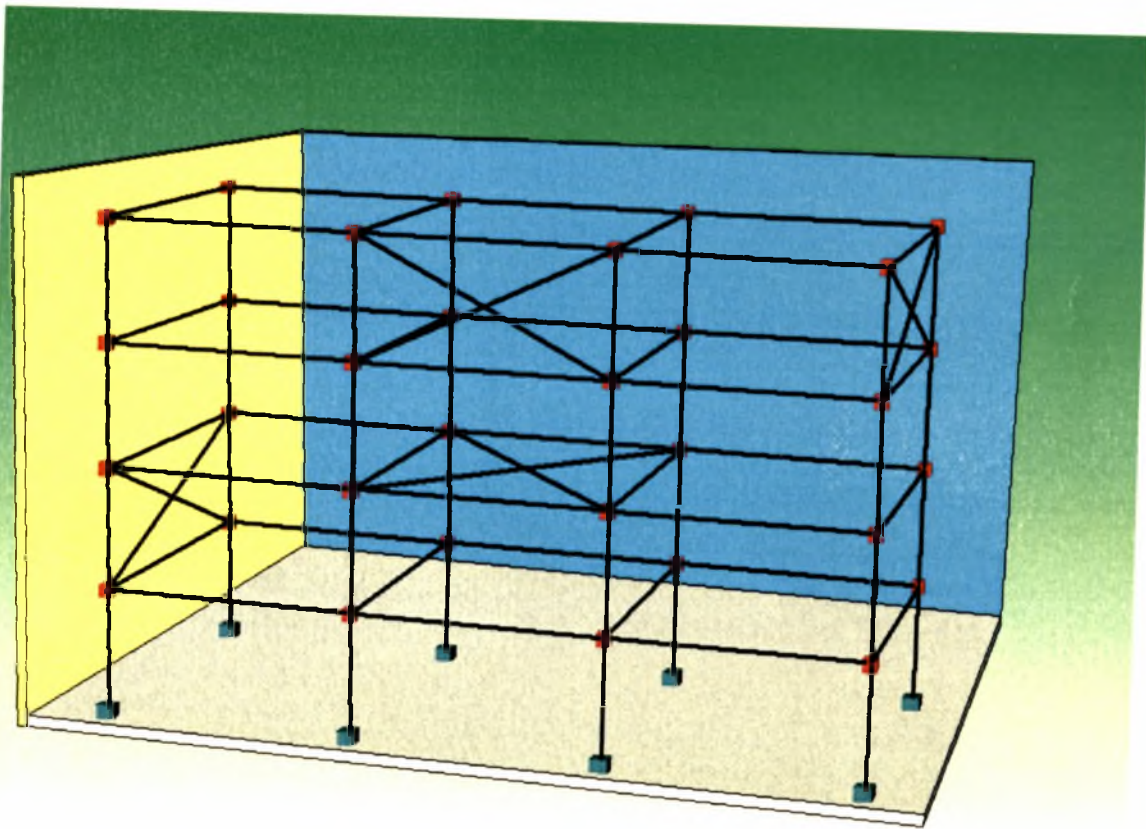




ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

*« Σύγκριση Στατικής Υπερωθητικής Ανάλυσης και
Αναπροσαρμοζόμενης ΣΥΑ »*



Εκπόνηση: Παπαδόπουλος Δημήτριος

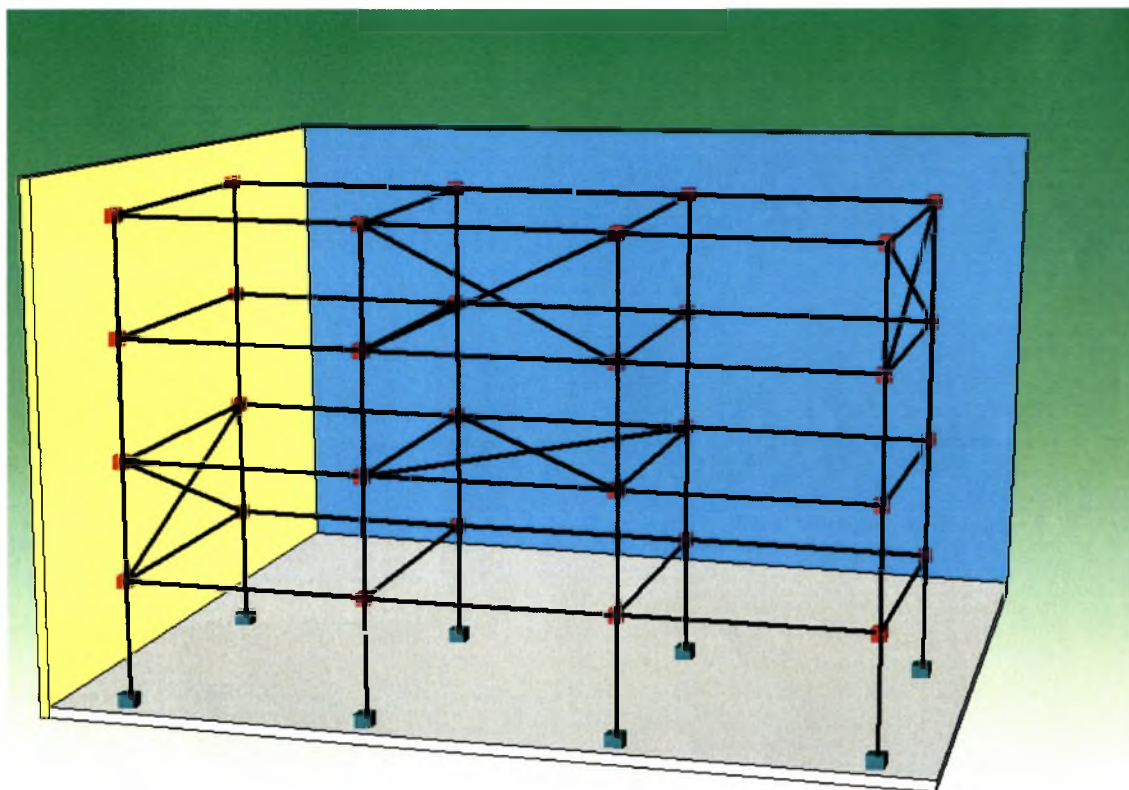
Επιβλέπων: Δρ. Λαγαρός Νικόλαος

ΒΟΛΟΣ, ΜΑΡΤΙΟΣ 2004



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

*« Σύγκριση Στατικής Υπερωθητικής Ανάλυσης και
Αναπροσαρμοζόμενης ΣΥΑ »*



Εκπόνηση: Παπαδόπουλος Δημήτριος

Επιβλέπων: Δρ. Λαγαρός Νικόλαος

ΒΟΛΟΣ, ΜΑΡΤΙΟΣ 2004



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΥΠΗΡΕΣΙΑ ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗΣ & ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»

Αριθ. Εισ.: 2722/1
Ημερ. Εισ.: 16-03-2004
Δωρεά:
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ - ΠΜ
2004
ΠΑΠ

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ
ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ



004000072455

*Στους γονείς μου
Γιάνργο και Αλέκα*

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή κ. Λαγαρό Νικόλαο για την πολύτιμη βοήθειά του στην εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας καθώς και για την υποστήριξή του καθ' όλη τη διάρκεια της συνεργασίας μας.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους συμφοιτητές και φίλους μου για τη συμμετοχή και συμβολή τους σε μια άκρως ενδιαφέρουσα και διασκεδαστική φοιτητική ζωή.

Αυτή η εργασία, όπως και η διαδρομή μου στο πανεπιστήμιο, δε θα μπορούσε να ολοκληρωθεί χωρίς την αμέριστη συμπαράσταση της οικογένειάς μου και την υπομονή που έδειξε όλα αυτά τα χρόνια.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

- 1.1 Γενικά
- 1.2 Στόχοι
- 1.3 Περίληψη – Περίγραμμα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ – PUSH OVER

- 2.1 Νέες τάσεις στο δομικό σχεδιασμό
- 2.2 Μέθοδοι μη γραμμικής στατικής ανάλυσης
 - 2.2.1 Μέθοδος Φασματικής Ικανότητας
 - 2.2.2 Μέθοδος Συντελεστών Μετακίνησης
- 2.3 Παρουσίαση της Συμβατικής Στατικής Υπερωθητικής Ανάλυσης (conventional pushover)
 - 2.3.1 Εισαγωγή
 - 2.3.2 Βασική υπόθεση
 - 2.3.3 Περιγραφή της μεθόδου (περίπτωση φορτίων σταθερής αναλογίας)
 - 2.3.3.1 Οριζόντια φορτία ιδιομορφικής κατανομής σταθερής αναλογίας
 - 2.3.4 ΣΥΑ με μη γραμμική προσαυξητική – επαναληπτική οριακή ανάλυση
- 2.4 Δυνατότητες και Περιορισμοί της ΣΥΑ με οριζόντια φορτία σταθερής αναλογίας

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΝΑΠΡΟΣΑΡΜΟΖΟΜΕΝΗΣ ΣΥΑ – ADAPTIVE PUSHOVER

- 3.1 ΣΥΑ με οριζόντια φορτία μεταβαλλόμενης αναλογίας
 - 3.1.1 Οριζόντια φορτία ιδιομορφικής κατανομής μεταβαλλόμενης αναλογίας
 - 3.1.2 Οριζόντια φορτία πολύ-ιδιομορφικής κατανομής σταθερής ή μεταβαλλόμενης αναλογίας
 - 3.1.3 ΣΥΑ με μη γραμμική προσαυξητική – επαναληπτική οριακή ανάλυση
- 3.2 Προτεινόμενη Μεθοδολογία
 - 3.2.1 Εισαγωγή
 - 3.2.2 Διαδικασία βήμα προς βήμα
- 3.3 Αριθμητικό Παράδειγμα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ INDYAS ΚΑΙ ΤΩΝ ΜΟΝΤΕΛΩΝ ΠΟΥ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΗΘΗΚΑΝ

4.1 Εισαγωγή

4.2 Κώδικας Π/Σ INDYAS

4.2.1 Μια σύντομη ματιά στα χαρακτηριστικά

4.2.2 Μοντέλα Υλικών

4.2.3 Διατομές

4.2.4 Στοιχεία

4.2.5 Τύποι Ανάλυσης

4.2.6 Ρυθμίσεις

4.3 Παρουσίαση Προσομοιωμάτων

4.3.1 Υλικά και Γεωμετρία

4.3.2 Φορτία

4.3.3 Διακριτοποίηση και Κατανομή Μαζών

4.3.4 Επιλογές στις Ρυθμίσεις του INDYAS

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΑΙ ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

5.1 Σύγκριση των δυο συμβατικών αναλύσεων

5.2 Σύγκριση των δυο συμβατικών αναλύσεων και της αναπροσαρμοζόμενης

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

6.1 Γενικά

6.2 Συμπεράσματα

6.3 Μελλοντικά πεδία βελτίωσης

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Τα τελευταία χρόνια πολλές ερευνητικές μελέτες ασχολήθηκαν με τα βασικά χαρακτηριστικά των σεισμικών φορτίσεων, καθώς και με την σεισμική απόκριση των κατασκευών. Τα αποτελέσματα των ερευνών αυτών ήταν πολύ ενθαρρυντικά αφού τελικά προσδιορίστηκαν τα περισσότερα χαρακτηριστικά και των φορτίσεων αλλά και της αποκρίσεως.

Παρ' όλα αυτά, τα αποτελέσματα αυτών των ερευνών δεν έχουν εφαρμοσθεί από την πλειοψηφία των μελετητών μηχανικών της χώρας. Παρ' ότι η πλαστική συμπεριφορά ενός συστήματος μπορεί πλέον να περιγραφεί με ικανοποιητική ακρίβεια, η πλειοψηφία των μελετητών παραμένει προσκολλημένη στις επιταγές του αντισεισμικού κανονισμού, όπου οι ελαστικές δυνάμεις πολλαπλασιάζονται με το σεισμικό συντελεστή συμπεριφοράς προκειμένου να εκτιμηθεί η ανελαστική συμπεριφορά του συστήματος.

Πολύ σημαντικό ρόλο στη δημιουργία αυτού του χάσματος μεταξύ έρευνας και εφαρμογής παίζει η ελλιπής εκπαίδευση πολλών μηχανικών στην ανελαστική συμπεριφορά των κατασκευών και στη δυναμική ανάλυση.

Οι πρόσφατες εξελίξεις, πάντως, πίεσαν τους κανονισμούς που, πλέον, άρχισαν να αναζητούν προσδιορισμό των πηγών πλαστικότητας και την ποσοτικοποίηση της απορρόφησης ενέργειας. Η ιδανική λύση στο πρόβλημα της ανελαστικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής θα ήταν η χρήση μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης (βασισμένης σε πραγματικές σεισμικές καταγραφές). Οι δυσκολίες αυτής της μεθόδου είναι πολλές, καθώς υπάρχουν αρκετά κενά σε θέματα υστερητικής και ιξώδους απόσβεσης ενώ ακόμα και η προσομοίωση της κατανομής των μαζών παίζει σημαντικό ρόλο. Τέλος, το υπολογιστικό κόστος που απαιτείται για μια τέτοια ανάλυση είναι αρκετά μεγάλο με αποτέλεσμα η εφαρμογή της να είναι ασύμφορη για τις περισσότερες των περιπτώσεων.

Λαμβάνοντας υπόψιν όλα τα παραπάνω, γίνεται φανερό ότι το γεφύρωμα του κενού μεταξύ έρευνας και εφαρμογής, είτε αφορά το σχεδιασμό ή την εκτίμηση αντοχής

υφιστάμενης κατασκευής, μπορεί να επιτευχθεί με τη χρήση μεθόδων μη γραμμικής στατικής ανάλυσης.

Μέχρι και σήμερα, η μη-γραμμική στατική ανάλυση ή Στατική Υπερωθητική Ανάλυση (ΣΥΑ) χρησιμοποιείται ως εναλλακτική μέθοδος της δυναμικής ανάλυσης, αφού και πιο απλή είναι και πολύ λιγότερο υπολογιστικό χρόνο απαιτεί.

Στόχος της μεθόδου είναι η εκτίμηση των παραμορφώσεων και των εντατικών μεγεθών που είναι πιθανόν να επιβληθούν στα μέλη της κατασκευής κατά τη διάρκεια ενός σεισμού καθώς και η επισήμανση «ασθενών» περιοχών.

Η ΣΥΑ βασίζεται στην εφαρμογή μιας προκαθορισμένης πλευρικής φόρτισης κατανεμημένης καθ' ύψος του κτιρίου. Η εφαρμοζόμενη φόρτιση εκφράζει – σε ικανοποιητικό ποσοστό– τις σχετικές αδρανειακές δυνάμεις που αναμένονται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού σε περιοχές σημαντικής συγκέντρωσης μάζας. Τα πλευρικά φορτία αυξάνονται μονοτονικά σύμφωνα με την κατανομή (ομοιόμορφη ή τριγωνική) ώσπου να εξαντληθεί η ικανότητα παραμόρφωσης του κτιρίου. Συνήθως ο έλεγχος παραμορφωσιμότητας γίνεται στον ανώτατο κόμβο του κτιρίου, ο οποίος και αναμένεται να παρουσιάσει τη μέγιστη παραμόρφωση.

Η μέθοδος είναι απλή, εύκολη στη χρήση και παρέχει χρήσιμες πληροφορίες για πολλά χαρακτηριστικά της απόκρισης που δε θα μπορούσαν να εκπορευτούν από μια **ελαστική** στατική ή δυναμική ανάλυση. Σε πολλές περιπτώσεις δίνει ασφαλείς εκτιμήσεις για τις παραμορφώσεις τόσο μεμονωμένων μελών όσο και ολόκληρης της κατασκευής. Έχει τη δυνατότητα να αναγνωρίζει ακανονικότητες, όπως «μαλακούς» ορόφους, που είναι κρίσιμες για την ευστάθεια του κτιρίου, καθώς και να φανερώνει το μηχανισμό δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων και αστοχίας. Αποτέλεσμα όλων των παραπάνω, είναι η αναγνώριση της ΣΥΑ ως ένα χρήσιμο εργαλείο τόσο για αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών όσο και για σχεδιασμό νέων. Σημαντικό επίσης είναι να αναφερθεί το γεγονός ότι γίνονται προσπάθειες να επεκταθούν οι εφαρμογές της μεθόδου και να βελτιωθεί η αξιοπιστία της.

Τα περιθώρια εξέλιξης της μεθόδου είναι σημαντικά, αφού βρίσκεται ακόμα σε πρώιμο στάδιο. Οι πρόσφατες εξελίξεις στη σεισμική μηχανική, μαζί με την τεράστια

αύξηση της διαθέσιμης υπολογιστικής δύναμης επέτρεψαν την δημιουργία, νέων, βελτιωμένων μεθόδων ικανών να προβλέψουν συμπεριφορές και χαρακτηριστικά της κατασκευής που οι συμβατικές στατικές μέθοδοι αδυνατούσαν να προβλέψουν.

1.2 Στόχοι

Η ΣΥΑ εξυπηρέτησε μέχρι σήμερα καλά το σκοπό της ως ένα αποτελεσματικό και εύχρηστο εργαλείο, εναλλακτικό της δυναμικής ανάλυσης. Όμως, έχει καταστεί σαφές το γεγονός ότι, παρ' όλη την εφαρμοστικότητα της, παρουσιάζει σημαντικούς περιορισμούς (Lawson et al. 1994, Krawinkler and Seneviratna 1998). Για παράδειγμα, η εκτίμηση των παραμορφώσεων είναι αρκετά ανακριβείς, σε περιπτώσεις όπου οι υψηλότερης τάξης ιδιομορφές παίζουν σημαντικό ρόλο. Επίσης, είναι εξαιρετικά δύσκολο να ενσωματωθούν και να μοντελοποιηθούν τα φαινόμενα στρέψης που παρουσιάζονται σε μια πραγματική κατασκευή. Συμπερασματικά, η μέθοδος όπως παρουσιάζεται σήμερα, πρέπει να χρησιμοποιείται με προσοχή και κριτικό πνεύμα.

Πρόσφατα, έγιναν πολλές προσπάθειες να επεκταθούν οι εφαρμογές της μεθόδου, προσμετρώντας τα στρεπτικά φαινόμενα, λαμβάνοντας υπόψιν τις ανώτερες ιδιομορφές καθώς και τη σταδιακή μείωση της ακαμψίας (Bracci et al. 1997, Moghadam and Tso 2000, Penelis and Karpos 2002). Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η παρουσίαση μιας νέας αναπροσαρμοζόμενης υπερωθητικής μεθόδου που ξεπερνά κάποιους από τους περιορισμούς που συναντώνται στη συμβατική ΣΥΑ.

Η προτεινόμενη μέθοδος επιτρέπει την αναπροσαρμογή της πλευρικής φόρτισης κατά τη διάρκεια της ανάλυσης. Με αυτό τον τρόπο, η μείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής, συνεκτιμάται κατά τον υπολογισμό των στατικών φορτίων, δικαιολογώντας έτσι την αύξηση της περιόδου ταλάντωσης και την σταδιακή κατάρρευση της κατασκευής. Συνεπώς, οι αλλαγές της επιβαλλόμενης φόρτισης, κατά τη δυναμική ανάλυση, για διάφορα επίπεδα παραμόρφωσης, μπορούν να μοντελοποιηθούν με ικανοποιητική ακρίβεια.

Επίσης, η μέθοδος είναι πολυιδιομορφική και προσμετρά με ακρίβεια τις επιρροές των ανώτερων ιδιομορφών, ξεπερνώντας τον σημαντικότερο ίσως περιορισμό της

συμβατικής ΣΥΑ, που είναι η υπόθεση ότι η απόκριση ενός πολυβάθμιου συστήματος καθορίζεται από τη θεμελιώδη ιδιομορφή.

Όλες οι προαναφερθείσες βελτιώσεις καθιστούν τη μέθοδο ένα ισχυρό αλλά ταυτόχρονα απλό και εύχρηστο εργαλείο για καθημερινές εφαρμογές.

1.3 Περίληψη - Περίγραμμα

Στο δεύτερο κεφάλαιο θα δούμε αναλυτικά τις διάφορες μορφές έκφρασης της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης, τη μέθοδο φασματικής ικανότητας καθώς και τη μέθοδο συντελεστών. Θα περιγραφούν οι εξισώσεις των παραπάνω μεθόδων και τελικά θα παρατεθούν τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματά τους.

Στο τρίτο κεφάλαιο θα περιγραφεί διεξοδικά η αναπροσαρμοζόμενη υπερωθητική ανάλυση, θα παρουσιαστεί ο αλγόριθμος και οι εξισώσεις της όπως και διάφορες επιλογές στην εφαρμογή της. Θα αναφερθούν επίσης οι περιορισμοί της μεθόδου και πιθανές μελλοντικές βελτιώσεις της.

Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφεται αναλυτικά η διαδικασία ανάλυσης (μοντέλα, τύποι ανάλυσης) που ακολουθήθηκε. Επιπλέον, παρουσιάζεται το λογισμικό πακέτο πεπερασμένων στοιχείων INDYAS που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία.

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων, παρατίθοντας χαρακτηριστικά διαγράμματα συντελεστή φόρτισης με μετακίνηση οροφής και γίνεται σύγκριση της αναπροσαρμοζόμενης ΣΥΑ με τη συμβατική.

Τέλος, στο έκτο κεφάλαιο, συνοψίζονται οι παρατηρήσεις πάνω στη λειτουργία της μεθόδου, παρουσιάζονται τα συμπεράσματα και εξερευνούνται πεδία μελλοντικής βελτίωσης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

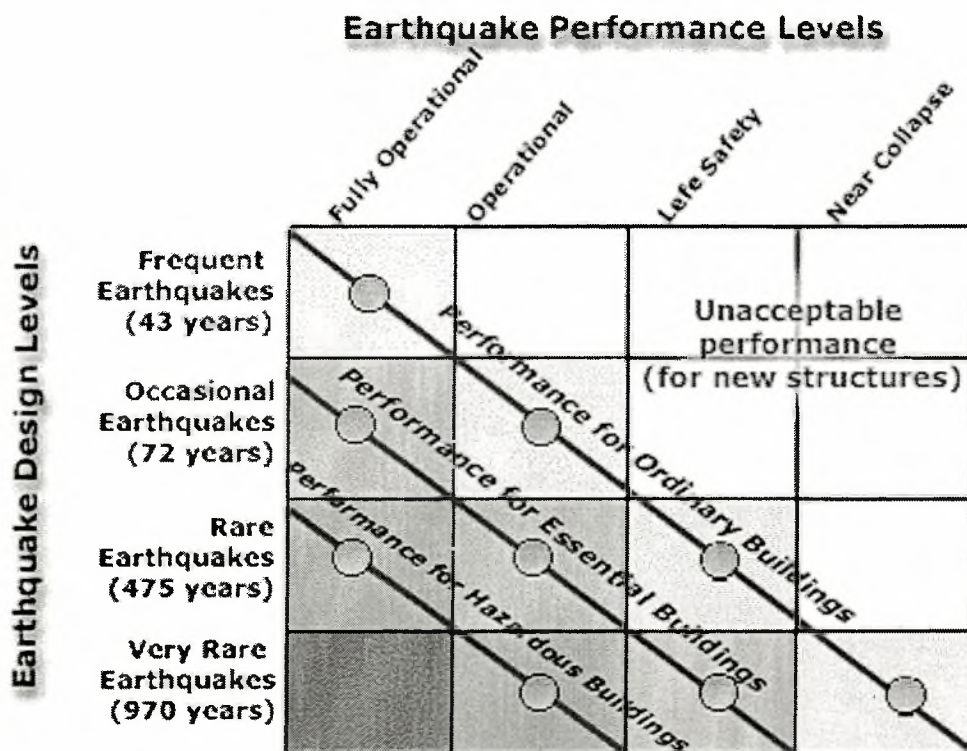
ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ - PUSHOVER

2.1 Νέες Τάσεις στον Δομικό Σχεδιασμό

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, η συνήθης πρακτική των μηχανικών για την προσμέτρηση της ανελαστικότητας και της απορρόφησης ενέργειας ενός συστήματος ήταν η χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς q . Οι ελαστικές δυνάμεις διαιρούνται με το συντελεστή αυτό, ενώ οι παραμορφώσεις πολλαπλασιάζονται με αυτόν με σκοπό να συνυπολογιστούν και οι πλαστικές παραμορφώσεις. Αυτή η διαδικασία, όπως επιγραμματικά περιγράφηκε, χρησιμοποιούταν κατά το σχεδιασμό τόσο από τους παλιούς κανονισμούς όσο και από τους σύγχρονους. Σύμφωνα με αυτά, μια βασική οριακή κατάσταση ελέγχεται για την αποφυγή της κατάρρευσης μέσω της οποίας η απαίτηση για ασφάλεια ζωής ικανοποιείται. Μέχρι σήμερα, συνέβησαν πολλά γεγονότα (όπως οι σεισμοί του Northridge 1994 και του Hyogo ken Nambu 1995), όπου η απαίτηση για ασφάλεια ζωής ικανοποιήθηκε αφού οι ανθρώπινες απώλειες ήταν μικρές και η σεισμική δόνηση πολύ ισχυρή.

Παρ' όλα αυτά, μια πολύ σημαντική παρατήρηση που έγινε μετά από αυτούς τους δυο σεισμούς είναι η αναντιστοιχία μεταξύ της ανθρώπινης απώλειας και του οικονομικού κόστους. Οι τεράστιες οικονομικές απώλειες μετά από τέτοια γεγονότα, ειδικά το φαινόμενο Kobe, που επηρέασε την παγκόσμια οικονομία, έχουν δείξει ότι η προστασία της ανθρώπινης ζωής δεν εξασφαλίζει απαραίτητα ικανοποιητική προστασία σε βλάβες δομικών ή μη στοιχείων. Αυτή η ανακολουθία οδήγησε τους επιστήμονες στη χρήση πολλών οριακών καταστάσεων και στον ορισμό πολλών επιπέδων επιτελεστικότητας (performance levels). Η σημασία του στόχου για επίπεδα επιτελεστικότητας πέρα από αυτό της ασφάλειας ζωής, όπως του επιπέδου ελεγχόμενων βλαβών, αναγνωρίστηκε από όλους.

Στο σχήμα 2.1 φαίνεται το διάγραμμα των σεισμών σχεδιασμού με τα επίπεδα επιτελεστικότητας όπως ορίστηκαν από το Vision 2000 [1995] του SEAOC που είναι και το πρώτο επίσημο έγγραφο που επιχείρησε να δώσει τέτοιους ορισμούς.



Σχήμα 2.1 Επίπεδα Επιτελεστικότητας από το Vision 2000 του SEAOC

Επίπεδα Επιτελεστικότητας	Περιγραφή
Πλήρης Λειτουργία (fully functional)	Καμία σημαντική βλάβη δεν έχει παρουσιαστεί σε δομικά ή μη στοιχεία. Το κτίριο είναι ασφαλές για άμεση κατάληψη και χρήση
Λειτουργία (operational)	Πολύ περιορισμένες ζημιές έχουν σημειωθεί στην κατασκευή, η οποία διατηρεί σχεδόν όλη την προ του σεισμού αντοχή και δυσκαμψία
Ασφάλεια Ζωής (life safe)	Σημαντικές ζημιές έχουν υποστεί τα κύρια δομικά στοιχεία της κατασκευής με ταυτόχρονη μείωση της δυσκαμψίας. Παρ' όλα αυτά υπάρχει ακόμα περιθώριο έναντι κατάρρευσης. Το κτίριο δε δίδεται

	προς χρήση έως ότου επισκευασθούν οι ζημιές.
Αποφυγή Κατάρρευσης (near collapse)	Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι στα πρόθυρα της κατάρρευσης. Η αντοχή και η δυσκαμψία της κατασκευής έχουν υποστεί σημαντική μείωση. Το κτίριο διατηρεί την ευστάθειά του αλλά υπάρχει σοβαρός κίνδυνος τραυματισμών από πτώσεις συντριμμιών. Οι επισκευές που πρέπει να γίνουν για να κατοικηθεί το κτίριο είναι πολλές και συχνά ασύμφορες.

Πίνακας 2.1 Περιγραφή Των Επιπέδων Επιτελεστικότητας

2.2 Μέθοδοι Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης

Τις τελευταίες δυο δεκαετίες, πραγματοποιήθηκε μια σημαντική ποσότητα εργασιών (UNIDO 1983, ATC 1988, BSSC 1992) πάνω στην εξέλιξη των πρότερων μεθοδολογιών αποτίμησης υφιστάμενων κατασκευών.

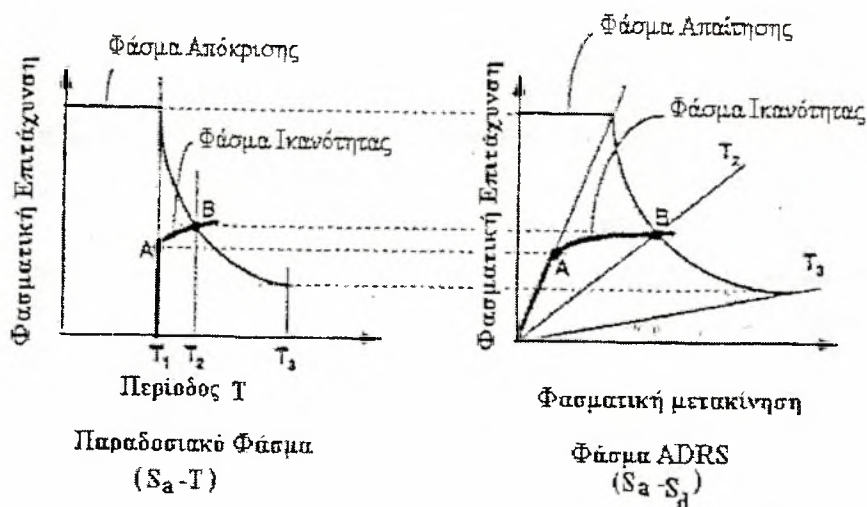
Όλες αυτές οι νέες μη γραμμικές (ανελαστικές) μέθοδοι βασίζονται στη σύγκριση απαίτησης – ικανότητας, οι οποίες καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις των κανονισμών για το σχεδιασμό νέων κατασκευών.

Στην κατηγορία αυτή των μη γραμμικών διαδικασιών στατικής ανάλυσης περιλαμβάνονται η Μέθοδος Φασματικής Ικανότητας (Capacity Spectrum Method), η οποία χρησιμοποιεί το σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας και ενός μειωμένου φάσματος απόκρισης για την εκτίμηση της μέγιστης μετακίνησης, και η Μέθοδος Συντελεστών Μετακίνησης (Displacement Coefficient Method), η οποία χρησιμοποιεί τη Στατική Υπερωθητική Ανάλυση (pushover) και μια τροποποιημένη εκδοχή της αρχής των ίσων μετακινήσεων για να εκτιμήσει προσεγγιστικά τη μέγιστη μετακίνηση.

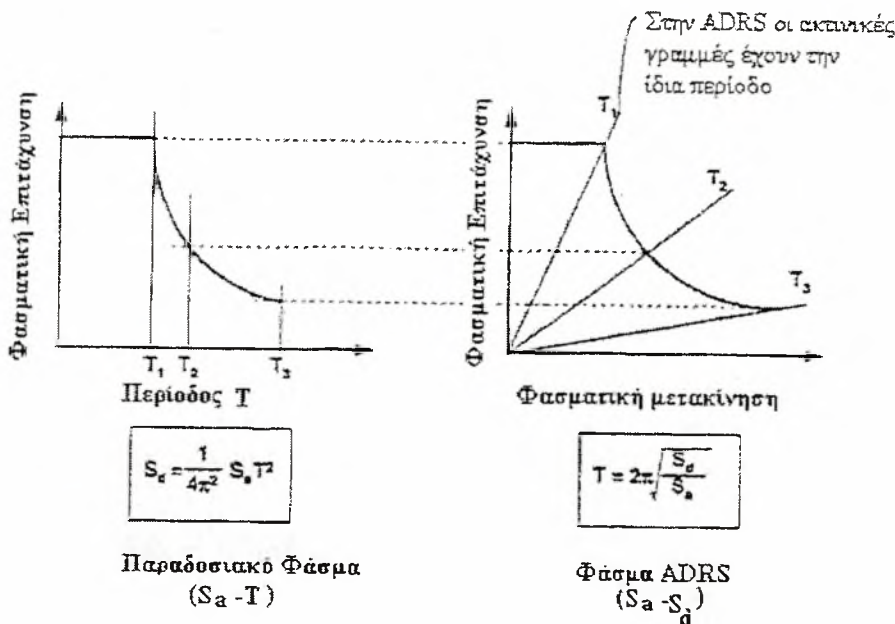
2.2.1 Μέθοδος Φασματικής Ικανότητας

Η Μέθοδος Φασματικής Ικανότητας παρουσιάστηκε για πρώτη φορά από τον Freeman [1975] ως μια ευέλικτη και γρήγορη τεχνική αποτίμησης για ένα μεγάλο φάσμα κτιρίων. Σύντομα, πάντως, αποδείχθηκε ότι ήταν ένα χρήσιμο εργαλείο τόσο για το σχεδιασμό νέων κατασκευών όσο και για την αποτίμηση υφιστάμενων. Επίσης, αποτελεί μια απλή διαδικασία για να συσχετισθούν τα διάφορα επίπεδα ζημιών με το πλάτος της κίνησης του εδάφους.

Η μέθοδος συγκρίνει γραφικά την καμπύλη ικανότητας, σε όρους πλευρικής δύναμης ή και μετακίνησης, της κατασκευής με το φάσμα απόκρισης του σεισμού. Η γραφική απεικόνιση μπορεί να γίνει σε μορφή φάσματος ADRS, δηλαδή διαγράμματα φασματικής επιτάχυνσης – φασματικής μετακίνησης, όπου οι περίοδοι αντιπροσωπεύονται από ακτινικές γραμμές. Η παραπάνω διαδικασία συνοψίζεται γραφικά στα σχήματα 2.2, 2.3 (Μυστακίδης 2002)



Σχήμα 2.2 Μετατροπή παραδοσιακού φάσματος ικανότητας σε μορφή ADRS



Σχήμα 2.3 Μετατροπή παραδοσιακού φάσματος απαίτησης σε μορφή ADRS

Η καμπύλη ικανότητας παράγεται είτε μέσω της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης (pushover) ή μέσω λιγότερο εξεζητημένων μεθόδων. Οι τιμές της μετακίνησης και της τέμνουσας βάσης της καμπύλης ικανότητας μετασχηματίζονται για να ενταχθούν στο φάσμα ADRS μέσω του συντελεστή συμμετοχής και του συντελεστή ενεργούς μάζας που καθορίζονται από τα δυναμικά χαρακτηριστικά της θεμελιώδους ιδιομορφής της κατασκευής. Οι απαιτούμενες σχέσεις για τον μετασχηματισμό αυτό [Μυστακίδης 2002] είναι οι εξής:

$$v_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g}$$

$$\epsilon_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\sum_{i=1}^N w_i / g \left\| \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right\|}$$

$$S_a = \frac{V / W}{\epsilon_1}$$

$$S_a = \frac{\Delta_{roof}}{v_1 \phi_{roof,1}}$$

όπου:

v_1 = συντελεστής συμμετοχής της πρώτης ιδιομορφής

ε_1 = συντελεστής ενεργούς μάζας για την πρώτη ιδιομορφή

w_i / g = μάζα ορισμένη στο επίπεδο i

φ_{i1} = μέγεθος της πρώτης ιδιομορφής στο επίπεδο i

N = ανώτερο επίπεδο της κατασκευής

V = τέμνουσα βάσης

W = ίδιο βάρος της κατασκευής και πιθανά κινητά φορτία

Δ_{roof} = μετακίνηση οροφής

S_a = φασματική επιτάχυνση

S_d = φασματική μετακίνηση

Οι καμπύλες απαίτησης (ή φάσματα απόκρισης) είναι συνήθως υψηλής απόσβεσης έτσι ώστε να προσμετρηθούν οι ανελαστικές παραμορφώσεις που επηρεάζουν την πλαστιμότητα του συστήματος κατά τη διάρκεια του σεισμού (συρρίκνωση ελαστικού φάσματος). Το φάσμα απαίτησης μετατρέπεται από την παραδοσιακή μορφή $S_a - T$ σε μορφή ADRS μέσω της σχέσης $S_d = g (T/2\pi)^2 S_a$

Το πλεονέκτημα της αναπαράστασης της απόκρισης και της ικανότητας σε φάσμα ADRS είναι, ότι η απαίτηση, τόσο σε δύναμη όσο και σε μετακίνηση, αποτυπώνονται σε ένα και μόνο διάγραμμα. Η ποσοτικοποίηση της παραμόρφωσης και της δύναμης απόκρισης είναι πολύτιμη για την εκτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής. Αν η καμπύλη ικανότητας εκτείνεται πέρα και πάνω από το φάσμα απαίτησης τότε το κτίριο αντέχει στη σεισμική καταπόνηση που του επιβάλλεται. Το σημείο τομής των δυο καμπυλών, το οποίο καλείται αναμενόμενο σημείο επιτελεστικότητας (performance point), συμβολίζει την κατάσταση για την οποία η σεισμική ικανότητα της κατασκευής είναι ίση με τη σεισμική απαίτηση που επιβάλλεται στην κατασκευή από την καθορισμένη κίνηση του εδάφους.

Η Μέθοδος Φασματικής Ικανότητας είναι πολύ απλή, αποδοτική και οπτικοποιημένη. Επιπλέον, αν η εξίσωση δεν ικανοποιείται και η απαίτηση είναι μεγαλύτερη της ικανότητας, προτείνει διορθωτικές κινήσεις μέσω αύξησης της ικανότητας (δυσκαμψία, αντοχή, πλαστιμότητα). Ταυτόχρονα ενσωματώνει και πολλές οριακές καταστάσεις που εκφράζονται ως σταθμοί στο διάγραμμα $P - \Delta$ της καμπύλης

ικανότητας. Πάντως, η καμπύλη pushover, που αντιπροσωπεύει την ικανότητα, είναι απαραίτητο να εμπεριέχει όσα περισσότερα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής μπορεί, κάτω από ορισμένη κίνηση του εδάφους. Έτσι, η περαιτέρω βελτίωση και επαλήθευση της στατικής ανελαστικής ανάλυσης είναι ήσσονος σημασίας, για να δημιουργηθεί ένα απλό αλλά συνάμα ισχυρό εργαλείο εναλλακτικό της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης.

2.2.2 Μέθοδος Συντελεστών Μετακίνησης

Η μέθοδος συντελεστών μετακίνησης [Μυστακίδης 2002] που χρησιμοποιείται στο FEMA – 273 βασίζεται στην στατιστική ανάλυση των αποτελεσμάτων της εν τω χρόνω ολοκλήρωσης μονοβάθμιων μοντέλων διαφορετικών τύπων. Η απαιτούμενη μετακίνηση στη μέθοδο αυτή καλείται στοχευόμενη μετακίνηση (target point). Η στοχευόμενη αυτή μετακίνηση είναι ίδια με τη μετακίνηση που προκύπτει από την αρχή των ίσων μετακινήσεων, τροποποιημένη με διάφορους συντελεστές.

Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\delta t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

όπου :

C_0 = συντελεστής τροποποίησης που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση και την πιθανή μετακίνηση οροφής του κτιρίου

C_1 = συντελεστής τροποποίησης που συσχετίζει τις μέγιστες ανελαστικές μετακινήσεις με τις υπολογιζόμενες μετακινήσεις για γραμμική ελαστική απόκριση

$$C_1 = 1.0 \quad \text{για } T_e \geq T_0$$

$$C_1 = [1.0 + (R - 1.0) T_0 / T_e] / R \geq 1.0 \quad \text{για } T_e \leq T_0$$

$$C_1 < 2.0 \quad \text{για } T_e < 0.1 \text{ sec}$$

T_0 = μια χαρακτηριστική περίοδος του φάσματος απόκρισης που συνδέεται με τη μετάβαση από το τμήμα της σταθερής επιτάχυνσης στο τμήμα της σταθερής ταχύτητας του φάσματος

R = ο λόγος μείωσης της ελαστικής αντοχής

C_2 = συντελεστής τροποποίησης που απεικονίζει την επίδραση της υστέρησης στη μέγιστη απόκριση της μετακίνησης

C_3 = συντελεστής τροποποίησης που απεικονίζει τις αυξημένες μετακινήσεις που οφείλονται στα φαινόμενα δευτέρας τάξεως

$C_3 = 1.0$ για κτίρια με θετική μετελαστική ακαμψία

$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|}{T_e} (q - 1)^{3/2}$ για κτίρια με αρνητική μετελαστική ακαμψία

όπου α : είναι ο λόγος της μετελαστικής ακαμψίας με την ελαστική

T_e = θεμελιώδης ενεργός περίοδος στην υπόψη διεύθυνση που υπολογίζεται από τη σχέση

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad \text{όπου,}$$

T_i = ελαστική θεμελιώδης περίοδος στην υπόψη διεύθυνση υπολογιζόμενη με ελαστική δυναμική ανάλυση,

K_i = ελαστική πλευρική ακαμψία του κτιρίου στην υπόψη διεύθυνση

K_e = πλευρική ενεργός ακαμψία του κτιρίου στην υπόψη διεύθυνση

Τιμές για το συντελεστή μετατροπής C_0	
Αριθμός Ορόφων	Συντελεστής Μετατροπής
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10 +	1.5

Πίνακας 2.2 Τιμές Συντελεστή Μετατροπής C_0

Τιμές για το συντελεστή μετατροπής C_2				
	$T = 0.1 \text{ sec}$		$T \geq T_0$	
	Πλαίσιο Τύπου 1	Πλαίσιο Τύπου 2	Πλαίσιο Τύπου 1	Πλαίσιο Τύπου 2
Κατασκευαστικό Επίπεδο Λειτουργίας				
Άμεση Κατάληψη	1.0	1.0	1.0	1.0
Συντελεστής Ασφαλείας	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή Κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

Πίνακας 2.3 Τιμές Συντελεστή Μετατροπής C_2

2.3 Παρουσίαση της Συμβατικής Στατικής Υπερωθητικής Ανάλυσης (conventional pushover)

2.3.1 Εισαγωγή

Λαμβάνοντας υπόψη τη σημασία της σεισμικής αποτίμησης υφιστάμενων κατασκευών και της επαλήθευσης της συμπεριφοράς των νέων, μαζί με τη πολυπλοκότητα της χρήσης ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης σε συνήθη προβλήματα, η στατική μη γραμμική υπερωθητική ανάλυση αποτελεί μια ελκυστική εναλλακτική λύση. Η αξιοπιστία της έχει ήδη αναγνωρισθεί αφού έχει εισαχθεί σε αντισεισμικές οδηγίες [ATC 1997, SEAOC 1995], ενώ είναι πολύ πιθανό να ενταχθεί σε μελλοντικούς κανονισμούς.

Σκοπός της pushover ανάλυσης είναι να εκτιμήσει τη συμπεριφορά της κατασκευής, υπολογίζοντας την ικανότητα της σε δύναμη και παραμόρφωση και συγκρίνοντας αυτήν την ικανότητα με την απαίτηση στα αντίστοιχα επίπεδα επιτελεστικότητας. Η διαδικασία αυτή, της αποτίμησης, στηρίζεται στον υπολογισμό βασικών παραμέτρων, όπως οι παραμορφώσεις και οι εντάσεις των μελών. Η ανάλυση ερμηνεύει τη γεωμετρική ανελαστικότητα και την ανελαστικότητα του υλικού καθώς και την ανακατανομή των εσωτερικών δυνάμεων.

2.3.2 Βασική Υπόθεση

Η στατική υπερωθητική ανάλυση στηρίζεται στην υπόθεση ότι η απόκριση ενός πολυβάθμιου συστήματος (MDOF – multi degree of freedom) συνδέεται ευθέως με την απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (SDOF – single degree of freedom). Αυτό συνεπάγεται, ότι η απόκριση του πολυβάθμιου συστήματος καθορίζεται από μια και μόνο ιδιομορφή, της οποίας το μέγεθος παραμένει σταθερό καθ' όλη τη διάρκεια της διαδικασίας ανεξάρτητα του επιπέδου παραμόρφωσης.

Παρ' όλο που τα παραπάνω, δεν είναι θεωρητικά απολύτως σωστά, μια σωρεία ερευνών [Krawinkler and Seneviratna 1998, Lawson et al. 1994, Fajfar and Gaspersic

1996] έχει δείξει ότι τα αποτελέσματα της μεθόδου είναι αρκετά ακριβή όταν κυριαρχεί η θεμελιώδης ιδιομορφή στην απόκριση της κατασκευής.

2.3.3 Περιγραφή της μεθόδου (περίπτωση φορτίων σταθερής αναλογίας)

Στη Στατική Υπερωθητική Ανάλυση [Παπαδρακάκης 2003] το αποτέλεσμα της σεισμικής δράσης προσομοιώνεται με στατικά επιβαλλόμενες μετατοπίσεις ή πολύ συχνά, με στατικές πλευρικές δυνάμεις αυξανόμενες μέχρι την κατάρρευση.

Η Στατική Υπερωθητική Ανάλυση (ΣΥΑ) διακρίνεται, ανάλογα με τη μορφή και τον τρόπο επιβολής των οριζόντιων φορτίων σε τέσσερις αναλύσεις: (1) με φορτία γραμμικής κατανομής σταθερής αναλογίας, (2) με φορτία ιδιομορφικής κατανομής σταθερής αναλογίας, (3) με φορτία ιδιομορφικής κατανομής μεταβαλλόμενης αναλογίας, (4) με φορτία πολυ-ιδιομορφικής κατανομής σταθερής ή μεταβαλλόμενης αναλογίας (όπου αναφέρεται ο όρος «φορτία» συμβολίζει είτε δυνάμεις είτε μετακινήσεις).

2.3.3.1 Οριζόντια φορτία ιδιομορφικής κατανομής σταθερής αναλογίας

Η μέθοδος αυτή, υπολογισμού των στατικών οριζόντιων φορτίων, βασίζεται στις παραδοχές της ισοδύναμης στατικής μεθόδου για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών, όπου οι αδρανειακές δυνάμεις προσδιορίζονται με βάση τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου και το φάσμα σχεδιασμού. Οι δυνάμεις κατανέμονται καθύψος του κτιρίου ώστε να προσεγγίζουν τις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά τη σεισμική διέγερση.

Μετά τη μόρφωση του μητρώου στιβαρότητας και του μητρώου μάζας του κτιρίου, υπολογίζονται η θεμελιώδης ιδιομορφή και η ιδιοπερίοδος από την επίλυση του γενικευμένου προβλήματος ιδιοτιμών

$$[K]\{\varphi_1\} = \lambda_1 [M]\{\varphi_1\} \quad (2.1)$$

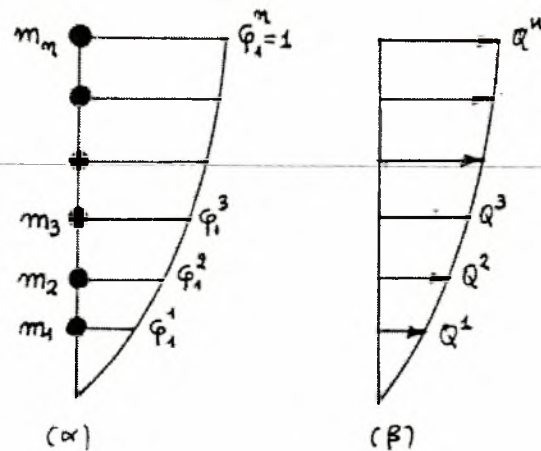
Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος προκύπτει από τη σχέση

$$T_1 = 2\pi/\omega_{\min} \quad (2.2)$$

$$\omega_{\min} = \sqrt{\lambda_1} \quad (2.3)$$

και $(\{\varphi_1\}, \omega_{\min})$ είναι το ζητούμενο ιδιοζεύγος της πρώτης ή θεμελιώδους ιδιομορφής $\{\varphi_1\}$ και της αντίστοιχης ιδιοσυχνότητας ω_{\min} .

Στη συνέχεια υπολογίζεται η τέμνουσα βάσεως από το φάσμα σχεδιασμού και την τιμή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου. Το φάσμα σχεδιασμού του κανονισμού αποτελεί συνήθως μία περιβάλλουσα φασμάτων τα οποία προέρχονται από μία σειρά χαρακτηριστικών επιταχυνσιογραφημάτων. Η δε μορφή του επηρεάζεται από τη γεωγραφική θέση, το είδος του κτιρίου και από τα εδαφοτεχνικά χαρακτηριστικά της περιοχής.



Σχήμα 2.4 Κατανομή σεισμικών φορτίων σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιομορφή

Η τέμνουσα βάσεως υπολογίζεται από τη σχέση

$$V_b = Sa_1 \sum_k w_k/g \quad (2.4)$$

όπου w_k είναι το βάρος του k ορόφου ($k=1 \div n$), n είναι ο συνολικός αριθμός ορόφων και $Sa_1 = Sa(T_1)$ είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού που αντιστοιχεί

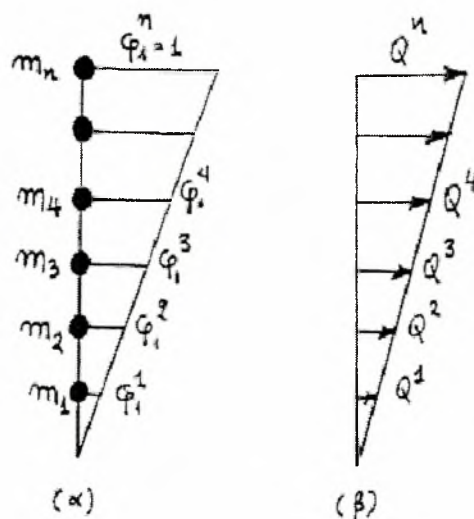
στην θεμελίωση ιδιοπερίοδο και προκύπτει από το φάσμα σχεδιασμού. Η τέμνουσα βάσεως κατανέμεται στη στάθμη των ορόφων του κτιρίου, έτσι ώστε να προσεγγίζονται οι αδρανειακές δυνάμεις που αντιστοιχούν στη θεμελιώδη ιδιομορφή. Έτσι η οριζόντια αδρανειακή δύναμη που αντιστοιχεί στον k όροφο ενός κτηρίου μπορεί να εκφραστεί από τη σχέση

$$Q^k = \frac{w_k \varphi_1^k}{\sum_k w_k \varphi_1^k} V_b, \quad k=1, n \quad (2.5)$$

όπου το διάνυσμα

$$\{\varphi_1\}^T = [\varphi_1^1 \quad \varphi_1^2 \quad \dots \quad \varphi_1^k \quad \dots \quad \varphi_1^n]$$

έχει ως συνιστώσες τις τιμές της θεμελιώδους ιδιομορφής στις στάθμες των ορόφων $k=1,2,\dots,n$ του κτηρίου (βλ. Σχήμα 2.4α).



Σχήμα 2.5 (α) Προσέγγιση θεμελιώδους ιδιομορφής με γραμμική κατατομή
(β) γραμμική κατανομή των οριζόντιων αδρανειακών δυνάμεων

Μία προσέγγιση της καθ' ύψος κατανομής των σεισμικών φορτιών με βάση την πρώτη ιδιομορφή μπορεί να γίνει από μία τριγωνική καθ' ύψος κατανομή (βλ. σχήμα 2.5α) Τότε οι συνιστώσες της θεμελιώδους ιδιομορφής στους ορόφους του κτηρίου δίνονται από τη σχέση

$$\varphi_1^k = h_k / h_n$$

όπου h_k είναι το ύψος του k ορόφου από το έδαφος. Με την παραδοχή ότι η τέμνουσα δύναμη Q^k υπολογίζεται από τη σχέση

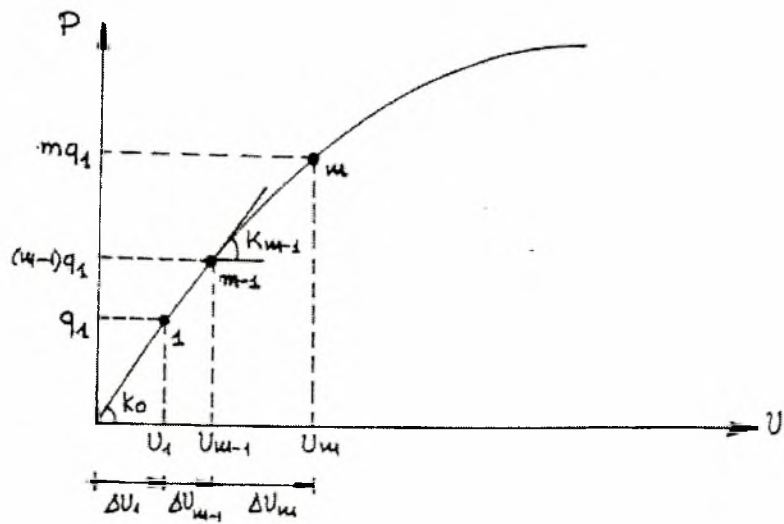
$$Q^k = \frac{w_k h_k}{\sum_k w_k h_k} V_b \quad (2.6)$$

η οποία για ίδιες τιμές w_k ανά όροφο και ίσα ύψη ορόφων δίνει την τριγωνική κατανομή των σεισμικών φορτίων του σχήματος 2.5β.

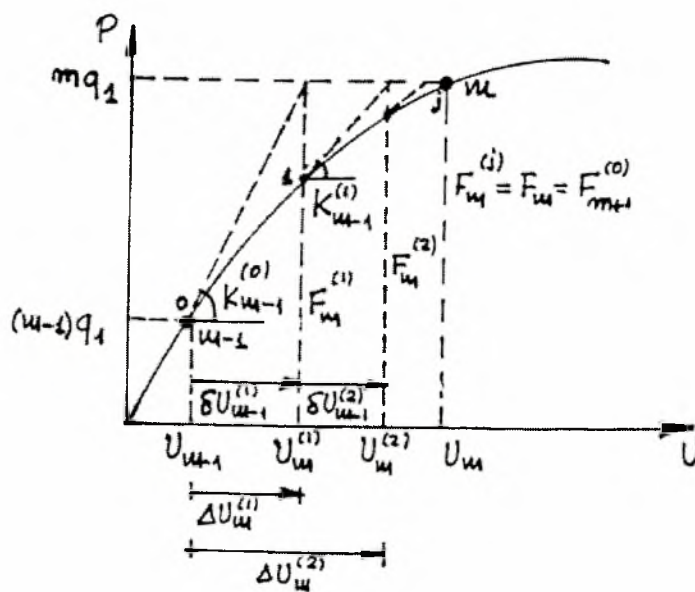
Τα οριζόντια φορτία ανά όροφο που προέκυψαν από τις σχέσεις (2.5) και (2.6) θα αποτελέσουν, είτε αυτούσια είτε μετά από κάποια κλιμάκωση, τα **φορτία εκκίνησης** της οριακής προσαυξητικής ανάλυσης με τη μέθοδο βήμα-προς-βήμα προκειμένου να υπολογιστεί η καμπύλη ικανότητας του κτηρίου και τα άλλα χαρακτηριστικά μεγέθη τα οποία θα χρησιμοποιηθούν για τη στατική υπερωθητική ανάλυση. Τα φορτία εκκίνησης αυξάνονται σταδιακά μέχρι την πλήρη κατάρρευση του φορέα, ενώ η αναλογία των φορτίων εκκίνησης μεταξύ των ορόφων **παραμένει σταθερή** κατά τη διάρκεια της προσαυξητικής ανάλυσης.

2.3.4 ΣΥΑ με μη γραμμική προσαυξητική-επαναληπτική οριακή ανάλυση

Η ΣΥΑ [Παπαδρακάκης 2003] πραγματοποιείται είτε με γραμμικοποιημένη οριακή ανάλυση ή με μη γραμμική επαναληπτική οριακή ανάλυση. Η πρώτη μέθοδος προϋποθέτει τη γραμμική συμπεριφορά του φορέα μέσα σε κάθε προσαυξητικό βήμα φόρτισης. Αυτή η παραδοχή ισχύει με τη θεώρηση της συγκεντρωμένης πλαστικότητας και του ακαριαίου σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων μέσω μιας ελαστικής-απολύτως πλαστικής θεώρησης. Η πλέον ρεαλιστική θεώρηση της κατανεμημένης πλαστικότητας, κατά την οποία η πλαστικοποίηση πραγματοποιείται σταδιακά καθ' ύψος της διατομής και κατά τον διαμήκη άξονα των ράβδων του φορέα, με αποτέλεσμα ο φορέας να συμπεριφέρεται μη γραμμικά σε κάθε προσαυξητικό βήμα φόρτισης οδηγεί στη χρήση μίας προσαυξητικής-επαναληπτικής διαδικασίας για τον υπολογισμό της καμπύλης φορτίου-μετατόπισης.



Σχήμα 2.6 ΣΥΑ με μη γραμμική προσανζητική-επαναληπτική οριακή ανάλυση



Σχήμα 2.7 Επαναληπτική μη γραμμική διαδικασία εντός του προσανζητικού βήματος φόρτισης m

Η στατική υπερωθητική ανάλυση με οριζόντια φορτία ιδιομορφικής κατανομής σταθερής αναλογίας με τη μη γραμμική προσανζητική-επαναληπτική μέθοδο περιγράφεται από τα παρακάτω βήματα (βλ. σχήματα 2.6 και 2.7):

Βήμα 1:

1α: Υπολογισμός της τέμνουσας βάσεως και της καθύψος κατανομής των οριζόντιων σεισμικών φορτίων της ελαστικής απόκρισης

$$\begin{aligned} [K_0]\{\phi_1\} = \lambda_1[M]\{\phi_1\} &\Rightarrow T_{1,1}, \{\phi_{1,1}\} \Rightarrow \\ &\Rightarrow V_{b,1} \Rightarrow \{Q_1\} \end{aligned} \quad (2.7)$$

1β: Υπολογισμός του κλασματικού φορτίου εκκίνησης

$$\{q_1\} = \frac{\{Q_1\}}{R} \quad (2.8)$$

Βήμα 2: Εκτέλεσης της μη γραμμικής προσαυξητικής-επαναληπτικής διαδικασίας

2α: Επανάληψεις εντός του κλασματικού φορτίου $\{q_1\}$

Επανάληψη 1

$$\begin{aligned} [K_0^{(0)}]\{\delta U_1^{(1)}\} = \{q_1\} &\Rightarrow \{\delta U_1^{(1)}\} \Rightarrow \\ &\Rightarrow \{\Delta U_1^{(1)}\} \Rightarrow \{U_1^{(1)}\} \Rightarrow \{F_1^{(1)}\} \end{aligned} \quad (2.9)$$

όπου $\{F_1^{(1)}\}$ είναι το διάνυσμα των επικόμβιων δράσεων λόγω των ακραίων εντατικών μεγεθών των ράβδων του φορέα που αντιστοιχούν στη γραμμική λύση της επανάληψης 1 (βλ. σχήμα 2.7 για το βήμα φόρτισης m).

.....

Επανάληψη ℓ

$$\begin{aligned} [K_0^{(\ell-1)}]\{\delta U_1^{(\ell)}\} = \{q_1\} - \{F_1^{(\ell-1)}\} &\Rightarrow \{\delta U_1^{(\ell)}\} \Rightarrow \\ &\Rightarrow \{\Delta U_1^{(\ell)}\} \Rightarrow \{U_1^{(\ell)}\} \Rightarrow \{F_1^{(\ell)}\} \end{aligned} \quad (2.10)$$

.....

$$\text{Σύγκλιση στην επανάληψη } j: \quad \left\| \{q_1\} - \{F_1^{(j)}\} \right\| / \left\| \{q_1\} \right\| \leq \varepsilon_1 \quad (2.11)$$

Όπου ε_1 είναι μία παρ άμετρος ανοχής σφάλματος ($\varepsilon_1 = 10^{-2} \sim 10^{-6}$)

2β: Επαναλήψεις εντός του κλασματικού φορτίου $m\{q_1\} - (m_{i-1})\{q_1\}$

Επανάληψη 1

$$\begin{aligned} [K_{m-1}^{(0)}] \{\delta U_m^{(1)}\} &= \{q_1\} - \{F_m^{(0)}\} \Rightarrow \{\delta U_m^{(1)}\} \Rightarrow \\ &\Rightarrow \{\Delta U_m^{(1)}\} \Rightarrow \{U_m^{(1)}\} \Rightarrow \{F_m^{(1)}\} \end{aligned} \quad (2.12)$$

.....

Επανάληψη ℓ

$$\begin{aligned} [K_{m-1}^{(0)}] \{\delta U_m^{(\ell)}\} &= \{q_1\} - \{F_m^{(\ell-1)}\} \Rightarrow \{\delta U_m^{(\ell)}\} \Rightarrow \\ &\Rightarrow \{\Delta U_m^{(\ell)}\} \Rightarrow \{U_m^{(\ell)}\} \Rightarrow \{F_m^{(\ell)}\} \end{aligned} \quad (2.13)$$

.....

$$\text{Σύγκλιση στην επανάληψη } j: \quad \frac{\left\| m\{q_1\} - \{F_m^{(j)}\} \right\|}{\left\| m\{q_1\} \right\|} \leq \varepsilon_1 \quad (2.14)$$

2.4 Δυνατότητες και Περιορισμοί της ΣΥΑ με οριζόντια φορτία σταθερής αναλογίας (conventional pushover analysis)

Η Pushover ανάλυση μπορεί να αποτελέσει ένα πολύ χρήσιμο εργαλείο στο σχεδιασμό των κατασκευών αν χρησιμοποιηθεί με προσοχή και συνδυαστεί με την κρίση του μηχανικού. Συνοπτικά, παραθέτονται παρακάτω τα χαρακτηριστικά της απόκρισης που μπορούν να παρατηρηθούν με τη χρήση της μεθόδου, από τους Krawinkler and Seneviratna [1998] :

- Ο υπολογισμός της απαιτούμενης παραμόρφωσης στοιχείων που πρέπει να παραμορφωθούν ανελαστικά για να αποσβέσουν ενέργεια.
- Οι συνέπειες της μείωσης της αντοχής συγκεκριμένων στοιχείων στην ευστάθεια ολόκληρης της κατασκευής.
- Ο προσδιορισμός των κρίσιμων περιοχών όπου οι ανελαστικές παραμορφώσεις αναμένονται μεγάλες.
- Η διαδοχική πλαστικοποίηση των μελών μέχρι την αστοχία και η εξέλιξη της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής.
- Η αναγνώριση των ακανονικοτήτων αντοχής σε κάτοψη και καθ' ύψος που προκαλούν αλλαγές στα δυναμικά χαρακτηριστικά του ανελαστικού κλάδου.

Όμως, η μέθοδος έχει «αδύνατα» σημεία και περιορισμούς :

- Όπως έχει αναφερθεί και προηγουμένως, ο υπολογισμός των παραμορφώσεων μπορεί να είναι αρκετά ανακριβής σε περιπτώσεις όπου οι ανώτερες ιδιομορφές παίζουν σημαντικό ρόλο.
- Η προοδευτική απομείωση της δυσκαμψίας, που πραγματοποιείται με τη διαρροή και την πλαστικοποίηση της κατασκευής, δεν προσμετράται, με συνέπεια να μη λαμβάνονται υπόψη ούτε οι αλλαγές που συμβαίνουν στα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά ούτε η επακόλουθη επιμήκυνση της περιόδου.
- Κατά την εφαρμογή της μεθόδου γίνεται διαχωρισμός μεταξύ απαιτήσης και ικανότητας, τη στιγμή που έρευνες αποδεικνύουν ότι είναι αλληλένδετα, καθώς η απόκριση της κατασκευής εξαρτάται από την πορεία φόρτισης.
- Λαμβάνεται υπόψη μόνο η οριζόντια συνιστώσα του σεισμικού φορτίου. Η κατακόρυφη συνιστώσα, που μπορεί σε μερικές περιπτώσεις να είναι αρκετά

σημαντική, αγνοείται, αφού μέχρι τώρα δεν έχει προταθεί καμία μέθοδος που να συνδυάζει την ΣΥΑ με την κατακόρυφη κίνηση του εδάφους.

- Η βασική – και πολύ σημαντική – υπόθεση της μεθόδου είναι η προσομοίωση της απόκρισης ενός πολυβάθμιου συστήματος με ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα. Αν και σε πολλές περιπτώσεις η απόκριση καθορίζεται σε μεγάλο βαθμό από τη θεμελιώδη ιδιομορφή, η υπόθεση αυτή δε μπορεί να γενικευτεί. Επιπλέον, στη δυναμική εν τω χρόνω ανάλυση η μορφή της θαμελιώδους ιδιομορφής αλλάζει σημαντικά ανάλογα με το επίπεδο πλαστικοποίησης καθώς και τις θέσεις των βλαβών της κατασκευής.
- Υπάρχει δυσκολία στη μοντελοποίηση των τρισδιάστατων και στρεπτικών επιρροών. Η pushover ανάλυση έχει χρησιμοποιηθεί εκτεταμένα με δισδιάστατα μοντέλα. Αντίθετα, πολύ λίγη δουλειά έχει γίνει για τρισδιάστατα ασυμμετρικά μοντέλα με ακανονικότητες μάζας και δυσκαμψίας. Έτσι, δεν είναι ξεκάθαρο το πώς γίνεται η κατανομή του φορτίου στα διαφορετικά ανοίγματα, ούτε σε ποια από τις δυο οριζόντιες διευθύνσεις επιβάλλεται η πλευρική φόρτιση.

Προφανώς, η ΣΥΑ στερείται αρκετά και σημαντικά χαρακτηριστικά της δυναμικής μη γραμμικής ανάλυσης με αποτέλεσμα η αξιοπιστία της σε μερικές περιπτώσεις να κρίνεται μη ικανοποιητική. Παρ' όλα αυτά, πολλές βελτιώσεις μπορούν να γίνουν για να αυξηθεί η αποτελεσματικότητα και αξιοπιστία της μεθόδου. Αρκετές από τις αδυναμίες που αναφέρθηκαν παραπάνω μπορούν να ξεπεραστούν με την παραγωγή μιας πλήρως αναπροσαρμοζόμενης διαδικασίας, η οποία προσμετρά τόσο τη συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών όσο και τις αλλαγές στα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά του συστήματος. Με αυτόν τον τρόπο, λαμβάνονται υπόψη η απομείωση της δυσκαμψίας και η επιμήκυνση της περιόδου καθώς και οι επιρροές των ανώτερων ιδιομορφών.

Επιπλέον, αν βρεθεί τρόπος να ενσωματωθεί η αναμενόμενη κίνηση του εδάφους στην ανάλυση, θα δοθούν αποτελέσματα για συγκεκριμένες περιοχές με καθορισμένα σεισμικά χαρακτηριστικά. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με τη χρήση αντιπροσωπευτικών φασμάτων της υπό ανάλυση περιοχής.

Με τις προαναφερθείσες βελτιώσεις μπορεί η ΣΥΑ να δώσει καλύτερες προβλέψεις και αποτελέσματα πλησιάζοντας τη δυναμική ανάλυση. Έτσι γεννάται η προσδοκία να αναπτυχθεί ένα αποτελεσματικό υποκατάστατο της δυναμικής εν τω χρόνω ανάλυσης, το οποίο δε θα απαιτεί πολύ εξειδικευμένες γνώσεις από το μηχανικό ούτε μεγάλο υπολογιστικό κόστος κατά την εφαρμογή της.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ

ΑΝΑΠΡΟΣΑΡΜΟΖΟΜΕΝΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ –

ADAPTIVE PUSHOVER

3.1 Εισαγωγή

Το επόμενο βήμα στην εξέλιξη της ΣΥΑ είναι η μεταβλητότητα της αναλογίας των οριζόντιων φορτίων, που επιβάλλονται στην κατασκευή, με την ταυτόχρονη θεώρηση της πολύ – ιδιομορφικής κατανομής.

3.2 ΣΥΑ με οριζόντια φορτία μεταβαλλόμενης αναλογίας

3.2.1 Οριζόντια φορτία ιδιομορφικής κατανομής μεταβαλλόμενης αναλογίας

Κατά την προϊούσα φόρτιση του φορέα με τα σταθερά κατακόρυφα φορτία και τα σταδιακά αυξανόμενα οριζόντια φορτία, μεταβάλλεται, τόσο η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος, όσο και η θεμελιώδης ιδιομορφή του φορέα, λόγω του σταδιακού σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων [Παπαδρακάκης 2003]. Μία ακριβέστερη προσομοίωση των σεισμικών οριζόντιων δράσεων επιτυγχάνεται με την προσαρμογή της καθύψος κατανομής των σεισμικών φορτίων σύμφωνα με την τρέχουσα πρώτη ιδιομορφή του αντίστοιχου βήματος φόρτισης λαμβάνοντας υπόψη τον διαδοχικό σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στον φορέα.

3.2.2 Οριζόντια φορτία πολυ-ιδιομορφικής κατανομής σταθερής ή μεταβαλλόμενης αναλογίας

Σε φορείς των οποίων η δυναμική τους απόκριση επηρεάζεται σημαντικά και από ανώτερες, πέραν της θεμελιώδους, ιδιομορφές θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή ικανού αριθμού ιδιομορφών κατά την εφαρμογή της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης. Υπενθυμίζεται, ότι στη δυναμική φασματική μέθοδο αναλύσεως ο αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη εξαρτάται από το άθροισμα των αντίστοιχων ιδιομορφικών μαζών τους. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Έτσι, όλες οι ιδιομορφές των οποίων το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών αντιστοιχεί σε ένα ποσοστό (συνήθως στο 90%) της συνολικής ταλαντούμενης μάζας θεωρούνται ότι συμμετέχουν ενεργά στη δυναμική απόκριση του συστήματος. Στην περίπτωση της ΣΥΑ μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η κατανομή των οριζόντιων φορτίων επηρεάζεται από έναν μικρό αριθμό ιδιομορφών και να υπολογίσουμε τα αντίστοιχα οριζόντια φορτία ανά όροφο που αντιστοιχούν σε αυτές τις ιδιομορφές.

Στη συνέχεια η αναλογία των φορτίων εκκίνησης μπορεί να παραμείνει σταθερή καθ' όλη τη διάρκεια της οριακής ανάλυσης ή να προσαρμόζεται ανάλογα με τον σταδιακό σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων.

Για τον υπολογισμό των οριζόντιων σεισμικών φορτίων εκκίνησης με σταθερά φορτία πολυ-ιδιομορφικής κατανομής με τη συμμετοχή ℓ πλήθους ιδιομορφών ακολουθούνται τα παρακάτω βήματα:

Βήμα 1: Υπολογισμός ικανού αριθμού ℓm ιδιοπεριόδων και ιδιομορφών από την επίλυση του γενικευμένου προβλήματος ιδιοτιμών

$$[K]\{\varphi\} = \lambda[M]\{\varphi\} \quad (3.1)$$

$$T_1, T_2, \dots, T_{\ell m} \quad (3.2)$$

$$\{\varphi_1\}, \{\varphi_2\}, \dots, \{\varphi_{\ell m}\} \quad (3.3)$$

Βήμα 2: Υπολογισμός της δρώσας μάζας κάθε ιδιομορφής

$$\bar{m}_j = \{\varphi_j\}^T [M] \{\varphi_j\} \quad , \quad j=1, \ell m \quad (3.4)$$

$$L_j = \{\varphi_j\}^T [M] \{r\} \quad (3.5)$$

$$m_j^{\text{eff}} = \frac{L_j^2}{\bar{m}_j} \quad (3.6)$$

Βήμα 3: Υπολογισμός του αριθμού ℓ των ενεργών ή σημαντικών ιδιομορφών που αντιστοιχεί στο απαιτούμενο ποσοστό της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος για τη ΣΥΑ

$$\sum_{j=1}^{\ell} m_j^{\text{eff}} \geq \delta m_{\text{tot}} \quad (3.7)$$

Βήμα 4: Υπολογισμός της φασματικής επιτάχυνσης $Sa(T_j)$, για $j=1, \ell$ και στη συνέχεια της συνολικής οριζόντιας φόρτισης στον όροφο k

$$V_{b,j} = Sa_j \sum_k w_k / g, \quad j=1, \ell, \quad k=1, n \quad (3.8)$$

$$Q_j^k = \frac{w_k \varphi_j^k}{\sum_k w_k \varphi_j^k} V_{b,j} \quad (3.9)$$

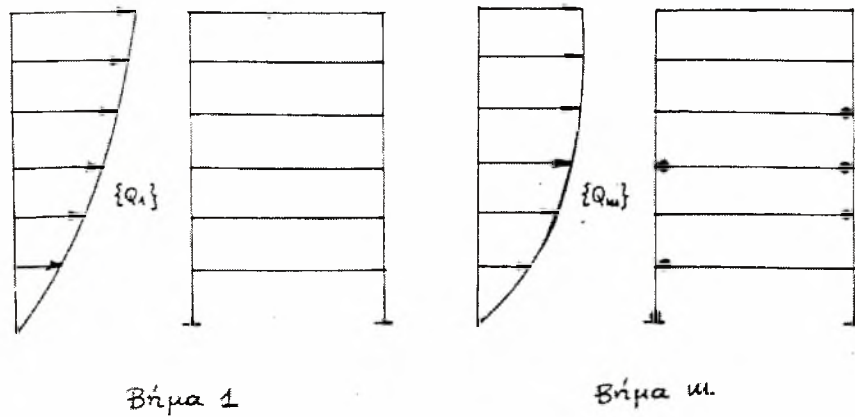
$$Q^k = \left[\sum_j (Q_j^k)^2 \right]^{1/2} \quad (3.10)$$

Στην περίπτωση που η αναλογία των φορτίων μεταβάλλεται ακολουθείται η μεθοδολογία της παραγράφου 3.1.1 της πρώτης ιδιομορφής με τη διαφορά ότι τα οριζόντια φορτία προκύπτουν από το σύνολο των ℓ ιδιομορφών και υπολογίζονται σε κάθε βήμα m φόρτισης από τη σχέση

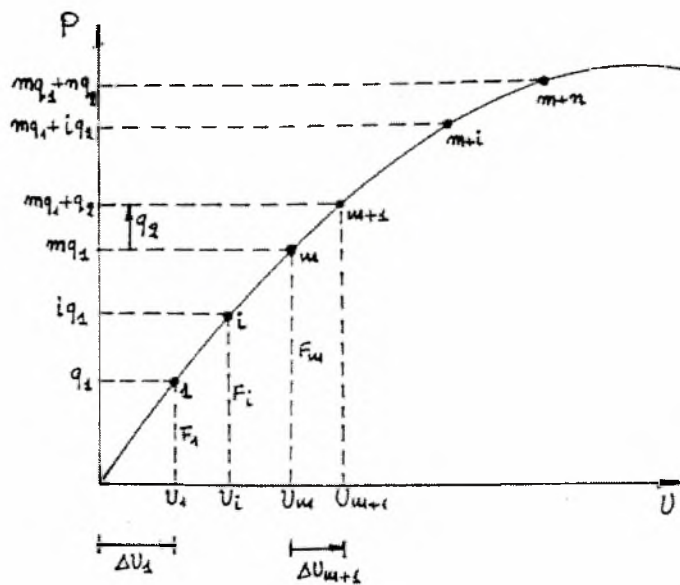
$$Q_m^k = \left[\sum_j (Q_{j,m}^k)^2 \right]^{1/2}, \quad j=1, \ell \quad \text{και} \quad k=1, n \quad (3.11)$$

Όπου τα φορτία Q_m^k του κάθε ορόφου υπολογίζονται μέσω των βημάτων 1 έως 4 του παρόντος εδαφίου σε κάθε βήμα m της φόρτισης.

3.2.3 ΣΥΑ με μη γραμμική προσανξητική-επαναληπτική οριακή ανάλυση (εφαρμογή με οριζόντια φορτία μεταβαλλόμενης αναλογίας)

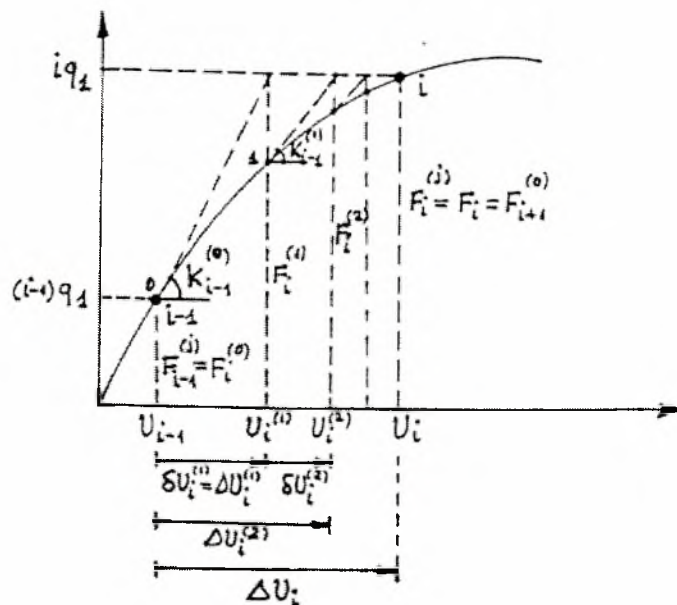


Σχήμα 3.1 Κατανομή σεισμικών φορτίων σύμφωνα με την τρέχουσα θεμελιώδη ιδιομορφή.
(α) Βήμα φόρτισης 1, (β) Βήμα φόρτισης m



Σχήμα 3.2 Προσανξητικά βήματα φόρτισης μεταβαλλόμενης αναλογίας

Η στατική υπερωθητική ανάλυση, με τη μη γραμμική προσανξητική-επαναληπτική μέθοδο και με προσαρμοστικά οριζόντια φορτία ιδιομορφικής κατανομής μεταβαλλόμενης αναλογίας (βλ. σχήμα 3.1), περιγράφεται από τα παρακάτω βήματα :



Σχήμα 3.3 Επαναληπτική μη γραμμική διαδικασία εντός του προσαυξητικού βήματος φόρτισης i

Βήμα 1:

1α: Υπολογισμός της αρχική τέμνουσας βάσεως και της καθύψος κατανομής των σεισμικών οριζόντιων φορτίων της ελαστικής απόκρισης

$$\begin{aligned}
 [K_0]\{\phi_1\} &= \lambda_1[M]\{\phi_1\} \Rightarrow T_{1,1} \{\phi_{1,1}\} \Rightarrow \\
 &\Rightarrow V_{b,1} \Rightarrow \{Q_1\}
 \end{aligned}
 \tag{3.12}$$

1β: Υπολογισμός του αρχικού προσαυξητικού κλασματικού φορτίου

$$\{q_1\} = \frac{\{Q_1\}}{R}
 \tag{3.13}$$

Βήμα 2: Εκτέλεση της μη γραμμικής προσαυξητικής-επαναληπτικής διαδικασίας εντός του κλασματικού προσαυξητικού φορτίου $\{q_1\}$

Επανάληψη 1:

$$\begin{aligned} [K_0^{(0)}] \{\delta U_1^{(1)}\} &= \{q_1\} \Rightarrow \{\delta U_1^{(1)}\} \Rightarrow \\ &\Rightarrow \{\Delta U_1^{(1)}\} \Rightarrow \{U_1^{(1)}\} \Rightarrow \{F_1^{(1)}\} \end{aligned} \quad (3.13)$$

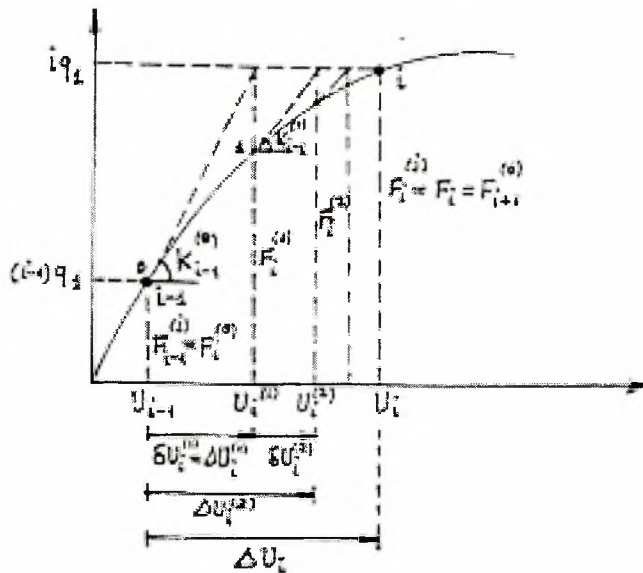
.....

Επανάληψη ℓ :

$$\begin{aligned} [K_0^{(\ell-1)}] \{\delta U_1^{(\ell)}\} &= \{q_1\} - \{F_1^{(\ell-1)}\} \Rightarrow \{\delta U_1^{(\ell)}\} \Rightarrow \\ &\Rightarrow \{\Delta U_1^{(\ell)}\} \Rightarrow \{U_1^{(\ell)}\} \Rightarrow \{F_1^{(\ell)}\} \end{aligned} \quad (3.14)$$

.....

Σύγκλιση στην επανάληψη j :
$$\frac{\|\{q_1\} - \{F_1^{(j)}\}\|}{\|\{q_1\}\|} \leq \varepsilon_1 \quad (3.15)$$



Σχήμα 3.4 Επαναληπτική μη γραμμική διαδικασία εντός του προσαυξητικού βήματος φόρτισης $m+1$

Βήμα 3: Επανάληψεις εντός του προσαυξητικού φορτίου $i\{q_1\} - (i-1)\{q_1\}$ (βλ. σχήμα 3.4)

Επανάληψη 1:

$$\begin{aligned} [K_{i-1}^{(0)}] \{\delta U_i^{(1)}\} &= i\{q_1\} - \{F_i^{(0)}\} \Rightarrow \{\delta U_i^{(1)}\} \Rightarrow \\ \Rightarrow \{\Delta U_i^{(1)}\} &\Rightarrow \{U_i^{(1)}\} \Rightarrow \{F_i^{(1)}\} \end{aligned} \quad (3.16)$$

.....

Επανάληψη ℓ :

$$\begin{aligned} [K_{i-1}^{(\ell-1)}] \{\delta U_i^{(\ell)}\} &= i\{q_1\} - \{F_i^{(\ell-1)}\} \Rightarrow \{\delta U_i^{(\ell)}\} \Rightarrow \\ \Rightarrow \{\Delta U_i^{(\ell)}\} &\Rightarrow \{U_i^{(\ell)}\} \Rightarrow \{F_i^{(\ell)}\} \end{aligned} \quad (3.17)$$

.....

$$\text{Σύγκλιση στην επανάληψη } j: \quad \left\| i\{q_1\} - \{F_i^{(j)}\} \right\| / \left\| i\{q_1\} \right\| \leq \varepsilon_1 \quad (3.18)$$

Βήμα 4: Έλεγχος κριτηρίου μεταβολής στιβαρότητας (βλ. σχήματα 3.2 και 3.4)

$$\text{Αρχικό μέτρο στιβαρότητας:} \quad k_1 = \frac{\{q_1\}^T \{\Delta U_1\}}{\{\Delta U_1\}^T \{\Delta U_1\}} \quad (3.19)$$

$$\text{Τρέχον μέτρο στιβαρότητας:} \quad k_i = \frac{\{q_1\}^T \{\Delta U_i\}}{\{\Delta U_i\}^T \{\Delta U_i\}} \quad (3.20)$$

$$\text{Κριτήριο μεταβολής στιβαρότητας:} \quad \frac{k_i}{k_1} < \varepsilon_2 \quad (3.21)$$

όπου ε_2 είναι η παράμετρος απομείωσης στιβαρότητας ($\varepsilon_2 = 0.5 \sim 0.1$).

Το βήμα 4 αποτελεί έλεγχο κριτηρίου, βάσει του οποίου, όταν ισχύει το κριτήριο η επίλυση προχωράει στο βήμα 5 θέτοντας $i=m$, εάν όχι επαναλαμβάνεται το βήμα 3 με $i=i+1$

Βήμα 5:



1α: Υπολογισμός της τρέχουσας τέμνουσας βάσεως και της καθύψος κατανομής των σεισμικών οριζόντιων φορτίων (Βλ. Σχήμα 3.4)

$$\begin{aligned} [K_m] \{\varphi_{m+1}\} &= \lambda_{m+1} [M] \{\varphi_{m+1}\} \Rightarrow \\ \Rightarrow T_{l,m+1}, \{\varphi_{l,m+1}\} &\Rightarrow \\ \Rightarrow V_{b,m+1} \Rightarrow \{Q_{m+1}\} & \end{aligned} \quad (3.22)$$

1β: Υπολογισμός του τρέχοντος προσαυξητικού κλασματικού φορτίου

$$\{q_2\} = \frac{\{Q_{m+1}\}}{R} \quad (3.23)$$

Βήμα 6: Εκτέλεση της προσαυξητικής-επαναληπτικής διαδικασίας εντός του προσαυξητικού κλασματικού φορτίου $\{q_2\}$ (βλ. σχήμα 3.4)

Επανάληψη 1:

$$\begin{aligned} [K_m^{(0)}] \{\delta U_{m+1}^{(1)}\} &= \{q_2\} \Rightarrow \{\delta U_{m+1}^{(1)}\} \Rightarrow \\ \Rightarrow \{\Delta U_{m+1}^{(1)}\} &\Rightarrow \{U_{m+1}^{(1)}\} \Rightarrow \{F_{m+1}^{(1)}\} \end{aligned} \quad (3.24)$$

.....

Επανάληψη ℓ :

$$\begin{aligned} [K_m^{(\ell-1)}] \{\delta U_{m+1}^{(\ell)}\} &= \{mq_1 + q_2\} - \{F_{m+1}^{(\ell-1)}\} \Rightarrow \{\delta U_{m+1}^{(\ell)}\} \\ \Rightarrow \{\Delta U_{m+1}^{(\ell)}\} &\Rightarrow \{U_{m+1}^{(\ell)}\} \Rightarrow \{F_{m+1}^{(\ell)}\} \end{aligned} \quad (3.25)$$

.....

$$\text{Σύγκλιση στην επανάληψη } j: \frac{\| \{mq_1 + q_2\} - \{F_{m+1}^{(j)}\} \|}{\| \{mq_1 + q_2\} \|} \leq \varepsilon_1 \quad (3.26)$$

Βήμα 7: Επαναλήψεις εντός του προσανζητικού φορτίου

$$(m\{q_1\} + i\{q_2\}) - (m\{q_1\} + (i-1)\{q_2\}) \quad (\text{βλ. σχήμα 3.2})$$

Επανάληψη 1:

$$[K_{m+i-1}^{(0)}] \{ \delta U_{m+i}^{(1)} \} = m\{q_1\} + i\{q_2\} - \{F_{m+1}^{(0)}\} \Rightarrow \quad (3.27)$$

$$\{ \delta U_{m+i}^{(1)} \} \Rightarrow \{ \Delta U_{m+i}^{(1)} \} \Rightarrow \{ U_{m+i}^{(1)} \} \Rightarrow \{ F_{m+i}^{(1)} \}$$

.....

Επανάληψη ℓ :

$$[K_{m+i-1}^{(\ell-1)}] \{ \delta U_{m+i}^{(\ell)} \} = m\{q_1\} + i\{q_2\} - \{F_{m+1}^{(\ell-1)}\} \Rightarrow \quad (3.28)$$

$$\{ \delta U_{m+i}^{(\ell)} \} \Rightarrow \{ \Delta U_{m+i}^{(\ell)} \} \Rightarrow \{ U_{m+i}^{(\ell)} \} \Rightarrow \{ F_{m+i}^{(\ell)} \}$$

.....

Σύγκλιση στην επανάληψη } j:

$$\frac{\| \{mq_1 + i q_2\} - \{F_{m+i}^{(j)}\} \|}{\| \{mq_1 + i q_2\} \|} \leq \varepsilon_1 \quad (3.29)$$

Βήμα 8: Έλεγχος κριτηρίου μεταβολής στιβαρότητας.

Μέτρο στιβαρότητας στο βήμα $m+1$:

$$k_m = \frac{\{q_2\}^T \{\Delta U_m\}}{\{\Delta U_m\}^T \{\Delta U_m\}} \quad (3.30)$$

Τρέχον μέτρο στιβαρότητας:

$$k_{m+i} = \frac{\{q_2\}^T \{\Delta U_{m+i}\}}{\{\Delta U_{m+i}\}^T \{\Delta U_{m+i}\}} \quad (3.31)$$

$$\text{Κριτήριο μεταβολής στιβαρότητας: } \frac{k_{m+i}}{k_m} \leq \varepsilon_2 \quad (3.32)$$

Όταν ισχύει το κριτήριο η επίλυση προχωράει στο βήμα 5 θέτοντας $m=n$, εάν όχι επαναλαμβάνεται το βήμα 7 με $i=i+1$.

Η ΣΥΑ με μη γραμμική προσαυξητική-επαναληπτική οριακή ανάλυση τερματίζεται με την κατάρρευση του φορέα. Το σημείο καταρρεύσεως της καμπύλης P-Δ ανιχνεύεται αριθμητικά κατά την επίλυση των εξισώσεων (2.13) ή (3.27) από το πρόγραμμα ανάλυσης του H/Y με μία από τις τρεις ενδείξεις: (i) αδυναμία παραγοντοποίησης του εφαπτομενικού μητρώου στιβαρότητας (ανίχνευση μηδενικού διαγώνιου όρου), (ii) αδυναμία σύγκλισης της επαναληπτικής διαδικασίας, (iii) υπολογισμός μεγάλων προσαυξητικών μετατοπίσεων από τη λύση των εξισώσεων (2.13) ή (3.27).

Για τη ΣΥΑ με μη γραμμική προσαυξητική-επαναληπτική οριακή ανάλυση και **σταθερά οριζόντια φορτία πολυ-ιδιομορφικής κατανομής** ακολουθούνται τα ίδια βήματα επίλυσης με της κατανομής φορτίων σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή με μόνη διαφορά ότι τα φορτία εκκίνησης υπολογίζονται από τη σχέση (3.10) αντί της σχέσης (3.9) με $j=1$. Αντίστοιχα, για τη ΣΥΑ με μη γραμμική προσαυξητική-επαναληπτική οριακή ανάλυση και **μεταβαλλόμενα οριζόντια φορτία εκκίνησης**

πολυ-ιδιομορφικής κατανομής τα φορτία εκκίνησης σε κάθε προσαρμογή των τιμών τους υπολογίζονται από τη σχέση (3.11).

3.3 Προτεινόμενη Μεθοδολογία

3.3.1 Εισαγωγή

Η προτεινόμενη μέθοδος ανάλυσης έχει ενσωματώσει διαδικασίες, που της επιτρέπουν να υπερκεράσει τους περιορισμούς που συναντώνται στη συμβατική ΣΥΑ όπως αναφέρθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Η διαδικασία επίλυσης που ακολουθεί η μέθοδος επιτρέπει τη συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών καθώς και την ανακατανομή των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων, που λαμβάνουν χώρα εξαιτίας του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Τα δυναμικά χαρακτηριστικά του συστήματος υπολογίζονται με ιδιομορφική ανάλυση, σε καθορισμένα ή και σε όλα τα βήματα της διαδικασίας, όπου λαμβάνεται υπόψη το τρέχον επίπεδο δυσκαμψίας της κατασκευής. Η νέα αυτή αναπροσαρμοζόμενη στατική υπερωθητική ανάλυση (adaptive pushover) αναμένεται να παρουσιάσει καλύτερα αποτελέσματα από την συμβατική pushover, κυρίως σε περιπτώσεις όπου υπάρχουν ακανονικότητες αντοχής και δυσκαμψίας και όπου οι ανώτερες ιδιομορφές έχουν σημαντική επίδραση στην συμπεριφορά της κατασκευής.

3.3.2 Διαδικασία βήμα προς βήμα

Τα βασικά βήματα της προτεινόμενης μεθοδολογίας είναι τα ακόλουθα:

1. Πραγματοποίηση ιδιομορφικής ανάλυσης, λαμβάνοντας υπόψη το επίπεδο δυσκαμψίας στο τέλος του προηγούμενου βήματος φόρτισης και υπολογισμός των ιδιοπεριόδων και ιδιοδιανυσμάτων του συστήματος. Γι' αυτόν τον σκοπό χρησιμοποιείται η εύχρηστη και ακριβής μέθοδος του Lanczos [Hughes 1987]. Κατόπιν γίνεται η εφαρμογή του πρόσθετου φορτίου.
2. Η μορφή της πλευρικής φόρτισης, που βασίζεται στα ιδιοσχήματα και τους συντελεστές συμμετοχής της ιδιομορφικής ανάλυσης, καθορίζεται ξεχωριστά για κάθε ιδιομορφή από τη σχέση:

$$F_{ij} = \Gamma_j \varphi_{ij} M_i \quad (3.33)$$

Όπου

i: αριθμός ορόφου

j: αριθμός ιδιομορφής

ϕ_{ij} : κανονικοποιημένη τιμή του ιδιοσχήματος για τον i όροφο και την j ιδιομορφή

M_i : μάζα του i ορόφου

Γ_j : ιδιομορφικός συντελεστής συμμετοχής της j ιδιομορφής

$$\Gamma_j = \frac{\phi_j^T M \delta}{\phi_j^T M \phi_j}$$

όπου M το μητρώο μάζας, ϕ_j το κανονικοποιημένο ιδιοδιάνυσμα της j ιδιομορφής και δ ένα διάνυσμα με τιμές 1 στη διεύθυνση των σεισμικών φορτίων και 0 στις υπόλοιπες θέσεις. Οι τιμές των ϕ κανονικοποιούνται έτσι ώστε το άθροισμα των μαζών των ορόφων $\Sigma (w/g) \cdot \phi^2 = 1$

Η σχέση (3.33) δίνει τη μορφή της πλευρικής φόρτισης καθορισμένη από τα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά του συστήματος. Αν ληφθεί υπόψη ένα συγκεκριμένο φάσμα τότε η εξίσωση (3.33) γίνεται:

$$F_{ij} = \Gamma_j \phi_{ij} M_i S_a(j) \quad (3.34)$$

Όπου $S_a(j)$ η φασματική επιτάχυνση της j ιδιομορφής

3. Οι μορφές της πλευρικής φόρτισης των ιδιομορφών συνδυάζονται χρησιμοποιώντας την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των δυνάμεων (SRSS-Square Root of the Sum of Squares) που εκφράζεται από τη σχέση:

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n F_{ij}^2} \quad \text{όπου } n \text{ ο αριθμός των ιδιομορφών}$$

Οι δυνάμεις που προκύπτουν κανονικοποιούνται έτσι ώστε η τέμνουσα βάσης να παραμένει ανάλογη του συντελεστή φόρτισης:

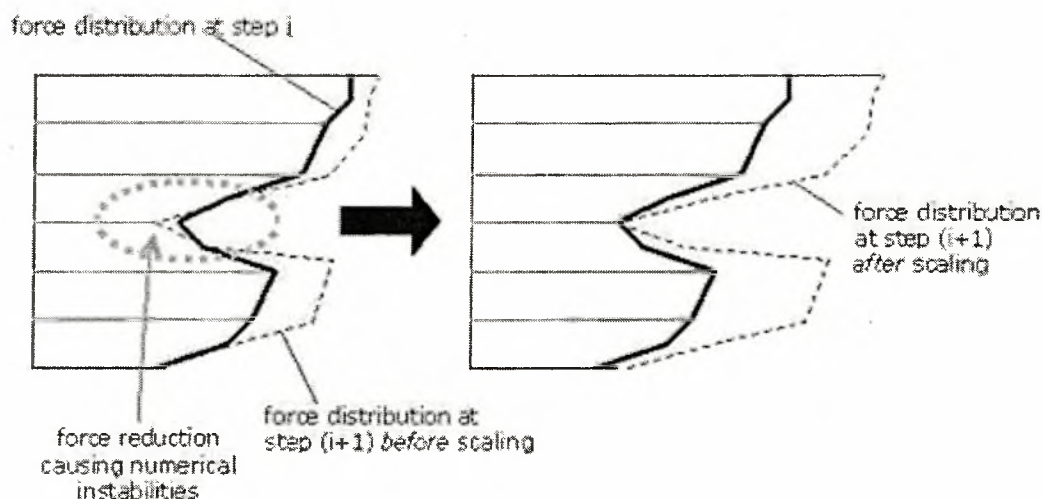
$$\bar{F}_i = \frac{F_i}{\sum F_i} \quad (3.35)$$

4. Ανανέωση – αύξηση του συντελεστή φόρτισης λ . Οι δυνάμεις που εφαρμόζονται σε κάθε όροφο i υπολογίζονται ως το γινόμενο του νέου συντελεστή φόρτισης, του ονομαστικού (αρχικού) φορτίου $P_{i,0}$ και του κανονικοποιημένου φορτίου \bar{F}_i .

$$P_i = \lambda \cdot \bar{F}_i \cdot P_{i,0} \quad (3.36)$$

Τα ονομαστικά φορτία σε όλους τους ορόφους πρέπει να είναι ίσα αφού η επιρροή των διαφορετικών μαζών λογίζεται στην ιδιομορφική ανάλυση.

- Έχουν παρατηρηθεί προβλήματα ευστάθειας του αλγόριθμου, όταν ενώ αυξάνεται ο συντελεστής φόρτισης μειώνεται το φορτίο σε κάποιον όροφο. Αυτό συμβαίνει λόγω της ανακατανομής των δυνάμεων σύμφωνα με τη νέα κατανομή των δυσκαμψιών των ορόφων. Γι' αυτό το λόγο, αν υπάρχει μείωση της πλευρικής επιβαλλόμενης δύναμης σε έναν ή περισσότερους ορόφους, τότε αυξάνονται αναλογικά οι δυνάμεις όλων των ορόφων έτσι ώστε σε κάθε όροφο η δύναμη να είναι τουλάχιστον ίση με αυτή του προηγούμενου βήματος. Με αυτόν τον τρόπο, η κατανομή της πλευρικής δύναμης που εξάγεται από την ιδιομορφική ανάλυση παραμένει αμετάβλητη, όπου συναντώνται αριθμητικές αστάθειες. Η διαδικασία φαίνεται σχηματικά στο σχήμα 3.5.

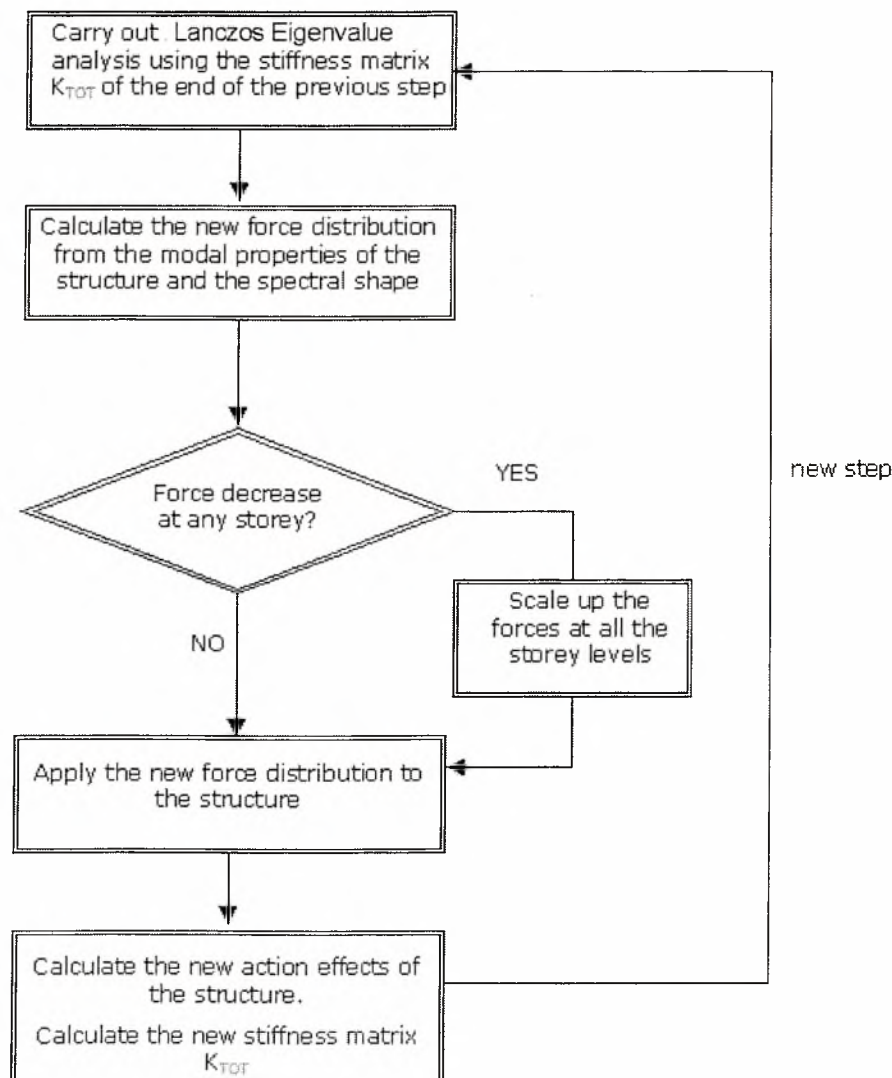


Σχήμα 3.5 Αναλογική αύξηση των πλευρικών δυνάμεων των ορόφων στα σημεία αστάθειας του αλγορίθμου

- Εφαρμογή των νέουπολογισθέντων δυνάμεων στο μοντέλο και επίλυση των εξισώσεων για την εξαγωγή των χαρακτηριστικών της απόκρισης στο νέο σημείο ισοροπίας.

7. Υπολογισμός του νέου εφαπτομενικού μητρώου δυσκαμψίας και επιστροφή στο βήμα 1 του αλγορίθμου για να ξεκινήσει το επόμενο βήμα της αναπροσαρμοζόμενης ΣΥΑ.

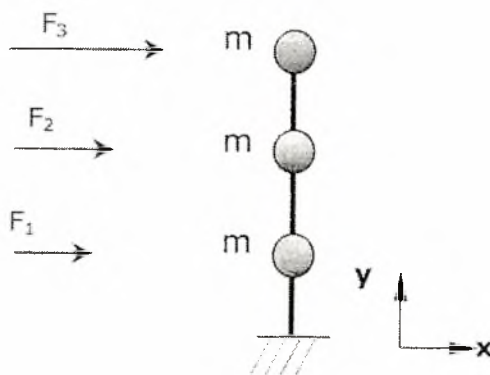
Το κύριο πλεονέκτημα του παραπάνω αλγορίθμου είναι το ότι επιτρέπει την εφαρμογή αναπροσαρμοζόμενων πλευρικών φορτίσεων, υπολογισμένων από ιδιομορφική ανάλυση σε κάθε βήμα, χωρίς προβλήματα αστάθειας. Ο αλγόριθμος έχει αρκετές διαφορετικές επιλογές όπως η χρήση ή όχι φασμάτων για την παραγωγή της πλευρικής φόρτισης, η ανανέωση αυτής της φόρτισης σε κάθε βήμα για περισσότερη ακρίβεια ή σε προκαθορισμένα βήματα για μείωση του υπολογιστικού κόστους.



Σχήμα 3.6 Διάγραμμα ροής του αλγορίθμου

3.4 Αριθμητικό Παράδειγμα

Για την καλύτερη κατανόηση της προτεινόμενης μεθοδολογίας παρουσιάζεται παρακάτω ένα απλό παράδειγμα [Παπανικολάου 2000]. Ο πρόβολος του σχήματος υποβάλλεται σε ανάλυση adaptive pushover. Για λόγους απλοποίησης χρησιμοποιούνται μόνο οι μεταφορικοί βαθμοί ελευθερίας κατά τη διεύθυνση της φόρτισης. Αποτέλεσμα αυτού είναι τα μητρώα μάζας και δυσκαμψίας να είναι 3×3 .



Σχήμα 3.7 Πρόβολος τριών βαθμών ελευθερίας

Σε ένα συγκεκριμένο βήμα της ανάλυσης τα μητρώα δυσκαμψίας και μάζας έχουν τιμές:

$$K = \begin{bmatrix} 3927025 & -1963202 & -290 \\ -1963202 & 4254207 & -2290715 \\ -290 & -2290715 & 2290710 \end{bmatrix} \quad M = \begin{bmatrix} 1000 & 0 & 0 \\ 0 & 1000 & 0 \\ 0 & 0 & 1000 \end{bmatrix}$$

Η λύση της εξίσωσης $[K-\lambda M]\phi=0$ δίνει τα παρακάτω αποτελέσματα:

$$\begin{array}{lll} \lambda_1=394.581 & \omega_1=\sqrt{\lambda_1}=19.871 & T_1=2\pi/\omega_1=0.316 \\ \lambda_2=3300.667 & \omega_2=\sqrt{\lambda_2}=57.451 & T_2=2\pi/\omega_2=0.109 \\ \lambda_3=6776.423 & \omega_3=\sqrt{\lambda_3}=82.319 & T_3=2\pi/\omega_3=0.076 \end{array}$$

$$\phi_1 = \begin{bmatrix} 0.642 \\ 1.156 \\ 1.397 \end{bmatrix} \quad \phi_2 = \begin{bmatrix} -1.192 \\ -0.380 \\ 0.863 \end{bmatrix} \quad \phi_3 = \begin{bmatrix} -0.786 \\ 1.141 \\ -0.582 \end{bmatrix}$$

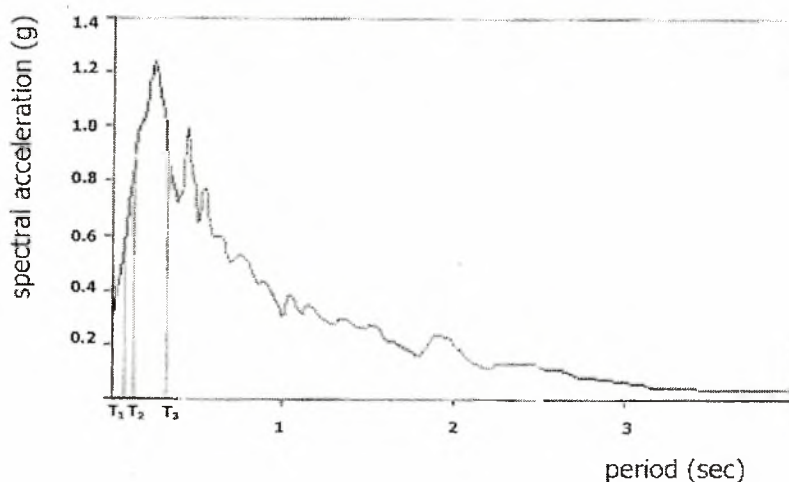
Οι συντελεστές συμμετοχής κάθε ιδιομορφής υπολογίζονται ως εξής:

$$\Gamma_1 = \frac{\{\phi_1\}^T \cdot M \cdot \{1\}}{\{\phi_1\}^T \cdot M \cdot \{\phi_1\}} = \frac{[0.642 \quad 1.156 \quad 1.397] \cdot \begin{bmatrix} 1000 & 0 & 0 \\ 0 & 1000 & 0 \\ 0 & 0 & 1000 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}}{[0.642 \quad 1.156 \quad 1.397] \cdot \begin{bmatrix} 1000 & 0 & 0 \\ 0 & 1000 & 0 \\ 0 & 0 & 1000 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0.642 \\ 1.156 \\ 1.397 \end{bmatrix}} = 0.864$$

$$\Gamma_2 = -0.307$$

$$\Gamma_3 = -0.101$$

Υποθέτοντας ότι το φάσμα που λαμβάνεται υπόψη είναι αυτό που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα, οι φασματικές επιταχύνσεις είναι:



Σχήμα 3.8 Φάσμα επιταχύνσεων για το παράδειγμα

$$T_1 = 0.316 \text{ sec} \Rightarrow S_a(1) = 0.89 \text{ g}$$

$$T_2 = 0.109 \text{ sec} \Rightarrow S_a(2) = 0.83 \text{ g}$$

$$T_3 = 0.076 \text{ sec} \Rightarrow S_a(3) = 0.62 \text{ g}$$

Η πλευρική φόρτιση που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή υπολογίζεται από την εξίσωση (3.34):

$$F_1 = 0.864 \cdot \begin{bmatrix} 0.642 \\ 1.156 \\ 1.397 \end{bmatrix} \cdot 1000 \cdot 0.89 = \begin{bmatrix} 494.56 \\ 888.91 \\ 1074.24 \end{bmatrix}$$

$$F_2 = -0.307 \cdot \begin{bmatrix} -1.192 \\ -0.380 \\ 0.863 \end{bmatrix} \cdot 1000 \cdot 0.83 = \begin{bmatrix} 303.70 \\ 96.82 \\ -219.89 \end{bmatrix}$$

$$F_3 = -0.101 \cdot \begin{bmatrix} -0.786 \\ 1.141 \\ -0.582 \end{bmatrix} \cdot 1000 \cdot 0.62 = \begin{bmatrix} 49.22 \\ -71.44 \\ 36.44 \end{bmatrix}$$

Οι δυνάμεις σε κάθε όροφο είναι:

$$F = \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sqrt{494.56^2 + 303.70^2 + 49.22^2} \\ \sqrt{888.91^2 + 96.82^2 + (-71.44)^2} \\ \sqrt{1074.24^2 + (-219.89)^2 + 36.44^2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 582.44 \\ 897.02 \\ 1097.12 \end{bmatrix}$$

Οι δυνάμεις αυτές κανονικοποιούνται σύμφωνα με τη σχέση (3.35):

$$\bar{F}_1 = \frac{582.44}{582.44 + 897.02 + 1097.12} = 0.226$$

$$\bar{F}_2 = \frac{897.02}{582.44 + 897.02 + 1097.12} = 0.348$$

$$\bar{F}_3 = \frac{1097.12}{582.44 + 897.02 + 1097.12} = 0.426$$

Αν υποτεθεί ότι ο συντελεστής φόρτισης στο τρέχον βήμα είναι 0.56 και ότι τα αρχικά οριζόντια φορτία είναι όλα ίσα με 1000 KN, τότε τα φορτία που επιβάλλονται σε αυτό το βήμα της adaptive pushover προκύπτουν από την εξίσωση (3.36):

$$P_1 = \lambda \cdot \bar{F}_1 \cdot P_{1,o} = 0.56 \cdot 0.226 \cdot 1000 = 126.59 \text{ kN}$$

$$P_2 = \lambda \cdot \bar{F}_2 \cdot P_{2,o} = 0.56 \cdot 0.348 \cdot 1000 = 194.96 \text{ kN}$$

$$P_3 = \lambda \cdot \bar{F}_3 \cdot P_{3,o} = 0.56 \cdot 0.426 \cdot 1000 = 238.45 \text{ kN}$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ INDYAS ΚΑΙ ΤΩΝ ΜΟΝΤΕΛΩΝ ΠΟΥ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΗΘΗΚΑΝ

4.1 Εισαγωγή

Ο αλγόριθμος της αναπροσαρμοζόμενης ΣΥΑ, που παρουσιάστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, μοιάζει ελκυστικός αφού προσφέρει μια νέα μέθοδο ανάλυσης θεωρητικώς ορθή, η οποία είναι ικανή να λύσει αρκετά από τα προβλήματα άλλων μη γραμμικών στατικών μεθόδων. Η νέα αυτή μέθοδος παραμένει απλή και εύχρηστη και μπορεί να αποτελέσει ένα πιο ακριβές υποκατάστατο της δυναμικής ανάλυσης από τις συμβατικές μεθοδολογίες. Παρ' όλα αυτά, είναι επιβεβλημένο να γίνουν εκτεταμένες αναλύσεις πριν εξαχθούν οριστικά συμπεράσματα τόσο για την αποδοτικότητα όσο και για την εφαρμοσιμότητα της σε πραγματικές περιπτώσεις.

Στο παρόν κεφάλαιο, παρουσιάζεται το λογισμικό πακέτο πεπερασμένων στοιχείων INDYAS που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα διπλωματική, καθώς και τα χαρακτηριστικά των προσομοιωμάτων που χρησιμοποιήθηκαν για την εφαρμογή και πιστοποίηση της μεθόδου.

4.2 Κώδικας Π/Σ INDYAS

4.2.1 Μια σύντομη ματιά στα χαρακτηριστικά

Το INDYAS (INelastic DYnamic ASsessment) είναι ένας κώδικας πεπερασμένων στοιχείων ικανός να προβλέψει τη συμπεριφορά χωρικών πλαισίων υπό στατική ή και δυναμική φόρτιση, λαμβάνοντας υπόψη τόσο την ανελαστικότητα του υλικού όσο και γεωμετρικές μη γραμμικότητες. Μοντέλα συμπεριφοράς σκυροδέματος και χάλυβα είναι διαθέσιμα, μαζί με μια μεγάλη βιβλιοθήκη τρισδιάστατων στοιχείων που μπορούν να χρησιμοποιηθούν με μια ποικιλία έτοιμων διατομών (σκυροδέματος, χάλυβα, σύνθετων) για τη δημιουργία των χωρικών πλαισίων.

Επιπλέον, η εξάπλωση της ανελαστικότητας κατά μήκος του μέλους και καθ' ύψος της διατομής προσομοιώνεται με σαφήνεια, επιτρέποντας τον ακριβή υπολογισμό της κατανομής των βλαβών. Αυτό το χαρακτηριστικό ξεχωρίζει το INDYAS από πολλά παρόμοια υπολογιστικά πακέτα, τα οποία χρησιμοποιούν την υπόθεση της συγκεντρωμένης ανελαστικότητας για τη προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς των μελών. Το πρόγραμμα, εκτός από την εξαιρετική αριθμητική

σταθερότητα που παρουσιάζει, καθιστά δυνατό τον ακριβή προσδιορισμό της ανελαστικής απόκρισης και το φορτίο κατάρρευσης οποιουδήποτε φορέα.

Το INDYAS δέχεται αναλογικά ή μη αναλογικά στατικά φορτία (δυνάμεις και μετατοπίσεις) καθώς και δυναμικές δράσεις, ενώ έχει την δυνατότητα να πραγματοποιεί πολλών ειδών αναλύσεις, όπως: ιδιομορφική ανάλυση, στατική υπερωθητική ανάλυση (συμβατική και αναπροσαρμοζόμενη), στατική εν τω χρόνω και δυναμική ανάλυση.

Στις επόμενες παραγράφους θα περιγραφούν μερικά από τα βασικά χαρακτηριστικά του προγράμματος.

4.2.2 Μοντέλα Υλικών

Τρία μοντέλα συμπεριφοράς χάλυβα έχουν επιλεγεί για αναλύσεις στο πρόγραμμα.

st11: Είναι ένα διγραμμικό μοντέλο με κινηματική κράτυνση, υπολογιστικά αποδοτικό και με εύκολα προσδιοριζόμενες παραμέτρους. Σε αυτό το μοντέλο, που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα, ο ελαστικός κλάδος παραμένει σταθερός κατά τα διάφορα στάδια φόρτισης, ενώ ο κρατυνόμενος κλάδος είναι γραμμική συνάρτηση της επιπρόσθετης πλαστικής τάσης.

st12: Είναι ένα απλό και αποτελεσματικό μοντέλο, βασισμένο στην διατύπωση των Menegotto and Pinto [1973], που αργότερα εμπλουτίστηκε από τον Φιλίππου [1983], με νέους κανόνες για τον κρατυνόμενο κλάδο. Το μοντέλο αυτό χρησιμοποιεί ένα συντελεστή βλαβών για να αποδώσει με μεγαλύτερη ακρίβεια τη δυσκαμψία στη φάση της αποφόρτισης.

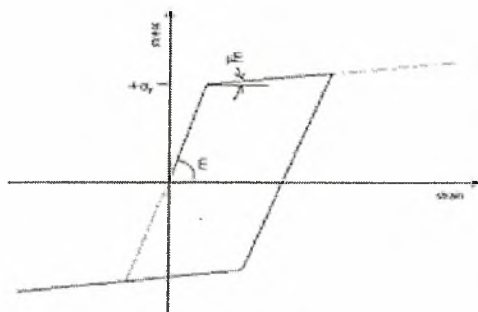
st13: Αυτό το μοντέλο είναι ικανό να περιγράψει τη μετελαστική συμπεριφορά του οπλισμού της διατομής του σκυρ/τος όταν αυτός διαρρέει καταπονούμενος από θλιπτικό φορτίο. Το διάγραμμα τάσης – παραμόρφωσης είναι το ίδιο με του μοντέλου st12 (των Menegotto and Pinto), με τη διαφορά ότι αυτό τροποποιείται έτσι ώστε να ληφθεί υπόψη ο μετελαστικός λυγισμός (Monti - Nuti 1992).

Επίσης τρία μοντέλα συμπεριφοράς σκυροδέματος είναι διαθέσιμα στο INDYAS.

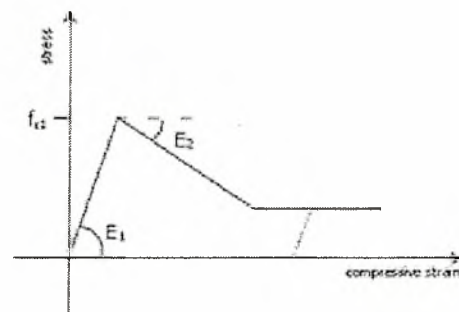
con1: Είναι ένα απλουστευμένο μονοαξονικό τριγωνικό μοντέλο, όπου οι εφελκυστικές αντοχές και επιρροές της περίσφιγξης του σκυροδέματος δεν περιλαμβάνονται.

con2: Το μοντέλο αυτό επιτρέπει την πρόβλεψη της συνεχούς κυκλικής απομείωσης της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα, ενώ δίνει αριθμητική σταθερότητα στην ανάλυση μεγάλων παραμορφώσεων. Για τη μοντελοποίηση της περίσφιγξης που δημιουργείται από τους συνδετήρες, χρησιμοποιούνται οι υποδείξεις του Mander και άλλων [1988], στις οποίες γίνεται η υπόθεση μιας σταθερής τριαξονικής πίεσης λαμβάνοντας υπόψη την μέγιστη εγκάρσια πίεση των συνδετήρων. Όλα αυτά εισάγονται στο μοντέλο μέσω ενός σταθερού συντελεστή περίσφιγξης που μεγεθύνει το διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων σε όλο το φάσμα των παραμορφώσεων.

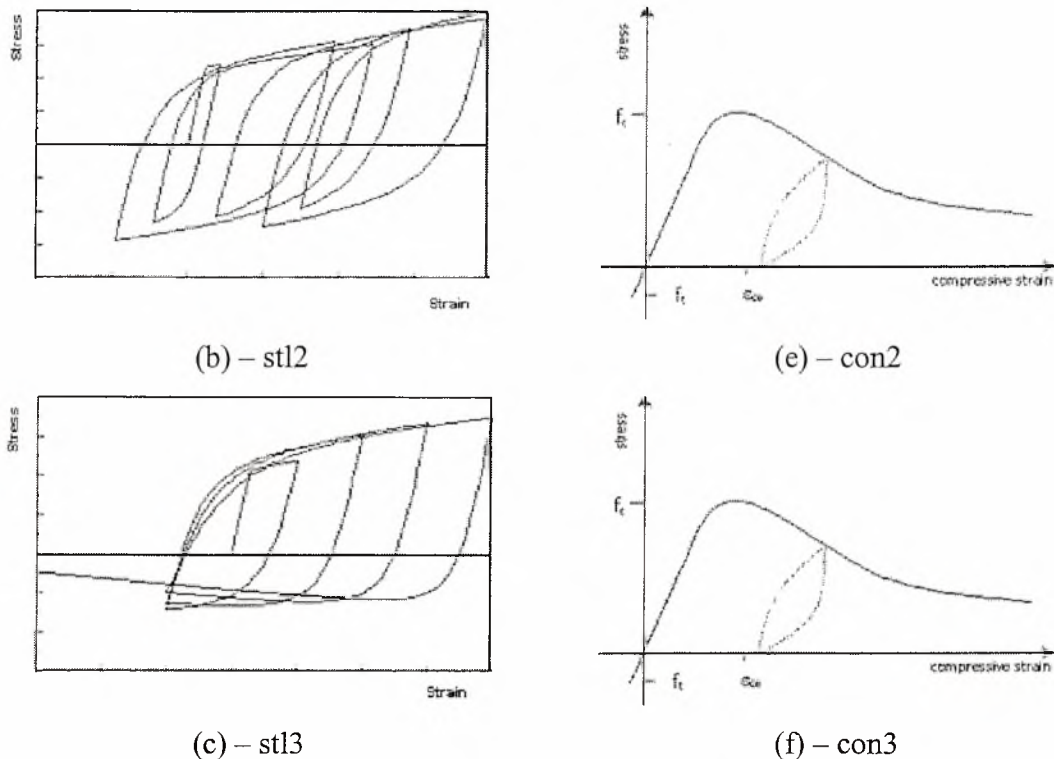
con3: Είναι παρόμοιο με το προηγούμενο μοντέλο με τη διαφορά ότι ο συντελεστής περίσφιγξης δεν είναι σταθερός αλλά εξαρτάται από διάφορα χαρακτηριστικά του εγκάρσιου οπλισμού (αποστάσεις, υλικό, μέγεθος).



(a) - stl1



(d) - con1



Σχήμα 4.1 Μοντέλα Συμπεριφοράς Υλικών του INDYAS

4.2.3 Διατομές

Μια ευρεία επιλογή προκαθορισμένων διατομών είναι διαθέσιμη στις βιβλιοθήκες του INDYAS. Οι διατομές αυτές ποικίλουν από απλές συμπαγείς διατομές έως πιο σύνθετες διατομές οπλισμένου σκυροδέματος και χάλυβα. Μερικές από αυτές είναι: ορθογωνικές και κυκλικές συμπαγείς διατομές από χάλυβα, κυκλικές κοίλες διατομές από χάλυβα, συμμετρικές I ή T χαλύβδινες διατομές, ασύμμετρες L ή C χαλύβδινες διατομές, μερικώς εγκιβωτισμένες σύνθετες I διατομές, πλήρως εγκιβωτισμένες σύνθετες I διατομές, ορθογωνικές και κυκλικές συμπαγείς ή κοίλες διατομές οπλισμένου σκυροδέματος, πλακοδοκοί O/Σ, τοιχώματα O/Σ και ορθογωνικοί μανδύες από O/Σ.

4.2.4 Στοιχεία

Τα στοιχεία (elements) που χρησιμοποιούνται από το INDYAS για τη μοντελοποίηση των μελών είναι:

- **cubic:** Τρισδιάστατο ανελαστικό στοιχείο δοκού – υποστυλώματος. Χρησιμοποιείται για λεπτομερή ανελαστική προσομοίωση
- **joint:** Τρισδιάστατο στοιχείο κόμβου δεχόμενο αξονικές και τέμνουσες δράσεις καθώς και ροπές. Χρησιμοποιείται για τη προσομοίωση επικλινών στηρίξεων, ελαστοπλαστικών κόμβων, κατασκευαστικών κενών.
- **Imass:** Στοιχείο συγκεντρωμένης μάζας. Χρησιμοποιείται στη δυναμική και ιδιομορφική ανάλυση.
- **dmass:** Στοιχείο κατανεμημένης μάζας. Χρησιμοποιείται στη δυναμική και ιδιομορφική ανάλυση.
- **ddamp:** Στοιχείο συγκεντρωμένης ιξώδους απόσβεσης που περιλαμβάνεται στη δυναμική ανάλυση
- **rdamp:** Στοιχείο απόσβεσης Rayleigh που χρησιμοποιείται στη δυναμική ανάλυση

4.2.5 Τύποι Ανάλυσης

Οι διαθέσιμοι τύποι ανάλυσης του INDYAS είναι:

- *Ιδιομορφική Ανάλυση:* Ο εύχρηστος και αποτελεσματικός αλγόριθμος του Lanczos χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των συχνοτήτων και των ιδιοσχημάτων. Ο αριθμός των απαιτούμενων ιδιομορφών και το φάσμα των συχνοτήτων καθορίζονται από το χρήστη στις ρυθμίσεις του προ/τος.
- *Στατική Ανάλυση:* Η εφαρμοζόμενη φόρτιση P διατηρείται σταθερή. Το πρόγραμμα πραγματοποιεί την επίλυση της ανάλυσης σε ένα και μόνο βήμα και εξάγει τις μετακινήσεις των κόμβων και τα εντατικά μεγέθη μελών και στηρίξεων.
- *Στατική Υπερωθητική Ανάλυση:* Κατά την συμβατική pushover ανάλυση τα εφαρμοζόμενα φορτία (δυνάμεις ή μετατοπίσεις) μεταβάλλονται αναλογικά, σύμφωνα με μια προκαθορισμένη μορφή (αναλογία) των αρχικών φορτίων P^0 . Ο συντελεστής φόρτισης λ αυξάνεται αυτόματα από το πρόγραμμα έως ένα άνω όριο καθορισμένο από τον χρήστη ή μέχρι την αστοχία της κατασκευής

$P = \lambda * P^0$. Η απόκριση της κατασκευής μετά την επίτευξη μέγιστης αντοχής σε δύναμη επιτυγχάνεται με διάφορες διαδικασίες ελέγχου των παραμορφώσεων.

- *Αναπροσαρμοζόμενη Στατική Υπερωθητική Ανάλυση*: Ο τύπος ανάλυσης παρουσιάστηκε αναλυτικά στο κεφάλαιο 3.
- *Στατική εν τω χρόνω Ανάλυση (time-history)*: Σε αυτόν τον τύπο ανάλυσης τα εφαρμοζόμενα φορτία (δυνάμεις ή μετατοπίσεις) μεταβάλλονται ανεξάρτητα του ψευδοχρόνου σύμφωνα με μια προκαθορισμένη μορφή. Το εφαρμοζόμενο φορτίο P_i δίνεται από τη σχέση $P_i = \lambda_i(t) * P_i^0$ όπου ο συντελεστής φόρτισης λ εξαρτάται από το χρόνο.
- *Δυναμική εν τω χρόνω Ανάλυση (time-history)*: Η απευθείας ολοκλήρωση των εξισώσεων της κίνησης επιτυγχάνεται χρησιμοποιώντας είτε τον αλγόριθμο των Hilber - Hughes – Taylor ή την ευρέως γνωστή διατύπωση του Newmark με αυτόματη ρύθμιση βήματος-χρόνου για βέλτιστη αποτελεσματικότητα. Η προσομοίωση της σεισμικής δράσης γίνεται με την εισαγωγή επιταχύνσεων στις στηρίξεις. Επιπλέον, η δυνατότητα επιβολής διαφορετικών καμπυλών επιταχύνσεων σε κάθε στήριξη επιτρέπει την απεικόνιση της ασύγχρονης διέγερσης του εδάφους.

4.2.6 Ρυθμίσεις

Δεδομένης της μη γραμμικότητας τόσο του υλικού όσο και της γεωμετρίας, η λύση των εξισώσεων επιτυγχάνεται με τη χρήση της πλήρους ή μετασχηματισμένης επαναληπτικής διαδικασίας Newton – Raphson ή κάποιας ενδιάμεσης. Οι απευθείας ορισμοί των αρχικών μετασχηματισμών του εφαπτομενικού μητρώου δυσκαμψίας επιτρέπουν τις παραπάνω ρυθμίσεις.

Η ύπαρξη προβλημάτων σύγκλισης αντιμετωπίζονται με μείωση του προσαυξητικού φορτίου μέσω συντελεστή. Η σύγκλιση ελέγχεται μέσω δυο διαφορετικών κριτηρίων. Το πρώτο ελέγχει την ισορροπία δυνάμεων και ροπών ενώ το δεύτερο των μετακινήσεων και στροφών. Οι δυο προσεγγίσεις περιγράφονται ακολούθως:

$$\sqrt{\sum_{i=1}^{n_f} \left(\frac{G_i^F}{F_{ref}}\right)^2 + \sum_{i=1}^{n_r} \left(\frac{G_i^M}{M_{ref}}\right)^2} \leq \text{ανοχής} \Rightarrow \text{σύγκλιση}$$

G_i^F	δυνάμεις εκτός ισορροπίας
G_i^M	ροπές εκτός ισορροπίας
F_{ref}	δύναμη αναφοράς
M_{ref}	ροπή αναφοράς
n_t	αριθμός μεταφορικών βαθμών ελευθερίας
n_r	αριθμός στρωφικών βαθμών ελευθερίας

$$\max \left[\left| \frac{\delta d_i}{d_{ref}} \right|_{i=1}^{n_t}, \left| \frac{\delta \rho_i}{\rho_{ref}} \right|_{i=1}^{n_r} \right] \leq \text{ανοχής} \Rightarrow \text{σύγκλιση}$$

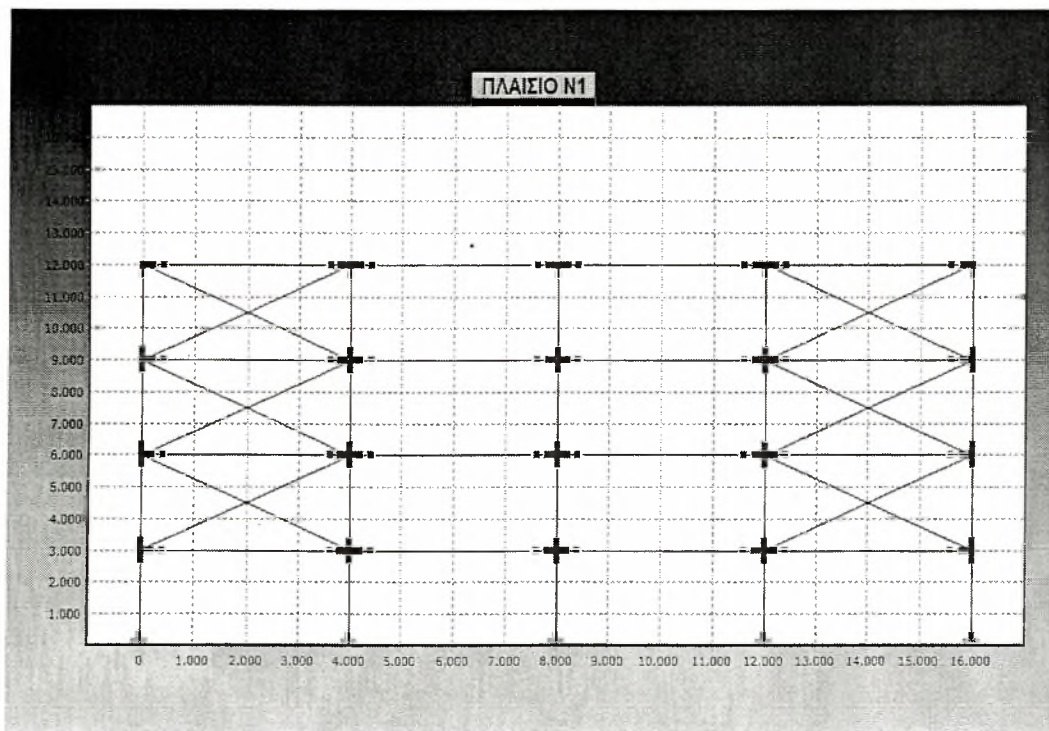
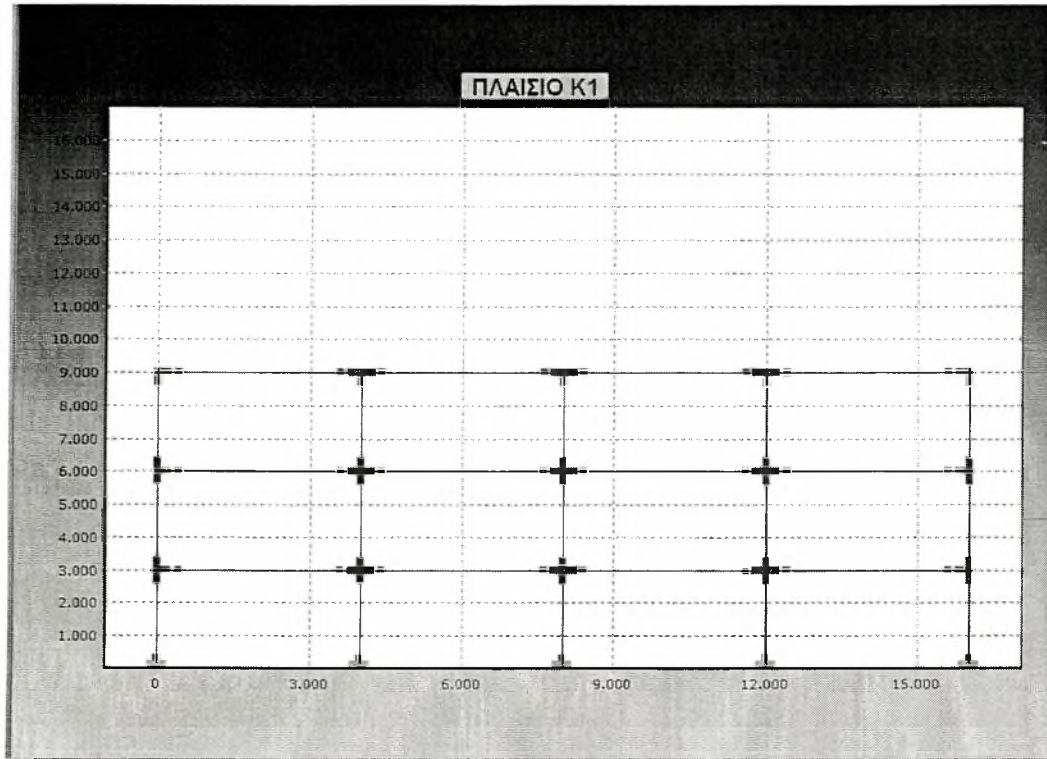
δd_i	μετατόπιση επανάληψης i
$\delta \rho_i$	στροφή επανάληψης i
d_{ref}	μετατόπιση αναφοράς
ρ_{ref}	στροφή αναφοράς
n_t	αριθμός μεταφορικών βαθμών ελευθερίας
n_r	αριθμός στρωφικών βαθμών ελευθερίας

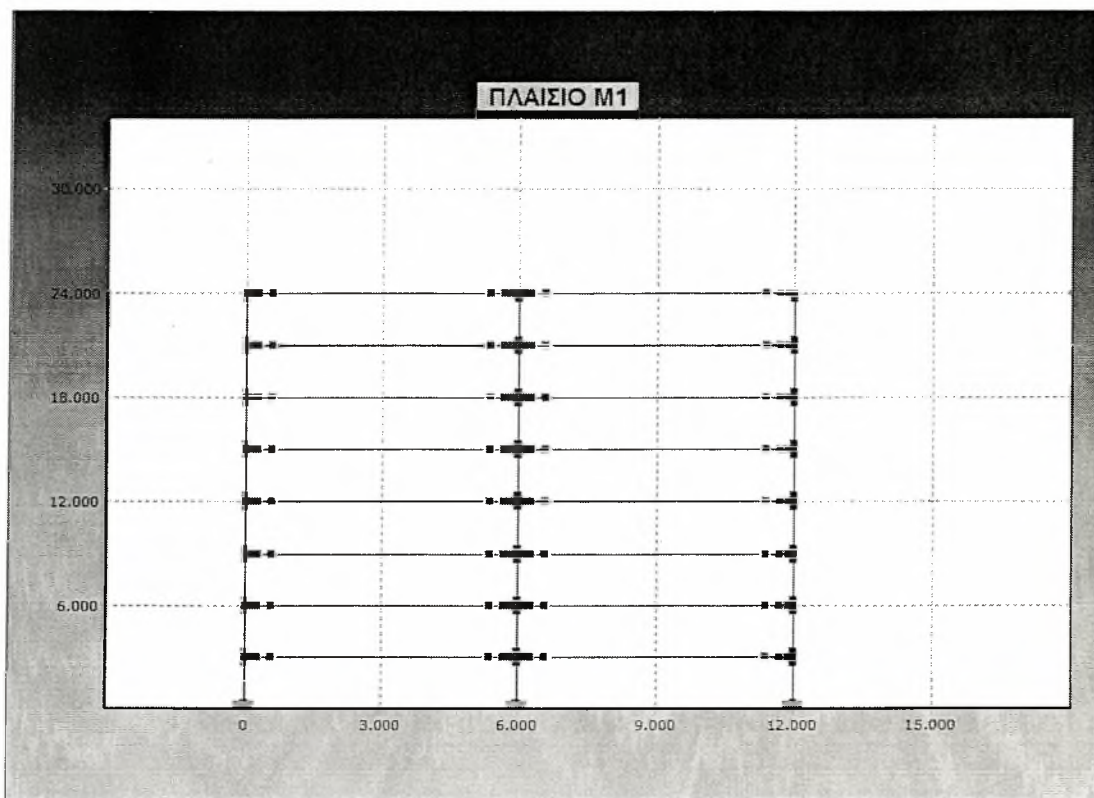
4.3 Παρουσίαση Προσομοιωμάτων

4.3.1 Υλικά και Γεωμετρία

Στην παρούσα εργασία παρουσιάζονται τρία (3) μεταλλικά επίπεδα πλαίσια κτιρίων. Το πρώτο (K1) είναι ένα κανονικό τριώροφο πλαίσιο τεσσάρων ανοιγμάτων ενώ το δεύτερο (N1) είναι ένα μη κανονικό τετραώροφο πλαίσιο τεσσάρων ανοιγμάτων με χιαστί ενισχύσεις στο πρώτο και τέταρτο φάτνωμα που διακόπτονται στο ισόγειο. Οι διατομές των υποστυλωμάτων και στα δυο κτίρια είναι IPE300 και οι διατομές των δοκών IPE200. Οι διατομές των χιαστί ενισχύσεων είναι CHS120*10. Το ύψος κάθε ορόφου για τα δυο αυτά πλαίσια είναι 3 μέτρα ενώ τα ανοίγματα είναι 4 μέτρα. Το τελευταίο πλαίσιο (M1) είναι κανονικό οκταώροφο δυο ανοιγμάτων. Το ύψος ορόφου είναι 3 μέτρα ενώ το μήκος των ανοιγμάτων 6 μέτρα. Οι διατομές των υποστυλωμάτων του είναι IPE300 και των δοκών IPE200.

Η ποιότητα χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε βάσει του EC-3 είναι FE430 (DIN-S275).





4.3.2 Φορτία

Πλέον των ιδίων βαρών δοκών και υποστλωμάτων, θεωρήθηκε πλάκα από σκυρόδεμα ύψους 15 εκατοστών και διαστάσεων 6 X άνοιγμα. Τα κινητά φορτία της πλάκας λήφθηκαν ίσα με 3 Kn/m^2 . Έτσι, η δυσμενής σεισμική φόρτιση που επιβλήθηκε στα παραπάνω πλαίσια είναι $\Delta = G + 0.3Q = 27.9 \text{ Kn/m}$ ανοίγματος, όπου G το ίδιο βάρος της πλάκας αφού τα ίδια βάρη των άλλων μελών (δοκών και υποστλωμάτων) τα προσθέτει το πρόγραμμα.

Τα οριζόντια σεισμικά φορτία προέκυψαν από ανάλυση σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ 2000. Η τέμνουσα βάσης V_0 υπολογίζεται από τον τύπο $V_0 = M \cdot \Phi_d(T)$. Η φασματική επιτάχυνση $\Phi_d(T)$ υπολογίζεται (για $T_1 < T < T_2$) από τον τύπο: $\Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot n \cdot \theta \cdot \beta_0 / q$.

Οι ιδιοπερίοδοι των πλαισίων υπολογίστηκαν με βάση τον τύπο $T = 0.09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L}}$.

Επιλέχθηκε κατηγορία εδάφους Β, ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙΙ, συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_1 = 1$, συντελεστής συμπεριφοράς $q = 4$, συντελεστής θεμελίωσης $\theta = 1$ και απόσβεση $\zeta = 2\%$. Προέκυψαν λοιπόν τα εξής:

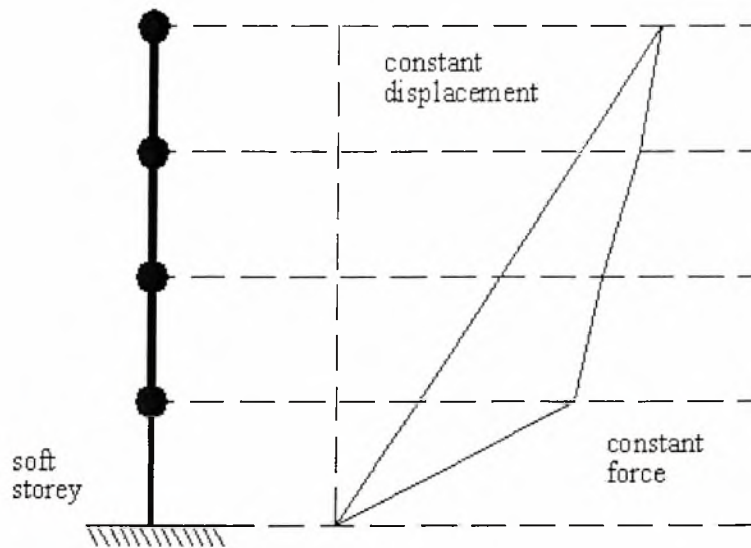
ΠΛΑΙΣΙΟ	ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ $\Phi d(T)$	ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΒΑΣΗΣ V_o	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ
K1	1.945 m/s ²	265.467 Kn	0.2025 sec
N1	1.946 m/s ²	373.630 Kn	0.27 sec
M1	1.898 m/s ²	518.207 Kn	0.62 sec

Η ανάλυση της τέμνουσας βάσης στους ορόφους έγινε σύμφωνα με τη σχέση

$$F_i = V_o \cdot \frac{m_i \cdot z_i}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot z_i}, \text{ όπου } z \text{ το απόλυτο υψόμετρο και } i=1, 2, \dots, n \text{ ο αριθμός του}$$

ορόφου. Μαζί με αυτήν την τριγωνική κατανομή, εφαρμόστηκε και μια ομοιόμορφη όπου η ανάλυση της τέμνουσας βάσης έγινε σύμφωνα με τη σχέση $F_i = \frac{V_o}{n}$ όπου n ο αριθμός ορόφων. Οι δυο αυτές φορτίσεις αποτέλεσαν τα αρχικά φορτία για την εφαρμογή τόσο της συμβατικής όσο και της αναπροσαρμοζόμενης στατικής υπερωθητικής ανάλυσης. Παρ' όλα αυτά, για την ολοκλήρωση των δυο μεθόδων ήταν απαραίτητη η επιβολή επικόμβιας μετακίνησης μετά την επίτευξη της μέγιστης αντοχής.

Σε αυτό το σημείο είναι απαραίτητο να αναφερθεί η διαφορά επιβολής δυνάμεων και μετακινήσεων καθώς και η διαδικασία που ακολουθήθηκε στην παρούσα διπλωματική. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού θεωρείται ότι εισάγεται ενέργεια στην κατασκευή σύμφωνα με την κίνηση του εδάφους. Ως εκ τούτου, θα ήταν πολύ λογικό και θεωρητικά σωστό να χρησιμοποιούνται μετακινήσεις αντί δυνάμεις στην φόρτιση των μοντέλων. Παρ' όλα αυτά, στην εφαρμογή μιας pushover ανάλυσης όπου η μορφή της φόρτισης είναι σταθερή, η χρήση μετακινήσεων αντί δυνάμεων θα «έκρυβε» κάποια σημαντικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Για παράδειγμα, σε ένα κτίριο με «μαλακό» όροφο, η επιβολή μετακινήσεων θα οδηγούσε σε μια παραμορφωσιακή κατάσταση στην οποία δε μπορεί να βρεθεί ο φορέας.



Σχήμα 4.2 Συγκριτικό Διάγραμμα Παραμορφώσεων Προβόλου (εξωτερικά επιβαλλόμενες δυνάμεις – μετατοπίσεις)

Από την άλλη μεριά, αν επιβληθούν δυνάμεις στην κατασκευή, η ανάλυση σταματάει όταν επιτευχθεί η μέγιστη αντοχή. Αυτό συμβαίνει εξαιτίας της προσέγγισης της σταθερής τάσης που χρησιμοποιούν τα περισσότερα πακέτα Π/Σ και η οποία οδηγεί σε αποτυχία σύγκλισης στο κορυφαίο σημείο της καμπύλης. Αποτέλεσμα αυτού είναι να μη φτάνει η ανάλυση στη μέγιστη παραμόρφωση που μπορεί να βρεθεί η κατασκευή.

Στο παραπάνω πρόβλημα έχουν προταθεί υβριδικές λύσεις [Izzudin and Elnashai, 1989], οι οποίες υιοθετήθηκαν και στην παρούσα διπλωματική. Τα βήματα που ακολουθήθηκαν είναι τα εξής:

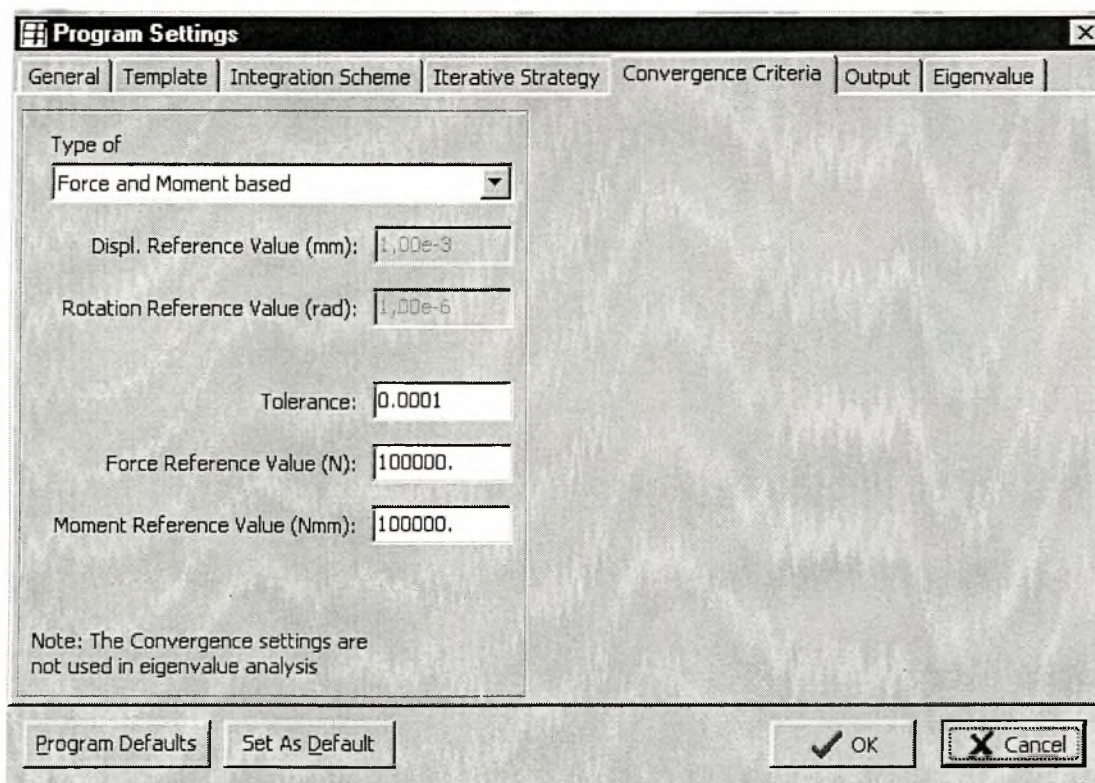
1. Εφαρμογή δυνάμεων στα μοντέλα και εύρεση παραμορφώσεων
2. Μετά την επίτευξη της μέγιστης αντοχής παύει η επιβολή δυνάμεων και αρχίζει η αύξηση της μετακίνησης ενός κόμβου κορυφής και η ταυτόχρονη εύρεση δυνάμεων.
3. Η καμπύλη συνεχίζεται μέχρι να καταρρεύσει ο φορέας ή να φτάσει τη μέγιστη παραμόρφωσή του (θεωρήθηκε 5% του H [Liu, Burns, Wen, 2003]).

4.3.3 Διακριτοποίηση και Κατανομή Μαζών

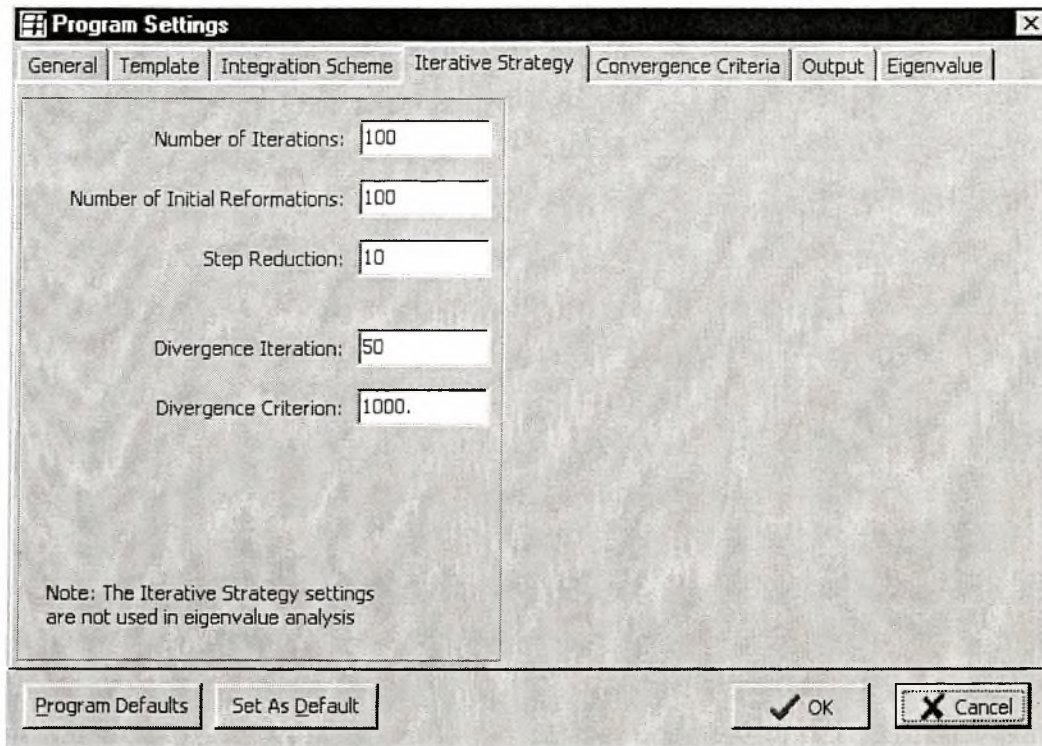
Τοποθετήθηκαν κόμβοι στο 2, 5 και 10% του μήκους των μελών ενώ για τις ανάγκες της ιδιομορφικής ανάλυσης στα πλαίσια της αναπροσαρμοζόμενης ΣΥΑ οι μάζες θεωρήθηκαν συγκεντρωμένες στους φυσικούς κόμβους των πλαισίων.

4.3.4 Επιλογές στις Ρυθμίσεις του INDYAS

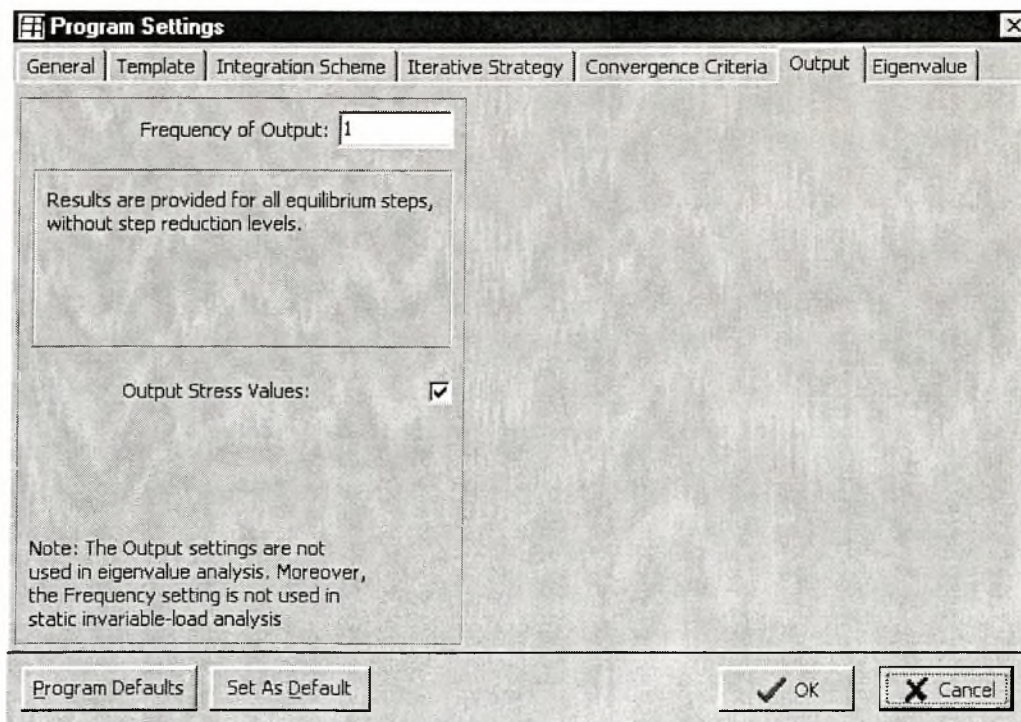
Σε όλα τα μοντέλα αυτής της εργασίας χρησιμοποιήθηκε το κριτήριο σύγκλισης βασισμένο σε δυνάμεις και ροπές με παραμέτρους τις τιμές ανοχής, δύναμης αναφοράς, ροπής αναφοράς που φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



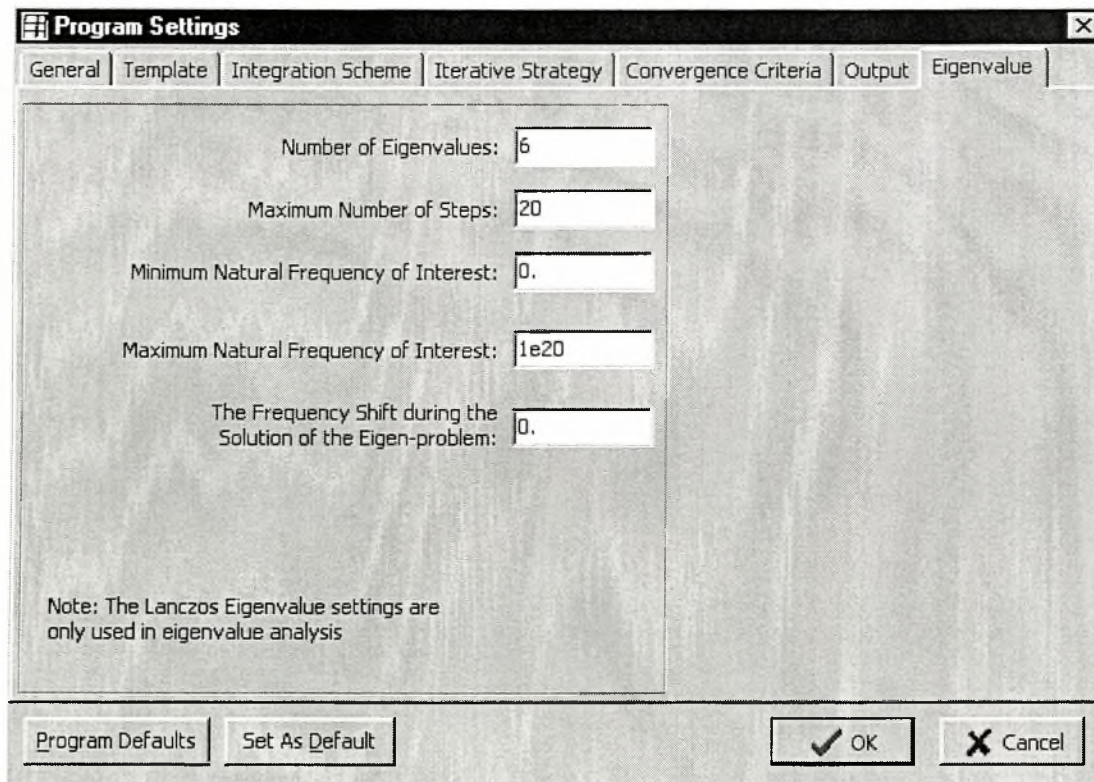
Για τις επιλογές της επαναληπτικής διαδικασίας επιλέχθηκαν τιμές για τον αριθμό των επαναλήψεων, των αρχικών μετασχηματισμών του εφαπτομενικού μητρώου δυσκαμψίας, του συντελεστή μείωσης βήματος καθώς και του αριθμού της επανάληψης στην οποία γίνεται ο έλεγχος απόκλισης, όπως φαίνονται παρακάτω:



Για την επίτευξη της μεγαλύτερης δυνατής ακρίβειας επιλέχθηκε η ανανέωση της μορφής της φόρτισης να γίνεται σε κάθε υπολογιστικό βήμα.



Για την πραγματοποίηση της ιδιομορφικής ανάλυσης λήφθηκαν υπόψη 6 ιδιομορφές ενώ επιλέχθηκε ένα πολύ ευρύ φάσμα συχνοτήτων.

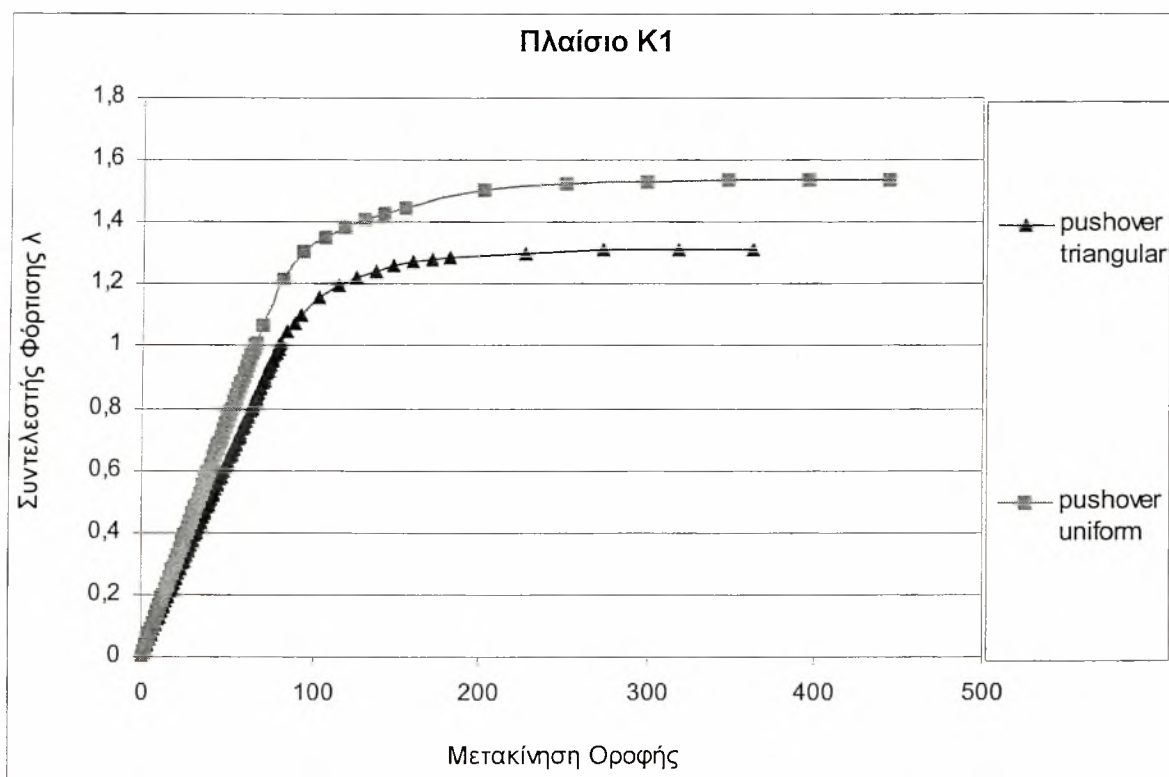


ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

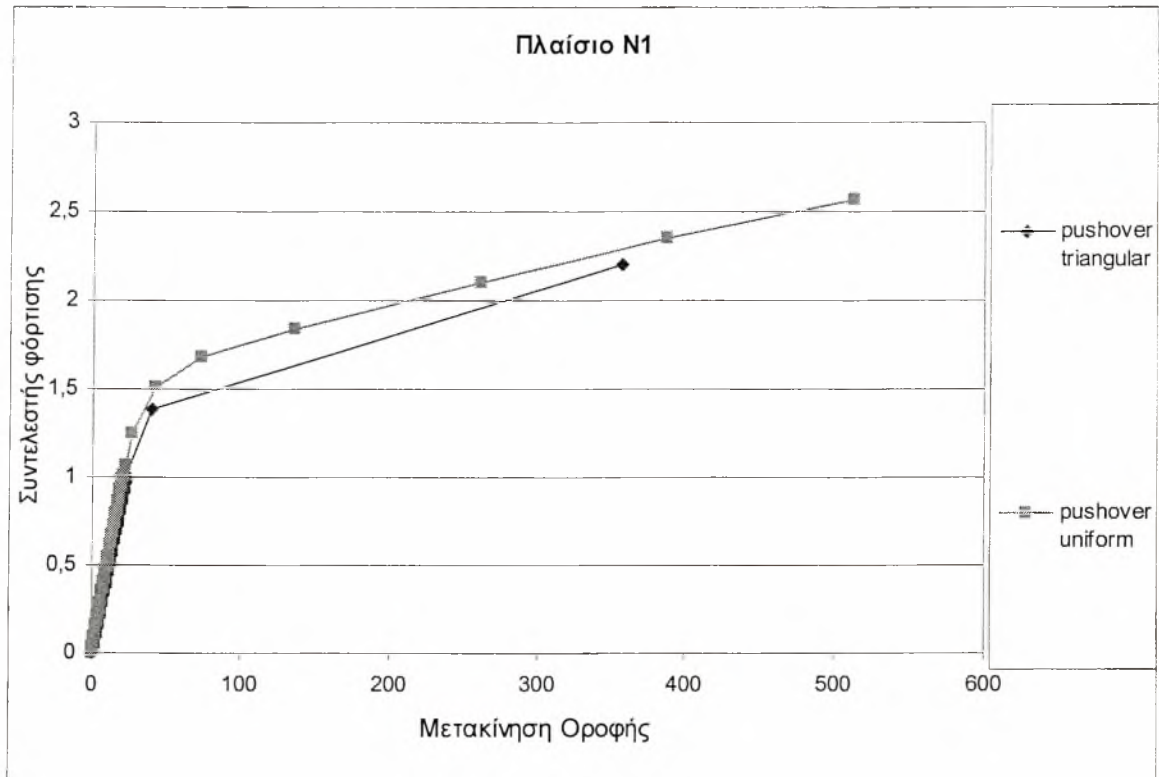
ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΑΙ ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

5.1 Σύγκριση των δυο συμβατικών μεθόδων

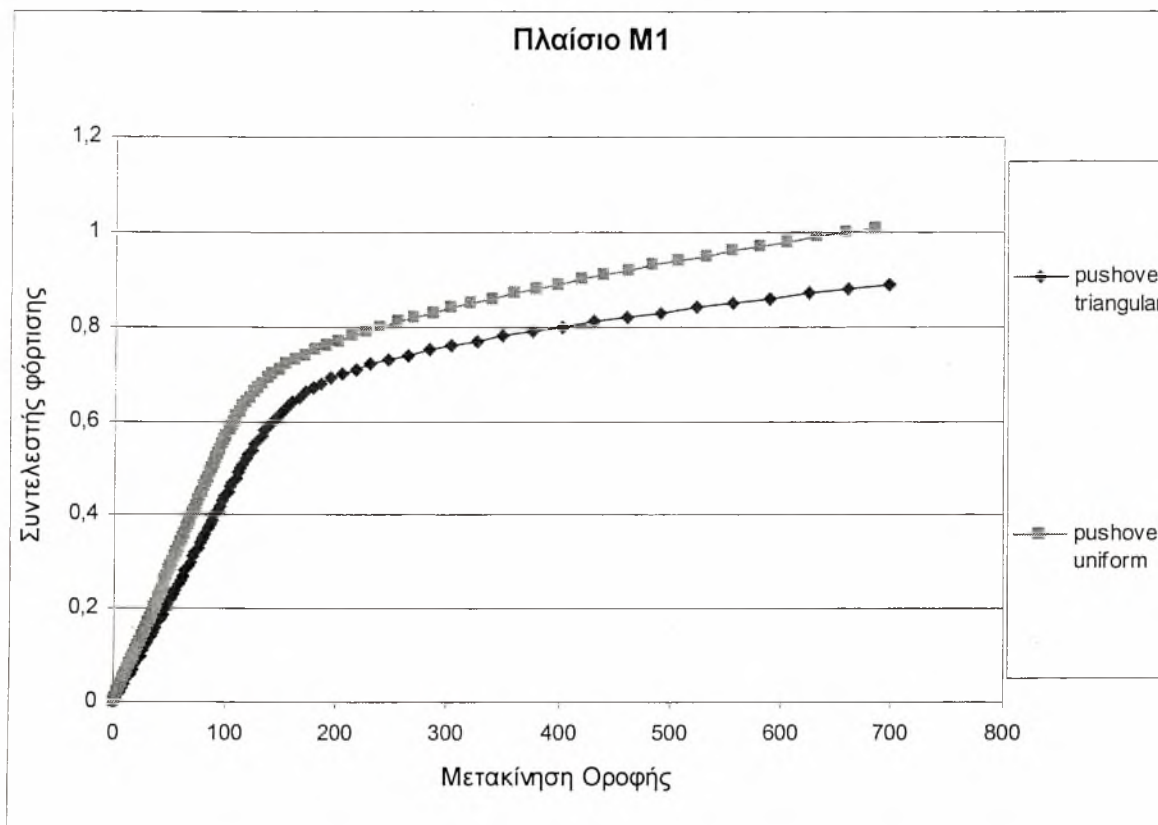
Τα τρία πλαίσια που παρουσιάστηκαν παραπάνω υποβλήθηκαν σε δυο συμβατικές στατικές υπερωθητικές αναλύσεις, μια με τριγωνική κατανομή δυνάμεων στους ορόφους και μια με ομοιόμορφη. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων φαίνονται στα παρακάτω διαγράμματα όπου οι τιμές των παραμορφώσεων είναι σε χιλιοστά:



Σχήμα 1. Διάγραμμα συντελεστή φόρτισης – μετακίνησης οροφής για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή δυνάμεων στο πλαίσιο K1



Σχήμα 2. Διάγραμμα συντελεστή φόρτισης – μετακίνησης οροφής για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή δυνάμεων στο πλαίσιο N1



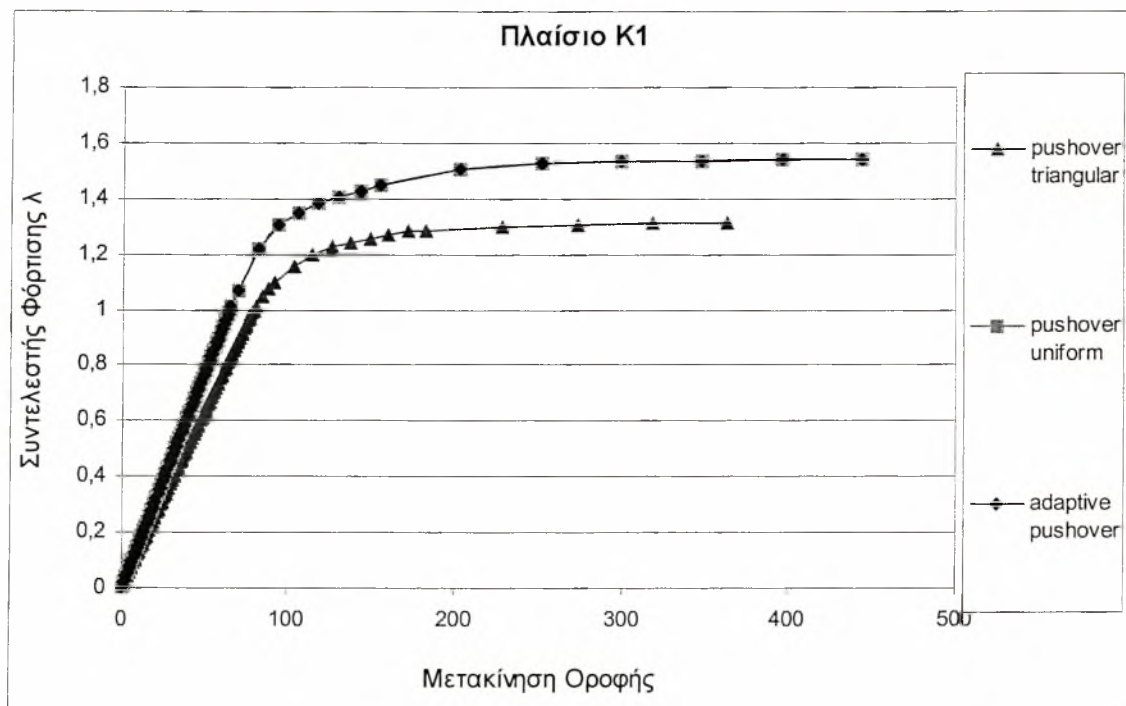
Σχήμα 3. Διάγραμμα συντελεστή φόρτισης – μετακίνησης οροφής για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή δυνάμεων στο πλαίσιο M1

Η εφαρμογή ομοιόμορφης κατανομής δυνάμεων στους ορόφους δίνει κατά κανόνα μεγαλύτερες αντοχές στο φορέα σε σχέση με την τριγωνική. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι ενώ οι δυνάμεις ισοκατανέμονται καθ' ύψος, η δυνατότητα παραμόρφωσης του φορέα δεν είναι ίδια καθ' ύψος. Αποτέλεσμα αυτού είναι να ασκούνται μεγάλες σχετικά δυνάμεις σε σημεία που μπορούν να τις παραλάβουν και μικρές δυνάμεις σε σημεία που δεν μπορούν να τις παραλάβουν. Έτσι γίνεται μια υπερεκτίμηση της αντοχής του φορέα. Αντίθετα, η τριγωνική κατανομή επιβάλλει μικρές σχετικά δυνάμεις εκεί που ο φορέας είναι ικανός να τις παραλάβει και μεγάλες εκεί που υπάρχει αδυναμία. Δημιουργεί δηλαδή μια δυσμενέστερη εντατική και παραμορφωσιακή κατάσταση αλλά και σαφώς πιο ρεαλιστική αφού ανταποκρίνεται στις συνθήκες παραμόρφωσης του προβόλου, τουλάχιστον στον ελαστικό κλάδο.

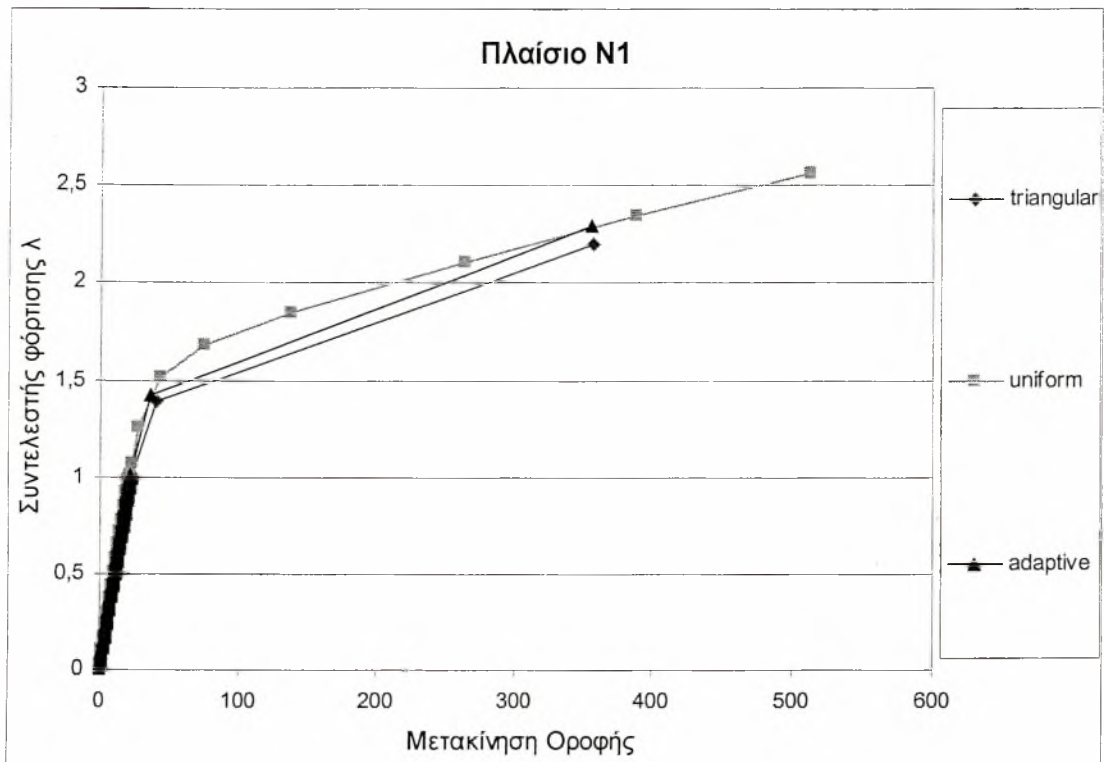
Εξαίρεση στα παραπάνω αποτελεί η περίπτωση ύπαρξης «μαλακού» ορόφου όπου η ομοιόμορφη κατανομή προσεγγίζει καλύτερα την πραγματική εντατική κατάσταση.

5.2 Σύγκριση των δυο συμβατικών μεθόδων με την αναπροσαρμοζόμενη

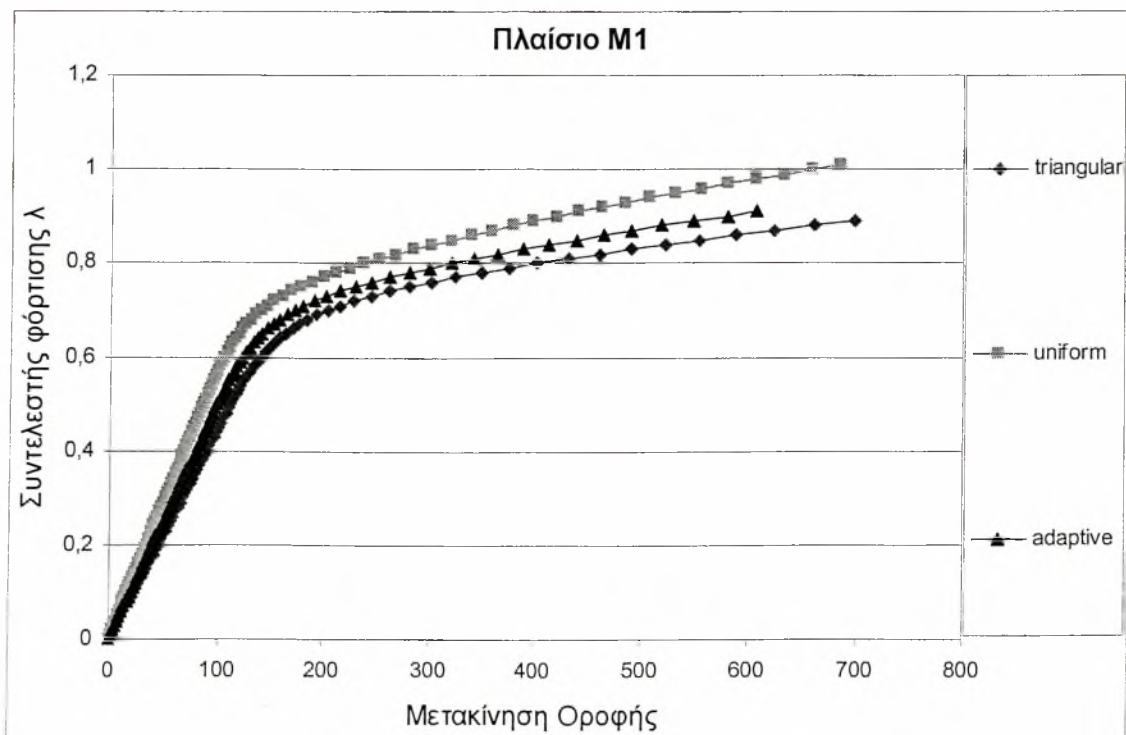
Σε αυτό το σημείο πρέπει να τονιστεί ότι η κατανομή των αρχικών οριζόντιων φορτίων στην αναπροσαρμοζόμενη ΣΥΑ θεωρήθηκε ομοιόμορφη, έτσι ώστε πιθανή αλλαγή των ιδιομορφικών χαρακτηριστικών των πλαισίων να οδηγήσει στην πραγματική κατανομή.



Σχήμα 4. Διάγραμμα συντελεστή φόρτισης – μετακίνησης οροφής για ομοιόμορφη, τριγωνική και αναπροσαρμοζόμενη κατανομή δυνάμεων στο πλαίσιο K1



Σχήμα 5. Διάγραμμα συντελεστή φόρτισης – μετακίνησης οροφής για ομοιόμορφη, τριγωνική και αναπροσαρμοζόμενη κατανομή δυνάμεων στο πλαίσιο N1



Σχήμα 6. Διάγραμμα συντελεστή φόρτισης – μετακίνησης οροφής για ομοιόμορφη, τριγωνική και αναπροσαρμοζόμενη κατανομή δυνάμεων στο πλαίσιο M1

Στο σχήμα 4 παρατηρούμε ότι η αναπροσαρμοζόμενη ΣΥΑ συμπίπτει με την συμβατική. Είναι η περίπτωση του κανονικού τριώροφου πλαισίου, όπου προφανώς, ούτε οι ανώτερες ιδιομορφές συμμετέχουν, ούτε η μορφή της πρώτης ιδιομορφής αλλάζει αισθητά.

Αντίθετα, στο σχήμα 5 (περίπτωση τετραώροφου πλαισίου με χιαστί ενισχύσεις) παρατηρούμε ότι μετά τον ελαστικό κλάδο η κατανομή των πλευρικών δυνάμεων πλησιάζει αρκετά την τριγωνική ενώ στη συνέχεια ομοιομορφοποιείται. Η πρώτη ιδιομορφή που κυριαρχεί στην απόκριση του πλαισίου φαίνεται να αλλάζει μορφή αφού επηρεάζεται από τη μειωμένη δυσκαμψία του ισογείου και πιθανώς δημιουργείται «μαλακός» όροφος.

Στο σχήμα 6 (οκταόροφο πλαίσιο δυο ανοιγμάτων) παρατηρούμε ότι η αναπροσαρμοζόμενη κατανομή βρίσκεται κοντά στην τριγωνική καθ' όλη τη διάρκεια της φόρτισης. Αυτή η διαφοροποίηση οφείλεται στη συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών που συνήθως επηρεάζουν τα ψηλά κτίρια.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

6.1 Γενικά

Η Αναπροσαρμοζόμενη Στατική Υπερωθητική Ανάλυση που παρουσιάστηκε σε αυτή την εργασία αποτελεί ένα σημαντικό βήμα εξέλιξης στις στατικές μη γραμμικές διαδικασίες. Το βασικό της χαρακτηριστικό είναι ο συνεχής υπολογισμός της αναλογίας φόρτισης μέσω εκτίμησης των ιδιομορφικών χαρακτηριστικών σε κάθε βήμα ανάλυσης. Παρ' όλα αυτά, διατηρεί τη βασική ιδιότητα κάθε στατικής μεθόδου, δηλαδή, την απλότητα και ευκολία χρήσης.

6.2 Συμπεράσματα

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν τρία επίπεδα μεταλλικά πλαίσια για την εξακρίβωση των διαφορών της συμβατικής με την αναπροσαρμοζόμενη διαδικασία.

Τα σημαντικότερα συμπεράσματα αυτής της εργασίας συνοψίζονται παρακάτω:

- Στο θεωρητικό μέρος, η adaptive pushover είναι σαφώς πιο ολοκληρωμένη από την conventional αφού παρακολουθεί την αλλαγή των δυναμικών χαρακτηριστικών μιας κατασκευής (μείωση δυσκαμψίας, αλλαγή ιδιομορφών, νέα κατανομή πλευρικής φόρτισης).
- Σε περιπτώσεις μικρών πλαισίων όπου δεν υπάρχουν ακανονικότητες παρατηρείται σύμπτωση των δυο μεθόδων αφού δεν προκύπτει αλλαγή στα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά των πλαισίων.
- Αντίθετα, σε πιο σύνθετα συστήματα, τουλάχιστον σε επίπεδο δυσκαμψίας, παρατηρείται αλλαγή της κατανομής από τριγωνική σε πιο ομοιόμορφη, γεγονός που υποδεικνύει την ύπαρξη «μαλακού» ορόφου.
- Μετά τις αναλύσεις που διενεργήθηκαν επιβεβαιώνεται το γεγονός της μη χρονοβόρας διαδικασίας ακόμα κι όταν ο επαναυπολογισμός του μητρώου δυσκαμψίας και των ιδιομορφικών χαρακτηριστικών γίνεται σε κάθε βήμα της ανάλυσης.
- Επίσης, ο αλγόριθμος παρουσίασε εξαιρετική σταθερότητα στις περιπτώσεις που εξετάστηκαν.

6.3 Μελλοντικά Πεδία Βελτίωσης

Παρ' όλα τα πλεονεκτήματα που παρουσιάζει η αναπροσαρμοζόμενη ΣΥΑ, υπάρχουν αρκετά ακόμη θέματα που αξίζει και που πρέπει να εστιάσουν την προσοχή τους οι ερευνητές τα επόμενα χρόνια.

- Ένας τομέας που χρειάζεται περαιτέρω ανάλυση είναι ο ρόλος της φασματικής ενίσχυσης με χρήση ανελαστικών φασμάτων για μεγάλα επίπεδα παραμόρφωσης. Επιπλέον, θα ήταν χρήσιμο να διερευνηθεί ο μετασχηματισμός του ανελαστικού φάσματος ανάλογα με την παρούσα πλαστιμότητα του συστήματος.
- Σημαντική προσπάθεια, επίσης, πρέπει να γίνει για να ενσωματωθούν οι τρισδιάστατες και στρεπτικές επιρροές στη διαδικασία.
- Τέλος, θα ήταν εξαιρετικά χρήσιμο να διερευνηθεί η εφαρμογή μετατοπίσεων και όχι δυνάμεων ως εξωτερική οριζόντια φόρτιση, από τη στιγμή που η νέα διαδικασία που παρουσιάστηκε δίνει τη δυνατότητα να υπεκεραστούν οι περιορισμοί που συναντούνταν στην συμβατική στατική υπερωθητική ανάλυση.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

1. ATC, 1988. Rapid visual screening of buildings for potential hazards: a Handbook. Applied Technology Council (rep. ATC – 21), Redwood City, California
2. Bracci J. M., Kunnath S. K., Reinhorn A. M., 1997. Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures. Journal of Structural Engineering, 123, 1, pp.3-10
3. BSSC, 1992a. NEHRP Handbook of techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings. Building Seismic Safety Council For the Federal Emergency Management Agency (FEMA rep.172) Washington D.C.
4. BSSC, 1992b. NEHRP Handbook for the seismic evaluation of existing buildings. Building Seismic Safety Council For the Federal Emergency Management Agency (FEMA rep.178) Washington D.C.
5. Fajfar P., and Gaspersic P., 1996. The N2 method for the seismic damage of RC buildings. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, pp. 31-46
6. Freeman S.A., Nicoletti J.P. and Tyrell J.V., 1975. Evaluation of existing buildings for seismic risk – A case study of Puget Sound Naval Shipyard Bremerton, Washington. Proceedings of the United States National Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, pp . 113-22
7. Izzudin B.A, and Elnashai S.A, 1989. ADAPTIC – A Program For Adaptive Large Displacement Elastoplastic Dynamic Analysis of Steel, Concrete and Composite Frames. ESEE Research Report, No 89-7, Imperial College, London
8. Krawinkler H. and Seneviratna G.D.P.K., 1998. Pros and Cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. Engineering Structures, Vol. 20, No. 4-6, pp. 452-464
9. Lawson R.S., Vance V. and Krawinkler H., 1994. nonlinear static push-over analysis – why, when and how? Proceedings of the Fifth U.S. National conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Inst., Oakland, California, Vol. I, pages 283-292

10. Mander JB, Priestley M.J.N. and Park R., 1988. Theoretical stress – strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826
11. Menegotto M., Pinto P.E., 1973. Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and nonelastic behaviour of elements under combined normal force and bending. *Proc. IASBE Symposium*, Lisbon, Portugal.
12. Moghadam A.S. and Tso W.K., 2000. Pushover analysis for asymmetric and set-back multistory buildings. *Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering [computer file]*, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Upper Hutt, New Zealand, Paper No. 1093.
13. Monti G., Nutti C., 1992. Nonlinear behaviour of Reinforcing Bars including Buckling. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 12, pp. 3268-3284
14. Papanikolaou V., 2000. Development and Verification of Adaptive Pushover Analysis Procedures. *Engineering Seismology and Earthquake Engineering Section*, Imperial College of Science, Technology and Medicine. Msc dissertation, September 2000.
15. SEAOC, 1995. Performance based seismic engineering of buildings. *Vision 2000 Committee*, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.
16. UNIDO, 1983. *Building Construction Under Seismic Conditions in the Balkan Region*, Vol. 4: Post-earthquake damage evaluation and strength assessment of buildings under seismic conditions. United Nations Industrial Developing Organisation, UNDP/ UNIDO project RER/79/015, Vienna, Austria.
17. Filippou F.C., Popov E.P., Bertero V.V., 1983. Modelling of R/C joints under cyclic excitations. *Journal of Structural Engineering*, 109, 11, Nov. 1983, pp. 2666-2684.
18. Hughes T.J.R., 1987. *The finite Element Method, Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis*. Prentice-Hall, Inc., pp. 600-629.
19. Penelis Gr.G. and Kappos A.J., 2002. 3-D pushover analysis: The issue of torsion, *Proceedings of the Twelfth European Conference on Earthquake Engineering [computer file]*, Paper reference 015, A. A. Balkema, Rotterdam
20. Παπαδρακάκης Μ., 2003. Πλαστική Ανάλυση Ραβδωτών Φορέων, Σύγχρονες Μέθοδοι (Μέρος III), Αθήνα

21. Μυστακίδης Ε., Δεκέμβριος 2002. Μέθοδοι αποτίμησης και βελτίωσης της σεισμικής αντοχής υφιστάμενων κατασκευών, Βόλος
22. Antoniou S., March 2002. Advanced Inelastic Static Analysis For Seismic Assessment of Structures. Imperial College of Science, Technology and Medicine. PhD thesis.
23. Rovithakis A., 2001. Verification of Adaptive Pushover Analysis Procedures. Engineering Seismology and Earthquake Engineering Section, Imperial College of Science, Technology and Medicine. Msc dissertation, September 2001.
24. Liu M., Burns S. A., Wen Y.K., 2003. Optimal seismic design of steel frame buildings based on life cycle cost considerations. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 32, Part 9



