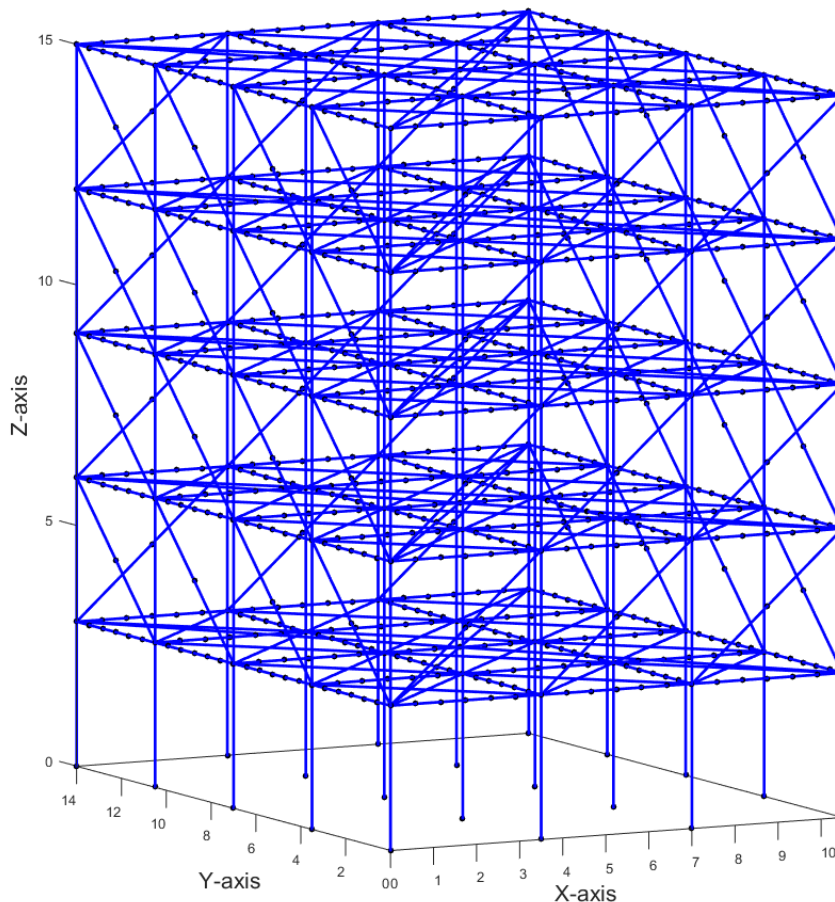
Όταν η ανάλυση βασίζεται σε ανελαστικές, αντί για ελαστικές μεθόδους, η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων αποκτά μεγαλύτερη σημασία, αφού το υπό αναζήτηση σημείο επιτελεσματικότητας μπορεί να βρίσκεται στην περιοχή που η σημασία τους είναι ακόμα

σημαντική, ενώ μπορεί η ύπαρξή τους να προκαλέσει πρόωρη ψαθυρή αστοχία λόγω π.χ. ανεπάρκειας της διατμητικής αντοχής των μελών, πριν την προσέγγιση του σημείου διαρροής, το οποίο αναμένεται να αντιστοιχεί σε μεγαλύτερη δύναμη σχεδιασμού ή να δημιουργήσουν συνθήκες μαλακού ορόφου – π.χ. *pilotis*. Παρ' όλη τη σημασία όμως της προσομοίωσής τους, παρουσιάζονται πρόσθετες αβεβαιότητες κατά την ανάλυση, οφειλόμενες στα χαρακτηριστικά, στον τρόπο δόμησης και στο μοντέλο που θα χρησιμοποιηθεί κατά την ανάλυση [9].

Το κτήριο της παρούσας εργασίας έχει κατασκευαστεί με περιμετρική μπατική τοιχοποιία, καλά σφηνωμένη στο πλαίσιο των περιβαλλόντων στοιχείων της τοιχοποιίας. Ύκόμα, οι τοιχοποιίες δεν είναι έκκεντρα τοποθετημένες και δε δημιουργείται ούτε ανοικτός όροφος ούτε κοντά υποστυλώματα. Εφόσον, λοιπόν, η τοιχοποιία είναι καλά σφηνωμένη στο περιβάλλον πλαίσιο δομικών στοιχείων και δεν υπάρχουν ανοίγματα που μπορούν να καταστήσουν την κατασκευή μη συμμετρική, η συνεκτίμηση της τοιχοποιίας δε συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα στην απόκριση του κτηρίου και επομένως είναι δυνητική. Εδώ, προκειμένου να ελεγχθεί η προσφορά της τοιχοποιίας στην αντοχή και τη συμπεριφορά της κατασκευής, έγιναν δύο προσομοιώματα ανάλυσης, ένα με τοιχοποιία και ένα χωρίς.

Για την προσομοίωση των τοίχων πλήρωσης έγινε χρήση του μοντέλου ισοδύναμου θλιπτήρα. Τα χαρακτηριστικά που δόθηκαν σε αυτόν κατά την προσομοίωση υπολογίστηκαν σύμφωνα με τα προδιαγεγραμμένα από διάφορους ερευνητές [22], καθώς και επιβεβαιώθηκαν από τα τμήματα των κανονισμών [KAN.ΕΠΕ., EN1996-1].

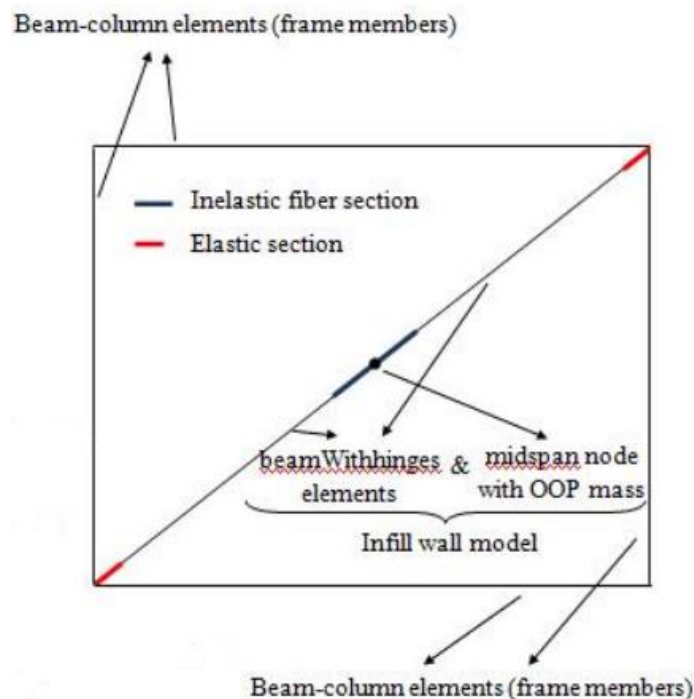
Σε τρισδιάστατη απεικόνιση οι τοίχοι πλήρωσης φαίνονται στην Εικόνα 4-22.



Εικόνα 4-22: Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος ισοδύναμων θλιπτήρων (Matlab)



Ο κώδικας έχει προγραμματιστεί με τέτοιο τρόπο που δύναται η συνολική ή μερική αφαίρεση τοίχων πλήρωσης ανά επίπεδο κτηρίου. Το παραπάνω επιτρέπει μια παραμετρική διερεύνηση της επίδρασης της διάταξης τους. Προσοχή πρέπει να δίνεται στη διεύθυνση φόρτισης κατά την μη γραμμική στατική ανάλυση ώστε η παραδοχή της διεύθυνσης των ισοδύναμων ράβδων να είναι συμβατή με τη διαγώνιο εκείνη που πράγματι θλίβεται. Για την προσομοίωση των θλιπτήρων υπολογιστικά ακολουθήθηκε η διάταξη που φαίνεται στην Εικόνα 4-23. Κατά συνέπεια, και δεδομένης της κανονικότητας του κτηρίου σε κάτοψη (άρα και της συμμετρικής απόκρισης του ανά φορά φόρτισης), η διεύθυνση της επιβαλλόμενης μετακίνησης για τις μη γραμμικές στατικές φορτίσεις επιλέχθηκε η  $-X$  κατά τη μικρή διεύθυνση του φορέα και η  $-Y$  κατά τη μεγάλη διεύθυνση του φορέα.



Εικόνα 4-23: Προσομοίωμα τοίχων πλήρωσης λοξών αμφιαρθρωτών θλιπτήρων [OpenSees Wiki]

Για την εν λόγω προσομοίωση γίνεται θεώρηση προσομοιώματος που λαμβάνει υπόψη του την αλληλεπίδραση των αποτελεσμάτων εντός (In Plain, IP) και εκτός επιπέδου (Out Of Plain, OOP). Το μοντέλο τοίχου πλήρωσης αποτελείται από δύο ραβδόμορφα Π.Σ. που προσομοιώνουν διαγώνια μέλη ίσου μήκους και τύπου στοιχείου δυνάμεων (2.6.1 Υπολογισμός χαρακτηριστικών ισοδύναμου θλιπτήρα) (`forceBeamColumn`, `element beamWithHinges`) και από έναν κόμβο στο μέσον του θεωρούμενου συνολικού μήκους θλιπτήρα (`midspan`). Ο ορισμός του κόμβου έχει ιδιαίτερη σημασία καθώς η συνολική μάζα της τοιχοποιίας ορίζεται στο σημείο αυτό αλλά μόνο στο β.ε. που αντιστοιχεί στην εγκάρσια διεύθυνση της προσομοιούμενης τοιχοποιίας μόνο-εκτός επιπέδου (OOP) (Εικόνα 4-23). Για τα άκρα του στοιχείου καταμεμημένης πλαστιμότητας με προδιαγεγραμμένο μήκος προς πλαστικοποίηση που συντρέχουν στον μεσαίο κόμβο του θλιπτήρα (`endJ` για τη μία διαγώνιο, `endI` για την άλλη διαγώνιο) ορίζεται διατομή τύπου ινών της οποίας τα χαρακτηριστικά και ο καταστατικός νόμος που περιγράφει τη συμπεριφορά της παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω. Για τα άλλα δύο άκρα των παραπάνω διαγωνίων που καταλήγουν στις γωνίες των φατνωμάτων της τοιχοποιίας πλήρωσης, γίνεται παραδοχή ελαστικής συμπεριφοράς με πρακτικά ελεύθερη

στροφή των άκρων (προσομοίωση αρθρωτής στήριξης). Το μήκος πλαστικής άρθρωσης κοντά στο μεσαίο κόμβο δίνεται όσο το δυνατό μικρότερο με στόχο την επίτευξη ψαθυρής αστοχίας μετά την διαρροή του υλικού (προσέγγιση πραγματικής συμπεριφοράς υλικού οπτόπλινθου). Ωστόσο, εκτιμάται από ερευνητές ένα κάτω όριο για τη θεώρηση μήκους πλαστικής άρθρωσης που επιτρέπει την αποφυγή προβλημάτων αριθμητικής σύγκλισης. Συνεπώς ορίζεται μήκος πλαστικής άρθρωσης στο μέσον του ισοδύναμου θλιπτήρα που αθροιστικά φτάνει την τιμή  $10\% \cdot L$ , όπου  $L$  το θεωρούμενο μήκος του θλιπτήρα (συνεπώς  $L_{pl,mid} = 5\% \cdot L$  εκατέρωθεν του μεσαίου κόμβου. Το μήκος της θεωρούμενης πλαστικής άρθρωσης στο εξωτερικό άκρο των θλιπτήρων, με τήρηση του παραπάνω κριτηρίου αριθμητικής σύγκλισης, τίθεται ίσο με  $L_{pl,edge} = 10\% \cdot L$ .

Δεδομένης της ευμενούς επιρροής της τοιχοποιίας πλήρωσης στο μοντέλο, λαμβάνονται οι δυσμενέστερες παράμετροι που αφορούν τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, εκ των οποίων προκύπτει η φέρουσα ικανότητα τοιχοπλήρωσης ώστε να καλυφθούν οι αβεβαιότητες που προκύπτουν.

Η γωνία που σχηματίζει ο διαγώνιος θλιπτήρας με τα οριζόντια στοιχεία υπολογίζεται ως:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{h_w}{l_w}\right) \quad (4-17)$$

όπου  $2/3 \leq \tan \alpha \leq 3/2$ . Το μήκος του διαγώνιου θλιπτήρα προκύπτει συναρτήσει της γωνίας κλίσης του ως:

$$L_w = l_w / \cos \alpha \quad (4-18)$$

Το ισοδύναμο πλάτος της θλιβόμενης διαγωνίου προκύπτει έπειτα από ανάλυση δυνάμεων ως:

$$b = L \frac{\bar{f}_{wv}}{\bar{f}_{wc,s}} \quad (4-19)$$

όπου:  $\bar{f}_{wc,s}$  η μέση αντοχή της θλιβόμενης διαγωνίου έναντι θλίψης και

$\bar{f}_{wv}$  η μέση αντοχή της τοιχοπλήρωσης έναντι διατμητικών τάσεων

Για μέσες τιμές αντοχών πριν ή κατά τη ρηγμάτωση μπορεί να λαμβάνεται:

$$b = 0.15L_w \quad (4-20)$$

Το εμβαδόν της διατομής της θλιβόμενης διαγωνίου προκύπτει:

$$A_w = b \cdot t_w \quad (4-21)$$

όπου  $t_w$  το πάχος του μέλους που λαμβάνεται ίσο με το πάχος της τοιχοποιίας χωρίς τα τυχόν ενδιάμεσα κενά.

Αναλυτικά οι μεταβλητές που χρειάζονται για τον ορισμό του μοντέλου δίνονται παρακάτω:

Πλάτος ισοδύναμης διαγωνίου:  $b_w = 0.57m$

Πάχος ισοδύναμης διαγωνίου (μπατική τοιχοποιία):  $t_w = 0.20m$

Επιφάνεια διατομής ισοδύναμης διαγωνίου:  $A_w = b_w t_w = 0.114m$

Ροπή αδράνειας εκτός επιπέδου ισοδύναμης διαγωνίου:  $I_{yy,w} = 1.0e^{-5}$

Ροπή αδράνειας εντός επιπέδου ισοδύναμης διαγωνίου:  $I_{zz,w} = t_w \cdot b_w^3 / 12$

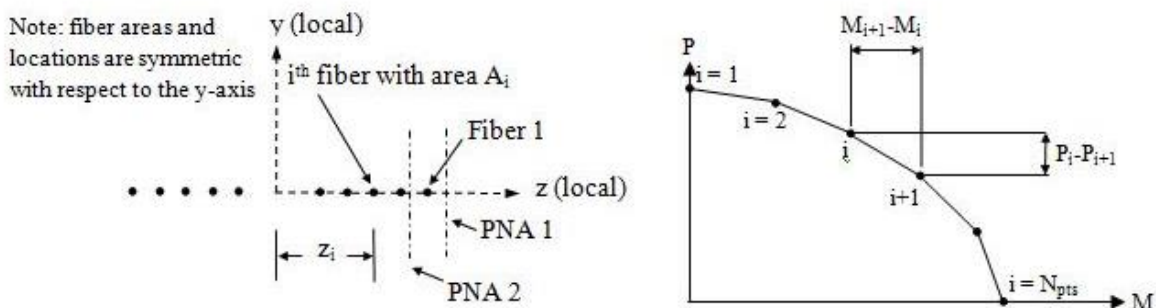
Μήκος ισοδύναμης διαγωνίου (συνολικό):	$L = 3.80m$
Μήκος πλαστικής άρθρωσης (midspan):	$L_{pl,mid} = 0.05 \cdot L = 0.19m$
Μήκος πλαστικής άρθρωσης (edge):	$L_{pl,edge} = 0.10 \cdot L = 0.38m$
Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας πλήρωσης: $1000GPa$	$E_{min,f_M} = 1000e^6 KPa =$
Μέτρο διάτμησης τοιχοποιίας πλήρωσης:	$G_{min,f_M} = 400e^3 KPa = 400MPa$

#### 4.9.1 Καταστατικός νόμος υλικού προσομοίωσης οπτόπλινθου

Η προσομοίωση του ισοδύναμου διαγώνιου θλιπτήρα πραγματοποιήθηκε προσδιορίζοντας την αντοχή διαγώνιου θλιπτήρα σε θλίψη αλλά και εκτός επιπέδου κάμψη. Ο καταστατικός νόμος που απέδωσε τα χαρακτηριστικά της τριγραμμικής απόκρισης των στοιχείων είναι αυτός του Steel01 (Βλ. 4.8.4).

#### 4.9.2 Ορισμός διατομής ινών

Η διατομή μοντέλου κατανεμημένης πλαστιμότητας με προδιαγεγραμμένο μήκος πλαστικής άρθρωσης (*beamWithHinges*) διακριτοποιήθηκε σε δέκα (fiber element sections) στην εγκάρσια διεύθυνση (εκτός επιπέδου) και μία στην εντός επιπέδου διεύθυνση [OpenSees Wiki, Infill Wall Model and Element Removal/Discretization of Inelastic Fiber Section and Calculation of OOP mass]. Με τον παραπάνω τρόπο, τα μέλη δρουν ως δικτυώματα στην εντός επιπέδου καταπόνηση (αντιλαμβάνονται μόνο αξονική) και ως εφελκυσόμενα μέλη στην εκτός επιπέδου διεύθυνση. Η διακριτοποίηση εποπτικά φαίνεται στην Εικόνα 4-24.



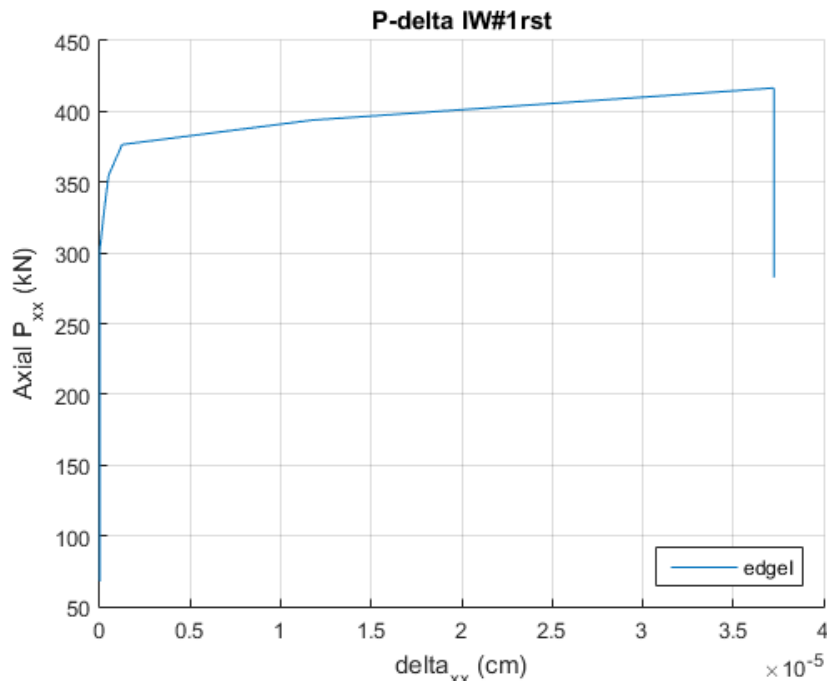
Εικόνα 4-24: α) διάταξη ινών, β) αλληλεπίδραση ροπής-αξονικής ανά ίνα

Με την παραπάνω διάταξη και με σωστό ορισμό της αντοχής του θλιβόμενου μέλους κατά μήκος του εγκάρσιου, στο επίπεδο της τοιχοπλήρωσης, άξονα, μπορεί να αποτυπωθεί η εκτός επιπέδου αστοχία του στοιχείου από εγκάρσια ροπή (στην πραγματικότητα από εγκάρσιο εφελκυσμό που νοείται ως ζεύγος δυνάμεων που δρουν εκτός επιπέδου). Προσοχή έχει δοθεί κατά συνέπεια στο σωστό προσανατολισμό της διατομής του θλιπτήρα με τη βοήθεια μητρώου μετασχηματισμού (*section Aggregator*), ήδη από τον ορισμό των μαζών, με διαφορετικό ορισμό ανά διεύθυνση τοιχοποιίας,

*section fiberSec \$yLoc \$Loc \$A \$matTag*

Κάθε ίνα ορίζεται από ένα εμβαδό,  $A_i$ , τη συντεταγμένη  $z_i$  κατά μήκος του τοπικού άξονα  $z$ , και ένα διγραμμικό νόμο υλικού. Το μη γραμμικό μοντέλο υλικού που χρησιμοποιείται είναι το Steel01, με μια αμελητέα κράτυνση και ένα ζεύγος τάσης διαρροής-ανηγμένης παραμόρφωσης διαρροής  $\{f_{yi}, \epsilon_{yi}\}$  που καθορίζει την απόκριση κάθε  $i$  ίνας. Οι ίνες καλούνται να

συμπεριφέρονται ομοίως σε θλίψη και εφελκυσμό (βλ. 4.8.4 Καταστατικό Μοντέλο χάλυβα οπλισμού (Steel01)).



Εικόνα 4-25: Αποτύπωση αξονικής δύναμης-παραμόρφωσης εντός επιπέδου για διαγώνιο μέλος

$$\text{Θλιπήτρα } F_{wu} = \bar{f}_{wc,s} * t_w * \frac{L_w}{2} = 1000 \text{KPa} * 0.20 \text{m} * \frac{3.8 \text{m}}{2} = 380 \text{KN}$$

Η αντοχή σε θλίψη του εκάστοτε μέλους (μισού μήκους ισοδύναμου θλιπήτρα), για αξονική θλίψη προκύπτει ως:

$$F_{wu} = \frac{\bar{f}'_{wc,s}}{\gamma_w} b_w t_w \quad (4-22)$$

Εκτιμώντας την αντοχή σε λοξή θλίψη  $\bar{f}'_{wc,s} = 0.6 \bar{f}_{wc,s}$  και αντικαθιστώντας το πάχος του θλιπήτρα με  $b = 0.15 L_w$  (που αντιστοιχεί σε ασφήνωτο τοίχο και λήφθηκε έτσι υπερ της ασφαλείας), προκύπτει:

$$F_{wu} = \frac{0.6 \bar{f}_{wc,s}}{\gamma_w} b_w t_w \quad (4-23)$$

Αντικαθιστώντας το μήκος του θλιπήτρα με τη συνιστώσα  $L_w = \frac{l_w}{\cos \alpha}$ ,  $\tan \alpha = 2/3$  (δυσμενής παραδοχή και όχι αυτή που προκύπτει από την γεωμετρικά σχηματισμένη γωνία), προκύπτει:

$$F_{wu} = \frac{0.072 t_w l_w \bar{f}_{wc,s}}{\gamma_w} \quad (4-24)$$

Η αντίστοιχη για σφήνωμένο τοίχο κυμαίνεται μεταξύ των τιμών:

$$F_{wu} = \frac{(0.108 \div 0.144) t_w l_w \bar{f}_{wc,s}}{\gamma_w} \quad (4-25)$$

Η παραμόρφωση διαρροής υπολογίζεται ως:

$$\bar{f}_{wc,s} = \varepsilon_y E_w \rightarrow \varepsilon_y = \frac{\bar{f}_{wc,s}}{E_w} = \frac{d_y}{L_w} \rightarrow d_y = \frac{\bar{f}_{wc,s} L_w}{E_w} \quad (4-26)$$

Οι παραπάνω εκφράσεις, περιλαμβάνουν συντελεστές ασφαλείας υλικών και προσομοιώματος ανάλυσης και χρησιμοποιούνται στην περίπτωση ενίσχυσης υπάρχουσών κατασκευών με προσθήκη τοίχων, για παράδειγμα σε κατασκευές με διακοπή τοιχοπληρώσεων, όπου συχνά επεμβαίνουμε τοποθετώντας τοίχους για την αναίρεση των προϋποθέσεων δημιουργίας μηχανισμού μαλακού ορόφου σε ενδεχόμενο σεισμό ή σε περιπτώσεις ελαφράς ενίσχυσης μονώροφων ή ολιγόροφων παλαιών κατασκευών. Αν θέλουμε να αποτιμήσουμε την αντοχή υπάρχοντων τοίχων, είναι λογικό να παραλείψουμε τον όρο που αφορά στις αβεβαιότητες του προσομοιώματος και να χρησιμοποιήσουμε τις μέσες τιμές αντοχής των υλικών ( $\gamma_w = 1.00, \bar{f}_{wc,s} = 1000KPa$ ).



# 5 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

## 5.1 ΦΟΡΤΙΑ

Τα φορτία που λήφθηκαν υπόψη στις αναλύσεις είναι εκείνα τα οποία δίνονται στις παραδοχές σχεδιασμού του παρόντος κτηρίου κατά τις διατάξεις του ισχύοντος κανονισμού [7] και σύμφωνα με την επίλυση που πραγματοποιήθηκε στην διδακτορική διατριβή Ρεπαπή [15].

### 5.1.1 Στατικά

Πίνακας 5-1: Στατικά φορτία

<b>ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ</b>	
ΕΠΙΚΑΛΥΨΕΙΣ (kN/m <sup>2</sup> )	1.5
ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ (ΔΡΟΜΙΚΗ) (kN/m <sup>2</sup> /m ύψους)	1.0
ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ (ΜΠΑΤΙΚΗ) (kN/m <sup>2</sup> /m ύψους)	3.6
<b>ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ</b>	
(kN/m <sup>2</sup> )	2.0

### 5.1.2 Σεισμικά

Το κτίριο που εξετάζεται στην παρούσα εργασία έχει μελετηθεί για σεισμική ζώνη I κατά το Β.Δ. 1959, δηλαδή για σεισμικό συντελεστή  $\varepsilon$  ίσο 0.04. Για να διερευνηθεί η επιρροή της σεισμικής ζώνης, κάποια κτίρια μελετήθηκαν για σεισμικό συντελεστή ίσο με 0.06 (ζώνη II) και σεισμικό συντελεστή ίσο με 0.08 (ζώνη III):

Πίνακας 5-2: Σεισμικά φορτία

<b>ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ</b>	
<b>ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ</b>	<b>ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΙΣΟΔ. ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ <math>\varepsilon</math></b>
I	0.04
II	0.06
III	0.08

### 5.1.3 Συνδυασμοί δράσεων

Οι συνδυασμοί των δράσεων για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας για τις οποίες πραγματοποιούνται οι έλεγχοι (βασικοί και τυχηματικοί συνδυασμοί), γίνονται σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς και με τους αντίστοιχους συντελεστές συνδυασμού μεταβλητών δράσεων  $\psi_i$ .

## 5.2 ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

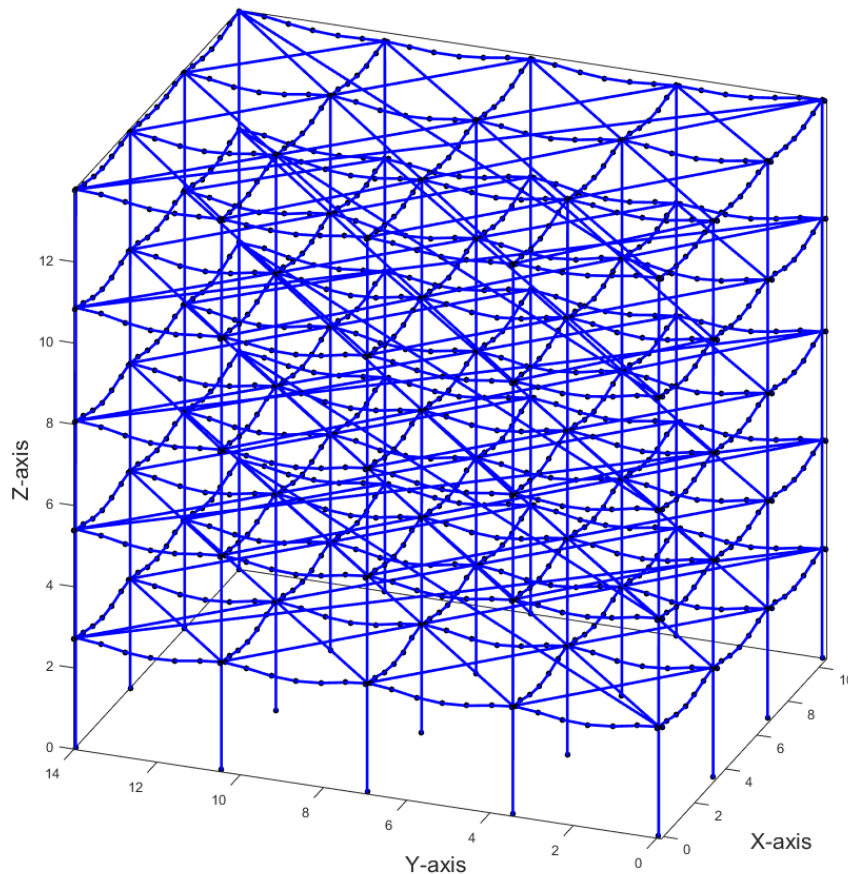
Ο υπολογισμός των φορτίων που αντιστοιχούν στο σεισμικό συνδυασμό για τα κατακόρυφα φορτία ( $G + 0.3Q$ ) πραγματοποιείται εξωτερικά του κύριου κώδικα με χρήση λογιστικού φύλλου excel και τα προκύπτοντα μητρώα δράσεων σε μορφή κατανεμημένου φορτίου ανά καθαρό μήκος δοκού εισάγονται στην υπορουτίνα *GravityLoads.tcl* η οποία καλείται από τον κύριο κώδικα και «διαβάζεται» εσωτερικά από κάθε επιμέρους μέλος δοκού, το οποίο ανάλογα με τη θέση του σε κάτοψη (περιμετρική ή εσωτερική δοκός) φορτίζεται καταλλήλως. Τα φορτία υπολογίζονται όπως αναφέρεται στο Παράρτημα Α. Για τις δοκούς, πέραν του ιδίου βάρους του κορμού που υπολογίστηκε προηγουμένως, λαμβάνονται υπόψη ακόμα τα ίδια βάρη των πλακών, οι επικαλύψεις και τα κινητά φορτία στις επιφάνειες επιρροής, αλλά και οι τοιχοποιίες που φορτίζουν άμεσα ή έμμεσα τη δοκό, όπως αυτά έχουν οριστεί από το χρήστη. Τα φορτία αυτά απλοποιητικά και για να εισαχθούν στο πρόγραμμα ανάγονται στο καθαρό μήκος της δοκού. Για τα υποστυλώματα, το φορτίο λόγω ιδίου βάρους τους μεταξύ δύο ορόφων ανάγεται και αυτό στο καθαρό τους μήκος. Τέλος, σε κάθε κόμβο προστίθεται το μισό από το συνολικό φορτίο κάθε μέλους που καταλήγει σε αυτόν.

```
pattern Plain $patternTag Linear { eleLoad - ele $eleTag $Wy $Wz < $Wx > }
```

όπου δίδονται οι κωδικοί των μελών με την ίδια ομοιόμορφη φόρτιση, καθώς και το μέγεθος της ομοιόμορφης φόρτισης κατά τους τοπικούς άξονες  $y, z$  και προαιρετικά τον  $x$  (όπως για παράδειγμα στα υποστυλώματα που φορτίζονται παράλληλα στον άξονα του μέλους από το ίδιο βάρος τους).

Η άσκηση του γραμμικού κατανεμημένου φορτίου πραγματοποιείται γραμμικά ελαστικά με έλεγχο δυνάμεων σε δέκα βήματα.





Εικόνα 5-1: Παραμορφωμένη τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα μετά την επιβολή των κατακόρυφων φορτίων (Matlab)

Η επιβολή των στατικών (μόνιμων και κινητών φορτίων) αποτελεί την αρχική κατάσταση στην οποία πραγματοποιείται ανάλυση ιδιομορφών για όλα τα μοντέλα-διαφορετικά προσομοιώματα ώστε να βρεθούν τα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά αυτών. Ακόμα, το βήμα αυτό αποτελεί ένα πρώτο καλό βήμα ελέγχου της σωστής προσομοίωσης του συνόλου του φορέα. Πεδία που χαρακτηριστικά ελέγχθηκαν είναι:

- Η παραμορφωμένη εικόνα των οριζόντιων φερόντων στοιχείων-δοκών μετά την επιβολή του φορτίου
- Το λογικό βέλος που προκύπτει και είναι εντός των ορίων του ελέγχου λειτουργικότητας των κανονισμών (ΕΚΩΣ)
- Η μορφή των διαγραμμάτων ροπών και τεμνουσών κατά μήκος του στοιχείου και από μέλος σε γειτονικό μέλος. Ισορροπία εντατικών μεγεθών μεταξύ μέλους (διακριτοποιημένο στοιχείο) και παραβολική μορφή διαγράμματος ροπών αμφίπακτης δοκού.
- Πλήρη μεταβίβαση του συνολικά ασκούμενου φορτίου όλων των σταθμών στη βάση. Έλεγχος αθροίσματος αξονικών δυνάμεων υποστυλωμάτων στον κόμβο έδρασης.

- Ισορροπία εντατικών μεγεθών στους κόμβους. Οι τέμνουσες των συντρεχουσών δοκών σε κόμβο, αθροιζόμενες με την αξονική στη βάση στοιχείου υποστυλώματος ισορροπούν με την αξονική στον κόμβο κορυφής του υποκείμενου υποστυλώματος.

### 5.3 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (EIGENVALUE ANALYSIS)

Η ανάλυση ιδιομορφών που πραγματοποιεί το λογισμικό OpenSees θεωρεί τροποποιημένο μητρώο δυσκαμψιών σύμφωνα με την τελευταία φορτιστική κατάσταση πριν επιβληθεί (τέμνουσα δυσκαμψία). Τα αποτελέσματα των ιδιομορφικών αναλύσεων περιλαμβάνουν τα ιδιοδιανύσματα ενός συγκεκριμένου κόμβου αναφοράς (επιλέγεται αυτός που είναι όσο το δυνατόν κοντύτερα στο κέντρο μάζας και στροφής, που εδώ ταυτίζονται λόγω κανονικότητας σε κάτοψη) και όλων των υπολοίπων στην κατακόρυφη προβολή αυτού, με στόχο την αποτύπωση της ιδιομορφής ενός ισοδύναμου συστήματος με θεωρούμενες συγκεντρωμένες μάζες στο Κ.Β. κάθε διαφράγματος. Τα ιδιοδιανύσματα εξάγονται για τους έξι βαθμούς ελευθερίας κάθε κόμβου και οργανώνονται σε αρχείο.

Ο μαθηματικός υπολογισμός των ιδιοσυχνοτήτων μιας κατασκευής γίνεται μέσω της χαρακτηριστικής εξίσωσης:

$$|K - \omega^2 M| = 0 \quad (5-1)$$

Η Εξ. (5-1) οδηγεί σε μία αριθμητική εξίσωση  $N$ -βαθμού ως προς  $\omega^2$ , οι ρίζες της οποίας προσδιορίζουν τις ιδιοσυχνότητες  $\omega_i$  της κατασκευής ( $i = 1, 2, \dots, N$ ). Οι λύσεις της Εξ. (5-1) κατατάσσονται σε αύξουσα σειρά, δηλαδή:

$$\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_N \quad (5-2)$$

Για κάθε ιδιοσυχνότητα υπολογίζεται η αντίστοιχη ιδιοπερίοδος από τη σχέση  $T_i = 2\pi/\omega_i$ . Επομένως, για τις ιδιοπερίόδους ισχύει:

$$T_1 < T_2 < \dots < T_N \quad (5-3)$$

Μετά το υπολογισμό των ιδιοτιμών  $\beta_i$  και την κανονικοποίηση τους ως προς τη μέγιστη ιδιοτιμή προκύπτουν (για τις ζητούμενες έξι πρώτες ιδιομορφές), τα μητρώα μεγέθους  $[1 \times 30]$ , εφόσον στο ισοδύναμο σύστημα συγκεντρωμένων μαζών για καθένα από τους 5 ορόφους αντιστοιχούν 6 β.ε., όπως φαίνονται παρακάτω:

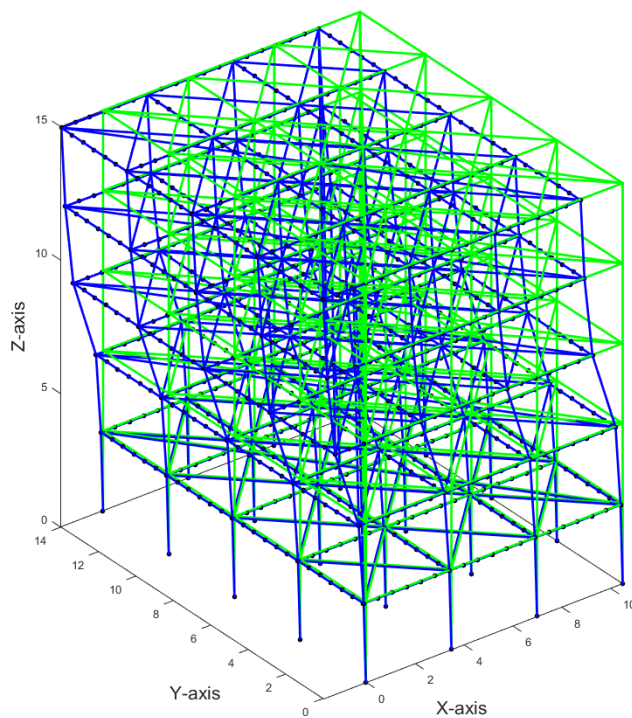
$$\varphi_{ij} = \begin{Bmatrix} \varphi_{i,x} \\ \varphi_{i,y} \\ \varphi_{i,z} \\ \varphi_{i,\theta x} \\ \varphi_{i,\theta y} \\ \varphi_{i,\theta z} \end{Bmatrix}, \text{ όπου } i \text{ ιδιομορφή και } j \text{ ο αριθμός των συγκεντρωμένων μαζών} \quad (5-4)$$

Επιπλέον μέσο ελέγχου της σωστής-αναμενόμενης απόκρισης ενός τρισδιάστατου πολυβάθμιου κανονικού κτηρίου είναι η επίτευξη τριων πρώτων κνονικών ιδιομορφών με δρώσα μάζα μεταφορική κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις (δύο πρ.ώτες αναμενόμενες ιδιομορφές) και στροφική στην τρλιτη ιδιομορφή. Πράγματι η διαφραγματική λειτουργία αποτυπώθηκε σωστά στο προσομοίωμα και οι έξι πρώτες ιδιομορφές που φαίνονται αποπτικά παρακάτω για κάθε μοντέλο εμπίπτουν στον κανόνα περί κανονικότητας. Προκύπτουν:

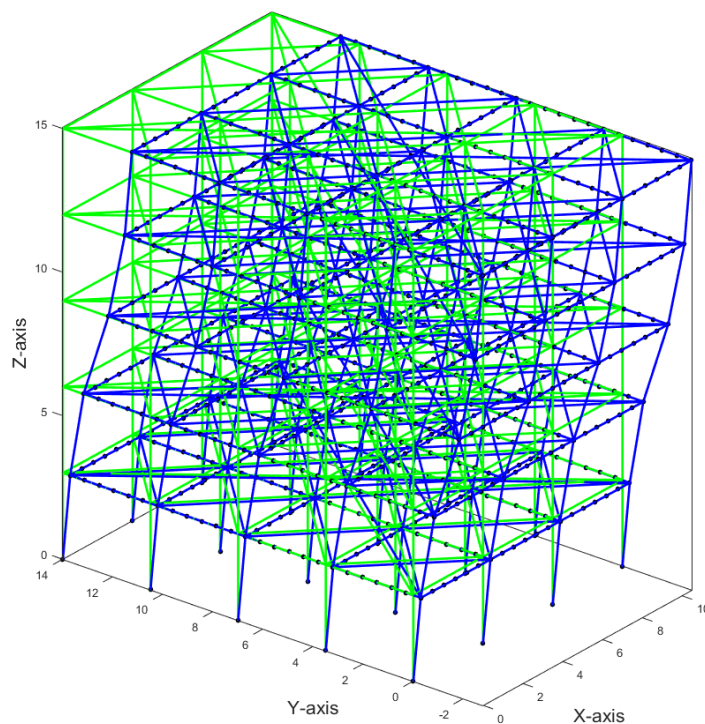
$$\varphi_{ij} = \begin{Bmatrix} \varphi_{i,1} \\ \varphi_{i,2} \\ \varphi_{i,3} \\ \varphi_{i,4} \\ \varphi_{i,5} \end{Bmatrix} \text{ και συγκεκριμένα:} \quad (5-5)$$

$$\varphi_{1,x} = \begin{Bmatrix} \varphi_{1x,1} \\ \varphi_{1x,2} \\ \varphi_{1x,3} \\ \varphi_{1x,4} \\ \varphi_{1x,5} \end{Bmatrix}, \varphi_{2,y} = \begin{Bmatrix} \varphi_{2y,1} \\ \varphi_{2y,2} \\ \varphi_{2y,3} \\ \varphi_{2y,4} \\ \varphi_{2y,5} \end{Bmatrix}, \varphi_{3,\theta} = \begin{Bmatrix} \varphi_{3\theta,1} \\ \varphi_{3\theta,2} \\ \varphi_{3\theta,3} \\ \varphi_{3\theta,4} \\ \varphi_{3\theta,5} \end{Bmatrix} \quad (5-6)$$

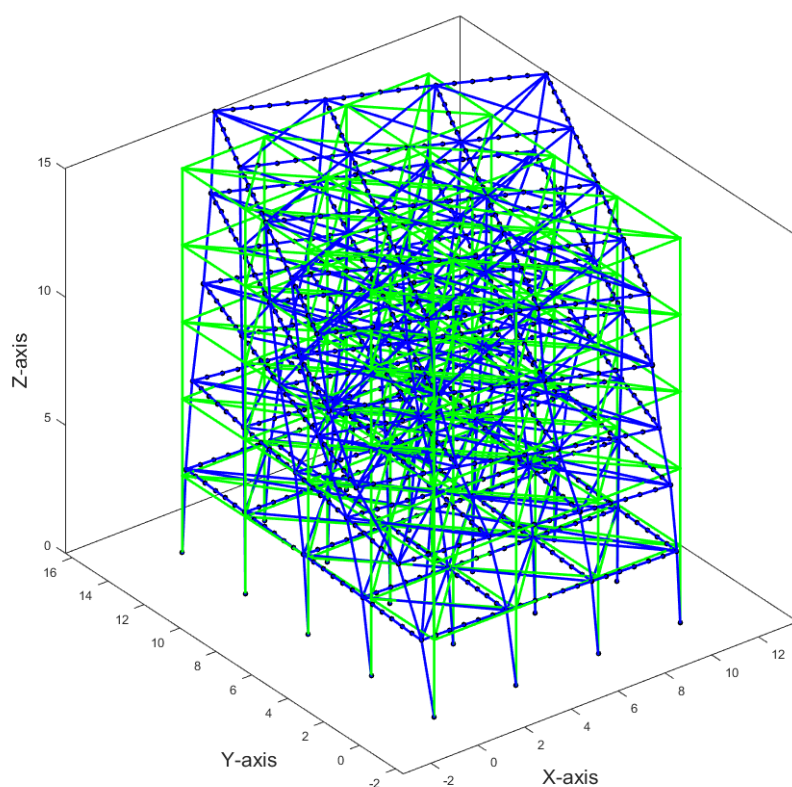
$$\varphi_{4,x} = \begin{Bmatrix} \varphi_{4x,1} \\ \varphi_{4x,2} \\ \varphi_{4x,3} \\ \varphi_{4x,4} \\ \varphi_{4x,5} \end{Bmatrix}, \varphi_{5,y} = \begin{Bmatrix} \varphi_{5y,1} \\ \varphi_{5y,2} \\ \varphi_{5y,3} \\ \varphi_{5y,4} \\ \varphi_{5y,5} \end{Bmatrix}, \varphi_{6,\theta} = \begin{Bmatrix} \varphi_{6\theta,1} \\ \varphi_{6\theta,2} \\ \varphi_{6\theta,3} \\ \varphi_{6\theta,4} \\ \varphi_{6\theta,5} \end{Bmatrix} \quad (5-7)$$



Εικόνα 5-2:  
Παραμορφωμένος  
φορέας (1<sup>η</sup>  
ιδιομορφή-  
μεταφορική κατά  
X)

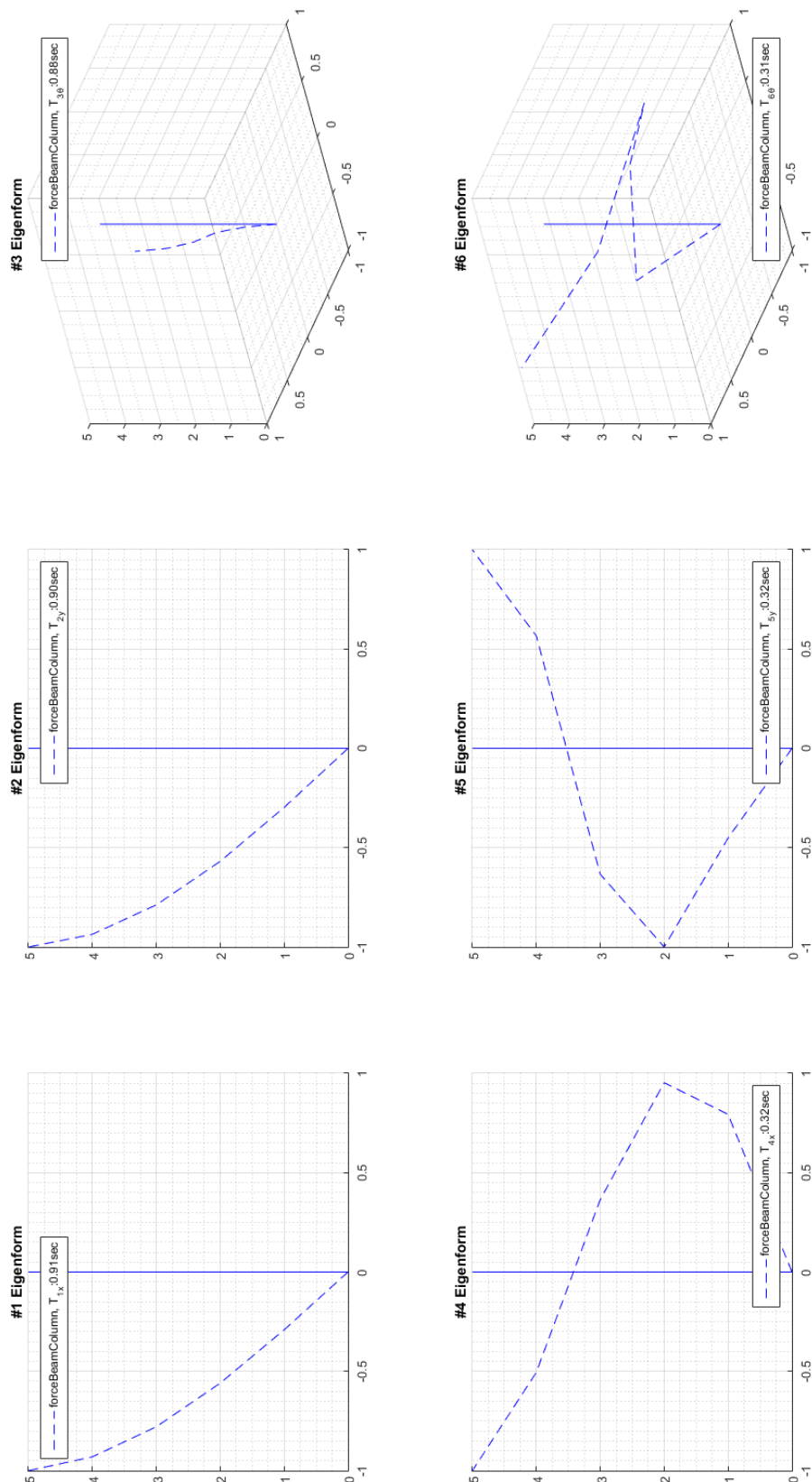


Εικόνα 5-3:  
Παραμορφωμένος  
φορέας (2<sup>η</sup> ιδιομορφή-  
μεταφορική κατά Y)

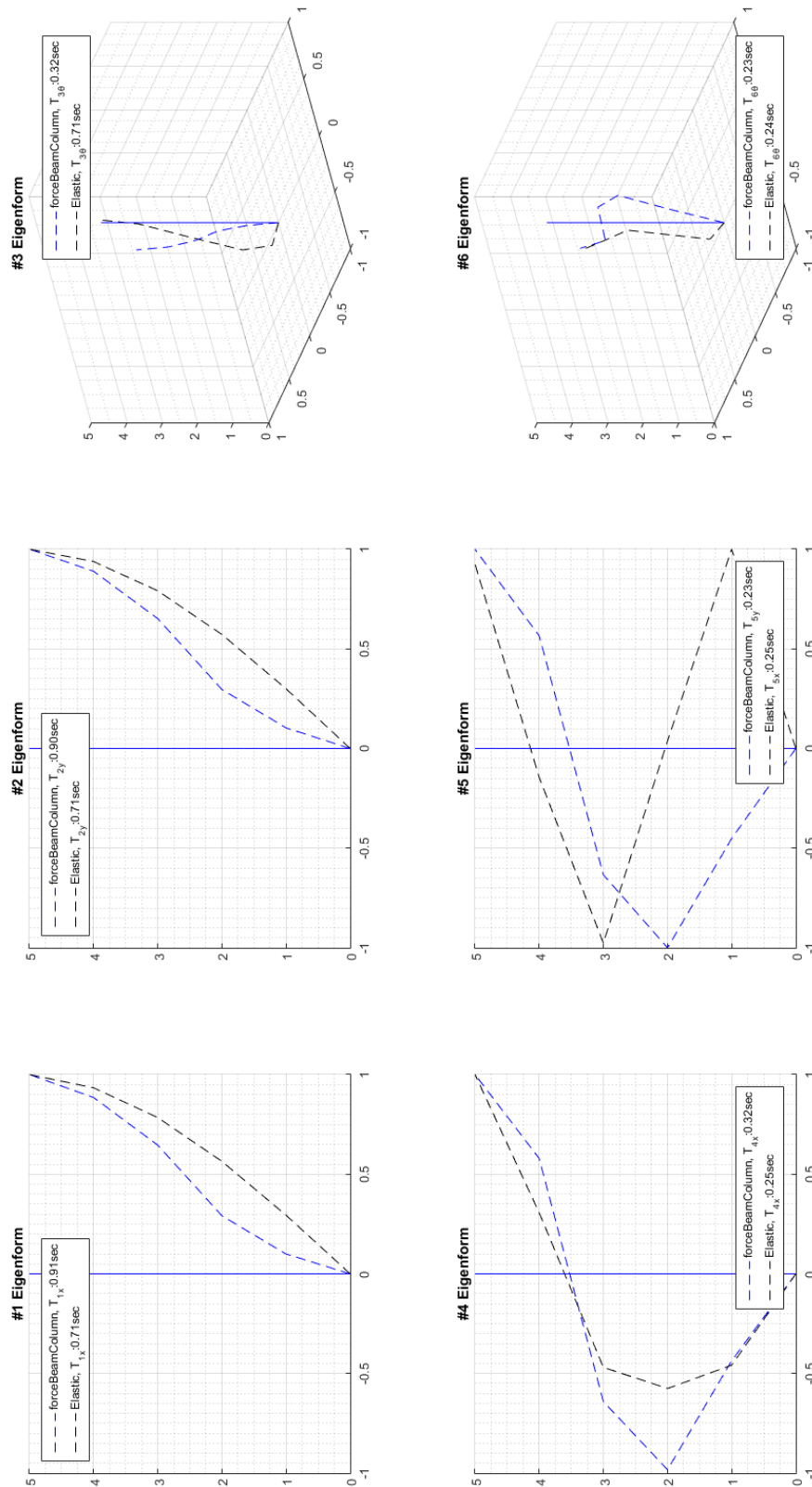


Εικόνα 5-4:  
Παραμορφωμένος  
φορέας (3<sup>η</sup> ιδιομορφή-  
στροφική περί τον Z)

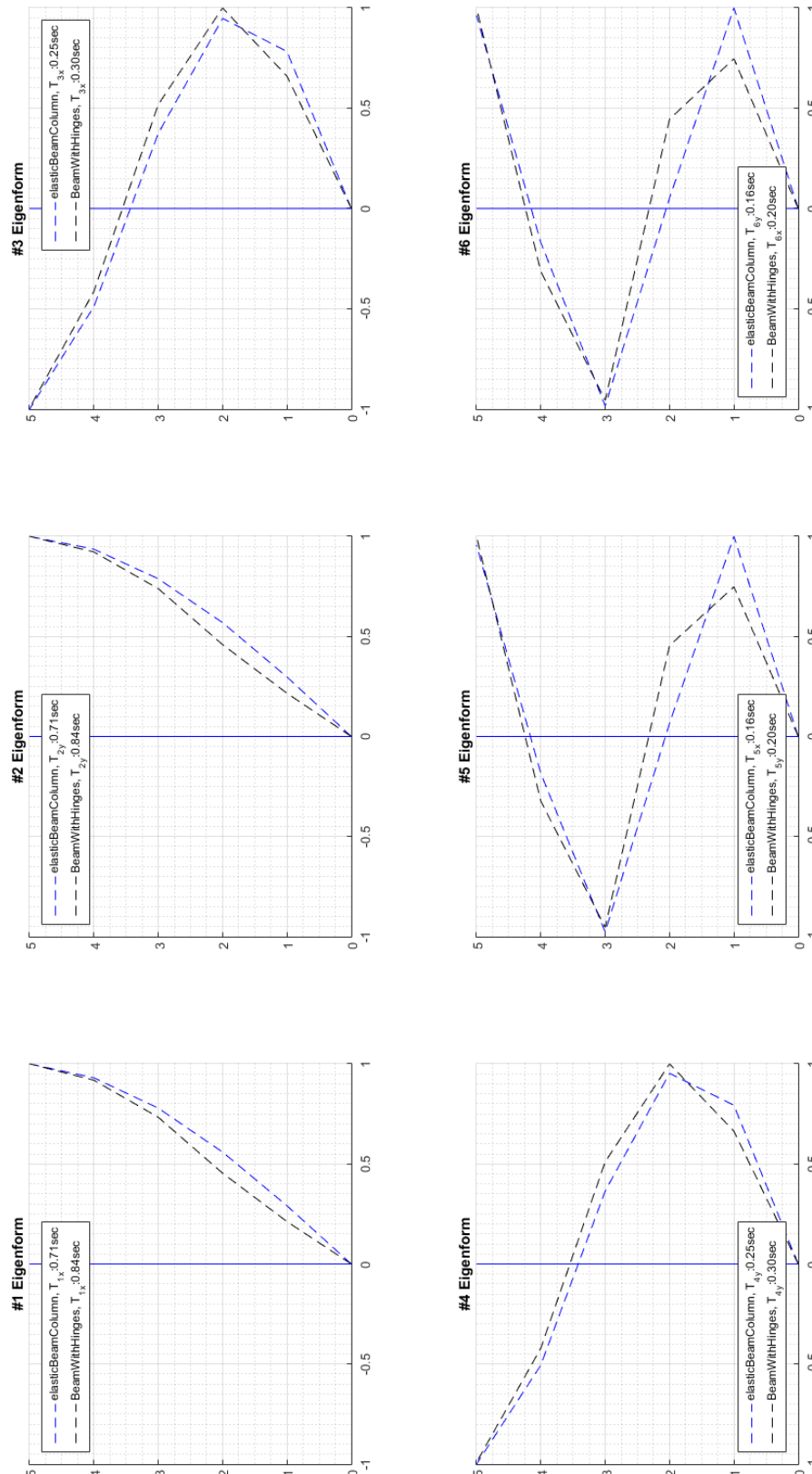
Ακολουθούν συγκριτικές εκτυπώσεις των ιδιομορφικών αποκρίσεων των διαφόρων προσομοιωμάτων που εξετάστηκαν στην παρούσα εργασία.



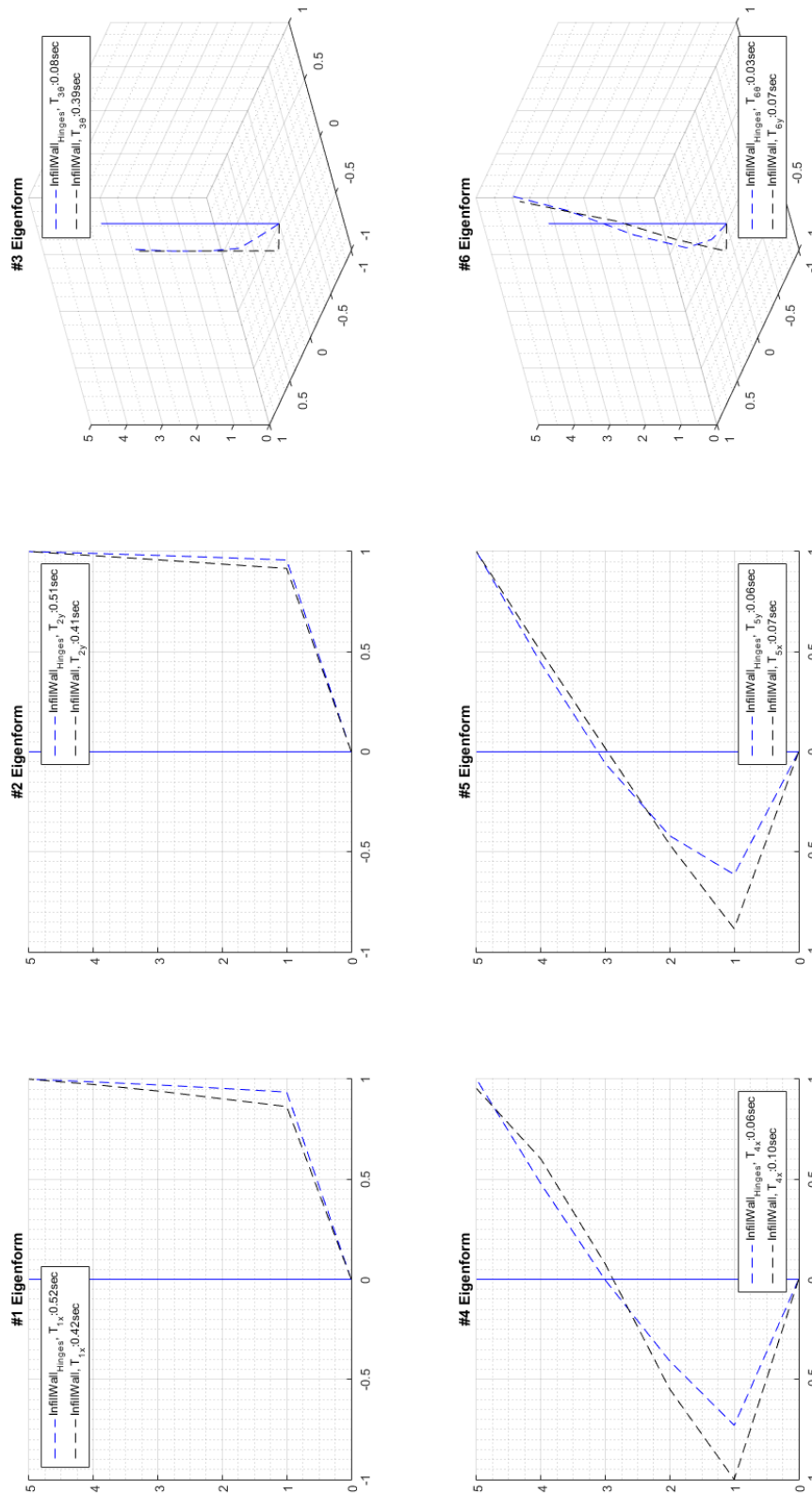
Εικόνα 5-5: Απόδοση έξι πρώτων ιδιομορφών προσομοιώματος κατανομής πλαστικότητας forcebased



Εικόνα 5-6: Συγκριτική απόδοση έξι πρώτων ιδιομορφών προσομοιώματος κατανεμημένης πλαστιμότητας forcebased και ελαστικού προσομοιώματος

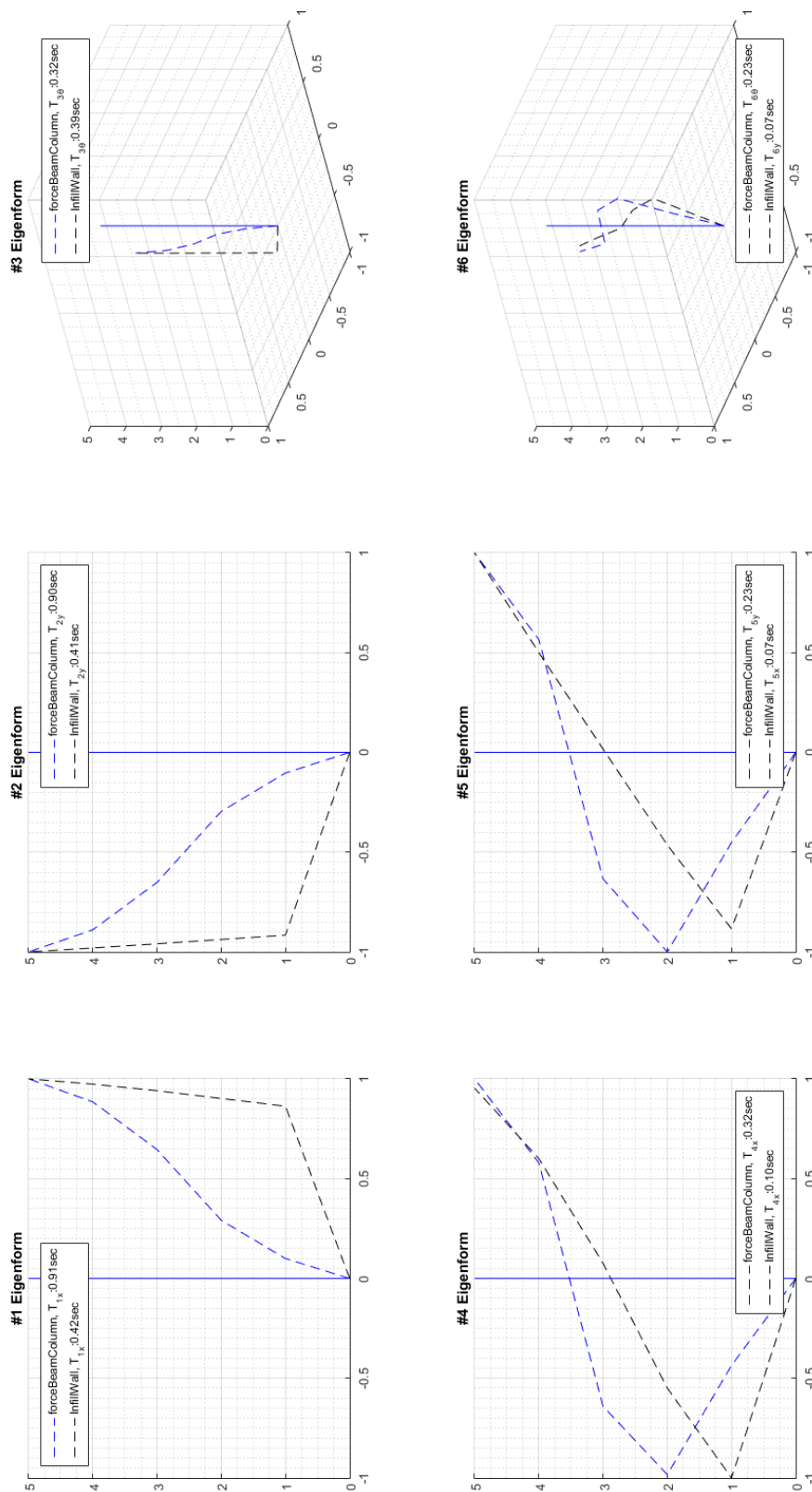


Εικόνα 5-7: Συγκριτική απόδοση έξι πρώτων ιδιομορφών προσομοιώματος κατανεμημένης πλαστιμότητας με καθορισμένο μήκος πλαστικής άρθρωσης BeamWithHinges και ελαστικού προσομοιώματος



Εικόνα 5-8: Συγκριτική απόδοση έξι πρώτων ιδιομορφών προσομοιώματος κατανεμημένης πλαστιμότητας forcebased και BeamWithHinges με τοιχοπληρώσεις τύπου pilotis





Εικόνα 5-9: Συγκριτική απόδοση έξι πρώτων ιδιομορφών γυμνού και τοιχοπληρωμένου προσομοιώματος καταμεμημένης πλαστιμότητας forcebased

## 5.4 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

### 5.4.1 Θεωρητικό υπόβαθρο

Για να ληφθεί υπόψη η τροποποιημένη δυσκαμψία του φορέα μετά την διαρροή του συστήματος και την αρχή δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης, συνίσταται η σε βήματα επιβολή οριζόντιου φορτίου υπό διάφορα προφίλ φόρτισης (ομοιόμορφη κατανομή καθ' ύψος, κατανομή σύμφωνα με την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή, μέθοδος ισοδύναμου οριζόντιου φορτίου με σεισμικό συντελεστή  $\varepsilon$  σύμφωνα με παλαιούς κανονισμούς).

Στόχος είναι η επίτευξη συγκεκριμένης μετατόπισης ενός επιλεγόμενου κόμβου στην κορυφή του δομήματος ( $d_{ref}$ ). Δεδομένης της υπόθεσης λειτουργίας διαφράγματος στο επίπεδο κάθε ορόφου, (και προσομοίωσης αυτής της θεωρητικής πρότασης μέσω πρακτικώς άκαμπτων γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων), οφείλουν να μην παρατηρούνται σημαντικές αποκλίσεις στην μετακίνηση κόμβων εντός επιπέδου (κίνηση στερεού σώματος), δηλαδή να μην παρατηρείται σχετική μετατόπιση μεταξύ κόμβων ίδιου ορόφου.

Οδηγούμαστε έτσι σε μια καμπύλη φορτίου-μετατόπισης που αποτυπώνει την πραγματική απόκριση της κατασκευής προχωρώντας στην ανελαστική περιοχή καθώς δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις που διαδέχονται η μια της άλλη και συντελούν στον εκάστοτε μηχανισμό κατάρρευσης.

Ο οριζόντιος κλάδος αποτυπώνει τη μετακίνηση στον προαναφερόμενο κόμβο αναφοράς (κόμβος εγγύτερα στο Κ.Μ του ανωτέρω ορόφου, που λόγω κανονικότητας σε κάτοψη συμπίπτει με το Κ.Σ) ( $d_{ref}$ ), ενώ ο κατακόρυφος το άθροισμα των τεμνουσών βάσης όλων των κατακόρυφων στοιχείων δυσκαμψίας (εδώ υποστυλωμάτων) ισογείου στα οποία μεταφέρεται το σύνολο της σεισμικής έντασης ώστε να μεταβιβαστεί εν συνεχεία στο έδαφος ( $V_b$ ).

Από τα παραπάνω είδη κατανομών τα οποία και θα συγκριθούν, χαρακτηριστικότερο λόγω προσέγγισης της πραγματικής κατανομής των αδρανειακών φορτίων λόγω σεισμικής επιτάχυνσης σε δομήματα με κανονικότητα σε όψη, των οποίων οι ανωτέρω ιδιομορφές δεν έχουν σημαντικό ποσοστό συμμετοχής στη διαμόρφωση του συνολικού σεισμικού φορτίου, είναι αυτό που αντιστοιχεί στην 1<sup>η</sup> ιδιομορφή.

Για τον υπολογισμό της 1<sup>ης</sup> κατανομής απαιτείται ιδιομορφική ανάλυση του φορέα ώστε να βρεθούν τα ιδιοδιανύσματα κάθε κόμβου.

Χρησιμοποιούνται μόνο τα ιδιοδιανύσματα που αντιστοιχούν στους 3 μετακινησιακούς βαθμούς ελευθερίας, καθώς τα στοιχεία του μητρώου μάζας για τους στρωφικούς βαθμούς ελευθερίας είναι πρακτικώς μηδενικά ( $\sim 1.0e^{-9}$ ). Για κάθε ιδιομορφή όλα τα ιδιοδιανύσματα κανονικοποιούνται ώστε η μέγιστη τιμή τους σε κάποιον κόμβο να είναι ίση με τη μονάδα. Στη συνέχεια, σε κάθε κόμβο υπολογίζονται τα γινόμενα  $m_{\varphi_j,i}$  και  $m_{\varphi_j,i}^2$  όπου  $j$  είναι ο βαθμός ελευθερίας ( $j = 1, 2, 3$ ) και  $i$  είναι η ιδιομορφή που εξετάζεται. Έπειτα, υπολογίζεται ο όρος που αντιστοιχεί στη συνισταμένη τέμνουσα βάσης στο οριζόντιο επίπεδο.

$$V_{XY,i} = \sqrt{\left(\sum_k m_k \cdot \varphi_{k,1,i}\right)^2 + \left(\sum_k m_k \cdot \varphi_{k,2,i}\right)^2} \quad (5-8)$$

όπου  $j = 1, 2$  είναι οι δύο βαθμοί ελευθερίας που βρίσκονται στο οριζόντιο επίπεδο και  $k$  είναι ο δείκτης κάθε κόμβου. Οι δυνάμεις που ασκούνται στο βαθμό ελευθερίας  $j$  σε κάθε κόμβο  $k$  λόγω της  $i$  ιδιομορφής κανονικοποιούνται τελικά σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_{k,j,i} = m_k \cdot \varphi_{k,j,i} / V_{XY,i} \quad (5-9)$$

ώστε συνολικά να δίνουν μοναδιαία συνισταμένη τέμνουσα βάσης στο οριζόντιο επίπεδο. Επιπλέον, θα πρέπει να υπολογιστεί ο συντελεστής συμμετοχής  $\Gamma$  και η δρώσα ιδιομορφική μάζα  $M$  κάθε ιδιομορφής για σεισμικές διεγέρσεις στις τρεις διευθύνσεις. Γενικά ο συντελεστής συμμετοχής της  $i$  ιδιομορφής δίδεται από τη σχέση:

$$\Gamma_i = \{\varphi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{r\} / \{\varphi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\varphi_i\} \quad (5-10)$$

όπου  $\{r\}$  είναι το διάνυσμα διεύθυνσης της σεισμικής διέγερσης, του οποίου τα στοιχεία είναι μηδενικά, εκτός από τα στοιχεία που αντιστοιχούν στη διεύθυνση του σεισμού που εξετάζεται, τα οποία είναι μονάδες. Η δρώσα ιδιομορφική μάζα δίνεται από τη σχέση:

$$M_i = \Gamma_i \cdot \{\varphi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{r\} \quad (5-11)$$

Έστω λοιπόν ότι το μητρώο μάζας είναι διαγώνιο, έχει στοιχεία μόνο στους μετακινησιακούς βαθμούς ελευθερίας και ότι εξετάζεται σεισμός κατά τη διεύθυνση  $j$  που ταυτίζεται με την αντίστοιχη διεύθυνση του βαθμού ελευθερίας των κόμβων. Τότε οι παραπάνω σχέσεις γίνονται:

$$\Gamma_{j,i} = \frac{\sum_k m_k \cdot \varphi_{k,j,i}}{\sum_{j=1,2,3} \sum_k m_k \cdot m_{\varphi_{j,i}}^2} \quad (5-12)$$

$$M_{j,i} = \Gamma_{j,i} \left( \sum_k m_k \cdot \varphi_{k,j,i} \right) \quad (5-13)$$

Ανάλογα λοιπόν με το ποια διεύθυνση του κτηρίου θέλουμε να εξετάσουμε στην ανάλυση Pushover, μπορεί να επιλεγεί αυτόματα η ιδιομορφή η οποία δίνει τη μεγαλύτερη ιδιομορφική μάζα στην αντίστοιχη διεύθυνση διέγερσης [10]. Λόγω κανονικότητας του κτηρίου, δεν επιλέγονται συνθετότερες κατανομές φορτίσεων που να βασίζονται και σε ανωτέρω ιδιομορφές.

#### 5.4.2 Κατανομή Φόρτισης

Δεδομένης της παραδοχής διαφραγματικής λειτουργίας και πλήρως απαραμόρφωτου διαφράγματος, ο υπολογισμός του συνολικού αδρανειακού φορτίου του διαφράγματος ακολουθεί τις υποδείξεις του EN1998-1. Όταν τα διαφράγματα δεν περιλαμβάνονται άμεσα στο προσομοίωμα, οι αδρανειακές δυνάμεις του διαφράγματος μπορεί να υπολογιστούν από τη σχέση:

$$F_{px} = \sum_{i=x}^n F_i \frac{m_x}{\sum_{i=x}^n m_i} \quad (5-14)$$

όπου  $F_{px}$  η συνολική αδρανειακή δύναμη του διαφράγματος στο επίπεδο  $x$ , και τα  $F_i$ ,  $m_i$ ,  $m_x$  ορίζονται όπως στον EN1998-1.

Η ευαισθησία των αποτελεσμάτων στην κατανομή της σεισμικής δράσης λαμβάνεται υπόψη μέσω στατικής ανελαστικής ανάλυσης για ομοιόμορφη, ιδιομορφική κατανομή και κατανομή κατ' αναλογία των επικόμβιων μαζών που έχουν οριστεί στους κόμβους οριζόντιων δυνάμεων.

#### 5.4.2.1 Ιδιομορφική κατανομή

Η ιδιομορφική κατανομή αποτελεί μορφή φόρτισης ανάλογη με τις προκύπτουσες από την ιδιομορφική ανάλυση που έχει προηγηθεί ιδιοτιμές των επιφορτιζόμενων κύριων κόμβων καθ' ύψος. Η φόρτιση πραγματοποιείται ανά κύρια διεύθυνση του κτηρίου και για την αντίστοιχη δεσπόζουσα ιδιομορφή.

#### 5.4.2.2 Ομοιόμορφη κατανομή

Η εφαρμογή του φορτίου με ορθογωνική, καθολική κατανομή (εφαρμογή ίσου φορτίου σε όλα τα επίπεδα) αποτελεί την πλέον απλοποιητική κατανομή, η οποία προσεγγίζει τη λογική επαλληλίας ιδιομορφών σε περίπτωση που οι ανωτέρω ιδιομορφές διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο στην αδρανειακή απόκριση του κτηρίου σε σεισμική φόρτιση.

#### 5.4.2.3 Κατανομή ανάλογη της μάζας

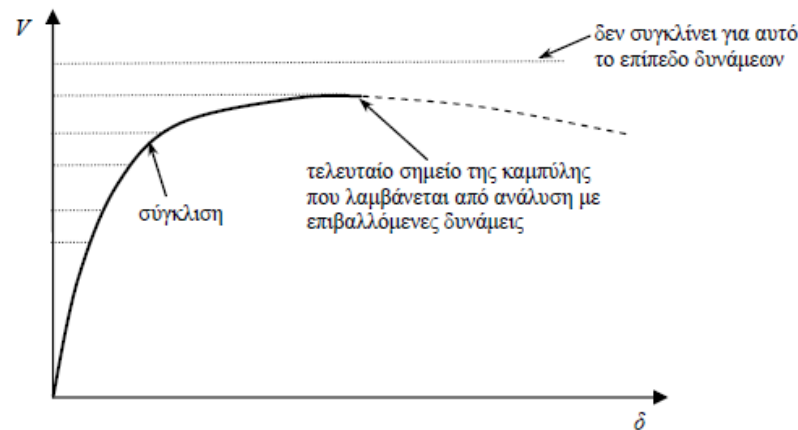
Η αρχική επίλυση του φορέα έγινε με βάση τις παραδοχές του αντισεισμικού κανονισμού που ίσχυε από το 1959 έως και το 1984, που επέβαλλε την φόρτιση της κατασκευής με σεισμικές δυνάμεις κατ' αναλογία με την μάζα της κάθε στάθμης (και κατ' επέκταση με τη μάζα κάθε κόμβου που ανήκει στη στάθμη) (ορθογωνική κατανομή δυνάμεων). Κατά τη θεώρηση της ορθογωνικής κατανομής του φορτίου καθ' ύψος του κτιρίου, αφού ασκηθούν τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής, ασκείται στους κόμβους του φορέα οριζόντιο φορτίο ανάλογα με τη μάζα του. Η παρατηρούμενη διαφορά οφείλεται στην μείωση μαζών και ακαμψιών στους τελευταίους ορόφους και ήδη από το δεύτερο όροφο. Για την ακρίβεια, κρισιμότερος όροφος προς αστοχία αποτιμάται ο 1<sup>ος</sup> -2<sup>ος</sup> μεταξύ των οποίων η μάζα παραμένει σταθερή αλλά μεταβάλλεται η διατομή των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων.

### 5.4.3 Τρόπος Επιβολής Φόρτισης

Συμβατικώς και σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., αν η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα  $\mu_{\theta}$  (ή  $\mu_d$ ) είναι  $\geq 2.0$  (ή αν  $\mu_{1/r} \geq 3.0$ ) δηλαδή αν η συμπεριφορά είναι οιονεί – πλαστική, οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων. Αλλιώς, αν η συμπεριφορά είναι οιονεί-ψαθυρή, οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων.

#### 5.4.3.1 Βάσει Δυνάμεων (Integrator LoadControl)

Ένα από τα θέματα που τίθενται κατά την διαδικασία του ανασχεδιασμού ενός υφισταμένου κτιρίου είναι ο υπολογισμός των συμβατικών σεισμικών φορτίων σχεδιασμού. Η στάθμη της σεισμικής δράσεως εξαρτάται και από τον δείκτη συμπεριφοράς  $q$  του κτιρίου, και ο μελετητής θα κληθεί να εισαγάγει την τιμή του. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. διαθέτει μια αξιόπιστη μέθοδος για την αποτίμηση του δείκτη συμπεριφοράς των υφισταμένων κτιρίων, όπως αναλυτικά παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 3.



Εικόνα 5-10: Γραφική παράσταση της αδυναμίας των μεθόδων επιβολής αυξανόμενου φορτίου να προσδιορίσουν τον φθίνοντα κλάδο της καμπύλης αντίστασης [Ρεπαπής, 2007]

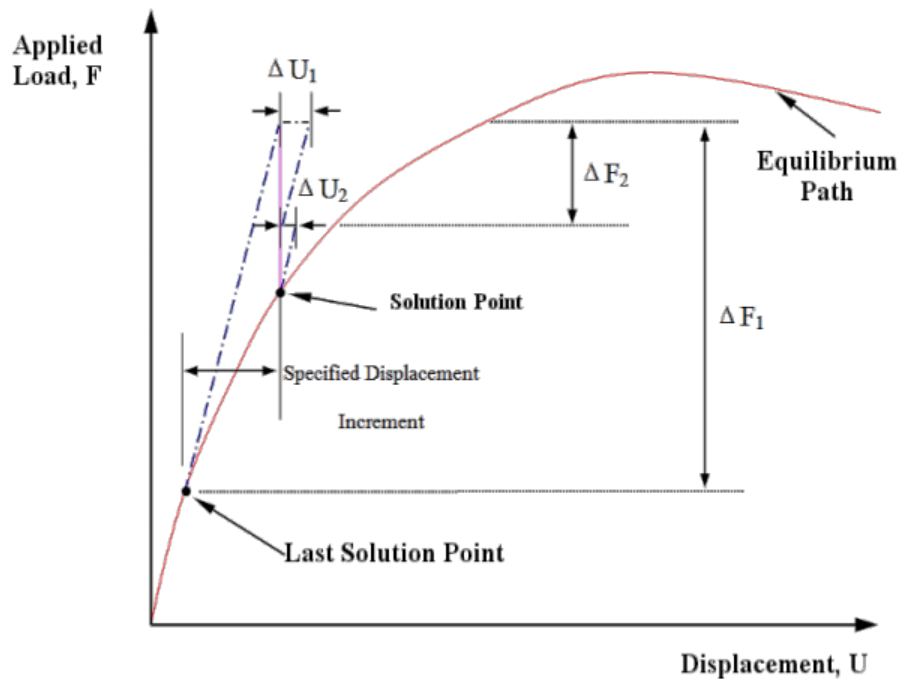
Για την αποφυγή ανάγκης ορισμού συντελεστή συμπεριφοράς και κατ' επέκταση φορτίου ελέγχου, καθώς και για την συμφωνία με τις οδηγίες του ΚΑΝ.ΕΠΕ. που ορίζουν επιβολή οριζόντιου φορτίου με έλεγχο των μετακινήσεων ενός προ-διαγεγραμμένου κόμβου αναφοράς, ο έλεγχος δεν πραγματοποιήθηκε βάσει δυνάμεων. Επιπλέον λόγος μη χρήσης επιβαλλόμενου φορτίου με έλεγχο δυνάμεων είναι η αριθμητική αστάθεια (αδυναμία σύγκλισης του αλγορίθμου αυτού μετά τη μέγιστη αντίσταση της κατασκευής καθώς δεν μπορεί να αντιστρέψει μητρώα μηδενικής δυσκαμψίας).

#### 5.4.3.2 Βάσει Μετατοπίσεων (Integrator DisplacementControl)

Αρχικά ορίζεται κόμβος αναφοράς ο κόμβος του μοντέλου εκείνος που βρίσκεται όσο το δυνατόν κοντύτερα στο Κ.Μ και Κ.Σ του κτηρίου. Εδώ, ως κόμβος αναφοράς ο μεσαίος κόμβος της κεντροβαρικής δοκού του ανώτατου (5<sup>ου</sup>) ορόφου του κτηρίου.

Στοχευόμενη μετακίνηση για την ανάλυση ορίστηκε το  $u_{max} = 1.33\% \cdot H_{tot} = 0.02 \cdot 5 \cdot 3 = 0.20m$

Η χρησιμοποιούμενη αριθμητική μέθοδος σύγκλισης για κάθε μη γραμμική στατική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε είναι η Newton-Raphson, στην οποία ορίστηκε αριθμός εσωτερικών επαναλήψεων για ακρίβεια σύγκλισης, ίσος με 100 εσωτερικά βήματα (iterations) και ανοχή υπολογιστικού σφάλματος (tolerance) ίσο με  $1.0e^{-8}$ . Η λειτουργία του αλγορίθμου βασίζεται στην αρχή της προσαρμοζόμενης τιμής του εφαρμοζόμενου φορτίου ώστε η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου να προσαυξάνεται σε κάθε βήμα κατά τη σταθερή τιμή  $\Delta u$ . Η συνολική στοχευόμενη μετακίνηση επιτυγχάνεται με προσαυξητικό βήμα  $\Delta u = u_{max}/200$  επιβαλλόμενο σε 200 βήματα. Αρκετές ήταν οι φορές που η αδυναμία σύγκλισης, η μη αναμενόμενη αποτύπωση της σωστής αντίστασης του φορέα ή η αστοχία του συστήματος σε πολύ μικρό βήμα, οδήγησαν στην κατάλληλη τροποποίηση των παραμέτρων ευαισθησίας της ανάλυσης καταλλήλως ώστε να αποδοθεί η σωστότερη συμπεριφορά. Ενδεικτικό παράδειγμα αποτέλεσε η περίπτωση εισαγωγής των τοιχοπληρώσεων στο προσομοίωμα, η μη γραμμικότητα των στοιχείων του οποίου ήταν δύσκολη να παρακολουθηθεί. Ο αριθμός των βημάτων σε αυτή την περίπτωση αυξήθηκε σε 400-500, η ακρίβεια σύγκλισης μειώθηκε σε  $1.0e^{-6}$ , ενώ δόθηκε μεγαλύτερη ανοχή στον αριθμό των εσωτερικών διορθωτικών επαναλήψεων μέχρι τη σύγκλιση του βήματος της ανάλυσης σε (~200 maximum iterations).



Εικόνα 5-11: Μέθοδος Newton-Raphson με έλεγχο μετατόπισης [Chatzi, 2016]

Στην παραπάνω μέθοδο ελέγχου της επιβαλλόμενης μετακίνησης, ο φορέας επιφορτίζεται με το φορτίο που αναλογεί στο ποσοστό  $i$  της επιβαλλόμενης μετακίνησης, όπου  $i$  ο αριθμός των βημάτων στα οποία διακριτοποιήθηκε η στοχευόμενη μετακίνηση. Αντιστρέφοντας κάθε φορά το εφαπτομενικό μέτρο δυσκαμψίας  $K_i^j$  του φορέα και υπολογίζοντας από την αρχή συμβιβαστού των παραμορφώσεων την συνολική μετακίνηση στον κόμβο αναφοράς  $u_i$ , υπολογίζεται το προκαλούμενο φορτιστικό βήμα  $d\lambda_i = \Delta u_i / u_i$  και στη συνέχεια η εσωτερική αντίσταση που αναπτύσσεται στο φορέα λόγω επιβολής μετακίνησης,  $P_i^j = \Delta \lambda_i^j Q$  μέσω εφαρμογής της εσωτερικής ισορροπίας. Ο ορισμός των εσωτερικών διορθωτικών επαναλήψεων που προαναφέρθηκε, έγκειται στον επανυπολογισμό της παραπάνω διαδικασίας στην περίπτωση που η απόκλιση εξωτερικά επιβαλλόμενης φόρτισης και εσωτερικής αντίστασης για το βήμα  $i$  είναι μεγαλύτερη της αποδεκτής που έχει οριστεί μέσω της ακρίβειας σύγκλισης.

#### 5.4.4 Τυχηματικές εκκεντρότητες

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογιζόμενο κέντρο της μάζας σε κάθε όροφο θεωρείται μετατοπισμένο από την ονομαστική του θέση σε κάθε διεύθυνση κατά την ακόλουθη τυχηματική εκκενρότητα:  $e = +/ - 0.05 \cdot L$ . Η παραπάνω μετατόπιση του κέντρου μάζας οδηγεί στην επιβολή στρεπτικής ροπής  $T = F \cdot e = 0.05 \cdot W \cdot L$ , όπου  $F = S_d \cdot W$  η αδρανειακή δύναμη και  $W$  η σεισμική μάζα του κτιρίου. Το παραπάνω φαινόμενο προσομοιώνεται μέσω της εισαγωγής ζεύγους αντίφορων δυνάμεων στα δύο άκρα του διαφράγματος, με τιμή:

$$F_t = 0.05 \cdot S_d \cdot W \cdot L / L \sim 0.05 \cdot S_d \cdot W \quad (5-15)$$

Το παραπάνω εν τέλει δεν ερευνηθήκε στην παρούσα εργασία, ωστόσο επιλέχθηκε να αποτελεί τμήμα του παρόντος κεφαλαίου για λόγους πληρότητας της θεμελίωσης των παραμέτρων που επηρεάζουν ένα πρόβλημα στο χώρο.

## 5.5 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ (TIME HISTORY)

Για τη μόνρφωση των εξισώσεων που απαιτούνται για τη δυναμική ανάλυση, απαιτούνται τα εξής μητρώα [10]:

- Μητρώο μάζας  $[M]$ , το οποίο δημιουργείται λαμβάνοντας υπόψη τις μάζες που έχουμε ορίσει στους κόμβους. Συνήθως οι μάζες αυτές ορίζονται μόνο για τους μετακινησιακούς βαθμούς ελευθερίας, οπότε τα στοιχεία του μητρώου μάζας που αντιστοιχούν στους στροφικούς βαθμούς ελευθερίας είναι μηδενικά και το μητρώο μάζας έχει μόνο διαγώνια στοιχεία.
- Μητρώο απόσβεσης  $[C]$ , το οποίο δεν προκύπτει άμεσα από τα χαρακτηριστικά του συστήματος, αλλά δημιουργείται με διάφορες μεθόδους για να προσομοιώσει την απόσβεση του συστήματος. Η πιο συνηθισμένη μέθοδος που χρησιμοποιείται είναι η απόσβεση *Rayleigh*, την οποία υλοποιεί το OpenSees. Για να δημιουργηθεί το μητρώο απόσβεσης στην περίπτωση αυτή, απαιτούνται οι συντελεστές απόσβεσης για δύο ιδιομορφές που επιλέγουμε. Το μητρώο απόσβεσης δίνεται από τη σχέση:

$$C = a_0 \cdot K + a_1 \cdot M \quad (5-16)$$

όπου χρησιμοποιώντας δύο ιδιομορφές  $m$  και  $n$  με αντίστοιχους συντελεστές απόσβεσης  $\xi_m$  και  $\xi_n$  και γωνιακές συχνότητες  $\omega_m$  και  $\omega_n$ , οι συντελεστές των μητρώων δίνονται από τις σχέσεις:

$$a_0 = \frac{2\omega_m\omega_n(\omega_n\xi_m - \omega_m\xi_n)}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \quad (5-17)$$

$$a_1 = \frac{2(\omega_n\xi_n - \omega_m\xi_m)}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \quad (5-18)$$

Το μητρώο απόσβεσης  $C = a_0 \cdot K + a_1 \cdot M$  θα περιγράφει τα χαρακτηριστικά του κτηρίου για απόκριση κοντά στο όριο διαρροής των στοιχείων. Το μητρώο δυσκαμψίας που χρησιμοποιείται μπορεί να είναι το αρχικό ελαστικό μητρώο δυσκαμψίας, το εφαπτομενικό μητρώο ή το αρχικό μητρώο σε κάθε βήμα επίλυσης. Όπως έχει αναφερθεί και προηγουμένως, λόγω της ανεπαρκούς διερεύνησης της συμπεριφοράς του μητρώου απόσβεσης σε φθίνοντες κλάδους των διαγραμμάτων ροπών - στρωφών, για τη μόνρφωση του μητρώου απόσβεσης χρησιμοποιείται το αρχικό ελαστικό μητρώο δυσκαμψίας. Η εξίσωση δυναμικής ισορροπίας του συστήματος περιγράφεται από τη μητρική εξίσωση (υποθέτοντας σταθερό μητρώο απόσβεσης):

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + \{F^{int}(U)\} = \{F^{ext}(\dot{U}_g)\} \quad (5-19)$$

όπου:

- Διάνυσμα εσωτερικών δυνάμεων μελών  $F^{int}(U)$ , το οποίο εξαρτάται από τις μετακινήσεις των βαθμών ελευθερίας του συστήματος. Στην ειδική περίπτωση της ελαστικής απόκρισης ισχύει:

$$\{F^{int}(U)\} = [K]\{U\} \quad (5-20)$$

- Διάνυσμα εξωτερικών δράσεων  $F^{ext}(\ddot{U}_g)$ , το οποίο εξαρτάται από τις επιταχύνσεις του εδάφους σε κάθε διεύθυνση.

Η επίλυση της παραπάνω εξίσωσης γίνεται με ολοκλήρωση της εξίσωσης δυναμικής ισορροπίας. Η πλέον χρησιμοποιούμενη μέθοδος επίλυσης της παραπάνω εξίσωσης είναι η μέθοδος *Newmark*. Στη μέθοδο αυτή, το μητρώο μετακινήσεων και το μητρώο ταχυτήτων σε μια χρονική στιγμή  $t + \Delta t$  προσεγγίζονται βάσει των σχέσεων:

$$U_{t+\Delta t} = U_t + \Delta t \cdot \dot{U}_t + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{U}_t + \beta \Delta t^3 \ddot{\ddot{U}}_t \quad (5-21)$$

$$\dot{U}_{t+\Delta t} = \dot{U}_t + \Delta t \cdot \ddot{U}_t + \beta \Delta t^3 \ddot{\ddot{U}}_t \quad (5-22)$$

όπου θεωρείται:

$$\ddot{\ddot{U}}_t = \frac{\ddot{U}_{t+\Delta t} - \ddot{U}_t}{2} \quad (5-23)$$

Μετά από πράξεις προκύπτουν:

$$\Delta \dot{U}_{t+\Delta t} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} U_{t+\Delta t} \quad (5-24)$$

$$\Delta \ddot{U}_{t+\Delta t} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t^2} \Delta U_{t+\Delta t} \quad (5-25)$$

Η τελική εξίσωση ισορροπίας επιλύεται με κάποια επαναληπτική μέθοδο (όπως η μέθοδος *Newton – Raphson*):

$$\hat{R}_{t+\Delta t}^i \Delta U_{t+\Delta t}^{i+1} = \hat{P}_{t+\Delta t}^i, \text{ όπου:} \quad (5-26)$$

$$\hat{R}_{t+\Delta t}^i = K_{t+\Delta t}^{*i} + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} C + \frac{1}{\beta \Delta t^2} M \quad (5-27)$$

$$\hat{P}_{t+\Delta t}^i = F_{t+\Delta t}^{ext} - F_{t+\Delta t}^{int}(U_{t+\Delta t}^i) - C \dot{U}_{t+\Delta t}^i - M \ddot{U}_{t+\Delta t}^i \quad (5-28)$$

Είθισται να επιλέγονται τιμές παραμέτρων  $\beta, \gamma$  ως εξής:

$$\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{4} \text{ (μέθοδος σταθερής επιτάχυνσης)}$$

$$\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{6} \text{ (μέθοδος γραμμικά μεταβαλλόμενης επιτάχυνσης)}$$

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. τα χρησιμοποιούμενα επιταχυνσιογραφήματα μπορεί να είναι είτε επιταχυνσιογραφήματα βάσεως από πραγματικές καταγραφές είτε τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα. Η απαίτηση ώστε τα αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης ιστορίας να είναι συγκρίσιμα με εκείνα μιας μη γραμμικής στατικής ανάλυσης είναι αυτή να πραγματοποιείται με τουλάχιστον τρία πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα, είτε με επτά



τεχνητά (ή ζεύγη τεχνητών για ανάλυση στο χώρο). Στην πρώτη περίπτωση ο έλεγχος βασίζεται στα μέγιστα των εντατικών μεγεθών που προκύπτουν κατά την εν χρόνω ολοκλήρωση  $\{maxM, N_{maxM}\}, \{maxV, N_{maxV}\}$ . Στην δεύτερη περίπτωση, ο έλεγχος γίνεται για τη μέση τιμή των εντατικών μεγεθών που προκύπτουν από τις επτά χρονοιστορίες (ή τα επτά ζεύγη).

Με την ανελαστικότητα του προσομοιώματος ελέγχου, τόσο σε επίπεδο υλικού, όσο και σε επίπεδο μέλους, εισάγονται οι δυσκολίες εφαρμογής και οι περαιτέρω αβεβαιότητες αυτού του τύπου ανάλυσης. Ο απαιτούμενος υπολογιστικός χρόνος ανάλυσης είναι σημαντικά αυξημένος σε σχέση με μια μη-γραμμική στατική ανάλυση καθώς επηρεάζεται τόσο από το χρονικό βήμα της χρονοιστορίας, όσο και από το βήμα σύγκλισης [ $K_{dyn} = M/\Delta t^2$ ], την ακρίβεια σύγκλισης, τις παραμέτρους που εισάγονται για τον υπολογισμό της απόσβεσης του συστήματος [ $C = a \cdot K + b \cdot M$ ] και ούτω καθεξής. Ο επιλύτης της μη-γραμμικής ανάλυσης καλείται να ανανεώσει τόσο το μητρώο δυσκαμψίας, όσο και το μητρώο απόσβεσης που συναρτάται από αυτό σε κάθε βήμα εν χρόνω ολοκλήρωσης της απόκρισης του συστήματος στην εναλλασσόμενη ένταση που επιβάλλεται με την εισαγωγή του επιταχυνσιογραφήματος ώστε να λύσει τη μη γραμμική εξίσωση.



# 6 ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

## 6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Όπως παρουσιάστηκε στην εισαγωγή του Κεφαλαίου της προσομοίωσης, η οργάνωση των αποτελεσμάτων του προγράμματος πραγματοποιήθηκε ανά μοντέλο κτηρίου που διερευνήθηκε και ανά τύπο ανάλυσης που εκπονήθηκε για καθένα από αυτά. Τα αποτελέσματα που δίνονται από το λογισμικό είναι σε μορφή .txt συνεπώς χρήζουν απαραίτητης οργάνωσης και επεξεργασίας για να είναι σε εποπτική και επεξεργάσιμη μορφή. Να επισημανθεί εδώ, πως επιπλέον της δυσχέρειας εποπτείας ενός τέτοιου αρχείου μεμονωμένα, τίθεται και ζήτημα υπολογιστικού κόστους όσον αφορά στο πλήθος των αρχείων recorders που ζητούνται από το χρήστη. Συγκεκριμένα, προτιμάται η κατά το δυνατόν συγκέντρωση του εκάστοτε αποτελέσματος για πολλά στοιχεία ίδιου τύπου στο ίδιο αρχείο (μικρότερο πλήθος αρχείων μεγαλύτερου μεγέθους), παρά η ξεχωριστή αποτύπωση του ίδιου αποτελέσματος για ένα στοιχείο ανά αρχείο (μικρό μέγεθος αρχείου αλλά μεγάλο προκύπτον πλήθος αυτών, δεδομένου τεράστιου αριθμού μελών τρισδιάστατου φορέα).

Λαμβάνοντας υπόψη των παραπάνω δεδομένων, κρίνεται απαραίτητο να επανοργανωθούν τα αποτελέσματα του εκάστοτε προβλήματος σε μητρώα, το διάβασμα των οποίων καθίσταται εφικτό μέσω επαναληπτικών αλγόριθμων (iterative loops). Έτσι, προγραμματίστηκαν διαφορετικά script στο Matlab, ο ρόλος των οποίων αρχικά είναι το διάβασμα όλων των αποτελεσμάτων (ανά είδος μοντέλου και είδος ανάλυσης) και η οργάνωση τους σε διαχειρίσιμα μητρώα ανάλογα με την επιθυμητή επεξεργασία, εποπτεία ή διερεύνηση. Στην συνέχεια, παράγονται διαγράμματα, είτε μεμονωμένα, είτε συνδυαστικά για λόγους σύγκρισης της απόκρισης ή της επίδρασης διαφόρων παραμέτρων.

Η εποπτεία της αρχικής αλλά και της παραμορφωμένης εικόνας του φορέα στο χώρο, όπου αυτό κρίθηκε απαραίτητο για την παρακολούθηση του φορέα, κατέστη δυνατή μέσω του διαθέσιμου υπολογιστικού κώδικα Matlab του Αναπληρωτή καθηγητή Μ. Φραγκιαδάκη [34].

Αναλυτικά οι ρουτίνες που προγραμματίστηκαν από τον γράφοντα είναι οι εξής:

- ma\_PDdelta\_ForceHinges.m

Η ρουτίνα αυτή αφορά στο διάβασμα, την οργάνωση, την επεξεργασία και την εκτύπωση των αποτελεσμάτων των μη γραμμικών στατικών αναλύσεων pushover. Συγκεκριμένα και με λογική σειρά εκπονεί:

Διάβασμα των αρχείων που αφορούν στην αποτυπωμένη από τα recorders του OpenSees μετακίνηση του κόμβου αναφοράς καθώς και των τεμνουσών σ' όλους τους κόμβους της βάσης του κτηρίου, τόσο ανά διεύθυνση φόρτισης, όσο και ανά είδος κατανομής του επιβαλλόμενου φορτίου. Μετά την οργάνωση των αποτελεσμάτων σε μητρώα, εύκολα επεξεργάσιμα λόγω του περιορισμού του πλήθους αυτών και τη συγκέντρωση τους σε μεμονωμένες ευκρινούς ονόματος μεταβλητές, γίνεται επεξεργασία αυτών (πρόσθεση των τεμνουσών της βάσης). Τέλος, εκτυπώνεται η καμπύλη ικανότητας. Δίνεται η δυνατότητα ταυτόχρονης εκτύπωσης πολλών διαγραμμάτων μαζί για λόγους σύγκρισης και παρουσίασης της επίδρασης τόσο διαφόρων μοντέλων όσο και τύπων εφαρμογής της φόρτισης.

- ma\_Eigen.m

Ρουτίνα από την οποία προκύπτουν οι εκτυπώσεις που επισυνάφθηκαν στο Κεφάλαιο 5.3 που αφορά την παρουσίαση των βασικών ιδιομορφών καθώς και των αντίστοιχων ιδιοπεριόδων, σύμφωνα με τη μεθοδολογία που περιεγράφηκε παραπάνω. Μέσω αυτής, δόθηκε η απαιτούμενη δυνατότητα συγκριτικής αποτύπωσης της ιδιομορφικής απόκρισης των διαφόρων προσομοιωμάτων, πληροφορία που κρίνεται ιδιαίτερα χρήσιμη για την πρώτη εποπτεία της ορθότητας των αποτελεσμάτων.

- ma\_Section\_fiber.m

Η συγκεκριμένη ρουτίνα προγραμματίστηκε ώστε να τυπώνονται οι σχέσεις τάσεων παραμορφώσεων για τα υποστυλώματα εκείνα που καταπονούνται επιπλέον από την αξονική, και δυσμενώς σε σχέση με το σύνολο, με επιπλέον αξονική λόγω επιβολής του σεισμικού φορτίου. Οι ακραίες σειρές υποστυλωμάτων στην διεύθυνση της εκάστοτε φόρτισης καταπονούνται με επιπλέον αξονική, είτε θλίψη είτε εφελκυσμό (αναγωγή του οριζόντιου φορτίου σε ζεύγος δυνάμεων με μοχλοβραχίονα τη διάσταση του κτηρίου την παράλληλη με τη διεύθυνση φόρτισης). Ενδιαφέρον έχει να συγκριθεί το συνολικό αξονικό φορτίο σε συνδυασμό με την αναπτυσσόμενη ροπή στο εκάστοτε υποστυλώμα με ένα διάγραμμα αλληλεπίδρασης ώστε να προκύψει συμπέρασμα για το επίπεδο φόρτισης σε σχέση με το οριακό σημείο μέγιστης αξονικής δράσης πέρα από το οποίο η φέρουσα ικανότητα του στοιχείου μειώνεται, και αναλογικά μειώνεται και η διαθέσιμη πλαστιμότητα του.

- ma\_InfillWalls.m

Η παραπάνω ρουτίνα αποτυπώνει την απόκριση των στοιχείων ισοδύναμων θλιπτήρων που αποδίδουν την συμπεριφορά της τοιχοπλήρωσης. Για την παρακολούθηση αυτών, τυπώνονται οι σχέσεις αξονικής δύναμης και παραμόρφωσης του μέλους για όλους τους ορόφους και όλα τα στοιχεία περιμετρικά. Δίνεται η δυνατότητα σύγκρισης τόσο όλων των στοιχείων ανά διεύθυνση και επίπεδο μεταξύ τους, όσο και των στοιχείων που ορίζουν φατνώματα στην καθ' ύψος έννοια. Το τελευταίο είναι και αυτό που αξιοποιείται καθότι υποδηλώνει τον κρίσιμο προς αστοχία όροφο δεδομένης της κατανομής δυσκαμψιών συμπεριλαμβανομένων των τοιχοπληρώσεων. Επιπλέον, τυπώνονται οι σχέσεις έντασης παραμόρφωσης για την εκτός επιπέδου έννοια της τοιχοπλήρωσης, αλλά και η σχέση εντός εκτός επιπέδου παραμορφώσεων σε ένα ενιαίο διάγραμμα.

Με τους παρακάτω κώδικες (3,4) επιτρέπεται η παρακολούθηση των εντατικών μεγεθών και οι παραμορφώσεις (τόσο συνολικές, όσο και πλαστικές) στις κρίσιμες περιοχές του εκάστοτε στοιχείου, τόσο για υποστυλώματα, όσο κι για δοκούς. Συγκεκριμένα:

- `ma_FDdelta_Mtheta_col.m`

Για όλα τα υποστυλώματα αποδίδονται τα παραπάνω στοιχεία στην κορυφή και στη βάση τους που αντιστοιχούν στα ακραία σημεία ολοκλήρωσης που ορίστηκαν στο Κεφάλαιο της προσομοίωσης (Κεφ. 4.6.2). Για τις δοκούς, τα παραπάνω αποτελέσματα ζητούνται για τα ακραία μέλη του διακριτοποιημένου, όπως παρουσιάστηκε αναλυτικά στο Κεφάλαιο προσομοίωσης δοκών, στοιχείου, καθώς και για τα μεσαία μέλη του που συνθέτουν το μεσαίο κόμβο.

- `ma_FDdelta_Mtheta_beam.m`

Ομοίως με παραπάνω με την πρόσθετη ρύθμιση παρακολούθησης τριών σημείων ολοκλήρωσης (Κεφ. 4.6.3) για κάθε δοκό.

- `ma_dynAnalysis.m`

Η συγκεκριμένη ρουτίνα προγραμματίστηκε ώστε να αποδίδει τα χρήσιμα αποτελέσματα των μη-γραμμικών δυναμικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκε. Αναλυτικά, τα μεγέθη που ζητούνται από το χρήστη να αποτυπωθούν είναι:

Η χρονοιστορία φόρτισης που αντιστοιχεί στα επιλεγμένα πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα. Η απόκριση της κορυφής του κτηρίου (και συγκεκριμένα των κύριων κόμβων του τελευταίου επιπέδου-5<sup>ος</sup> όροφος) συναρτήσει της χρονοιστορίας φόρτισης. Ομοίως αποτυπώνονται και οι αντιδράσεις στήριξης στις βάσεις όλων των υποστυλωμάτων του ισογείου. Επιπλέον, παρακολουθείτε η σχετική μετακίνηση των κύριων κόμβων που διαμορφώνουν στοιχείο υποστυλώματος ανηγμένες στο μήκος του στοιχείου (*interStorey Drift*), επίσης για όλους τους ορόφους αλλά και για το σύνολο του κτηρίου (σύγκριση απόκρισης κορυφής ως προς τη βάση), ώστε να προκύψει συμπέρασμα για τη δυναμική απόκριση του κτηρίου και το μηχανισμό αστοχίας που αναπτύσσεται. Τέλος, ζητούνται τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις (συνολικές και πλαστικές) για όλα τα κύρια στοιχεία του κτηρίου (υποστυλώματα και δοκοί).

## 6.2 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης μπορούν να διακριτοποιηθούν ανάλογα με το επίπεδο της ανάλυσης στο οποίο εμπίπτουν στις εξής κατηγορίες:

1. Αποτελέσματα σε επίπεδο φορέα
2. Αποτελέσματα σε επίπεδο μέλους
3. Αποτελέσματα σε επίπεδο διατομής

Τα βασικά προσομοιώματα των οποίων η απόκριση εξετάστηκε μέσω μη γραμμικής στατικής ανάλυσης ήταν τέσσερα. Διακρίνονται αρχικά, με γνώμονα την συμπερίληψη ή μη των ισοδύναμων στοιχείων τοιχοπλήρωσης, σε γυμνά και τοιχοπληρωμένα πλαίσια. Οι επιλεγόμενες διατάξεις των περιμετρικών τοιχοπληρώσεων που εξετάστηκαν είναι η ενιαία καθ' ύψος κατανομή και στα πέντε επίπεδα του φορέα και η κατανομή σε όλα τα επίπεδα πλην του ισογείου (διαμόρφωση φορέα τύπου pilotis). Επιπλέον, όσον αφορά στα γυμνά πλαίσια,

εξετάστηκε συγκριτικά η επίδραση των δύο τύπων ραβδόμορφων πεπερασμένων στοιχείων κατανεμημένης πλαστιμότητας που εξετάστηκαν (*forcebeamColumn*, *forceBeamWithHinges*). Οι τύποι κατανομής φόρτισης οριζόντιου φορτίου για τις μη γραμμικές στατικές αναλύσεις που εξετάστηκαν είναι έξι. Οι πρώτοι δύο αφορούν την κατανομή του φορτίου σύμφωνα με την δεσπόζουσα ανά διεύθυνση ιδιομορφή. Λόγω κανονικότητας σε κάτοψη και όψη οι κατανομές αυτές ακολούθησαν την 1<sup>η</sup> και 2<sup>η</sup> ιδιομορφή αντιστοίχως. Στην συνέχεια, επιλέχθηκε ορθογωνική-ομοιόμορφη κατανομή καθ' ύψος και κατά τις δύο διευθύνσεις. Οι δύο επόμενοι τύποι αφορούν την κατανομή σύμφωνα με την λογική της ισοδύναμης στατικής φόρτισης. Το παραπάνω όπως εξηγήθηκε στην Παράγραφο 5.4.2.3, συνεπάγεται επιβολή επικόμβιων φορτίων ανάλογων με τη συγκεντρωμένη μάζα ανά κόμβο.

Η οργάνωση του όγκου των προς διερεύνηση παραδοχών συμπυκνώνεται στον παρακάτω Πίνακα

Πίνακας 6-1: Σήμανση – Συντομογραφία των εξεταζόμενων συνδυασμών

Σύμβολο	Κτήριο-Παράμετροι
b	Γυμνά πλαίσια (bare)
IW_pil	Τοιχοπληρωμένα πλαίσια διάταξης τύπου pilotis (Infill Wall)
IW_f	Τοιχοπληρωμένα πλαίσια ομοιόμορφης καθ' ύψος διάταξης (Infill Wall-full)
FB	Προσομοίωμα γραμμικών Π.Σ. κατανεμημένης πλαστιμότητας βάσει δυνάμεων (ForceBased: <i>forceBeamColumn</i> )
BwH	Προσομοίωμα γραμμικών Π.Σ. κατανεμημένης πλαστιμότητας βάσει δυνάμεων με καθορισμένο μήκος πλαστικής άρθρωσης (ForceBased: <i>forceBeamWithHinges</i> )
Mod1	Κατανομή οριζόντιου φορτίου Μη γραμμικής στατικής ανάλυσης σύμφωνα με την 1 <sup>η</sup> ιδιομορφή
Mod2	Κατανομή οριζόντιου φορτίου Μη γραμμικής στατικής ανάλυσης σύμφωνα με την 2 <sup>η</sup> ιδιομορφή
UnifX	Ομοιόμορφη κατά καθολικό άξονα X κατανομή οριζόντιου φορτίου Μη γραμμικής στατικής ανάλυσης
UnifY	Ομοιόμορφη κατά καθολικό άξονα Y κατανομή οριζόντιου φορτίου Μη γραμμικής στατικής ανάλυσης
EqStX	Κατανομή ισοδύναμης στατικής φόρτισης κατά καθολικό άξονα X
EqStY	Κατανομή ισοδύναμης στατικής φόρτισης κατά καθολικό άξονα Y
C01_ductile	Καταστατικός νόμος σκυροδέματος με πλασματική πλαστιμότητα παραμορφώσεων ( $\epsilon_{cu} = 0.0035, f_{cc1} = 0.85f_{ck} = 13.6MPa$ )
C01_brittle	Πραγματικός καταστατικός νόμος απερισφιγμένου σκυροδέματος με φθίνοντα κλάδο μετά την επίτευξη μέγιστης τάσης ( $\epsilon_{cu} = 0.005, f_{cc1} = 0.20f_{ck} = 3.2MPa$ )

Για λόγους εποπτείας της φέρουσας ικανότητας των φορέων που εξετάστηκαν με τις τιμές σχεδιασμού του υφιστάμενου κτηρίου σύμφωνα με τα κανονιστικά πλαίσια της εποχής [7],

χαράχθηκαν στα ακόλουθα διαγράμματα η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού  $V_d$ , καθώς και η ισοδύναμη οριακή αντοχή  $V_u$ . Τα μεγέθη αυτά υπολογίζονται ως:

$$V_d = \varepsilon \cdot W \quad (6-1)$$

Όπου:

$\varepsilon = 0.04$  ο σεισμικός συντελεστής που ορίζεται από το Β.Δ. '59 και λαμβάνεται ο αντίστοιχος για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας  $I$ ,  $W$  το συνολικό βάρος της κατασκευής. Η ισοδύναμη οριακή αντοχή σχεδιασμού υπολογίζεται ως:

$$V_u = \beta \cdot \varepsilon \cdot W \quad (6-2)$$

Όπου:

$\beta$  συντελεστής ο οποίος προκύπτει προσεγγιστικά διαιρώντας την πραγματική τάση διαρροής του χάλυβα προς την επιτρεπόμενη τάση σχεδιασμού του, για κτήρια που είναι μελετημένα σύμφωνα με τους παλιούς κανονισμούς. Λήφθηκε  $\beta = f_u/f_e = \frac{210MPa}{1.23Mg/cm^2} = 1.7$ . Άρα προκύπτουν:

$$V_d = \varepsilon \cdot W = 0.04 \cdot 8450Mg = 338KN$$

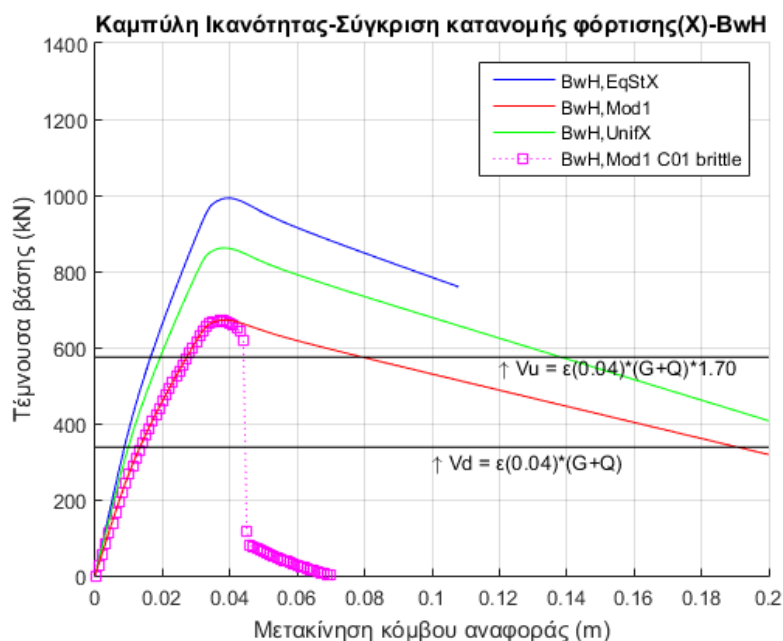
$$V_u = \beta \cdot \varepsilon \cdot W = 1.70 \cdot 0.04 \cdot 8450Mg = 574.6KN$$

### 6.2.1 Έλεγχος Φορέα

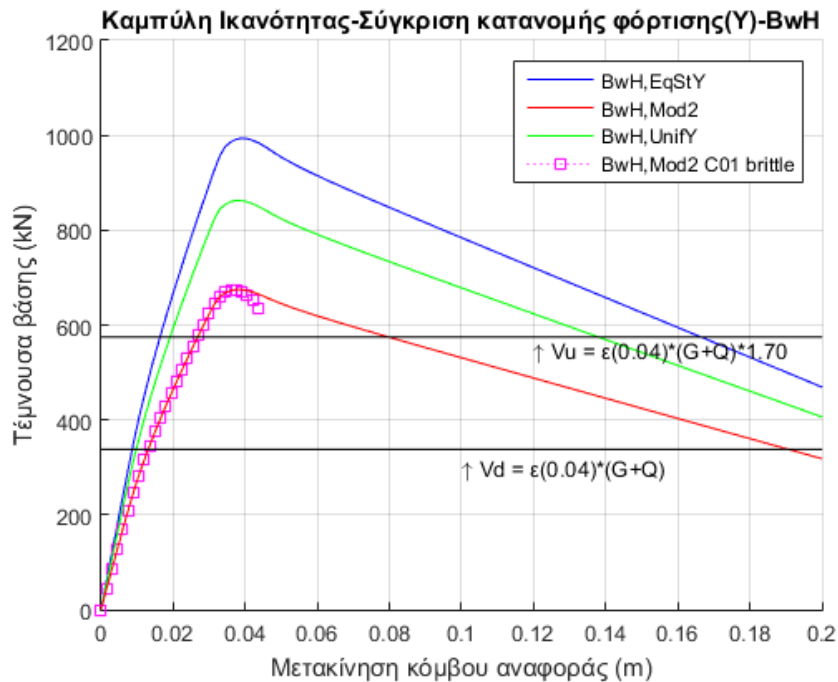
Ακολουθούν συγκεντρωτικά διαγράμματα τέμνουσας βάσης-μετακίνησης κόμβου αναφοράς (καμπύλες ικανότητας) όπως προκύπτουν:

- Ανά τύπο προσομοιώματος γραμμικού πεπερασμένου στοιχείου κατανεμημένης πλαστιμότητας,
- Ανά είδος κατανομής της φόρτισης

Επιπλέον, παρουσιάζεται μια μικρή διερεύνηση της επιρροής της μη γραμμικότητας του σκυροδέματος

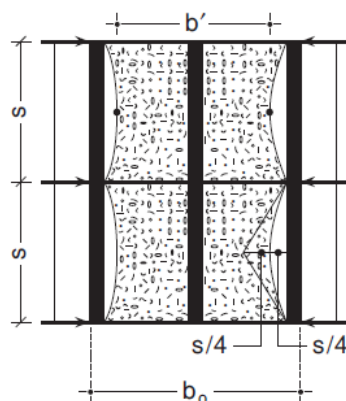


Εικόνα 6-1: Καμπύλη Ικανότητας κατανομών οριζόντιου σεισμικού φορτίου κατά καθολικό άξονα X στο προσομοίωμα ForceBeamWithHinges πλαστικής μη-γραμμικότητας υλικού



Εικόνα 6-2: Καμπύλη Ικανότητας-Σύγκριση κατανομής φόρτισης(Y)-BwH στο προσομοίωμα ForceBeamWithHinges πλασματικής μη-γραμμικότητας υλικού

Οι πρώτες απόπειρες μη γραμμικής στατικής ανάλυσης πραγματοποιήθηκαν με τον καταστατικό νόμο σκυροδέματος Concrete01 και μια πλασματική πλαστιμότητα σε επίπεδο υλικού μετά την αστοχία ( $0.85f_{cc}$ ) που δεν αντιστοιχεί στην πραγματική απόκριση του κτηρίου υπό μελέτη, δεδομένου ότι όλα τα στοιχεία, αλλά κυρίως τα φέροντα κατακόρυφα στοιχεία που καλούνται να παραλάβουν τα σεισμικά φορτία είναι πλήρως απερίσφιγκτα. Η αραιή διάταξη των συνδετήρων καθ' ύψος, χαρακτηριστικά γνωρίζουμε ότι αυτοί είναι διατεταγμένοι ανά 25-30cm, δεν επιτρέπει τον υπολογισμό των μεγεθών της αποδοτικότητας περισφίξεως. Συγκεκριμένα οι κανονισμοί ορίζουν ως όριο για να υπολογισθεί η αποδοτικότητα της περισφίξης καθ' ύψος το μισό της διάστασης του  $b_0$ , όπου  $b_0$  βλέπε Εικόνα 6-3.

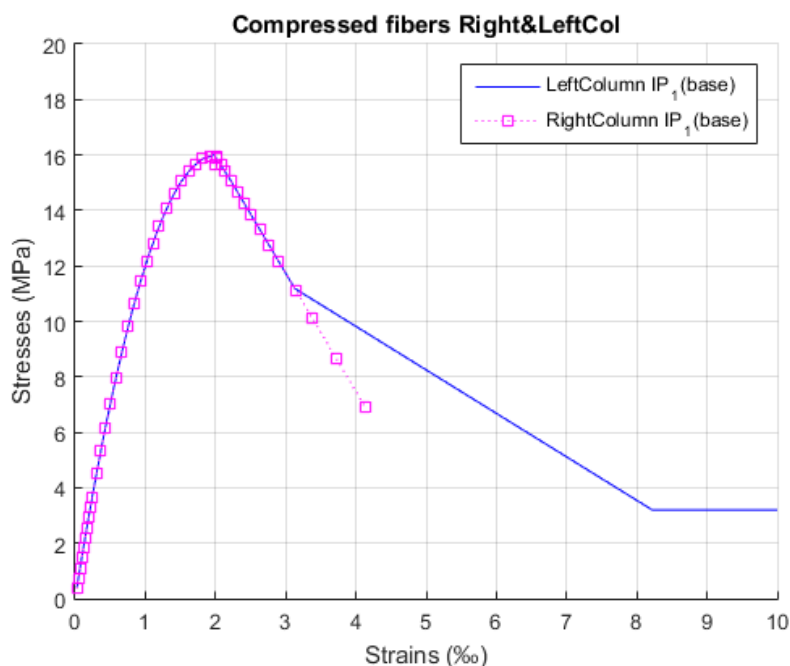


Εικόνα 6-3: Κατακόρυφη τομή διάταξης διαμήκων και εγκάρσιων οπλισμών και απόδοση απερίσφιγκτων περιοχών [14].

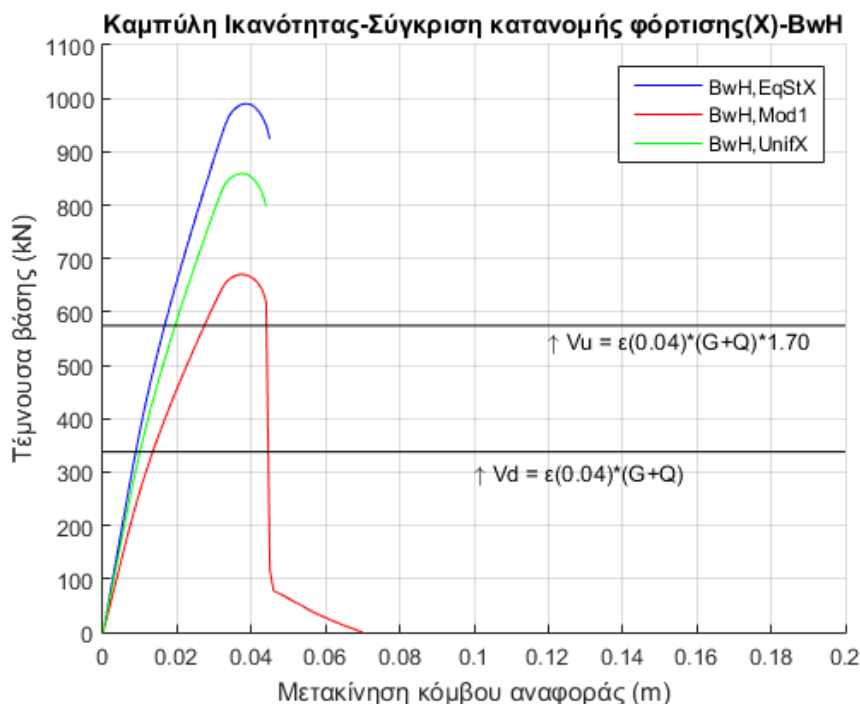
Κατά συνέπεια, καταλήγουμε στην σωστή απόδοση του πραγματικού καταστατικού νόμου σκυροδέματος ο οποίος για απερίσφιγκτο σκυρόδεμα μετά την μέγιστη τάση ακολουθεί φθίνοντα κλάδο με οριακή παραμόρφωση που όπως αναλύθηκε και στην Παράγραφο 4.8.1 κυμαίνεται μεταξύ  $\varepsilon_{cu} = 0.005:0.008$  ανάλογα με τη δυσκολία αριθμητικής σύγκλισης.



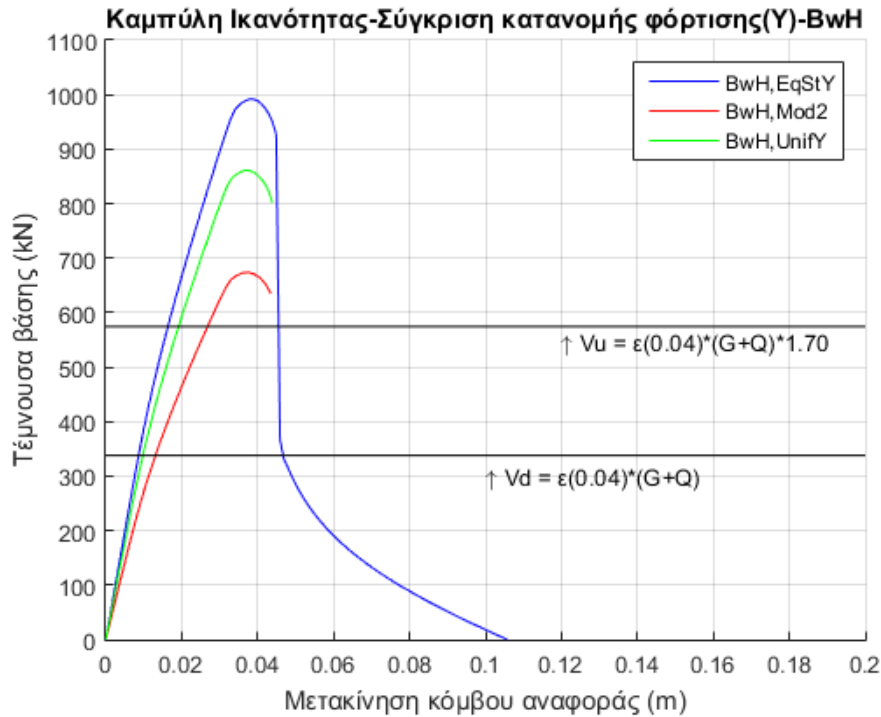
Στην Εικόνα 6-4 γίνεται αποτύπωση της πραγματικής απόκρισης σε επίπεδο ινών θλιβόμενων ινών σκυροδέματος υπό οριζόντια φορτία των οποίων ο μοχλοβραχίονας του ισοδύναμου δημιουργούμενου ζεύγους δυνάμεων δημιουργεί μια ροπή περί τον καθολικό άξονα Y (αριστερόστροφη) επιβαρύνοντας με επιπλέον αξονική το αριστερό υποστυλωμα στη βάση του και ανακουφίζοντας ελαφρώς το δεξί. Βάσει αυτής της καταστατικής εξίσωσης, εκτυπώνονται οι καμπύλες απόκρισης που ακολουθούν για όλα τα προσομοιώματα και τις κατανομές φόρτισης.



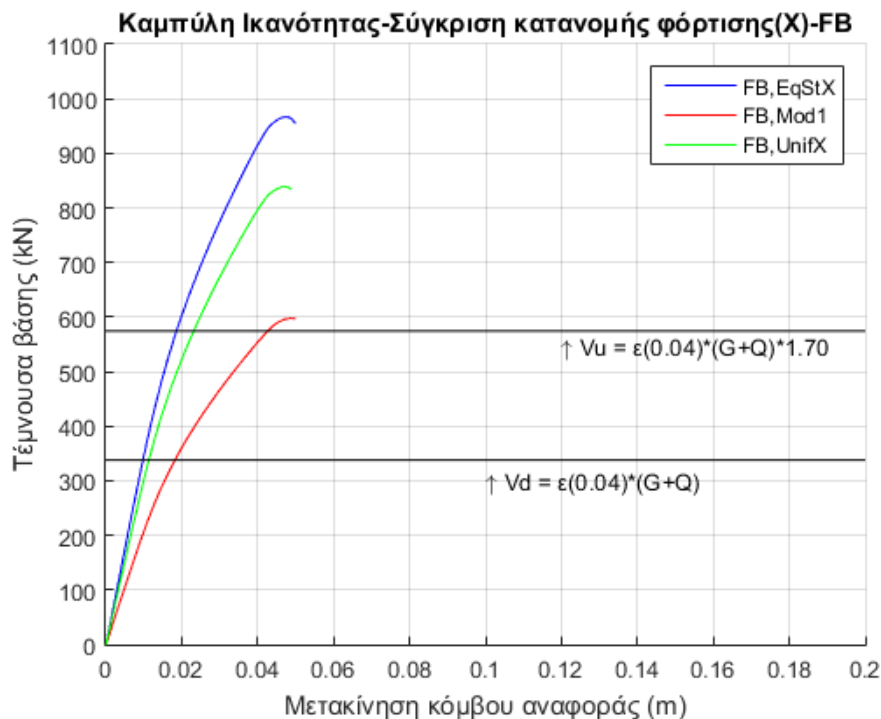
Εικόνα 6-4: Καταστατικός νόμος απερίσιφικτου σκυροδέματος από πραγματική εκτύπωση σε επίπεδο ινών



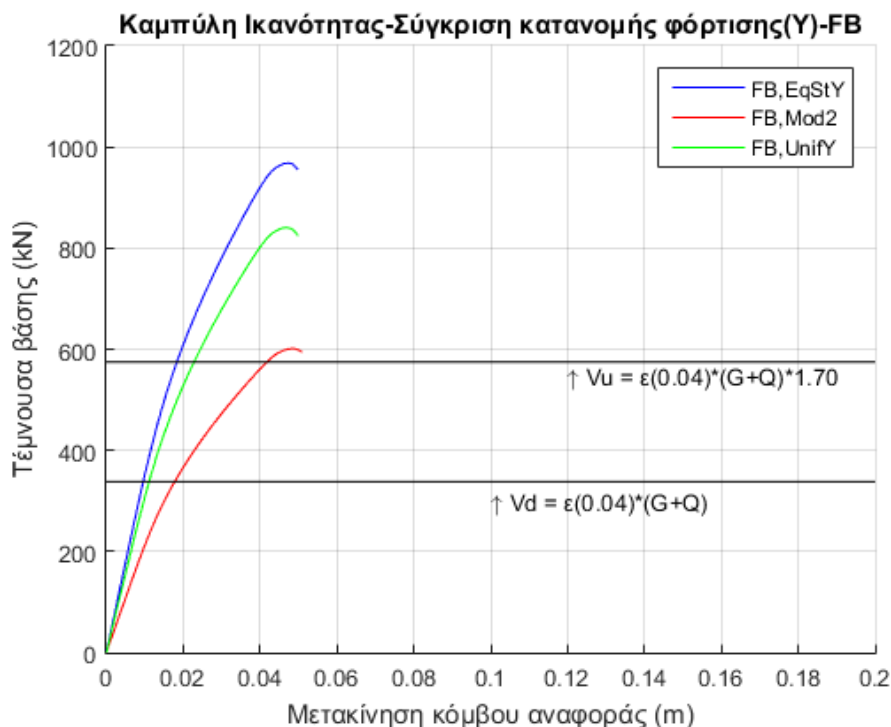
Εικόνα 6-5: Καμπύλη Ικανότητας κατανομών οριζόντιου σεισμικού φορτίου κατά καθολικό άξονα X στο προσομοίωμα ForceBeamWithHinges πραγματικής μη-γραμμικότητας υλικού



Εικόνα 6-6: Καμπύλη Ικανότητας κατανομών οριζόντιου σεισμικού φορτίου κατά καθολικό άξονα Y στο προσομοίωμα ForceBeamWithHinges πραγματικής μη-γραμμικότητας υλικού



Εικόνα 6-7: Καμπύλη Ικανότητας κατανομών οριζόντιου σεισμικού φορτίου κατά καθολικό άξονα X στο προσομοίωμα ForceBased πραγματικής μη-γραμμικότητας υλικού



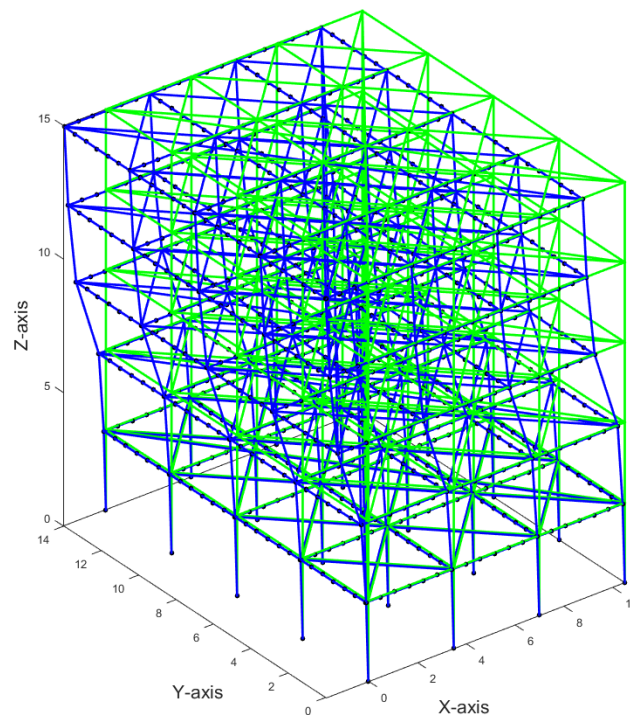
Εικόνα 6-8: Καμπύλη Ικανότητας κατανομών οριζόντιου σεισμικού φορτίου κατά καθολικό άξονα Y στο προσομοίωμα ForceBased πραγματικής μη-γραμμικότητας υλικού

Παρατίθενται οι καμπύλες απόκρισης των δύο προσομοιωμάτων κατανεμημένης πλαστιμότητας για τις τρεις κατανομές φόρτισης που αναλύθηκαν στην Παράγραφο 5.4.2. αρχικά είναι διακριτή η απόκλιση στη φέρουσα ικανότητα ανά είδος κατανομής, τόσο για το προσομοίωμα με στοιχεία ινών (forceBeamColumn), όσο και για εκείνο με προδιαγεγραμμένο μήκος πλαστικής άρθρωσης (beamWithHinges). Το παραπάνω αποδίδεται στην διαφορετική συσχέτιση των μαζών και δυσκαμψιών καθ' ύψος. Η διαφορά οφείλεται κατά κύριο λόγο στην σημαντική απομείωση των δυσκαμψιών των κατακόρυφων (φερόντων για σεισμικά-οριζόντια φορτία) διατομών καθ' ύψος. Υπενθυμίζεται εδώ ότι ήδη από τον 1<sup>ο</sup> όροφο ακολουθείται η λογική της απομείωσης των διατομών των υποστυλωμάτων από 35x35 σε 30x30, ενώ οι τρεις τελευταίοι όροφοι αποτελούνται από υποστυλώματα της ελάχιστης επιτρεπόμενης διάστασης (25x25) πλην των τεσσάρων περιμετρικών.

Όπως είναι αναμενόμενο, η δυσμενέστερη κατανομή αποδεικνύεται αυτή που σέβεται την ιδιομορφική κατανομή των μαζών. Οι μάζες είναι πρακτικά σταθερές ανά επίπεδο του φορέα (πλην σημαντικής απομείωσης σ αυτές στο τελευταίο επίπεδο). Η σημαντική μείωση των αδρανειακών χαρακτηριστικών στον 3<sup>ο</sup> όροφο (κατώτερος των τριών με υποστυλώματα 25x25) οπότε και δεχόμενος μεγαλύτερα αξονικά φορτία σε σχέση με τους όμοιους ανωτέρω οδηγεί σε απομείωση της όποιας διαθέσιμης πλαστιμότητας μπορεί να ισχυρισθεί ότι αναπτύσσεται ή καλύτερα της φέρουσας ροπής. Έλλειψη ικανοτικού σχεδιασμού, επιτείνεται ακόμα περισσότερο η επιβάρυνση των υποστυλωμάτων καθώς αυτά καλούνται να λειτουργήσουν διατμητικά παρεμβαλλόμενα μεταξύ άκρων πρακτικά άστεπτων λόγω μεγάλου στατικού ύψους των δοκών σε σχέση με τις διαστάσεις των υποστυλωμάτων. Η απαραίτητη και πολύτιμη πλαισιακή λειτουργία που με σωστή κατανομή των δυσκαμψιών καθ' ύψος αλλά και με προϋπόθεση τον ικανοτικό σχεδιασμό κόμβου (ασθενής δοκός-ισχυρό υποστυλώμα) θα οδηγούσε σε ενεργοποίηση της 'αστρεψιάς' των κόμβων οπότε και θα μετέτρεπε το οριζόντιο

φορτίο του σεισμού σε ζεύγος καμπτικών ροών στα άκρα των υποστυλωμάτων κάθε πλαισίου. Απείρως άστρεπτοι κόμβοι (λόγω συντρεχουσών δύσκαμπτων δοκών), δεν επιτρέπει απορρόφηση της τέμνουσας του σεισμού μέσω στροφής και ομοιόμορφης ενεργοποίησης της δυσκαμψίας τόσο δοκών όσο και υποστυλωμάτων, αλλά οδηγεί όπως εποπτικά αναγνωρίζεται στην παραμορφωμένη τρισδιάστατη Εικόνα 6-9 του φορέα. Παρατηρώντας την, είναι ευκρινής η διατμητική λειτουργία των ανωτέρω τριών ορόφων του κτηρίου. Η αθροιστική τέμνουσα τριών ορόφων φαίνεται να μεταβιβάζεται στην βάση του υποστυλώματος του τρίτου ορόφου και να την καταπονεί διατμητικά.

Εδώ, είναι ιδιαίτερα σημαντικό να αναφέρουμε ότι τα μοντέλα κατανεμημένης πλαστιμότητας (fiber elements) των οποίων γίνεται χρήση στο λογισμικό OpenSees δεν είναι σε θέση να παρακολουθήσουν την διατμητική επιπόνηση ενός ραβδόμορφου πεπερασμένου στοιχείου. Κατά συνέπεια, η συσχέτιση επαλληλισμένης κάμψης - αξονικής (που είναι σε θέση να αντιληφθούν πολύ σωστά παρακολουθώντας τις παραμορφώσεις σε επίπεδο διακριτοποιημένων ινών με τη διάτμηση για την εύρεση του κρίσιμου μηχανισμού αστοχίας είναι κάτι που οφείλει να παρακολουθείται από το χρήστη, μετά την αποτύπωση της απόκρισης του μοντέλου ινών.

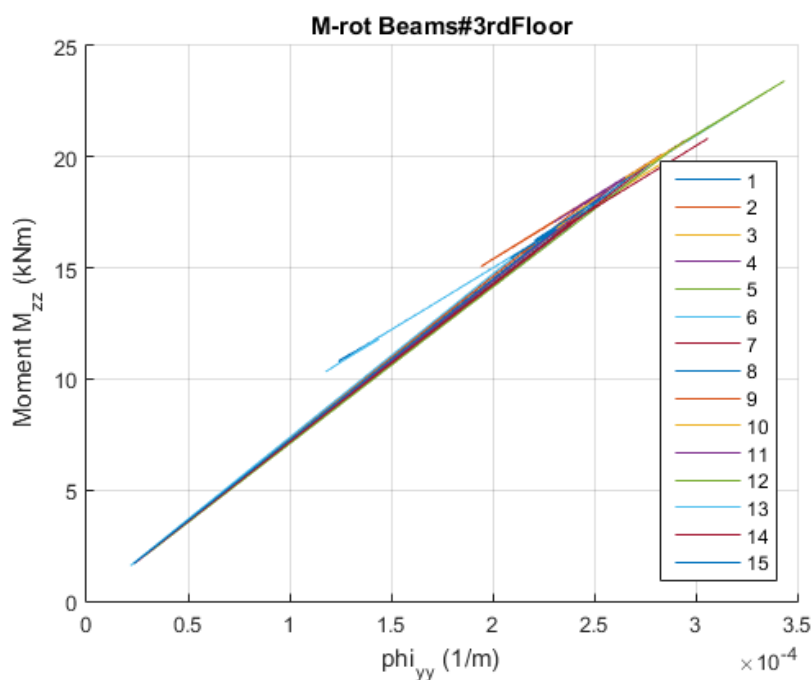


Εικόνα 6-9: Παραμορφωμένη τρισδιάστατη εικόνα φορέα γυμνών πλαισίων για οριζόντια φόρτιση κατανομής σύμφωνα με την 1η ιδιομορφή.

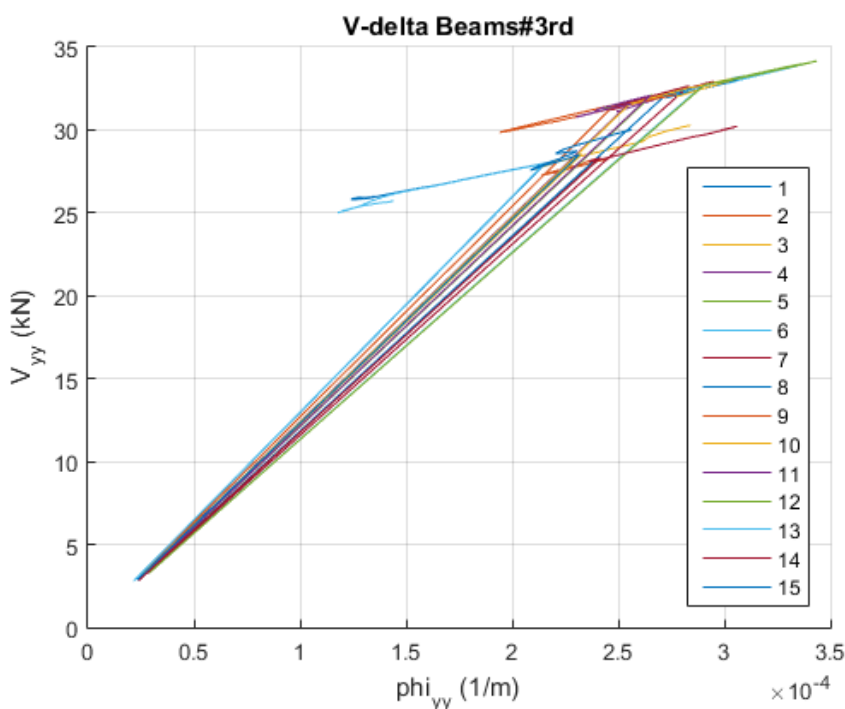
Για το λόγο αυτό, αξιοποιήθηκαν οι έμμεσες σχέσεις που διατίθενται στην Παράγραφο 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και στα Παραρτήματα αυτής. Στην Παράγραφο **Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε.** παρτίθενται αναλυτικά οι καμπύλες ροών στροφών για τα δυσμενέστερα υποστυλώματα ανά κατηγορία διατομής, αλλά και για τις δοκούς (θεωρούνται κοινές σε όλα τα επίπεδα απλοποιητικά). Αξιοποιώντας τα διαγράμματα αυτά και έχοντας τη δυνατότητα μέσω της ρουτίνας `ma_FDdelta_Mtheta_col.m` (Παράγραφος 6.1) να παρακολουθήσουμε την κρίσιμη για την εκάστοτε φόρτιση και μοντέλο προσομοίωσης

διατομή, πραγματοποιούμενο τον απαιτούμενο έλεγχο για τον τρόπο με τον οποίο θα αστοχήσει ο φορέας.

Εκτυπώνοντας τα μεγέθη ροπών στρωφών για τα υποστυλώματα και τις δοκούς για την ανάλυση του γυμνού φορέα παρατηρούμε την ελαστική συμπεριφορά όλων των δοκών. Συγκεκριμένα τυπώνουμε στρωφές δοκών στα άκρα (Εικόνα 6-10, Εικόνα 6-11) και παρατηρούμε ότι συγκριτικά με τη φέρουσα ικανότητα αυτών (Εικόνα 6-32) κινούνται στην ελαστική περιοχή. Μεγαλύτερο ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι δοκοί στην οροφή του 2<sup>ου</sup> ορόφου ο οποίος είναι και ο πιο επιπονούμενος.

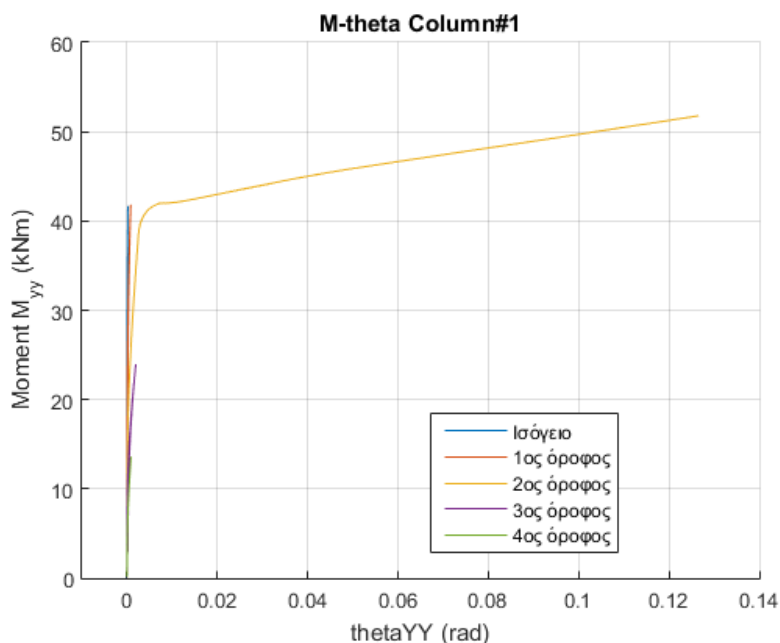


Εικόνα 6-10: Διάγραμμα ροπών - καμπυλοτήτων δοκών 3<sup>ου</sup> ορόφου εντός διεύθυνσης φόρτισης.

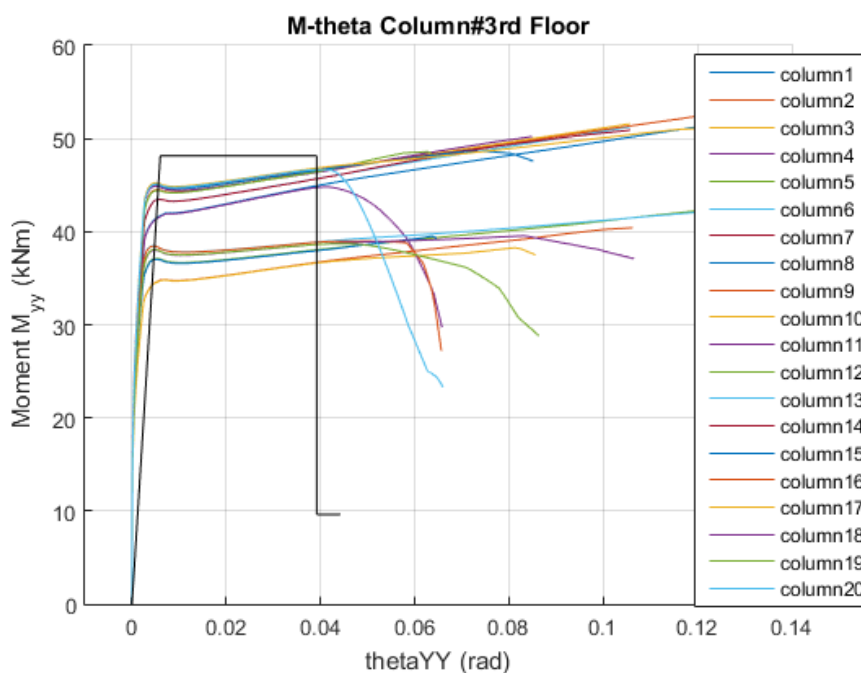


Εικόνα 6-11: Διάγραμμα τεμνουσών - καμπυλοτήτων δοκών 3<sup>ου</sup> ορόφου εντός διεύθυνσης φόρτισης.

Συγκριτική αποτύπωση των διαγραμμάτων ροπών στροφών μεταξύ των ορόφων καταδεικνύει την κρισιμότητα του 3<sup>ου</sup> ορόφου σε διαρροή λόγω κάμψης. Το συμπέρασμα αυτό προκύπτει παρατηρώντας τις εκτυπώσεις για ενδεικτικές κολωνοσειρές που ανήκουν στην περίμετρο του κτηρίου. Συνεπώς μιλάμε για μηχανισμό ασθενούς υποστυλώματος, ισχυρής δοκού ο οποίος αποτελεί ψαθυρό τρόπο αστοχίας, δεν επιτρέπει καμία ανακατανομή της έντασης μετά τα διαρροή των φερόντων στοιχείων και οδηγεί στην κατάρρευση. Το παραπάνω επιβεβαιώνεται και μέσω μη γραμμικών φαινομένων με την αδυναμία αριθμητικής σύγκλισης του αλγορίθμου μετά την επίτευξη της μετακίνησης αστοχίας ή σε περίπτωση σύγκλισης, την απότομη πτώση της καμπύλης ικανότητας (Εικόνα 6-5, Εικόνα 6-6).



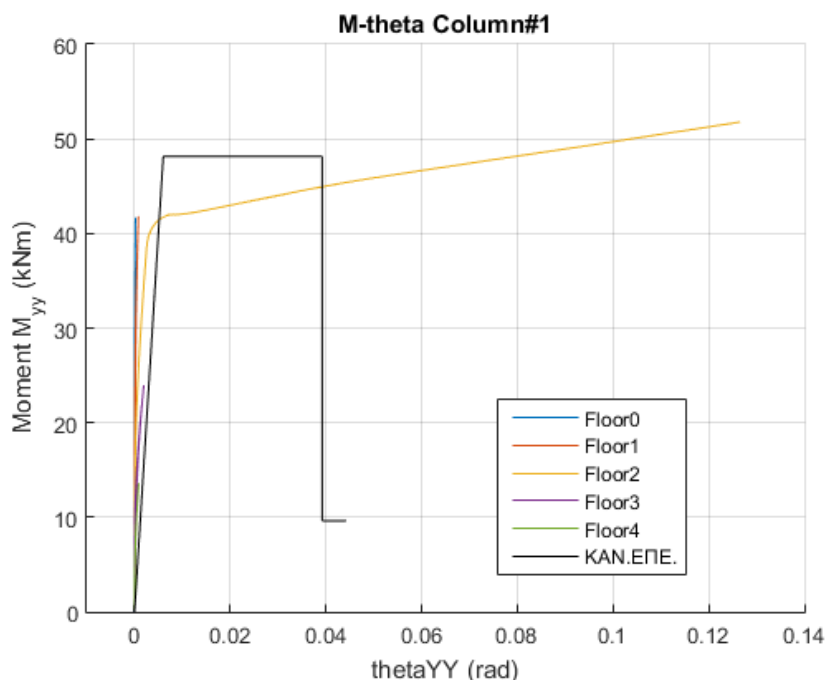
Εικόνα 6-12: Διάγραμμα ροπών στροφών πέντε υποστυλωμάτων της ίδιας κολωνοσειράς



Εικόνα 6-13: Επαλληλία διαγράμματος ροπών στροφών όλων των υποστυλωμάτων 3<sup>ου</sup> ορόφου και διαγράμματος ροπής διαρροής-μέγιστης πλαστικής στροφής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Εφόσον εξασφαλίσουμε την κρισιμότητα του ορόφου, εκκρεμεί να ελέγξουμε ότι οι διατμητικές αστοχίες έπονται των καμπτικών. Το παραπάνω εξασφαλίζεται μέσω ταυτόχρονης παρακολούθησης των προκύπτοντων από τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. καμπυλών ροπών στροφών και των δρώντων μεγεθών από τη φόρτιση. Παρακολουθώντας την Εικόνα 6-31 (Τυπική καμπύλη ροπών στροφών δυσμενέστερου υποστυλώματος διαστάσεων 25x25m. κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.), διαπιστώνουμε πως η εξάντληση της αντοχής σε κάμψη των υποστυλωμάτων προηγείται αυτής της διατμητικής αντοχής.

Θα μπορούσε να σχολιασθεί επίσης το γεγονός της αδυναμίας του λογισμικού να θέσει όριο πλαστικής στρόφης. Αυτό δοκιμάζεται να αποδοθεί στην πλάσιμη συμπεριφορά του χάλυβα οπλισμού, η οποία δεν αποτελεί φυσικώς ορθό αποτέλεσμα καθότι φαινόμενα όπως η εξόλκευση οπλισμού λόγω ελλιπούς αγκύρωσης των δοκών, ελλιπούς μάτισης των υποστυλωμάτων, ολίσθησης του λείου χάλυβα οπλισμού απουσία νευρώσεων είναι μερικά φαινόμενα που δεν αποτυπώνονται με την παραπάνω προσομοίωση. Ο χρήστης οφείλει να είναι υποψιασμένος για τα όρια της ορθότητας των αποκρίσεων και να τα ελέγχει με κριτήριο την πραγματική και πειραματικά αποδεδειγμένη απόκριση του ωπλισμένου σκυροδέματος σε ανακυκλιζόμενες φορτίσεις.

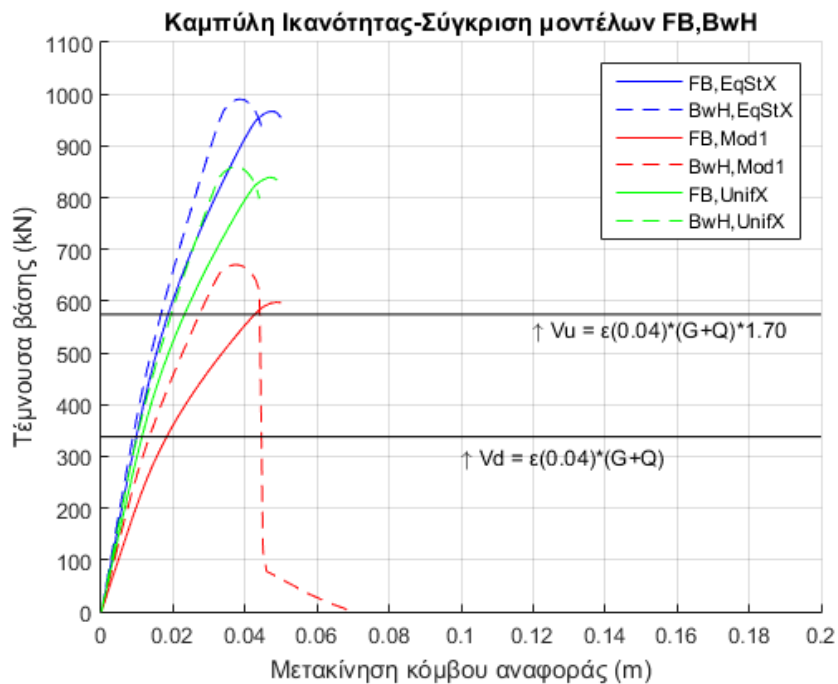


Εικόνα 6-14: Επαλληλία αναπτυσσόμενης ροπής-στρόφης και διαγράμματος ροπής διαρροής-μέγιστης πλαστικής στρόφης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ακολουθεί σύγκριση των αποτελεσμάτων των μη γραμμικών στατικών αναλύσεων διαφόρων κατανομών για τα προσομοιώματα κατανεμημένης πλαστιμότητας *forcebased* και *beamWithHinges*. Παρατηρείται μικρή απόκλιση στην φέρουσα ικανότητα αυτών, η οποία ωστόσο αυξάνεται πηγαινόντας από την πιο ευνοϊκή κατανομή φόρτισης (κατανομή που προσεγγίζει την ισοδύναμη στατική μέθοδο επιβολής φορτίου ανάλογα με τη μάζα του συστήματος) στη πιο δυσμενή (ιδιομορφική κατανομή).

Παρατηρείται σημαντική απόκλιση στην αρχική δυσκαμψία των προσομοιωμάτων, γεγονός που αποδεικνύεται και από τα αποτελέσματα των ιδιομορφικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν. Συγκριτική παρατήρηση των Εικόνων Εικόνα 5-6, Εικόνα 5-7 δείχνει ότι

η υπόθεση πεπερασμένου μήκους πλαστικής άρθρωσης στις άκρες σε επαλληλία με το μεσαίο τμήμα ελαστικών ιδιοτήτων (αυτών που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Αυτή οφείλεται στα ελαστικά χαρακτηριστικά που προσδόθηκαν στο ελαστικό τμήμα τη διατομής.

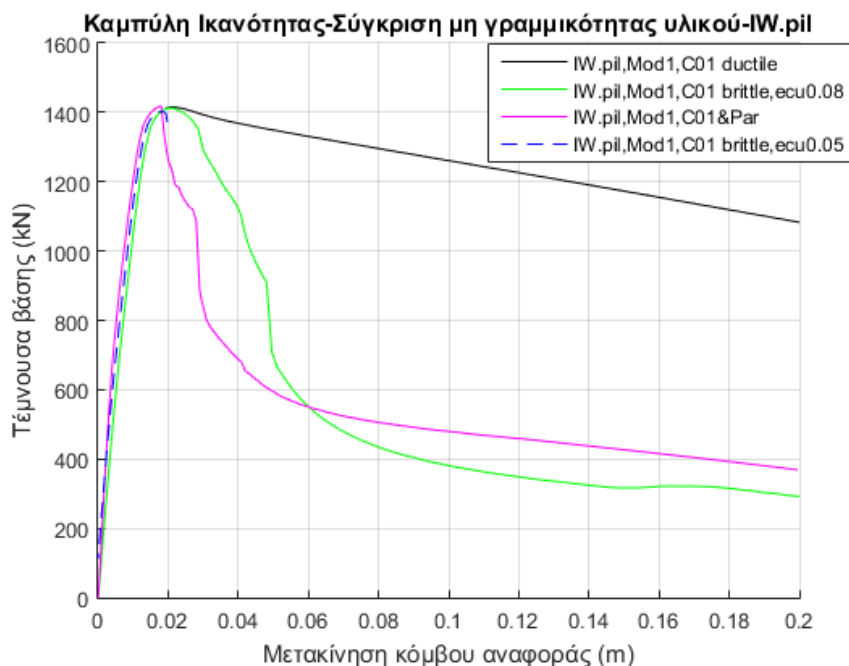


Εικόνα 6-15: Καμπύλη Ικανότητας προσομοιωμάτων ForceBased, ForceBeamWithHinges πραγματικής μη-γραμμικότητας υλικού και κατανομών οριζόντιου σεισμικού φορτίου κατά καθολικό άξονα X

Στην πορεία συγκρίθηκαν τα υφιστάμενα μοντέλα με αυτό στο οποίο εισήχθησαν οι τοιχοποιίες πλήρωσης. Υποτέθηκε κατανομή τύπου pilotis ώστε να αντιμετωπισθεί ο κρίσιμος μηχανισμός που είναι ο μαλακός όροφος στο γυμνό κτήριο.

Για την αποτύπωση της συμπεριφοράς της τοιχοποιίας πλήρωσης αντιμετωπίστηκε δυσκολία στη σύγκλιση του μοντέλου. Στην Εικόνα 6-16 φαίνονται οι απόπειρες με διαφορετικούς νόμους υλικού σκυροδέματος που διαφορά τους είχαν την κλίση του φθίνοντα κλάδου αυτού μετά την αστοχία. Ως πιο κοντά στην πραγματικότητα κρατήθηκε προς σύγκριση η καμπύλη εκείνη που αφορά υλικό σκυροδέματος με απότομη πτώση του κλάδου μετά την αστοχία (μωβ καμπύλη απόκρισης).





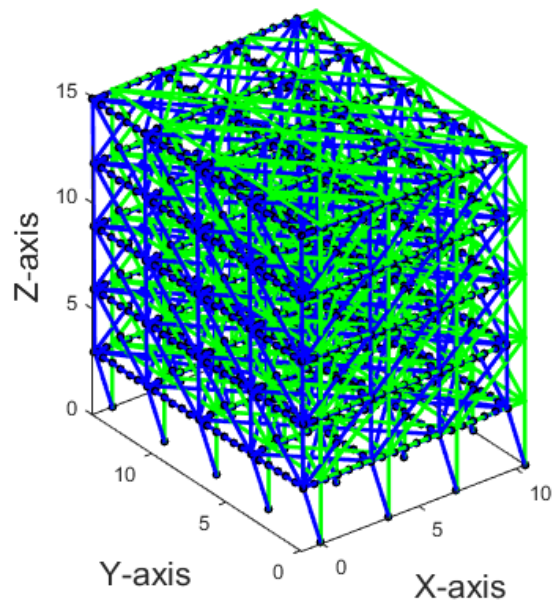
Εικόνα 6-16: Καμπύλη Ικανότητας προσομοιωμάτων τοιχοπληρωμένων πλαισίων υπό κατανομή οριζόντιου σεισμικού φορτίου κατά την 1η ιδιομορφή πραγματικής και πλασματικής μη-γραμμικότητας υλικού

Για το προσομοίωμα με ενσωματωμένους τους τοίχους πλήρωσης πραγματοποιήθηκε έλεγχος του τύπου αστοχίας και παρακολούθηση των καταπονούμενων μελών κατά τη διάρκεια σταδιακής επιβολής του φορτίου Αρχικά παρατίθεται η παραμορφωμένη εικόνα του φορέα που όπως ήταν αναμενόμενο ακολούθησε το ιδίοσχημα της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής (Εικόνα 6-19).

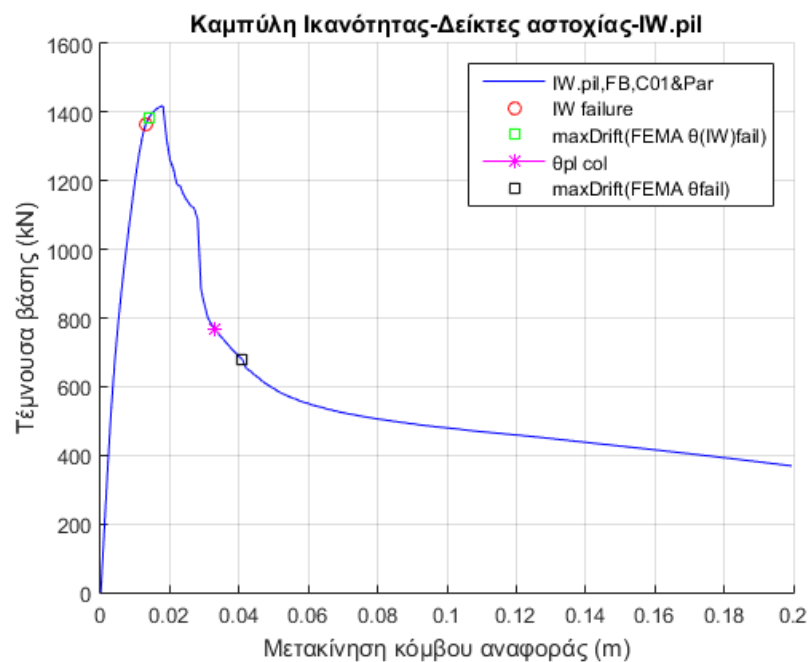
Στην Εικόνα 6-21 παρουσιάζεται η επιλεγμένη καμπύλη ικανότητας του τελικού φορέα για την οποία πραγματοποιήθηκε έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων αστοχίας με σκοπό την αποτίμηση του τρόπου απόκρισης αυτού.

Συγκεκριμένα τα κριτήρια με τη σειρά που εξετάστηκαν ήταν:

- Αστοχία τοιχοποιιών πλήρωσης
- Υπέρβασης επιτρεπόμενου Drift σχετικής μετατόπισης ορόφου
- Εξάντληση της οριακής πλαστικής καμπυλότητας
- Αστοχία λόγω διάτμησης

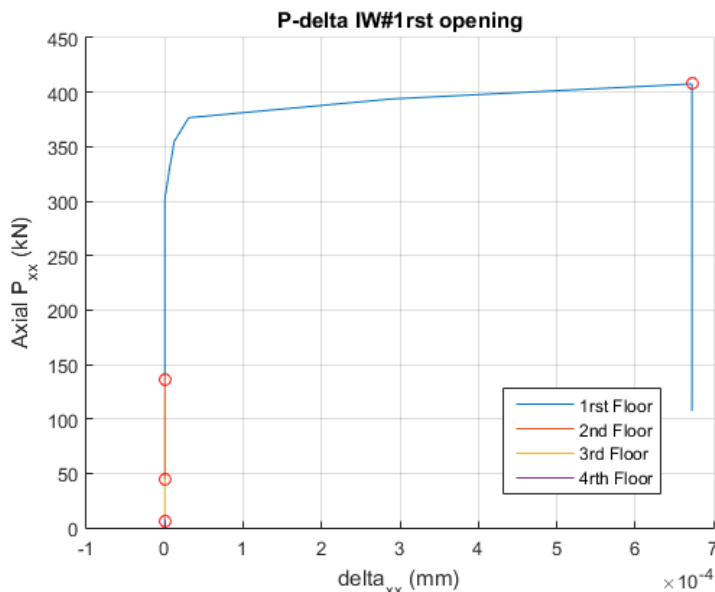


Εικόνα 6-17: Παραμορφωμένη τρισδιάστατη εικόνα φορέα τοιχοπληρωμένων πλαισίων για οριζόντια φόρτιση κατανομής σύμφωνα με την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή

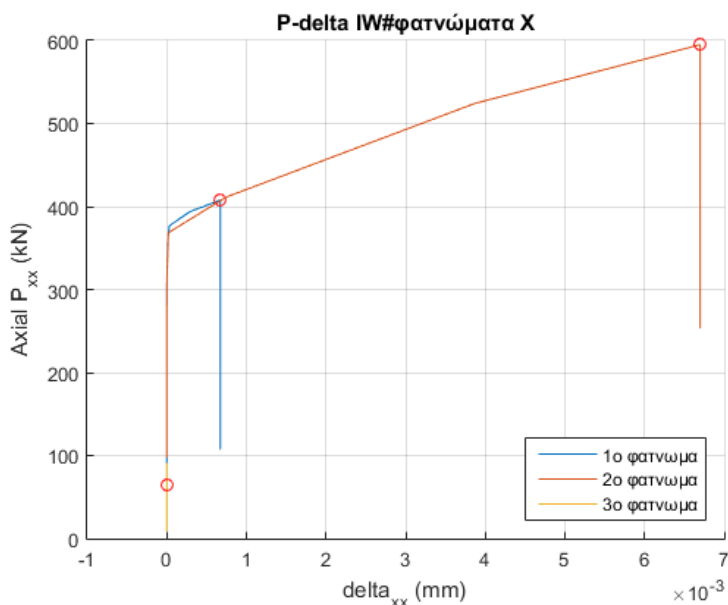


Εικόνα 6-18: Καμπύλη Ικανότητας προσομοιωμάτων τοιχοπληρωμένων πλαισίων και σημεία ικανοποίησης κριτηρίων αστοχίας.

Η εισαγωγή των τοιχοποιιών πλήρωσης δείχνει την έντονη διαφορά στην υπεραντοχή που προκύπτει στο κτήριο. Ωστόσο η παρεχόμενη υπεραντοχή εξαντλείται άμεσα καθώς οι τοιχοποιίες και δη του 1<sup>ου</sup> ορόφου αστοχούν ψαθυρά και νωρίς. Όπως φαίνεται και στην Εικόνα 6-22, όπου εκτυπώνεται η απόκριση των θλιπτήρων του 1<sup>ου</sup> φατνώματος καθ' ύψος όλων των τοιχοπληρωμένων ορόφων. Παρατηρείται η συγκεντρωμένη ένταση στον 1<sup>ο</sup> όροφο ο οποίος αστοχεί στο βήμα ανάλυσης που στην Εικόνα 6-18 σημειώνεται με κόκκινο κύκλο (IW failure). Για τον κρίσιμο όροφο εκτυπώνεται η απόκριση των θλιπτήρων όλων των φατνωμάτων (Εικόνα 6-20).

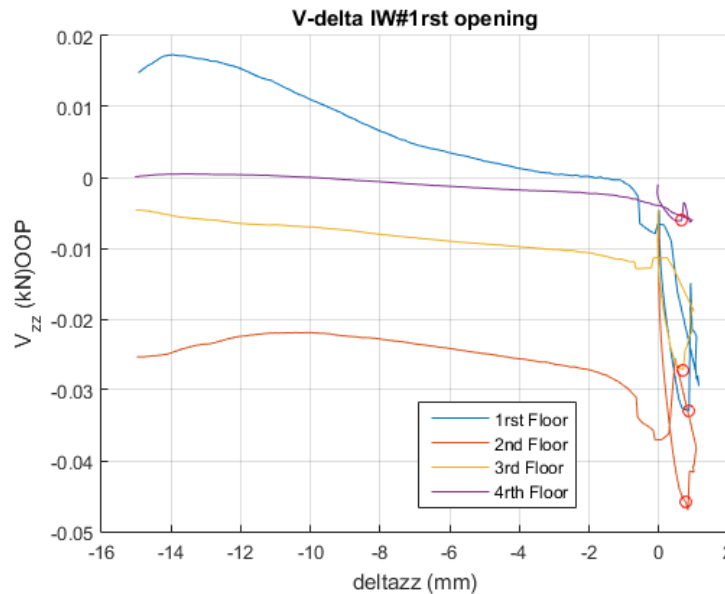


Εικόνα 6-19: Εντός επιπέδου απόκριση δύναμης παραμόρφωσης ισοδύναμου θλιπτήρα 1<sup>ου</sup> φανώματος όλων των ορόφων.



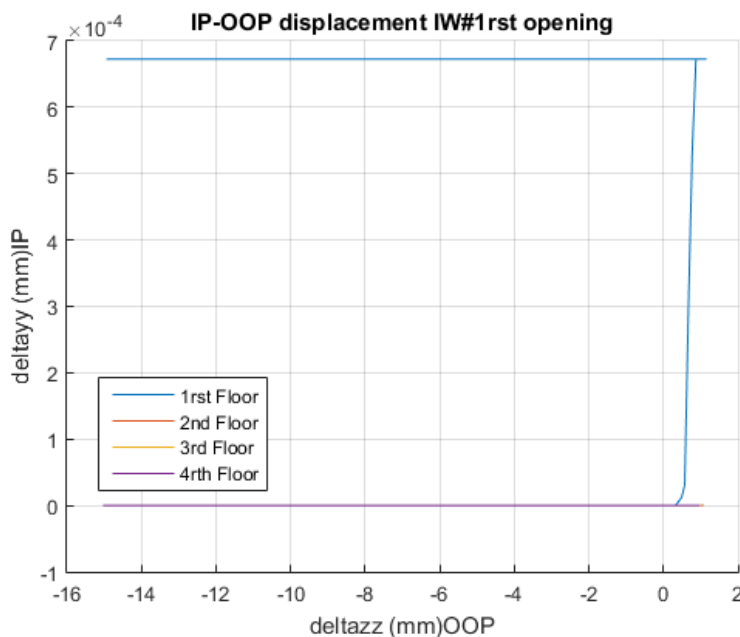
Εικόνα 6-20: Εντός επιπέδου απόκριση δύναμης παραμόρφωσης ισοδύναμου θλιπτήρα όλων των φανωμάτων 1<sup>ου</sup> ορόφου.

Επισυνάπτονται επιπλέον η απόκριση των ισοδύναμων θλιπτήρων εκτός επιπέδου αυτών (Εικόνα 6-21). Για την δημιουργία αυτής της εκτύπωσης αποδόθηκε η μετακίνηση του μεσαίου κόμβου που έχει οριστεί μεταξύ των δύο τμημάτων του θλιπτήρα. Μέλημα στην προσομοίωση αποτέλεσε η όσο το δυνατόν μικρότερη απόδοση του μήκους πλαστικής άρθρωσης των άκρων των διαγωνίων που συνέτρεχαν στο μεσαίο κόμβο με στόχο την άμεση αστοχία αυτού εκτός επιπέδου.



Εικόνα 6-21: Εκτός επιπέδου απόκριση δύναμης παραμόρφωσης ισοδύναμου θλιπτήρα

Η Εικόνα 6-19 και Εικόνα 6-20 μαρτυρά ψαθυρή θραύση μετά την άμεση αστοχία της εκτός επιπέδου. Το παραπάνω οδηγεί στο συμπέρασμα σωστής προσομοίωσης της απόκρισης αυτού. Επιπλέον παρουσιάζεται η σχέση μεταξύ μετακινήσεων εντός και εκτός επιπέδου. Παρατηρούμε την έντονη διαφορά στην αντίσταση στην εντός και εκτός επιπέδου καταπόνηση, γεγονός που φαίνεται και από την μεγάλη αρχική δυσκαμψία στη φόρτιση εντός επιπέδου του διαγώνιου θλιπτήρα. Η συγκριτική παρουσίαση των εντός και εκτός επιπέδου μετακινήσεων (Εικόνα 6-22) μας οδηγεί στα εξής συμπεράσματα. Αρχικά επιβεβαιώνουμε την πλαστιμότητα που παρέχει η παραμένουσα αντοχή του θλιπτήρα μέχρι την πλήρη ψαθυρή θραύση του. Το δεύτερο συμπέρασμα αφορά την λειτουργία των θλιπτήρων καθ' ύψος. Εντός επιπέδου αστοχία επιτυγχάνεται μόνο για τον 1<sup>ο</sup> όροφο. Εκτός επιπέδου αστοχία ωστόσο, παρατηρείται σε όλους τους ορόφους καθ' ύψος, γεγονός που φαίνεται και στην **Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε..** Οι αποκρίσεις του 2<sup>ου</sup> και 3<sup>ου</sup> επιπέδου στην εικόνα έχουν εκτυπωθεί κάτω από την ευθεία της απόκρισης του 4<sup>ου</sup> ορόφου (ταυτόχρονο πλοτάρισμα στο matlab), δεν είναι διακριτές, ωστόσο επιβεβαιώνουν την λειτουργία αυτή.



Εικόνα 6-22: Εκτός επιπέδου απόκριση δύναμης παραμόρφωσης ισοδύναμου θλιπτήρα

Στη συνέχεια εκτυπώνεται η σχετική μετακίνηση όλων των ορόφων ανηγμένη προς το ύψος αυτών σε σχέση με την ολική τέμνουσα βάσης του κτηρίου. Παρατηρείται συγκέντρωση όλης της παραμόρφωσης στο κρίσιμο γυμνό όροφο, όπως αναμενόταν και αστοχία λόγω αυτού με ψαθυρό τρόπο στο σημείο όπου και οι διατάξεις του κανονισμού FEMA 273 συμφωνούν.

Ο δείκτης  $\theta$  με την μορφή της σχέσης μπορεί να θεωρηθεί το σημαντικότερο γενικό κριτήριο αστοχίας του κτιρίου, όταν το κύριο φέρον σύστημα αποτελείται από πλαίσια και το κτίριο διαθέτει, κατά επαρκή προσέγγιση, συμμετρία γύρω από 2 άξονες ή σημαντική δυστρεψία.

$$\theta = \frac{N_{o\lambda}\Delta_i}{V_{o\lambda}} \quad (6-3)$$

όπου:

$N_{o\lambda}, V_{o\lambda}$  οι συνολικές αξονική και τέμνουσα δύναμη των κατακορύφων στοιχείων του ορόφου υπό τον ισχύων σεισμικό συνδυασμό,

$\Delta_i$  η σχετική μετακίνηση ορίζεται ως ο λόγος της σχετικής μετακίνησης ορόφων προς το ύψος του ορόφου, δηλαδή:

$$\Delta_i = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i} \quad (6-4)$$

όπου  $\delta_i$  είναι η μετακίνηση του ορόφου  $i$  και  $h_i$  το ύψος του ορόφου.

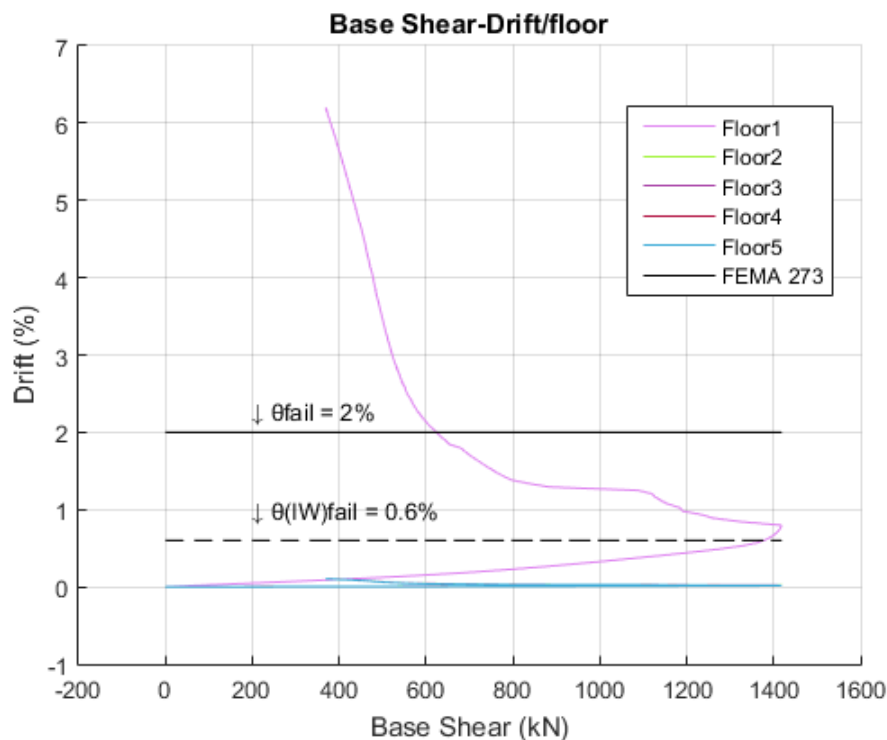
Κατά τον ΕΑΚ, ο περιορισμός του  $\theta$  οφείλει να ελέγχεται ξεχωριστά σε δύο ορθογώνιες διευθύνσεις X και Y. Σε περίπτωση που  $0.10 < \theta \leq 0.20$  η επιρροή 2<sup>ης</sup> τάξεως λόγω της σχετικής μεταθετότητας των πλακών επιτρέπεται να λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά με πολλαπλασιασμό των αποτελεσμάτων της αντίστοιχης σεισμικής δράσης επί συντελεστή  $\frac{1}{1-\theta}$ .

Το  $\theta$  δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την τιμή 0.20 σε καμία περίπτωση. Το παραπάνω ανώτατο όριο κατά ΕΑΚ έχει προσδιοριστεί επίσης σε διάφορους αντισεισμικούς κανονισμούς και οδηγίες, όπως η FEMA-273 [1997], σύμφωνα με οδηγίες της οποίας οι οριακές τιμές για πλαισιωτές κατασκευές και ανάλογα με την ζητούμενη στάθμη συμπεριφοράς είναι:

Πίνακας 6-2: Οριακές τιμές σχετικής μετακίνησης ορόφων κατά FEMA-273

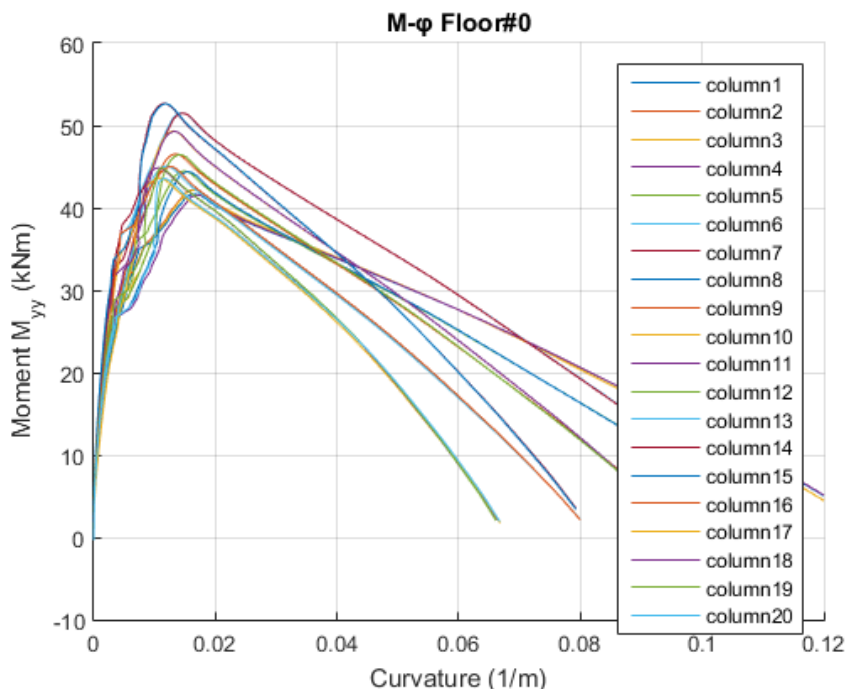
Στάθμη συμπεριφοράς	Σχετική Μετακίνηση
	Πλαίσια Ω.Σ.
Άμεση λειτουργία	1% προσωρινή, αμελητέα μόνιμη
Ασφάλεια ζωής	2% προσωρινή, 1% μόνιμη
Αποφυγή κατάρρευσης	4% προσωρινή ή μόνιμη

Το όριο της σχετικής μετάθεσης για αποφυγή αστοχίας τίθεται σε 0.6% για άοπλη τοιχοποιία πληρώσεως.

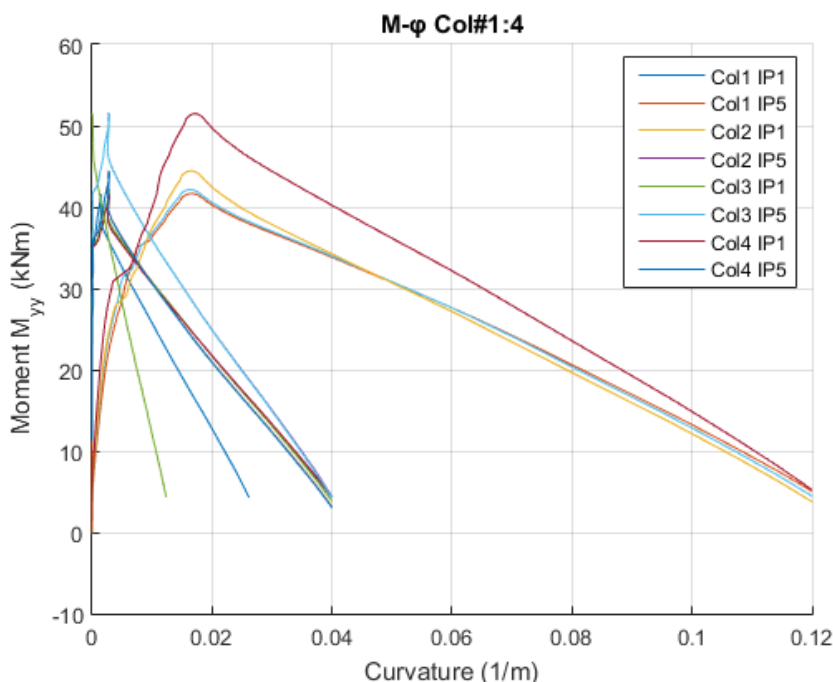


Εικόνα 6-23: Καμπύλη σχετικής μετακίνησης ορόφων και επαλληλία με διατάξεις FEMA-273.

Τέλος, μέσω του κώδικα που δίνει εποπτεία ροπών καμπυλοτήτων ή επαγωγικά ροπών στροφών και τεμνουσών – μετατοπίσεων, εκτυπώνονται τα διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων στα ακραία σημεία ολοκλήρωσης (βάση και κορυφή των υποστυλωμάτων) και ορθά παρατηρείται πλαστικοποίηση όλων υποστυλωμάτων (αστοχία σκυροδέματος).



Εικόνα 6-24: Διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων υποστυλωμάτων ισογείου.

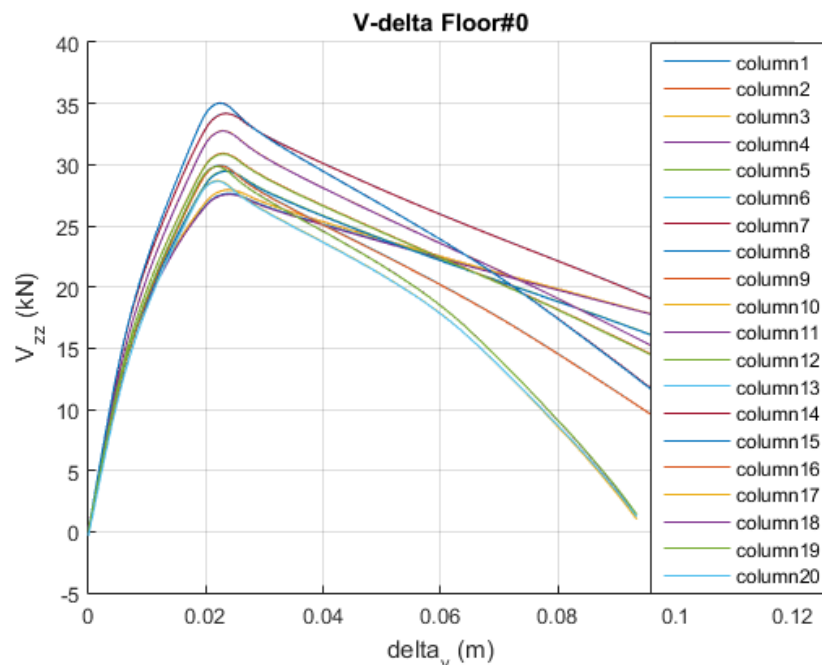


Εικόνα 6-25: Διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων υποστυλωμάτων ισογείου.

Παρακολούθηση των αναπτυσσόμενων καμπυλοτήτων κατά μήκος του υποστυλώματος και συγκεκριμένα ταυτόχρονη εκτύπωση στην κορυφή και τη βάση των τεσσάρων υποστυλωμάτων μιας ακραίας σειράς φανωμάτων (Εικόνα 6-25), δείχνει την σημαντικά μικρότερη ανεπτυγμένη καμπυλότητα στην διατομές "IP1"(Integration Point 1-βάση) σε σχέση με αυτές των "IP5" (Integration Point 5-κορυφή). Το παραπάνω αποδίδεται στην μεγαλύτερη αξονική στη βάση των υποστυλωμάτων που περιορίζει την τοπική διαθέσιμη πλαστιμότητα.

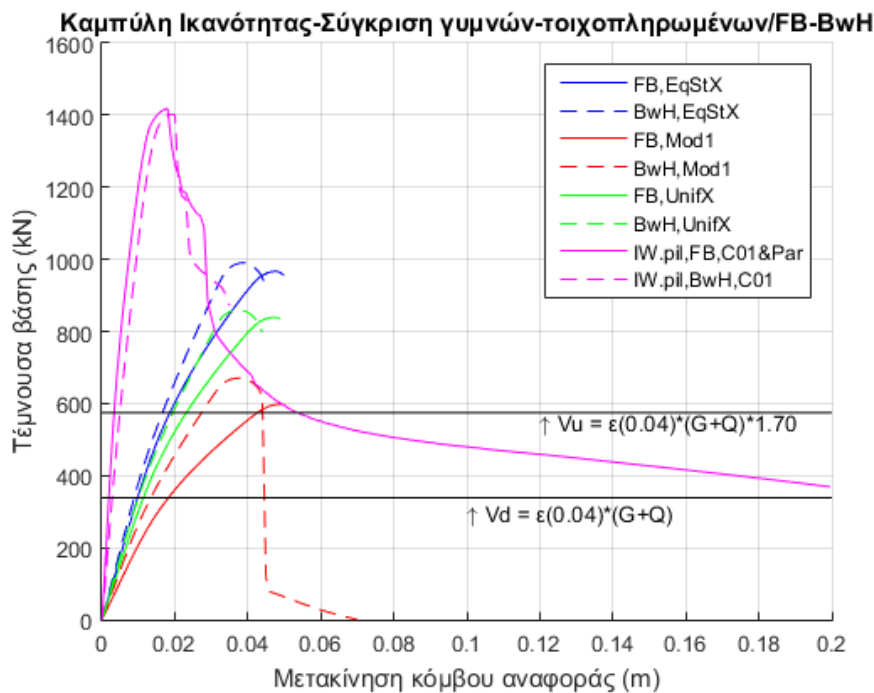
Μεγαλύτερη αξονική συνεπάγεται μεγαλύτερο ύψος θλιβόμενης ζώνης για παραλαβή αυτής, το οποίο εξηγείται στην Παράγραφο 2.5.2.

Επιπλέον εκτυπώνεται και η παράλληλη συμπεριφορά σε διάτμηση και σχετική διατμητική μετακίνηση των υποστυλωμάτων της βάσης με στόχο τον έλεγχο προήγησης της κάμψης έναντι διάτμησης.



Εικόνα 6-26: Διαγράμματα τέμνουσας –σχετικής μετακίνησης υποστυλωμάτων ισογείου.

Πράγματι βασιζόμενοι στο διάγραμμα ικανότητας ροπών στρωφών του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για το δυσμενέστερο υποστύλωμα (μεγαλύτερη αξονική) (



Εικόνα 6-27: Καμπύλη Ικανότητας προσομοιωμάτων γυμνών και τοιχοπληρωμένων πλαισίων προσομοιώματος ForceBased, ForceBeamWithHinges πραγματικής μη-γραμμικότητας υλικού



Μια σύνοψη της επίδρασης της τοιχοπλήρωσης αφορά στα εξής:

- Μεγάλη αρχική δυσκαμψία συστήματος. Το γεγονός αυτό επιβεβαιώνεται και στην Εικόνα 5-9 (Συγκριτική απόδοση έξι πρώτων ιδιομορφών γυμνού και τοιχοπληρωμένου προσομοιώματος κατανεμημένης πλαστιμότητας forcebased) στην οποία φαίνεται η αλλαγή της κατανομής της αρχικής ελαστικής δυσκαμψίας και η έντονη μεταβολή των ιδιοπεριόδων ( $T_1' = 0.52sec$  έναντι  $T_1 = 0.91sec$ )
- Τα διαθέσιμα στοιχεία τοιχοπλήρωσης αποδίδουν μια μικρή δυνατότητα απορρόφησης της ενέργειας του σεισμού λόγω της μεγάλης υπεραντοχής τους. Ωστόσο δεδομένης της κατανομής, το σύστημα δεν αποκτά καμία συνολική πλαστιμότητα εφόσον κρίσιμο πλέον είναι το επίπεδο του ισογείου, του οποίου η διαθέσιμη πλαστιμότητα εξαντλείται άμεσα.
- Μετά την αστοχία των τοίχων πλήρωσης του πρώτου ορόφου, η 'ενίσχυση' έναντι πλευρικής αστάθειας αναιρείται και το σύστημα αστοχεί λόγω Drift, περνώντας το επιτρεπτό όριο των κανονισμών που υιοθετήθηκαν.

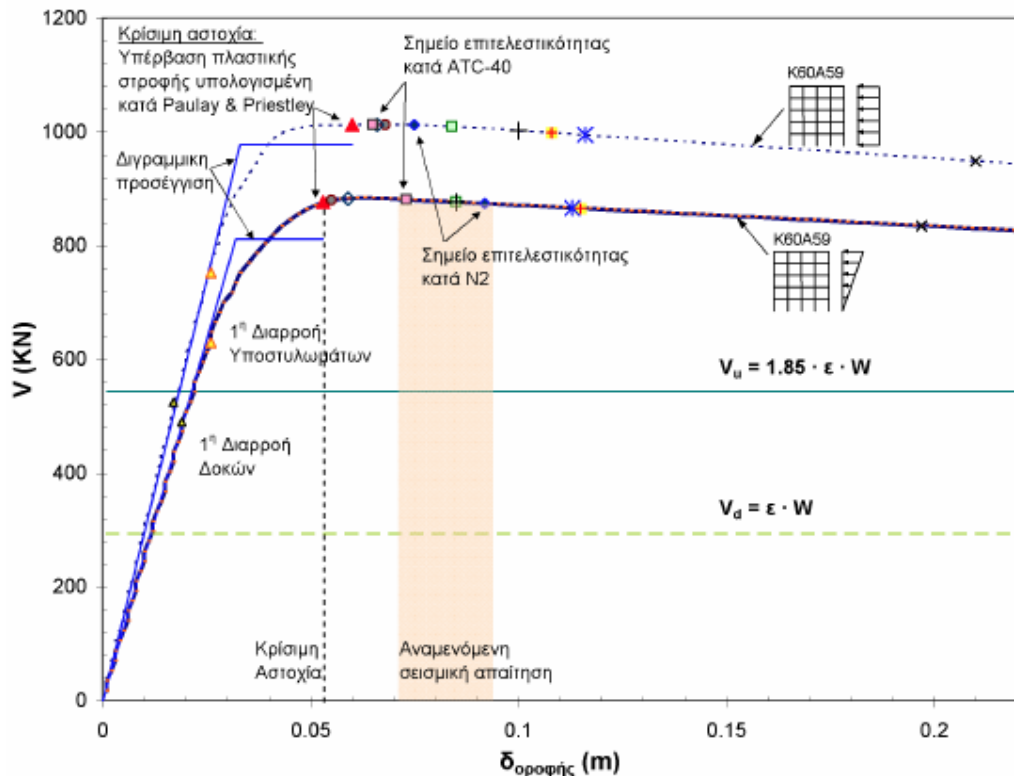
Στον Πίνακα Πίνακας 6-3 επιλέγεται να παρουσιασθούν μερικά συνοπτικά αποτελέσματα των μη-γραμμικών στατικών αναλύσεων για όλα τα προσομοιώματα και την δυσμενέστερη κατανομή φόρτισης (κατανομή σύμφωνα με την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή) και για τη κρίσιμότερη διεύθυνση του κτηρίου. Συγκεκριμένα αποτυπώνονται:

- η δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος του κτηρίου  $T_1$ ,
- η μέγιστη τέμνουσα βάσης  $V_{max}$ ,
- η υπολογιζόμενη υπεραντοχή  $\Omega$  του κτηρίου μεταξύ της τιμής ονομαστικής αστοχίας ( $80\% \cdot V_{max}$ ) και της ισοδύναμης οριακής αντοχής σχεδιασμού  $V_u$ ,
- η μετακίνηση 1<sup>ης</sup> διαρροής  $\delta_y$ ,
- η μετακίνηση αστοχίας  $\delta_u$  που αντιστοιχεί στην ονομαστική τιμή αστοχίας,
- η πλαστιμότητα  $\mu$  του πραγματικού συστήματος, και τέλος
- το κρίσιμο κριτήριο αστοχίας

Πίνακας 6-3: Αποτελέσματα μη γραμμικών στατικών αναλύσεων

Φορέας	$T_1$ (sec)	$V_{max}$ (kN)	$\Omega$	$\delta_y$ (m)	$\delta_u$ (m)	$\mu$	Κριτήριο αστοχίας
b.FB.Mod1	0.91	598.0	0.83	0.0111	0.050	4.50	$\theta_{pl}$
b.FB.UnifX	0.91	839.1	1.17	0.0081	0.049	6.05	$\theta_{pl}$
b.FB.EqStX	0.91	966.7	1.36	0.0081	0.050	6.17	$\theta_{pl}$
b.BwH.Mod1	0.84	670.3	0.93	0.0061	0.044	7.21	$\theta_{pl}$
b.BwH. UnifX	0.84	859.4	1.20	0.0081	0.044	5.43	$\theta_{pl}$
b.BwH. EqStX	0.84	990.4	1.38	0.0091	0.045	4.95	$\theta_{pl}$
IW_pil.FB	0.52	1418.3	1.97	0.0121	0.025	2.06	<i>maxDrift</i>
IW_pil.BwH	0.44	1400.2	1.95	0.011	0.024	2.18	<i>maxDrift</i>

Κριτήριο ορθότητας τόσο της προσομοίωσης, όσο και των αναλύσεων αποτέλεσε η διατριβή Ρεπαπή [15]. Παρατηρήθηκε κατά την πλειοψηφία των κοινών διερευνητικών συνδυασμών ικανοποιητική σύγκλιση των αποτελεσμάτων των μη γραμμικών στατικών αναλύσεων, οι οποίες συγκεντρωτικά αποτυπώνονται, για τη μεν προσωπική δουλειά στον Πίνακα 6-3, για τη δε αναφορά [15] στην Εικόνα 6-28.



Εικόνα 6-28: Καμπύλη Ικανότητας κτηρίου K60A59 κατά διερεύνηση Ρεπαπή [15].

### 6.2.2 Υπολογισμός μεγεθών διαρροής και αστοχίας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στην παράγραφο αυτή υπολογίζονται αναλυτικά οι καμπύλες ροπών στρωφών για τα δυσμενέστερα υποστυλώματα ανά κατηγορία διατομής, αλλά και για τις δοκούς (θεωρούνται κοινές σε όλα τα επίπεδα απλοποιητικά). Ο υπολογισμός βασίζεται στις σχέσεις που υιοθετεί ο Κανονισμός Επεμβάσεων για δοκούς και υποστυλώματα, αναγνωρίζοντας ότι αυτές αποτελούν αποτέλεσμα σύνθεσης πολλών παραδοχών (αξονική που λαμβάνεται υπόψη, διατμητικό μήκος, κ.α.), οπότε καλό είναι να χρησιμοποιούνται προσεκτικά. Αναλυτικά οι σχέσεις παρατίθενται στα Κεφάλαια 3.3, 3.4, 3.5.

Η εξασθένηση της διατμητικής αντοχής μετά την ανακύκλιση οφείλεται σε συνδυασμό πολλών μηχανισμών, όπως:

- i. Η λειοτρίβιση των επιφανειών των ρωγμών και η εξασθένηση του μηχανισμού αλληλεμπλοκής αδρανών
- ii. Η διεύρυνση των ρωγμών με τη συσσώρευση ανελαστικών παραμορφώσεων (μήκυνσης) στους συνδετήρες, η μείωση των τάσεων συνάφειας κατά μήκος τους λόγω της ανακύκλισης, καθώς και η επακόλουθη εξασθένηση του μηχανισμού αλληλεμπλοκής αδρανών.
- iii. Η εξασθένηση της δράσης βλήτρου (των διαμήκων οπλισμών) με την ανακύκλιση της έντασης, και

- iv. Η ανάπτυξη διαμπερών καμπτικών ρωγμών με την ανακύκλιση και η μείωση της αντίστασης σε τέμνουσα της θλιβόμενης ζώνης.

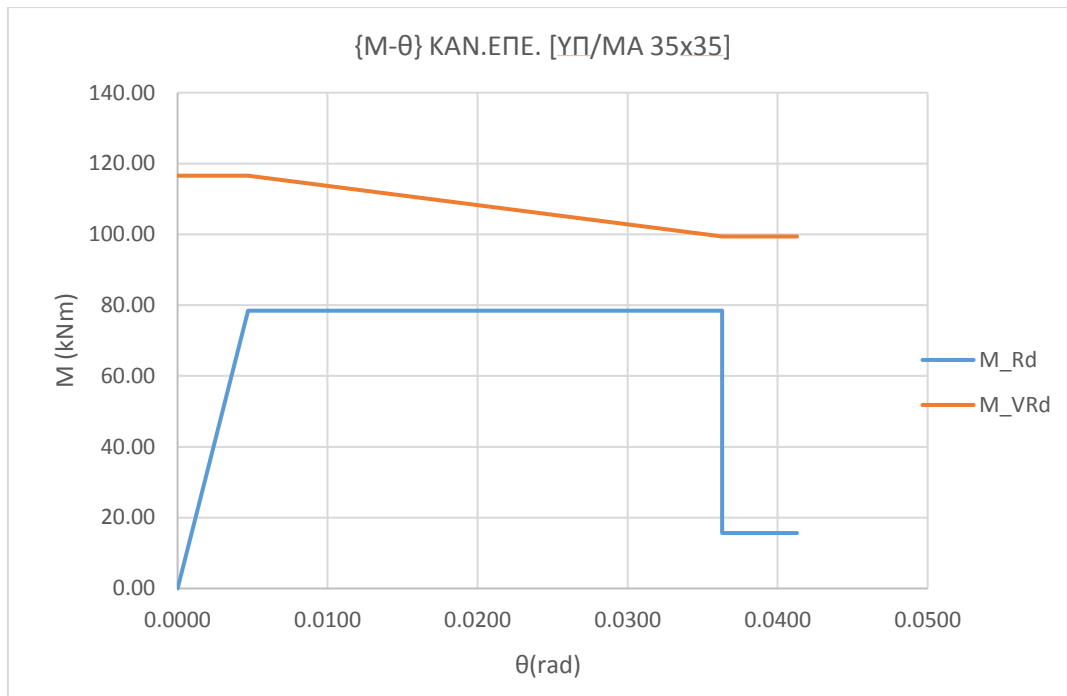
Σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., ο έλεγχος της διατμητικής αντοχής κάθε μέλους γίνεται με τιμές αξονικής δύναμης και λόγου διάτμησης οι οποίες παρουσιάζονται σταδιακώς κατά τις φορτίσεις που λαμβάνονται υπόψη στη σύνταξη της καμπύλης αντίστασης. Απλοποιητικώς, επιτρέπεται να γίνεται ο έλεγχος αυτός σε κάθε μέλος με τιμές αξονικής δύναμης και λόγου διάτμησης ίσες με εκείνες που συμβαίνουν στο μέλος αυτό κατά τη στιγμή της κρίσιμης μετακίνησης του δομήματος [1].

Έχοντας ως βάση την παραπάνω διάταξη υπολογίστηκαν:

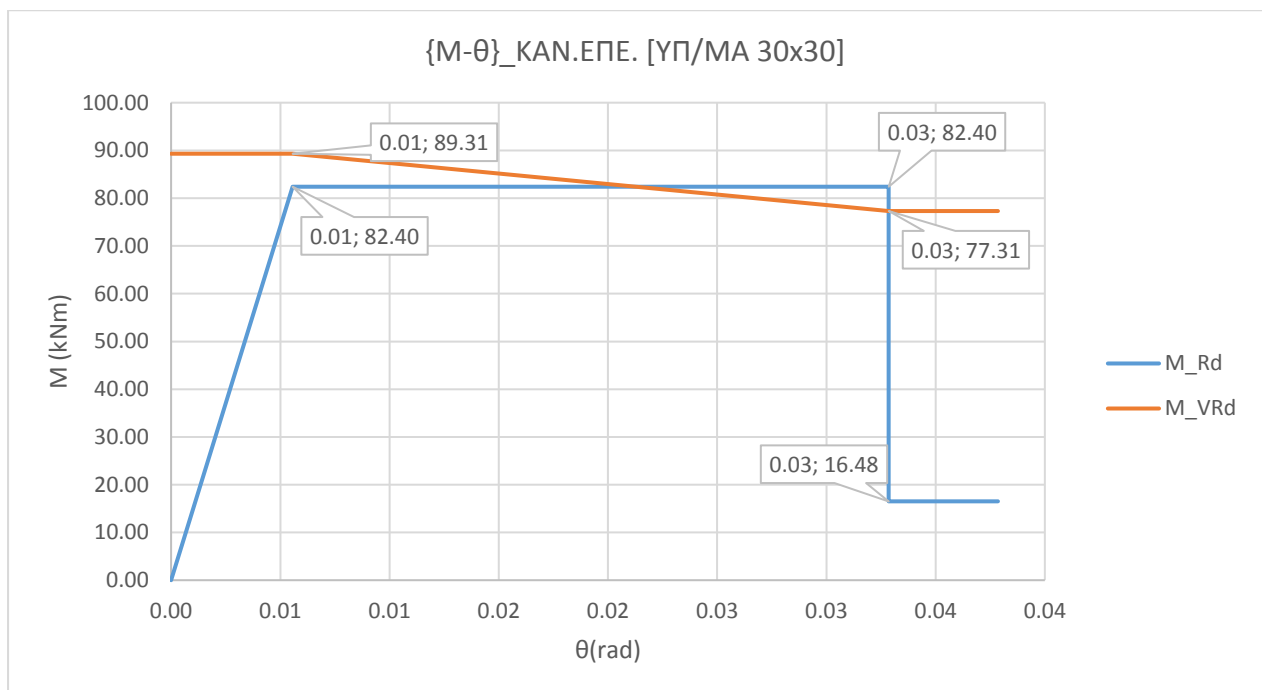
- i. Τυπική καμπύλη ροπών στροφών δυσμενέστερου υποστυλώματος διαστάσεων 35x35m
- ii. Τυπική καμπύλη ροπών στροφών δυσμενέστερου υποστυλώματος διαστάσεων 30x30m
- iii. Τυπική καμπύλη ροπών στροφών δυσμενέστερου υποστυλώματος διαστάσεων 25x25m
- iv. Τυπική καμπύλη ροπών στροφών τυπικής δοκού στη στήριξη
- v. Τυπική καμπύλη ροπών στροφών τυπικής δοκού στο άνοιγμα.

Για τα δύο τελευταία διαγράμματα οφείλει να σχολιασθεί η σύμπτωση των αποτελεσμάτων εφόσον δεχθήκαμε ότι ο μισός διαμήκης εφελκυσμένος οπλισμός των δοκών στο άνοιγμα, κάμπτεται υπό γωνία  $45^\circ$  στα άκρα των δοκών οπότε αποτελεί εφελκυσμένο οπλισμό για την απαίτηση σε θετική ροπή στη στήριξη.

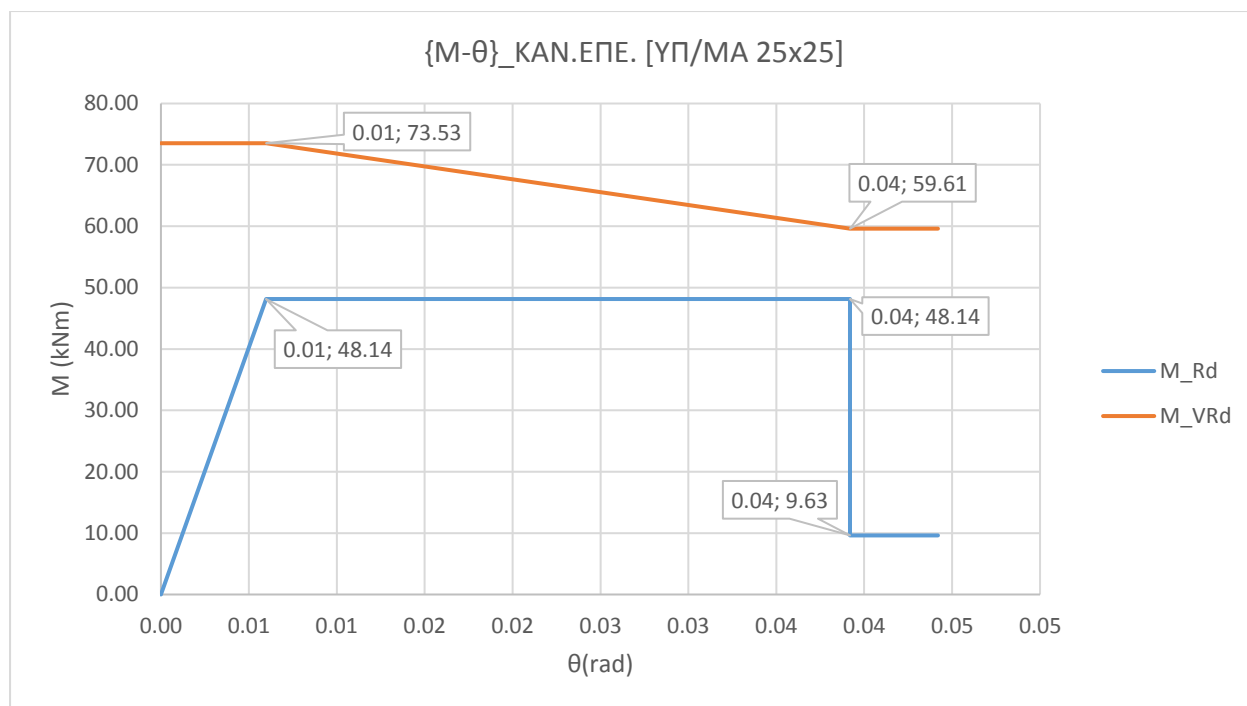
Επιπλέον αβεβαιότητα που οφείλει να αναφερθεί είναι το γεγονός ότι εφόσον το σεισμικό φαινόμενο αποτελεί όχι μονοτονική αλλά ανακυκλιζόμενη φόρτιση, η παραδοχή εφελκυσμένου και θλιβόμενου οπλισμού είναι σχετική για τις δοκούς, ενώ για τα υποστυλώματα, η άγνοια του σημείου της ουδέτερης ζώνης εισάγει επιπλέον αβεβαιότητα στην υπόθεση θλιβόμενου και εφελκυσμένου τμήματος (που εδώ έχει ληφθεί η παραδοχή του μισού γεωμετρικού ποσοστού οπλισμού ως θλιβόμενου και του μισού ως εφελκυσμένου).



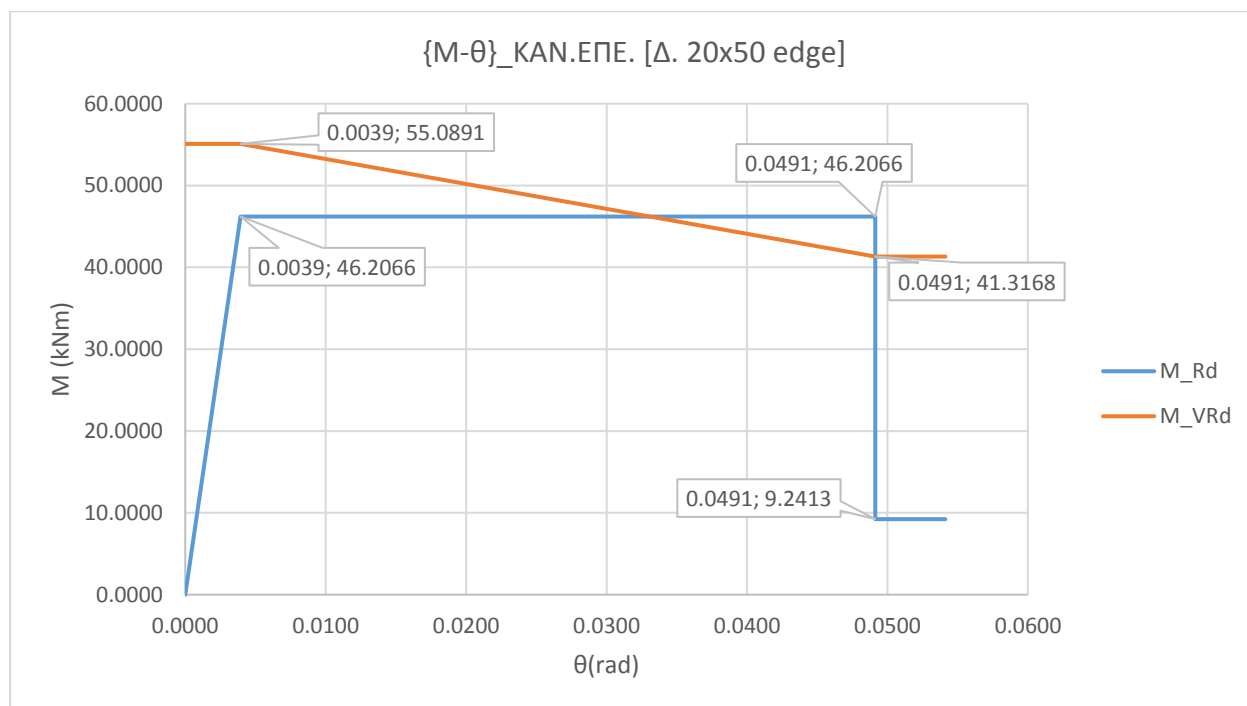
Εικόνα 6-29: Τυπική καμπύλη ροπών στρωφών δυσμενέστερου υποστυλώματος διαστάσεων 35x35m. κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.



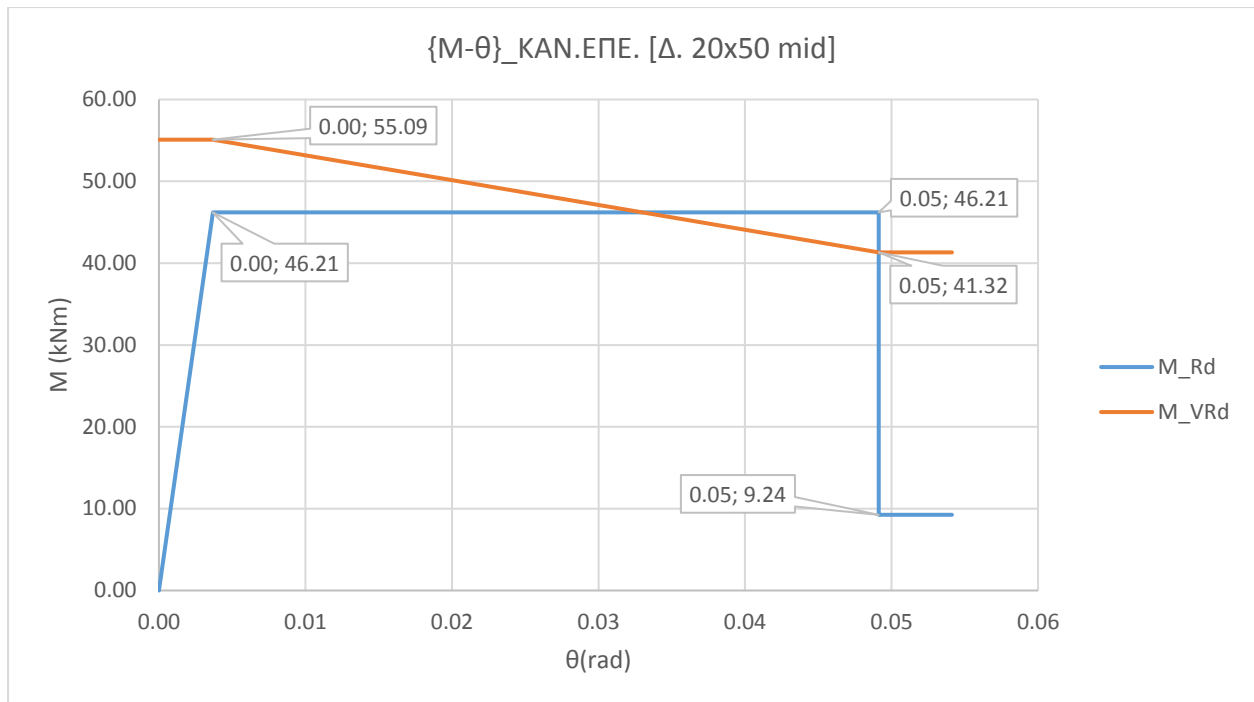
Εικόνα 6-30: Τυπική καμπύλη ροπών στρωφών δυσμενέστερου υποστυλώματος διαστάσεων 30x30m. κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Εικόνα 6-31: Τυπική καμπύλη ροπών στρωφών δυσμενέστερου υποστυλώματος διαστάσεων 25x25m. κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Εικόνα 6-32: Τυπική καμπύλη ροπών στρωφών τυπικής δοκού στη στήριξη κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Εικόνα 6-33: Τυπική καμπύλη ροπών στρωφών τυπικής δοκού στο μέσον κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

### 6.2.3 Επίπεδο Διατομής

Θεωρώντας την απλοποιητική παραδοχή προσομοώσης της διατομής βάσει της αρχής Bernoulli (οι επίπεδες διατομές πριν την εφαρμογή της φόρτισης παραμένουν επίπεδες και μετά τη φόρτιση, έχει σαν αποτέλεσμα οι βασικές παράμετροι (κινηματικοί βαθμοί ελευθερίας) χαρακτηρισμού της διατομής να είναι οι τρεις ανεξάρτητες κινηματικές παράμετροι  $\langle -\hat{\varepsilon}, -\varphi_y, -\varphi_z \rangle$ , όπου:

- $\hat{\varepsilon}$  η ανηγμένη παραμόρφωση στον άξονα
- $\varphi_y$  η καμπυλότητα περί τον άξονα κύριας κάμψης
- $\varphi_z$  η καμπυλότητα περί τον εγκάρσιο άξονα (για την περίπτωση διαξονικής κάμψης – περίπτωση μας εφόσον μιλάμε για ένα πρόβλημα στο χώρο)

Τα αντιστοιχιζόμενα μεγέθη στους παραπάνω βαθμούς ελευθερίας είναι η αξονική, καθώς και οι ροπές κατά τοπικό άξονα  $y$  και τοπικό άξονα  $z$  αντίστοιχα  $\langle N, M_y, M_z \rangle$ . Ως συνέπεια των παραπάνω καθίσταται ικανό να καθοριστεί το (γραμμικό-επίπεδο) πεδίο παραμορφώσεων της διατομής  $\varepsilon(y, z)$  με βάση τη γραμμική κατανομή:

$$\varepsilon(y, z) = -\hat{\varepsilon} + z\varphi_y + y\varphi_z \quad (6-5)$$

Επιπλέον γίνονται οι υποθέσεις:

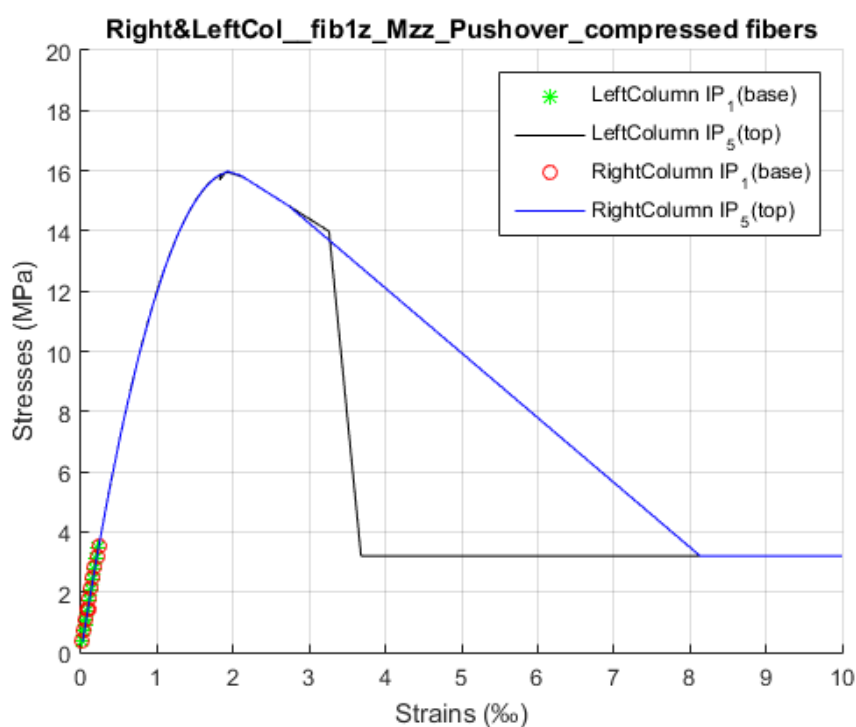
- Μη αρχικής παραμόρφωσης σε κάποιο σημείο της διατομής (π.χ. προένταση)
- Πλήρης συνεργασία μεταξύ τμημάτων του υλικού στην ίδια θέση  $\{y, z\}$ . Καμία σχετική μετακίνηση που υπονοεί απουσία συνάφειας.
- Εφόσον τηρείται η επιπεδότητα διατομής και μετά την κάμψη, και η πλήρης συνάφεια μεταξύ διαφόρων υλικών, η εν λόγω σχέση ισχύει για οποιαδήποτε διατομή

αποτελούμενη από οποιαδήποτε συνδυασμένα υλικά (σύνθετο υλικό ωπλισμένου σκυροδέματος, διατομή ωπλισμένου σκυροδέματος με ενισχύσεις ΙΟΠ, μανδύες από ΩΣ διαφόρων κατηγοριών σκυροδέματος κ.λ.π).

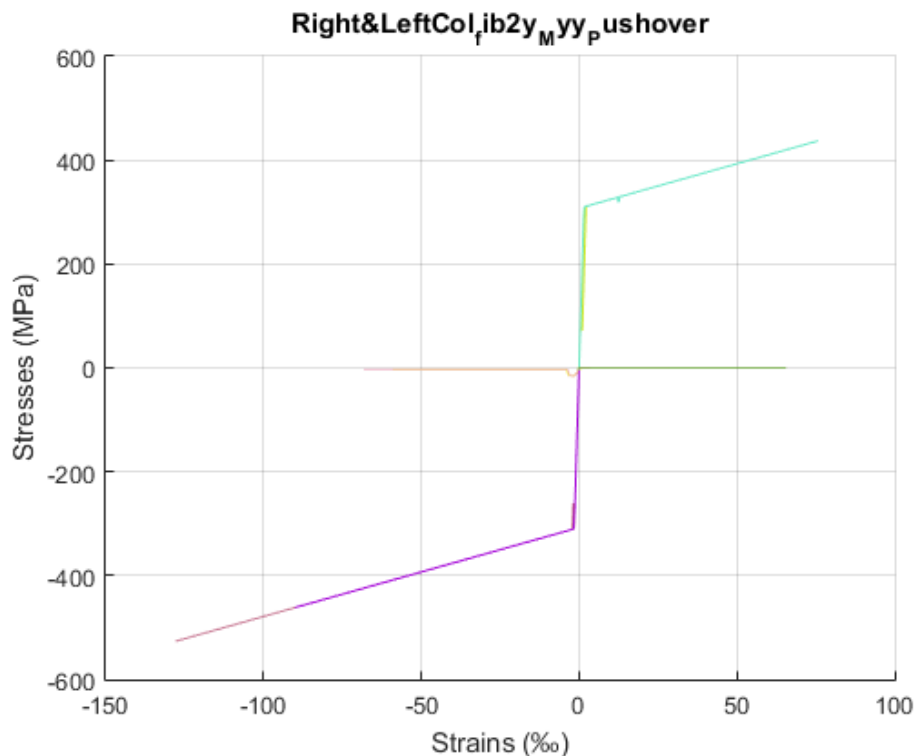
Πέραν των μεγεθών των καμπυλοτήτων  $-\varphi_y, -\varphi_z$  τα οποία εμπίπτουν στην μελέτη σε επίπεδο ινών αλλά μέσω παραδοχών ολοκλήρωσης κατά μήκος των θεωρούμενων μηκών πλαστικής άρθρωσης μπορούν να μετατραπούν σε στροφές χορδής και να εμπίπτουν στα μεγέθη που εξετάζονται στην Παράγραφο **Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε.**, προγραμματίστηκε ρουτίνα που να αποδίδει το μέγεθος  $-\varepsilon$ , δηλαδή την αξονική παραμόρφωση σε επίπεδο ίνας.

Ενδεικτικά παρατίθενται δύο Εικόνες για την εποπτεία σε επίπεδο ινών. Αποτελούν εκτύπωση ινών σκυροδέματος και χάλυβα αντίστοιχα που ανήκουν στις ίδιες διατομές και συγκεκριμένα σε δύο ακραία υποστυλώματα που πλαισιώνουν εξωτερικά την ίδια δοκοσειρά.

Η Εικόνα 6-34 αποτυπώνει την αστοχία σκυροδέματος από κάμψη στην κορυφή των υποστυλωμάτων που ανήκουν (σημείο ολοκλήρωσης 5).



Εικόνα 6-34: Παρακολούθηση ακραίων σημείων ολοκλήρωσης θλιβόμενης ίνας ακραίων κολωνοσειρών προσομοιώματος με καταστατικό νόμο υλικού πραγματικής πλαστικότητας



Εικόνα 6-35: Πραγματική απόκριση εφελκυσμένης διατομής χάλυβα οπλισμού κατά την μη γραμμική στατική ανάλυση (Matlab)

Η Εικόνα 6-35 αποτελεί παράγωγο ταυτόχρονης εκτύπωσης της απόκρισης οκτώ ινών χάλυβα (τέσσερις προσανατολισμένες κατά τον τοπικό άξονα  $y$  και τέσσερις προσανατολισμένες κατά τον τοπικό άξονα  $z$ ) οι οποίες ανήκουν σε δύο διαφορετικά ακραία υποστυλώματα ισογείου της ίδιας δοκοσειράς. Η καταπόνηση προκύπτει από οριζόντια φόρτιση του φορέα και επιβολή της μη γραμμικά στατικά (ανάλυση *rushover*). Το παραπάνω, εφόσον αποτυπώνονται ακραία υποστυλώματα κατά τη διεύθυνση φόρτισης, συνεπάγεται επιπλέον θλίψη για το ένα υποστυλώμα και μικρό εφελκυσμό του ήδη θλιβόμενου λόγω βαρυτικών φορτίων συμμετρικού υποστυλώματος (λογική ανάπτυξης ζεύγους δυνάμεων για την παραλαβή της φόρτισης που προκαλεί κάμψη του συστήματος). Συνεπώς για τις τέσσερις ίνες (δύο ανά υποστυλώμα) που δρουν εντός επιπέδου (επίπεδο κάμψης), γνωρίζουμε ότι η μία εφελκύεται ενώ η άλλη συμμετέχει στην παραλαβή θλίψης. Παρατηρώντας την Εικόνα 6-35 βλέπουμε μια διαρρεύσασα ίνα υπό εφελκυσμό (γαλάζια γραμμή), δύο διαρρεύσασες ίνες σε θλίψη (μωβ και ρόζ γραμμή) και μία ίνα που βρίσκεται ακόμα στο ελαστικό κλάδο. Έτσι δύναται η δυνατότητα παρακολούθησης της διαρροής ή μη παράλληλα σε δύο υποστυλώματα.



## 7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα συμπεράσματα που προκύπτουν από την παρούσα εργασία μπορούν να οργανωθούν σε δύο επίπεδα. Το πρώτο αφορά στη φύση των μη γραμμικών προβλημάτων και στην κατά το δυνατόν κατανόηση τους μέσω των διαθέσιμων μέσων του λογισμικού μη γραμμικών αναλύσεων OpenSees. Το δεύτερο αφορά στην εκτίμηση της απόκρισης φορέων ωπλισμένου σκυροδέματος συστήματος γυμνών ή τοιχοπληρωμένων πλαισίων.

Όσον αφορά στα μη γραμμικά φαινόμενα, το βασικό συμπέρασμα είναι η ευαισθησία των πολλών παραμέτρων που αυτά εμπεριέχουν για τον σωστό ορισμό του προβλήματος. Αρχικά, η αποτίμηση της μη γραμμικότητας ως ιδιότητα αποτελεί μέλημα που στόχο του έχει την όσο το δυνατόν καλύτερη απόδοση της πραγματικής – φυσικής συμπεριφοράς ενός δομήματος σε καθολικό ή τοπικό επίπεδο. Για το λόγο αυτό έγινε προσπάθεια να συνεκτιμηθούν τόσο η μη γραμμικότητα υλικού όσο και η μη γραμμικότητα προσομοιώματος. Οφείλει να συμπεριληφθεί στην τελική αναφορά της παρούσας δουλειάς η ευαισθησία παρακολούθησης των φαινομένων αυτών καθότι μη γραμμικότητα συνεπάγεται διαρκή μεταβολή των μηχανικών και αδρανειακών ιδιοτήτων των μελών που λαμβάνονται υπόψη στην σύνθεση του μητρώου δυσκαμψίας του φορέα και την επίλυση του. Η επιβολή τόσο των στατικών όσο και των οριζοντίων φορτίων σε βήματα επιτρέπει την παρακολούθηση αυτής της αλλαγής, ωστόσο εξαρτάται από ένα πλήθος παραμέτρων όπως η ακρίβεια σύγκλισης, οι εσωτερικές διορθωτικές επαναλήψεις μέχρι την επίτευξη αυτής αλλά και το συνολικό πλήθος των βημάτων επιλογής ή ισοδυνάμως, του ποσοστού επιβαλλόμενης δύναμης ή παραμόρφωσης που επιβάλλεται στο σύστημα, που κάθε φορά καλείται να υπολογίζει το τροποποιημένο εφαπτομενικό μητρώο δυσκαμψίας του. Παρατηρήθηκε ιδιαίτερη δυσκολία στην αποτύπωση της απόκρισης όταν οι αστοχίες του συστήματος ήταν απότομες (απότομες πτώσεις κλάδων καταστατικών νόμων υλικών ή αστάθεια φορέα λόγω φαινομένων P-Δ). Έγινε προσπάθεια να αποτυπωθεί ο πραγματικός νόμος σκυροδέματος καθώς κρίθηκε βασικό κριτήριο αποτίμησης της συμπεριφοράς υφισταμένων κτηρίων. Το κτήριο που εξετάστηκε εκτιμήθηκε διατμητικά άοπλο, η συμβολή της περίσφιξης των συνδετήρων αποτιμήθηκε ως μηδενική με συνέπεια την έμφαση στο φθιτό κλάδος του υλικού. Συζητώντας κυρίως για καμπτικές αστοχίες, η δυνατότητα των στοιχείων κατανεμημένης πλαστιμότητας να παρακολουθούν την αλληλεπίδραση αξονικής και ροπής σε συνδυασμό με τον πιστό νόμο σκυροδέματος οδηγεί σε εναλλαγές στην απόκριση των στοιχείων ανάλογα με το επίπεδο

αξονικής φόρτισης. Ωστόσο ιδιαιτερότητα των στοιχείων αυτών (fiber elements) είναι η αδυναμία παρακολούθησης της διατμητικής αστοχίας του μέλους, γεγονός που οφείλει να παρακολουθείται με post procession διαδικασίες. Ακόμα, φαινόμενα όπως η ψαθυρή αστοχία του χάλυβα μετά τη θραύση, η εξόλκευση αυτού σε διατομές με ανεπάρκεια μάτισης (υποστυλώματα), η κακή αγκύρωση αυτών στις περιοχές κόμβων δοκών υποστυλωμάτων και η έλλειψη συνάφειας λόγω φύσης του λείου χάλυβα StI, είναι φαινόμενα που δεν αποτυπώθηκαν και οφείλουν να λαμβάνονται υπόψη στον τρόπο ελέγχου των αποτελεσμάτων. Τα μοντέλα κατανεμημένης πλαστιμότητας με τη λογική της ολοκλήρωσης των πλαστιμότητων σε μήκος μέλους (forcebased) συγκρίθηκαν με εκείνο της κατανεμημένης πλαστιμότητας με προσδιορισμό του καθορισμένου από το χρήστη μήκους προς πλαστικοποίηση (forceBeamWithHinges). Η σύγκριση των δύο οδηγεί στο συμπέρασμα της μεγαλύτερης εμφανιζόμενης δυσκαμψίας του δεύτερου μοντέλου. Το παραπάνω αποδίδεται στην διαφορετική ολοκλήρωση που εκπονούν οι αλγόριθμοι για την απόδοση του σημείου πλαστικοποίησης (καμπυλότητας αστοχίας). Για την ολοκλήρωση των καμπυλοτήτων στο μοντέλο forceBeamWithHinges ο αλγόριθμος λαμβάνει μήκος ίσο με το μισό της διάστασης του υποστυλώματος (παραδοχή Priestley et al). Αυτό ωστόσο δεν είναι απόλυτα σωστό καθώς η ολοκλήρωση σε επίπεδο ινών λαμβάνει υπόψη της διαφορετικό μήκος ολοκλήρωσης που αποτυπώνει ορθότερα την πλαστική κατάσταση των μελών του φορέα.

Σε δεύτερο επίπεδο αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας και της διαθέσιμης πλαστιμότητας μιας υφιστάμενης κατασκευής από Ω.Σ., συμπεραίνεται η πρακτικά ελαστική απόκριση αυτών. Η λογική των παλαιών κανονισμών που οδηγούσε σε κατασκευές με σχεδιασμό αντίθετο στην έννοια της δυνατότητας ανακατανομής των εντάσεων σε περίπτωση διαρροής των πρώτων στοιχείων του φορέα, αποτυπώθηκε έντονα στους ελέγχους των φορέων που εκπονήθηκαν. Η λογική ισχυρής δοκού, ασθενούς υποστυλώματος αποτελεί εχθρό της ικανοτικής λογικής, οδηγώντας σε αστοχία υποστυλωμάτων ορόφου και κατ' επέκταση σε ολική αστοχία του φορέα λόγω φαινομένων P-Δ. Ο παραπάνω κρίσιμος μηχανισμός ενισχύεται από την έλλειψη επαρκούς πλαστιμότητας των διατομών που οπλίζονται με το ελάχιστο για την εποχή γεωμετρικό ποσοστό της τάξης του 1%, ενώ απουσιάζει εντελώς η έννοια της τριαξονικής λειτουργίας αυτών, δεδομένης της αραιής κατανομής του διατμητικού οπλισμού καθ' ύψος. Τελικώς, παρατηρείται συγκέντρωση της βλάβης στον 3<sup>ο</sup> όροφο για τον οποίον η αξονική ένταση (φορτία τριών υπερκείμενων ορόφων και αξονική καταπόνηση λόγω οριζοντίων) ανάγεται στη μικρότερη διαθέσιμη διατομή (διαδοχική απομείωση των διατομών υποστυλωμάτων καθ' ύψος). Ελέγχεται ωστόσο και η πιθανότητα προήγησης της διατμητικής αστοχίας μέσω υπολογισμού της διατμητικής αντοχής βάσει σχέσεων που υποδεικνύονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ..

Τέλος, όσον αφορά στην επίδραση των τοιχοπληρώσεων στο μοντέλο, παρατηρείται μια εύλογη υπεραντοχή της τάξης του 2 (διπλασιασμός αρχικής φέρουσας ικανότητας δομήματος). Το παραπάνω προκύπτει με υπόθεση κατανομής περιμετρικών τοιχοπληρώσεων τύπου pilotis. Η αρχική εύλογα αυξημένη δυσκαμψία του φορέα που περιορίζει την έντονη μεταθετότητα των γυμνών φανωμάτων του κτηρίου και δη του κρίσιμου ορόφου, δεν δύναται να συμβάλει και στην δυνατότητα ανακατανομής των εντάσεων καθότι λόγω pilotis, τα πλέον θλιβόμενα υποστυλώματα αστοχούν (υψηλή αξονική και ελάχιστον διαμήκης οπλισμός) ενώ τα πλέον εφελκόμενα επίσης αναμένεται να αστοχήσουν καθότι κόβεται ο χάλυβας λόγω ελλιπούς μάτισης αυτού στη βάση. Αποδεικνύεται ότι οι θλιπτήρες που προσομοιώνουν τους τοίχους πλήρωσης λειτουργούν μέχρι και τον όροφο πάνω από το κρίσιμο ισόγειο, ενώ δεν

προλαβαίνουν να επιφορτιστούν οι ανώτεροι θλιπτήρες μετά την άμεση συγκέντρωση των πλαστικών παραμορφώσεων στο ισόγειο.

Η ενίσχυση ενός τέτοιου συστήματος τύπου pilotis με ανθρακονήματα θα προσέδιδε την απαιτούμενη περίσφιξη στον κρίσιμο όροφο ώστε να υποστηρίξει την ζητούμενη ροπή και αξονική που οδηγεί στην αστοχία αυτών.

Τέλος, αναφορά οφείλει να γίνει στην παραδοχή κατανομής των οριζοντίων φορτίων. Οι κατανομές που δοκιμάστηκαν επιδεικνύουν την προφανή κρισιμότητα της ιδιομορφικής κατανομής. Η ομοιόμορφη κατανομή, που σε ένα φορέα με περισσότερες ακανονικότητες θα προσέγγιζε το επαλληλιζόμενο ιδιόσχημα της κατασκευής, λαμβανομένων υπόψη και των ανωτέρω ιδιομορφών, οδηγεί το κέντρο βάρους του ασκούμενου φορτίου σε χαμηλότερο σημείο έναντι της ιδιομορφικής. Χαμηλότερο σημείο εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης οδηγεί σε μικρότερη ροπή ανατροπής ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και κατ' επέκταση σε μικρότερες μετατοπίσεις. Κατά συνέπεια οδηγεί σε εκτίμηση μεγαλύτερης φέρουσας ικανότητας της κατασκευής καθώς καθυστερεί η πρώτη διαρροή υποστυλώματος και κατ' επέκταση η αστοχία σταθερά του 3<sup>ου</sup> ορόφου. Η κατανομή σύμφωνα με τις μάζες του κάθε ορόφου, έχοντας λάβει υπόψη τις απομειωμένες μάζες του δώματος (όχι πρόβλεψη για τοίχους πλήρωσης), αποτελεί μια ακόμα ευμενέστερη εναλλακτική της προηγούμενης κατανομής, καθ' ότι το κέντρο βάρους της επιβαλλόμενης δύναμης κατεβαίνει ακόμα περισσότερο.



## 8 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΚΑΝ.ΕΠΕ. (*Κανονισμός Επεμβάσεων*), 2<sup>η</sup> Αναθεώρηση, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ). 2017.
- [2] Ε.Α.Κ. 2000, (*Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός*), Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ).
- [3] Ε.Κ.Ω.Σ. 2000, (*Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος*) Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ).
- [4] EN 1998-1: 2004, (Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια), CEN (European Committee for Standardisation), 2004.
- [5] EN 1998-3: 2005, (Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων), CEN (European Committee for Standardisation), 2005.
- [6] EN1996-1-1, Ευρωκώδικας 6: Σχεδιασμός Κατασκευών από Τοιχοποιία, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες για οπλισμένη και άοπλη τοιχοποιία, CEN (European Committee for Standardisation), 2005.
- [7] Βασιλικό Διάταγμα [Β.Δ.], Εφημερίς της Κυβερνήσεως, 19/26 Φεβρουαρίου 1959.
- [8] Pauley, T. και Priestley, M.J.N. *Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιία*. Μετάφραση της αγγλικής έκδοσης "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", 1992. Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 1996.
- [9] Ζέρης, Χ., «*Μη γραμμικά Προσομοιώματα Φορέων ΩΣ και χάλυβα*», διδακτικές σημειώσεις μαθήματος Μη Γραμμικά Προσομοιώματα Φορέων ΩΣ και χάλυβα. Διατμηματικό Πρόγραμμα Δομοστατικού Σχεδιασμού και Ανάλυσης Κατασκευών, Ε.Μ.Π. 2017.
- [10] Χουρδάκης, Γ., «*Στατική ανελαστική ανάλυση υφιστάμενων κατασκευών*». Μεταπτυχιακή εργασία. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., 2004.
- [11] Αυγενάκης, Ε., «*Διερεύνηση προσομοίωσης και απόκρισης κτηρίου στο σεισμό της Αθήνας '99, λαμβάνοντας υπόψη φαινόμενα κατευθυντικότητας*». Διπλωματική εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., 2013.

- [12] Ψυχάρης, Ι., *Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας*, διδακτικές σημειώσεις για το μάθημα "Αντισεισμική Τεχνολογία ΙΙ".
- [13] Φραγκιαδάκης, Μ., *Lecture notes: Nonlinear analysis of Steel and RC frame structures*, Ε.Μ.Π. Athens, December 2015.
- [14] Τάσιος, Θ., «*Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών Και Ενισχύσεων*», Σημειώσεις μαθήματος Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών Και Ενισχύσεων, Διατμηματικό Πρόγραμμα Δομοστατικού Σχεδιασμού και Ανάλυσης Κατασκευών, Ε.Μ.Π., 2016.
- [15] Ρεπαπής, Κ., «*Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων από Ω.Σ.*» Διδακτορική Διατριβή, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π. Αθήνα, 2007.
- [16] Λυκίδης, Γ., «*Στατική και Δυναμική Ανάλυση Κατασκευών από Ω.Σ. με χρήση Τρισδιάστατων Πεπερασμένων Στοιχείων Διανεμημένης Ρηγμάτωσης*», Διδακτορική Διατριβή, Αθήνα, 2007.
- [17] Zeris, C., Mahin, S., «*Analysis of reinforced concrete beam-columns under uniaxial excitation*», Journal of Structural Engineering, 1988.
- [18] Repapis, C., Vitzileou E., Zeris C., «*Evaluation of the seismic performance of existing RC Buildings: I. Suggested Methodology*», Journal of Earthquake Engineering, Imperial College Press.
- [19] Repapis, C., Vitzileou E., Zeris C., «*Evaluation of the seismic performance of existing RC Buildings: II. A Case Study For Regular And Irregular Buildings*», Journal of Earthquake Engineering, Imperial College Press.
- [20] Zeris, C., Vitzeleou, E., Repapis, C., «*Seismic Performance Of Existing Irregular R.C Buildings*», Proceedings of the 4rth European workshop of the seismic behavior of irregular and complex structures, 26-27 August, Thessaloniki, Greece.
- [21] Χρονόπουλος, Μ.Π., «*Τοιχοπληρώσεις (Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.)*», Φοιτητικό Συνέδριο Επισκευών/ Ενισχύσεων, Πάτρα, Φεβρουάριος 2009, 2010, 2011, 2015.
- [22] Καρδαλά, Μ., «*Προσέγγιση συμπεριφοράς πλαστικών αρθρώσεων με πεπερασμένα στοιχεία σε δοκούς από ωπλισμένο σκυρόδεμα*», Μεταπτυχιακή εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., Απρίλιος 2014
- [23] Βιντζηλαίου Ε., Τάσιος Θ.Π. «*Συμπεριφορά έναντι σεισμού και σχεδιασμός τοιχοπληρωμένων πλαισίων Ω.Σ.*», 9ο Ελληνικό Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, Καλαμάτα, 1990.
- [24] Chopra, A. K. «*Δυναμική των κατασκευών, θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική*», Εκδόσεις Μ.Γκιούρδας, 2008.
- [25] Ibarra, Luis F. και Krawinkler, Helmut. Global collapse of frame structures under seismic excitations. Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2005
- [26] Filipe L. A. Ribeiro, Deterioration Modeling of Structural Members Subjeted to Cyclic Loading Using Concentrated Plastic Hinge and Finite-length Plastic-Hinge Models.
- [27] Καλυβιώτης, Ι., «*Διερεύνηση της ανελαστικής συμπεριφοράς πρότυπων πλαισίων από Ω.Σ. με χρήση του προγράμματος OpenSees*». Διπλωματική εργασία. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, 2011.
- [28] Lignos, D., (McGill University, Montreal) «*Modeling Steel Moment Resisting Frames With Opensees*», online lecture 'opensees workshop', Berkley Sept 26<sup>th</sup> 2014.

- [29] Chatzi, E., *Method of Finite Elements II*, Institute of Structural Engineering (IBK) Department of Civil, Environmental, and Geomatic Engineering (DBAUG) ETH Zürich, 2016.
- [30] Καραγιάννης, Χ., "Σχεδιασμός κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα έναντι σεισμού", Εκδόσεις "σοφία", Θεσσαλονίκη, 2008.
- [31] Σταυρίδης, Λ., «Στατική των Δομικών Φορέων», Μέρος Α, Φέρουσα λειτουργία στο επίπεδο», Πανεπιστημιακή έκδοση, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2006.
- [32] UC Berkeley. Ιστοσελίδα OpenSees (wiki/examples): [http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Pushover\\_Analysis\\_of\\_2-Story\\_Moment\\_Frame#Analysis/](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Pushover_Analysis_of_2-Story_Moment_Frame#Analysis/).
- [33] UC Berkeley. Ιστοσελίδα OpenSees (wiki)/command manual&examples). url: <http://opensees.berkeley.edu/>.
- [34] Fragiadakis, M., Research Material, Opensees Frame Viewer, url: <http://users.ntua.gr/mfrag/research-material.html/>.
- [35] József Simon, László Gergely Vigh, *Multi Modal Response Spectrum Analysis Implemented In Opensees*, Opensees Days Portugal, July 03-04, 2014, Porto
- [36] Andre Furtado, Hugo Rogrigues, Antonio Arede, Humberto Varum, *Influence Of The In Plane And Out-Of Plane Masonry Infill Walls Interaction In The Structural Response Of The RC Buildings*, 1st International Conference On Structural Integrity, sciencedirect.com





## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ**

## **A. ΚΑΤΟΨΕΙΣ ΞΥΛΟΤΥΠΩΝ**

Στο Παράρτημα αυτό επισυνάπτονται οι ξυλότυποι των πέντε επιπέδων του κτηρίου που εξετάστηκε, όπως προέκυψαν μετά από σχεδιασμό βάσει ισχυόντων κανονισμών από το λογισμικό Fespa και σύμφωνα με τη διατριβή Ρεπαπή [15].

