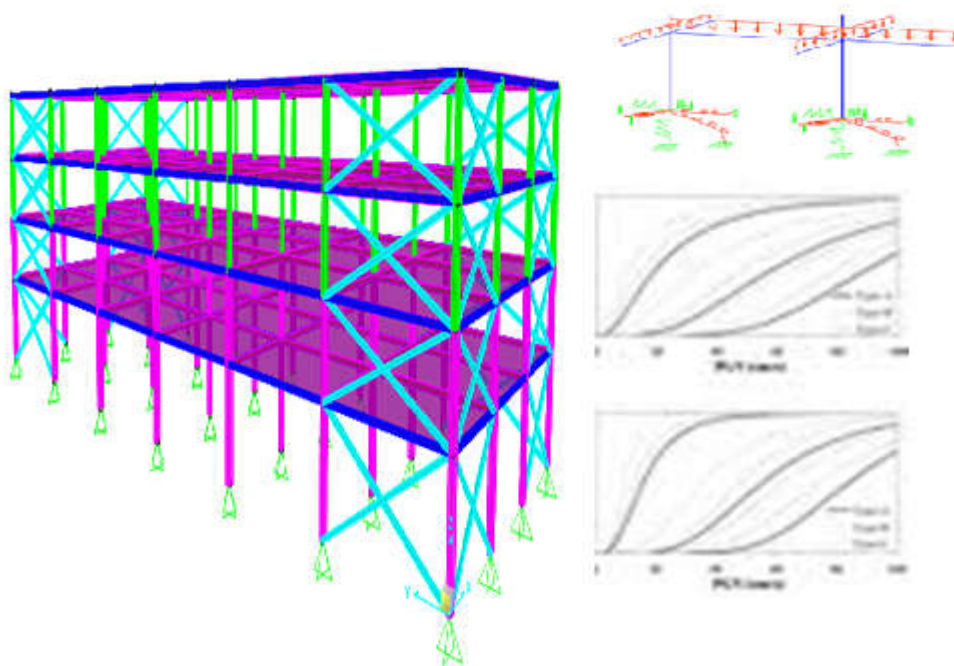




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
Επιρροή των συνθηκών στήριξης στην Ανάλυση Τρωτότητας
πολύροφου κτιρίου



Νικόλαος Α. Κυνηγός

Επιβλέπων Καθηγητής : Ιωάννης Γ. Ραυτογιάννης

Αθήνα, Μάρτιος 2017

ΕΜΚ ΜΕ 2017/04

Κυνηγός Ν.Α. (2017).

Επιρροή των συνθηκών στήριξης στην Ανάλυση Τρωτότητας πολυώροφου κτιρίου

Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2017/04

στον «Αντισεισμικό Σχεδιασμό και Ανάλυση των Κατασκευών»

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Kynigos N.A. (2017).

Influence of the support conditions on the fragility analysis of multi-storey building

Post Graduate thesis ΕΜΚ ΜΕ 2017/04

In “Analysis and Design of Earthquake resistant Structures”

Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες – Αφιερώσεις

Κατ' αρχήν θέλω να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου στον επιβλέποντα καθηγητή Ιωάννη Ραυτογιάννη για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε, αναθέτοντάς μου αυτή την εργασία, δίνοντας μου έτσι την ευκαιρία να ασχοληθώ με το ερευνητικό θέμα που με ενδιαφέρει. Επίσης, τον ευχαριστώ για την διαρκή μετάδοση των γνώσεών του, αναγκαία για τη διεξαγωγή αυτής της εργασίας, την κάθε στιγμή που αυτό χρειάστηκε και για την άψογη συνεργασία μας.

Επίσης, ευχαριστώ την τεχνική εταιρεία "GnB architects and partners", για τη συμβολή τους στη συμμετοχή μου στο μεταπτυχιακό πρόγραμμα.

Θέλω να αφιερώσω αυτή την προσπάθεια, στο οικογενειακό και φιλικό μου περιβάλλον. Αυτή η εργασία λοιπόν αφιερώνεται στη θεία μου Άντυ και στο θείο μου Ηλία, στα ξαδέφφια μου το Νίκο, τον Παύλο και την Αθηνά. Ακόμα αφιερώνεται στο σύντροφο της αδερφής μου το Γιάννη, στο Γιώργο και τη Σοφία, στον Αντρέα –που μου έφτιαξε τον υπολογιστή- και στο Χρήστο οικογενειακούς φίλους και στον Αντώνη και στον Αλέξανδρο φίλους μου.

Τέλος, φύλαξα μια ιδιαίτερη θέση για να αφιερώσω από τα βάθη της καρδιάς μου, ολόψυχα και με αγάπη, την προσπάθειά μου για την εργασία αυτή στους πιο ιδιαίτερους ανθρώπους στη ζωή μου, στο Ντεριάκι μου, που ζούμε και παλεύουμε μαζί, ελπίζοντας να επανορθώσω για τις στιγμές που στερηθήκαμε τους τελευταίους μήνες και φυσικά στην οικογένειά μου που μου πρόσφερε τα πάντα, σε εσάς τους τέσσερις λοιπόν που μου δείχνετε το δρόμο προς την προοπτική και την αυτονομία

**στον πατέρα μου, τον Αντώνη,
στη μητέρα μου, την Πηνελόπη,**

στην αδερφή μου, την Μαρία

στην αγάπη μου, την Ντεριά

N.K., 28/2/2017

Ν.Α. ΚΥΝΗΓΟΣ
ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΣΤΗΡΙΞΗΣ ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ
ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΠΟΛΥΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ
για την κτήση Μεταπτυχιακού τίτλου Ειδίκευσης στον
«ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»
Επιβλέπων: Ι. Γ. Ραυτογιάννης

Περίληψη

Ο σκοπός της μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση της επιρροής της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής κατά την απόκριση πολυώροφων κτιρίων λόγω σεισμικής φόρτισης.

Για την επίτευξη του σκοπού αυτού ακολουθούνται τα ακόλουθα βήματα:

Αρχικά εκλέγεται μια τυπική τετραώροφη μεταλλική κατασκευή η οποία στο 2^ο κεφάλαιο περιγράφεται αναλυτικά και σχεδιάζεται σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς, δηλαδή τον Ευρωκώδικα 3 (EN 1993 1-1), που είναι ο κανονισμός για το Σχεδιασμό Μεταλλικών Κατασκευών και τον Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-1, EN 1998-3) που είναι ο σύγχρονος κανονισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού. Επίσης, πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής η οποία απαιτείται για την ιδιομορφική φασματική ανάλυση του αντισεισμικού σχεδιασμού.

Τα τυπικά στοιχεία θεμελίωσης της κατασκευής εκλέγεται να είναι επιφανειακά άκαμπτα πέδιλα, για τα οποία στο 3^ο κεφάλαιο, περιγράφονται οι 3 διαφορετικές συνθήκες που εισάγουν στη βάση των υποστυλωμάτων της ανωδομής, οι οποίες εκλέγεται να ελεγχθούν:

- πακτωμένη βάση,
- βάση απλά εδραζόμενη και
- βάση **μονο-κομβικών εδαφικών ελατηρίων**. Η περιγραφή των προσομοιώσεων αυτών, με έμφαση στα δυναμικά χαρακτηριστικά των εδαφικών ελατηρίων, που

υπολογίζονται σύμφωνα με την εργασία “Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations” (Gazetas, 1991), πραγματοποιείται στο 3^ο κεφάλαιο της εργασίας. Τα πέλδρα της κατασκευής διαστασιολογήθηκαν σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7, όπως περιγράφεται στο παράρτημα Β, και από τις διαστάσεις τους προέκυψαν οι εδαφικές αντιστάσεις και η απόσβεση των μονο-κομβικών ελατηρίων.

Για την εξαγωγή της πληροφορίας της απόκρισης της κατασκευής, χρησιμοποιείται επαυξητική μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (incremental dynamic analysis), με βάση την εργασία των Vamvatsikos & Cornell (2003), και τις αντίστοιχες διατάξεις του FEMA – P – 58. Η διαδικασία που ακολουθείται, περιγράφεται αναλυτικά στο 4^ο κεφάλαιο. Ακόμα, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης της κατασκευής για τις τρεις διαφορετικές συνθήκες στήριξης που εξετάζονται. Επίσης, προτείνεται ο υπολογισμός ενός δείκτη πλαστιμότητας της κατασκευής με τη χρήση μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων.

Στο πέμπτο κεφάλαιο του παρόντος διεξάγεται ανάλυση τρωτότητας των αποτελεσμάτων της επαυξητικής μη γραμμικής ανάλυσης, που αποτελεί το τελευταίο βήμα πριν τη σεισμική αποτίμηση των τριών διαφορετικών προσομοιώσεων της θεμελίωσης που εξετάζονται. Για τη διαδικασία διεξαγωγής της ανάλυσης τρωτότητας, η οποία περιγράφεται αναλυτικά στο 5^ο κεφάλαιο της εργασίας, ακολουθείται η παραδοχή ότι το μέγεθος που εκφράζει τη σεισμική ένταση της κατασκευής ακολουθεί τη λογαριθμοκανονική συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της σωρευτικής κατανομής (Shinozuka et al, 1999). Προκύπτει έτσι, η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης και η περίοδος επαναφοράς των σταθμών επιτελεστικότητας οι οποίες επιλέγονται κατά το σχεδιασμό και η περίοδος επαναφοράς τους. Τα αποτελέσματα των δύο αυτών μεγεθών παρουσιάζονται αναλυτικά στο τέλος του κεφαλαίου.

Τελικά, τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τη μελέτη που πραγματοποιήθηκε συνοψίζονται, συγκρίνονται μεταξύ τους και σχολιάζονται. Προκύπτουν έτσι συμπεράσματα για την επιρροή της διαφοροποίησης των συνθηκών στήριξης του προσομοιώματος της κατασκευής κατά την ανάλυση τρωτότητας. Συνοπτικά μπορεί να λεχθεί, πως αναγνωρίζεται μια σημαντική διαφοροποίηση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν για τις τρεις διαφορετικές συνθήκες στήριξης που εξετάζονται. Επομένως, συμπεραίνεται πως η αλληλεπίδραση εδάφους- κατασκευής είναι ένα σημαντικό ζήτημα του δομοστατικού σχεδιασμού το οποίο οφείλει να λαμβάνεται υπ’ όψιν, ενώ είναι σκόπιμο να αμελείται έπειτα από εμπειρισταωμένη έρευνα.

Ο σχεδιασμός της κατασκευής και οι επαυξητικές μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις που πραγματοποιούνται γίνεται με τη χρήση του προγράμματος δομοστατικού σχεδιασμού πεπερασμένων στοιχείων SAP2000.

Λέξεις Κλειδιά: Σχεδιασμός μεταλλικής κατασκευής, Αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής, συνθήκες στήριξης, μονο -κομβικό εδαφικό ελατήριο, απόσβεση, καμπύλη αντίστασης, ανελαστική επαυξητική δυναμική ανάλυση, μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων, μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, φασματική επιτάχυνση, τέμνουσα βάσης, δείκτης πλαστιμότητας, στάθμες επιτελεστικότητας, καμπύλες τρωτότητας, μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης, περίοδος επαναφοράς

N.A. KYNIGOS
POST-GRADUATE THESIS
INFLUENCE OF THE SUPPORT CONDITIONS ON THE
FRAGILITY ANALYSIS OF MULTI - STOREY BUILDING

For the acquisition of MsC title in
“ANALYSIS AND DESIGN of EARTHQUAKE
RESISTANT STRUCTURES”

Supervisor: I. G. Raftoyiannis

ABSTRACT

The purpose of this study, is to investigate the effect of the conditions assigned to the base of the structure during the modeling process and thus to evaluate one aspect of the soil – structure interaction phenomenon.

For this purpose, a four – storey braced frame steel structure is designed according to the modern provisions of Eurocodes (Ec-3, Ec-8). A modal analysis is implemented which is needed for the spectral modal analysis of the seismic load design. The following analysis steps are afterwards defined.

1. The differentiation of the base constraints is succeeded inducing the following assignments in the ground level of the structure: fixes, pins and single – node springs with damping adopted from the study “Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations” (Gazetas, 1991), which are referred to the corresponding to the soil-structure interaction directives of ATC–40 and ATC–58. A single – node element is considered to be an accurate assumption as it is enough reliable when the foundation elements are stiff footings, according to ATC-40. This is also an assumption which is not unnecessary increasing the complexity of the mathematical model of the analysis, which is desirable for the effectiveness of non – linear analysis procedures.

The information about the ground properties in the site of the structure and the foundation geometry is needed for the calculation of the foundation impedances and effective damping. The foundation type is chosen to be surface footings, and their typical geometry is extracted from their design that is implemented according to the provisions of Eurocode 7. A mid-class soil (between soft

and stiff) is considered to exist in the building site and the values of its properties are adopted from the literature. The thickness of the ground layer is considered to be such large that an elastic half-space assumption can be made about it.

2. The seismic response of the structure is exported, with non – linear time history analysis of eight scaled accelerograms applied increasingly to the structure for the 3 different test cases, to adapt the capacity curve, following the IDA method, adopting the proposals of Vamvatsikos & Cornell (2003) and following the directives of FEMA – P – 58 -1.

The chosen accelerograms, must be representative of the seismic conditions that are expected to strike the structure during its life period. An appropriate scale factor (λ) is chosen to scale the ground acceleration that is induced to the structure for the time – history analyses, from small values until the structure's failure. An intensity measure (IM) is chosen to express the seismic magnitude and a damage measure (DM) is chosen to express the internal intensity of the structure's seismic response. Peak ground acceleration (PGA) and spectral acceleration (SA) of the fundamental elastic period (T_1) are examined as intensity measures in this study and maximum inter – storey drift is selected as damage measure. The failure of the structure is the moment of the IDA analysis that dynamic instability occurs, which is considered that happens when the scale factor is such that excessive deformations arise or the mathematical model can't converge, during the non linear dynamic analysis.

The fulfillment of the IDA analysis procedure can be said that is determined by two distinct steps. The first one is the implementation of such number of single – record analysis as the number of the chosen accelerograms and the second one is the synthesis of their results, which determines the final step of the method. Afterwards the seismic evaluation of the structure is able.

Additionally, a method for the calculation of the structure ductility factor is proposed in this study, with the use of IDA analyses.

3. Finally, the fragility analysis is chosen as an assessment method of the results of the test cases, and so, performance levels and their fragility curves need to be defined. Fragility curves are expressed with the median values and the dispersion of the response of the structure.

Three limit states are examined and the damage measure threshold for which the structure proceeds to each one, during the analysis needs to be defined. Semi - empeirical values are used, which are derived from the values of average inter- storey drift proposed in Hazus - MH building module's technical manual for each limit – state and from studies similar to the present. Afterwards the median value and the dispersion of the intensity measure which define these thresholds are calculated

based on the assumption that the intensity measure follows the probability density function of log-normal distribution, which is an approach based to the work of Shinozuka et al (1999).

All the information needed is then available for the plotting of the fragility curves. With the use of the available information for the seismic hazardness, which is the seismic hazard curve of the building site's area, an association of the intensity measure's fragility curve that defines the limit state and the probability of its proportionate value that is expected in the building's site can be made. In the end of this process the mean annual frequency of exceedance and the return period of each performance level are extracted. The results of the fragility analysis for each base condition are finally compared and conclusions are derived.

In summary it can be said, that a considerable variation is recognized for the results of the three different support conditions tested. Therefore, it is concluded that the soil-structure interaction is an important issue of Structural design which must be responsibly taken into account, while it should be neglected after thorough research.

The finite element structural program SAP2000 was used for the design of the structure and the non – linear dynamic analyses that were performed.

Key words: steel structure design, soil-structure interaction (SSI), support conditions, single – node foundation spring, damping, capacity curve, inelastic incremental dynamic analysis (IDA), maximum inter – storey drift, peak ground acceleration, spectral acceleration, base shear, ductility factor, performance levels, fragility curves, mean annual frequency of exceedance, return period

Επιρροή των Συνθηκών Στήριξης στην Ανάλυση Τρωτότητας πολυώροφου κτιρίου

Περιεχόμενα

Κεφάλαιο 1 : Εισαγωγή

1. 1.	Αντικείμενο και σκοπός της εργασίας.....	1
1. 2.	Περιγραφή του Προσομοιώματος.....	1
1. 3.	Πραγματοποιούμενες αναλύσεις και μεθοδολογία.....	2

Κεφάλαιο 2 : Σχεδιασμός της Μεταλλικής Κατασκευής

2. 1.	Σύλληψη και Περιγραφή Φορέα.....	5
2. 2.	Παραδοχές Σχεδιασμού.....	8
2. 3.	Ανάλυση της Κατασκευής.....	10
2. 3. α.	Ανάλυση του προσομοιώματος: Εντατικά μεγέθη και παραμορφώσεις.....	10
2. 3. α. 1.	Συνδυασμοί φόρτισης Σχεδιασμού.....	10
2. 3. α. 2.	Μέθοδοι Υπολογισμού Κατασκευών στην ΟΚΑ.....	11
2. 3. β.	Ιδιομορφική Ανάλυση Κατασκευής.....	14
2. 3. γ.	Επίλυση της Κατασκευής – Προκύπτοντα διαγράμματα εντατικών μεγεθών στην ΟΚΑ.....	17
2. 3. δ.	Μέγιστες παραμορφώσεις – Βέλη μελών στην Ο.Κ.Λ.....	23
2. 4.	Διαστασιολόγηση φορέα – εκλογή διατομών.....	24
2. 4. α.	Κατάταξη Διατομών.....	24
2. 4. β.	Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	27
2. 4. γ.	Σύμμικτη πλάκα.....	36
2. 4. γ. 1.	Γεωμετρία Προβλήματος.....	36
2. 4. γ. 2.	Στατικό προσομοίωμα και θέσεις μέγιστης έντασης.....	37
2. 4. γ. 3.	Υπολογισμός πλαστικής Ροπής αντοχής.....	38
2. 4. δ.	Έλεγχος Μετατοπίσεων κατά τη σεισμική διέγερση.....	39
2. 4. ε.	Έλεγχος επιρροής φαινομένων 2 ^{ης} Τάξης.....	40
2. 4. στ.	Έλεγχοι στην Ο.Κ.Λ.....	41
2. 4. η.	Εκλογή Διατομών.....	43
2. 5.	Συνδέσεις.....	44

Κεφάλαιο 3: Προσομοιώσεις της Θεμελίωσης για την Ανάλυση

3.1	Γενικά.....	45
3.2	Ορισμός του Συστήματος θεμελίωσης και αλληλεπίδραση με το συνολικό προσομοίωμα.....	46
3.2.α	Παράγοντες που επηρεάζουν το προσομοίωμα της θεμελίωσης.....	46
3.2.β	Γεωτεχνικές Συνθήκες.....	47
3.3	Προσομοίωση συστημάτων θεμελίωσης γενικώς – Αλληλεπίδραση Εδάφους – Πεδίου.....	48
3.3.α	Εμβάθυνση στα προσομοιώματα επιφανειακών θεμελιώσεων.....	50
3.3.β	Γενικές Ιδιότητες των εδαφικών ελατηρίων συστημάτων θεμελίωσης.....	51
3.4	Τρεις Διαφορετικές προσεγγίσεις της επιφανειακής θεμελίωσης.....	53
3.5	Προσομοίωση της αλληλεπίδρασης Εδάφους Κατασκευής (3 ^η περίπτωση).....	57
3.5.α	Περιγραφή του προσομοιώματος που υιοθετήθηκε.....	57
3.5.β	Σχέσεις και γραφήματα για τον αναλυτικό υπολογισμό των εδαφικών αντιστάσεων.....	60
3.5.β.1	Υπολογισμός του όρου της ακαμψίας.....	60
3.5.β.2	Υπολογισμός του όρου της απόσβεσης.....	64
3.6	Η αριθμητική εφαρμογή του μονο – κομβικού προσομοιώματος θεμελίωσης.....	68
3.6.α	Γεωμετρία της θεμελίωσης.....	68
3.6.β	Συνοψίζοντας την αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής όπως προσεγγίζεται.....	69
3.6.γ	Παραδοχές για την εφαρμογή της προσομοίωσης.....	69
3.6.δ	Εισαγωγή των Εδαφικών αντιστάσεων στο προσομοίωμα της ανάλυσης.....	72

Κεφάλαιο 4: Μη γραμμική Δυναμική Ανάλυση της Κατασκευής

4.1	Ανάλυση χρονοϊστορίας με διαδοχικές αριθμητικές ολοκληρώσεις της εξίσωσης κίνησης.....	76
4.1.α	Γενικά.....	76
4.1.β	Σφάλματα στην αριθμητική ολοκλήρωση.....	76
4.1.γ	Η μη γραμμικότητα διακρίνεται σε δύο είδη :.....	77
4.1.δ	Κίνηση του Εδάφους – Σεισμός.....	77
4.1.ε	Διαδικασία που ακολουθείται για την ανάλυση χρονοϊστορίας.....	78
4.1.στ	Συνθήκες ευστάθειας.....	80
4.1.ζ	Φάσματα Σχεδιασμού.....	80
4.2	Επαυξητική μη γραμμική Δυναμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας.....	81
4.2.α	Γενικά.....	81
4.2.β	Απαιτούμενοι Ορισμοί.....	82
4.2.γ	Θεωρητικό υπόβαθρο για την κατανόηση των αποτελεσμάτων.....	85

4. 3	Ορισμός της γωνίας της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφου (θ_{max}) ως DM	89
4. 4.	Ορισμός και ταξινόμηση των επιταχυνσιογραφημάτων που εισάγονται.....	91
4. 5.	Ορισμός των IM, του συντελεστή κλιμάκωσης λ και του συντελεστή συμπεριφοράς q	97
4. 5.1	Κλιμάκωση κατά την έννοια της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (PGA):.....	98
4. 5.2	Υπολογισμός της φασματικής επιτάχυνσης για κάθε βήμα (SA).....	99
4.5.3.	Υπολογισμός της ανελαστικής επιτάχυνσης (Φ_d) και του συντελεστή συμπεριφοράς q	102
4. 6.	Διεξαγωγή της ανάλυσης IDA – σύνθεση των IDA μονής καταγραφής.....	103
4.6.1.	Ορισμός της μη γραμμικότητας του υλικού του φορέα.....	103
4.6.2.	Αποτελέσματα των IDA μονής καταγραφής.....	106
4.6.3.	Συγκεντρωτικά αποτελέσματα της ανάλυσης IDA.....	115
4.6.4.	Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς “ q ” (ή m).....	120

Κεφάλαιο 5: Ανάλυση Τρωτότητας της Κατασκευής

5. 1.	Εισαγωγικά.....	123
5. 2.	Αντισεισμικός Σχεδιασμός με όρους Πιθανοτήτων.....	124
5. 3.	Στάθμες Επιτελεστικότητας.....	125
5. 4.	Τρωτότητα και διακινδύνευση – μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης στάθμης βλάβης.....	128
5. 5.	Υπολογισμός Καμπυλών Τρωτότητας.....	129
5. 5. 1.	Υπολογισμός απαιτούμενων παραμέτρων.....	129
5. 5. 2.	Αποτελέσματα Καμπύλων Τρωτότητας.....	133
5. 6.	Ανάλυση Τρωτότητας.....	134
5. 6. 1.	Καμπύλες Σεισμικής Επικινδυνότητας της περιοχής του έργου.....	134
5. 6. 2.	Υπολογισμός της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης των σταθμών βλάβης.....	135
5. 6. 3.	Αποτελέσματα Αναλύσεων Τρωτότητας – risk assessment.....	137

Κεφάλαιο 6: Επίλογος – Συμπεράσματα..... 139

Κεφάλαιο 7: Βιβλιογραφία..... 141

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

A - Υπολογισμός και Εισαγωγή Δεδομένων για τη διαστασιολόγηση του Φορέα

B - Έλεγχοι Θεμελίωσης κατά τον Ευρωκώδικα 7

Γ - Εκτίμηση των εδαφικών παραμέτρων από τις τιμές της Βιβλιογραφίας

1. Εισαγωγή

1. 1. Αντικείμενο και σκοπός της εργασίας

Ο σκοπός της παρούσας μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας, είναι η διερεύνηση της επιρροής της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής κατά την απόκριση πολυώροφων κτιρίων λόγω σεισμικής φόρτισης. Η γνώση της επιρροής αυτής απαιτείται για την ορθή λήψη αποφάσεων κατά το σχεδιασμό νέων κατασκευών, αλλά και για τη σεισμική αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων. Επιλέγεται να ελεγχθεί η σεισμική απόκριση, καθώς ο σεισμός είναι το σημαντικότερο τυχηματικό φορτίο που αναμένεται να πλήξει τα συνήθη κτιριακά έργα, ιδιαίτερα στην Ελλάδα, η οποία είναι μια σεισμογενής χώρα. Φυσικά το γεγονός αυτό δεν αποκλείει τη φόρτιση από άλλες τυχηματικές καταστάσεις όπως είναι ο άνεμος για τις μεταλλικές κατασκευές, ακόμα και η πυρκαγιά ή οι εκρήξεις, τα οποία θα πρέπει να προσμετρώνται σε μια ολοκληρωμένη διαδικασία σχεδιασμού, ενώ δεν αποτελούν αντικείμενο της παρούσας εργασίας.

Η **αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής** ή καλύτερα αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίου-κατασκευής αναφέρεται σε δομικό στοιχείο σε επαφή με το έδαφος και υπονοεί την εξάρτηση της «απόκρισης» του συστήματος (δομικού στοιχείου και εδάφους) σε εξωτερική «φόρτιση» από:

- την ενδοσιμότητα του εδάφους
- την ευκαμψία του δομικού στοιχείου
- Ως δομικό στοιχείο αναφέρεται οποιαδήποτε μορφή θεμελίου (μεμονωμένα πέδιλα, πλάκα θεμελίωσης, μεμονωμένοι πάσσαλοι και ομάδες πασσάλων, βάθρα γεφυρών) και ανωδομής, καθώς και το σύστημα θεμελίωσης - ανωδομής. Επιπλέον δομικά στοιχεία που εξετάζονται ως προς την αλληλεπίδραση τους με το έδαφος, είναι οι αντιστηρίξεις και οι υπόγειες κατασκευές.

1. 2. Περιγραφή του προσομοιώματος

Στην παρούσα εργασία, η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής, εξετάζεται για μια **τετραώροφη μεταλλική κατασκευή**- με ορθογωνική κάτοψη- πλαστικού φέροντα οργανισμού με περιμετρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας για την ανάληψη των οριζόντιων φορτίων, η οποία περιγράφεται στο χώρο, κατά την ανάλυση. Η επιρροή της αλληλεπίδρασης της κατασκευής – η οποία σχεδιάζεται σύμφωνα με τις σύγχρονες κανονιστικές διατάξεις (Ec-3, Ec- 8)- με το έδαφος διερευνάται, καθώς πραγματοποιούνται **τρεις διαφορετικές προσομοιώσεις των συνθηκών στήριξης** του φορέα της κατά την ανάλυση, δεσμεύοντας μερικώς ή πλήρως τους βαθμούς ελευθερίας της βάσης των

υποστυλωμάτων του. Τα δομικά στοιχεία θεμελίωσης της κατασκευής επιλέχθηκε να είναι επιφανειακά άκαμπτα πέδιλα, για τα οποία εφαρμόζονται διαδοχικά οι ακόλουθες προσομοιώσεις:

1. πακτώσεις (πλήρως δεσμευμένοι βαθμοί ελευθερίας),
2. στηρίξεις (δεσμευμένοι οι μεταφορικοί βαθμοί ελευθερίας),
3. μονο-κομβικά ελατήρια (single-node springs) με 6 κύριους βαθμούς ελευθερίας, οι οποίοι είναι μερικώς δεσμευμένοι και εισάγουν απόσβεση κατά τη δυναμική απόκριση.

Οι τρεις αυτές διαφοροποιήσεις των συνθηκών στήριξης της κατασκευής είναι και οι συνηθέστερες παραδοχές που λαμβάνονται για τις μεμονωμένα επιφανειακά στοιχεία θεμελίωσης κατά το δομοστατικό σχεδιασμό. Οι αντιστάσεις και απόσβεση των εδαφικών ελατηρίων κατά την μελέτη που ακολουθεί υπολογίζονται σύμφωνα με τις ημι-αναλυτικές σχέσεις που προτείνονται στο άρθρο με τίτλο "Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations." (Gazetas, 1991).

Προκειμένου να πραγματοποιηθούν οι τρεις παραπάνω προσομοιώσεις, ιδιαίτερα για τον υπολογισμό των αντιστάσεων και της απόσβεσης των μονο-κομβικών ελατηρίων, απαιτείται η γνώση των ιδιοτήτων του εδαφικού σχηματισμού επί του οποίου εδράζεται η κατασκευή. Κατά το παρόν τεύχος, θεωρήθηκε πως η κατασκευή εδράζεται επί ενός ενιαίου αργιλικού στρώματος, σημαντικού πάχους και ομοιογένειας για να ληφθεί ως ελαστικός ημίχωρος κατά την ανάλυση. Οι **ιδιότητες του εδαφικού υλικού** αντλούνται από τις διαθέσιμες πηγές της βιβλιογραφίας. Για την προσομοίωση της θεμελίωσης απαιτείται επιπρόσθετα, η γνώση της γεωμετρίας της, η οποία προσδιορίζεται κατά το σχεδιασμό της ($E_c - 7$). Στην πράξη τα μεμονωμένα επιφανειακά θεμέλια συνδέονται μεταξύ τους με συνδετήριες δοκούς, όμως η σημαντικά μικρότερη ακαμψία τους σε σχέση με τα πέδιλα δεν επιτρέπει τα δημιουργία ενός ισχυρού διαφράγματος, αλλά η επιρροή τους πρέπει να συνυπολογίζεται κατά τον υπολογισμό των εδαφικών αντιστάσεων.

1. 3. Πραγματοποιούμενες αναλύσεις και μεθοδολογία

Τα αποτελέσματα των διαδοχικών αναλύσεων που πραγματοποιούνται εξετάζονται με τη διεξαγωγή ανάλυσης τρωτότητας ή ευαισθησίας (fragility analysis). Κατόπιν ελέγχονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων τρωτότητας, συγκρίνονται μεταξύ τους και προκύπτουν συμπεράσματα.

Για τη διεξαγωγή της ανάλυσης τρωτότητας της κατασκευής απαιτείται η πληροφορία για την αναμενόμενη απόκριση κάτω από σεισμική (δυναμική) διέγερση. Η πληροφορία αυτή είναι η λεγόμενη καμπύλη αντίστασης της κατασκευής, η οποία είναι η γραφική παράσταση της σεισμικής έντασης που παραλαμβάνει η κατασκευή, ως προς την εσωτερική της ένταση. Κατά τη χάραξη της καμπύλης αντίστασης, η σεισμική ένταση επί της κατασκευής, εκφράζεται σε όρους σεισμικής τέμνουσας βάσης

ή σε όρους φασματικής (φαινόμενης) ανελαστικής επιτάχυνσης συνηθέστερα, αλλά και σε όρους φασματικής μετακίνησης, σπανιότερα, ενώ η εσωτερική ένταση της κατασκευής εκφράζεται συνηθέστερα σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών, όπως η μετατόπιση της κορυφής και η σχετική μετακίνηση των ορόφων για πολυώροφες κατασκευές αλλά και σπανιότερα σε όρους εντατικών μεγεθών, όπως η ροπή κάμψης σε κάποια επιλεγμένη διατομή.

Για την εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής απαιτείται η μη γραμμική ανάλυση του προσομοιώματός της για σεισμικά φορτία, τα οποία κυμαίνονται από μικρές τιμές, μέχρι και την αστοχία της κατασκευής. Η μη γραμμική ανάλυση, η οποία όπως περιγράφηκε είναι επ-αυξητική, δηλαδή γίνεται σε βήματα, μπορεί να είναι δυναμική αλλά και στατική, ή καλύτερα ισοδύναμη στατική καθώς ο σεισμός είναι δυναμική φόρτιση. Κατά την παρούσα εργασία, για τον υπολογισμό της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής, χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της **επαυξητικής ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης (Incremental Dynamic Analysis)**. Το σκεπτικό της ανάλυσης IDA είναι εφάμιλλο της αντίστοιχης ισοδύναμης στατικής ανάλυσης (Pushover) κατά την οποία εξασκούνται ισοδύναμες σεισμικές μετατοπίσεις στην κορυφή του φορέα βήμα προς βήμα, ενώ το κάθε βήμα καθορίζεται τη στιγμή που ανοίγει μια πλαστική άρθρωση στο φορέα μέχρι και την αστοχία, δηλαδή τη στιγμή που ανοίγουν τόσες πλαστικές αρθρώσεις, ώστε ο φορέας καθίσταται μηχανισμός. Στην IDA εξασκούνται αντίστοιχα σεισμικές φορτίσεις σε βήματα, οι οποίες εκφράζονται με τη μορφή επιταχυνσιογραφήματων, δηλαδή σεισμικών καταγραφών της σεισμικής επιτάχυνσης πραγματικών σεισμικών γεγονότων. Τα επιταχυνσιογραφήματα εισάγονται στη βάση της κατασκευής και πραγματοποιούνται δυναμικές επιλύσεις με τη μέθοδο της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας, δηλαδή με αριθμητική ολοκλήρωση της εξίσωσης κίνησης της κατασκευής, κατά επάλληλα –μικρά- χρονικά διαστήματα. Έτσι και εξάγεται η πληροφορία για την εσωτερική ένταση της κατασκευής, ως προς τη σεισμική φόρτιση. Για τη διεξαγωγή της δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας είναι προαπαιτούμενη η ιδιομορφική ανάλυση, η οποία πραγματοποιείται ήδη από τη φάση του σχεδιασμού.

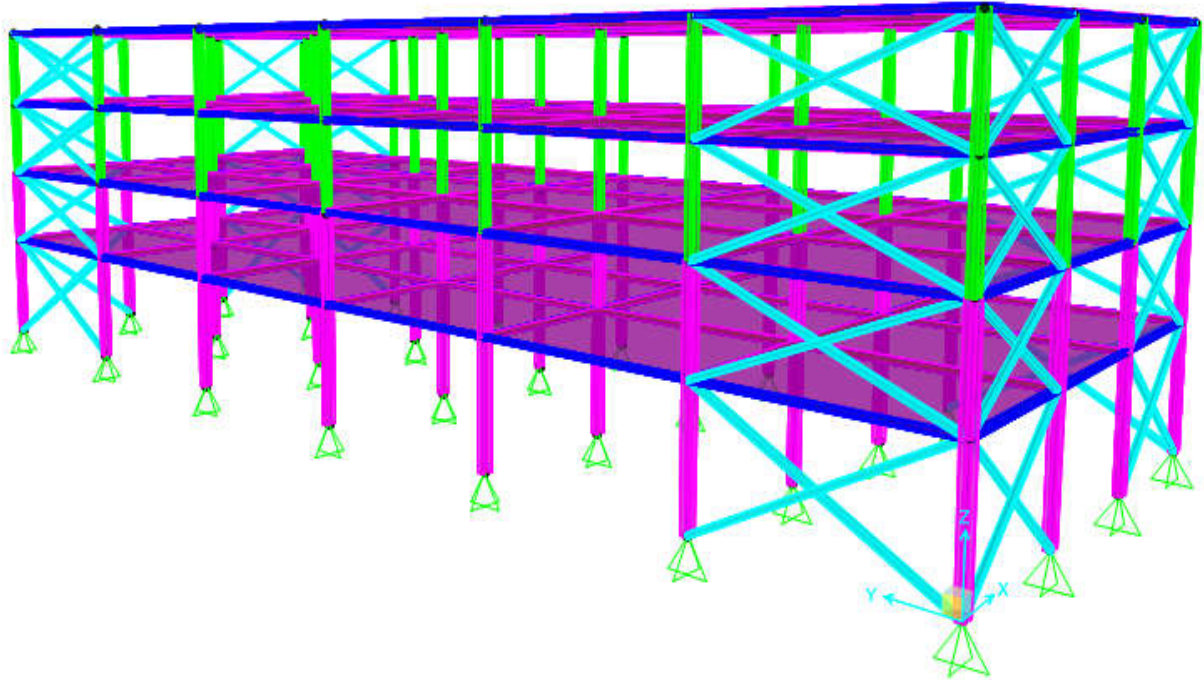
Σύμφωνα με τη μεθοδολογία της IDA λοιπόν απαιτούνται δύο κλιμακώσεις για την εξαγωγή της απόκρισης για κάθε καταγραφή. Η μία είναι η κλιμάκωση του χρόνου για τη διάρκεια της σεισμικής φόρτισης που απαιτείται κατά την ανάλυση χρονοϊστορίας του μεμονωμένου σεισμικού γεγονότος, ενώ η άλλη είναι η συνολική κλιμάκωση του επιταχυνσιογραφήματος που εισάγεται στην κατασκευή από μικρές τιμές, μέχρι και την τιμή εκείνη για την οποία εμφανίζεται η αστοχία. Η αστοχία κατά την εφαρμογή της IDA καλείται δυναμική αστάθεια και πραγματοποιείται όταν κατά την επίλυση εμφανίζονται στο φορέα δυσανάλογα μεγάλες παραμορφώσεις ως προς την ασκούμενη ένταση, ώστε να μπορεί πλέον να θεωρείται μηχανισμός, ή απλά όταν λόγω της αστοχίας του φορέα, το αναλυτικό προσομοίωμά του αδυνατεί να συγκλίνει σε κάποια χρονική στιγμή της επίλυσης. Απαιτείται μάλιστα

ένα πλήθος επιταχυνσιογραφημάτων για την πρόγνωση ρεαλιστικών εκτιμητριών για την απόκριση της κατασκευής. Για την ορθή εφαρμογή της μεθόδου της IDA ακολουθήθηκαν οι κατευθυντήριες διατάξεις του κανονισμού FEMA P-58-1 και το θεωρητικό πλαίσιο για την εφαρμογή της που έθεσαν οι Vamvatsikos & Cornell (2003). Ως μέγεθος αναφοράς της εσωτερικής έντασης της κατασκευής, για την έκφραση της απόκρισής της, χρησιμοποιήθηκε η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου (max inter-storey drift) ενώ η σεισμική ένταση που αναμένεται να πλήξει την κατασκευή, εκφράζεται σε όρους φασματικής (ελαστικής) επιτάχυνσης της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (PGA). Για την διεξαγωγή των πραγματοποιούμενων αναλύσεων και του σχεδιασμού της κατασκευής, χρησιμοποιείται το πρόγραμμα SAP2000.

Η **ανάλυση τρωτότητας κατασκευών** (fragility analysis of structures) αποτελεί στις μέρες μας ένα εργαλείο αξιολόγησης της συμπεριφοράς των κατασκευών έναντι επικινδυνότητας λόγω φυσικών φαινομένων (natural hazards) όπως είναι οι σεισμοί, οι τυφώνες, εκρήξεις ηφαιστειών κλπ. Η ανάλυση τρωτότητας κατασκευών απαιτεί τον υπολογισμό των καμπυλών τρωτότητας. Οι καμπύλες αυτές παρέχουν πληροφορίες για τη συμπεριφορά της κατασκευής σε πολλαπλά επίπεδα έντασης της επικινδυνότητας την οποία εξετάζουμε. Απαιτείται λοιπόν ο ορισμός επιπέδων επικινδυνότητας για την σεισμική απόκριση της κατασκευής, τα οποία καλούνται στάθμες επιτελεστικότητας.

Ένα πλήθος μεθόδων ανάλυσης τρωτότητας των κατασκευών έναντι της σεισμικής επικινδυνότητας έχουν προταθεί στο παρελθόν στη διεθνή βιβλιογραφία. Οι μέθοδοι αυτές διαφέρουν σε διάφορα σημεία, όπως είναι η μέθοδος της μη γραμμικής ανάλυσης που ακολουθείται, όμως γενικώς συγκλίνουν στην παραδοχή ότι οι καμπύλες τρωτότητας για κάθε στάθμη βλαβών εκφράζονται με τη μορφή συνάρτησης της λογαριθμοκανονικής κατανομής δύο παραμέτρων (της διαμέσου και της τυπικής απόκλισης της απόκρισης της κατασκευής), παραδοχή η οποία λαμβάνεται από την εργασία των Shinozuka et al (1999). Οι δύο αυτές παράμετροι που ορίζουν αμφιμονοσήμαντα την καμπύλη τρωτότητας εξάγονται από την καμπύλη αντίστασης που προκύπτει από τη μη γραμμική ανάλυση. Με δεδομένη την κατανομή που ακολουθεί η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της μεταβλητής που εκφράζει τη σεισμική ένταση, είναι εφικτή η εξαγωγή της μέσης τιμής της σεισμικής επιτάχυνσης που προκαλεί το μέγεθος (drift) για το οποίο η κατασκευή μεταβαίνει στην προς εξέταση στάθμη βλαβών, από την καμπύλη αντίστασής της, ενώ η τυπική απόκλιση που εκφράζει τις αβεβαιότητες της ανάλυσης εξάγεται επίσης από στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τις επαυξητικές μη γραμμικές αναλύσεις. Με δεδομένες τις καμπύλες τρωτότητας για την κάθε στάθμη επιτελεστικότητας που εξετάζεται είναι πλέον εφικτή η διεξαγωγή ανάλυσης τρωτότητας και η σεισμική αποτίμησης της επιρροής των διαφορετικών προσομοιώσεων που εξετάζονται.

2. Σχεδιασμός της Κατασκευής



Σχήμα 2 – 1 : Στατικό Προσομοίωμα Φορέα

2. 1. Σύλληψη και Περιγραφή Φορέα

Πρόκειται περί ενός ορθογωνικού πλαισιακού φορέα, ο οποίος επιλέχθηκε έτσι ώστε να πληροί τις προϋποθέσεις κανονικότητας του EC-8 αλλά και για λόγους απλότητας.

Η κάτοψη του φορέα είναι διαστάσεων 18 x 48m, όπου η πλευρά 18m αναφέρεται ως X σε ένα καρτεσιανό τρι-αξονικό σύστημα συντεταγμένων, ενώ η πλευρά 48m είναι η πλευρά κατά τον άξονα Y και ο άξονας Z είναι ο άξονας που προσομοιάζει το ύψος κάθε στάθμης της κατασκευής.

Η διαφορά μεταξύ των δύο πλευρών της κάτοψης της κατασκευής είναι τέτοιας τάξης, ώστε να επιτρέπει ακόμα και την προσομοίωσή της με κάποιο δισδιάστατο κύριο πλαίσιο, κύριο δηλαδή κατά τη μικρή πλευρά η οποία αναμένεται να διεγερθεί κυρίως, με βάση τη θεωρία, για την ανάληψη των οριζόντιων σεισμικών αλλά και των κατακόρυφων φορτίων του σχεδιασμού. Όπως προκύπτει από την επίλυση του χωρικού πλαισίου, όμως, η συγκέντρωση των συνδέσμων δυσκαμψίας στην περίμετρο του φορέα εμπεριέχει στρεπτικές καταπονήσεις, οι οποίες δυσχεραίνουν την προσομοίωση των κύριων πλαισίων του φορέα ως δισ- διάσταστα.

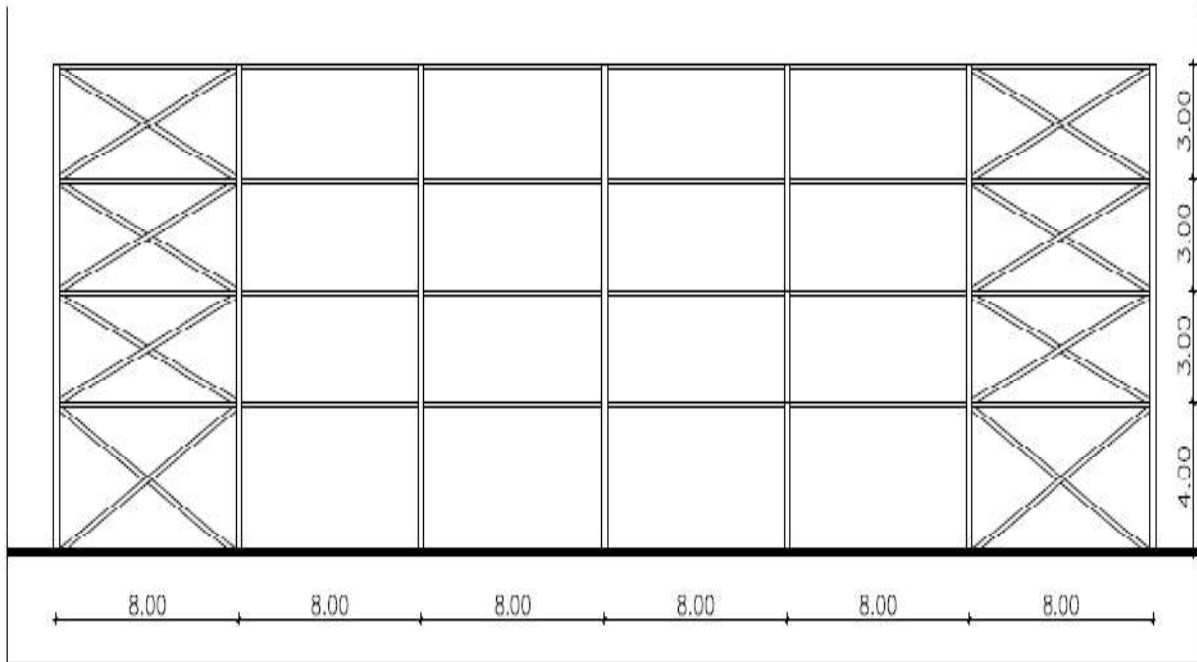
Η κατασκευή έχει ύψος κατά τον άξονα Z ίσο με 13m και αποτελείται από 4 ορόφους, δηλαδή το ισόγειο ύψους 4m -ελαφρώς ψηλότερο- και τους υπόλοιπους 3 ορόφους ύψους 3 μέτρων. Με βάση τα σύγχρονα δεδομένα πρόκειται για μια κατασκευή μέσου ύψους, αντιπροσωπευτική για τα δεδομένα της Ελλάδας.

Το πλαίσιακό σύστημα της κατασκευής συνεπώς δομείται από 6 κύρια πλαίσια κατά τη διεύθυνση X συνολικού ανοίγματος 18m τα οποία γεφυρώνονται με 3 δοκούς ανοίγματος 6m έκαστη που εδράζονται επί τεσσάρων στύλων για κάθε πλαίσιο (3x6.00) και ισαπέχουν μεταξύ τους 6.00m. Τα κύρια πλαίσια γεφυρώνονται μεταξύ τους για την επίτευξη της 3-διαστατης πλαισιακής λειτουργίες με κύριες δοκούς ανοίγματος 8m η καθεμία οι οποίες εδράζονται επί 7 στύλων σχηματίζοντας ένα (δευτερεύον) πλαίσιο 6 ανοιγμάτων (6x8.00m) κατά τη διεύθυνση Y.

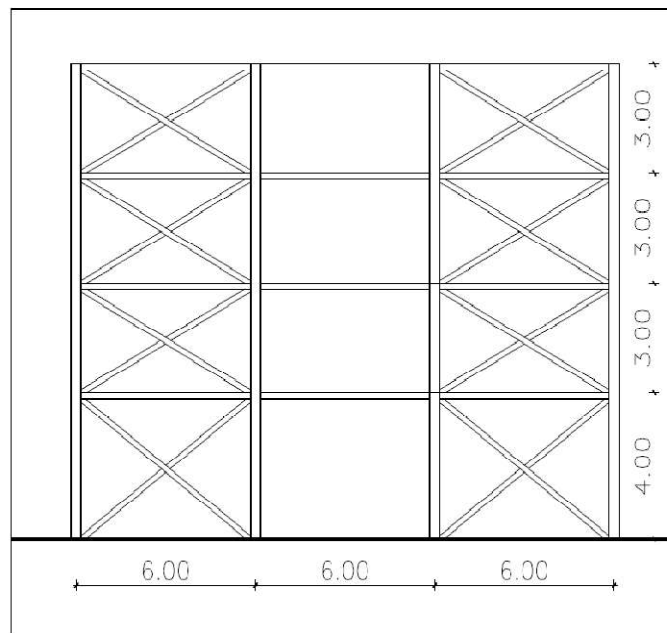
Όλες οι συνδέσεις μεταξύ των δοκών και των στύλων του χωρικού πλαισίου είναι συνδέσεις τέμνουσας ,δηλαδή κοχλιωτές οι οποίες θεωρείται πως έχουν ελευθερία στροφής κατά την προσομοίωση, και προσομοιάζονται στο πρόγραμμα με ελευθέρωση της ροπής στα άκρα των δοκών, και δεν παραλαμβάνουν ροπή ούτε εφελκυσμό παρά μόνον τέμνουσα δύναμη και (ελέγχονται επιπλέον έναντι σύνθλιψης άντιγας και αντοχής σε διάτρηση του ελάσματος). Οι συνδέσεις επιλέγεται να είναι κοχλιωτές για λόγους τυποποίησης και αποτελεσματικότητας στην εφαρμογή. Κυρίως για λόγους μείωσης του κατασκευαστικού κόστους, αν και έτσι είναι ευχερέστερη η ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα.

Η ανάληψη των οριζόντιων φορτίων της σεισμικής διέγερσης και της ανεμοπίεσης, για τα οποία σχεδιάζεται η κατασκευή, πραγματοποιείται με χιαστί κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας που φαίνονται στα παρακάτω σχήματα, οι οποίοι επίσης συνδέονται με απλές συνδέσεις στα άκρα της κάθε δοκού παραλαμβάνοντας, μόνον θλίψη και εφελκυσμό (σχήματα 2-2 και 2-3).

Επιλέγεται για το φορέα να γίνει χρήση κοινών διατομών υποστυλωμάτων στις δύο κατώτερες στάθμες όπως και στις δύο ανώτερες. Επιλέγεται δε, κοινή διατομή για όλους τους συνδέσμους δυσκαμψίας, όπως και για τις διατομές των κυρίων δοκών του πλαισίου. Οι διαδοκίδες δεν εισάγονται στο στατικό προσομοίωμα της ανάλυσης και διαστασιολογούνται σε παρακάτω ενότητα.



Σχήμα 2 – 2 : Όψη Φορέα (Κατά Υ)



Σχήμα 2 – 3 : Όψη Φορέα (Κατά Χ)

Επί των κυρίων δοκών του πλαισίου εδράζεται χαλυβδόφυλλο, του οποίου οι αυλακώσεις είναι κάθετες στις κύριες δοκούς, στο οποίο διαστρώνεται οπλισμένο σκυρόδεμα συγκροτώντας μία σύμμικτη πλάκα. η οποία είναι τετραέριστη απλά εδραζόμενη, έτσι ώστε θεωρητικώς να μην παραλαμβάνει ροπές στις θέσεις των στηρίξεών της. Οι πλάκες αυτές προσομοιώνονται στο πρόγραμμα SAP2000 που χρησιμοποιείται για την επίλυση, ως επιφάνειες με δεδομένο πάχος -

0.20m προκύπτει από την επίλυση που περιγράφεται στην ενότητα [2. 4. γ] - και μηχανικά χαρακτηριστικά αυτά του Οπλισμένου Σκυροδέματος.

Επομένως, λαμβάνεται απ' ευθείας η διαφραγματική λειτουργία του κάθε ορόφου, λόγω της συγκεντρωμένης μάζας που προσομοιώνεται με τη χρήση των επιφανειακών στοιχείων. Ο κάθε όροφος αποτελείται από 18 τετραέρειςτες πλάκες, τα δε επιφανειακά στοιχεία που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωσή τους διακριτοποιούνται αναλόγως σε 24 πεπερασμένα στοιχεία (mesh 6 x 4).

Η διαστασιολόγηση της κατασκευής αρχικά έγινε, θεωρώντας πως στις θέσεις των στηρίξεων της, οι οποίες είναι επιφανειακές στηρίξεις (πέδιλα με συνδετήριες δοκούς) δεν μπορεί να εμφανιστεί καμία μεταφορική μετατόπιση ενώ είναι ελεύθερα στρεπτές. (δηλαδή θεμελίωση με απλές στηρίξεις). Πρόκειται και για την παραδοχή κατά την οποία αμελείται η ένταση της θεμελίωσης, η επιρροή της οποίας διερευνάται έναντι μιας πιο ρεαλιστικής προσομοίωσης, της θεμελίωσης της κατασκευής με τη χρήση κάποιων μονο-κομβικών μεταφορικών και στροφικών ελατηρίων. Τέλος η ίδια κατασκευή ελέγχεται με τη χρήση πλήρως δεσμευμένων στηρίξεων (πακτώσεων), χωρίς δηλαδή την ανάπτυξη ούτε στροφής, ενώ αναμένεται να αναπτυχθεί η μέγιστη ένταση στη βάση της.

Επιλέγονται τελικώς κοινές διατομές όπως προκύπτουν από το σχεδιασμό των 3 αυτών περιπτώσεων, ώστε η κατασκευή να ικανοποιεί τους ελέγχους του κανονισμού για κάθε περίπτωση προσομοίωσης της θεμελίωσης.

2. 2. Παραδοχές Σχεδιασμού

Η κατασκευή θεωρείται πως δομείται σε μια αντιπροσωπευτική περιοχή του ελλαδικού χώρου, για την ακρίβεια στην Κόρινθο, και πως εδράζεται επί ενός συνεκτικού (αργιλικού) εδάφους μέσης ποιότητας το οποίο επίσης αποτελεί μια αντιπροσωπευτική παραδοχή για τα ελληνικά δεδομένα, αλλά και μια παραδοχή για την οποία να έχει μια βαρύτητα η επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής, η οποία θα ήταν μειωμένης σημασίας για παράδειγμα για μια κτιριακή κατασκευή επί βραχώδους εδάφους.

Η κατασκευή αναλύεται με τη μέθοδο ισοδύναμης φασματικής ανάλυσης και προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις σχεδιασμού.

Οι παραδοχές της ανάλυσης απεικονίζονται παρακάτω με τη μορφή πίνακα (πίνακας 2-1).

1. ΥΛΙΚΑ	
Δομικός Χάλυβας	S355
Κοχλιωτές Συνδέσεις..... κοχλίες M 20 – Ποιότητα	8.8
Αοπλο Σκυρόδεμα Εξομάλυνσης	C12/15
Οπλισμένο Σκυρόδεμα	C25/30
Χάλυβας Σκυροδέματος	B500C
Επικαλύψεις Πλακών	c = 3.0cm
Επικαλύψεις Στοιχείων Θεμελίωσης	c = 4.0cm

2. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	
Ευρωκώδικας 0 – EN 1990 Βάσεις Σχεδιασμού των Κατασκευών	
Ευρωκώδικας 1 – EN 1991 Δράσεις επί των κατασκευών	
Ευρωκώδικας 3 – EN 1993 Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα	
ΕΑΚ 2000 – Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός	
Ευρωκώδικας 8 – EN 1998 Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών	

3. ΦΟΡΤΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ	
3.1 Μόνιμα Φορτία G	
Ίδιο Βάρος Σκυροδέματος	25kN / m ³
Ίδιο Βάρος Χάλυβα.....	78.5kN / m ³
Επιστρώσεις Δαπέδων.....	1.5kN / m ²
3.2 Κινητά Φορτία Q	
Δάπεδα Κατοικιών (EN 1991).....	2.00kN / m ²
Δάπεδα Εξωστών (EN 1991)	3.5kN / m ²
Φορτίο Ανέμου (EN 1991 – 1 – 4)	1.00kN / m ²

4. ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ	
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας.....	II
Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους	0.24g
Σπουδαιότητα Κτιρίου	Σ2, γ = 1.00
Κατηγορία Εδάφους	C

Συντελεστής Σεισμικής Συμπεριφοράς	$q = 3.50$
Συντελεστής Θεμελίωσης	$\Theta = 1.00$
Συντελεστής Φασματικής Ενίσχυσης	$\beta_0 = 2.50$
Συντελεστής Συνδυασμού Δράσεων	$\psi_0 = 0.30$
Χαρακτηριστικές Περίοδοι Φάσματος	$T_b = 0.20, T_c = 0.60$
Απόσβεση	$\zeta = 4\%$

Πίνακας 2 – 1 : Παραδοχές σχεδιασμού μεταλλικής κατασκευής της εφαρμογής

2. 3. Ανάλυση της κατασκευής

2. 3. α. Ανάλυση του προσομοιώματος: Εντατικά μεγέθη και παραμορφώσεις

Ο Σχεδιασμός της κατασκευής έγινε σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες και τις παραδοχές που αναφέρονται στο πρώτο κεφάλαιο της μελέτης. Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός χρησιμοποιήθηκε για την εύρεση της σεισμικής επιτάχυνσης για το φάσμα σχεδιασμού της κατασκευής. Με βάση τους κανονισμούς η κατασκευή αναλύθηκε και διαστασιολογήθηκε στο SAP2000, για τις ακόλουθες εντατικές καταστάσεις:

2. 3. α. 1. Συνδυασμοί φόρτισης Σχεδιασμού

A. ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

1. Καθολική κατακόρυφη Φόρτιση: $E_{V,d} = 1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q_v$, $v = \text{vertical}$
2. Σεισμικός Συνδυασμός: $E_{A,d} = 1.00 \cdot G + A_{ed} + 0.30 \cdot Q_v$, $\psi_0 = 0.30$
 - 2.1. Κατά X: $E_{A,d,x} = 1.00 \cdot G + 1.00 \cdot A_{ed,x} + 0.30 \cdot A_{ed,y} + 0.30 \cdot Q_v$
 - 2.2. Κατά Y: $E_{A,d,y} = 1.00 \cdot G + 1.00 \cdot A_{ed,y} + 0.30 \cdot A_{ed,x} + 0.30 \cdot Q_v$
3. Συνδυασμός Ανέμου: $E_{W,d} = 1.00 \cdot G + 1.50 \cdot Q_w + 1.50 \cdot 0.60 \cdot Q_v$, $\psi_0 = 0.60$
 - 3.1. Κατά X: $E_{W,d,x} = 1.00 \cdot G + 1.50 \cdot (A_{Wd,x} + 0.50 \cdot A_{Wd,y}) + 1.50 \cdot 0.60 \cdot Q_v$
 - 3.2. Κατά Y: $E_{W,d,y} = 1.00 \cdot G + 1.50 \cdot (A_{Wd,y} + 0.50 \cdot A_{Wd,x}) + 1.50 \cdot 0.60 \cdot Q_v$

B. ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ:

1. Μόνιμα και κατακόρυφα Κινητά : $E_d = 1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q$

κατά τη φόρτιση αυτή ελέγχεται πως τα κατακόρυφα βέλη δεν υπερβαίνουν τα οριακά βέλη που δίνονται από τον κανονισμό, αλλά ποιοτικώς ελέγχονται και τα φορτία λειτουργίας, ώστε να μην υπερβαίνουν το 60% της αντοχής σχεδιασμού των μελών της κατασκευής

2. 3. α.2. Μέθοδοι Υπολογισμού Κατασκευών στην ΟΚΑ

i. Κατακόρυφα Φορτία

Τα διαγράμματα για την κατακόρυφη φόρτιση της κατασκευής προκύπτουν με **ελαστική** ανάλυση, ενώ νομιμοποιούμε από την εκλογή διατομών κατηγορίας 1 να πραγματοποιήσουμε ακόμα και πλαστικά ανάλυση για την εξαγωγή των εντατικών μεγεθών δεν προχωρήσαμε σε μια τέτοια διαδικασία για το σχεδιασμό του φορέα.

ii. Σεισμική Απόκριση

1. Προβλέπεται η εφαρμογή των παρακάτω δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

α) Δυναμική φασματική μέθοδος.

β) Απλοποιημένη φασματική μέθοδος (Ισοδύναμη στατική μέθοδος).

Στην εργασία αυτή εφαρμόστηκε η 1^η μέθοδος, η δυναμική φασματική μέθοδος δηλαδή για τη διαστασιολόγηση των δοκών και στύλων της ανωδομής, ενώ η 2^η μέθοδος, η απλοποιημένη φασματική, εφαρμόστηκε για τη διαστασιολόγηση των πεδίων της κατασκευής.

2. Σε εντελώς ειδικές περιπτώσεις επιτρέπεται, συμπληρωματικά προς τις παραπάνω μεθόδους, η εφαρμογή άλλων δοκίμων μεθόδων υπολογισμού, όπως γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων, κλπ. Οι μέθοδοι αυτές θα εφαρμόζονται υπό μορφή πρόσθετων ελέγχων και προς την πλευρά της ασφάλειας.

3. Στην περίπτωση των κτιρίων για την εφαρμογή οποιασδήποτε μεθόδου υπολογισμού χρησιμοποιείται, γενικά, χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής.

Η χρήση επίπεδου προσομοιώματος επιτρέπεται έπειτα από σχετική τεκμηρίωση της αξιοπιστίας του.

α. Δυναμική φασματική μέθοδος

Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και, τέλος, τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων.

Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους.

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για $q = 1$ χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα $\Phi_e(T)$ (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης θ), ενώ για $q > 1$ χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$.

Στη συνήθη περίπτωση κατασκευών από το ίδιο υλικό, επιτρέπεται η χρήση σταθερού ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης ζ για όλες τις ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος.

Θα πρέπει πάντως να μην λησμονείται ότι πρόκειται για μέθοδο γραμμικού υπολογισμού, της οποίας η αξιοπιστία μειώνεται στις περιπτώσεις απότομων καθ' ύψος μεταβολών της αντοχής των κτιρίων.

Η μέθοδος σε γενικές γραμμές περιλαμβάνει:

- α) Ιδιομορφική ανάλυση, κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.
- β) Ιδιομορφική απόκριση, κατά την οποία με τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση) που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης (με καθορισμένο πρόσημο).
- γ) Ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο).
- δ) Χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο).

Αριθμός σημαντικών ιδιομορφών

1. Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών ΣM_i φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος.
2. Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ. με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T = 0.03 \text{ sec}$, τότε η συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα $M / \Sigma M_i$.
3. Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T \geq 0.20 \text{ sec}$ λαμβάνονται πάντοτε υπόψη.

β. Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος

Η Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος προκύπτει από τη Δυναμική Φασματική Μέθοδο με προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μονο-ιδιομορφική μέθοδος). Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της

σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια «ισοδύναμων» σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή.

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα προς τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και χρησιμοποιείται πάντοτε το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$.

Η μέθοδος εφαρμόζεται στις παρακάτω περιπτώσεις (ΕΑΚ 2000):

1. Κανονικά κτίρια μέχρι 10 ορόφους
2. Μη κανονικά κτίρια μέχρι 5 ορόφους με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Εξαιρούνται τα κτίρια σπουδαιότητας Σ4 άνω των 2 ορόφων σε ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας 2 και 3.

Ένα κτίριο θα λέγεται **κανονικό** όταν ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες:

1. Τα πατώματα λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα μέσα στο επίπεδο τους. Η λειτουργία αυτή, αν δε γίνεται ακριβέστερος έλεγχος, θεωρείται ότι δεν είναι εξασφαλισμένη σε επιμήκη ορθογωνικά κτίρια (ή τμήματα κτιρίων) με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του 4, καθώς επίσης και σε κτίρια με κενά που υπερβαίνουν το 35% της κάτοψης του ορόφου.
2. Η αύξηση ή μείωση $\Delta K_i = K_{i+1} - K_i$ της σχετικής δυσκαμψίας K_i ενός ορόφου σε κάθε οριζόντια διεύθυνση δεν υπερβαίνει τις τιμές $0,35 K_i$ και $0,50 K_i$ αντίστοιχα. Η δυσκαμψία ενός ορόφου σε μία διεύθυνση θα λαμβάνεται ως το άθροισμα των σχετικών δυσκαμψιών $E \cdot I/h$ των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου.
3. Η αύξηση ή μείωση $\Delta m_i = m_{i+1} - m_i$ της μάζας m_i ενός ορόφου δεν υπερβαίνει τις τιμές $0,35 m_i$ και $0,50 m_i$ αντίστοιχα. Από τον έλεγχο του κριτηρίου αυτού εξαιρείται ο ανώτατος όροφος και τυχόν απόληξη κλιμακοστασίου.

Η μέθοδος σε γενικές γραμμές περιλαμβάνει:

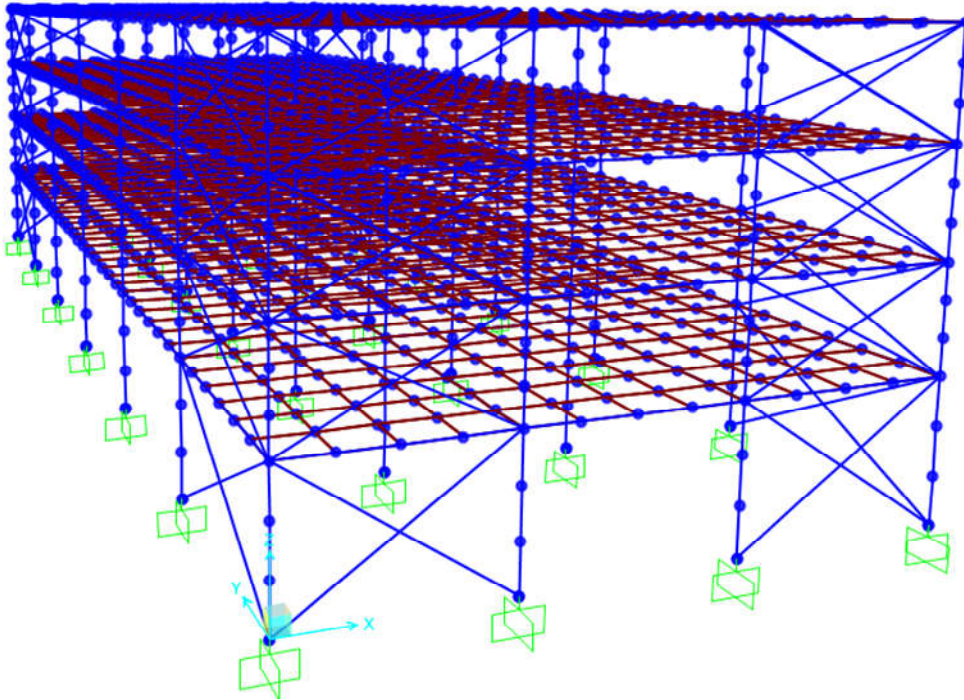
α) Υπολογισμό για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου του συνολικού μεγέθους των ισοδύναμων σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάση) όπως προκύπτουν για τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού που υπολογίζεται με βάση τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του φορέα

β) Καθ' ύψος κατανομή των ισοδύναμων σεισμικών φορτίων

γ) Χωρική επαλληλία για ταυτόχρονη στατική δράση των οριζόντιων σεισμικών φορτίων F_i κατά τις κύριες διευθύνσεις x, y του κτιρίου, καθώς επίσης και των κατακόρυφων σεισμικών φορτίων, ώστε να προκύψουν τα ακραία μεγέθη απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία

iii. Φορτία Ανέμου

Πραγματοποιείται ελαστική ανάλυση για την εξαγωγή των εντατικών μεγεθών σχεδιασμού λόγω των πλευρικών φορτίων ανεμοπίεσης. Λόγω του ότι πρόκειται για κλειστή κατασκευή δεν εξετάζονται κάποιες πρόσθετες οριακές καταστάσεις ανεμοπίεσης που θεωρείται πως δε θα είναι κρίσιμες για το παρόν κτίριο.



Σχήμα 2 – 4 :Αριθμητικό Προσομοίωμα Φορέα

2. 3. β. Ιδιομορφική Ανάλυση Κατασκευής

Για το αριθμητικό προσομοίωμα που απεικονίζεται στο σχήμα 2.4, με διακριτοποίηση των επιφανειακών και γραμμικών μελών του φορέα, πραγματοποιούνται ιδιομορφικές αναλύσεις κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις της κατασκευής (X, Y)

Λόγω της ορθογωνικότητας του φορέα και της σημαντικής διαφοράς μεταξύ του μήκους των πλευρών κατά τις δύο διευθύνσεις αναμένεται η διέγερση κατά τη μικρή διεύθυνση να είναι κρισιμότερη. Παρουσιάζονται λοιπόν στο παρόν τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης κατά τη Χ διεύθυνση. Κατά την ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής προκύπτουν τα ακόλουθα αποτελέσματα του πίνακα [2.2] για την ιδιοπερίοδο της κάθε ιδιομορφής και για τη συνεισφορά της στη δυναμική απόκριση του φορέα.

MODAL ANALYSIS (X)							
Mode	T (s)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.356366	8.28E-01	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	5.10E-02	0.00E+00
2	0.320643	4.60E-17	8.52E-01	1.18E-15	5.81E-03	1.50E-15	1.12E-19
3	0.194471	1.33E-18	1.19E-18	1.65E-18	1.62E-17	1.13E-18	8.30E-01
4	0.182359	2.67E-15	9.10E-05	7.21E-15	8.72E-03	6.96E-14	2.88E-16
5	0.174813	1.77E-13	1.60E-15	1.28E-02	1.03E-16	1.51E-14	1.49E-17
6	0.17256	1.10E-12	1.00E-04	7.00E-13	1.50E-02	4.28E-14	1.09E-15
7	0.168738	4.31E-13	1.20E-04	1.44E-13	1.49E-02	8.31E-16	2.70E-15
8	0.166107	5.09E-13	6.58E-14	1.92E-02	1.59E-14	2.61E-13	2.63E-16
9	0.162468	2.84E-13	5.91E-14	5.81E-03	1.25E-13	2.54E-13	8.26E-15
10	0.162443	3.48E-12	7.44E-05	1.79E-12	6.62E-02	8.44E-14	6.52E-15
11	0.160391	4.51E-12	1.80E-04	2.94E-12	7.36E-02	9.34E-12	7.55E-15
12	0.157942	3.70E-12	7.62E-14	2.91E-12	1.41E-12	3.05E-11	3.10E-04
13	0.157166	2.14E-13	2.09E-14	2.45E-02	7.17E-13	4.75E-13	9.92E-15
14	0.154478	2.43E-05	7.21E-15	5.15E-13	2.33E-13	1.28E-02	6.41E-15
15	0.15229	5.95E-13	3.44E-05	9.37E-13	3.32E-02	3.68E-11	2.39E-14
16	0.150324	9.64E-14	1.25E-13	3.92E-13	7.22E-13	7.83E-12	3.30E-04
17	0.14946	5.24E-13	4.55E-14	7.25E-02	3.20E-12	8.20E-11	2.84E-15
18	0.14799	5.60E-14	1.07E-05	5.94E-14	3.10E-03	5.88E-14	1.60E-14
19	0.147721	4.64E-14	2.81E-13	2.81E-13	2.63E-13	2.68E-12	2.00E-04
20	0.14748	7.64E-05	3.89E-14	9.23E-14	1.44E-14	2.33E-02	2.95E-15
21	0.145753	1.63E-15	3.13E-13	2.49E-13	3.28E-13	5.93E-12	2.10E-04
22	0.144951	1.02E-13	2.91E-06	2.52E-13	4.04E-02	1.84E-12	4.46E-17
23	0.144587	5.54E-05	6.28E-13	1.07E-15	3.47E-13	7.20E-03	3.60E-14
24	0.142886	1.27E-14	1.28E-14	1.23E-15	1.07E-13	9.79E-13	4.60E-04
25	0.142428	1.85E-13	1.41E-03	3.07E-13	4.13E-01	4.40E-12	1.84E-14
26	0.140838	1.00E-04	2.94E-13	3.82E-13	1.53E-11	3.45E-02	6.28E-14
27	0.139587	8.58E-15	5.38E-13	5.69E-12	3.75E-12	4.06E-12	7.31E-05
28	0.13905	8.40E-04	1.45E-12	2.54E-12	1.91E-11	1.28E-02	3.80E-14
29	0.138454	1.72E-16	9.03E-14	6.24E-01	1.27E-12	1.33E-13	7.44E-17
30	0.136012	2.02E-14	8.49E-12	8.22E-03	1.73E-11	1.25E-11	1.10E-14
31	0.135988	1.16E-14	1.96E-12	2.44E-12	3.56E-12	4.43E-12	2.90E-05
32	0.135248	2.07E-14	7.86E-12	7.09E-12	5.03E-12	9.14E-12	1.37E-03
33	0.134082	1.59E-02	1.15E-11	3.12E-11	1.43E-11	1.72E-01	1.07E-16
34	0.133446	2.27E-13	5.32E-12	2.39E-11	7.17E-12	9.95E-12	4.74E-08
35	0.13249	6.43E-14	2.98E-12	1.69E-03	1.93E-11	3.02E-12	2.72E-14
36	0.131292	3.28E-14	3.68E-12	1.16E-02	2.86E-11	1.83E-12	5.41E-15
37	0.130315	8.82E-02	3.32E-12	1.30E-13	4.93E-11	2.54E-01	2.11E-16
SUM :		0.93284	0.85377	0.78055	0.18422	0.05096	0.83069

Πίνακας 2 – 2 : Ιδιομορφές κατασκευής και συμμετοχή τους στην δυναμική απόκριση του φορέα

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

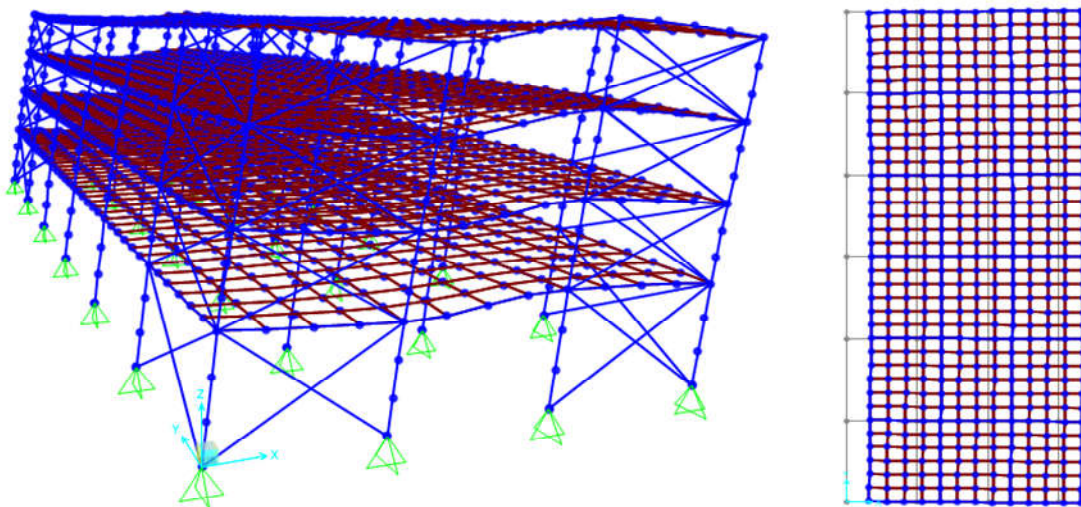
Εύρεση θεμελιώδους Ιδιοπεριόδου (του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή): Συνηθίζεται να λαμβάνεται η περίοδος της 1ης ιδιομορφής, που είναι και αυτή που διεγείρεται μεταφορικά: $T_1 \approx 0.36s$

Στον παραπάνω πίνακα 2 – 2 απεικονίζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε κατά την μικρή πλευρά του φορέα, τα οποία ενδιαφέρουν περισσότερο καθώς πρόκειται για την κρίσιμότερη διεύθυνση. Τα αντίστροφα αποτελέσματα προκύπτουν για την ιδιομορφική ανάλυση κατά Υ, δηλαδή η πρώτη ιδιομορφή (σχήμα 2 – 5) είναι η δεύτερη ιδιομορφή ανάλυσης κατά Υ.

Όπως φαίνεται από τα παραπάνω αποτελέσματα η συμπεριφορά του φορέα είναι κανονική, καθώς απ' ό,τι φαίνεται δεν υπάρχει συγκέντρωση σημαντικών στρεπτικών ιδιομορφών για χαμηλές περιόδους. Επίσης, φαίνεται πως υπάρχει σημαντική συμμετοχή των κύριων ιδιομορφών (με συμμετοχή μάζας > 90%) για όχι πολύ μικρές περιόδους $T > 0.90s$, γεγονός ευνοϊκό και για την ανάλυση χρονοϊστορίας του φορέα.

Επίσης, φαίνεται πως η απόκριση του φορέα κατά την κύρια μεταφορική διεύθυνση πραγματοποιείται για μια σημαντική ιδιοπερίοδο ($T = 0.1313s$) συνεπώς δεν υπάρχει σημαντική απόκριση για ιδιοπερίοδους υψηλότερης συχνότητας, γεγονός που θα ήταν επικίνδυνο για τη δυναμική απόκριση του φορέα.

Με κίτρινο χρώμα έχουν σημειωθεί κάποιες σημαντικές τιμές ιδιομορφικής απόκρισης, για τις οποίες αυξάνεται σημαντικά η συμμετοχή της σημειούμενης διεύθυνσης στην συνολική απόκριση του φορέα.



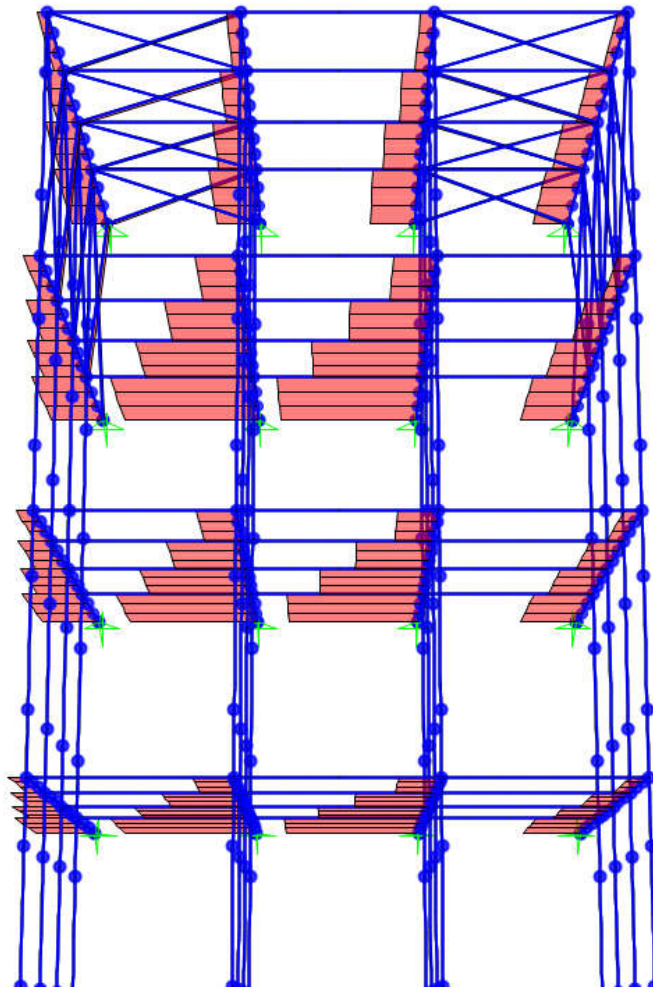
Σχήμα 2 – 5 : Παραμορφωμένη κατάσταση 1ης Ιδιομορφής, $T_1 = 0.36s$

2. 3. γ. Επίλυση της Κατασκευής – Προκύπτοντα διαγράμματα εντατικών μεγεθών στην ΟΚΑ

Πραγματοποιείται η επίλυση του στατικού προσομοιώματος της κατασκευής με τις μεθόδους υπολογισμού που περιγράφηκαν στην ενότητα (2.3.β) και τις παραδοχές σχεδιασμού που πραγματοποιούνται στην ενότητα 2.2. Για κάθε συνδυασμό φόρτισης στην ΟΚΑ (2.3.α.1. Α) παρουσιάζονται τα κρίσιμα εντατικά μεγέθη- κρίσιμα με την έννοια πως θα καθορίσουν την τελική εκλογή διατομών που περιγράφεται στην ενότητα 2.4 που ακολουθεί. Αναλυτικότερη επεξήγηση για το στατικό προσομοίωμα της κατασκευής και τις παραδοχές του παρουσιάζεται στο παράρτημα Α. Ακολουθεί η παρουσίαση των διαγραμμάτων εσωτερικής έντασης της κατασκευής:

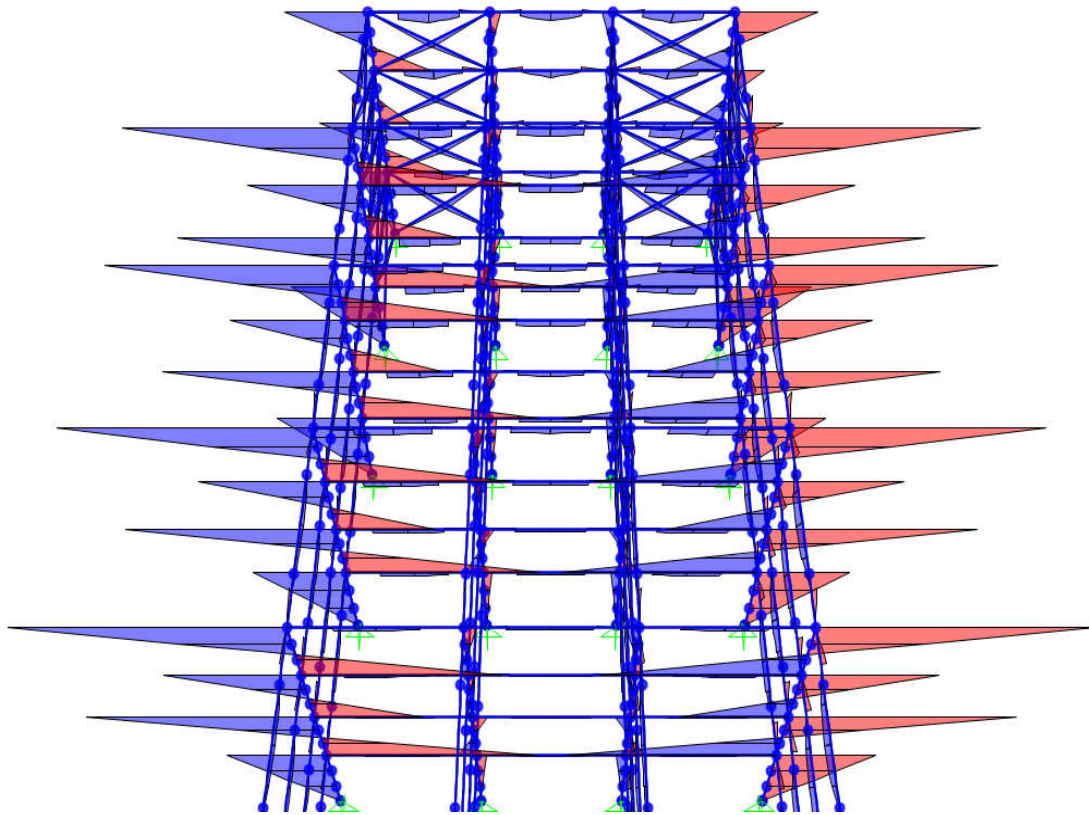
Α. Εντατικά μεγέθη για τα κατακόρυφα φορτία (συνδυασμός Α.1)

ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ποιοτικώς στο φορέα)



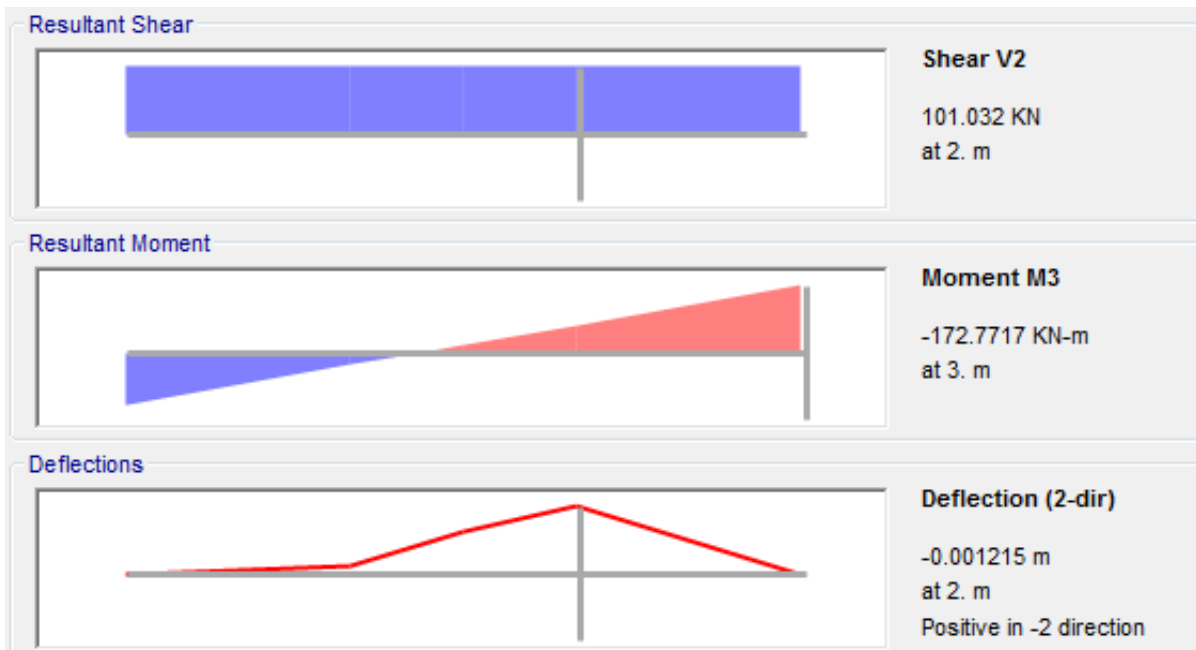
Σχήμα 2 – 6 :Αξονική Δύναμη για την ΟΚΑ υπό τα κατακόρυφα Φορτία (ποιοτικώς)

ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ποιοτικώς στο φορέα)

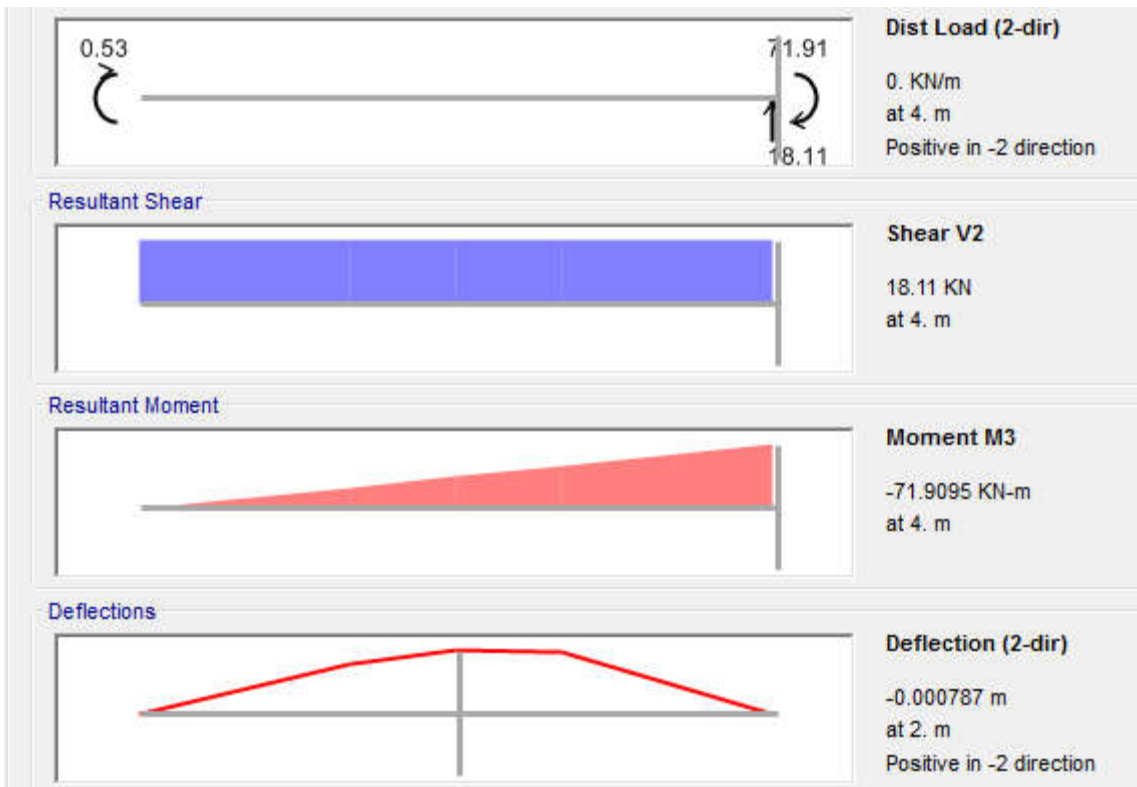


Σχήμα 2 – 7 :Ροπή Κάμψης για την ΟΚΑ υπό τα κατακόρυφα Φορτία (Ποιοτικώς)

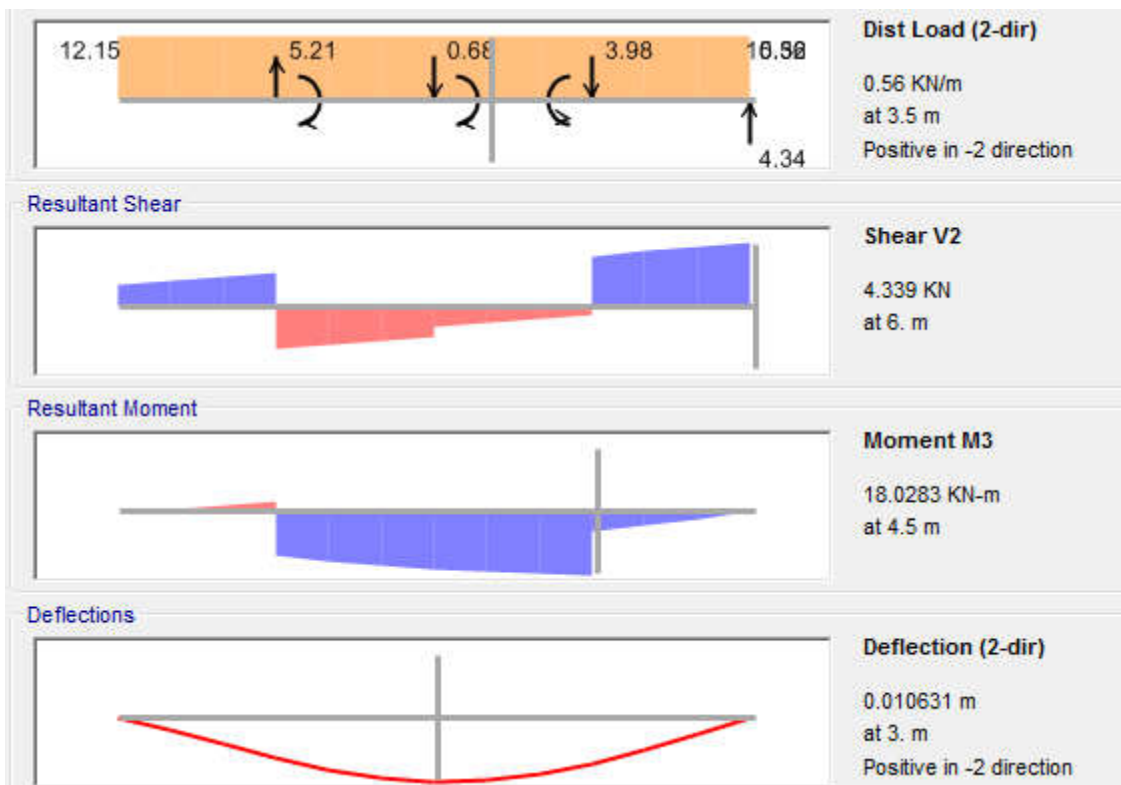
Ροπή κάμψης και τέμνουσα Δύναμη «κρίσιμων μελών» του φορέα



Σχήμα 2 – 8 :Ροπή Κάμψης, Τέμνουσα Δύναμη και παραμορφώσεις του στύλου με τη μέγιστη ένταση (στύλος C5 – C8)



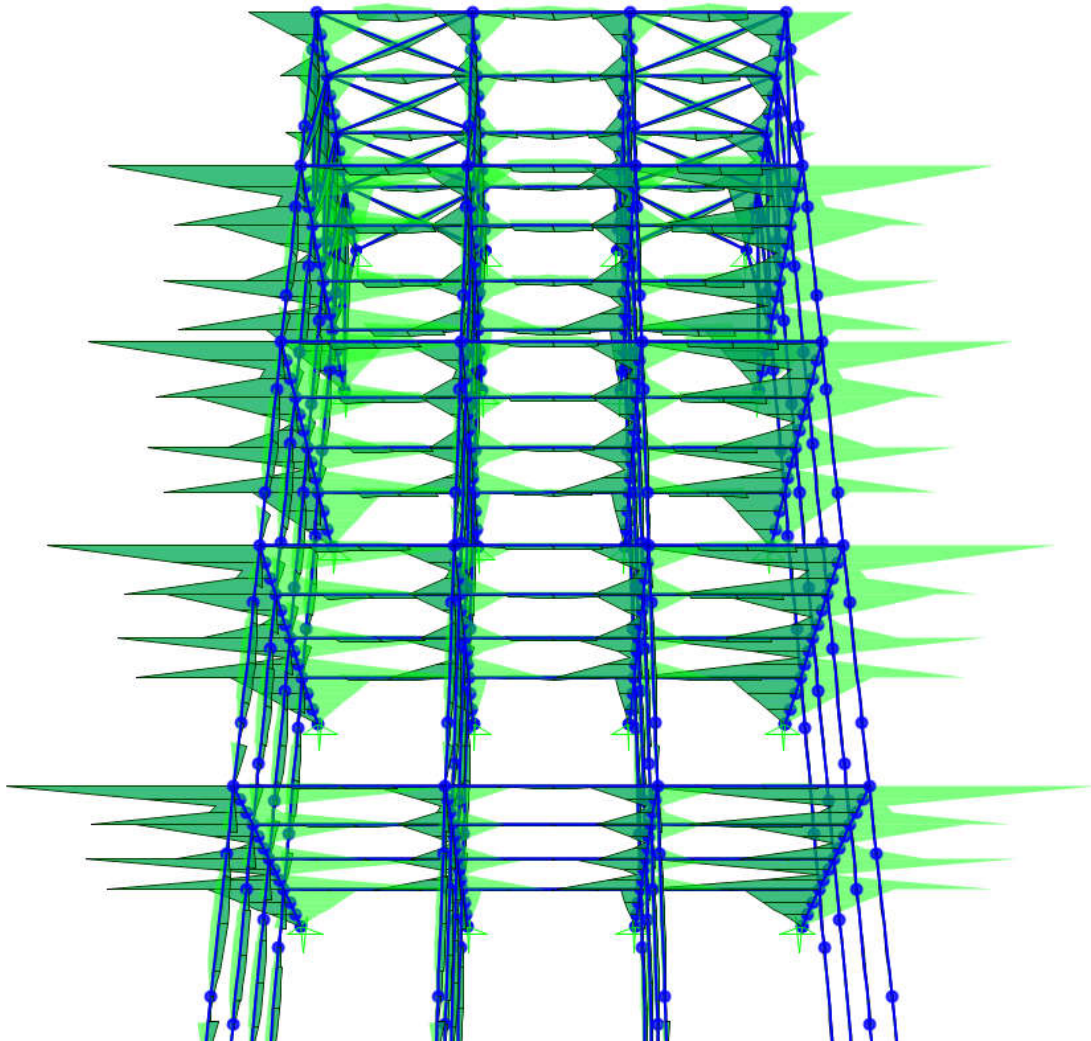
Σχήμα 2 – 9 :Ροπή Κάμψης, Τέμνουσα Δύναμη και παραμορφώσεις στη βάση του υποστύλματος με τη μέγιστη ένταση (στύλος C5 – C8 στο σχήμα)



Σχήμα 2 – 10 :Ροπή Κάμψης, Τέμνουσα Δύναμη και παραμορφώσεις της δοκού με τη μέγιστη ένταση (δοκός Β)
(Παρά την ελευθέρωση της ροπής στα άκρα των δοκών παρατηρείται μια μικρή ροπή στη στήριξη)

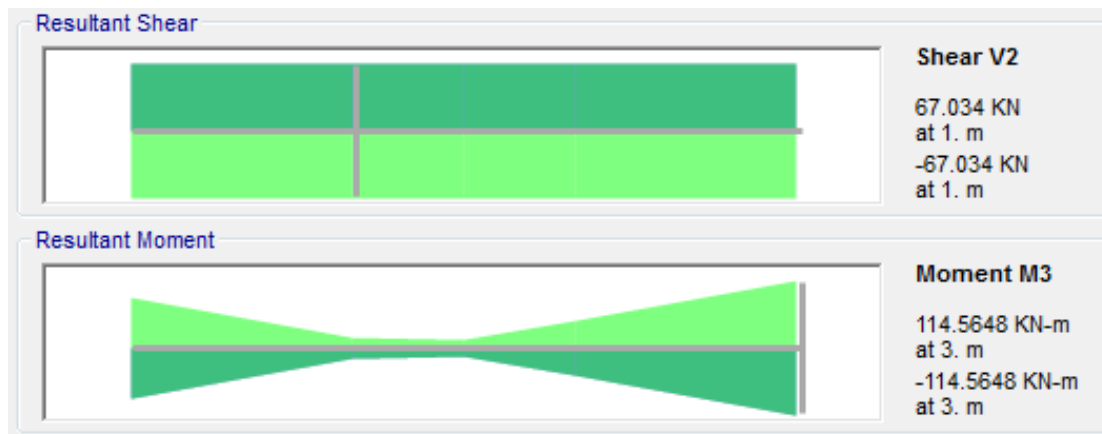
Β. ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ [συνδυασμός Α.2. 1]

ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ποιοτικώς στο φορέα)

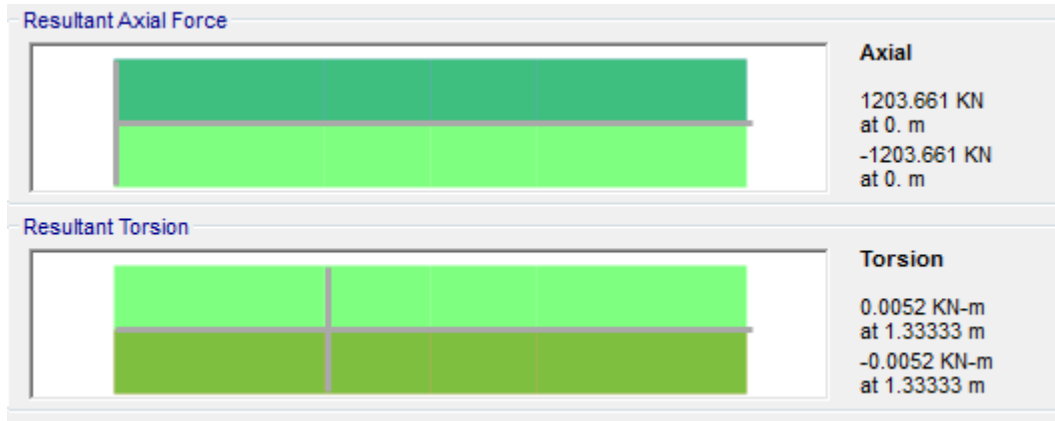


Σχήμα 2 – 11 : Ροπές Κάμψης για την ΟΚΑ του δυσμενέστερου Σεισμικού Συνδυασμού – Κατά Χ (Ποιοτικώς)

Ροπή κάμψης και τέμνουσα Δύναμη «κρίσιμων μελών» του φορέα

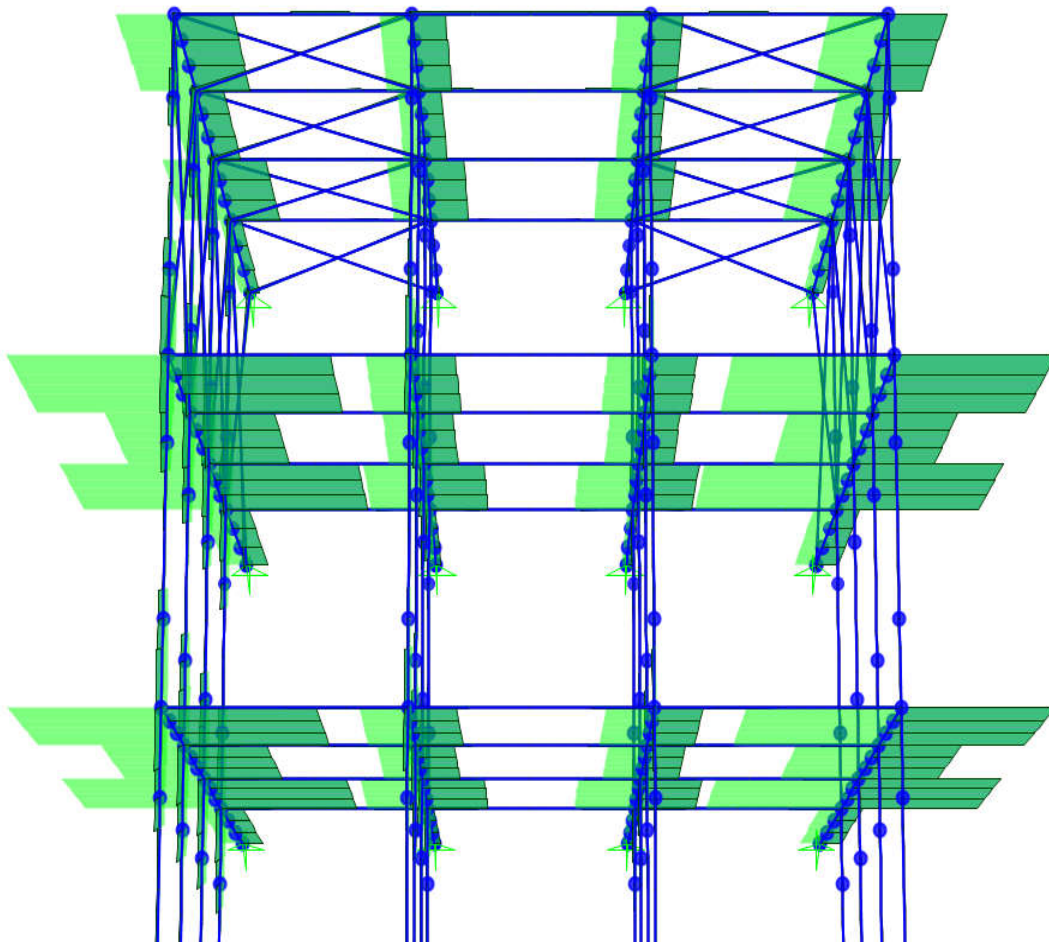


Σχήμα 2 – 8 : Ροπή Κάμψης και Τέμνουσα Δύναμη του στύλου με τη μέγιστη ένταση (στύλος C5)



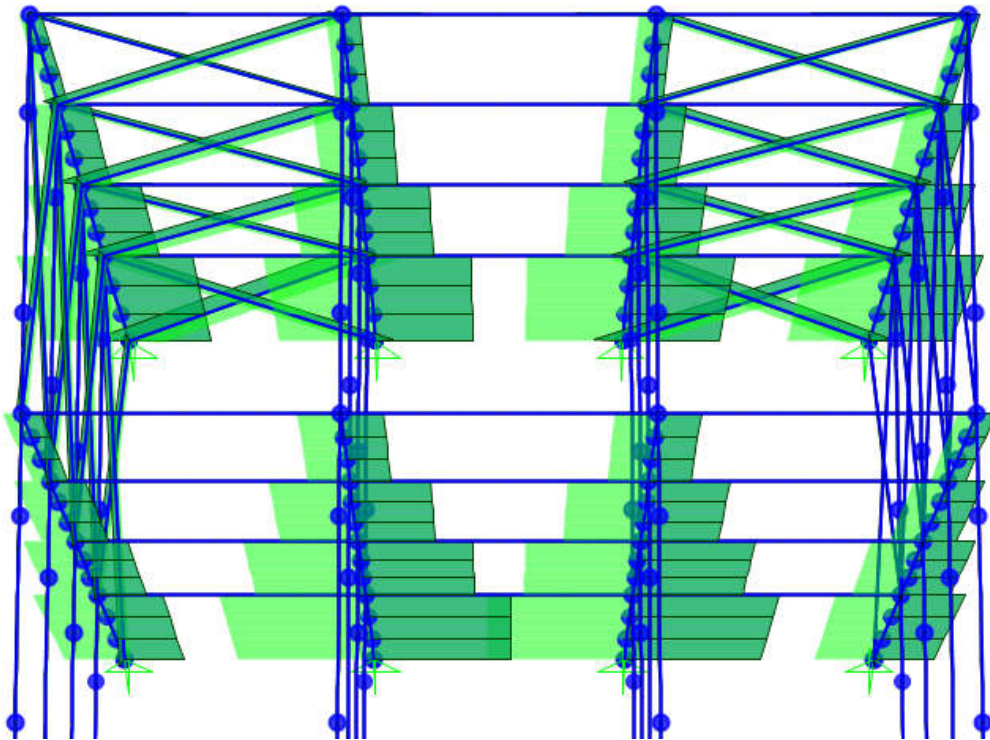
Σχήμα 2 – 12 :Αξονική Δύναμη και Στρεπτική Ροπή στη βάση του στύλου με τη μέγιστη ένταση (στύλος C5)

ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΔΥΝΑΜΗ (ποιοτικώς στο φορέα)



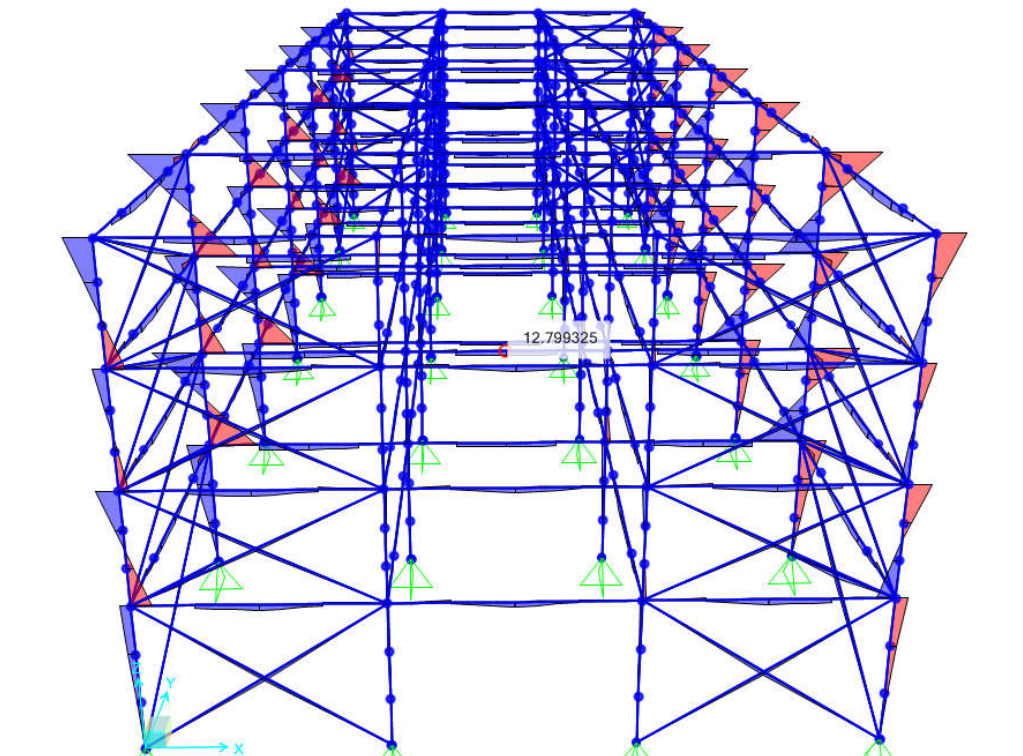
Σχήμα 2 – 13 :Τέμνουσες Δυνάμεις στο Φορέα κατά το Σεισμικό Συνδυασμό με τη Μέγιστη Ένταση (Ποιοτικώς)

ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ποιοτικώς στο φορέα)



Σχήμα 2 – 14 : Αξονικές Δυνάμεις στο Φορέα κατά το Σεισμικό Συνδυασμό με τη Μέγιστη Ένταση (Ποιοτικώς)

Γ. ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΤΟΥ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ ΑΝΕΜΟΠΙΕΣΗΣ [Α. 3. 1]



Σχήμα 2 – 15 : Ροπές Κάμψης για την ΟΚΑ του δυσμενέστερου Συνδυασμού Ανεμοπίεσης – Κατά Χ (Ποιοτικώς)

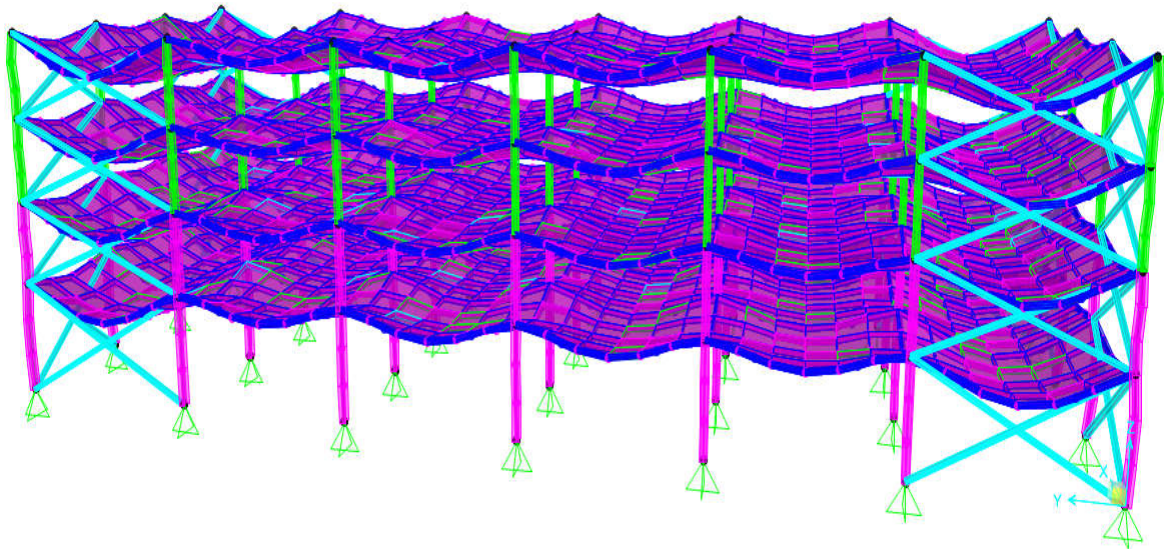
Ο κρίσιμος συνδυασμός από τον οποίο προκύπτει η θλιπτική αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων, αλλά και η ροπή κάμψης των κύριων δοκών του φορέα είναι ο συνδυασμός A.1 αυτός των κατακόρυφων φορτίων με συντελεστή ασφαλείας.

Η ροπή κάμψης και η τέμνουσα δύναμη για τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων προκύπτει από τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό φόρτισης (A.2. 1).

Όπως φαίνεται και στο σχήμα 2 – 14 υπάρχει κάποια ροπή στρέψης κατά την απόκριση του φορέα στα σεισμικά φορτία σχεδιασμού, η οποία βέβαια είναι σχεδόν αμελητέα. Όμως δεν πρέπει να παραγνωρίζεται το γεγονός πως οι ανοιχτές διατομές (διπλού ταυ) είναι εξαιρετικά ευαίσθητες σε στρεπτικά φορτία.

Ο συνδυασμοί (πλευρικής) φόρτισης ανεμοπίεσης δεν είναι κρίσιμοι για ένα κτίριο τέτοιου ύψους, όπως το παρόν και εξάγονται ευμενέστερα αποτελέσματα για την ένταση του φορέα, έναντι του σεισμικού συνδυασμού. Παρ' όλ' αυτά κατά το παρόν ελήφθησαν σχετικά μεγάλες εντάσεις ανεμοπίεσης- και δυσμενείς παραδοχές- έτσι ώστε τα εντατικά μεγέθη λόγω ανεμοπίεσης προέκυψαν σχετικά κοντά με αυτά του σεισμικού συνδυασμού

2. 3. δ. Μέγιστες παραμορφώσεις – Βέλη μελών στην Ο.Κ.Λ



Σχήμα 2 – 16 : Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα για το συνδυασμό οριακής κατάστασης λειτουργικότητας [B.1]

Εξάγονται τα βέλη (κατακόρυφες παραμορφώσεις κατά την παρούσα μελέτη) που αναμένονται για τη φόρτιση υπό τα φορτία της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας. Εξάγονται δε και τα βέλη που αναμένονται για τη φόρτιση μόνον υπό τα κινητά φορτία σχεδιασμού χωρίς συντελεστή ασφαλείας.

Καλό είναι οι τιμές που εξάγονται από τα προγράμματα διαστασιολόγησης και ανάλυσης κατασκευών, όπως είναι και το SAP2000, που χρησιμοποιείται στην παρούσα εργασία, να ελέγχονται με υπολογισμούς που πραγματοποιούνται με βάση την ελαστική θεωρία κάμψης και για τους οποίους λαμβάνεται ως μέγιστο βέλος αμφιέριστης δοκού υπό κατακόρυφη ομοιόμορφα κατανεμημένη φόρτιση :

$$w = 5qL^4 : (384 \cdot Ely) \quad [2.1]$$

όπου q είναι η τιμή του ομοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου του μέλους

L είναι το μήκος του μέλους

Ely είναι η ελαστική ακαμψία του φορέα περί τον οριζόντιο ουδέτερο άξονα του μέλους

2. 4. Διαστασιολόγηση φορέα – εκλογή διατομών

Για τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση της κατασκευής, της προηγούμενης ενότητας ακολουθεί η εκλογή των διατομών, με βάση τους ελέγχους που θα περιγραφούν παρακάτω. Η ιδιομορφική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε δίνει την δυνατότητα μια κριτικής επισκόπησης της απόκρισης του φορέα για τα σεισμικά φορτία (δυναμικά).

2. 4. α. Κατάταξη Διατομών

Ανάλογα με την έκταση στην οποία η αντοχή και η στροφική ικανότητα των διατομών περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες 4 κατηγορίες:

- Διατομές **κατηγορίας 1** : Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στροφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους. Επιτρέπεται πλαστική ανάλυση και διαστασιολόγηση με τα μεγέθη πλαστικής αντοχής.
- Διατομές **κατηγορίας 2** : Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές **κατηγορίας 3**: Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φτάσει στο όριο διαρροής, αλλά ο τοπικό λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές **κατηγορίας 4**: Είναι εκείνες στις οποίες ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Ακολουθούν οι πίνακες του EN1993 – 1 – 1 για την κατάταξη των διατομών που χρησιμοποιήθηκαν για τη μόρφωση του παρόντος φορέα: (η δυσμενέστερη εκ πελμάτων – κορμού) :

i. Κατάταξη Πελμάτων

Κατάταξη προεξέχοντων ελασμάτων (EN1993-1-1 §5.5, Πίν. 5.2β)

Προεξέχοντα πέλματα						
		Ελατές διατομές		Συγκολλητές διατομές		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Καταναμή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$
Καταναμή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 21 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_{\phi}}$ Για k_{ϕ} βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Κατάταξη γωνιακών και σωληνωτών διατομών (EN1993-1-1 §5.5, Πίν. 5.2γ)

Γωνιακά	
Αναφορά επίσης στα "Προεξέχοντα πέλματα" (βλέπε Πίν. 5.2β)	<p>Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία</p>
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη
Καταναμή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)	
3	$h/t \leq 15 \cdot \epsilon : \frac{b+h}{2 \cdot t} \leq 11,5 \cdot \epsilon$

Πίνακας 2 – 2 :Κατάταξη Πελμάτων Ανοιχτής Διατομής

ii. Κατάταξη Κορμού

Κατάταξη εσωτερικών ελασμάτων (EN1993-1-1 §5.5, Πίν. 5.2α)

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
						Άξονας κάμψης
						Άξονας Κάμψης
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 33 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$: $c/t \leq \frac{396 \cdot \epsilon}{13 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \cdot \epsilon}{a}$			
2	$c/t \leq 83 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 38 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$: $c/t \leq \frac{456 \cdot \epsilon}{13 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 \cdot \epsilon}{a}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 42 \cdot \epsilon$	$\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42 \cdot \epsilon}{0,67 + 0,33 \cdot \psi}$ $\psi \leq -1^*$: $c/t \leq 62 \cdot \epsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

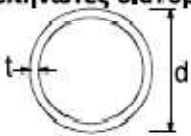
*) $\psi \leq -1$ εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση $\sigma < f_y$ είτε η εφελκυστική παραμόρφωση $\epsilon_y > f_y/E$

Πίνακας 2 – 3 :Κατάταξη Κορμού Ανοιχτής Διατομής

Επιλέγεται για τις διατομές των πλαισίων του φορέα να χρησιμοποιηθούν ανοιχτές διατομές (διπλού ταυ) κατηγορίας I.

iii. Κατάταξη των συνδέσμων Δυσκαμψίας

Κατάταξη γωνιακών και σωληνωτών διατομών (EN1993-1-1 §5.5, Πίν. 5.2γ συνέχεια)

Σωληνωτές διατομές						
						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50 \cdot \epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70 \cdot \epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90 \cdot \epsilon^2$ ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90 \cdot \epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.					
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Πίνακας 2 – 4 :Κατάταξη Κοίλης Διατομής – ότι ισχύει για κυκλικές ισχύει και για τετραγωνικές

Χρησιμοποιούνται κλειστές ορθογωνικές διατομές (Π) ως χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας οι οποίοι συνδέονται με απλές συνδέσεις στους κόμβους των πλαισίων. Επιλέγονται επίσης διατομές κατηγορίας 1.

2. 4. β. Έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

i. Έλεγχοι σε διαξονική κάμψη (χωρίς κίνδυνο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού)

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad [2.6]$$

όπου

- I και H διατομές: $\alpha = 2 \quad \beta = \max \{5 \cdot n ; 1\}$
- Κοίλες κυκλικές διατομές: $\alpha = 2 \quad \beta = 21$
- Κοίλες ορθογωνικές διατομές: $\alpha = \beta = \min \{1.66/(1-1.13 \cdot n^2) ; 6\}$
- συμπαγείς ορθογωνικές διατομές και ελάσματα: $\alpha = \beta = 1.73 + 1.8 \cdot n^3$
- συντηρητικά μπορεί να ληφθεί $\alpha = \beta = 1$

ii. Έλεγχος σε Διάτμηση

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} \leq 1 \mu\epsilon \quad V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad [2.2]$$

Όπου το εμβαδόν διάτμησης ελατών διατομών I και H ισούται με :

$$A_v = \max\{A - 2 \cdot b \cdot t_f - (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f ; \eta \cdot h_w \cdot t_w\}$$

Όπου

b είναι το συνολικό πλάτος

h είναι το συνολικό ύψος

h_w είναι το ύψος κορμού

r είναι η ακτίνα συναρμογής κορμού – πέλματος

t_f είναι το πάχος του πέλματος

t_w είναι το πάχος κορμού (= min t_w για σταθερό πάχος κορμού)

η = 1.20 για χάλυβες μέχρι και S460. Για χάλυβες υψηλότερης αντοχής λαμβάνεται συντηρητικά = 1.00 (EN1993-1-5 § 5.1)

iii. Έλεγχος αν απαιτείται απομείωση της Καμπτικής αντοχής λόγω Τέμνουσας

$V_{Ed} \leq 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$	δεν απαιτείται απομείωση λόγω τέμνουσας της καμπτικής αντίστασης της διατομής	$\rho = 1,0$
$V_{Ed} > 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$	απαιτείται απομείωση λόγω τέμνουσας της καμπτικής αντίστασης της διατομής σε $M_{v,Rd}$	$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$

Πίνακας 2 – 5 : Έλεγχος κάμψης με Τέμνουσα Δύναμη

iv. Έλεγχοι σε απλή κάμψη με αξονική Δύναμη

Διατομές διπλής συμμετρίας I και H, ή άλλες διατομές με πέλματα:

$$A_v N_{Ed} \leq 0.25 \cdot N_{pl,Rd} \text{ και } N_{Ed} \leq 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y : \gamma_{M0} \quad M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \text{ (χωρίς απομείωση)}$$

$$A_v N_{Ed} \leq h_w \cdot t_w \cdot f_y : \gamma_{M0} \quad M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \text{ (χωρίς απομείωση)}$$

[2.3]

$$M_{N,y,Rd} = \min \{M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - n) / (1 - 0.5 \cdot a) ; M_{pl,y,Rd}\} \quad [2.4]$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad \text{για } n > a \quad [2.5]$$

Όπου $n = N_{ed} / N_{pl,Rd}$ και $a = \min\{(A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A ; 0.5\}$

v. Έλεγχος έναντι θλιπτικής αξονικής δύναμης

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} \quad [2.7]$$

με

- $N_{b,Rd} = \chi \cdot f_y \cdot A : \gamma_{M1}$ για διατομές κατηγορίας 1, 2, 3

- $N_{b,Rd} = \chi \cdot f_y \cdot A_{eff} : \gamma_{M1}$ για διατομές κατηγορίας 4 – δεν ενδιαφέρουν κατά το παρόν

Μειωτικός συντελεστής λυγισμού : $\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$ με

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

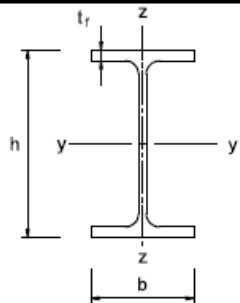
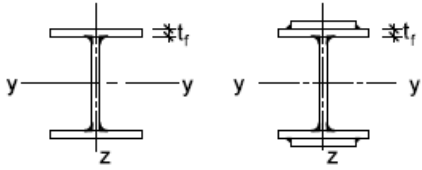
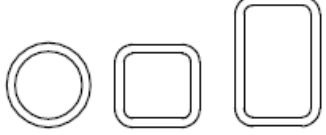
Ο συντελεστής ατελειών α που αντιστοιχεί στην ανάλογη καμπύλη λυγισμού θα λαμβάνεται από τον ακόλουθο πίνακα (EN 1993 - 1- 1 Πιν. 6.1)

Καμπύλη λυγισμού	a ₀	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Πίνακας 2 – 6 : Συντελεστής ατελειών ανάλογα με την καμπύλη λυγισμού (EN 1993 - 1- 1 Πιν. 6.1)

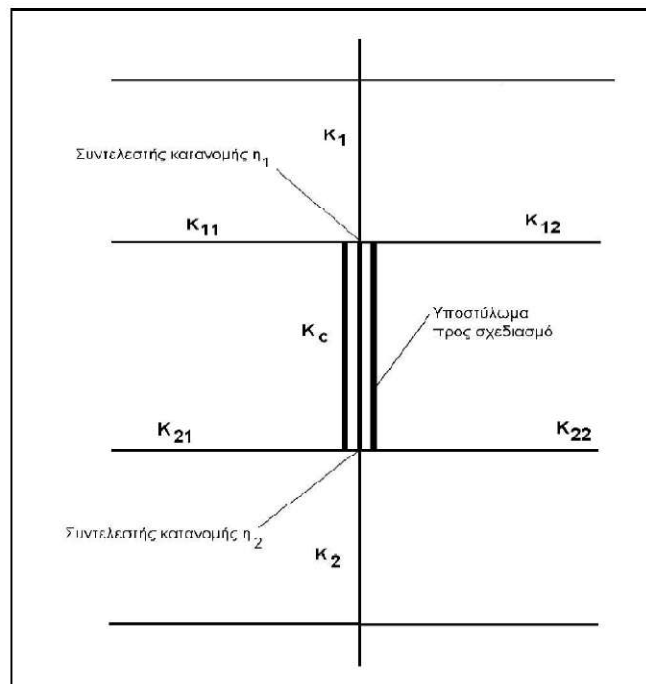
Ανηγγμένη λυγηρότητα : $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1}$ για διατομές κατηγορίας 1, 2, 3

Επιλογή καμπύλης λυγισμού (EN1993-1-1 Πίν. 6.2):

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S235 S275 S355 S420	S460
 <p>Ελατές διατομές</p>	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	a_0 a_0
			$y-y$ $z-z$	b a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	b a
			$y-y$ $z-z$	d c
 <p>Συγκολλητές I-διατομές</p>	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	b c	
		$y-y$ $z-z$	c d	
 <p>Κοίλες Διατομές</p>	Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a a_0	
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c c	

Πίνακας 2 – 7 : Επιλογή Καμπύλης Λυγισμού (ENV 1993 - 1- 1 Πιν. 6.2)

Μήκος λυγισμού μεμονωμένων υποστυλωμάτων που ανήκουν σε πλαίσια ($L_{cr} = k \cdot L$)



Σχήμα 2 – 13 : Συντελεστές κατανομής για συνεχή υποστυλώματα (EN 1993 - 1 - 1/ 1992 Σχ. E. 2. 4)

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} \quad [2.8]$$

όπου $K_i = I_i / L_i$

Οι συντελεστές ενεργού δυσκαμψίας μπορούν να λαμβάνονται με βάση τους ακόλουθους πίνακες. Πλαίσια κτιρίων με δάπεδα από σκυρόδεμα, με την προϋπόθεση ότι το πλαίσιο είναι κανονικής μορφής και η φόρτιση ομοιόμορφη (ENV1993-1-1/1992 Πίν. Ε.2):

Συνθήκες φόρτισης δοκού	Αμετάθετα άκρα	Μεταθετά άκρα
Δοκοί που στηρίζουν απευθείας δάπεδα από σκυρόδεμα	1,0·I/L	1,0· I/L
Δοκοί με άμεσα φορτία	0,75· I/L	1,0· I/L
Δοκοί μόνο με ροπές στα άκρα	0,5· I/L	1,5· I/L

Πίνακας 2 – 8 : Συντελεστές ενεργού δυσκαμψίας υποστυλωμάτων πλαισίου (EN 1993 - 1- 1 / 1992 Πίν. Ε.2)

vi. Έλεγχοι έναντι εφελκυστικής αξονικής δύναμης

Ίδιος έλεγχος αντοχής και σε εφελκυσμό, χωρίς απομείωση της αξονικής αντοχής :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad [2.9]$$

$$\text{με } N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

Μόνον στη θέση των συνδέσεων με το πλαίσιο, πραγματοποιείται Έλεγχος απομειωμένης διατομής:

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} ; N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \right\} \quad [2.10]$$

vii. Έλεγχοι σε διαξονική κάμψη (συνολικώς με στρεπτοκαμπτικό λυγισμό)

Πρόκειται για τον πλέον συνήθη έλεγχο επάρκειας υποστυλωμάτων, σπανίως είναι πλευρικά εξασφαλισμένα αυτά, απαιτείται ο έλεγχος αλληλεπίδρασης ροπής κάμψης, αξονικής δύναμης και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Πρόκειται περί ενός πολύπλοκου ελέγχου που συνίσταται κατά το παρόν να συνοδεύεται με τη χρήση υπολογιστικών προγραμμάτων. Για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3 πραγματοποιείται ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad [2.11]$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad [2.12]$$

όπου

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$ οι τιμές των εντατικών μεγεθών που προκύπτουν από την ανάλυση
 χ_y και χ_z οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού [2. 4. β. (v)]
 χ_{LT} ο μειωτικός συντελεστής λόγω πλευρικού λυγισμού
 k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} συντελεστές αλληλεπίδρασης εξαρτώμενοι από τη μέθοδο ανάλυσης
 $N_{y,Rk}$, $M_{z,Rk}$ και $M_{y,Rk}$ μεγέθη αντοχής για πλήρη πλαστικοποίηση της διατομής.

Η $N_{pl,Rk}$ δίνεται στη σχέση 2.9 του παρόντος ενώ

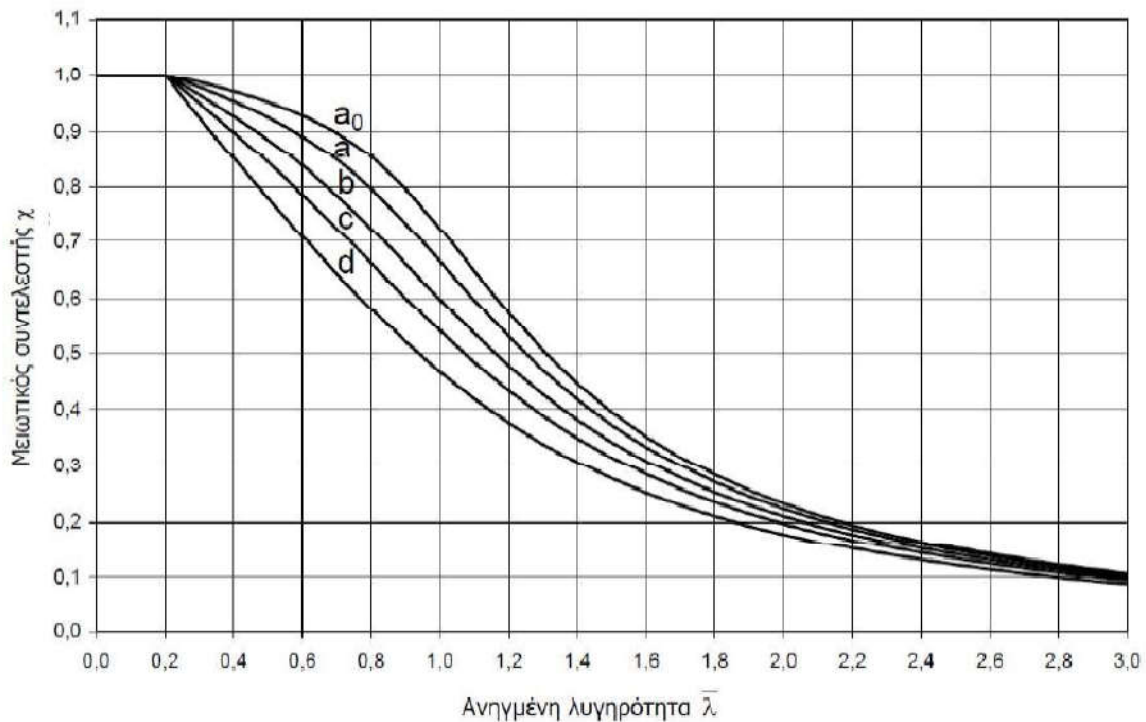
$M_{i,pl,Rk} = W_i \cdot f_y$ όπου W_i είναι η ανηγμένη ροπή αντίστασης και i είναι ο άξονας περί τον οποίο υπολογίζεται η ροπή αντίστασης είτε y , είτε z

Ο συντελεστής χ_{LT} υπολογίζεται από το σχήμα 2-17 ως προς την ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad \text{όπου } M_{cr} \text{ είναι η κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού}$$

Επίσης, υπολογίζεται από τη σχέση της (2.7) όπου υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής καμπτικού λυγισμού, όπου $\lambda = \lambda_{LT}$, όπως επίσης και ο συντελεστής καμπτικού λυγισμού υπολογίζεται από το σχήμα 2.17 που ακολουθεί:

Καμπύλες λυγισμού (EN 1993-1-1 Σχ. 6.4):



Σχήμα 2 – 17 : Καμπύλες λυγισμού σε συνάρτηση με την ανηγμένη λυγηρότητα (EN 1993 -1 - 1 Σχ. 6. 4)

Κρίσιμη Ελαστική Ροπή (M_{cr}) [ENV 1993 - 1- 1 Παράρτημα F] :

Γενική περίπτωση (ENV1993-1-1/1992 Παράρτημα F):

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_1)^2 \right]^{0.5} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_1) \right\} \quad (\text{εξ. F.2})$$

Διατομή με δύο άξονες συμμετρίας ($z_j = 0$):

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2 \right]^{0.5} - C_2 \cdot z_g \right\} \quad (\text{εξ. F.4})$$

Για φόρτιση στα άκρα ($C_2 = 0$) ή φορτία που δρουν στο κέντρο βάρους ($z_g = 0$):

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right]^{0.5} \quad (\text{εξ. F.5})$$

Όπου,

z_g είναι η απόσταση του σημείου εφαρμογής της φόρτισης από το κέντρο διάτμησης της διατομής και είναι θετική όταν τα φορτία δρουν προς το κέντρο διάτμησης.

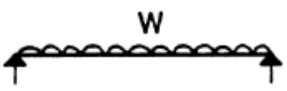

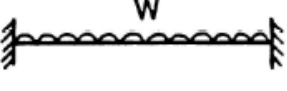

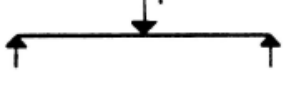

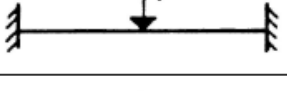
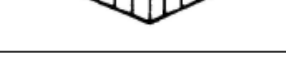
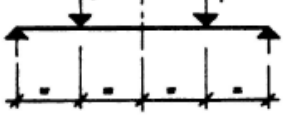

$z_j = 0$ για διατομές διπλής συμμετρίας

$k_w = 1.0$ για άκρα διατομών με ελεύθερη στρέβλωση και γενικώς συντηρητική τιμή

E, G μέτρο ελαστικότητας και μέτρο διάτμησης του χάλυβα

Οι υπόλοιπες τιμές που υπεισέρχονται στους υπολογισμούς δίνονται από τον πίνακα που ακολουθεί:

Τιμές συντελεστών C_1 , C_2 και C_3 (ENV1993-1-1/1992 Πίν. F.1.2):

Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής k	Συντελεστής		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Πίνακας 2 – 9 : Συντελεστές για τον υπολογισμό κρίσιμης ροπής πλευρικού λυγισμού (ENV 1993 - 1- 1 Πιν. F. 1. 2)

Τέλος ακολουθεί πίνακας για τους συντελεστές αλληλεπίδρασης που απαιτούνται για την επίλυση των [2.11] και [2.12] :

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	$C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{1}{C_{yy}}$
k_{yz}	$C_{mz} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{1}{C_{yz}} \cdot 0,6 \cdot \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$
k_{zy}	$C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{1}{C_{zy}} \cdot 0,6 \cdot \sqrt{\frac{w_z}{w_y}}$
k_{zz}	$C_{mz} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{1}{C_{zz}}$

Βοηθητικοί συντελεστές

$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \cdot \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_y} \cdot C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_y} \cdot C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2 \right) \cdot \eta_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$
$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \cdot \left[\left(2 - 14 \cdot \frac{C_{mz}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2}{w_z^5} \right) \cdot \eta_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0,6 \cdot \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} \cdot \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$
$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1,5$	$\mu_e b_{LT} = 0,5 \cdot a_{LT} \cdot \bar{\lambda}_0^{-2} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}$
$w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1,5$	$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \cdot \left[\left(2 - 14 \cdot \frac{C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^5} \right) \cdot \eta_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \cdot \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \cdot \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$
$\eta_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{M1}}$	$\mu_e c_{LT} = 10 \cdot a_{LT} \cdot \frac{\bar{\lambda}_0^{-2}}{5 + \bar{\lambda}_z^4} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \cdot \chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}}$
C_{my} βλ. Πίν. Α.2	$C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \cdot \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_z} \cdot C_{mz}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_z} \cdot C_{mz}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2 \right) \cdot \eta_{pl} - e_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$
$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$	$\mu_e d_{LT} = 2 \cdot a_{LT} \cdot \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \cdot \chi_{LT} \cdot M_{p,y,Rd}} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} \cdot M_{pl,z,Rd}}$
	$\mu_e e_{LT} = 1,7 \cdot a_{LT} \cdot \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \cdot \chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}}$

$\bar{\lambda}_{max} = \max\{\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z\}$

$\bar{\lambda}_0$ = ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό λόγω σταθερής καμπτικής ροπής, δηλαδή: $\psi_y = 1,0$ στον Πίνακα Α.2

$\bar{\lambda}_{LT}$ = ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Για $\bar{\lambda}_0 = 0$: $C_{my} = C_{my,0}$
 $C_{mz} = C_{mz,0}$
 $C_{mLT} = 1,0$

Για $\bar{\lambda}_0 > 0$: $C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \cdot \frac{\sqrt{\epsilon_y} \cdot a_{LT}}{1 + \sqrt{\epsilon_y} \cdot a_{LT}}$

$C_{mz} = C_{mz,0}$

$C_{mLT} = C_{my}^2 \cdot \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit,z}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit,T}}\right)}}$

$\epsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A}{W_{el,y}}$ για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3

$\epsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}}$ για διατομές κατηγορίας 4

$N_{crit,y}$ = ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα y-y

$N_{crit,z}$ = ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα z-z

$N_{crit,T}$ = ελαστική δύναμη στρεπτικού λυγισμού

I_T = σταθερά στρέψης St. Venant

I_y = ροπή αδρανείας ως προς τον άξονα y-y

Πίνακας 2 – 10 : Συντελεστές αλληλεπίδρασης για τον έλεγχο θλίψης και κάμψης (μέθοδος 1 της EN 1993 - 1- 1 Παρ. Α)

viii. Πραγματοποιούμενοι έλεγχοι για κάθε δομικό στοιχείο του φορέα

- **Δοκοί:** Αντοχή σε κάμψη με θλίψη και διάτμηση και έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Περιπτώσεις αποφυγής ελέγχου έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (βιβλίο).

Στην πράξη δεν απαιτείται έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό της δοκού για αυτές τις γεωμετρικές διαστάσεις, όταν υποστηρίζει σύμμικτη πλάκα (πίνακας 2 – 11).

- **Στύλοι:** έναντι θλίψης και διαξονικής κάμψης και διάτμησης και έλεγχος αλληλεπίδρασης θλίψης και κάμψης (με καμπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό).

Έλεγχοι σε Διάτμηση: Δε θα είναι κρίσιμοι για τυπικά ύψη

- **Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας:** Διαστασιολογούνται έναντι εφελκυσμού και έναντι θλίψης (τοπικό λυγισμό)

Αναμένεται να ενεργοποιηθούν λόγω εφελκυσμού. Παρά ταύτα ελέγχονται και σε θλίψη (+ **Έλεγχος Καμπτικού Λυγισμού**). Ο έλεγχος αυτός θα μπορούσε να γίνει για το μισό μήκος έκαστου συνδέσμου, καθώς στο μέσον οι δύο σύνδεσμοι βρίσκονται σε επαφή μεταξύ τους, όμως συντηρητικά δεν προσμετράται αυτή η εξασφάλιση κατά τους υπολογισμούς.

- **Ικανοτικοί Έλεγχοι :** Ελέγχεται ότι η διαγώνιος διαρρέει πριν από τις δοκούς και τους στύλους της κατασκευής. Έτσι, εξασφαλίζεται η πλαστιμότητα του φορέα.

Ως οριακή κατάσταση αστοχίας για κάθε υπό εξέταση εντατικό μέγεθος λογίζεται η πιο **κρίσιμη** όπως προσλαμβάνεται από την **περιβάλλουσα** της φόρτισης για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων της κατασκευής.

2. 4. γ. Σύμμικτη πλάκα

2.4.γ. 1.Γεωμετρία Προβλήματος

Οι πλάκες είναι απλά εδραζόμενες στις δοκούς και τα χαλυβδόφυλλα (αυλακώσεις είναι κάθετα στη διεύθυνσή τους). Επίσης οι διατομές που προκύπτουν κατά το σχεδιασμό είναι μικρότερες από IPE400, αλλά και HE650, επομένως συντρέχουν όλες οι προϋποθέσεις **του πίνακα 2 – 11 που ακολουθεί, ώστε να αμεληθεί ο έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:**

Διατομή Σιδηροδοκού	Εγκιβωτισμός Κορμού	Ποιότητα Χάλυβα			
		S235	S275	S355	S420 S460
IPE	όχι	600	550	400	270
HE	όχι	800	700	650	500
IPE	Ναι	800	750	600	420
HE	Ναι	1000	900	850	650

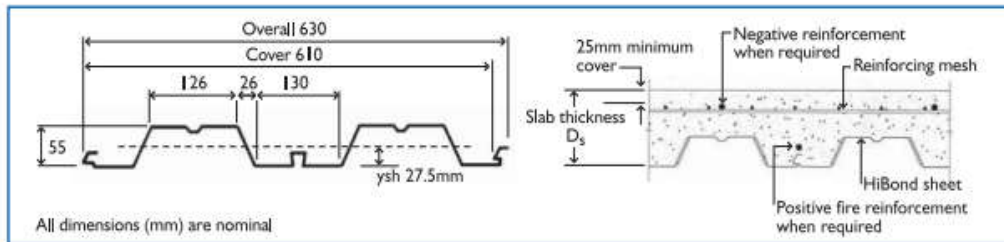
Πίνακας 2 – 11 : Μέγιστα ύψη h (mm) σιδηροδοκών για τα οποία δεν απαιτείται έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (Βάγιας, Ερμόπουλος & Ιωαννίδης, 2005)

Για τη ζώνη επιρροής της κάθε διαδοκίδας, 2.00m όπως φαίνεται στο σχήμα 2.15 και για πλάκα 15cm και ίδιου βάρους = 25kN /m³ όπως ελήφθη κατά τη διαστασιολόγηση του φορέα υπολογίζεται το ι. β. ανά μέτρο μήκους που αναμένεται επί της κάθε διαδοκίδας λόγω του βάρους της σύμμικτης πλάκας.

3.625	kN/m =>	Hibond	0.95mm	Ds = 180mm	g =	3.62	kN/m
-------	---------	--------	--------	------------	-----	------	------

Επιλέγεται η διατομή που έχει το ίδιο ι.β. /m με το αντίστοιχο που προκύπτει στις πλάκες του προσομοιώματος του φορέα. Παρακάτω επισυνάπτεται ένας πίνακας κατασκευαστή, από τον οποίο θα μπορούσε να εκλεχθεί η σύμμικτη πλάκα που σχεδιάζεται.

3.3.3 HIBOND SECTION PROPERTIES



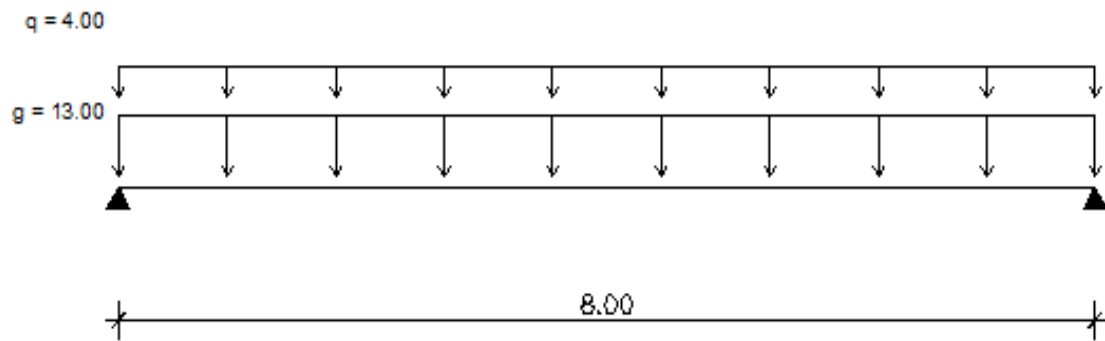
0.95mm HIBOND COMPOSITE SLAB PROPERTIES (PER METRE WIDTH)

D _s mm	Weight kN/m	I _x 10 ⁶ mm ⁴		Y _x mm		I _y 10 ⁶ mm ⁴		Y _y mm		I _{av} 10 ⁶ mm ⁴	
		medium	long	medium	long	medium	long	medium	long	medium	long
10	2.01	9.4	6.1	50.1	53.4	5.2	4.3	35.6	43.6	7.3	5.2
20	2.24	12.1	7.8	54.9	58.4	6.6	5.4	38.3	47.1	9.3	6.6
30	2.47	15.4	9.9	59.8	63.4	8.1	6.8	40.8	50.4	11.8	8.3
40	2.70	19.3	12.3	64.7	68.4	9.9	8.3	43.2	53.6	14.6	10.3
50	2.93	23.8	15.1	69.5	73.4	11.9	9.9	45.6	56.6	17.8	12.5
60	3.16	29.0	18.3	74.5	78.4	14.0	11.8	47.8	59.5	21.5	15.1
70	3.39	34.9	21.9	79.4	83.5	16.4	13.9	49.9	62.4	25.7	17.9
80	3.62	41.6	26.0	84.3	88.5	19.0	16.1	52.0	65.1	30.3	21.1

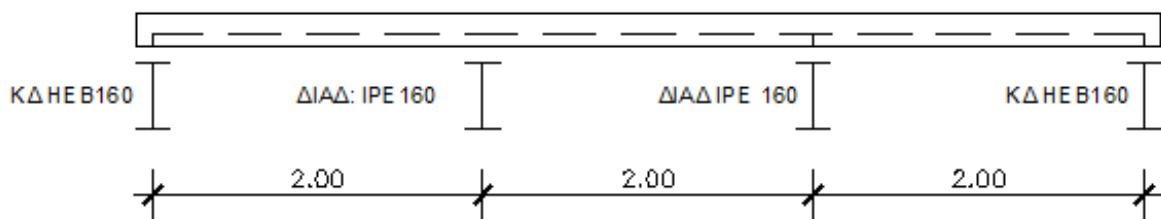
Πίνακας 2 – 12 : Ιδιότητες σύμμικτης πλάκας σχεδιασμού

2.4.γ. 2.Στατικό προσομοίωμα και θέσεις μέγιστης έντασης

ΘΕΣΗ Ι: Η πιο «κρίσιμη» όπως προκύπτει από το σχεδιασμό, καθώς πρόκειται περί αμφιέριστης δοκού είναι στο μέσο του μεγαλύτερου ανοίγματος:



Σχήμα 2 – 18 : Στατικό σύστημα διαδοκίδας εγκάρσια στις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου



Σχήμα 2 – 19 : Στατικό σύστημα πλάκας κατά τη διεύθυνση των αυλακώσεων του χαλυβδόφυλλου

Φορτίο Σχεδιασμού στην ΟΚΑ: $p_d = 1.35 \cdot g + 1.50 \cdot q \Rightarrow$

$$\Rightarrow p_d = 1.35 \cdot (1.50 \cdot 2.00 + 3.62 \cdot 2.00) + 1.50 \cdot 2.00 \cdot 2.00 \quad \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \boxed{p_d = 19.82 \text{ kN/m}}$$

Ροπή Σχεδιασμού στο μέσον της διαδοκίδας: $M_{ed,1} = 23.55 \cdot 8.00^2/8 \quad \Rightarrow$

$$\Rightarrow \boxed{M_{ed,1} = 158.59 \text{ kNm}}$$

Διατομή ΙΡΕ160 **Κατηγορία 1** για κάμψη, από πίνακες,

Επιτρέπεται η πλαστική ανάλυση για στήριξη επί δοκών κατηγορίας 1.

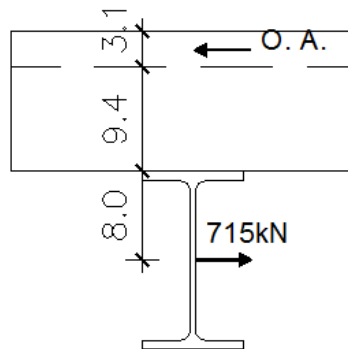
2.4.γ. 3.Υπολογισμός πλαστικής Ροπής αντοχής

Συνεργαζόμενο πλάτος: ίσο με τα δύο συνεργαζόμενα ημιπλάτη που είναι το 1/8 του ανοίγματος (8.00m) $\rightarrow b_e = L / 4 \rightarrow b_e = 2.00\text{m} = 2.00\text{m}$ (Z. E.)

Η μέγιστη δυνατή δύναμη του σκυροδέματος ασκείται στο ύψος πάνω από το χαλυβδόφυλλο:

$$N_c = 0.85 \cdot 0.8f_{cd} \cdot b_e \cdot h_c, \quad h_c = 11.5\text{cm} \Rightarrow N_c = 2833\text{kN}$$

Ευρίσκεται η θέση του Ουδέτερου Άξονα για την Ισορροπία της Διατομής ($h_c = 3.15\text{cm}$ για ισορροπία)



Σχήμα 2 – 20 : Ισορροπία Δυνάμεων Σύμμικτης Πλάκας κατά τον Πλαστικό Σχεδιασμό

Η πλαστική ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής (συντηρητικώς) ισούται με:

$$M_{pl,Rd} = 715\text{kN} \cdot (8.00\text{cm} + 14.50\text{cm}) = 16065\text{kNcm} \quad \Rightarrow$$

\Rightarrow

$M_{pl,Rd} = 160.65\text{kNm}$
--

Η αντίστοιχη αντοχή της IPE180 χωρίς την σύμμικτη λειτουργία είναι **59.00kNm**. Η σύμμικτη λειτουργία έχει σημαντική επιρροή στην αντοχή του φορέα.

- Ελάχιστος οπλισμός ανά κατεύθυνση (άνω): Είναι για πλάκες $80\text{mm}^2 / \text{m} = 0.80\text{cm}^2 / \text{m}$

- Ελάχιστη απόσταση = $\min \{2 \cdot h, 35\text{cm}\}$, οπότε **2Φ8(=1.0cm²) / 350mm**.

2. 4. δ. Έλεγχος Μετατοπίσεων κατά τη σεισμική Διέγερση

Πραγματοποιείται για τις μετακινήσεις των κόμβων της περιβάλλουσας της οριακής κατάστασης αστοχίας. Από το πρόγραμμα σχεδιασμού εξάγονται οι μετακινήσεις όλων των κόμβων του πλαισίου.

Για τη σεισμική ένταση σχεδιασμού (κατά X και κατά Y με δυσμενέστερο το συνδυασμό λόγω του σεισμού κατά X), ευρίσκεται η θέση στην οποία αναμένεται η μεγαλύτερη σχετική μετακίνηση ορόφου.

Τα όρια της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου για κτίρια με ψαθυρά μη-φέροντα δομικά στοιχεία δίνονται από την (§ 4.4.3.2 ,EC-8) :

$$d_r \leq 0.0050 \cdot h, \quad \text{όπου}$$

[2.13]

- d_r , η τιμή σχεδιασμού της σχ. μετακίνησης ορόφου
- h , το ύψος του κάθε ορόφου
- $v = 0.50$ για κτίρια σπουδαιότητας κατηγορίας II

Q U A K E X					
node id	z	dr id	$\Delta u_{raw}(m)$	Δu (cm)	$\Delta u_{max}(cm)$
126	0	01	0.0000	0.00	2.00
14	4	12	0.0037	0.11	1.50
42	7	23	0.0070	0.21	1.50
70	10	34	0.0108	0.33	1.50
98	13	tot u	0.0143	0.43	6.50

Πίνακας 2 – 13 : Έλεγχος σχετικών μετακινήσεων ορόφου της περιβάλλουσας της φόρτισης

2. 4. ε. Έλεγχος επιρροής φαινομένων 2^{ης} Τάξης

-> Κατά το Σεισμικό Συνδυασμό

Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων του συστήματος δεν μπορούν να υπολογιστούν μονάχα με βάση κριτήρια αντοχής. Οι παραμορφώσεις πρέπει να είναι ελεγχόμενες έτσι ώστε να περιοριστούν όσο το δυνατόν γίνεται τα φαινόμενα δεύτερης τάξης. Αυτό γίνεται υπολογίζοντας το συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ .

Τα αποτελέσματα δεύτερης τάξης δε χρειάζεται να λαμβάνονται υπ' όψιν αν ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$\theta = P_{tot} \cdot d_r / (V_{tot} \cdot h) \leq 0.10, \quad \text{όπου} \quad [2.14]$$

- θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας μετακίνησης ορόφου
- d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου
- P_{tot} είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην κατά το σεισμικό συνδυασμό του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων
- V_{tot} είναι η συνολική σεισμική Τέμνουσα του ορόφου
- h είναι το ύψος του ορόφου

Σε κάθε περίπτωση κατά την ανάλυση **λαμβάνεται υπ' όψιν** η επιρροή των φαινομένων δεύτερης τάξης, δηλαδή τυχούσα υπέρμετρη αύξηση της εσωτερικής έντασης χωρίς εξωτερική ένταση, παρά μόνον λόγω μεγάλων παραμορφώσεων των βελών του φορέα, που έχει σαν αποτέλεσμα την ανάπτυξη πρόσθετων ροπών κάμψεως λόγω εκκεντρότητας της φόρτισης, βαρύνουσας σημασίας, ιδιαίτερας, για τον έλεγχο υποστυλωμάτων έναντι λυγισμού.

2. 4. στ. Έλεγχοι στην Ο.Κ.Λ.

Πέραν των ελέγχων στην Οριακή Κατάσταση αστοχίας, βασική είναι και η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, η οποία ασχολείται με την επιβεβαίωση, ότι οι μετατοπίσεις (μετακινήσεις και στροφές) της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές, κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Σε μερικές περιπτώσεις μπορεί να είναι αναγκαίο να εξασφαλίζεται ότι η κατασκευή δεν υπόκειται σε υπερβολικές ταλαντώσεις. Περιπτώσεις όπου αυτό είναι ιδιαίτερας σημαντικότητας, περιλαμβάνουν κατασκευές εκτεθειμένες σε σημαντικά δυναμικά φορτία ή περιέχουν ευαίσθητο εξοπλισμό. Τόσο οι μετατοπίσεις όσο και οι ταλαντώσεις σχετίζονται περισσότερο με τη δυσκαμψία παρά με την αντοχή του φορέα. Επειδή οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αναφέρονται στη συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φορτίσεων λειτουργίας, ο έλεγχος γίνεται με τους αντίστοιχους συνδυασμούς φορτίσεων [2.3.β.1. (B.1), ένας συνδυασμός ΟΚΛ στην περίπτωση της εφαρμογής] και με βάση **ελαστική ανάλυση**, ανεξάρτητα από την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί για το σχεδιασμό στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Έλεγχοι Λειτουργικότητας : Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό των βελών και σύγκρισή τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων. Το συνολικό βέλος δ_{max} αποτελείται από επιμέρους συνιστώσες ως εξής:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad [2.15]$$

όπου

δ_1 , βέλος λόγω μόνιμων δράσεων

δ_2 , βέλος λόγω κινητών δράσεων

δ_0 , το αρχικό αντιβέλος της δοκού στην αφόρτιστη κατάσταση (δεν υπάρχει στην κατασκευή)

Μια κατασκευή από χάλυβα πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται όλα τα κριτήρια λειτουργικότητας. Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων και των δυναμικών επιρροών καθορίζονται στο εθνικό προσάρτημα του EN1993-1-1, όπου ορίζονται τα ακόλουθα:

Για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι παρακάτω τιμές:

Φορέας	δ_{max}	δ_2
Μη βατές στέγες	L / 200	L / 250
Πατώματα και βατές στέγες	L / 250	L / 300

Πίνακας 2 - 14 : Όρια κατακόρυφων τιμών των βελών (EN1993 – 1 - 1)

Για τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων όσον αφορά τα πολυώροφα κτίρια:

- Δεν προβλέπονται όρια μετακινήσεων, πλην της περίπτωσης του σεισμού, όπου ισχύουν οι διατάξεις του αντισεισμικού κανονισμού. Ο μελετητής θα πρέπει να αξιολογήσει το μέγεθος των αναπτυσσόμενων παραμορφώσεων υπό τα φορτία λειτουργίας. Ο έλεγχος του αντισεισμικού κανονισμού πραγματοποιήθηκε στην ενότητα 2.4.δ του παρόντος.

Σε ότι αφορά τις ταλαντώσεις, πλην των περιπτώσεων όπου γίνεται ακριβής δυναμική ανάλυση λαμβάνοντας υπ' όψιν την απόσβεση του φορέα, ισχύουν οι ακόλουθοι περιορισμοί:

- Για πατώματα συνήθων κτιρίων, η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 3Hz. Ο περιορισμός αυτός θεωρείται πως ότι ικανοποιείται αν για το συχνό συνδυασμό δράσεων ισχύει:

$$\delta_1 + \delta_2 \leq 28\text{mm}$$

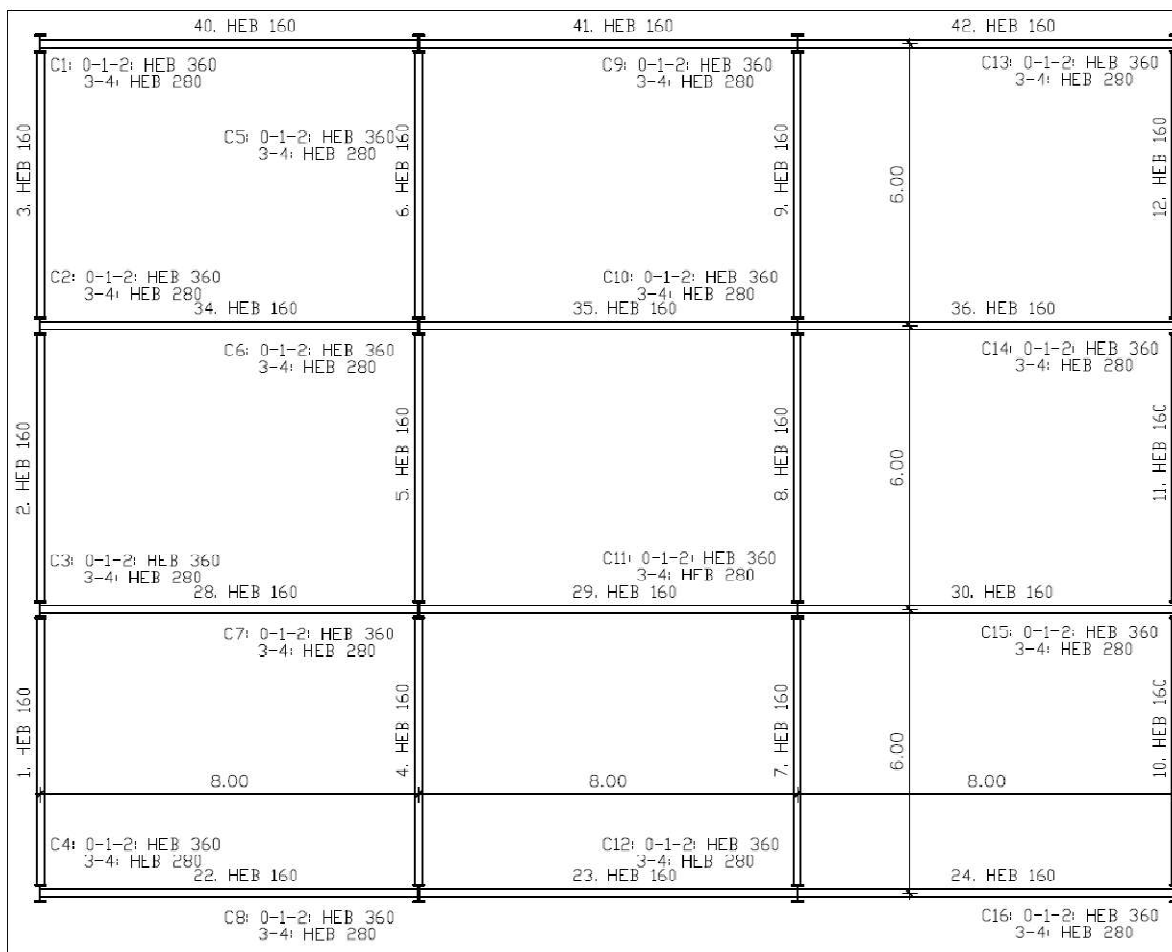
[2.16]

2. 4. η. Εκλογή Διατομών

Τελικώς προκύπτουν οι ακόλουθες διατομές για την κατασκευή:

STEEL4				
Structural Part		Geometry (section type):		
SLABS	Width = 20cm	Case 1	Case 2	Case 3
BEAMS	Geometry (section type):	HEB160	HEB160	HEB160
COMUMNS	STOREY 1 - 2	HEB360	HEB360	HEB360
	STOREY 3 - 4	HEB280	HEB280	HEB280
BRACINGS		[] : 160x160x25		
FOOTINGS	265/265/80			

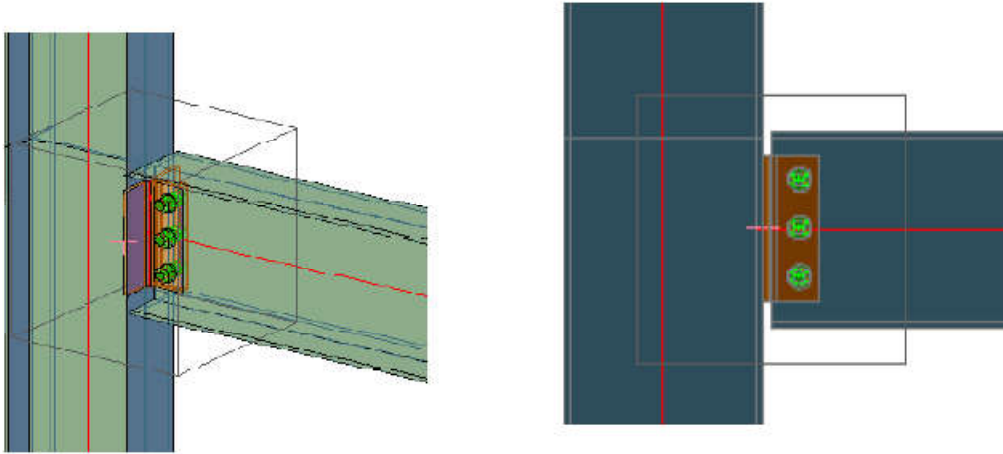
Πίνακας 2 - 15 : Τελική εκλογή διατομών από το σχεδιασμό του φορέα



Σχήμα 2 - 21 : Ημι - κάτοψη του φορέα με την ονοματολογία των διατομών που προκύπτουν από το σχεδιασμό

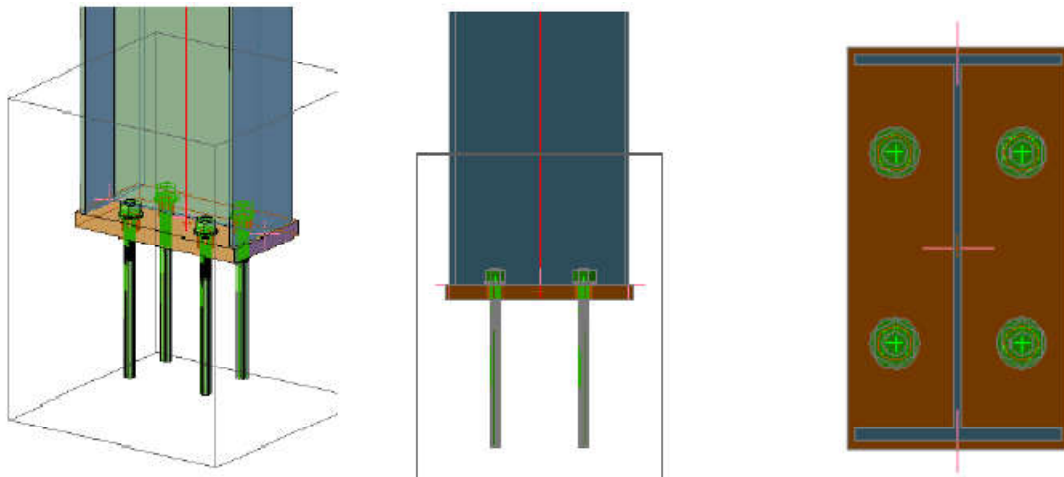
2. 5. Συνδέσεις

Ενδεικτική συνδεσμολογία κύριας δοκού - υποστυλώματος



Σχήμα 2 – 22 : Σύνδεση τέμνουσας δοκού – υποστυλώματος

Παρακάτω απεικονίζεται η διάταξη αρθρωτής σύνδεσης υποστυλώματος στη βάση του (3^η περίπτωση κεφαλαίου 3).



Σχήμα 2 – 23 : Αρθρωτή σύνδεση υποστυλώματος - Θεμελίου

3. Προσομοιώσεις της Θεμελίωσης για την Ανάλυση

3.1 Γενικά

Η παραμόρφωση και μετακίνηση της θεμελίωσης μπορεί να επηρεάσει σημαντικά τη σεισμική απόκριση των κατασκευών. Ιδιαίτερα σημαντικό συστατικό μίας ολοκληρωμένης ανάλυσης κατασκευής αποτελεί η αποτύπωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων με μη γραμμικές σχέσεις φορτίου-μετατόπισης. Με αντίστοιχες σχέσεις, συμβατές με τη γενικότερη μεθοδολογία ανάλυσης κατασκευών, περιλαμβάνεται και η επιρροή της θεμελίωσης στη συνολική διαδικασία. **Αξιοποιώντας αυτές τις τεχνικές είναι δυνατόν να επεκταθεί το στατικό μοντέλο, ούτως ώστε αναπαραστάσεις της θεμελίωσης να περιλαμβάνονται απ' ευθείας στην ανάλυση.**

Η γενική μεθοδολογία ανάλυσης κατασκευών συνίσταται από τη διατύπωση μέσω ενός αναλυτικού προσομοιώματος, όλων των χαρακτηριστικών της κατασκευής που επηρεάζουν τη σεισμική απόκριση της. Αυτό το σύστημα αποτελεί μία σύνθεση προσομοιωμάτων. Οι πλευρικές δυνάμεις που προκαλούνται από το σεισμό εισάγονται με το σύστημα πλευρικών φορτίσεων. Αυτό το σύστημα μπορεί να υπερκαλύψει και να συμπεριλάβει τμήματα του κατακόρυφου φέροντος συστήματος. Τα συστήματα αποτελούνται από δομικά στοιχεία, δηλαδή μεταλλικά πλαίσια (στην περίπτωση μας) σε σύνδεση με διαφραγματικά στοιχεία πλακών και συνδέσμων ακαμψίας, συνθέτουν ένα σύστημα που καταπονείται από πλευρική φόρτιση. Μεμονωμένοι δοκοί και στύλοι αποτελούν τα συστατικά μέρη του πλαισιακού φορέα.

Παράμετροι συμπεριφοράς (π.χ. ακαμψία, ένταση) και κριτήρια αποδοχής (πλαστιμότητα, drift) μπορεί να υπάρχουν επίσης στο σύστημα, στο στοιχείο ή ακόμα και στο επίπεδο σύνθεσης συστημάτων. Για παράδειγμα η μέγιστη μετατόπιση οροφής του συστήματος μπορεί να περιορίζεται ούτως ώστε να παραμένουν σε αποδεκτά επίπεδα τα drift κάθε ορόφου του πλαισίου, καθώς και να περιορίζεται επαρκώς η απαίτηση στρωφικής πλαστιμότητας στη βάση των στύλων.

Με αντίστοιχο τρόπο, όπως περιγράφεται και στην ενότητα 3.2, **επεκτείνεται το στατικό μοντέλο, ώστε να ενταχθεί στο σύστημα της κατασκευής και το σύστημα της θεμελίωσης.** Οι παράμετροι απόκρισης των στοιχείων θεμελίωσης εξαρτώνται από τις ιδιότητες των δομικών στοιχείων και από τις γεωτεχνικές ιδιότητες του εδάφους. Για στοιχεία πεδίων, για παράδειγμα, που αποτελούν άκαμπτα στοιχεία που αλληλεπιδρούν με το έδαφος, η αλληλεπίδραση αυτή μπορεί να αποτυπωθεί με κατάλληλες γεωτεχνικές σχέσεις φορτίου-μετατόπισης. Στην ενότητα 3.3 διατυπώνονται κάποιες γενικές σχέσεις για τυπικά στοιχεία θεμελίωσης. Από πολλές απόψεις, η προσομοίωση των εδαφικών ελατηρίων είναι ανάλογη με αυτή των στοιχείων της ανωδομής. Αναζητείται η σχέση μεταξύ της δύναμης που επιβάλλεται σε ένα δομικό στοιχείο και της αντίστοιχης μετατόπισης. Εξαιτίας της φύσης

του εδαφικού υλικού, υπάρχουν αβεβαιότητες και συνεπώς κάποιες προσεγγίσεις είναι αναγκαίες. Οι σχέσεις φορτίου-μετατόπισης των γεωτεχνικών συστατικών εξαρτώνται από τις ιδιότητες αντοχής και ακαμψίας του εδαφικού υλικού.

Η επιρροή της θεμελίωσης στο μοντέλο της κατασκευής εντάσσεται μέσω διαφόρων **υποθέσεων**. Η προσέγγιση είναι κατ' ουσία μία ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων κατά την οποία συνεχείς ιδιότητες συγκεντρώνονται σε διακεκριμένα σημεία ώστε να απλοποιηθεί η διαδικασία. Στην περίπτωση της παρούσας εργασίας, η υστερητική συμπεριφορά εισάγεται απ' ευθείας μέσω της ανελαστικής δράσης των μεμονωμένων πεπερασμένων στοιχείων. Η ιξώδης δε απόσβεση του εδαφικού υλικού λαμβάνεται υπ' όψιν στην σύνθεση του όρου της ενεργούς απόσβεσης, ο οποίος εισάγεται στην ανάλυση, ενώ επίσης εισάγονται στοιχειωδώς οι κινηματικές επιρροές της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης, στα πλαίσια της δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας. Πρόκειται για μια προσπάθεια αποτίμησης κατά την οποία επιχειρήθηκε να υπερκεραστούν κάποιες (συντηρητικές ως επί το πλείστον) παραδοχές, που λαμβάνονται όταν χρησιμοποιούνται απλοποιητικές ανελαστικές διαδικασίες για την αποτίμηση των κατασκευών.

Τα αποτελέσματα που εξάγονται από τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, είναι η μετακίνηση που θα προκληθεί στην οροφή της ανωδομής, στη θεμελίωση, καθώς και σε κάθε κόμβο σύνδεσης δοκού – υποστυλώματος, για δεδομένο σεισμικό γεγονός, τα οποία παρουσιάζονται εκτενώς στη συνέχεια.

3. 2 Ορισμός του Συστήματος θεμελίωσης και αλληλεπίδραση με το συνολικό προσομοίωμα

Η ανάλυση της σεισμικής επίδρασης ενός κτιρίου μπορεί να συμπεριλάβει άμεσα την επιρροή της θεμελίωσης, εισάγοντας κατάλληλες συνθήκες στήριξης στο στατικό προσομοίωμα. Η φύση και το εύρος του προσομοιώματος αυτού εξαρτάται από έναν αριθμό αλληλοσχετιζόμενων παραγόντων. Όπως και για την ικανοποιητική αποτύπωση των ουσιαστών στοιχείων του μοντέλου, έτσι και για την ορθή ενσωμάτωση των στοιχείων της θεμελίωσης, απαιτείται **ορθή κρίση και εμπειρία**.

3. 2. α Παράγοντες που επηρεάζουν το προσομοίωμα της θεμελίωσης

Η ακαμψία και η αντοχή της θεμελίωσης επηρεάζουν τη σεισμική απόκριση της κατασκευής. Ο δομοστατικός πολιτικός μηχανικός αποφασίζει πως οι επιρροές της θεμελίωσης περιλαμβάνονται στο μοντέλο της ανάλυσης για την αποτίμηση και την ενίσχυση μιας υφιστάμενης κατασκευής. Σε πολλές περιπτώσεις η βοήθεια ενός γεωτεχνικού πολιτικού μηχανικού είναι ουσιώδης. Οι γεωτεχνικοί βέβαια πρέπει να έχουν στο μυαλό τους ότι «άκαμπτος και ανθεκτικός» δεν είναι κατ' ανάγκη καλύτερος από «εύκαμπτος και ασθενής». Μαλακές-ασθενείς υποθέσεις για τις εδαφικές ιδιότητες δεν είναι πάντοτε συντηρητικές για την κατασκευή. Η καλύτερη πληροφόρηση θα ήταν ένα μεγάλο εύρος τιμών, ώστε να

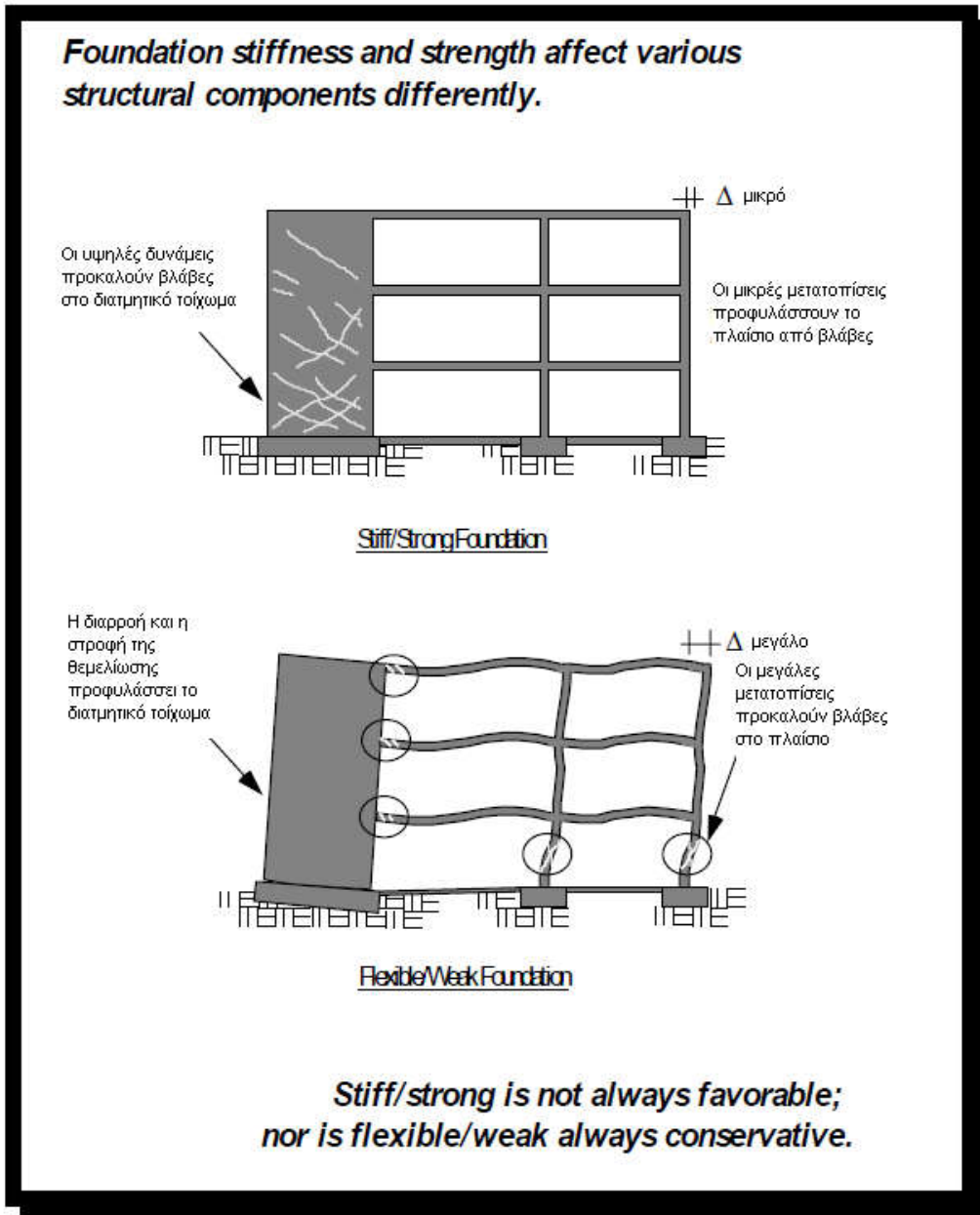
μπουν σε ένα «φάκελο» οι πιθανές συνθήκες. **Η γένεση εκτιμήσεων υψηλής ακρίβειας για τις εδαφικές ιδιότητες, μπορεί να είναι ιδιαίτερα δαπανηρή.**

Γι' αυτό και πολλές φορές εκλέγονται τιμές των εδαφικών ιδιοτήτων με σχετικά ελλιπή πληροφόρηση, μέσω της αξιοποίησης κάποιων απλοποιημένων παραμετρικών μελετών, έτσι ώστε να προκύψει μια προσεγγιστική εκτίμηση σχετικά με τη σημασία του κάθε κατασκευαστικού και εδαφοτεχνικού χαρακτηριστικού στα πλαίσια της ανάλυσης. Παρακάτω εξετάζονται ποιοτικά αρκετοί από τους παράγοντες που επηρεάζουν την προσομοίωση της θεμελίωσης. Σε κάποιες περιπτώσεις αξιοποιούνται προσεγγιστικοί εμπειρικοί τύποι. Κλείνοντας ας επαναλάβουμε πόσο σημαντική είναι η ορθή κρίση και η εμπειρία του πολιτικού μηχανικού, ώστε να ληφθούν οι κατάλληλες αποφάσεις για την προσομοίωση (ATC - 40).

3. 2. β Γεωτεχνικές Συνθήκες

Όσο πιο μαλακά και ασθενή είναι τα εδαφικά υλικά, τόσο πιο πιθανό είναι να επηρεάσουν τη σεισμική απόκριση. Αυτό είναι βέβαιο όταν υπάρχουν εμφανή σημάδια καταπόνησης της θεμελίωσης, όπως είναι υπερβολικές παραμορφώσεις ή ακόμα και μετακίνηση της θεμελίωσης που προέρχεται από καταπόνηση της ίδιας της κατασκευής. Αυτή η γενίκευση σχετικά με τα μαλακά εδάφη, **δεν πρέπει να οδηγήσει στο εσφαλμένο συμπέρασμα πως η επιρροή της θεμελίωσης μπορεί πάντοτε να αμελείται σε τοποθεσίες όπου κείτονται σκληρά εδαφικά στρώματα.** Ένα σύνηθες φαινόμενο της εδαφικής επιρροής είναι η ανύψωση των πεδילוδοκών, ιδιαίτερα κάτω από ψηλά άκαμπτα πλευρικά στοιχεία που καταπονούνται από πλευρικά φορτία. Άκαμπτα, ανθεκτικά εδαφικά υλικά στη βάση τέτοιων στοιχείων, συνήθως δεν περιορίζουν τη στροφή αυτών.

Πιθανότερο είναι, να επηρεάσουν τη συμπεριφορά της ανωδομής, θεμελίωσης, των οποίων τα υπάρχοντα νεκρά και κινητά φορτία, αποτελούν **σημαντικό ποσοστό** της συνολικής φέρουσας ικανότητάς τους. Εάν τα υπάρχοντα φορτία υπολογίζονται προσεγγιστικά περί το 50% με 67% της συνολικής φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης, έντονη σεισμική φόρτιση μπορεί να έχει σαν αποτέλεσμα σημαντική **μόνιμη μετατόπιση** της θεμελίωσης. Μια σωστή εκτίμηση του σχετικού ποσοστού της συνολικής φόρτισης από νεκρά και κινητά φορτία που υφίσταται κάθε στοιχείο θεμελίωσης σε σχέση με τη συνολική της φέρουσα ικανότητα, μπορεί να δώσει μια καλή προσέγγιση της ενδεχόμενης ανακατανομής της φόρτισης κατά τη μετάβαση της κατασκευής στην πλαστική περιοχή. Αυτό θα συμβεί όταν θεμέλια που φέρουν υψηλό φορτίο σε σχέση με άλλα διαρρέουν εις βάρος τους στην ανελαστική περιοχή. **Η ανελαστική ανακατανομή των δυνάμεων εξαιτίας της επιρροής της θεμελίωσης μπορεί να προκαλέσει πρόβλημα εισάγοντας στρεπτικά φορτία σε φαινομενικά κανονικές κατασκευές.** Δυστυχώς λόγω της εξέχουσας πολυπλοκότητάς του το παρόν φαινόμενο δεν μπόρεσε να αναλυθεί επαρκώς στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας.



Σχήμα 3.1: Η ακαμψία και η αντοχή της θεμελίωσης επηρεάζουν διαφορετικά το κάθε δομικό στοιχείο (από ATC – 40)

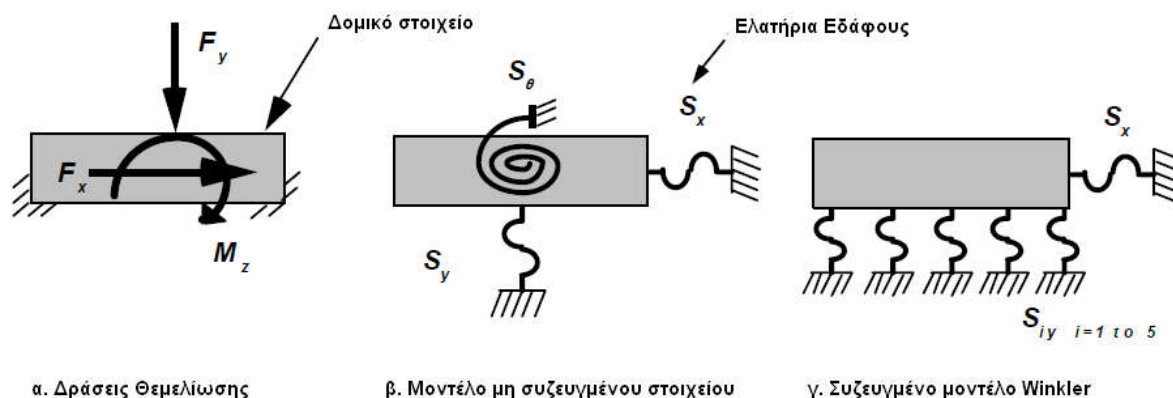
3.3 Προσομοίωση συστημάτων θεμελίωσης γενικώς – Αλληλεπίδραση Εδάφους – Πεδίλου

Σ' αυτήν τη ενότητα αναπτύσσεται το γενικό πρότυπο για την απεικόνιση των τυπικών θεμελίωσεων στο προσομοίωμα της ανάλυσης. Το ειδικό προσομοίωμα που χρησιμοποιείται σε κάθε ανάλυση αποτελείται από τα δομικά και γεωτεχνικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Η κατάλληλη προσομοίωση εξαρτάται από τα φυσικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, από τα δομικά στοιχεία της και από την αλληλεπίδρασή τους με το έδαφος.

Η διαδικασία οφείλει να περιλαμβάνει την προσομοίωση των μη γραμμικών ιδιοτήτων της θεμελίωσης, ώστε να προσδιοριστούν οι πιθανότητες διαρροής του εδαφικού υλικού, ολίσθησης και ανύψωσης, καθώς και για να προσδιοριστεί η μη γραμμική συμπεριφορά της κατασκευής, όπου απαιτείται.

Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκε να θεωρηθεί πως αυτά τα όρια (διαρροής) δεν ξεπερνώνται. Αυτή η παραδοχή έγινε θεωρώντας πως η διαστασιολόγηση της θεμελίωσης με τους σύγχρονους κανονισμούς (Ec – 7) παρέχει ακριβώς αυτή την εξασφάλιση με μια πολύ μικρή πιθανότητα αστοχίας. Αυτό βέβαια συμβαίνει για συνήθεις φορτίσεις και όχι για τις ακραίες σεισμικές φορτίσεις που εξετάζονται στην παρούσα εργασία. Όμως όπως και όλα τα θέματα της επιστήμης του μηχανικού, έτσι και για αυτό είναι καλύτερο να μην καταπιάνεται κανείς με ελαφρότητα. Και λόγω της πολυπλοκότητάς του θεωρήθηκε πως δε θα ήταν η φύση της εργασίας που ταιριάζει – δηλαδή με τη χρήση ενός μεγάλων διαστάσεων χωρικού πλαισίου- για την εξέτασή του σε πρώτο στάδιο. Έτσι λοιπόν, επιλέξαμε να το αμελήσουμε, προς το παρόν τουλάχιστον.

Το προσομοίωμα αυτό οφείλει να περιγράψει τις **σχέσεις φορτίου - μετατόπισης** που διέπουν τη συμπεριφορά της εκάστοτε θεμελίωσης. Στο σχήμα 3.2 απεικονίζονται σε δισ – διάστατο επίπεδο τα διαθέσιμα τυπικά προσομοιώματα. Το στοιχείο που απεικονίζεται στο σχήμα 3.2.α μπορεί να είναι μια άκαμπτη πεδילוδοκός ή μια ομάδα πασσάλων. Στο στοιχείο αυτό ασκείται μια κατακόρυφη δύναμη (F_y), μια οριζόντια (F_x) και μία ροπή (M_z), η δράση των οποίων προκαλεί μεταφορά (Δ_x και Δ_y) και στροφή (θ_z) στην ανωδομή. Στο σχήμα 3.2.β η θεμελίωση αναπαρίσταται από ένα μη συζευγμένο μοντέλο ενός κόμβου. Οι εδαφικές σταθερές S_x , S_y και S_z αντιπροσωπεύουν την εδαφική αντοχή και ευκαμψία σε κάθε ανεξάρτητο βαθμό ελευθερίας της θεμελίωσης. **Η μονο-κομβική απεικόνιση είναι κατάλληλη όταν τα στοιχεία θεμελίωσης είναι σχετικά άκαμπτα και δεν αλληλεπιδρούν σε μεγάλο βαθμό με το έδαφος.** Εναλλακτικά οι καταστατικές σχέσεις αλληλεπίδρασης, μπορούν να περιγραφούν μέσω ενός συζευγμένου μοντέλου winkler όπως απεικονίζεται στο σχήμα 3.2.γ. Τα στοιχεία μοντέλου Winkler μπορούν να προσομοιώσουν με μεγαλύτερη ακρίβεια τις ανελαστικές σχέσεις που διέπουν αλληλοσχετιζόμενες δράσεις. Ενδεικνύται τα εύκαμπτα θεμέλια, τα οποία αλληλεπιδρούν σε μεγάλο βαθμό με το έδαφος, να περιγράφονται με αυτό το μοντέλο, το οποίο όμως δε θα αναλυθεί στα πλαίσια της εργασίας αυτής (ATC – 40).

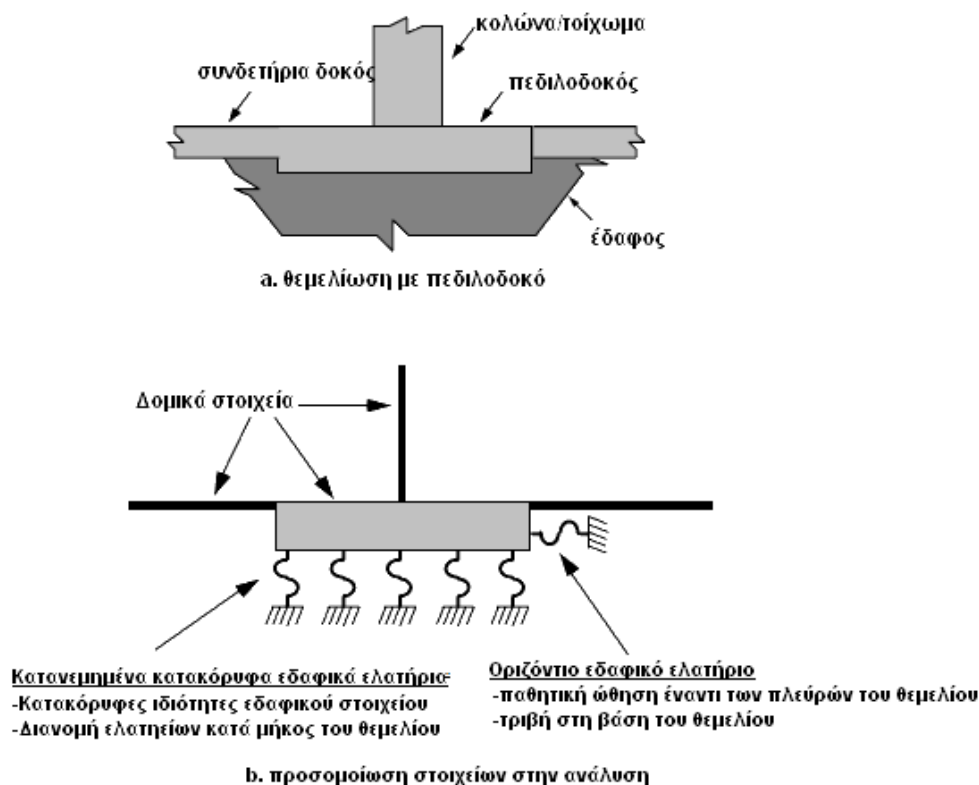


Σχήμα 3.2: Γενικά μοντέλα στοιχείων θεμελίωσης (ATC – 40)

3. 3. α. Εμβάθυνση στα προσομοιώματα επιφανειακών θεμελιώσεων

Ορθογωνικά μεμονωμένα πέλδια και συνεχείς πεδιλοδοκοί συνήθως συνδέονται μεταξύ τους μέσω επιπέδων πλακών ή/και συνδετήριων δοκών, οριζόντιων δηλαδή δομικών στοιχείων άμεσα εδραζόμενων επί του υποκείμενου εδάφους, τα οποία αντιτίθεται σε οριζόντιες, κατακόρυφες και στροφικές δράσεις (Βλέπε σχήμα 3.4). Συμβατικά δομικά συστατικά αποτελούμενα από περασμένα στοιχεία αναπαριστούν τις δοκούς, τις κολώνες και τα τοιχώματα στο γενικευμένο μοντέλο του σχήματος 3.4.b. Σε κάποιες περιπτώσεις, ιδιαίτερα κάτω από διατμητικά τοιχώματα, τα δομικά στοιχεία θεμελίωσης μπορεί να είναι σημαντικά πιο άκαμπτα σε σχέση με το φέρον έδαφος. Η κατακόρυφη και η στροφική αντίσταση προκύπτουν σαν το αποτέλεσμα της άμεσης στήριξης επί του υποκείμενου εδάφους. Κατακόρυφα εδαφικά ελατήρια αντιπροσωπεύουν την ακαμψία και την αντοχή αυτών των δράσεων. Οι συνδετήριες δοκοί θα μπορούσαν, επίσης να έχουν κατακόρυφα εδαφικά ελατήρια από κάτω. Όσο μικρότερη είναι η απόσταση ανάμεσα στα εδαφικά ελατήρια κατά μήκος του θεμελίου ή της συνδετήριας δοκού, τόσο μεγαλύτερη θα είναι η θεωρητική ακρίβεια της λύσης. Παραμετρικές μελέτες πάνω στη σχετική ακαμψία των δομικών στοιχείων και των γεωτεχνικών συστατικών διαφωτίζουν γρήγορα και απλά τη συσχέτισή τους αυτή. Οι έμφυτες αβεβαιότητες του εδαφικού υλικού δυσχεραίνουν την ακρίβεια της ανάλυσης.

Η πλευρική αντίσταση του συστήματος προσομοιώνεται μέσω των οριζοντίων εδαφικών ελατηρίων και προκύπτει λόγω της τριβής που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια εδάφους-σκυροδέματος, καθώς και από κάθε παθητική ώθηση επί των πλευρών του θεμελίου στη διεύθυνση της φόρτισης. Οι συνδετήριες δοκοί μπορούν επίσης να παραλάβουν πλευρική φόρτιση χάρη στην τριβή και/ή με μεταφορά αξονικών φορτίων σε άλλα δομικά στοιχεία.

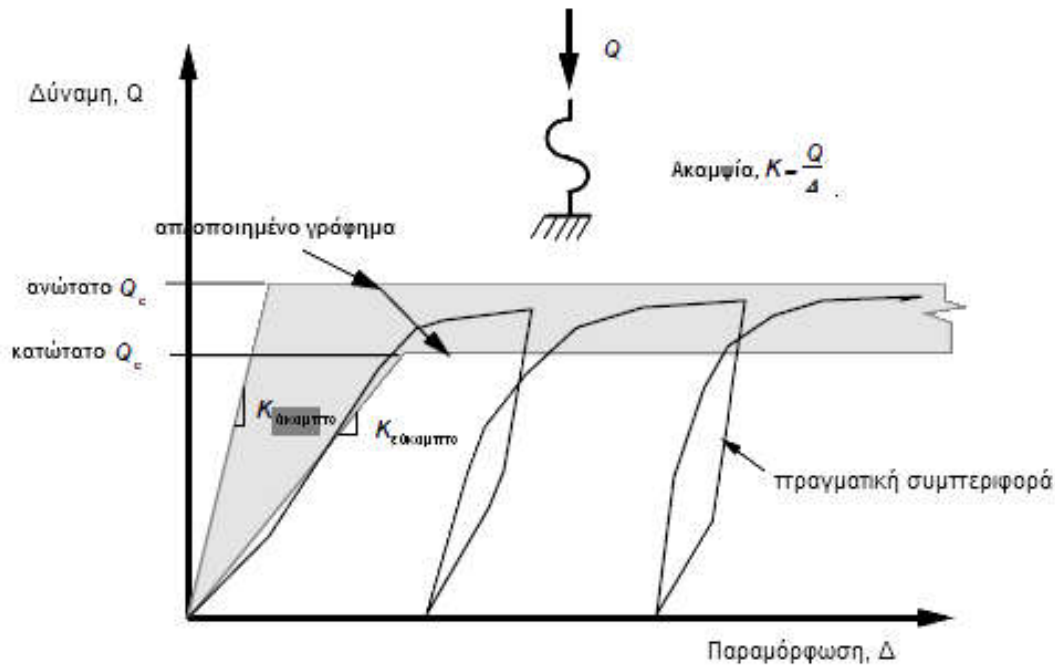


Σχήμα 3.3: Βασικό προσομοίωμα επιφανειακής θεμελίωσης

3. 3. β Γενικές Ιδιότητες των εδαφικών ελατηρίων συστημάτων θεμελίωσης

Σ' αυτή την ενότητα ορίζονται οι βασικές θεωρητικές ιδιότητες των εδαφικών ελατηρίων. Οι ιδιότητες αυτές καθορίζουν την ακαμψία και την αντοχή που θα έχουν τα στοιχεία αυτά στην ανάλυση και αποτελούν τη βάση για τη μόρφωση των γενικευμένων καταστατικών σχέσεων φορτίου-μετατόπισης (Σχήμα 3.4). Το σχήμα 3.4 μπορεί να απεικονίζει τη συμπεριφορά του εδάφους κάτω από μια επιφανειακή θεμελίωση αλλά και κάτω από την κεφαλή μιας ομάδας πασσάλων.

Κατά την αρχική φόρτιση, το στοιχείο του παραδείγματος είναι σχετικά άκαμπτο μέχρι να φτάσει σε κάποια οριακή πίεση προστερεοποίησης, εξαιτίας προηγούμενης φόρτισης, ή σε συστολής ξηράνσεως. Σε αυτό το στάδιο το υλικό μαλακώνει σταδιακά μέχρις ότου φτάσει σε ένα πλατό διαρροής. Κατά την αποφόρτιση δεν επανέρχεται πλήρως στην αρχική κατάσταση, συνήθως, αλλά υπάρχουν **κάποιες παραμένουσες παραμορφώσεις**. Για επαναλαμβανόμενη κυκλική φόρτιση οι μόνιμες παραμορφώσεις συσσωρεύονται. Κατά την επαναφόρτιση το έδαφος κάτω από τη θεμελίωση μπορεί να είναι πιο άκαμπτο απ' ό,τι αρχικά. Αυτή η συμπεριφορά απλοποιείται και γενικεύεται για χρήση σε αναλύσεις κατασκευών με το απλοποιημένο διάγραμμα του σχήματος 3.4.



Σχήμα 3.4: Βασική καταστατική σχέση για εδαφικά υλικά

Με αυτή την καταστατική σχέση ο μηχανικός μπορεί να διερευνήσει την ευαισθησία της ανάλυσης στις εδαφικές παραμέτρους. Σε άλλες κατασκευές η παραδοχή ισχυρού-άκαμπτου εδάφους είναι κρίσιμη, ενώ σε άλλες η παραδοχή ασθενούς-εύκαμπτου δίνει πιο δυσμενή αποτελέσματα. Σα γενικός εμπειρικός κανόνας, η τιμή του συντελεστή μέγιστης προς ελάχιστης δύναμης Q_c θα πρέπει να ισούται με 4. Η πιο ακριβής διαδικασία είναι να εκτιμηθεί όσο γίνεται καλύτερα η ακαμψία και η αντοχή του εδαφικού υλικού και μετά να διαιρεθεί και να πολλαπλασιαστεί με το 2, ώστε να προκύψουν το ανώτατο και το κατώτατο όριο αντίστοιχα. Το γράφημα θα μπορούσε να είναι πιο ευρύ (δηλαδή μεγαλύτερη τιμή του συντελεστή) εάν θέλουμε πιο λεπτομερή ανάλυση ή εάν υπάρχει μεγάλη αβεβαιότητα στα γεωτεχνικά δεδομένα. Αντίστοιχα αν υπάρχει λεπτομερής γεωτεχνική ανάλυση, που προσδίδει ακριβείς και αξιόπιστες ιδιότητες στο υλικό, το εύρος της αβεβαιότητας του γραφήματος μπορεί να μειωθεί. Η μονοδιάστατη σχέση του σχήματος 3.4 αντιπροσωπεύει τη συμπεριφορά πολλών εδαφικών ελατηρίων υπό θλίψη, όπως φερ' ειπείν μια πεδילוδοκός, η οποία δε μπορεί να αντισταθεί σε εφελκυσμό, ούτε σε φορτία ανυψώσεως, αφ' ότου οι σεισμικές δυνάμεις ανατροπής υπερβούν τα υπάρχοντα νεκρά φορτία. Εξαιρεση αποτελούν τα στοιχεία πασσάλων που ανθίστανται σε εφελκυσμό κινητοποιώντας δυνάμεις τριβής έναντι της ανύψωσης. Σε αυτή την περίπτωση, καθώς και σε κάθε άλλη τέτοια περίπτωση το γράφημα του σχήματος 3.4 επεκτείνεται κάτω από τον άξονα των παραμορφώσεων προς την εφελκυστική περιοχή. Το γράφημα μπορεί να μην είναι συμμετρικό,

καθώς στην περίπτωση των πασσάλων ας πούμε έναντι ανύψωσης κινητοποιείται μόνο η αντοχή τριβής και όχι η αντοχή αιχμής-κεφαλής όπως γίνεται για θλιπτικά φορτία.

Η ελαστική-ιδεωδώς πλαστική σχέση φορτίου-μετατόπισης είναι η καταλληλότερη και πιο απλή σε χρήση για τα περισσότερα στατικά προγράμματα ανάλυσης, όπως είναι και το SAP2000 που χρησιμοποιείται σε αυτή την εργασία. **Εάν πιο σύνθετες πληροφορίες είναι διαθέσιμες και ο υπολογιστικός φόρτος είναι ανεκτός, άλλες πιο εξελιγμένες αναπαραστάσεις είναι αποδεκτές.** Όμως, όπως αναφέρεται και παραπάνω οι αβεβαιότητες που συνδέονται με τη φύση του εδαφικού υλικού δεν εγγυώνται ιδιαίτερη ακρίβεια στην ανάλυση.

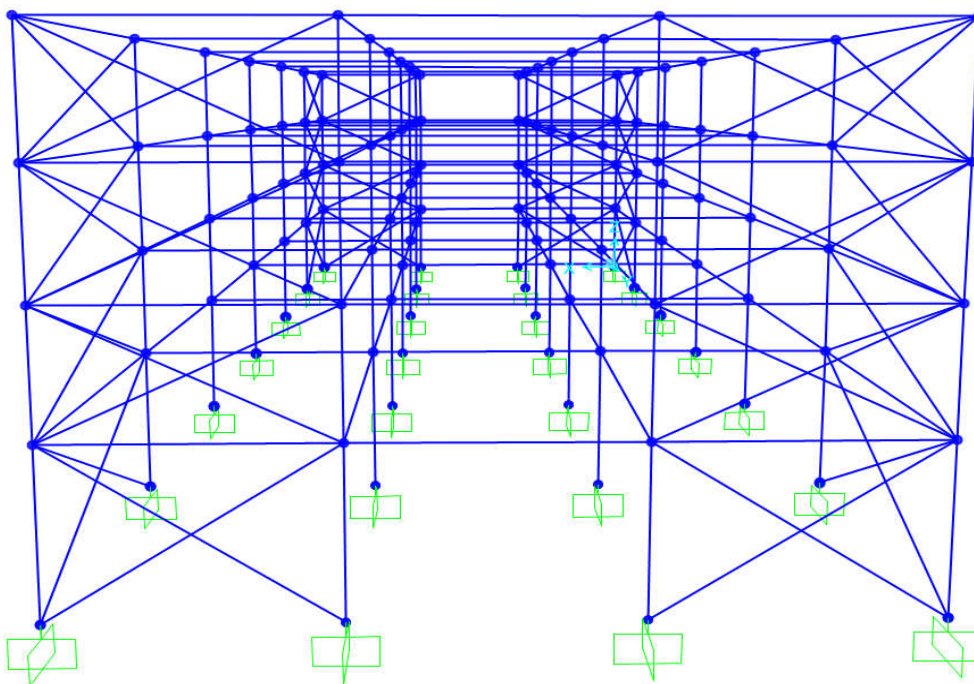
Άλλη μια ιδιότητα των γεωτεχνικών υλικών είναι φανερή στη γενική σχέση. Αυτή είναι πως **δεν υποβαθμίζονται ούτε μειώνεται η αντοχή τους εξαιτίας μεγάλων παραμορφώσεων.** Τα περισσότερα γεωτεχνικά στοιχεία έχουν πρακτικά απεριόριστο εύρος πλαστικής περιοχής. Εξαιρέση αποτελούν πάσσαλοι σε ασυνήθως ασθενείς αργίλους, **ρευστοποιημένα εδάφη** και **απότομα πρανή.** Δεν θα πρέπει όμως να γίνεται πάντοτε αποσιώπηση αυτών των καταστάσεων.

3. 4. Τρεις Διαφορετικές προσομοιώσεις της επιφανειακής θεμελίωσης

Στην παρούσα εργασία θεωρείται πως το έδαφος επί του οποίου εδράζεται η κατασκευή είναι ένα έδαφος αργιλικό υπό συνθήκες στραγγιζόμενες ($\varphi \neq 0$) το οποίο προσεγγίζεται ως έδαφος κατηγορίας C κατά τον EC-8.

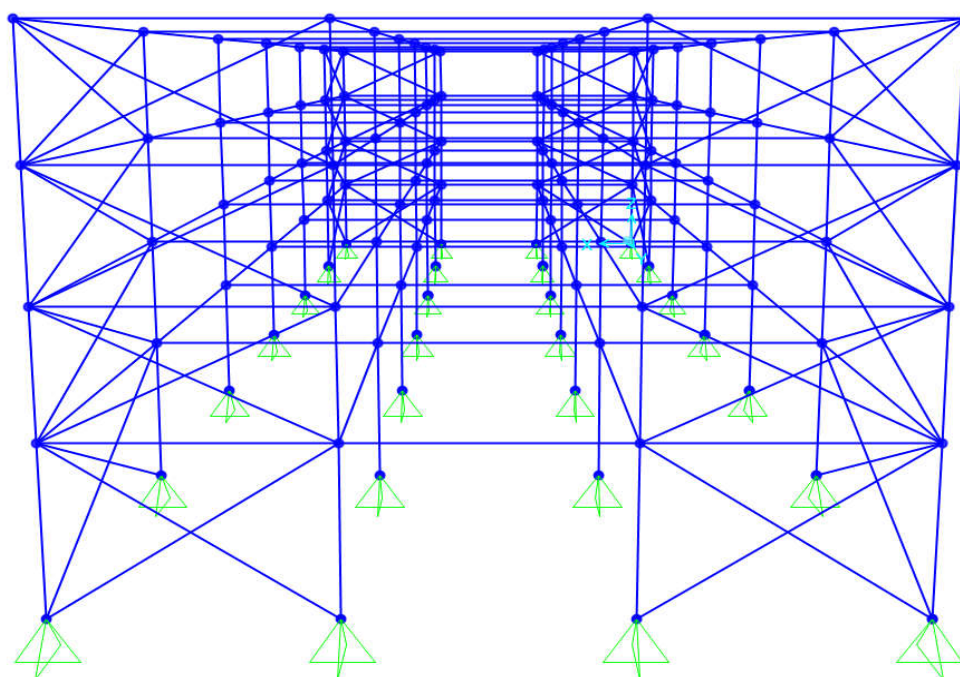
1^η Περίπτωση : Η κατασκευή λαμβάνεται στις θέσεις θεμελίωσής της πακτωμένη: Αυτή είναι και η πλέον ευσμενέστερη παραδοχή για τα φορτία που θα κληθεί να παραλάβει η ανωδομή, όπως επίσης είναι μία συνθήκη, η οποία αν επιτευχθεί για τη θεμελίωση, θα είναι η πλέον αξιόπιστη έναντι ευστάθειας, χάρη στην αυξημένη υπερστατικότητα του συστήματος της θεμελίωσης.

Ωστόσο παρά την παραδοχή αυτή για το στατικό μοντέλο της κατασκευής η ποιότητα του εδάφους υπεισέρχεται στο ελαστοπλαστικό φάσμα που λαμβάνεται για τον σχεδιασμό της κατασκευής έναντι της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού. (έδαφος κατηγορίας C του φάσματος σχεδιασμού, όπως αναφέρεται στο κεφάλαιο 2)



Σχήμα 3 – 5 : 1^η προσομοίωση: Η θεμελίωση της κατασκευής θεωρείται ως πάκτωση (πλήρως δεσμευμένη)

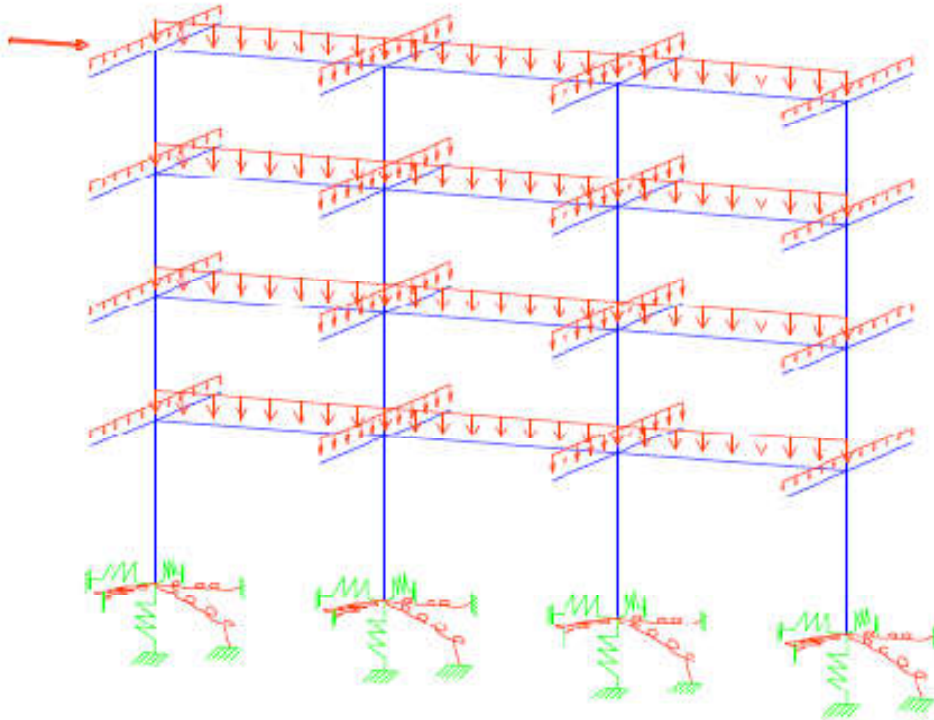
2^η Περίπτωση : Η κατασκευή θεωρείται πως εδράζεται απλώς στις βάσεις των υποστυλωμάτων, δηλαδή αυτές θεωρείται πως έχουν τη δυνατότητα να στραφούν, ενώ δεν αναπτύσσουν ροπές. Παρεμφερής με την πρώτη παραδοχή, με την έννοια πως δεν υπάρχει κάποιος πολύπλοκος υπολογισμός για αυτή.



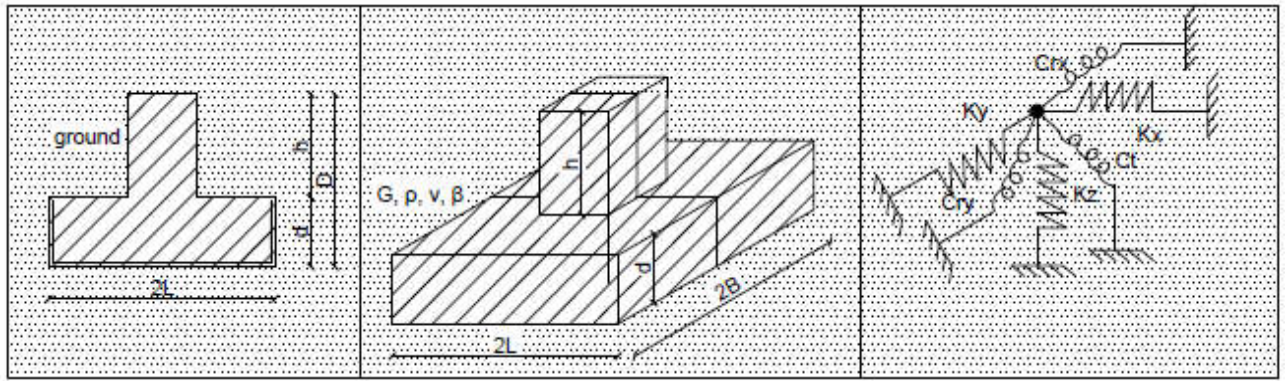
Σχήμα 3 – 7 : 3^η προσομοίωση: Η θεμελίωση της κατασκευής θεωρείται ως απλή στήριξη (ελεύθερα στρεπτή)

3^η Περίπτωση : Για την θεμελίωση αυτή η οποία εδράζεται επί του προηγούμενα περιγραφόμενου εδαφικού σχηματισμού αναζητείται το μονο – κομβικό (single – node) προσομοίωμα της θεμελίωσης, το οποίο θα αποτελείται από 6 ασύζευκτα (κατά την παρούσα ανάλυση) μετακινησιακά και στροφικά ελατήρια προς όλες τις διευθύνσεις προς τις οποίες επιτρέπεται να διεγερθούν, οι πόδες των στύλων του χωρικού πλαισίου της ανωδομής. Το στατικό προσομοίωμα της κατασκευής απεικονίζεται στο σχήμα 3-6α και στο σχήμα 3-6β απεικονίζεται το μονο – κομβικό προσομοίωμα που αναζητείται για την εισαγωγή των εδαφικών αντιστάσεων στην ανάλυση.

Με τη διαδικασία αυτή θεωρείται πως γίνεται μια πιο ρεαλιστική προσέγγιση της πραγματικής συμπεριφοράς της βάσης της κατασκευής στην οποία αναμένεται να εκδηλωθούν στροφές και υποχωρήσεις υπό την επίδραση τυχηματικών φορτίων, όπως και εντατικά μεγέθη ως αντίδραση του εδάφους, προς κάθε διεύθυνση - έννοια (ιδιαίτερα κάτω από έντονη σεισμική διέγερση).



Σχήμα 3 – 6α : 2^η προσομοίωση: Η θεμελίωση προσομοιώνεται με μετακινησιακά και στροφικά ελατήρια



Σχήμα 3 – 6β : Το τρισδιάστατο μονο-κομβικό μοντέλο προσομοίωσης της θεμελίωσης με εδαφικά ελατήρια

Επειδή κατά τον συνήθη δομητικό σχεδιασμό δεν πραγματοποιείται εδαφοτεχνική διερεύνηση, το αν θα επιλεγεί η 1^η (πάκτωση) ή η 3^η (στήριξη) προσέγγιση για την προσομοίωση της θεμελίωσης της κατασκευής αφορά αποκλειστικά τη γεωμετρία της θεμελίωσης. Πλέον σύνηθες είναι, επιφανειακές θεμελιώσεις να προσομοιώνονται ως στηρίξεις, καθώς αυτή είναι και η πλέον δυσμενής παραδοχή για την επίλυση της ανωδομής. Από την άλλη είναι λογικό μια κατασκευή με υπόγειο να θεωρηθεί πακτωμένη στη βάση της. Επίσης, πράγματι **τα αποτελέσματα αναλύσεων κατασκευών με υπόγειο συγκλίνουν με τα αποτελέσματα αναλύσεων αντίστοιχων κατασκευών χωρίς υπόγειο, όπου το υπόγειο στη στάθμη του εδάφους αντικαθίστανται με πάκτωση**, όπως διαπιστώθηκε, αν και δεν παρουσιάζεται, και κατά την παρούσα εργασία.

Υπάρχουν και διάφορες περιπτώσεις για τις οποίες η επιρροή της θεμελίωσης δεν έχει σημασία να ληφθεί υπ' όψιν, με την έννοια που επιχειρείται στην παρούσα εργασία. 3 βασικές τέτοιες περιπτώσεις είναι :

- όταν η κατασκευή εδράζεται επί ενός άκαμπτου εδάφους (βράχος) οπότε και δεν τίθεται ζήτημα αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής. Πρόκειται περί μιας εξασφαλισμένης συνθήκης όμως είναι «σκληρή» ενδεχομένως για την απόκριση της κατασκευής, που πρέπει να εξεταστεί σε λικνισμό (rocking). Επίσης, είναι πάντοτε ιδεατή, αν και για ιδιαίτερα σκληρά πετρώματα συγκλίνει σημαντικά με την πλήρη μη αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής. Όταν διαπιστώνεται μια τέτοια συνθήκη δεν απαιτείται διερεύνηση επ' αυτού του θέματος, με τον τρόπο που γίνεται κατά το παρόν.
- η κατασκευή κατασκευάζεται σε κάποιο πρανές του οποίου η ευστάθεια πρέπει να ελεγχθεί συνολικά για τα πρόσθετα φορτία της κατασκευής;
- όταν συντελείται ρευστοποίηση του εδάφους της θεμελίωσης, το οποίο δεν έχει την ικανότητα να αντισταθεί στα φορτία της ανωδομής. Οπου πρόκειται για μια πλέον κρίσιμη συνθήκη καθώς τότε αναπόφευκτα θα προκληθεί αστοχία της κατασκευής.

Οι τρεις τελευταίες περιπτώσεις δεν μπορούν να καλυφθούν στην παρούσα εργασία, λόγω του πλήθους των δεδομένων τους, τα οποία είναι περισσότερο «γεωτεχνικού» ενδιαφέροντος και γι' αυτό δεν εξετάζονται.

3. 5. Προσομοίωση της αλληλεπίδρασης Εδάφους Κατασκευής (3^η περίπτωση)

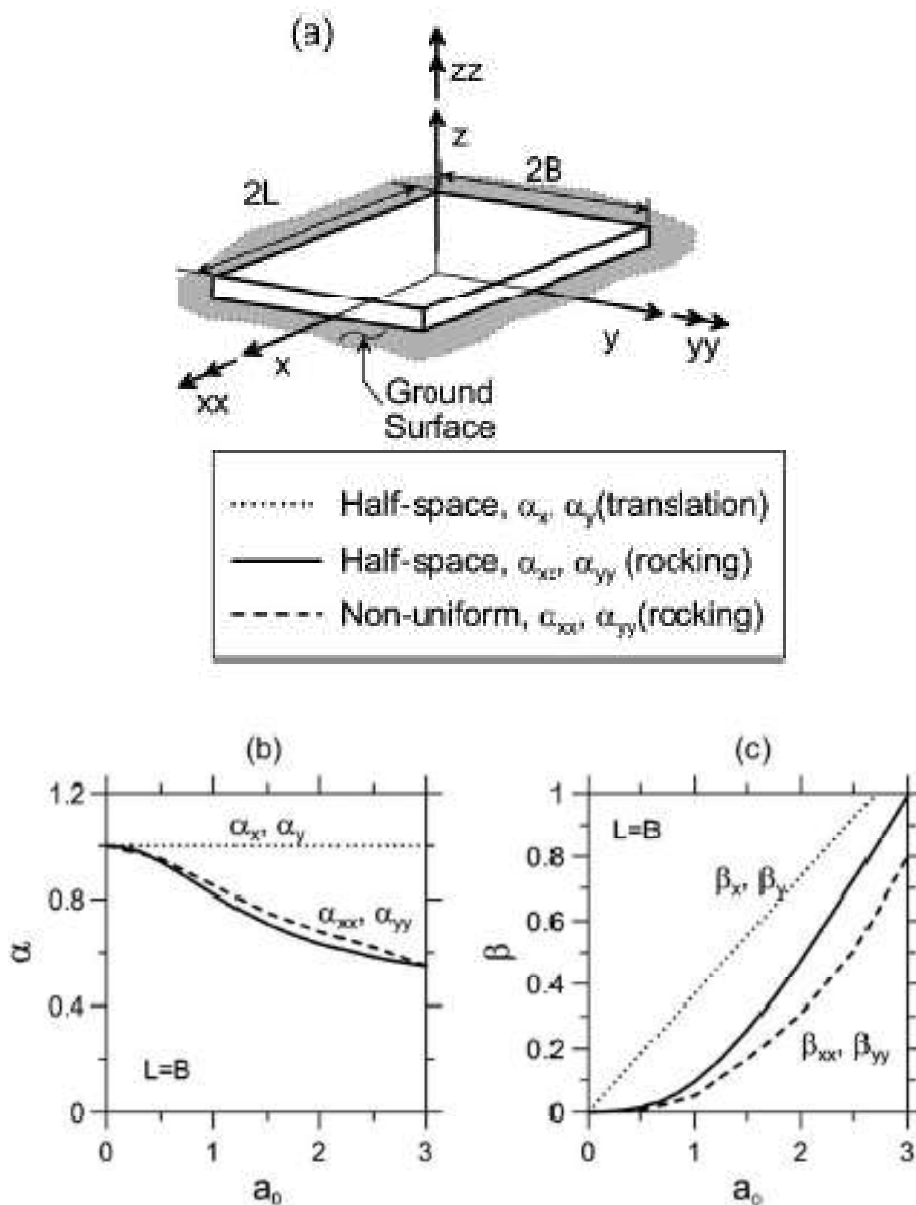
Για την προσομοίωση της θεμελίωσης, η οποία απεικονίζεται στο **σχήμα 3 - 6** επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν κάποια εδαφικά ελατήρια τα οποία περιγράφονται στην εργασία του καθηγητή ΕΜΠ Γεώργιου Γκαζέτα που δημοσιεύτηκε στις σελίδες 1363 - 1379 του περιοδικού (Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 9, September, 1991) με τον τίτλο "Formulas and Charts For Impedances of Surface and Embedded Foundations".

Κατά την παρούσα προσέγγιση τα πέδιλα τα οποία αποτελούν τη θεμελίωση αντικαθίστανται από εδαφικά ελατήρια τα οποία προσδίδουν αντιστάσεις (impedances) στην ανωδομή λόγω της ακαμψίας τους και της ενυπάρχουσας απόσβεσής τους (radiation dashpot).

3. 5. α. Περιγραφή του προσομοιώματος που υιοθετήθηκε

Η γεωμετρία του προσομοιώματος αυτού, απεικονίζεται στο ακόλουθο σχήμα 3-8, το οποίο υιοθετήθηκε από τους (Gazetas & Stokoe, 1991; Pais & Kausssel, 1988 and Vrettos, 1989). Η γενική φιλοσοφία υπολογισμού ορθογωνικής επιφανειακής θεμελίωσης περιγράφεται παρακάτω, όπου στη δική μας περίπτωση θα είναι τετραγωνική ($B = L$).

Από το προσομοίωμα αυτό που υιοθετήθηκε προκύπτουν τα εδαφικά ελατήρια τα οποία περιγράφονται στο σχήμα 3 – 6. Κατά την ανάλυση εισάγονται ως ένα άκαμπτο, αλλά χωρίς μάζα στοιχείο (NLP Link), το οποίο όμως έχει τις ιδιότητες ακαμψίας και απόσβεσης που υπολογίζονται, όπως θα περιγραφεί παρακάτω.



Σχήμα 3 – 8 : Γεωμετρία της θεμελίωσης που αντικαθίσταται με εδαφικά ελατήρια και γραφήματα δυναμικής μετατροπής των όρων αντιστάσεων τετραγωνικών θεμελιώσεων σε αντίστοιχους για ορθογωνικές (. Pais & Kausssel, 1988 and Vrettos, 1989; Tileylioglu S., Stewart J. and Nigbor R, 2011)

Η απόκριση τέτοιου είδους συστημάτων σε αρμονικές εξωτερικές δυνάμεις και ροπές μπορεί να υπολογιστεί με σαφώς καθορισμένες μεθόδους δομοστατικής δυναμικής, αφ' ότου οριστεί το μητρώο των δυναμικών συναρτήσεων των αντιστάσεων $[S(\omega)]$, για τις συχνότητες ενδιαφέροντος. Αυτό είναι και το ζητούμενο της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας με τη χρήση επαυξητικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας.

Για κάθε μεμονωμένη εξωτερική διέγερση (δηλαδή μεταφορική, κατακόρυφη, στροφική – λικνισμός είτε στρεπτική) ορίζεται η **δυναμική αντίσταση** (S_i) ως ο λόγος μεταξύ δύναμης (ή ροπής), R_i με την προκύπτουσα μετατόπιση (ή στροφή) στο κέντρο μάζας αυτού του προσομοιώματος (U_i). Δηλαδή ως:

$$S_i = R_i(t) : U_i(t), \text{ όπου } i = 1, 2, \dots, 6 \quad [3. 1]$$

Στην οποία αυτή σχέση,

$$R_i(t) = R_i \cdot \exp(i\omega t) , \quad [3. 2]$$

και πρόκειται για αρμονική διέγερση, η οποία είναι η συνολική δυναμική αντίσταση του εδάφους επί της θεμελίωσης, σε μονάδες έντασης προς μήκος ή στροφή και

$$U_i(t) = U_i \cdot \exp(i\omega t) , \quad [3. 3]$$

η αντίστοιχη μετατόπιση ή στροφή του κέντρου του προσομοιώματος. Γενικότερα οι σχέσεις τέτοιου είδους, οι οποίες επιδιώκουν να προβλέψουν τη δυναμική απόκριση των θεμελιώσεων κατασκευών, συνηθίζεται να εξαγουν αντιστάσεις οι οποίες διέρχονται από το κέντρο συμμετρίας, είτε μάζας είτε αδρανείας των διατομών αυτών (Gazetas, 1991).

Εξαιτίας της παρουσίας απόσβεσης λόγω ακτινοβολίας στο σύστημα, πέραν αυτής του υλικού και για όλους τους τύπους δόνησης, η τιμή R είναι γενικά σε διαφορετική φάση από την τιμή U (απαιτείται σχήμα). Για το λόγο αυτό είναι σύνηθες σε τέτοιας μορφής σχέσεις να εισάγεται ένας σύνθετος συμβολισμός της μορφής:

$$S = K + i\omega C \quad [3. 4]$$

Όπου K αλλά και C είναι συναρτήσεις της γωνιακής ταχύτητας (ω). Ειδικότερα,

- Ο πραγματικός όρος, K , είναι αυτός της ακαμψίας ο οποίος ορίζεται «δυναμική ακαμψία», και αντανακλά την ακαμψία και την αδράνεια του εδαφικού στοιχείου. Η εξάρτησή του από τη συχνότητα αποδίδεται μόνο στην επιρροή την οποία έχει η αδράνεια στη συχνότητα, μιας και οι εδαφικές συνθήκες είναι πρακτικώς ανεξάρτητες της συχνότητας. Πιο συγκεκριμένα ο όρος της ακαμψίας υπολογίζεται ως:

$$K(\omega) = K \cdot k(\omega), \quad [3.5]$$

δηλαδή το γινόμενο του όρου της στατικής ακαμψίας (K) επί ένα συντελεστής δυναμικής ακαμψίας $k(\omega)$ σχετιζόμενο με την ιδιοπερίοδο.

- Ο φανταστικός – μιγαδικός όρος ωC είναι το γινόμενο της γωνιακής ταχύτητας (ω) με έναν «συντελεστή αποσβεστήρα» C . Ο τελευταίος αυτός όρος υποδηλώνει την απόσβεση λόγω ακτινοβολίας και την απόσβεση του υλικού οι οποίες παράγονται στο σύστημα (εξαιτίας ενέργειας που φεύγει από το σύστημα λόγω της διάχυσης των κυμάτων που απομακρύνονται από τη θεμελίωση και λόγω της ενέργειας η οποία καταστρέφεται από την υστερητική δράση του εδάφους αντίστοιχα.), Ο όρος της απόσβεσης υπολογίζεται ως:

$$\text{total}C = \text{radiation}C + (2 \cdot K / \omega) \cdot \beta, \quad [3.6]$$

Όπου ο όρος $\text{radiation}C$ είναι μεταβλητός και εκφράζει την μέσω ακτινοβολίας απόσβεση λόγω της διάδοσης των σεισμικών κυμάτων, ενώ ο δεύτερος όρος είναι σταθερός και εξαρτάται από την ακαμψία (K) της κατασκευής, την ιδιοπερίοδο (ω) της διέγερσης και την υστερητική απόσβεση του εδαφικού στοιχείου (β).

3. 5. β. Σχέσεις και γραφήματα για τον αναλυτικό υπολογισμό των εδαφικών αντιστάσεων

3. 5. β. 1. Υπολογισμός του όρου της ακαμψίας

Ο όρος αυτός ορίζεται ως

$$K_i = K_i \cdot k_i, \quad [3.7]$$

Όπου K_i είναι ο όρος που αφορά την **στατική ακαμψία (static stiffness)** και k είναι ένας συντελεστής με τον οποίο λαμβάνεται υπ' όψιν η δυναμική φύση της διέγερσης (dynamic coefficient) και κατ' επέκταση η επιρροή της δυναμικής απόκρισης (εισάγοντας επιπλέον αβεβαιότητες), αλλά και το βάθος έμπηξης της θεμελίωσης. Αναλυτικά υπολογίζεται για κάθε περίπτωση από τις σχέσεις που υιοθετούνται από (Gazetas, 1991) και εκτίθενται στον πίνακα 3 – 2 που ακολουθεί.

Τύπος Δόνησης	Στατική Ακαμψία (Static Stiffness), K_{surface}
Κατακόρυφη, $i = 1 = z$	$K_z = [2 \cdot G \cdot L / (1 - \nu)] \cdot (0.73 + 1.54 \cdot \chi^{0.75})$, $\chi = A_b / 4L^2$
Οριζόντια (πλευρική), $i = 2 = y$	$K_y = [2 \cdot G \cdot L / (2 - \nu)] \cdot (2.00 + 2.50 \cdot \chi^{0.85})$, $\chi = A_b / 4L^2$
Οριζόντια (διαμήκης), $i = 3 = x$	$K_x = K_y - [0.2 / (0.75 - \nu)] \cdot G \cdot L \cdot [1 - (B / L)]$
Λικνισμός (περί του διαμήκη άξονα), $i = 4 = r_x$	$K_{rx} = [G / (1 - \nu)] \cdot J_{bx}^{0.75} \cdot (L / B)^{0.25} \cdot [2.4 + 0.5 \cdot (B / L)]$
Λικνισμός (περί του πλευρικού άξονα), $i = 5 = r_y$	$K_{ry} = [3 \cdot G / (1 - \nu)] \cdot J_{by}^{0.75} \cdot (L / B)^{0.15}$
Στρεπτική (περί του κατά- κόρυφου άξονα), $i = 6 = t$	$K_t = 3.5 \cdot G \cdot J_{bz}^{0.75} \cdot (B / L)^{0.4} \cdot (J_{bz} / B)^{0.2}$

Πίνακας 3 – 3 : Σχέσεις υπολογισμού του όρου της στατικής ακαμψίας (Gazetas, 1991)

Στη δική μας περίπτωση τα επιφανειακά θεμέλια της κατασκευής (πέδιλα) είναι τετραγωνικά, ως εκ τούτου ισχύει για τους παραπάνω όρους:

$$K_x = K_y \text{ και } K_{rx} = K_{ry}, \text{ καθώς } B = L \text{ και } J_{bx} = J_{by}$$

Οι παραπάνω υπολογιζόμενοι όροι της στατικής ακαμψίας πολλαπλασιάζονται επί έναν συντελεστή (>1) που καθορίζεται από το βάθος έμπηξης. Έτσι, προκύπτει τελικώς ο όρος της στατικής ακαμψίας που καλείται $K_{i,emb}$. Στον πίνακα 3 - 3 που ακολουθεί εκτίθενται οι σχέσεις υπολογισμού του όρου αυτού.

Τύπος Δόνησης	Στατική Ακαμψία (Static Stiffness), K_{emb}
Κατακόρυφη, $i = 1 = z$	$K_{z,emb} = K_z \cdot [1 + (1/21) \cdot (D/B) \cdot [(1 + 3\chi)] \cdot (1 + 0.2 \cdot (A_w/A_b)^{2/3})]$
Οριζόντια (πλευρική), $i = 2 = y$	$K_{y,emb} = K_y \cdot [1 + 0.15 \cdot (D/B)^{0.5}] \cdot \{1 + 0.52 \cdot [(h / B) \cdot (A_w/L^2)]^{0.4}\}$
Οριζόντια (διαμήκης), $i = 3 = x$	$K_{x,emb} = K_x \cdot (K_{y,emb} / K_y)$
	$A_w = (d) \cdot x$ (περίμετρος), $\chi = A_b / 4L^2$
Λικνισμός (περί του διαμήκη άξονα), $i = 4 = r_x$	$K_{rx,emb} = K_{rx} \cdot \{1 + 1.26 \cdot (d/B) \cdot [1 + (d/B) \cdot [(d / D)^{-0.2} \cdot (B/L)^{0.5}]]\}$
Λικνισμός (περί του πλευρικού άξονα), $i = 5 = r_y$	$K_{ry,emb} = K_{ry} \cdot \{1 + 0.92 \cdot (d / L)^{0.6} \cdot [1.5 + (d / L)^{1.9} \cdot (d / L)^{-0.6}]\}$
Στρεπτική (περί του κατά- κόρυφου άξονα), $i = 6 = t$	$K_{t,emb} = K_t \cdot \Gamma_w \cdot \Gamma_{tre}$, $\Gamma_w = 1 + 0.4 \cdot (D/d)^{0.5} \cdot (j_s / j_r) \cdot (B/D)^{0.6}$ $\Gamma_{tre} = 1 + 0.5 \cdot (D / B)^{0.1} \cdot (B^4 / J_{bz})^{0.13}$ $j_s = (4/3)d(B^3 + L^3) + 4BLd(L + B)$, $j_r = (4/3)BL(B^2 + L^2)$

Πίνακας 3 – 4 : Σχέσεις υπολογισμού του τελικού όρου της στατικής ακαμψίας (Gazetas, 1991)

Όσον αφορά τις τιμές του παραπάνω πίνακα:

- οι τιμές B και L που εισάγονται, αφορούν το μισό πλάτος και μήκος του θεμελίου αντίστοιχα, όπως φαίνεται και στο σχήμα 3 – 4.
- Οι τιμές A_b και J_{bx} , J_{by} είναι η επιφάνεια και οι ροπές αδρανείας κατά τις διευθύνσεις x και y αντίστοιχα, της πραγματικής επιφάνειας της βάσης του θεμελίου που βρίσκεται σε επαφή με το έδαφος.

Ο όρος της στατικής ακαμψίας, σύμφωνα με τη μέθοδο που ακολουθείται, πολλαπλασιάζεται με έναν επιπλέον συντελεστή k_i ο οποίος είναι ένας **συντελεστής δυναμικής ακαμψίας**, ο οποίος όπως έχει ήδη αναφερθεί επηρεάζεται από την επιρροή που έχει η αδράνεια στη συχνότητα της διέγερσης. Εξαρτάται από τις τιμές:

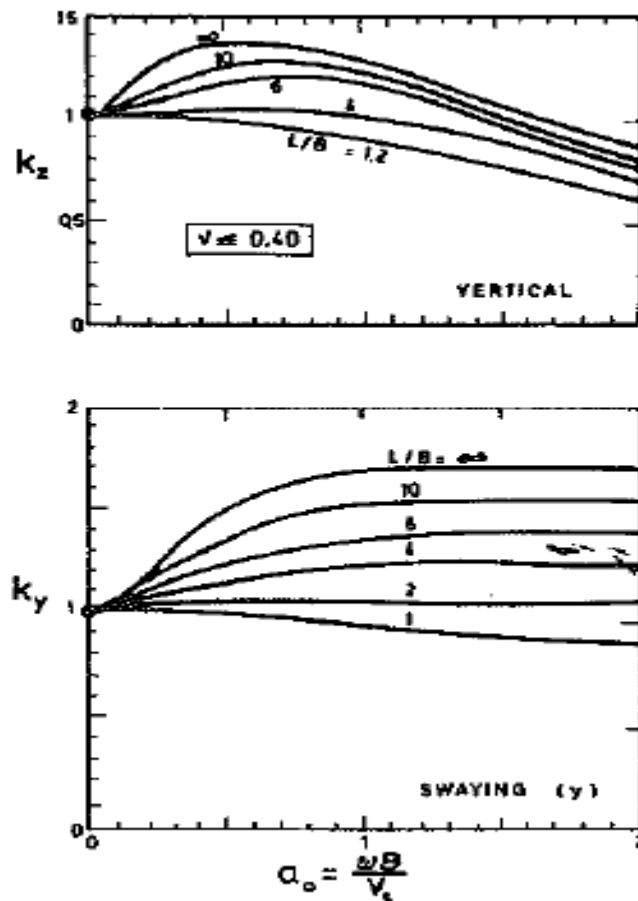
- (B / L) που είναι ο λόγος του πλάτους προς το μήκος της θεμελίωσης. $(B / L) = 1$
- Το δείκτη Poisson του εδάφους (ν)
- $\alpha_0 = \omega \cdot B / V_s$, [3.8]

όπου α_0 είναι ένας συντελεστής συχνότητας.

- ω είναι η επικρατούσα γωνιακή ταχύτητα της σεισμικής διέγερσης ($\omega = 2\pi / T$)
- $B = L$ το πλάτος της τετραγωνικής θεμελίωσης
- ως επικρατούσα περίοδος κατά τη χρήση επιταχυνσιογραφημάτων μπορεί να ληφθεί η συσχέτιση της χρονικής στιγμής της καταγραφής κατά την οποία εμφανίζεται η μέγιστη τιμή της σεισμικής διέγερσης με την εξαγωγή των φασμάτων καταγραφής. Στο κεφάλαιο 4 που ακολουθεί περιγράφεται πως εξάγονται τα φάσματα αυτά.
- V_s , είναι η ταχύτητα διάδοσης των δαμνητικών κυμάτων εντός της εδαφικής στρώσης.

Ως συνάρτηση των τιμών αυτών υπολογίζονται οι τιμές του συντελεστή k_i (Πίνακας 3 – 5).

Τύπος Δόνησης	Συντελεστής δυναμικής ακαμψίας, k_i
Κατακόρυφη, $i = 1 = z$	$k_x(L/B, \nu, \alpha_0)$ υπολογίζεται από το σχήμα 3-9
Οριζόντια (πλευρική), $i = 2 = y$	$k_y(L/B, \alpha_0)$ υπολογίζεται από το σχήμα 3 - 9
Οριζόντια (διαμήκης), $i = 3 = x$	$k_x \approx 1$
Λικνισμός (περί του διαμήκη άξονα), $i = 4 = r_x$	$k_{rx} = 1 - 0.20\alpha_0$
Λικνισμός (περί του πλευρικού άξονα), $i = 5 = r_y$	$k_{ry} = 1 - 0.26\alpha_0$ για $\nu < 0.40$
Στρεπτική (περί του κατά- κόρυφου άξονα), $i = 6 = t$	$k_t = 0.14 \cdot \alpha_0$

Πίνακας 3 – 5 : υπολογισμός του συντελεστή δυναμικής ακαμψίας k_i (Gazetas, 1991)Σχήμα 3 – 9 : Γραφήματα για τον υπολογισμό των συντελεστών δυναμικής ακαμψίας k_z και k_y (Gazetas, 1991)

Επομένως προκύπτει μια **αμελητέα** μείωση των τιμών των αντιστάσεων της εδαφικής απόκρισης λόγω (στατικής) ακαμψίας, όπως υπολογίζεται από τα βοηθήματα που παραθέτονται για τα δεδομένα του παρόντος προβλήματος κατά την αριθμητική εφαρμογή. Οι τιμές της στατικής ακαμψίας

απομειώνονται με μία τιμή της τάξης του $k_i \approx 0.90 - 1.00$. Πιο συγκεκριμένα $k_i \approx 1.00$ για τα μετακινησιακά ελατήρια και $k_i \approx 0.90$ για τα στροφικά ελατήρια.

3. 5. β. 2. Υπολογισμός του όρου της απόσβεσης

Βήμα 1^ο : υπολογισμός απόσβεσης λόγω ακτινοβολίας (radiation dashpot)

Αρχικά υπολογίζεται ο όρος της απόσβεσης (C), που οφείλεται στην **ακτινοβολία** (radiation dashpot) και προκύπτει από τη διάδοση των σεισμικών δονήσεων, όπως περιγράφεται παραπάνω για κάθε έννοια των εδαφικών αντιστάσεων. Στη συνέχεια περιγράφεται ο τρόπος με τον οποίο η τιμή αυτή συσχετίζεται με την ενεργό απόσβεση της θεμελίωσης, που αποτελεί και τον συνήθη τρόπο με τον οποίο τα δεδομένα για την απόσβεση εισάγονται στην ανάλυση.

Πιο συγκεκριμένα – υπολογισμός του όρου C_i για τις έννοιες (6) της διέγερσης που εξετάζονται. Αρχικά υπολογίζεται ο όρος αυτός για επιφανειακές θεμελιώσεις, δηλαδή με μηδενικό βάθος έμπηξης. Στην πράξη κάτι τέτοιο δεν πραγματοποιείται, όμως τα πέδιλα θεμελίωσης προσομοιάζονται ικανοποιητικά με ένα τέτοιο μοντέλο (υπάρχει οδηγία στους Αμερικάνικους κανονισμούς να μη λαμβάνεται η επιρροή του βάθους έμπηξης για μικρές τιμές: Πηγή: FEMA 357). Με τη χρήση των ακόλουθων σχέσεων :

Απόσβεση λόγω ακτινοβολίας των Μεταφορικών Ελατηρίων [3. 9]

$$C_z = (\rho \cdot V_{La} \cdot A_b) \cdot c_z \quad [a. U1]$$

$$C_y = (\rho \cdot V_s \cdot A_b) \cdot c_y \quad [b. U2]$$

$$C_x = (\rho \cdot V_s \cdot A_b) \quad [c. U3]$$

Απόσβεση των Στροφικών Ελατηρίων [3. 10]

$$C_{rx} = (\rho \cdot V_{La} \cdot I_{bx}) \cdot c_{rx} \quad [a. U4]$$

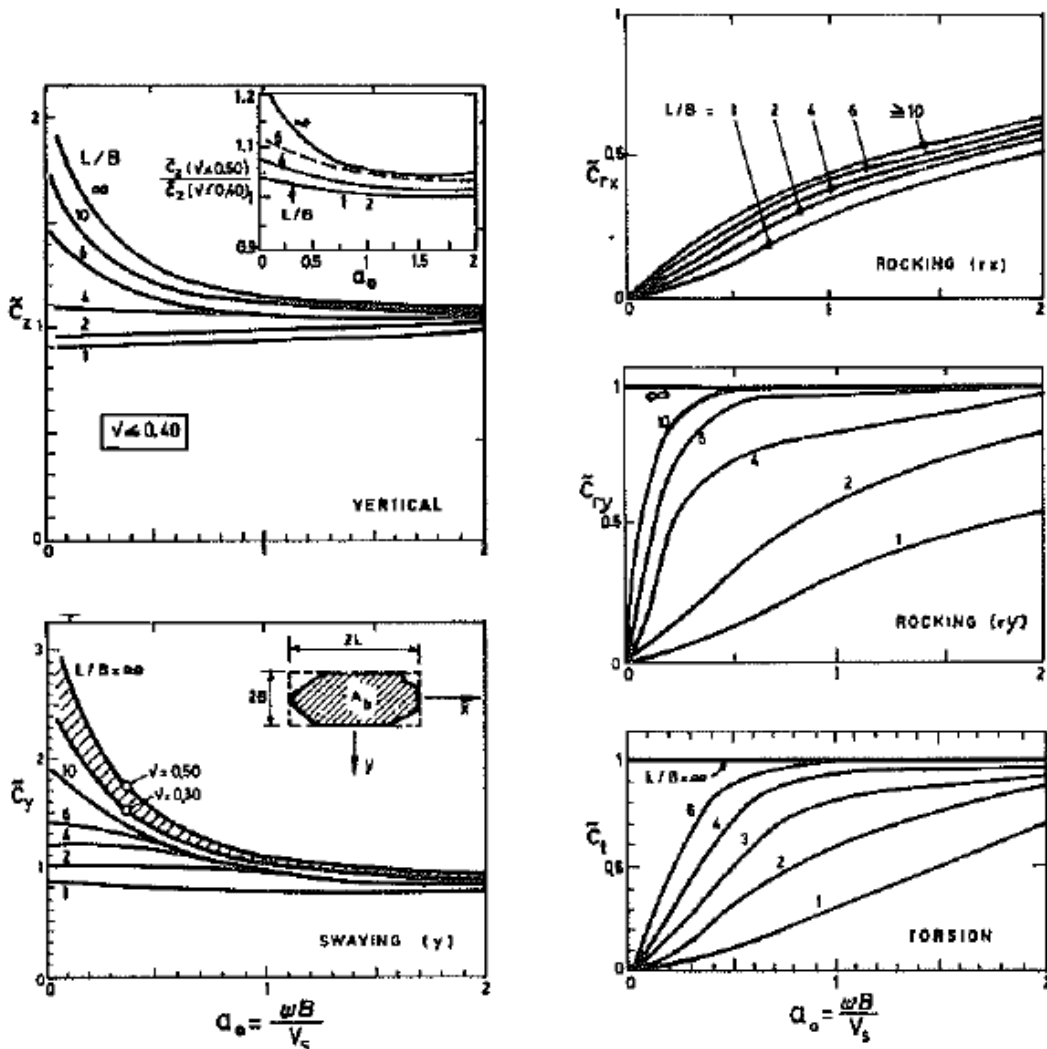
$$C_{ry} = (\rho \cdot V_{La} \cdot I_{by}) \cdot c_{ry} \quad [b. U5]$$

$$C_t = (\rho \cdot V_s \cdot I_{bz}) \cdot c_t \quad [c. U6]$$

Όπου για τον υπολογισμό των όρων αυτών εισάγεται η τιμή:

$$V_{La} = \frac{3.4}{\pi(1-\nu)} V_s \quad , \quad [3. 11]$$

- Όπου V_{La} είναι η φαινόμενη ταχύτητα διάδοσης της συμπίεσης – ως κύματα επέκτασης, κάτω από μια θεμελίωση, σχετιζόμενα με την ταχύτητα διάδοσης των διαμηθικών κυμάτων V_s και το δείκτη Poisson ν του εδάφους, σύμφωνα με τη σχέση των (Gazetas et al, 1985; Dobry and Gazetas, 1986)
- επιπλέον εισάγεται στους υπολογισμούς η πυκνότητα του εδάφους (ρ) και οι επιμέρους συντελεστές c_x, c_y, c_{rx}, c_{ry} , και c_t , όπου υπολογίζονται από το γράφημα του σχήματος 3 – 10 που ακολουθεί ως συνάρτηση του όρου (α_0) που υπολογίστηκε προηγουμένως και του λόγου (L/B).



Σχήμα 3 – 10 : Γραφήματα για τον υπολογισμό των συντελεστών c_z, c_y, c_{rx}, c_{ry} , και c_t (Gazetas, 1991)

Αρχικά έχουμε ως δεδομένο πως το έδαφος αποκρίνεται εξίσου και στις δύο διευθύνσεις u_x και u_y και με δεδομένο πως θα έχουμε τετραγωνική θεμελίωση περιμένουμε να είναι ίσοι μεταξύ τους οι παρακάτω όροι:

$$C_{rx} = C_{ry} \text{ και } C_x = C_y$$

Σε περίπτωση που δεν ισχύει η ισότητα αυτή επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί η μικρότερη από τις δύο προκύπτουσες τιμές, και για τις δύο διευθύνσεις, παραδοχή η οποία είναι συντηρητική.

Στη συνέχεια όπως έγινε και με τον όρο της στατικής ακαμψίας υπολογίζεται ο όρος $C_{i,emb}$ για την εισαγωγή της επιρροής του βάθους έμπηξης στον όρο της απόσβεσης της απόκρισης της θεμελίωσης. Πίνακας 3-6.

Τύπος Δόνησης	Συντελεστής απόσβεσης ακτινοβολίας, C_{emb}
Κατακόρυφη, $i = 1 = z$	$C_{z,emb} = C_z + \rho \cdot V_s \cdot A_w$, όπου $C_z = C_{z, surface}$
Οριζόντια (πλευρική), $i = 2 = y$	$C_{y,emb} = C_y + 4\rho \cdot V_s \cdot B \cdot d + 4 \cdot \rho \cdot V_{La} \cdot L \cdot d$
Οριζόντια (διαμήκης), $i = 3 = x$	$C_{x,emb} = C_x + 4\rho \cdot V_{La} \cdot B \cdot d + 4 \cdot \rho \cdot V_s \cdot L \cdot d$
	όπου $C_y = C_{y, surface}$ και $C_x = C_{x, surface}$
Λικνισμός (περί του διαμήκη άξονα), $i = 4 = rx$	$C_{rx,emb} = C_{rx} + \rho J_{bx}(d/B)\{V_{la}(d^2/B^2) + 3V_s + V_s(B/L)[1+(d^2/B^2)]\} \cdot \eta_r$
Λικνισμός (περί του πλευρικού άξονα), $i = 5 = ry$	$C_{ry,emb}$ υπολογίζεται όπως ο όρος $C_{rx,emb}$ όμως όπου $B=L$
Στρεπτική (περί του κατά- κόρυφου άξονα), $i = 6 = t$	$C_{t,emb} = C_t + 4\rho d[(1/3) V_{La}(L^3+B^3) + V_s BL(L+B)] \cdot \eta_t$
	$\eta_{rx} = 0.25 + 0.65 \cdot \alpha_0^{0.5} (d/D)^{-0.2} (D/B)^{-1/4}$, για η_{ry} όπου $B = L$ $\eta_t = (d/D)^{-0.5} \cdot \alpha_0^2 / [\alpha_0^2 + (1/2)(L/B)^{-1.5}]$

Πίνακας 3 – 6 : υπολογισμός του του τελικού όρου απόσβεσης ακτινοβολίας $C_{i,emb}$ (Gazetas, 1991)

Κατά τον υπολογισμό του όρου αυτού προκύπτουν και κάποιοι παρασιτικοί όροι σύζευξης $C_{x-y, emb}$ και $C_{y-rx, emb}$ μεταξύ των εδαφικών αντιστάσεων, κάτι όμως το οποίο συμβαίνει για μη συμμετρικές θεμελιώσεις και έχει επιρροή για μεγαλύτερα βάθη έμπηξης της θεμελίωσης. Συνεπώς δεν εξετάζεται στην παρούσα εργασία.

Βήμα 2^ο : Υπολογισμός της συνολικής απόσβεσης της επιφανειακής θεμελίωσης (totC)

Με γνωστή τώρα την εδαφική αντίσταση λόγω απόσβεσης ακτινοβολίας και την αντίσταση λόγω ακαμψίας της θεμελίωσης μπορεί να υπολογιστεί ο τελικός όρος της αντίστασης λόγω απόσβεσης (totC) μέσω της σχέσης (3.6) η οποία επαναδιατυπώνεται παρακάτω:

$$- \text{totalC} = C_{i,\text{emb}} + (2 \cdot K / \omega) \cdot \beta , \quad [3.12]$$

Όπου radiationC = $C_{i,\text{emb}}$ τελικώς όπως υπολογίστηκε για κάθε έννοια διέγερσης που αφορά.

Βήμα 3^ο : Υπολογισμός του δείκτη ενεργούς απόσβεσης

Με γνωστό πλέον τον όρο αυτό για κάθε έννοια της διέγερσης μπορούμε να υπολογίσουμε το δείκτη ενεργούς απόσβεσης που εισάγεται στην ανάλυση. Ο δείκτης αυτός (ξ) υπολογίζεται ως συνάρτηση της αντίστασης λόγω ακαμψίας (K) και της αντίστασης λόγω απόσβεσης (totC) ως εξής:

Συντελεστής ενεργούς απόσβεσης μεταφορικών διευθύνσεων

$$\xi_j = \frac{\text{totalC}_j}{2\sqrt{K_j m}} , \quad \text{όπου } j = z, x, y \quad [3.13]$$

Συντελεστής ενεργούς απόσβεσης στροφικών εννοιών

$$\xi_i = \frac{\text{totalC}_i}{2\sqrt{K_i J_p}} , \quad \text{όπου } i = rx, ry, t \quad p = x, y, z$$

[3.14]

- totalC_i και totalC_j είναι οι συντελεστές των εδαφικών αντιστάσεων απόσβεσης που υπολογίστηκαν
- K_i και K_j είναι ο όρος των εδαφικών αντιστάσεων λόγω ακαμψίας όπως υπολογίστηκε
- m είναι η μάζα της θεμελίωσης συμπεριλαμβανομένου του φορτίου της ανωδομής που παραλαμβάνει
- J_p είναι η ροπή αδρανείας της μάζας (γωνιακή μάζα) της θεμελίωσης και των μελών της ανωδομής που της αντιστοιχούν σε όρους Mgr · m², ως προς το κέντρο μάζας της. Επειδή η τιμή αυτή εξαρτάται και από την πλευρική ένταση της κατασκευής, είναι ένα μέγεθος το οποίο δεν είναι σταθερό. Εμείς στην παρούσα εργασία βασιζόμαστε σε μία μέση τέμνουσα δύναμη επί της ανωδομής λόγω σεισμικής διέγερσης και επιφύλασσομαστε για μια επιπλέον αβεβαιότητα.

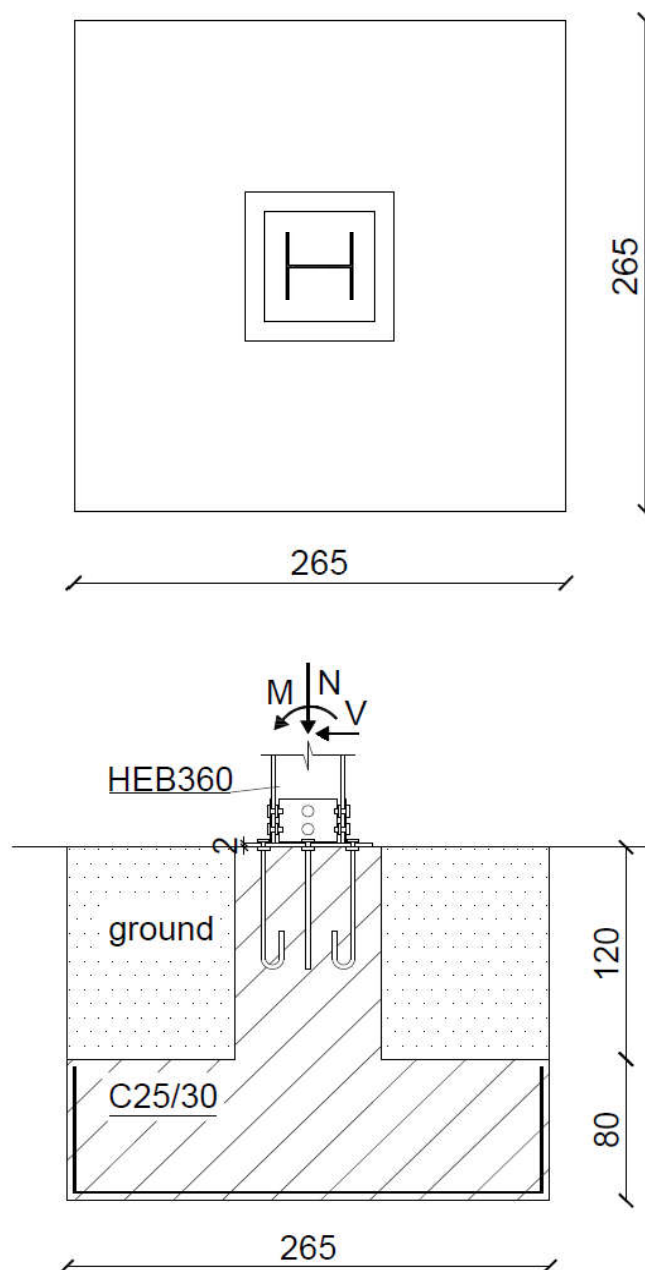
Υπάρχουν και ορισμένοι επιπρόσθετοι όροι σύζευξης μεταξύ των εδαφικών αντιστάσεων αυτών, οι οποίοι εισάγονται για την προσομοίωση κάποιων στροφικών ταλαντώσεων – πέραν του λικνισμού-

που εμφανίζονται σε βαθιές θεμελιώσεις ή πασσάλους, οι οποίοι όμως δεν επηρεάζουν τις αβαθείς θεμελιώσεις, όπως αυτή του επιφανειακού πεδίλου το οποίο εξετάζεται στην παρούσα εργασία.

3. 6. Η αριθμητική εφαρμογή του μονο – κομβικού προσομοιώματος θεμελίωσης

3. 6. α. Γεωμετρία της θεμελίωσης

Η κατασκευή θεωρείται πως θεμελιώνεται με μεμονωμένα πέδιλα τα οποία και προσομοιώνονται κατά την ανάλυση με τις 3 περιπτώσεις που περιγράφηκαν στην αρχή του κεφαλαίου. Τα πέδιλα, αναγκαστικά (ΕΚΟΣ, Ec-2) συνδέονται μεταξύ τους με συνδετήριες δοκούς, η επιρροή των οποίων όμως δε λαμβάνεται υπ' όψιν λόγω της μικρής ακαμψίας τους σε σχέση με τα μεμονωμένα πέδιλα



Σχήμα 3 – 11: Κάτοψη και Τομή αντιπροσωπευτικού θεμελίου της κατασκευής

Στο προηγούμενο σχήμα απεικονίζεται το μεμονωμένο στοιχείο θεμελίωσης της κατασκευής, τα οποίο θεωρείται πως είναι η απώληξη όλων των υποστυλωμάτων της κατασκευής που εξετάζεται:

3. 6. β. Συνοψίζοντας την αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής όπως προσεγγίζεται

Η προσομοίωση της θεμελίωσης μέσω του μονο - κομβικού ελατηρίου που εκτέθηκε παραπάνω, μπορεί να χρησιμοποιηθεί κατά την ανάλυση ως ένα «ελατήριο Hooke» με τη χρήση του οποίου, επιχειρείται η προσέγγιση της επιρροής της αλληλεπίδρασης του εδάφους με την κατασκευή-εισάγοντας τις επιπρόσθετες εδαφικές αντιστάσεις κατά τις έξι (6) κύριες έννοιες που αφορούν, δηλαδή τις u_x , u_y , u_z και θ_{xy} , θ_{yx} και θ_t - στην απόκριση της ανωδομής.

3. 6. γ. Παραδοχές για την εφαρμογή της προσομοίωσης

Προκειμένου να εφαρμοστεί αυτή η διαδικασία εισαγωγής των εδαφικών αντιστάσεων στην απόκριση της κατασκευής, απαιτείται η επίγνωση κάποιων μηχανικών χαρακτηριστικών του εδαφικού στοιχείου στο οποίο εδράζεται η κατασκευή. Απαιτείται λοιπόν να γίνουν κάποιες εκτιμήσεις για τα μηχανικά αυτά χαρακτηριστικά του εδάφους στην περιοχή του έργου. Με βάση αυτές τις εκτιμήσεις και τα βοηθήματα αλλά και τις κατατάξεις των εδαφικών υλικών της βιβλιογραφίας πραγματοποιούνται οι απαιτούμενες αυτές παραδοχές. Ιδιαίτερα διαφωτιστικά ήταν τα στοιχεία που παρέχονται στις σημειώσεις των Θεμελιώσεων τεχνικών Έργων (Καββαδάς, 2008) και τα στοιχεία των Αμερικάνικων Κανονισμών αλλά και άλλες πηγές οι οποίες μνημονεύονται. (Στο **παράρτημα Γ** γίνεται παρουσίαση δεδομένων από τη βιβλιογραφία για τις εδαφικές παραμέτρους)

Προκειμένου να υπάρχει περισσότερη ακρίβεια για τον υπολογισμό αυτών των αντιστάσεων απαιτείται μια τεκμηριωμένη γεωτεχνική διερεύνηση. Επίσης, κάτι τέτοιο απαιτείται φυσικά και στην περίπτωση της πιο πολύπλοκης λύσης κατά την οποία το έδαφος προσομοιώνεται με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων με τη βοήθεια αντίστοιχων προγραμμάτων.

Δυστυχώς τέτοιου είδους διερεύνηση δεν πραγματοποιείται στο συνήθη σχεδιασμό κτιριακών κατασκευών. Μάλιστα είναι δεδομένο πως αυτό γίνεται και κατά την μελέτη νέων κτιρίων από συναδέλφους πολιτικούς μηχανικούς, οι οποίοι ενδεχομένως καλούνται να σχεδιάσουν έργα, σε τοποθεσίες στις οποίες δεν έχουν καν παραβρεθεί.

Πραγματοποιούνται λοιπόν οι παραδοχές που απαιτούνται, με βάση τις τιμές της βιβλιογραφίας, από τις οποίες ορίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης θεμελίωσης. Απαιτείται η γνώση του μέτρου διάτμησης του εδάφους (G) και του δείκτη Poisson (ν) που καθορίζει την ορθοτροπικότητα της συμπεριφοράς του εδαφικού υλικού. Το μέτρο διάτμησης σε συνθήκες ελαστικού ημίχωρου, δηλαδή όταν ισχύουν οι κανόνες της ελαστικής παραμόρφωσης σχετίζεται με το μέτρο ελαστικότητας σε μονοδιάστατη συμπίεση του εδάφους με την εξής σχέση:

$$E = G / [2 (1 + \nu)] \quad [3. 15]$$

Ακόμα εκτιμώνται για το δεδομένο εδαφικό στοιχείο, η συνοχή (c) και η γωνία τριβής (φ) του, χαρακτηριστικά των οποίων η γνώση δεν απαιτείται για τον προσδιορισμό των εδαφικών αντιστάσεων που υπεισέρχονται στην ανάλυση, όμως η γνώση τους είναι απαραίτητη για τη διαστασιολόγηση της θεμελίωσης. Στον πίνακα 3-7 που ακολουθεί εκτίθενται οι τιμές που υιοθετήθηκαν για τα συγκεκριμένα μεγέθη.

G (MPa):	13.00
ν:	0.4

c (kPa)	41.5
φ (rad)	0.206

Πίνακας 3 – 7 : Παραδοχές για τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδαφικού στοιχείου

Μια άλλη παράμετρος που υπεισέρχεται στους υπολογισμούς είναι η ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων (V_s). Καθώς το έδαφος θεωρείται ως ελαστικός ημίχωρος, μπορεί να υπολογιστεί σύμφωνα με τη σχέση :

$$V_s = (G / \rho)^{0.5} , \quad [3. 16]$$

όπου ρ είναι η πυκνότητα του εδαφικού στοιχείου. Πρόκειται για καθοριστική παράμετρο αυτής της ιδιότητας του υλικού, καθώς είναι μια εκτιμήτρια των κενών μεταξύ των πόρων ή των ασυνεχειών (σε περίπτωση που είναι βραχώδες υλικό) καθώς μπορεί να καθορίσει μεγάλη διαφορά στην διάδοση των διατμητικών κυμάτων ακόμα και για εδαφικά στοιχεία του ίδιου υλικού (Σοφιανός & Νομικός, 2008).

Πραγματοποιείται σύγκριση με διάφορες πηγές και πίνακες- που επισυνάπτονται συγκεντρωμένοι στο Παράρτημα Γ- της βιβλιογραφίας και εκλέγονται τελικώς για την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων και την πυκνότητα οι τιμές του πίνακα 3-8. τελικώς:

V_s (m/s ²)	100
ρ (Mg/m ³)	1.3

Πίνακας 3 – 8 : Παραδοχές - πυκνότητα και ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων του εδαφικού στοιχείου

Θα μπορούσαμε να πούμε για το στοιχείο αυτό πως είναι μια άργιλος με ιδιαίτερα πτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά...

Επίσης, θεωρείται πως πρόκειται για έναν ενιαίο εδαφικό σχηματισμό ο οποίος μπορεί να προσεγγιστεί ως ελαστικός ημίχωρος κατά τους υπολογισμούς.

Αδρομερώς από το φάσμα σχεδιασμού και για τις 3 αυτές καταγραφές οι οποίες χρησιμοποιούνται κατά την ανάλυση προκύπτει επικρατούσα περίοδος γύρω στην τιμή $T = 0.28 - 0.45s$. (Τα ελαστικά φάσματα σχεδιασμού που προέκυψαν από τις σεισμικές καταγραφές εκτίθενται στο επόμενο κεφάλαιο που αφορά την ανάλυση χρονοϊστορίας της κατασκευής.) Για την τιμή αυτή της περιόδου και για ημιπλάτος $B = 1.35m$ προκύπτει:

$$\alpha_0 \approx 0.28 \quad \Rightarrow \quad \alpha_0^2 \approx 0.08$$

Υπολογισμός τελικώς των τιμών των συντελεστών ακαμψίας και απόσβεσης: Από τις σχέσεις που εκτέθηκαν παραπάνω και για τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της θεμελίωσης που παρουσιάστηκε, υπολογίζονται οι εδαφικές αντιστάσεις, οι οποίες εισάγονται στο προσομοίωμα της κατασκευής κατά την ανάλυση. Επί της ουσίας μπορεί να λεχθεί πως το βάθος έμπηξης προσδίδει μια αύξηση της τάξης του 25 – 30% στον όρο της ακαμψίας, ενώ εισάγει έως και 3πλασιασμό της αντίστασης λόγω απόσβεσης. Η ενεργός απόσβεση για το στροφικά ελατήρια προκύπτει γενικώς μικρή λόγω της μεγάλης ροπής αδρανείας της μάζας της ανωδομής. Τέλος η τιμή του συντελεστή δυναμικής ακαμψίας έχει σαν αποτέλεσμα μια απομείωση της τάξης του 10% των αντιστάσεων των στροφικών ελατηρίων. Τα αποτελέσματα που εισάγονται στην ανάλυση παρουσιάζονται στους πίνακες 3 – 9 και 3 – 10.

Τύπος Δόνησης	Τελική τιμή δυναμικής ακαμψίας, K_i
Κατακόρυφη, $i = 1 = z$	164245.3 kN/m
Οριζόντια (πλευρική), $i = 2 = y$	237825.6 kN/m
Οριζόντια (διαμήκης), $i = 3 = x$	237825.6 kN/m
Λικνισμός (περί του διαμήκη άξονα), $i = 4 = rx$	399925.0 kNm / rad
Λικνισμός (περί του πλευρικού άξονα), $i = 5 = ry$	399925.0 kNm / rad
Στρεπτική (περί του κατά- κόρυφου άξονα), $i = 6 = t$	17750.7 kNm / rad

Πίνακας 3 – 9 : Δυναμική ακαμψία μετακινησιακών και στροφικών ελατηρίου μονο – κομβικού προσομοιώματος

Τύπος Δόνησης	Ενεργός Απόσβεση, ξ_j
Κατακόρυφη, $j = 1 = z$	0.198
Οριζόντια (πλευρική), $j = 2 = y$	0.167
Οριζόντια (διαμήκης), $j = 3 = x$	0.167
Λικνισμός (περί του διαμήκη άξονα), $j = 4 = rx$	0.050
Λικνισμός (περί του πλευρικού άξονα), $j = 5 = ry$	0.050
Στρεπτική (περί του κατά- κόρυφου άξονα), $j = 6 = t$	0.103

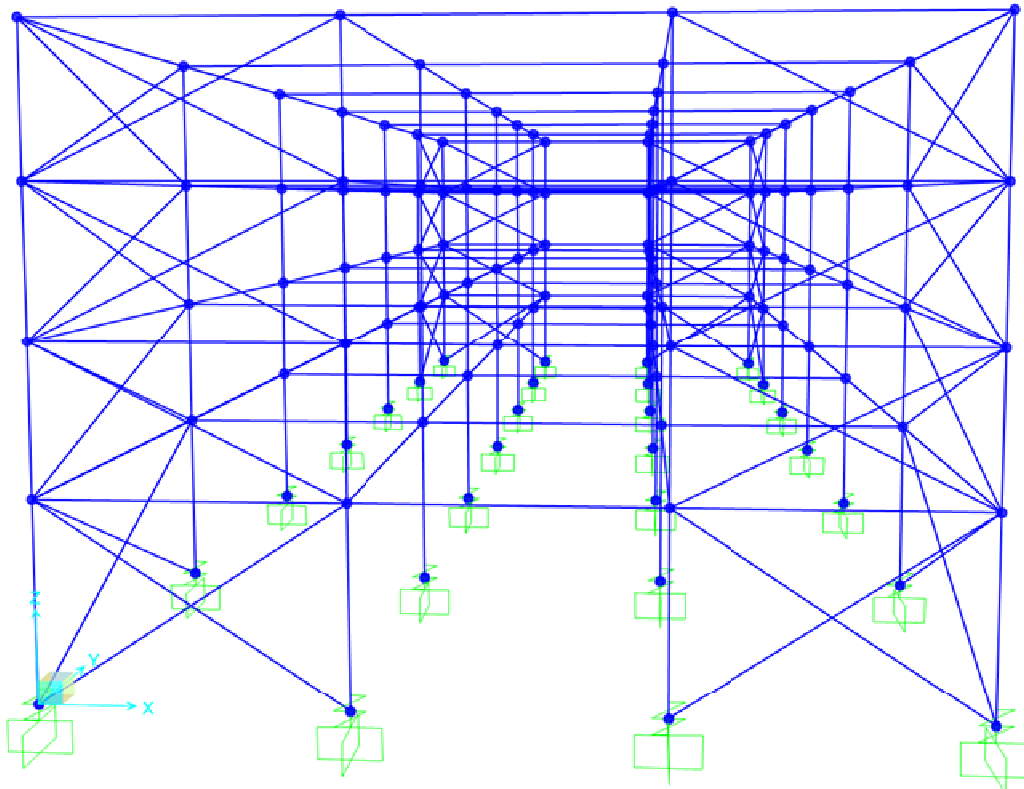
Πίνακας 3 – 10 : Τιμή της ενεργούς απόσβεσης του μονο – κομβικού προσομοιώματος

3. 6. δ. Εισαγωγή των Εδαφικών αντιστάσεων στο προσομοίωμα της ανάλυσης

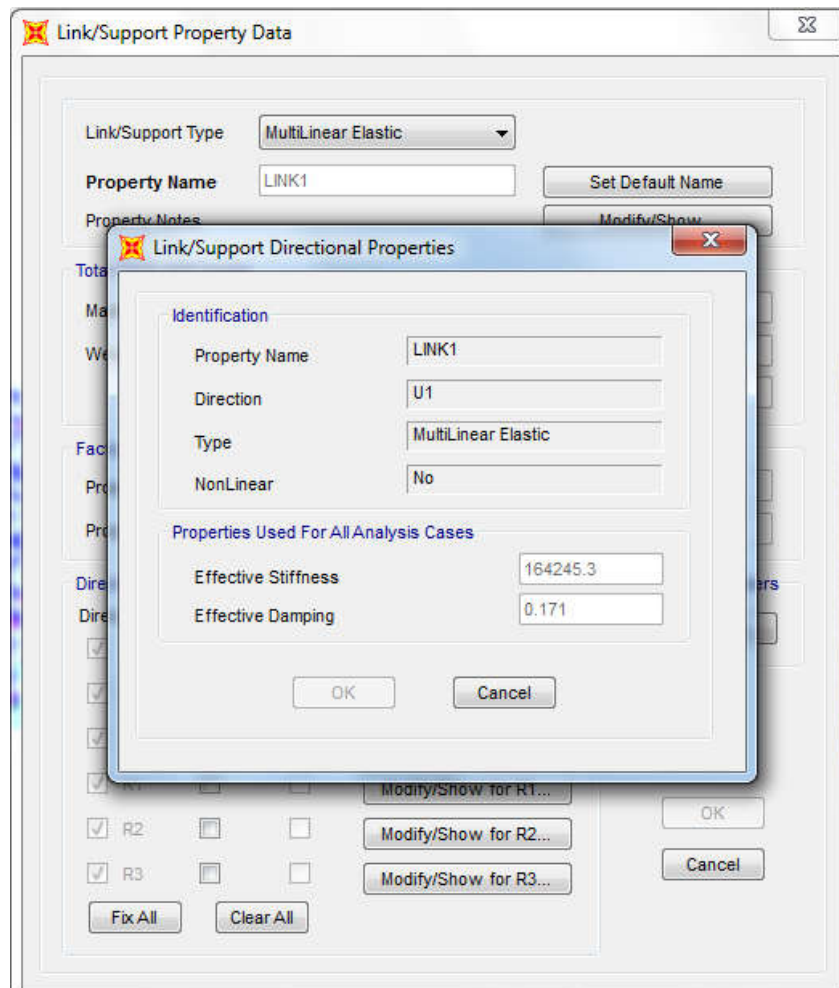
Οι εδαφικές αντιστάσεις λαμβάνονται υπ' όψιν κατά την ανάλυση τρωτότητας της κατασκευής και συγκεκριμένα για τη δεύτερη περίπτωση που εξετάζεται. Δεδομένου ότι το έδαφος, με βάση την ελλiptή γεωτεχνική διερεύνηση, προσομοιώνεται ως ελαστικός ημίχωρος, ενώ επίσης θεωρείται πως έχουν γίνει οι απαιτούμενοι έλεγχοι ώστε να μην έχουμε κάποια αστοχία του υπόβαθρου της κατασκευής. Το έδαφος που θεωρείται ως υπόβαθρο είναι μια μέσης έως πτωχής ποιότητας αργίλου, για την οποία όμως γίνεται η παραδοχή πως δεν κινδυνεύει από ρευστοποίηση για τα φορτία της ανωδομής. Η παραδοχή αυτή, όπως και η γενικότερη παραδοχή της παρούσας εργασίας είναι ότι το έδαφος δε θα υποστεί παραμορφώσεις 2ας τάξεως, δηλαδή ότι θα παραμείνει στην ελαστική περιοχή για όλο το διάστημα της φόρτισης. Αρκούμεστε στο γεγονός ότι η διαστασιολόγηση της θεμελίωσης γίνεται σύμφωνα με τις ισχύουσες διατάξεις του Ec – 7 (Παράρτημα Β). Από κει κι ύστερα μια ενδεχόμενη μη γραμμική απόκριση του εδάφους δεν μπορεί να αποκλειστεί και αποτελεί ένα φαινόμενο που θα έχει έντονη επιρροή στην απόκριση της ανωδομής, αν και δεν είναι σύνθητες στις κτιριακές κατασκευές. Αποτελεί δε αντικείμενο ποικίλων ερευνών, ενώ **δεν ισχύει πάντοτε η γενικώς αποδεκτή άποψη ότι είναι πάντοτε ευμενής για την απόκριση της ανωδομής.**

Με βάση τις παραδοχές αυτές, πραγματοποιείται η χρήση ελαστικών εδαφικών ελατηρίων. Εισάγονται στο μοντέλο με τη χρήση NLP Links μικρού μήκους τα οποία είναι δεσμευμένα στο ένα άκρο τους και συνδέονται με συνεχείς κόμβους με την κατασκευή ώστε να εισάγουν τις εδαφικές αντιστάσεις που υπολογίστηκαν. Πιο συγκεκριμένα εισάγονται οι τιμές της ελαστικής αντίστασης λόγω ακαμψίας K, αλλά και οι τιμές λόγω του συντελεστή απόσβεσης απ' ευθείας κατά την προσομοίωση

των ελατηρίων αυτών. Οι τιμές αυτές της απόσβεσης αφορούν την απόσβεση της απόκρισης της θεμελίωσης, δε σχετίζονται με την απόσβεση της ανωδομής ($\zeta = 4\%$ γενικώς για μεταλλικές κατασκευές) και αφορούν αποκλειστικά την συμπεριφορά των εδαφικών ελατηρίων, όπως περιγράφηκε προηγουμένως, που αντικαθιστούν την εδαφική στρώση της θεμελίωσης, αλλά και την ίδια τη θεμελίωση.



Σχήμα 3 – 12 : Ο φορέας με στοιχεία NLP Links στη βάση του για την προσομοίωση της Αλληλεπίδρασης Εδάφους - Κατασκευής

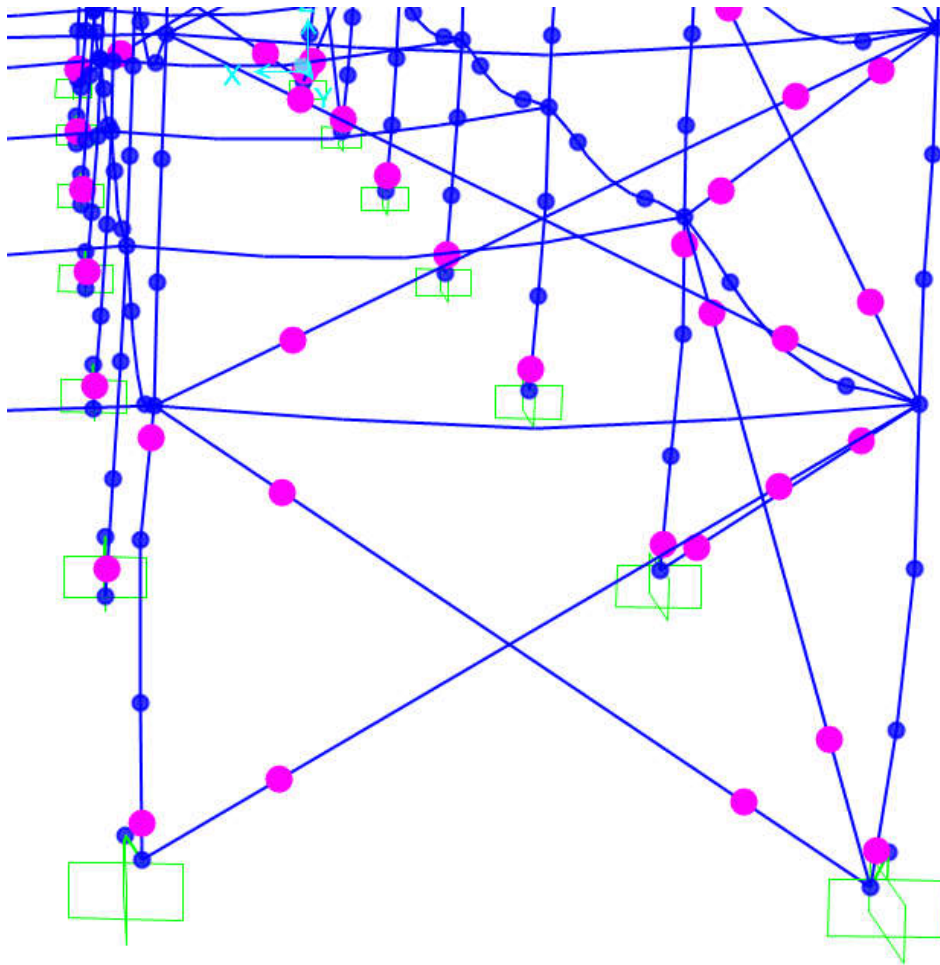


Σχήμα 3 – 13 : Πλαίσιο διαλόγου του SAP2000 όπου εισάγονται οι εδαφικές αντιστάσεις

Στο σχήμα 3-13 περιγράφεται ο τρόπος εισαγωγής των εδαφικών αντιστάσεων στο προσομοίωμα της ανάλυσης για τις αντιστάσεις (impedances) κατά την κατακόρυφη μεταφορική έννοια, όπου, όπως και στο κείμενο, ορίζεται ως $U_1 = U_z$. Με τον ίδιο τρόπο εισάγονται οι εδαφικές αντιστάσεις και κατά τις υπόλοιπες κύριες έννοιες.

Έγινε, επίσης, η προσπάθεια να ληφθεί υπ' όψιν η μη γραμμική η συμπεριφορά των εδαφικών ελατηρίων, μετά τις τιμές αστοχίας που υπολογίζονται στο παράρτημα Α, όμως λόγω της πολυπλοκότητας που εισάγεται, αλλά και λόγω της αβεβαιότητας της επίλυσης, δεν παρουσιάζονται κατά το παρόν.

Στο ακόλουθο σχήμα απεικονίζονται ευκρινέστερα τα εδαφικά ελατήρια της βάσης του φορέα, και μάλιστα, υπό τυχαία διέγερση, σε κάποιο βήμα της ανάλυσης χρονοϊστορίας που δεν αφορά. Όπως φαίνεται η πλαστικοποίηση των μελών της ανωδομής προσομοιάζεται με πλαστικές αρθρώσεις (τύπου Hinges) αυτό όμως θα εξεταστεί στο Κεφάλαιο 4 του παρόντος αναλυτικά.



Σχήμα 3 – 14 : Αντιπροσωπευτική παραμορφωμένη κατάσταση των εδαφικών ελατηρίων κάτω από τυχούσα σεισμική διέγερση

4. Επαυξητική Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση

4.1 Ανάλυση χρονοϊστορίας με διαδοχικές αριθμητικές ολοκληρώσεις της εξίσωσης κίνησης

4.1.α Γενικά

Το δυναμικό βέλος κατασκευής $u(t)$ είναι δυνατόν να προσδιοριστεί με απ' ευθείας αριθμητική ολοκλήρωση της εξίσωσης κινήσεως.

Έχουν αναπτυχθεί πολλές αριθμητικές μέθοδοι, οι πιο γνωστές από τις οποίες είναι η μέθοδος των κεντρικών διαφορών (Central Difference Method), η μέθοδος Houbold, η μέθοδος θ του Wilson (Wilson θ – method) και η μέθοδος του Newmark. Με τις μεθόδους αυτές το δυναμικό βέλος υπολογίζεται βήμα προς βήμα.

Εκκινούν με το δεδομένο ότι το βέλος $u(0)$, η ταχύτητα $d[u(0)]/dt$ και η επιτάχυνση $d^2[u(0)]/dt^2$ είναι γνωστά κατά τη χρονική στιγμή $t = 0$ και στη συνέχεια υπολογίζονται τα μεγέθη αυτά στις χρονικές στιγμές $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots$ όπου Δt μικρό χρονικό διάστημα.

Η ανάπτυξη των μεθόδων αυτών βασίζεται σε δύο παραδοχές:

1. Η διαφορική εξίσωση κινήσεως ικανοποιείται σε διακεκριμένες χρονικές στιγμές που απέχουν μεταξύ τους κατά Δt , σε αντίθεση με τις αναλυτικές, στις οποίες η εξίσωση ικανοποιείται στην τυχούσα χρονική στιγμή t . Αυτό σημαίνει ότι η ισορροπία όλων των δυνάμεων, αδρανειακών, αποσβέσεως, ελαστικών και εξωτερικών, εξασφαλίζεται μόνο σε διακεκριμένες χρονικές στιγμές μέσα στο χρονικό διάστημα που αναζητούμε τη λύση.
2. Το βέλος, η ταχύτητα και η επιτάχυνση σε κάθε χρονικό διάστημα Δt μεταβάλλονται σύμφωνα με κάποιον γνωστό νόμο. Η ακρίβεια, η ευστάθεια και η αποτελεσματικότητα της λύσεως εξαρτώνται από την παραδοχή του νόμου μεταβολής του βέλους, της ταχύτητας και της επιτάχυνσης στο χρονικό διάστημα Δt και από το μέγεθος του χρονικού διαστήματος Δt .

Δύο από τις πιο γνωστές και εύχρηστες μεθόδους ολοκλήρωσης της εξίσωσης κινήσεως είναι:

-> Η μέθοδος των κεντρικών διαφορών

-> Η μέθοδος της μέσης επιτάχυνσης (η οποία είναι γνωστή και ως μέθοδος Newmark με $\beta=1/4$)

4.1.β Σφάλματα στην αριθμητική ολοκλήρωση

Τα σφάλματα που εμφανίζονται κατά την αριθμητική ολοκλήρωση της εξίσωσης κίνησης μπορούν να καταταγούν σε τρεις κατηγορίες:

1. Σφάλμα στρογγυλοποίησης που οφείλεται σε επαναλαμβανόμενους υπολογισμούς συνεπεία μικρού βήματος ολοκλήρωσης.

2. Σφάλμα αποκοπής κατά την προσέγγιση των $u(t + \Delta t)$ και $du(t + \Delta t)/dt$ με πεπερασμένο αριθμό όρων του αναπτύγματος τους σε σειρά Taylor.
3. Σφάλμα που εισάγεται από την αντικατάσταση της διαφορικής εξίσωσης με εξίσωση διαφορών.

Για να μελετήσουμε την ευστάθεια της αριθμητικής μεθόδου πρέπει να γνωρίζουμε την επιρροή του σφάλματος που εισάγεται σε ένα βήμα, στο αμέσως επόμενο του. **Εάν το σφάλμα τείνει να αυξάνει, τότε η λύση ξεπερνά σύντομα κάθε άνω φράγμα και παύει να έχει νόημα.** Η μελέτη της ευστάθειας των αριθμητικών μεθόδων ολοκληρώσεως της διαφορικής εξίσωσης κίνησης και γενικότερα προβλημάτων αρχικών τιμών διαφορικών εξισώσεων διευκολύνεται με τη χρήση των εξισώσεων διαφορών.

4.1. γ. Η μη γραμμικότητα διακρίνεται σε δύο είδη :

-> στη γεωμετρική μη γραμμικότητα, η οποία οφείλεται σε μεγάλες παραμορφώσεις και

->στη μη γραμμικότητα υλικού, η οποία οφείλεται σε μη γραμμικές καταστατικές εξισώσεις.

Αναλυτικές μέθοδοι επίλυσης της μη γραμμικής εξίσωσης κίνησης είναι δύσκολες και απαιτούν εκτεταμένη μαθηματική μελέτη των μη γραμμικών διαφορικών εξισώσεων. Ακριβείς λύσεις είναι γνωστές για σχετικά λίγες περιπτώσεις και η γνώση της μη γραμμική απόκρισης των μονοβάθμιων συστημάτων προέρχεται από προσεγγιστικές, γραφικές και, πρόσφατα κυρίως, από αριθμητικές μεθόδους. Μεταξύ αυτών δεσπόζουσα θέση κατέχει η μέθοδος Runge-Kutta.

Η δυναμική απόκριση των μη γραμμικών συστημάτων μπορεί να μελετηθεί αποτελεσματικά απαιτώντας την ικανοποίηση της εξίσωσης κίνησης :

$$\rightarrow m \left(\frac{d^2u}{dt^2} \right) + f_D \left(\frac{du}{dt} \right) + f_S (u) = p(t) \quad [4.1]$$

σε διακεκριμένες χρονικές στιγμές, που απέχουν μεταξύ τους κατά Δt χρησιμοποιώντας τις βήμα προς βήμα μεθόδους ολοκλήρωσης που αναφέρονται προηγουμένως (Κατσικαδέλης, 2012).

4.1. δ Κίνηση του Εδάφους - Σεισμός

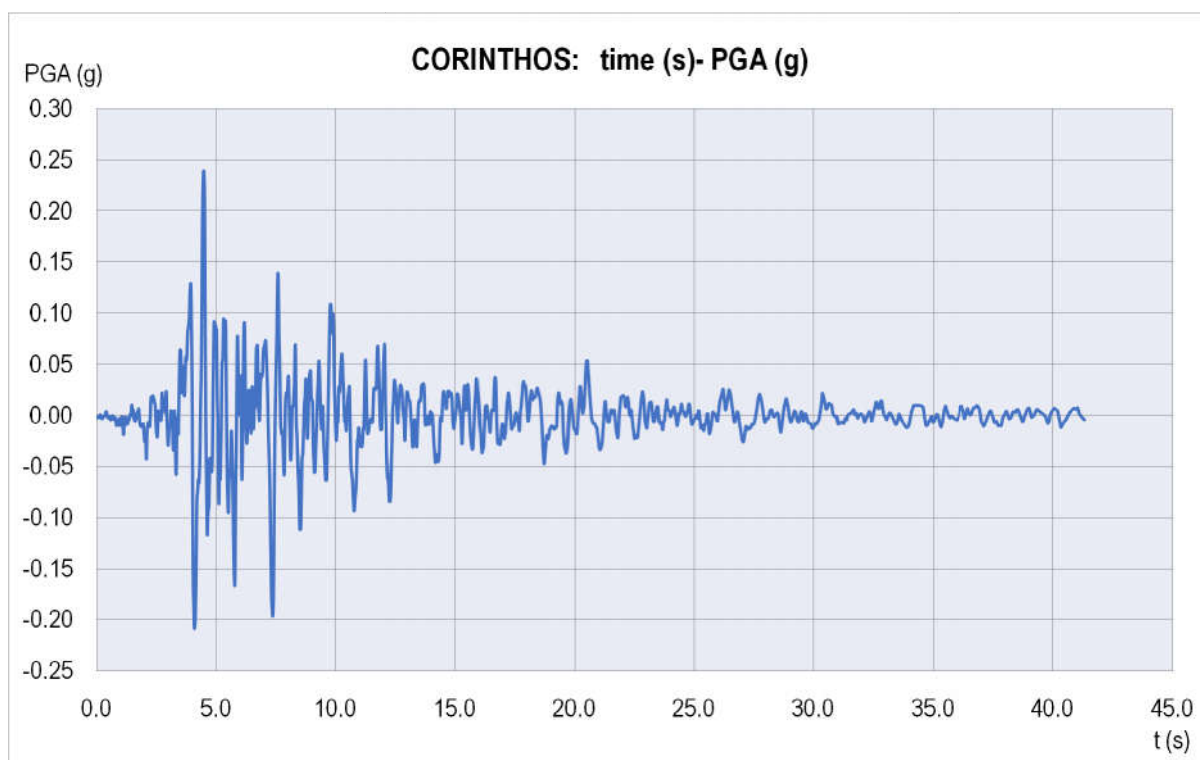
Για την συνήθη αυτή περίπτωση δυναμικής φόρτισης κτιριακής κατασκευής, που εξετάζεται κατά το παρόν, η εξίσωση κίνησης της κατασκευής έχει την ακόλουθη μορφή:

$$\rightarrow m \cdot \frac{d^2u}{dt^2} + c \cdot \frac{du}{dt} + k \cdot u = p(t), \text{ όπου } p(t) = m \cdot \frac{d^2u_g}{dt^2} \quad [4.2]$$

Η επιρροή της κινήσεως του εδάφους δεν εξαρτάται άμεσα από τη μετατόπιση του εδάφους αλλά από την επιτάχυνσή της, Άρα η δυναμική απόκριση του φορέα σε σεισμική κίνηση μπορεί να μελετηθεί εάν

είναι γνωστό το **επιταχυνσιογράφημα** του σεισμού. Παρακάτω (σχήμα 4 -1) παραθέτεται ενδεικτικά ένα επιταχυνσιογράφημα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση της κατασκευής.

Πρέπει να σημειωθεί ότι οι αρχικές συνθήκες, δηλαδή οι ποσότητες $u(0)$ και $d[u(0)]/dt$ είναι διαφορές του μηδενός όταν $u_g(0)$ και $d[u_g(0)]/dt$ είναι διαφορές του μηδενός, έστω και αν το σύστημα βρίσκεται σε ηρεμία κατά την χρονική στιγμή $t = 0$. Οι αρχικές συνθήκες εισάγονται στη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας, καθώς λαμβάνονται ως αρχικές συνθήκες, οι παραμορφώσεις των στοιχείων του φορέα που προκύπτουν από την κατακόρυφη (ανελαστική) φόρτιση με τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού σχεδιασμού ($G + 0.3Q$).



Σχήμα 4-1: επιταχυνσιογράφημα κατά X του σεισμού της Κορίνθου

4.1. ε. Διαδικασία που ακολουθείται για την ανάλυση χρονοϊστορίας

Επιγραμματικά, κατά τη δυναμική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο ενσωματώνει ανελαστικούς νόμους φορτίου-παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Στον φορέα εφαρμόζεται σεισμική φόρτιση με την μορφή επιταχυνσιογραφημάτων εδαφικών κινήσεων, από όπου υπολογίζεται μέσω επαναληπτικής διαδικασίας η απόκριση του φορέα. Τα αποτελέσματα της μεθόδου θα πρέπει να ελέγχονται σε κάθε περίπτωση και αν κρίνεται απαραίτητο να μειώνεται το χρονικό βήμα της ολοκλήρωσης. Με αυτό τον τρόπο είναι δυνατό να μειωθούν κάποιοι παράγοντες, όπως για παράδειγμα η απότομη μείωση της δυσκαμψίας από ένα βήμα στο επόμενο, που επηρεάζουν την ακρίβεια των αποτελεσμάτων. Η

διόρθωση της λύσης σε κάθε χρονικό βήμα γίνεται μέσω της επαναληπτικής διαδικασίας σύγκλισης Newton – Raphson.

Ανάλυση χρονοϊστορίας άμεσης ολοκλήρωσης είναι μια μη γραμμική δυναμική αναλυτική διαδικασία, κατά την οποία οι εξισώσεις ισορροπίας της κίνησης ολοκληρώνονται πλήρως καθώς η κατασκευή υπόκειται σε δυναμική φόρτιση. Η ανάλυση περιλαμβάνει την ολοκλήρωση των ιδιοτήτων και καταστατικών κανόνων των επιμέρους δομικών στοιχείων σε σειρά χρονικών βημάτων, τα οποία είναι μικρά σε σχέση με τη διάρκεια της φόρτισης. Η εξίσωση κίνησης προς ικανοποίηση είναι η ακόλουθη:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t) \quad [4.3]$$

Όπου, $M = [M]$ και πρόκειται για το μητρώο μάζας του χωρικού πλαισίου που αποτελεί το προσομοίωμα της κατασκευής συμπεριλαμβανομένων των διαφραγμάτων (πλάκες), οι μάζες των οποίων εισάγονται στους επιμέρους κόμβους αρχής και τέλους των διακριτών στοιχείων δοκών. Τα διακριτά στοιχεία αυτά, στη σύλληψη και απλούστερη εφαρμογή της μεθόδου αναφέρονται στο συνολικό μήκος έκαστου δομικού στοιχείου, όμως οι ικανότητες των πεπερασμένων στοιχείων μας δίνουν τη δυνατότητα τα δομικά στοιχεία να χωρίζονται σε περισσότερα τμήματα (π.χ. 4 κατά X και 6 κατά Y στην παρούσα ανάλυση) ανάλογα με το επιθυμητό επίπεδο ακρίβειας της ανάλυσης και τον επιδιωκόμενο υπολογιστικό φόρτο.

$C = [C]$ είναι το μητρώο απόσβεσης της κατασκευής όπως υπολογίζεται από τις διάφορες ημι-αναλυτικές αριθμητικές μεθόδους (π.χ. Rayleigh με αναλογικό μητρώο απόσβεσης όπου είναι εφικτό) και αφορά κυρίως την ελαστική περιοχή του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή. Κατά την παρούσα εργασία δεν έγινε κάποια περαιτέρω διερεύνηση για τον ακριβέστερο υπολογισμό της απόσβεσης της κατασκευής παρά θεωρήθηκε πως γίνεται μια ισοκατανομή της απόσβεσης 4% που αποτελεί το μέγεθος της ιξώδους απόσβεσης που μπορεί να λαμβάνεται κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό (ΕΑΚ, EC – 8) για μεταλλικές κατασκευές με κοχλιωτές συνδέσεις.

$K = [K]$ και πρόκειται για το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής όπως υπολογίζεται για το χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής, ανάλογα με τις επιμέρους ακαμψίες και συνθήκες στήριξης των δομικών στοιχείων. Στην περίπτωση της μη γραμμικής ανάλυσης του φορέα, ο όρος αυτός δεν είναι σταθερός για κάθε χρονικό βήμα, καθώς διαρρέουν (μεταβαίνουν στη μη γραμμική περιοχή) τα επιμέρους μέλη και επομένως το μητρώο ακαμψίας πρέπει να υπολογίζεται σε κάθε βήμα.

Τέλος $F(t)$ είναι η εξωτερική δύναμη που ασκείται στην κατασκευή, όπου πρόκειται για τη σεισμική δύναμη που εισάγεται μέσω της επιτάχυνσης της βάσης της κατά την επιτάχυνση που ορίζει το επιταχυνσιογράφημα της φόρτισης για κάθε χρονικό βήμα, όπως προκύπτει από την (4.2).

Τα παραπάνω μητρώα υπολογίζονται ως προς το κέντρο μάζας της κατασκευής.

4. 1. στ. Συνθήκες ευστάθειας

Για προβλήματα με καλή συμπεριφορά συστήνεται η χρήση της μεθόδου Newmark με $\beta = 1/4$, η οποία απορρέει στην μέθοδο σταθερής μέσης επιτάχυνσης, ενώ για συστήματα με προβλήματα σύγκλισης συστήνεται η μέθοδος των Hilber-Hughes-Taylor με $0 < \alpha \leq -1/3$. Κατά την εφαρμογή αυτής της μεθόδου και με $\alpha = 0$ η ισοδυναμία γίνεται ταυτόσημη με την μέθοδο μέσης επιτάχυνσης, οπότε η μέθοδος (HHT) είναι επαρκής για όλα τα προβλήματα. Όλοι οι κόμβοι πρέπει να έχουν μάζα, ενώ μπορεί να προστεθεί και στροφική μάζα ώστε το σύστημα να έχει καλύτερη δυναμική απόκριση.

Πρέπει να ληφθεί η μικρότερη ιδιοπερίοδος της κατασκευής και να συγκριθεί με το χρονικό βήμα που λαμβάνεται ώστε να εξασφαλιστεί ότι δε θα υπάρχουν προβλήματα αστάθειας και αυτό γίνεται με ιδιομορφική ανάλυση των κατώτερων ιδιομορφικών περιόδων.

4.1. ζ. Φάσματα Σχεδιασμού

Από τα επιταχυνσιογραφήματα που προκύπτουν από τις καταγραφές των κατά καιρούς σεισμικών γεγονότων μπορούν να προκύψουν τα φάσματα σχεδιασμού τα οποία υιοθετούνται από τους εκάστοτε κανονισμούς. Από το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού της Κορίνθου προκύπτει το ακόλουθο φάσμα σχεδιασμού.



Σχήμα 4-2: φάσμα σχεδιασμού της σεισμικής διέγερσης κατά X του σεισμού της Κορίνθου

4.2 Επαυξητική μη γραμμική Δυναμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας

4.2.α. Γενικά

Πρόκειται για την επέκταση της χρονικής ολοκλήρωσης της εξίσωσης κίνησης της κατασκευής όπως περιγράφεται παραπάνω, μόνο που πλέον, η ανάλυση πραγματοποιείται διαδοχικά με την επαύξηση της φόρτισης μέσω κατάλληλου συντελεστή $\lambda \in (0, +\infty)$, προκειμένου να εκτιμηθεί η απόκριση του φορέα για ένα εύρος τιμών φόρτισης, που εκτείνεται από χαμηλές τιμές μέχρι και την αστοχία. Για κάθε επίλυση (δεδομένη σεισμική διέγερση ανάλογα με το λ) υπολογίζεται το μέγεθος εσωτερικής έντασης που εξετάζεται. Συνήθως πρόκειται για κάποιο παραμορφωσιακό μέγεθος (όπως η σχετική μετακίνηση των ορόφων, η καμπυλότητα κάποιων δομικών μελών του φορέα ή ακόμα και η μετατόπιση της οροφής). Με τον τρόπο αυτό εξάγεται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής, κατ' αναλογία με την ευρύτερα διαδεδομένη επαυξητική στατική ανάλυση των κατασκευών (Pushover).

Προκύπτει έτσι η πληροφορία για την αναμενόμενη σεισμική απόκριση της κατασκευής. Το σκεπτικό της μεθόδου έχει αναφερθεί ήδη το 1977 από τον Μπερτέρο, και έχει εμφανιστεί στην εργασία πολλών ερευνητών όπως αναφέρεται από τους Βαμβάτσικο και Cornell (2003).

Η σπουδή της IDA (incremental Dynamic Analysis) είναι πλέον μια μέθοδος ευρέως εφαρμοζόμενη με πλήθος στόχων, όπου μέσα στους οποίους περιλαμβάνονται:

1. Η ενδελεχής κατανόηση του εύρους της απόκρισης ή «απαιτήσης» ως προς το εύρος των ενδεχόμενων επιπέδων μιας καταγραφής εδαφικής κίνησης.
2. Η καλύτερη κατανόηση των συμπερασμάτων της απόκρισης κατασκευών σε σπανιότερα / ισχυρότερα επίπεδα εδαφικής κίνησης.
3. Η καλύτερη κατανόηση των αλλαγών στη φύση της δομητικής απόκρισης καθώς η ένταση της εδαφικής κίνησης αυξάνει.
4. Η παραγωγή εκτιμητριών της δυναμικής αντίστασης του καθολικού δομικού συστήματος
5. Τελικά, δεδομένης μιας IDA πολλών καταγραφών, πόσο ευσταθή ή μεταβλητά είναι όλα αυτά τα δεδομένα από το ένα επίπεδο εδαφικής κίνησης στο άλλο.

Σε γενικές γραμμές το ζητούμενο είναι μια ρεαλιστικότερη πρόβλεψη της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής από αυτήν που προκύπτει από την στατική επαυξητική ανάλυση.

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου εμφανίζονται ένα πλήθος δυσχερειών που αφορούν:

1. το πλήθος των καταγραφών ώστε να είναι αντιπροσωπευτική η ανάλυση για την κατασκευή,
2. την επιλογή των κατάλληλων καταγραφών ώστε να λαμβάνεται υπ' όψιν η πραγματική σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής του έργου,

3. την ρεαλιστική και ορθολογική επιλογή των προσομοιωμάτων της κατασκευής, δεδομένου του μεγάλου υπολογιστικού φόρτου που απαιτείται για μια τέτοια επίλυση.
4. Η IDA συνίσταται να εφαρμόζεται σε μη κανονικές κατασκευές, οι οποίες δε μπορούν να προσεγγιστούν επαρκώς με την προσέγγιση του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή. Και πάλι όμως σε μη κανονικές κατασκευές εισάγεται πλήθος αβεβαιοτήτων κατά την δυναμική επίλυση του στατικού προσομοιώματος της κατασκευής.

4. 2. β. Απαιτούμενοι Ορισμοί

Συνοψίζονται παρακάτω οι απαιτούμενοι ορισμοί για την εφαρμογή της μεθόδου σύμφωνα με τους (Vamvatsikos & Cornell, 2003). Επίσης, περιγράφεται και ο τρόπος εφαρμογής της μεθόδου κατά την παρούσα εργασία:

i. **Ορισμός του συντελεστή κλιμάκωσης λ** με τον οποία επαυξάνονται (ή απομειώνονται) τα επιταχυνσιογραφήματα με τα οποία διεγείρεται η κατασκευή:

Πρόκειται για έναν θετικό πραγματικό αριθμό ο οποίος χρησιμοποιείται ως συντελεστής για την επαύξηση ($\lambda > 1$) ή την απομείωση ($\lambda < 1$) της σεισμικής έντασης που αναφέρεται σε δεδομένο επιταχυνσιογράφημα. Πρόκειται δηλαδή για έναν συντελεστή με τον οποίο πολλαπλασιάζονται οι τιμές της σεισμικής έντασης ενός φυσικού επιταχυνσιογραφήματος (a_1) ώστε να προκύψουν οι τιμές του ανάλογου κλιμακωμένου επιταχυνσιογραφήματος (a_λ). Εφαρμόζεται λοιπόν για όλες τις τιμές και για κάθε επιταχυνσιογράφημα που χρησιμοποιείται κατά την ανάλυση και έτσι προκύπτει για κάθε περίπτωση η πληροφορία για την απόκριση της κατασκευής από μικρές τιμές της έντασης ($\lambda \rightarrow 0$) μέχρι και την αστοχία ($\lambda \gg 1$). Η επιλογή των κατάλληλων τιμών για το συντελεστή λ επηρεάζει την αντιπροσωπευτικότητα της πρόβλεψης, όσον αφορά την πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής (χρειάζεται ένα εύλογο πλήθος των τιμών του λ) αλλά και τον υπολογιστικό φόρτο (ένας μεγάλος αριθμός των τιμών του λ θα απαιτήσει μεγάλο χρόνο για τους υπολογισμούς, ενδεχομένους αναίτια αν οι τιμές των αποτελεσμάτων είναι κοντινές)

ii. **Ορισμός του** (μονοτονικού) μεγέθους που αποτελεί δείκτη της έντασης της εδαφικής κίνησης με δυνατότητα κλιμάκωσης ή απλούστερα ενός **μέτρου της έντασης (intensity measure - IM)**, του κλιμακωμένου επιταχυνσιογραφήματος, a_λ :

Πρόκειται για έναν θετικό δείκτη IM ο οποίος καθορίζει μια συνάρτηση $IM = f_{a1} \cdot \lambda$, που εξαρτάται από το φυσικό (μη κλιμακωμένο) επιταχυνσιογράφημα και κλιμακώνεται μονοτονικά πολλαπλασιαζόμενο με το συντελεστή κλιμάκωσης λ . Υπάρχουν πολλά μεγέθη IM που έχουν προταθεί στη βιβλιογραφία και διακρίνονται σε δύο κύριες κατηγορίες: Στα εμπειρικά (empirical) μεγέθη και στα οργανικά (instrumental). Τα εμπειρικά είναι αυτά που χρησιμοποιούνται για την εξαγωγή

εμπειρικών καμπύλων τρωτότητας που εκφράζονται με την μακροσεισμική ένταση (κλίμακες Richter, Mercalli, Cancani κτλ.) και χρησιμοποιούνται για την ποσοτικοποίηση των επιπτώσεων που παρατηρούνται κατά τα σεισμικά γεγονότα. Τα οργανικά από την άλλη μεγέθη IM είναι σχετικά με την παραγωγή αναλυτικών και υβριδικών καμπύλων τρωτότητας. Πρόκειται για μεγέθη όπως η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) η φασματική - φαινόμενη επιτάχυνση (SA) σε όρους εδαφικών επιταχύνσεων, εκφράζονται όμως και εδαφικών ταχυτήτων (PGV, SV). Επιπρόσθετα τα οργανικά IM είναι σημαντικώς πιο εύστοχα και αντιπροσωπευτικά των χαρακτηριστικών της σεισμικής έντασης. Είναι σημαντική η επιλογή του πλέον αντιπροσωπευτικού IM για την μέτρηση της αναμενόμενης ζημίας. Σύμφωνα με τους Mackie και Stojadinovic (2003, 2005), έξι χαρακτηριστικά καθορίζουν το βέλτιστο IM: πρακτικότητα, αποτελεσματικότητα, αποδοτικότητα, επάρκεια, αξιοπιστία και υπολογισιμότητα (Moussa, Christou, & Kyriakides, 2016).

Πρακτικότητα σημαίνει απλά ότι το μέτρο έντασης, σε κάποιο βαθμό, είναι άμεσα σχετιζόμενο με τις γνωστές ποσότητες της μηχανικής, όπως στροφές και μετατοπίσεις. Ακόμα η πρακτικότητα του IM μπορεί να επαληθευθεί με την ανάλυση των αποτελεσμάτων της απόκρισης της κατασκευής κατά την ανάλυση χρονοϊστορίας. Ένα επαρκές IM είναι αυτό το οποίο είναι στατιστικώς ανεξάρτητο από την ένταση του σεισμού (Richter ή Mercalli) και την απόσταση από το επίκεντρο (R) (Padgett et al, 2008; Moussa, Christou, & Kyriakides, 2016). Επιπρόσθετα, όταν η σχέση μεταξύ του IM και της μηχανικής παραμέτρου απαίτησης μπορεί να αποτιμηθεί μέσω κλειστής σχέσης, τότε αποκαλείται αποτελεσματικό IM. Η πιο σημαντική είναι η αποδοτικότητα, η οποία περιγράφει την διαφοροποίηση της παραμέτρου απαίτησης για δεδομένη στάθμη του IM. Με άλλα λόγια η διασπορά της υπολογιζόμενης μηχανικής παραμέτρου είναι μικρότερη, όταν χρησιμοποιείται ένα αποδοτικό IM. Ευρέως διαδεδομένα μεγέθη που χρησιμοποιούνται στην IDA ως IM, είναι η φασματική επιτάχυνση (SA) και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA). Η Sa χρησιμοποιείται κυρίως γιατί εμφανίζει καλύτερη αποδοτικότητα, δηλαδή μικρότερη διασπορά των αποτελεσμάτων, από την άλλη είναι ένα μέγεθος που προκύπτει έμμεσα με την εφαρμογή της σεισμικής φόρτισης στην κατασκευή, ενώ η PGA είναι ένα μέγεθος με το οποίο χαρακτηρίζεται αμφιμονοσήμαντα ένα σεισμικό γεγονός.

Στην παρούσα εργασία **οι σεισμικές καταγραφές που χρησιμοποιούνται ταξινομούνται με βάση την εδαφική επιτάχυνση (PGA) ενώ οι καμπύλες αντίστασης της κατασκευής χαράσσονται ως προς την PGA αλλά και ως προς την SA** που προκύπτει και συγκρίνονται τα αποτελέσματά τους. Από τα αποτελέσματα που προκύπτουν συμπεραίνεται πως η φασματική επιτάχυνση είναι ένα πιο εύκολα διαχειρίσιμο εργαλείο για την μέτρηση της σεισμικής έντασης της κατασκευής, και αυτή είναι που χρησιμοποιείται ως IM για την χάραξη των καμπύλων τρωτότητας της κατασκευής του παρόντος.

Πλέον έχουμε την επιθυμητή μέτρηση έντασης θα εφαρμόσουμε στην κατασκευή. Χρειαζόμαστε ακόμα την ανάλογη μέτρηση της κατάστασής της, την απόκριση στην ένταση.

iii. **Ορισμός του μέτρου (δείκτη) βλάβης (damage measure – DM) ή μεταβλητής δομικής κατάστασης (structural state variable):**

Είναι ένα θετικό κλιμακωτό μέγεθος το οποίο χαρακτηρίζει την επιπρόσθετη απόκριση του προσομοιώματος της κατασκευής εξαιτίας ενός προδιαγεγραμμένου σεισμικού γεγονότος.

Με άλλα λόγια ένα DM είναι μια παρατηρήσιμη ποσότητα που είτε αποτελεί μέρος είτε μπορεί να αποσπαστεί από τα αποτελέσματα της εξεταζόμενης μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης. Πιθανές επιλογές μπορούν να είναι η μέγιστη τέμνουσα βάση, οι στροφές των κόμβων, οι μέγιστες πλαστιμότητες των ορόφων, διάφοροι προτεινόμενοι δείκτες βλάβης (όπως η συνολική σωρευτική υστερητική ενέργεια, ο δείκτης ευστάθειας που προτάθηκε από τον Mehanny) η μέγιστη μετατόπιση οροφής, η γωνίες της σχετικής μετακίνησης των ορόφων μιας πολυώροφης κατασκευής, ή η μέγιστη τιμή τους, η γωνία της μέγιστης σχετικής μετατόπισης των ορόφων (maximum interstorey drift - θ_{max}). Η επιλογή του κατάλληλου δείκτη βλάβης εξαρτάται από τους σκοπούς της εφαρμογής αλλά και από την ίδια την κατασκευή. Μπορεί να είναι επιθυμητή η χρήση δύο ή περισσότερων DM (που να προκύπτουν από την ίδια μη γραμμική ανάλυση) για την εξέταση διαφορετικών χαρακτηριστικών της απόκρισης, ή οριακών καταστάσεων ή τύπων αστοχίας. Εάν εξετάζεται η βλάβη των μη φέροντων στοιχείων μιας πολυώροφης πλαισιακής κατασκευής η προφανής επιλογή είναι η μέγιστη επιτάχυνση των ορόφων. Από την άλλη, για τη βλάβη του φέροντα οργανισμού των πολυώροφων πλαισιακών κατασκευών, η τιμή θ_{max} εύκολα συσχετίζεται με τις στροφές των κόμβων και με την καθολική ή την τοπική κατάρρευση ορόφων, και έτσι γίνεται ένα ισχυρό υποψήφιο μέγεθος για δείκτη βλάβης.

Το τελευταίο αυτό μέγεθος (θ_{max}) εκφραζόμενο με απόλυτους όρους, αμελώντας δηλαδή την κλίση του κτιρίου κατά τον υπολογισμό, αποτελεί και το μέτρο βλάβης (DM) που επιλέγεται κατά την παρούσα εργασία. Πρόκειται για τον ευρύτερα διαδεδομένο δείκτη βλάβης του φέροντα οργανισμού πολυώροφων κατασκευών (μαζί με τη γωνία στροφής χορδής μέλους) και επίσης ο πλέον αντιπροσωπευτικός όταν οι στροφές της θεμελίωσης και η διάτμηση των υποστυλωμάτων παραμένουν σε χαμηλά επίπεδα. Στην επόμενη ενότητα περιγράφεται ο τρόπος υπολογισμού της μέγιστης γωνίας σχετικής μετακίνησης ορόφου.

Το μέτρο βλάβης της κατασκευής συχνά έχει πρόσημο, συνήθως χρησιμοποιείται η απόλυτη τιμή του, ή τα αρνητικά μέρη εξετάζονται ξεχωριστά από τα θετικά. Στην παρούσα εργασία λαμβάνεται η απόλυτη τιμή του μέτρου έντασης (θ_{max}) που εξετάζεται. Πλέον μπορούμε να ορίσουμε την IDA.

iv. **Ορισμός της μελέτης IDA μονής καταγραφής (single record IDA study):**

Είναι μια μελέτη δυναμικής ανάλυσης δεδομένης κατασκευής η οποία είναι παράμετρος του συντελεστή κλιμάκωσης λ . Δηλαδή η ένταση της διέγερσης, συνεπώς και η απόκριση της κατασκευής είναι παράμετρος του λ .

Όπως έχει περιγραφεί ήδη στο παρόν, η μελέτη IDA είναι η διεξαγωγή μιας σειράς μη γραμμικών αναλύσεων εισάγοντας στην κάθε μία διαφορετικές κλιμακώσεις του ίδιου επιταχυνσιογραφήματος, με κατάλληλη μεταβολή του συντελεστή λ , ώστε να περιλαμβάνεται κατά την ανάλυση όλο το εύρος της απόκρισης της κατασκευής, από την ελαστική περιοχή, στη μη γραμμική περιοχή, φτάνοντας τελικά μέχρι την αστοχία της. Ο σκοπός είναι η εξαγωγή του ζητούμενου DM για κάθε μεμονωμένη ανάλυση η οποία αντιπροσωπεύει μια στάθμη του DM, ή ακόμα και της τέμνουσας βάσης. Έτσι είναι εφικτή η χάραξη της αναλογίας της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής, όπου πλέον ονομάζεται καμπύλη IDA.

ν. Ορισμός τελικά της καμπύλης IDA:

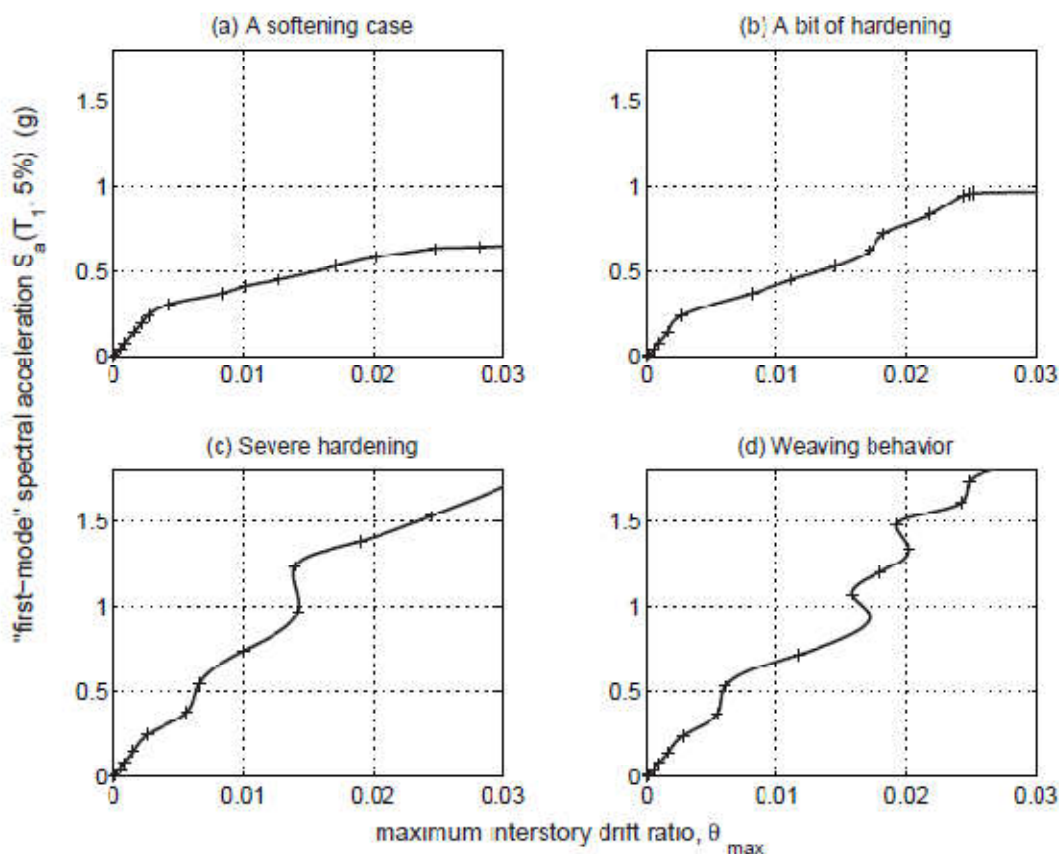
Πρόκειται για το διάγραμμα των σημείων το οποίο απεικονίζει στον ένα άξονα (συνήθως των τετμημένων) την μεταβολή του υπό εξέτασιν μέτρου βλάβης (DM) ή μεταβλητής κατάστασης (state variable) της κατασκευής και στον άλλο άξονα το υπό εξέτασιν μέτρο έντασης για το σύνολο των καταγραφών που πραγματοποιούνται όπως περιγράφηκε.

Οι καμπύλες αυτές μπορεί να είναι και περισσότερων των δύο διαστάσεων, ανάλογα με τον αριθμό των μέτρων βλάβης που χρησιμοποιούνται (DM). Κατά το παρόν χαράσσονται δις – διάστατες καμπύλες **με μέτρο έντασης τη μέγιστη γωνία σχετικής μετακίνησης των ορόφων του κτιρίου (θ_{max})** (εμφανίζεται κυρίως στο ισόγειο) ανάλογα με την φασματική επιτάχυνση (S_a) της πρώτης ιδιοπεριόδου της κατασκευής αλλά και ανάλογα με την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA). Οι τιμές αυτές που αποτελούν τους δείκτες έντασης που χρησιμοποιούνται (IM) καθορίζουν την καμπύλη IDA και βρίσκονται στον άξονα των τεταγμένων (και όχι στον άξονα των τετμημένων που συνηθίζεται να βρίσκεται το x των συναρτήσεων).

4.2.γ. Θεωρητικό υπόβαθρο για την κατανόηση των αποτελεσμάτων

Οι καμπύλες IDA που θα προκύψουν αναμένεται να παρουσιάσουν μια διακριτή ελαστική γραμμική περιοχή η οποία τερματίζεται για την τέμνουσα βάσης διαρροής, η οποία χαρακτηρίζεται από το IM που λαμβάνεται, το οποίο συνήθως είναι η φασματική επιτάχυνση (S_a) της πρώτης ιδιοπεριόδου. Τη στιγμή που αναπτύσσεται αυτή η τιμή, κάποιο επιμέρους μέλος της κατασκευής διαρρέει και μεταβαίνει στη μη γραμμική περιοχή, όπου αναμένεται μηδενική έως περιορισμένη αύξηση της αντοχής του με δυσανάλογα μεγάλη αύξηση των παραμορφώσεων (όμως τοπικά). Για την κατασκευή που εξετάζεται κατά το παρόν η στιγμή της διαρροής θα είναι η στιγμή του λυγισμού ενός συνδέσμου δυσκαμψίας. Η κλίση (slope) του τμήματος της ελαστικής περιοχής της καμπύλης IDA καλείται «ελαστική ακαμψία» (elastic stiffness) για δεδομένα DM και IM. Η κλίση αυτή τυπικά διαφέρει σε κάποιο βαθμό για κάθε ανάλυση, όμως αναμένεται να συγκλίνει στην ίδια τιμή για έναν σημαντικό

αριθμό καταγραφών για μονοβάθμια συστήματα, αλλά ακόμα και για πολυβάθμια, όταν λαμβάνονται υπ' όψιν οι επιρροές ανώτερης τάξης. Εξετάζοντας το άλλο άκρο της καμπύλης IDA αναμένεται διαφοροποίηση της συμπεριφοράς της κατασκευής μετά τη διαρροή μέχρι και την αστοχία για κάθε ανάλυση. Στο σχήμα 4.3 απεικονίζονται οι 4 αναμενόμενες διαφοροποιήσεις στη μετ-ελαστική συμπεριφορά μεταλλικής πολυώροφης κατασκευής με συνδέσμους δυσκαμψίας όπως παρουσιάστηκαν στην εργασία των (Vamvatsikos & Cornell, 2003).



Σχήμα 4-3: τυπικές μορφές καμπύλων IDA μονής καταγραφής (Vamvatsikos & Cornell, 2003)

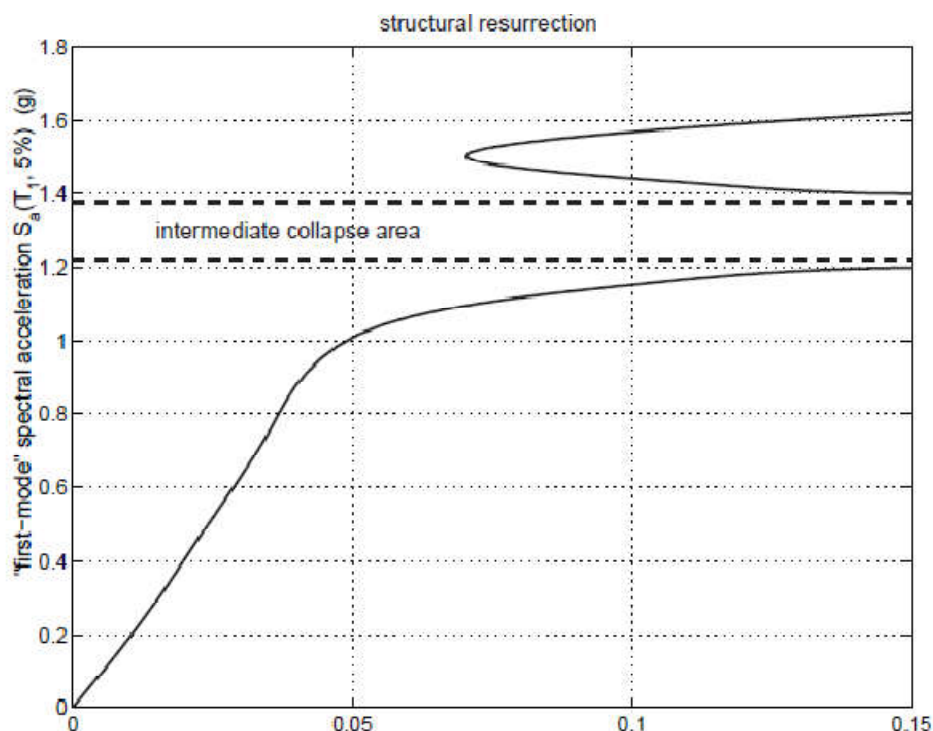
Η κλίση της καμπύλης (a) μειώνεται απότομα («μαλακώνει» - softens) μετά την πρώτη διαρροή και καταλήγει στην αστοχία με μεγάλες γωνίες σχετικής μετακίνησης ορόφων (drifts) και με μικρή περαιτέρω αύξηση της επιτάχυνσης. Από την άλλη, οι καμπύλες (c) και (d) φαίνεται να κυματίζουν περί της νοητής προέκτασης της ελαστικής περιοχής, με το φαινόμενο αυτό να συντελείται εντονότερα στην καμπύλη (d). Η απόκριση αυτού του τύπου φαίνεται να ακολουθεί τον κανόνα ίσων μετατοπίσεων, δηλαδή οι μη γραμμικές παραμορφώσεις του ισοδύναμου ταλαντωτή που συμπεριφέρεται ανελαστικά, ισούνται με τις αντίστοιχες μετατοπίσεις του ελαστικού προσομοιώματος, ο οποίος (κανόνας) έχει παρατηρηθεί πως ισχύει κατά τη σεισμική διέγερση κατασκευών «μέτριας» ιδιοπεριόδου. Κατά την απόκριση αυτή εμφανίζεται μια εναλλαγή μεταξύ κρατυνόμενων (hardening)

κλάδων και κλάδων μειωμένης αύξησης της αντοχής (“softening”). Σύμφωνα με τους Vamvatsikos & Cornell αυτή η συμπεριφορά οφείλεται στο γεγονός ότι για μικρότερες τιμές της σεισμικής έντασης (IM) πραγματοποιείται μεγαλύτερη συσσώρευση της ποσοστιαίας αύξησης του drift των ορόφων, καθώς έχει τη δυνατότητα να αναπτυχθεί σταδιακά, όπου όμως επιβραδύνεται, ακόμα και αντιστρέφεται, για μεγαλύτερες τιμές της σεισμικής έντασης, λόγω του ότι η κατασκευή φορτίζεται νωρίτερα με μεγαλύτερες εντάσεις, γεγονός που εμποδίζει τη δυναμική αυτή συσσώρευση του drift (DM) μετατρέποντας την καμπύλη IDA σε μη – μονοτονική συνάρτηση του $IM = f(DM)$. Ο αριθμός των εναλλασσόμενων αυτών κλάδων, θα μπορούσαμε να πούμε εμείς, εξαρτάται από το πλήθος των επιμέρους –τοπικών- μηχανισμών αστοχίας που προηγούνται της κατάρρευση της κατασκευής.

Τελικά και εφ’ όσον το προσομοίωμα της ανάλυσης το επιτρέπει, δηλαδή αν μπορεί να περιγραφεί αυτή η συμπεριφορά κατά την κατάρρευση, αλλά και εφ’ όσον το DM που χρησιμοποιείται μπορεί να εντοπίσει αυτή την συμπεριφορά, δηλαδή πράγματι να αυξάνεται απεριόριστα κατά την αστοχία, όλες οι καμπύλες IDA καταλήγουν σε έναν διακριτό κλάδο χαλάρωσης, όπου πλέον οι παραμορφώσεις (σημείωση: τα παραμορφωσιακά DM) αυξάνονται απεριόριστα για μειωμένη αρχικά αύξηση της έντασης, μέχρι την εμφάνιση του οικείου μας «πλατό διαρροής». Η στιγμή που η καμπύλη IDA μεταβαίνει σε αυτό τον κλάδο σηματοδοτεί την δυναμική αστάθεια της κατασκευής κατά αναλογία με τον τρόπο που ορίζεται η απώλεια της στατικής ευστάθειας, κατά τις επ - αυξητικές στατικές αναλύσεις.

Ενδιαφέρον παρουσιάζει επίσης, η μορφή των καμπύλων IDA, για ορισμένες περιπτώσεις, όπως παρουσιάζονται στην ίδια εργασία από τους (Vamvatsikos & Cornell, 2003), όπου παρεμβάλλεται ένας ενδιάμεσος κλάδος αστοχίας μεταξύ δύο κλάδων ισορροπίας. Η συμπεριφορά αυτή εμφανίζεται στο σχήμα 4-4. Φαίνεται πως κατά την ανάλυση IDA, η κατασκευή μεταβαίνει σε περιοχή δυναμικής αστάθειας, όπως ορίστηκε προηγουμένως για κάποια τιμή του IM, ενώ για μεγαλύτερες τιμές του IM, η ίδια κατασκευή φαίνεται διατηρεί την ισορροπία της μέχρι και την επακόλουθη αστοχία της, με τρόπο που για την ίδια τιμή του DM που εξετάζεται, προκύπτουν δύο ή και περισσότερες διαφορετικές τιμές του IM, αλλά και προκύπτει ένας (ίσως και όχι διακριτός) αριθμός ασυνεχειών κατά τη χάραξη της καμπύλης IDA. Αυτή η συμπεριφορά οφείλεται στο ζήτημα της κράτυνσης όπως περιγράφηκε προηγουμένως. Οι ίδιοι οι συγγραφείς της εργασίας αναφέρουν πως σε γενικές γραμμές αυτή η συμπεριφορά, μπορεί να αμελείται υπέρ της ασφαλείας, δηλαδή να λαμβάνεται η μικρότερη τιμή του IM για την οποία η κατασκευή μεταβαίνει στην οριακή στάθμη βλάβης (DM limit), οπότε με την έννοια αυτή, οι κλάδοι που ακολουθούν την πρώτη ενδεχόμενη ασυνέχεια, μπορούν να αγνοούνται κατά τη χάραξη της καμπύλης IDA. Στην παρούσα εργασία ακολουθείται η συντηρητική αυτή

παραδοχή κατά την ανάλυση τρωτότητας, αν και γίνεται μια προσπάθεια να ελεγχθεί εάν εμφανίζεται αυτό το φαινόμενο κατά τις αναλύσεις IDA που πραγματοποιούνται.



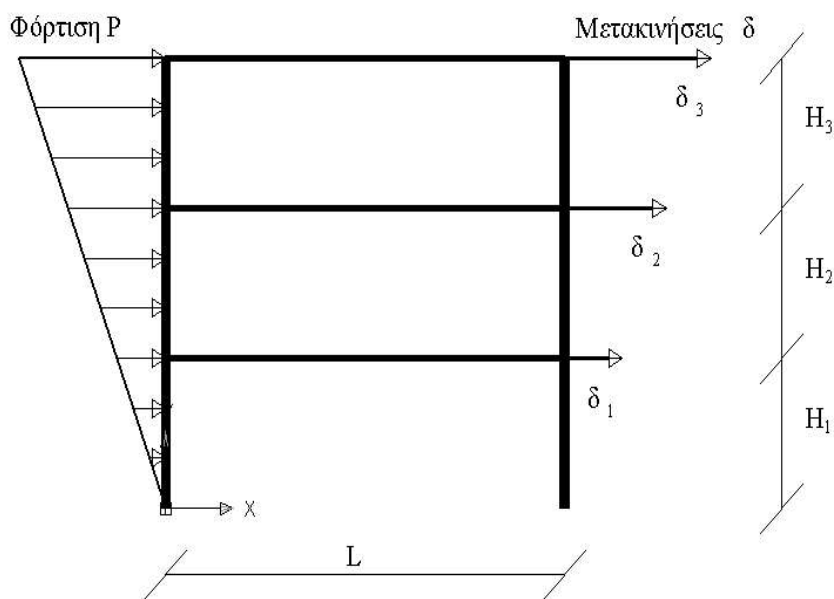
Σχήμα 4-4: ασυνέχεια σε καμπύλη IDA λόγω της εμφάνισης ενδιάμεσου κλάδου αστοχίας (Vamvatsikos & Cornell, 2003)

Η κράτυνση / σκλήρυνση των καμπύλων IDA, δεν είναι κάτι που έχει αναφερθεί πρόσφατα, ενώ έχει προκύψει ακόμη και σε απλά διγραμμικά ελαστο - πλαστικά συστήματα, (π.χ. από τον Chopra, 1995). Εξακολουθεί να παραμένει αντιφατικό το γεγονός ότι ένα σύστημα που έδειξε υψηλή απόκριση σε ένα δεδομένο επίπεδο έντασης, μπορεί να παρουσιάζει την ίδια ή ακόμη και χαμηλότερη απόκριση όταν υποβάλλεται σε υψηλότερες εντάσεις σεισμικής διέγερσης, λόγω υπερβολικής λόγω υπερβολικής κράτυνσης. Αλλά είναι ο τύπος και το χρονοδιάγραμμα της διέγερσης και όχι μόνο η ένταση που καθορίζει την απόκριση (Vamvatsikos & Cornell, 2003). Καθώς το επιταχυνσιογράφημα κλιμακώνεται, οι κύκλοι φόρτισης ασθενούς απόκρισης στο πρώιμο μέρος της χρονοϊστορίας της απόκρισης γίνονται αρκετά ισχυροί, ώστε να προκαλέσουν βλάβη (διαρροή) και έτσι αλλάζουν οι ιδιότητες της κατασκευής για τους επερχόμενους ισχυρότερους κύκλους φόρτισης. Στα πολυώροφα κτίρια, μια ισχυρή εδαφική κίνηση μπορεί να οδηγήσει σε νωρίτερη διαρροή ενός ορόφου που με τη σειρά του εκτονώνει την ένταση, ανακουφίζοντας την ένταση ενός άλλου (συνήθως υψηλότερου) ορόφου). Ακόμα και απλοί ταλαντωτές όταν διαρρέουν σε έναν πρώιμο κύκλο, μπορεί να έχουν χαμηλότερη απόκριση σε μεταγενέστερους κύκλους, οι οποίοι είχαν προξενήσει νωρίτερα- για μικρότερη κλιμάκωση- υψηλότερες τιμές του DM, ίσως εξαιτίας επαύξεσης της περιόδου, λόγω της μείωσης της ακαμψίας.

Με βάση τα παραπάνω, προκύπτει το συμπέρασμα πως η συμπεριφορά μετά τη διαρροή οφείλεται κατά κύριο λόγο στη φύση της σεισμικής διέγερσης, όχι όμως μόνο στην έντασή της. Αυτό είναι ένα συμπέρασμα στο οποίο καταλήγουν και τα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία. Επίσης, η ακριβής πρόβλεψη της διαφοροποίησης της απόκρισης και η περαιτέρω ποσοτικοποίηση των μεταβλητών παραμέτρων της σεισμικής διέγερσης είναι ένας από τους ανοιχτούς στόχους της IDA, καθώς αναζητείται γενικώς η καλύτερη κατανόηση των δομικών συστημάτων κατά την εμφάνιση έντονων / σπάνιων σεισμικών φαινομένων. Στο παρόν υπήρξε η δυνατότητα μιας ποιοτικής διερεύνησης όλων των παραπάνω.

4.3 Ορισμός της γωνίας της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφου (θ_{max}) ως DM

Εάν η μέγιστη μετακίνηση οροφής καθοριστεί χρησιμοποιώντας το ισοδύναμο μονοβάθμιο προσομοίωμα τότε η εκτίμηση της μέγιστης γωνίας σχετικής μετακίνησης ορόφου (maximum interstorey drift) μπορεί να ληφθεί από τα ακόλουθα:



Σχήμα 4. 5: Καθορισμός Ποσοστιαίας Σχετικής Μετακίνησης Ορόφου ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Η ποσοστιαία (γωνία) σχετική μετακίνηση ορόφου δίνεται στην εξίσωση (4.4) :

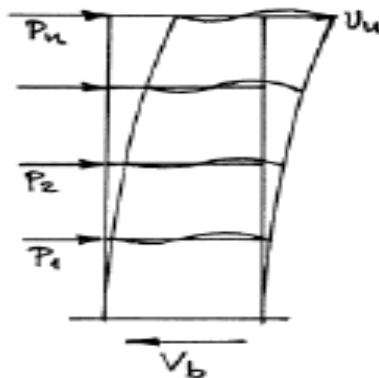
$$\Delta = \frac{\delta_i - \delta_j}{H_{ij}} (\%) \quad [4.4]$$

Όπου $\delta_j - \delta_i$ η σχετική μετακίνηση δύο διαδοχικών ορόφων

H_{ij} το ύψος μεταξύ των δύο ορόφων.

$\Delta = \theta_i$, η σχετική μετακίνηση του i- οστού ορόφου

Κατόπιν υπολογίζεται το θ_{max} ως η μέγιστη τιμή εξ αυτών που προκύπτουν.



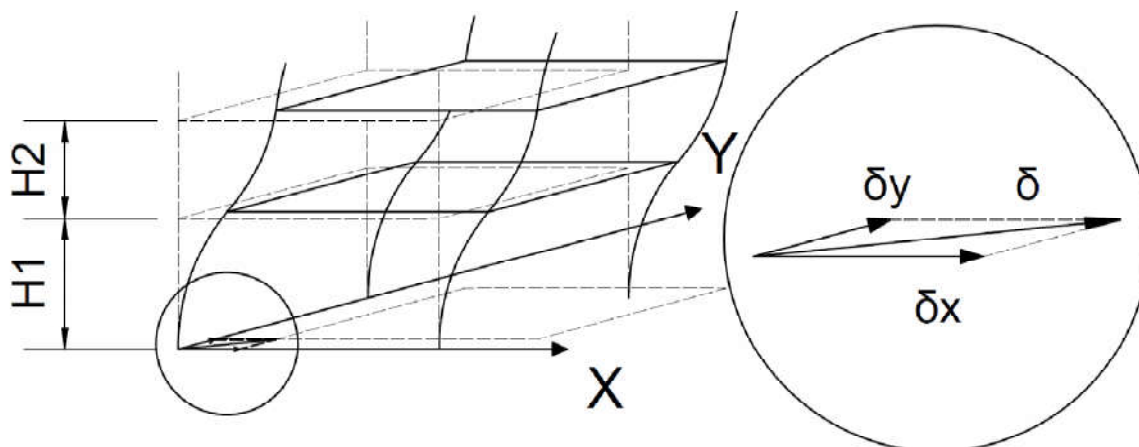
Σχήμα 4.6 : Επιβολή πλευρικών δυνάμεων ανά κόμβο

Στην περίπτωση του δυναμικού προσομοιώματος, του χωρικού πλαισίου της κατασκευής που εξετάζεται, όπως περιγράφεται στο Κεφάλαιο 2, όμως, οι βαθμοί ελευθερίας είναι 6 σε κάθε κόμβο. Βέβαια λόγω της ισχυρής διαγραμμικής λειτουργίας των πλακών του ορόφου οι βαθμοί ελευθερίας κάθε κόμβου άκρου υποστυλώματος είναι 3, δηλαδή δύο μεταφορικοί κατά την οριζόντια και την εγκάρσια της διεύθυνση και η στρέψη περί τον κατακόρυφο άξονα.

Για την περίπτωση αυτή η μέγιστη γωνία σχετική μετακίνησης των ορόφων του πλαισίου μπορεί να υπολογιστεί όπως και στο σχήμα 4.3 διαμέσω της σχέσης (4.4) εάν λάβουμε την περιβάλλουσα των μετακινήσεων των ορόφων στο κέντρο μάζα των διαφραγμάτων κάθε ορόφου. Αυτή μάλιστα είναι μια εύλογη παραδοχή.

Στην παρούσα εργασία, όμως, υπολογίστηκε η μέγιστη γωνία σχετικής μετακίνησης των ορόφων για κάθε υποστύλωμα της κατασκευής κατά τη σχέση (4.4), δηλαδή συγκρίνονται οι μετατοπίσεις των δύο άκρων κάθε υποστυλώματος. Επειδή κατά την οριζόντια διεύθυνση η κατασκευή έχει δύο βαθμούς ελευθερίας, προκειμένου να ληφθεί υπ' όψιν η απόκριση της κατασκευής συνολικώς και πιο αντιπροσωπευτικά, γίνεται μια παραδοχή σχετικά με την επαλληλία των μετατοπίσεων των δύο βαθμών ελευθερίας των άκρων των στύλων. Η παραδοχή είναι πως η συνολική μετατόπιση κάθε άκρου στύλου για δεδομένη ένταση προκύπτει ως η τετραγωνική επαλληλία (SRSS) των δύο επιμέρους βαθμών ελευθερίας (κατά X και κατά Y όπως ορίζονται στο κεφάλαιο 2 και απεικονίζεται στο σχήμα 4.5).

Υπολογίζεται έτσι η μετακίνηση κάθε στάθμης για κάθε υποστύλωμα και εφαρμόζεται τελικώς η σχέση (4.4). Τελικά εξάγεται ως DM η μέγιστη κατά απόλυτη τιμή εκ των τιμών σχετικής γωνίας μετακίνησης ορόφου (που πλέον είναι υποστυλωμάτων) που υπολογίζονται.



Σχήμα 4.7 : Υπολογισμός της συνισταμένης μετατόπισης δ κάθε κόμβου μέσω επαλληλίας SRSS

4. 4. Ορισμός και ταξινόμηση των επιταχυνσιογραφημάτων που εισάγονται

Συνεπώς, για την εξαγωγή μιας αντιπροσωπευτικής πρόβλεψης της απόκρισης της κατασκευής **δεν επαρκεί η φόρτιση με μία μόνο κλιμακωτή καταγραφή** και η χάραξη της καμπύλης IDA. Απεναντίας η κατασκευή υπόκειται σε έναν πεπερασμένο αριθμό σεισμικών φορτίσεων (οι οποίες κλιμακώνονται) δια της εφαρμογής ενός πλήθους (κλιμακούμενων) επιταχυνσιογραφημάτων στη βάση της. **Ο λόγος που απαιτείται κάτι τέτοιο, είναι ότι οι καμπύλες IDA που προκύπτουν διαφέρουν μεταξύ τους, λόγω της μονομερούς εξάρτησής τους από το δεδομένο σεισμικό γεγονός. Απαιτείται λοιπόν ένα μεγάλο πλήθος αναλύσεων, ώστε να προκύψει ένα αντιπροσωπευτικό εύρος της απόκρισης της κατασκευής (DM) ως συνάρτηση του μέτρου έντασης (IM), επομένως χαράσσεται ένα πλήθος από καμπύλες IDA, οι οποίες διαφέρουν ποσοτικώς (αλλά και ποιοτικώς) μεταξύ τους.** Κατόπιν επεξεργάζονται στατιστικά όπως παρουσιάζεται στο επόμενο κεφάλαιο της εργασίας (Κεφάλαιο 5) και εξάγονται τα συμπεράσματα για την τρωτότητα της κατασκευής. Μια από τις κύριες επιδιώξεις της επεξεργασίας αυτής, είναι η εύρεση για το υπό εξέταση μέτρο έντασης (IM), της μέσης τιμής του δείκτη βλάβης (DM) και της τυπική απόκλισής της, δηλαδή με άλλα λόγια στόχος είναι η κωδικοποίηση της αναμενόμενης απόκρισης, όπως θα δούμε εκτενέστερα παρακάτω.

Τα επιταχυνσιογραφήματα αυτά, στα οποία υπόκειται η κατασκευή για την εξαγωγή των καμπύλων IDA της ανάλυσης, οφείλουν επομένως να είναι αντιπροσωπευτικά της σεισμικής διέγερσης που αναμένεται να πλήξει την κατασκευή στο χρόνο ζωής της. Για την ακρίβεια απαιτείται να καλύψουν το εύρος των ποιοτικών χαρακτηριστικών που εμπεριέχονται στη σεισμικότητα της θέσης του έργου (όπως είναι πέρα από την μέγιστη ένταση, η διάρκεια του σεισμικού γεγονότος, η περίοδος ταλάντωσης, η απόσβεση, του πλήθους των αιχμών, κ.α.). Είναι λοιπόν αναγκαίο οι καταγραφές που χρησιμοποιούνται να είναι αυτές οι οποίες αφορούν εδάφη

παρόμοια με αυτά στα οποία εδράζεται η κατασκευή, αλλά και πέρα από αυτό, να εμφανίζουν χαρακτηριστικά τα οποία αντιπροσωπεύουν την τεκτονικότητα της περιοχής. Βέβαια, ιδιαιτέρως λόγω της ενυπάρχουσας **αβεβαιότητας** όσον αφορά τη σεισμικότητα μιας περιοχής, και φυσικά **της μοναδικότητας του κάθε σεισμικού γεγονότος**, μια τέτοια πρόβλεψη δεν είναι απολύτως εφικτή, με αποτέλεσμα να επιδιώκεται η υπερκέραση της αβεβαιότητας, με τη χρήση ενός μεγάλου πλήθους επιταχυνσιογραφήματων, ώστε να καλύπτεται αυτό το εύρος των χαρακτηριστικών που διαφοροποιούν το κάθε σεισμικό γεγονός. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται η αξιοπιστία της μεθόδου.

Το κάθε επιταχυνσιογράφημα σε κάθε περίπτωση χαρακτηρίζεται από τη μέγιστη τιμή της σεισμικής έντασης (μπορεί αυτή να είναι η απόλυτη τιμή της ελάχιστης τιμής), πέρα από κάθε επιπλέον χαρακτηριστικό που σίγουρα εμπεριέχει. Τα επιταχυνσιογραφήματα λοιπόν, μπορούν να ταξινομηθούν και ως προς επιπλέον επιμέρους χαρακτηριστικά, μπορούν ακόμα και με κατάλληλη στατιστική επεξεργασία να καθορίσουν φάσματα σχεδιασμού, όπως αναφέρεται στην ενότητα 4.1.ζ, όμως **κατά την εφαρμογή της IDA συνηθίζεται να χαρακτηρίζονται από την μέγιστη έντασή τους**. Μάλιστα όπως ήδη έχουμε δει το μέτρο της μέγιστης έντασης που λαμβάνεται είναι ένα από αυτά που ανήκουν στην κατηγορία των οργανικών (instrumental), έτσι ώστε να μπορεί να κλιμακωθεί. Στην παρούσα εργασία **ως δείκτης έντασης (IM) για την ταξινόμηση των επιταχυνσιογραφήματων, λαμβάνεται η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) της κάθε καταγραφής. Επίσης, έγινε η προσπάθεια οι καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν να έχουν ληφθεί από σταθμούς καταγραφής που βρίσκονται σε εδάφη παρόμοια με αυτό στο οποίο εδράζεται η κατασκευή** (έδαφος κατηγορίας C κατά τον EC-1 σύμφωνα με το κεφάλαιο 2 του παρόντος και άργιλος μέσης ποιότητας, σύμφωνα με το κεφάλαιο 3). Για την ακρίβεια ως μέγιστη τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης (PGA) λαμβάνεται η συνισταμένη των δύο οριζόντιων συνιστωσών της PHA X και PHA Y (Peak Horizontal Acceleration X and Y).

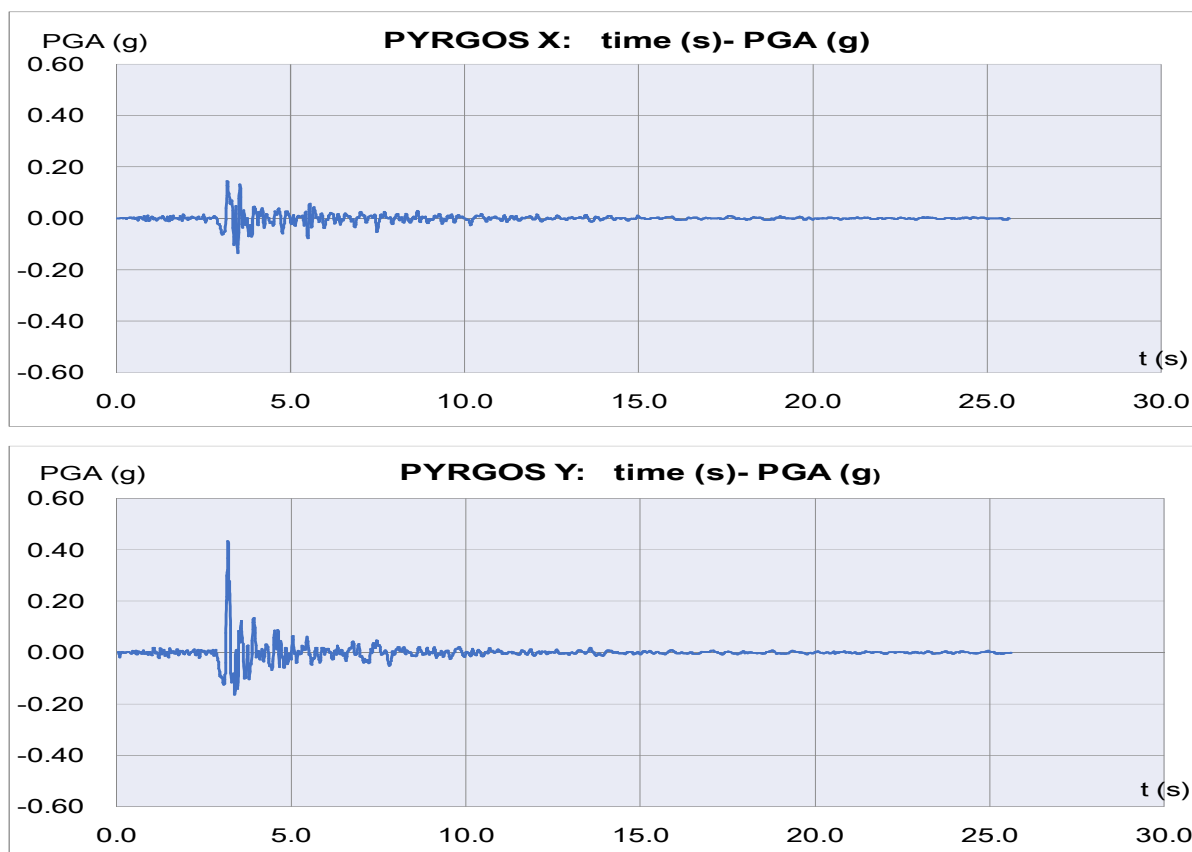
Στον επόμενο πίνακα (πίνακας 4 -1) παραθέτονται τα σεισμικά γεγονότα στα οποία εκτέθηκε το προσομοίωμα της κατασκευής για τους σκοπούς της παρούσας εργασίας. Παρουσιάζεται η χρονολογία του σεισμικού γεγονότος, το έδαφος του σταθμού καταγραφής και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση της καταγραφής, όπου τα δύο τελευταία μεγέθη είναι τα δεδομένα που αφορούν στην ανάλυση, ενώ παρουσιάζονται και κάποια επιπλέον χαρακτηριστικά που δεν λαμβάνονται υπ' όψιν.

Τα επιταχυνσιογραφήματα ελήφθησαν από το Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών κατασκευών <http://www.itsak.gr/> και από την ιστοσελίδα "the European strong motion database": <http://www.isesd.hi.is/>

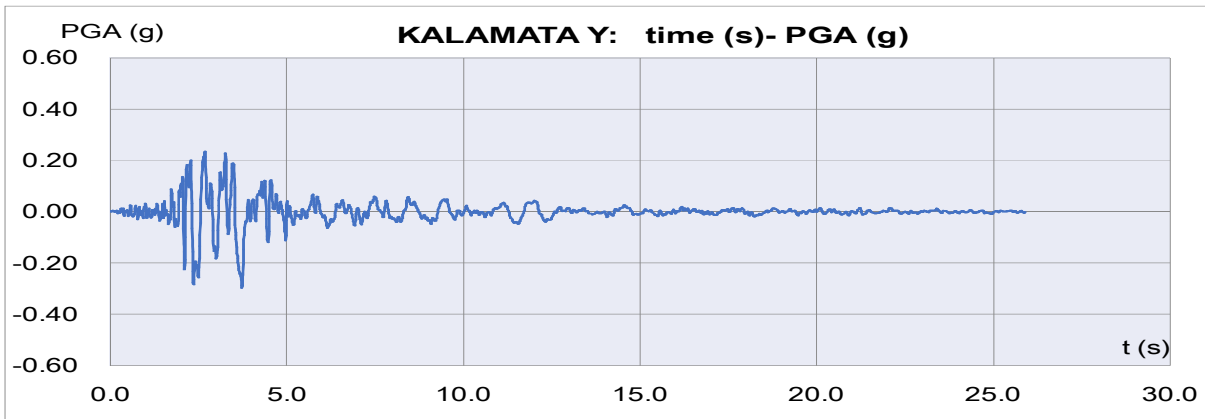
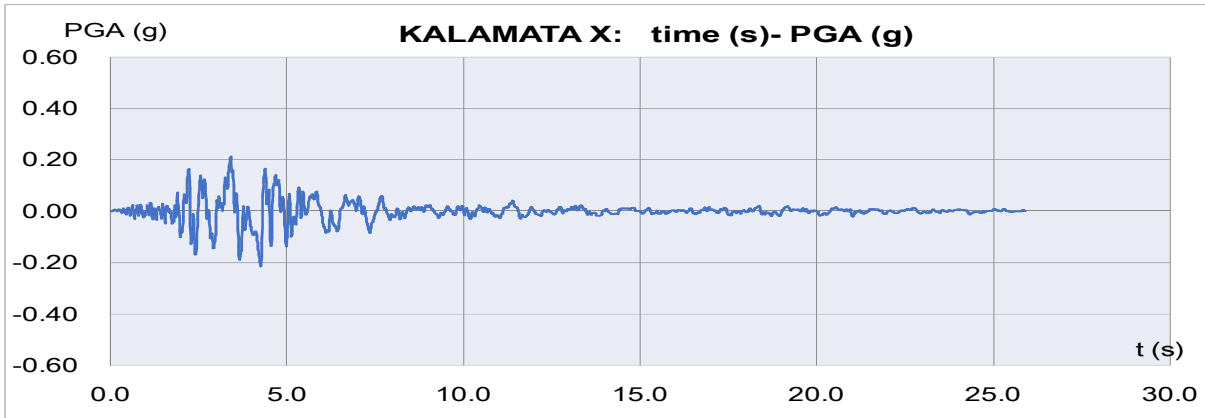
ACCELEROGRAM DATA					
YEAR	NAME	MAGNITUDE	LOCAL GEOLOGY	Δ (km)	PHA X (g)
1999	ATHENS	6.0Mw	STIFF SOIL	14	0.326
1998	ADANA	6.3Mw	SOFT SOIL	30	0.220
1995	AIGION	6.5Mw	STIFF SOIL	22	0.498
1993	PYRGOS	4.2Mw	STIFF SOIL	7	0.145
1986	KALAMATA	5.9Mw	STIFF SOIL	10	0.215
1981	KORINTHOS	6.7Mw	VERY SOFT SOIL	32	0.240
1974	GAZLI	6.7Mw	VERY SOFT SOIL	11	0.616
1973	LEFKADA - IONIAN	5.8Mw	SOFT SOIL	15	0.525

Πίνακας 4.1 : Δεδομένα για τα σεισμικά γεγονότα που εξετάστηκαν

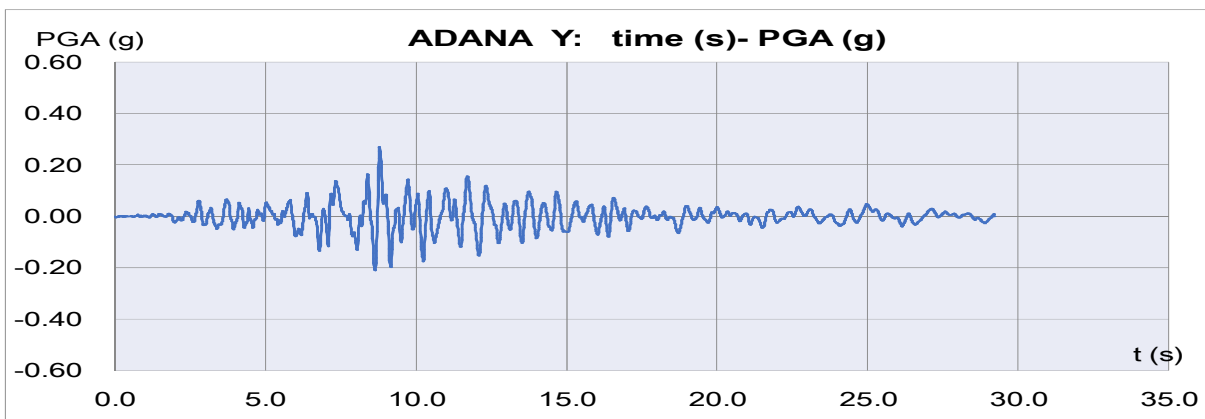
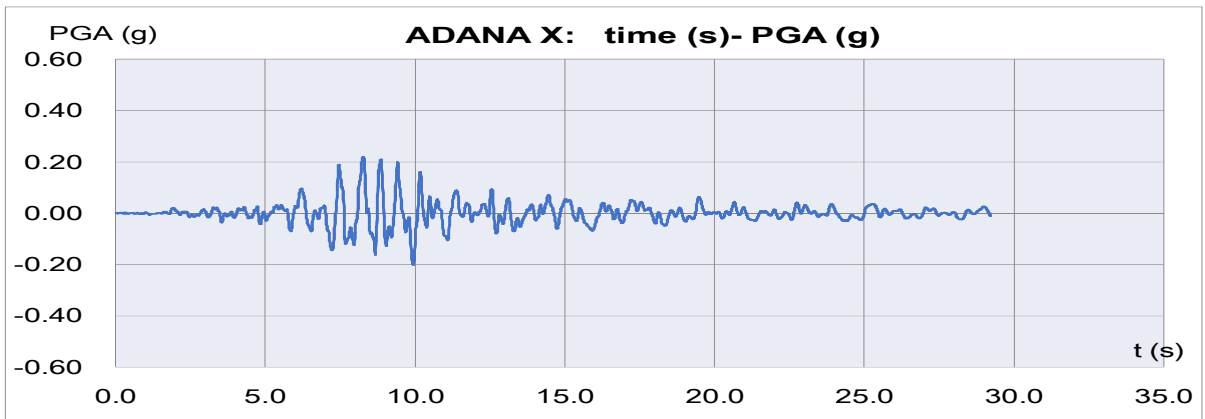
Στη συνέχεια παραθέτονται τα επιταχυνσιογραφήματα κατά αύξουσα σειρά της μέγιστης απόλυτης τιμής της αιχμής του PHA.



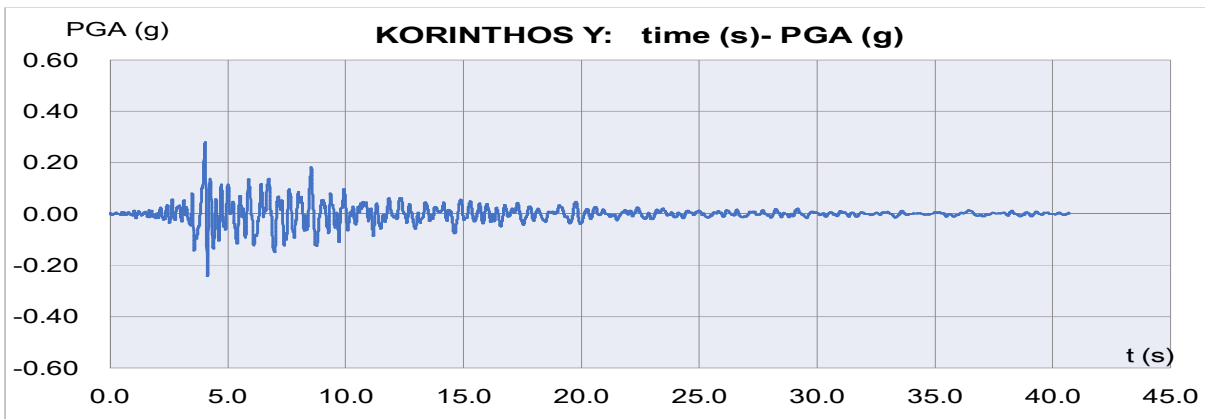
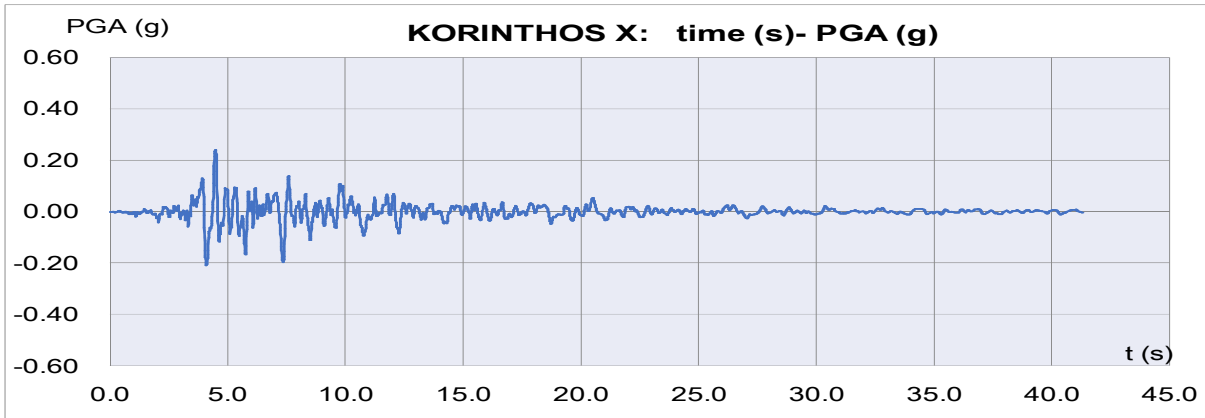
Σχήμα 4.8 : Εδαφικές επιταχύνσεις του σεισμού του Πύργου (1993)



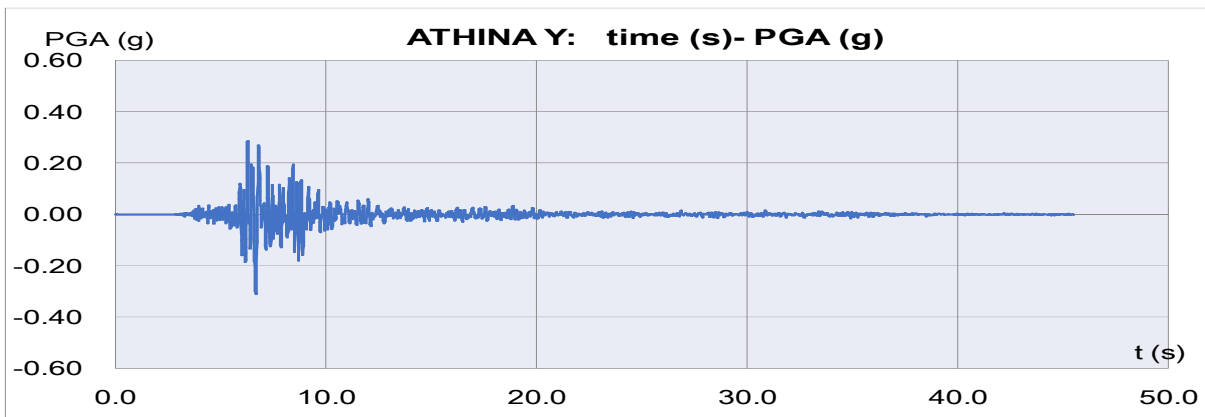
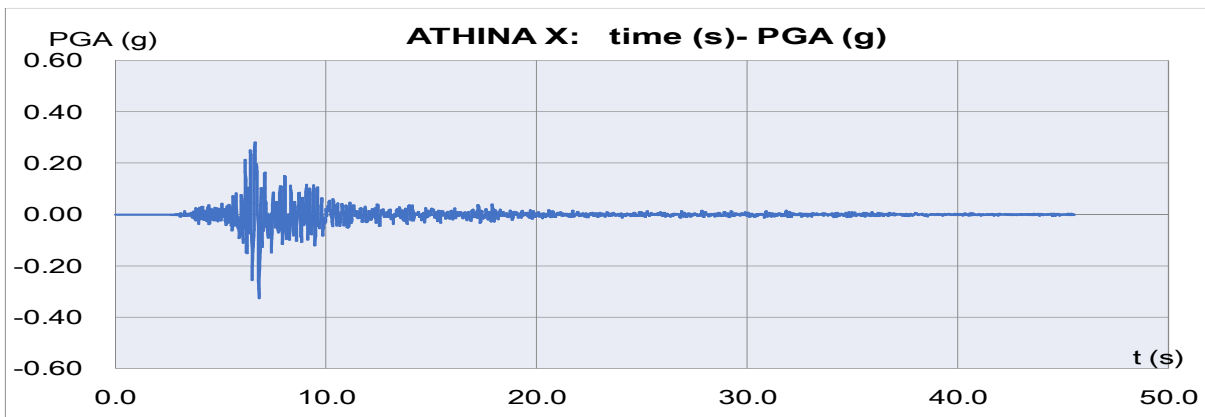
Σχήμα 4.9 : Εδαφικές επιταχύνσεις του σεισμού της Καλαμάτας (1986)



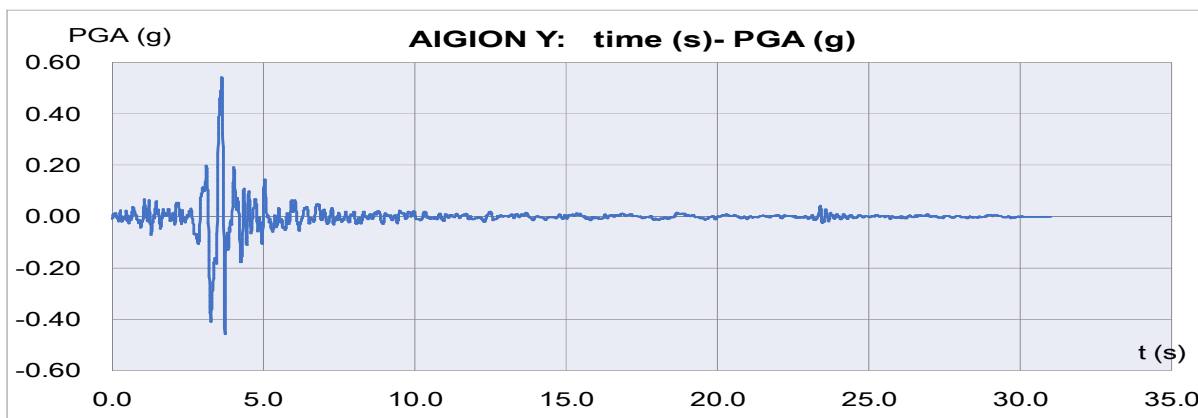
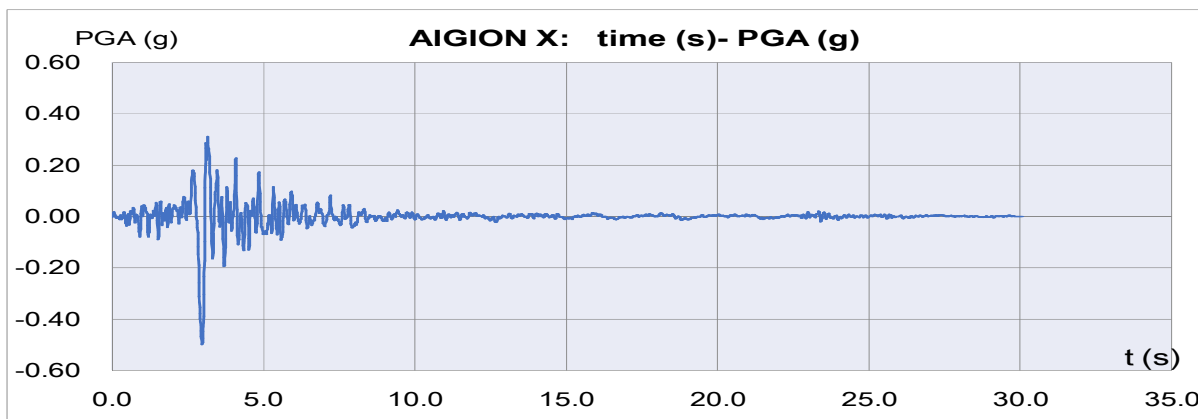
Σχήμα 4.8 : Εδαφικές επιταχύνσεις του σεισμού της Adana (1998)



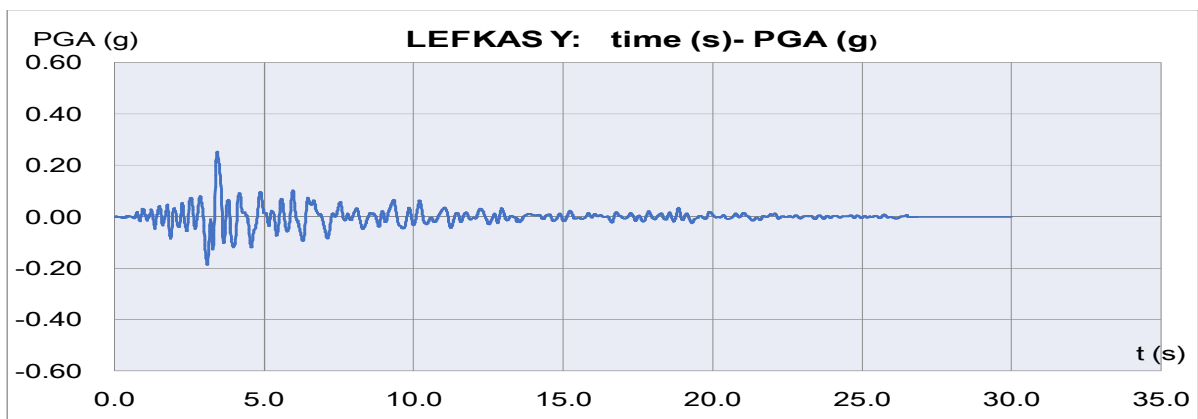
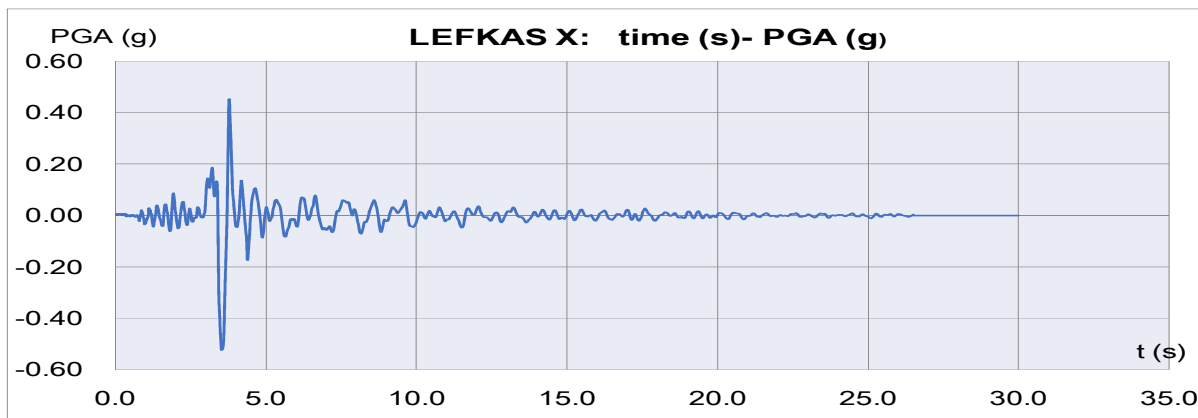
Σχήμα 4.12 : Εδαφικές επιταχύνσεις του σεισμού της Κορίνθου (1981)



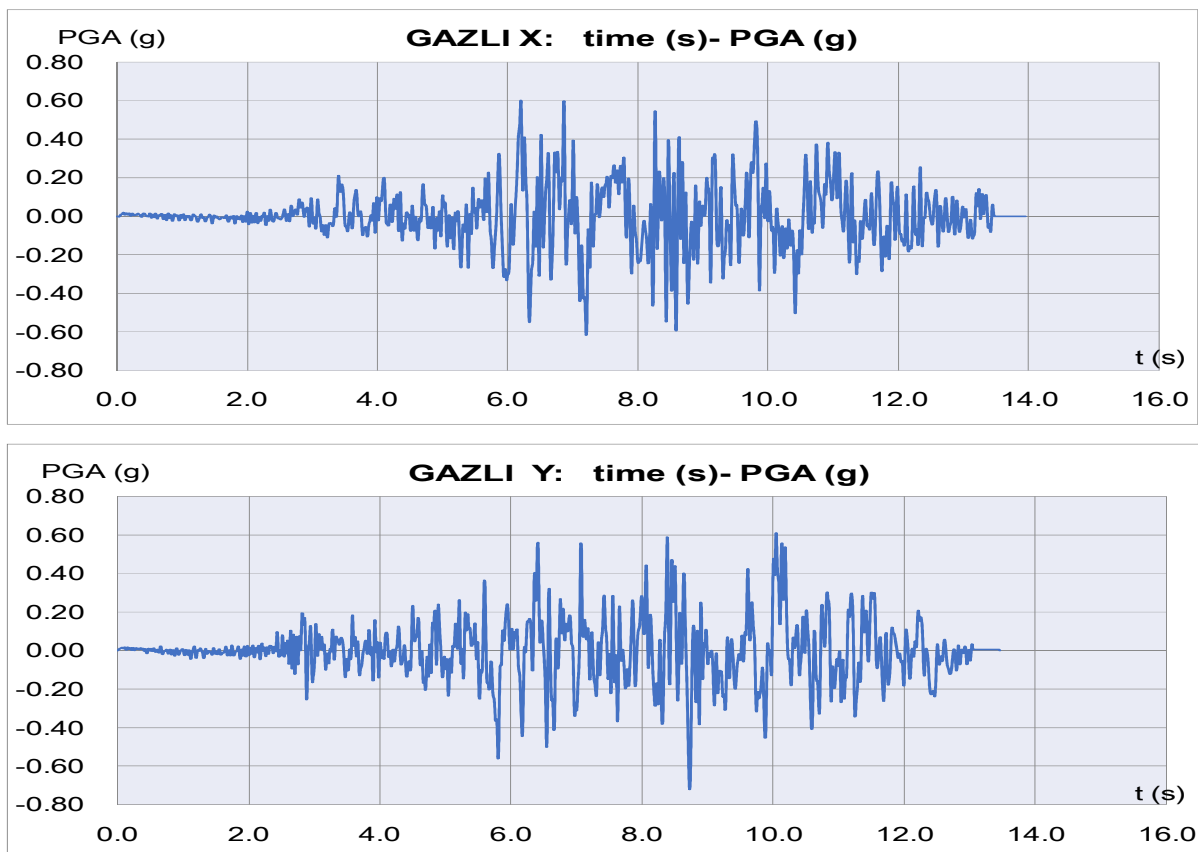
Σχήμα 4.9 : Εδαφικές επιταχύνσεις του σεισμού της Αθήνας (1999)



Σχήμα 4.11 : Εδαφικές επιταχύνσεις του σεισμού του Αιγίου (1995)



Σχήμα 4.5 : Εδαφικές επιταχύνσεις του σεισμού της Λευκάδας (1973)



Σχήμα 4.7 : Εδαφικές επιταχύνσεις του σεισμού του Gazli (1974)

4. 5. Ορισμός των IM, του συντελεστή κλιμάκωσης λ και του συντελεστή συμπεριφοράς q

Όπως ήδη έχει περιγραφεί παραπάνω, κατά τη διεξαγωγή της επαυξητικής δυναμικής ανάλυσης μονής καταγραφής, προκύπτουν τα διαγράμματα της έντασης (IM) ως προς την απόκριση της κατασκευής (DM).

Στη δική μας περίπτωση, το μέγεθος που χρησιμοποιείται ως DM είναι η μέγιστη σχετική γωνία της διαφορικής μετακίνησης των ορόφων (maximum interstorey drift).

Ορίζονται δύο μέτρα έντασης των διαγραμμάτων (IM): Η οριζόντια μέγιστη εδαφική επιτάχυνση κατά τη διεύθυνση X του σεισμού (PHA X) και η φασματική (φαινόμενη) επιτάχυνση της κατασκευής (SA).

Ζητούμενο είναι η κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφημάτων με το συντελεστή κλιμάκωσης λ , έτσι ώστε να υπολογιστεί σε κάθε βήμα η δυναμική ανελαστική απόκριση της κατασκευής για τη χάραξη της γραφικής παράστασης της IDA (τετμημένες DM – τεταγμένες IM). Επιλέγεται να πραγματοποιηθούν αναλύσεις για τιμές της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης κατά X από 0.1g έως 2.5g, και με βήμα 0.1g. Βέβαια επειδή ο σεισμός εισάγεται κατά δύο διευθύνσεις στην κατασκευή, για τη χάραξη των IDA μονής καταγραφής που πραγματοποιούνται, στις περισσότερες περιπτώσεις, εμφανίζεται δυναμική αστάθεια για χαμηλότερες τιμές της επιτάχυνσης PHA κατά X. Ζητούμενο είναι η

κατάλληλη επιλογή του συντελεστή κλιμάκωσης λ , με τον οποίο πολλαπλασιάζονται και οι δύο καταγραφές που εισάγονται. Παρακάτω περιγράφεται ως παράδειγμα, πως προέκυψαν οι τιμές του συντελεστή κλιμάκωσης (λ) για την περίπτωση του σεισμού της Κορίνθου (1981):

4. 5.1 Κλιμάκωση κατά την έννοια της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (PGA):

Η τιμή της PHA X είναι $PGA = 0.24g$ σύμφωνα με τον πίνακα 4.1. Για $\lambda = 1.00$ λοιπόν $PGA=0.24g$. Ζητείται ο υπολογισμός των συντελεστών $\lambda_{0.1}, \lambda_{0.2}, \dots$ για να προκύψουν εδαφικές επιταχύνσεις (PHA-X) 0.1g, 0.2g, ... αντίστοιχα. Επιλέγεται επίσης για κάθε περίπτωση να υπολογίζεται η απόκριση για $\lambda = 1.00$.

Με τη μέθοδο των τριών υπολογίζονται οι απαιτούμενες κλιμακώσεις του συντελεστή λ .

KORINTHOS 1981			
PHA X = 0.24 g			
i	λ_i	PHA X (g)	PHA Y (g)
0.10	0.417	0.10	0.11
0.20	0.833	0.20	0.23
0.24	1.000	0.24	0.27
0.30	1.250	0.30	0.34
0.40	1.667	0.40	0.45
0.50	2.083	0.50	0.56
0.60	2.500	0.60	0.68
0.70	2.917	0.70	0.79
0.80	3.333	0.80	0.90
0.90	3.750	0.90	1.01
1.00	4.167	1.00	1.13
1.10	4.583	1.10	1.24
1.20	5.000	1.20	1.35
1.30	5.417	1.30	1.46
1.40	5.833	1.40	1.58
1.50	6.250	1.50	1.69
1.60	6.667	1.60	1.80
1.70	7.083	1.70	1.91
1.80	7.500	1.80	2.03
1.90	7.917	1.90	2.14
2.00	8.333	2.00	2.25

Πίνακας 4.2 : Συντελεστής κλιμάκωσης λ και τιμές της PHA X και PHA Y για το σεισμό της Κορίνθου (1981)

Οι καταγραφές που εισάγονται κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή λ που προέκυψε. Κατόπιν πραγματοποιούνται δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις για κάθε βήμα, δηλαδή για κάθε τιμή του λ , μέχρι και την αστοχία. **Η μη γραμμικότητα που λαμβάνεται υπ’**

όψιν είναι μη γραμμικότητα λόγω διαρροής του υλικού και ανακατανομής εντάσεων στο προσομοίωμα του φορέα, ενώ επιλέχθηκε να μην εξεταστεί η μη γραμμικότητα λόγω γεωμετρίας, καθώς θεωρήθηκε πως είναι ένα φαινόμενο για το οποίο απαιτείται αναλυτικότερη διερεύνηση. Με κίτρινο χρώμα σημειώνεται η τιμή του λ για την οποία ο φορέας παρουσιάζει δυναμική αστάθεια στην περίπτωση όπου η θεμελίωση θεωρήθηκε πακτωμένη. Επομένως, συμβατικά, λαμβάνεται ως σημείο αστοχίας και η ανάλυση τερματίζεται για $\lambda_{1.40} = 5.833$.

Ας σημειωθεί πως η τιμή $PGA = 0.24g$ για $\lambda = 1.00$ είναι το σημείο εκκίνησης (για $T = 0.00$) του φάσματος σχεδιασμού που υπολογίζεται στην ενότητα 4.1.ζ του παρόντος. Με τον ίδιο τρόπο κλιμακώνονται και οι υπόλοιπες 7 καταγραφές που εξετάζονται κατά το παρόν.

Στην εργασία αυτή επιλέγεται η ταυτόχρονη εισαγωγή των καταγραφών του σεισμού κατά τις δύο διευθύνσεις που εξετάζονται σε κάθε βήμα. Επίσης η ανάλυση χρονοϊστορίας για $\lambda = 1.00$ πραγματοποιούνται δύο φορές με PHA X κατά τη X, αλλά και κατά τη Y διεύθυνση της κατασκευής, όπως έχει οριστεί, και επιλέγεται η δυσμενέστερη περίπτωση (αυτή με τη μεγαλύτερη απόκριση) για την επαυξητική ανάλυση.

4. 5.2 Υπολογισμός της φασματικής επιτάχυνσης για κάθε βήμα (SA)

ι. Ελαστικό και ανελαστικό φάσμα απόκρισης και θεωρία δυναμικής ανάλυσης

Όπως έχει ήδη αναφερθεί στην ενότητα 4.1.ζ η κάθε σεισμική διέγερση ορίζει μονοσήμαντα ένα φάσμα απόκρισης, όπου η πιθανοτική τους επεξεργασία, καταλήγει στα γνωστά φάσματα σχεδιασμού των κανονισμών.

Ένα φάσμα απόκρισης ως προς ένα δεδομένα μέγεθος, ως προς την επιτάχυνση στη δική μας περίπτωση, είναι η γραφική παράσταση της συνάρτησης της απόλυτης επιτάχυνσης που αναμένεται να αναπτύξει ένας μονοβάθμιος ταλαντωτής, με δεδομένη απόσβεση, για εδαφική κίνηση στη βάση του ίση με τη σεισμική κίνηση στην οποία αναφέρεται το φάσμα απόκρισης.

Η μέγιστη επιτάχυνση του μονοβάθμιου ταλαντωτή αναπτύσσεται στην κορυφή του. Συνεπώς με βάση τους διαθέσιμους τρόπους παραγωγής φασμάτων της Σεισμολογίας, είναι πιθανή η πρόβλεψη της απόκρισης κάθε ταλαντωτή για περίοδο από 0.00 έως 4.00s, μιας και αυτές είναι οι ιδιοπερίοδοι που επηρεάζονται από τις σεισμικές κινήσεις ισχυρής έντασης, οι οποίες εξετάζονται κατά το παρόν.

Τα φάσματα απόκρισης διακρίνονται σε ελαστικά και ανελαστικά. Ελαστικό φάσμα ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή είναι η γραφική παράσταση που περιγράφηκε παραπάνω, όπως αναμένεται όταν ο ταλαντωτής συμπεριφέρεται ελαστικά, δηλαδή καθ' όλη τη διάρκεια της φόρτισης να αναπτύσσει απόκριση η οποία μπορεί να περιγραφεί με το σταθερό όρο της ακαμψίας ελατηρίου, δηλαδή $F = K \cdot u$, με το $K = K_{el} = \text{constant}$.

Ανελαστική είναι η απόκριση ενός ταλαντωτή, ο οποίος έχει ένα πεπερασμένο όριο της ελαστικής περιοχής, η υπέρβαση του οποίου δε θα οδηγήσει στη θραύση, αλλά στην καταστροφή ενέργειας μέσω τριβών και μεγάλων παραμορφώσεων, όχι πλέον ανάλογων της δύναμης με κάποια γραμμική συσχέτιση. Γενικότερα **το ανελαστικό φάσμα είναι η απομείωση ενός ελαστικού φάσματος με κάποιον συντελεστή συμπεριφοράς:**

$$q = F_{el} / F_y, \text{ όπου} \quad [4.5]$$

- F_{el} είναι η απαιτούμενη ελαστική δύναμη για την παραλαβή των φορτίων,

- F_y είναι το όριο διαρροής του ταλαντωτή. Οι απομειωμένες (πραγματικές) επιταχύνσεις του φάσματος απόκρισης σύμφωνα με το σύγχρονο κανονισμό (Ec-8) υπολογίζονται ως εξής:

$$\Phi_d(T) = SA(T)/q, \quad \text{για } T < T_c \quad [4.6]$$

$$\Phi_d(T) = (2q - 1)^{0.5} \quad \text{για } T > T_c \quad [4.7]$$

Όπου T_c , είναι το όριο της περιοχής «μικρών» ιδιοπεριόδων κατά τον Ec-8, αντίστοιχο με την τιμή T_2 του προγενέστερου, και ακόμα σε ισχύ EAK2000, όπου ισχύει ο κανόνας ίσων μετατοπίσεων, ενώ στην περιοχή των μεγάλων ιδιοπεριόδων, δηλαδή για ιδιοπερίοδο του ταλαντωτή $T > T_c$, ισχύει η αρχή ίσων ενεργειών.

Δηλαδή για μικρές περιόδους του ταλαντωτή, η σεισμική δύναμη που εισάγεται, καταναλίσκεται μη συντηρητικώς, από το φυσικό προσομοίωμα που αυτός ορίζει. Περισσότερες για το θέμα πληροφορίες ο αναγνώστης μπορεί να αντλήσει από το σύγγραμμα Εισαγωγή στη Σεισμολογία (Παπαζάχος, Καρακάϊσης & Χατζηδημητρίου, 2005) και από συγγράμματα αντισεισμικής Τεχνολογίας όπως Αντισεισμικές Κατασκευές (Σπυράκος & Κουτρούμανος, 2010).

Στην περίπτωση των κατασκευών, όπως είναι και το κτίριο που εξετάζεται κατά το παρόν, γίνεται μια επέκταση αυτής της προσέγγισης για την πρόγνωση της σεισμικής απόκρισης. Δηλαδή τα κτίρια τα οποία στην πραγματικότητα έχουν περισσότερους του ενός βαθμούς ελευθερίας προσεγγίζονται με τα διάφορα φάσματα απόκρισης, είτε αυτά είναι κανονιστικά, είτε αναφερόμενα σε έναν συγκεκριμένο σεισμό ως μονοβάθμιοι ταλαντωτές. Πιο συγκεκριμένα, για κατασκευές με περισσότερους του ενός βαθμούς ελευθερίας, προσεγγίζεται μεμονωμένα ο τύπος της απόκρισης του κάθε βαθμού ελευθερίας που συμμετέχει, μέσω ιδιομορφικής ανάλυσης και στη συνέχεια συνθέτονται οι αποκρίσεις κάθε ιδιομορφής, μέσω ιδιομορφικής επαλληλίας. Για παράδειγμα το χωρικό πλαίσιο που εξετάζεται, έχει 6 βαθμούς ελευθερίας, όμως όπως φαίνεται και στην ιδιομορφική ανάλυση του δευτέρου κεφαλαίου, οι βαθμοί ελευθερίας που έχουν σημαντική επιρροή στην απόκριση, λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας, είναι μόλις 3 (δύο μεταφορικοί και ένας στρεπτικός). Κατά την ανάλυση λαμβάνεται η

επιρροή των β.ε. που έχουν σημαντική συνεισφορά και αμελούνται οι κατώτερες ιδιομορφές. Επίσης, έχουν αναπτυχθεί προσομοιώματα με πεπερασμένα στοιχεία, όπου αναλύονται συνεχή συστήματα με το ίδιο σκεπτικό, αλλά συνυπολογίζοντας όλους τους πιθανούς τύπους διέγερσης κάθε διακριτού μέλους.

Με τον τρόπο αυτό αναλύονται οι κατασκευές υπό πλευρικά φορτία και δυναμικές συνθήκες φόρτισης. Παράλληλα έχουν αναπτυχθεί μέθοδοι ισοδύναμης στατικής σεισμικής φόρτισης (Push-Over) όπου οι κατασκευές προσεγγίζονται με βάση την θεμελιώδη, δηλαδή την πρώτη ιδιοπερίοδο. Φυσικά κάτι τέτοιο είναι εφικτό, όταν πληρούνται οι κανόνες κανονικότητας και επομένως είναι εύλογο να θεωρηθεί πως η σημαντική απόκριση της κατασκευής συντελείται κατά την πρώτη ιδιοπερίοδο.

Με τη χρήση κατάλληλων συντελεστών (μέθοδος συντελεστών Ec-8 και FEMA) και την επιβολή τριγωνικώς της σεισμικής φόρτισης στο φορέα, συνυπολογίζονται οι διάφορες αβεβαιότητες που εμπεριέχει μια τέτοια παραδοχή και λαμβάνονται υπ' όψιν διάφορες αβεβαιότητες όπως το ύψος του κτιρίου, προκειμένου να υπολογιστεί ο συντελεστής συμπεριφοράς q .

ii. Υπολογισμός της SA σε κάθε βήμα

Σκοπός της εργασίας αυτής δεν είναι να επεκταθεί στη χρήση αυτών των μεθόδων, παρά αναφέρθηκαν κάποια βασικά θεωρητικά προαπαιτούμενα για την κατανόηση της μεθόδου που ακολουθείται. Κατά το παρόν λοιπόν, **το δεύτερο μέτρο έντασης IM που εξετάζεται κατά την ανάλυση είναι η φασματική επιτάχυνση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου SA ($T_1, 4\%$)**, όπου η απόσβεση 4% λαμβάνεται με βάση το υλικό του φορέα συντηρητικά αμελώντας τη συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων στην απόκριση.

Ο σκοπός είναι να συγκριθεί η αξιοπιστία των δύο μεγεθών για την ανάλυση τρωτότητας. Προκειμένου να μειωθεί ο υπολογιστικός φόρτος, δεν ακολουθείται μια νέα επαναληπτική διαδικασία για την επαύξηση της SA, παρά υπολογίζεται η τιμή της για κάθε τιμή του λ που έχει ήδη ληφθεί υπ' όψιν για την κλιμάκωση της PGA X. Ακολουθώντας μια τέτοια διαδικασία το βήμα της SA είναι της τάξης των 0.1g που ελήφθη προηγουμένως, καθώς το εύρος της προκύπτει μεγαλύτερο σε σχέση με αυτό της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (PGA). Βέβαια, υπάρχει ένα ζήτημα ότι το βήμα δε θα είναι σταθερό, καθώς υπάρχει μια διακύμανση της SA σε σχέση με την PGA, αλλά η μικρή απόσταση που θα έχουν οι τιμές της SA μεταξύ τους δίνουν μια επαρκέστατη πληροφορία για τη χάραξη των καμπυλών IDA.

Έχει επικρατήσει, να ορίζεται ως SA η φασματική επιτάχυνση του φάσματος απόκρισης για $q=1.00$, δηλαδή η φασματική επιτάχυνση του ελαστικού φάσματος απόκρισης. Τα φάσματα απόκρισης των 8 καταγραφών, υπολογίζονται από το πρόγραμμα Seismosignal, ενώ η θεμελιώδης

ιδιοπερίοδος υπολογίζεται από την ιδιομορφική ανάλυση που πραγματοποιείται για την κατασκευή και είναι:

- $T_1 \approx 0.36s$ για την περίπτωση στηρίξεων (fixed – pinned)

- $T_1 \approx 0.60s$ για την περίπτωση ελαστικών στηρίξεων με απόσβεση του κεφαλαίου 3 (springs)

Με γνωστή την θεμελιώδη ιδιομορφή της κατασκευής, και με τον υπολογισμό των φασμάτων απόκρισης είναι δυνατός ο υπολογισμός της φασματικής επιτάχυνσης για $\lambda = 1.00$. Κατόπιν είναι εφικτός ο υπολογισμός της SA για κάθε βήμα, καθώς πολλαπλασιάζεται με το συντελεστή λ . Καθώς ο σεισμός εισάγεται σε δύο διευθύνσεις οφείλουμε να λάβουμε την επαλληλία των φασματικών επιταχύνσεων που θα προκύψουν για τις δύο διευθύνσεις. Θεωρείται κατά το παρόν πως μια επαλληλία με την απλοποιητική SRSS καλύπτει τους στόχους της ανάλυσης. Επίσης, πρέπει να σημειωθεί πως θα πρέπει κατά τη δεύτερη διεύθυνση να υπολογιστεί η SA(T_2) δηλαδή κατά τη δεύτερη ιδιομορφή, η τιμή της όμως είναι παρεμφερής με την τιμή της T_1 . Έτσι είναι δυνατή η χάραξη της γραφικής παράστασης SA – drift.

4.5.3. Υπολογισμός της ανελαστικής επιτάχυνσης (Φ_d) και του συντελεστή συμπεριφοράς q

Η τιμή της SA που υπολογίστηκε προηγουμένως δεν αποτελεί την πραγματική φαινόμενη επιτάχυνση στην ανωδομή, καθώς κάτι τέτοιο θα ίσχυε εάν η κατασκευή αποκρινόταν ελαστικά. Η κατασκευή όμως, έχει μη γραμμική απόκριση λόγω της ικανότητας πλαστικής παραμόρφωσης των επιμέρους δομικών στοιχείων και έτσι η πραγματική της απόκριση είναι ανελαστική.

Η πραγματική επιτάχυνση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου μπορεί να υπολογιστεί με αντιστροφή της σχέσης που ισχύει για την τέμνουσα βάσης της κατασκευής:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda, \quad [4.8]$$

όπου,

- F_b : η Τέμνουσα δύναμη βάσης

- T_1 : θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στην εξεταζόμενη διεύθυνση

- $S_d(T_1)$: η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού για περίοδο T_1

- m : συνολική μάζα κτιρίου

- λ = διορθωτικός συντελεστής: $\lambda = 0.85$ εάν $T_1 \leq 2 T_c$ και το κτίριο έχει πάνω από 2 ορόφους

$\lambda = 1.00$ σε κάθε άλλη περίπτωση

Στη δική μας περίπτωση $\lambda = 0.85$, για κάθε προσομοίωση της θεμελίωσης, καθώς $T_c = 0.60s$. Ακόμα είναι εφικτός ο υπολογισμός της τέμνουσας βάσης κατά την ανάλυση, καθώς υπολογίζεται σε κάθε βήμα από το πρόγραμμα της ανάλυσης με τη χρήση της μεθόδου CQC, λαμβάνεται δηλαδή επακριβώς η συνεισφορά της κάθε ιδιομορφής κατά την επαλληλία. Ως τέμνουσα βάσης κατά τη διεύθυνση Z (του

ύψους) μπορεί να υπολογιστεί και η ενεργός μάζα του φορέα. Επομένως σύμφωνα με όλα αυτά μπορεί να υπολογιστεί η ανελαστική ενεργός επιτάχυνση $S_d(T_1)$. Επιλύοντας τη σχέση [4.6] ως προς q είναι ικανός ο υπολογισμός του συντελεστή συμπεριφοράς σε κάθε βήμα:

$$q = SA(T) / \Phi_d(T), \quad \text{καθώς } T < T_c \quad [4.9]$$

Με τον τρόπο αυτόν μπορεί να ελεγχθεί ο συντελεστής συμπεριφοράς που ελήφθη κατά το σχεδιασμό στο κεφάλαιο 2. Πλέον έχουν οριστεί όλα τα μεγέθη για την ανάλυση IDA.

4. 6. Διεξαγωγή της ανάλυσης IDA – σύνθεση των IDA μονής καταγραφής

4.6.1. Ορισμός της μη γραμμικότητας του υλικού του φορέα

Η ολκιμότητα του δομικού χάλυβα έχει δημιουργεί την προϋπόθεση για την ύπαρξη μη γραμμικής απόκρισης, στις επιμέρους διατομές του φορέα, οι οποίες υπερβαίνουν το όριο διαρροής τους, χωρίς όμως να αστοχούν, αναπτύσσοντας έντονες παραμορφώσεις. Το γεγονός αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την μη γραμμική απόκριση του φορέα με ταυτόχρονη καταστροφή ενέργειας κατά τις σύγχρονες αντισεισμικές αντιλήψεις. Καθ' ότι πρόκειται για το σχεδιασμό νέας κατασκευής συντρέχουν οι προϋποθέσεις για τη μη γραμμική απόκριση του φορέα οι οποίες είναι οι εξής:

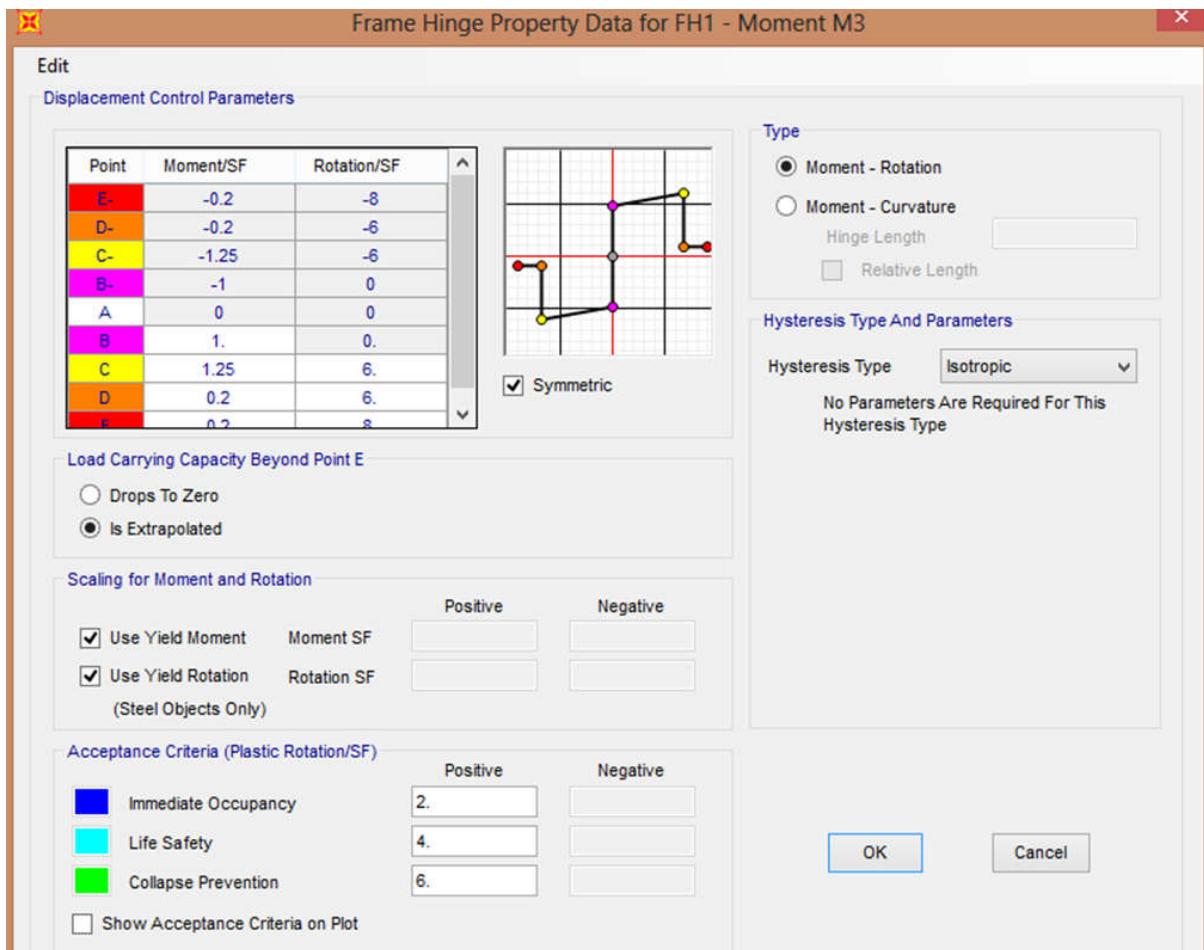
- Γεωμετρική κανονικότητα του φορέα η οποία εξασφαλίζει το δομικό σύστημα από το ενδεχόμενο κάποιας πρώιμης επιμέρους αστοχίας.
- Η τέμνουσα αντοχής των επιμέρους μελών του φορέα είναι υψηλή σε σχέση με την αναμενόμενη τέμνουσα σχεδιασμού, γεγονός που διασφαλίζει πως δε θα αναπτυχθούν φαινόμενα δαιτητικής (ψαθυρής) αστοχίας
- Η χρήση διατομών κατηγορίας I (ή II) για μεταλλικές κατασκευές, οι οποίες εξασφαλίζει το φορέα από το φαινόμενο του λυγισμού και της απώλειας ελαστικής ευστάθειας κατά την απόκριση
- Ο ικανοτικός σχεδιασμός των συνδέσμων δυσκαμψίας, ο οποίος διασφαλίζει την δυνατότητα ανάπτυξης της πλευρικής αντοχής του χωρικού πλαισίου, χωρίς να προηγηθεί απώλεια της αντοχής των υποστυλωμάτων του φορέα.

Η μη γραμμικότητα εισάγεται στις διατομές του φορέα, με τη **χρήση στοιχείων πλαστικών αρθρώσεων (hinges)** στα άκρα των γραμμικών μελών του προσομοιώματος. Με δεδομένο τον καταστατικό νόμο του υλικού σχεδιασμού (χάλυβας S355), χρησιμοποιούνται οι σχέσεις φορτίου –

μετατόπισης (P-δ) και ροπής κάμψης – γωνίας στροφής χορδής (M – θ) του κανονισμού FEMA 356 για διατομές από χάλυβα (αντίστοιχες σχέσεις ορίζονται και στον Ευρωκώδικα 8) και ορίζεται η μη γραμμική συμπεριφορά για τις τρεις ομάδες διατομών του φορέα.

A. Σχέση ροπής κάμψης – γωνίας στροφής χορδής (M – θ) των δοκών του πλαισίου:

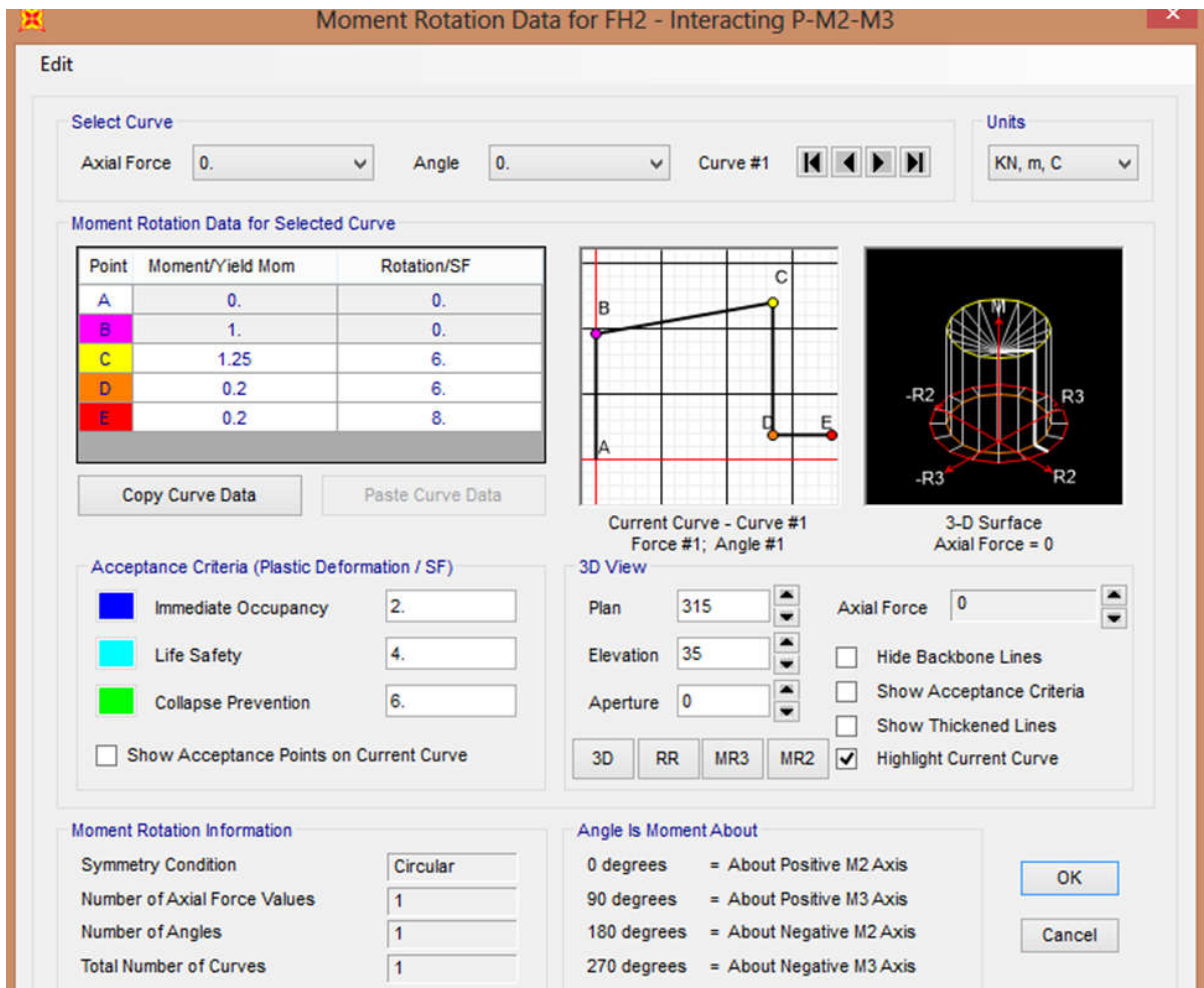
Απεικονίζεται στο σχήμα 4.8. Δεν αναμένεται να έχουν συνεισφορά κατά την πλαστικοποίηση τα άκρα των δοκών λόγω της αρθρωτής συνθήκης στήριξης με τα υποστυλώματα. Παρ' όλ' αυτά προσδιορίζεται η μη γραμμική συμπεριφορά τους, όπου λόγω της μειωμένης επιρροής της ορίζεται πως οι δοκοί διατηρούν την αντοχή τους μετά το ακραίο σημείο έντασης (E).



Σχήμα 4.8 : Σχέση γωνίας στροφής χορδής – ροπής κάμψης (M – θ) των δοκών του πλαισίου

B. Σχέση γωνίας στροφής χορδής – ροπής κάμψης (M – θ) των υποστυλωμάτων του πλαισίου:

Πρόκειται για διάγραμμα αλληλεπίδρασης, της αξονικής θλιπτικής δύναμης και των δύο καμπτικών ροπών (M_x και M_z). Απεικονίζεται στο σχήμα 4.9 η αλληλεπίδραση των 3 αυτών μεγεθών που εκλέγεται.

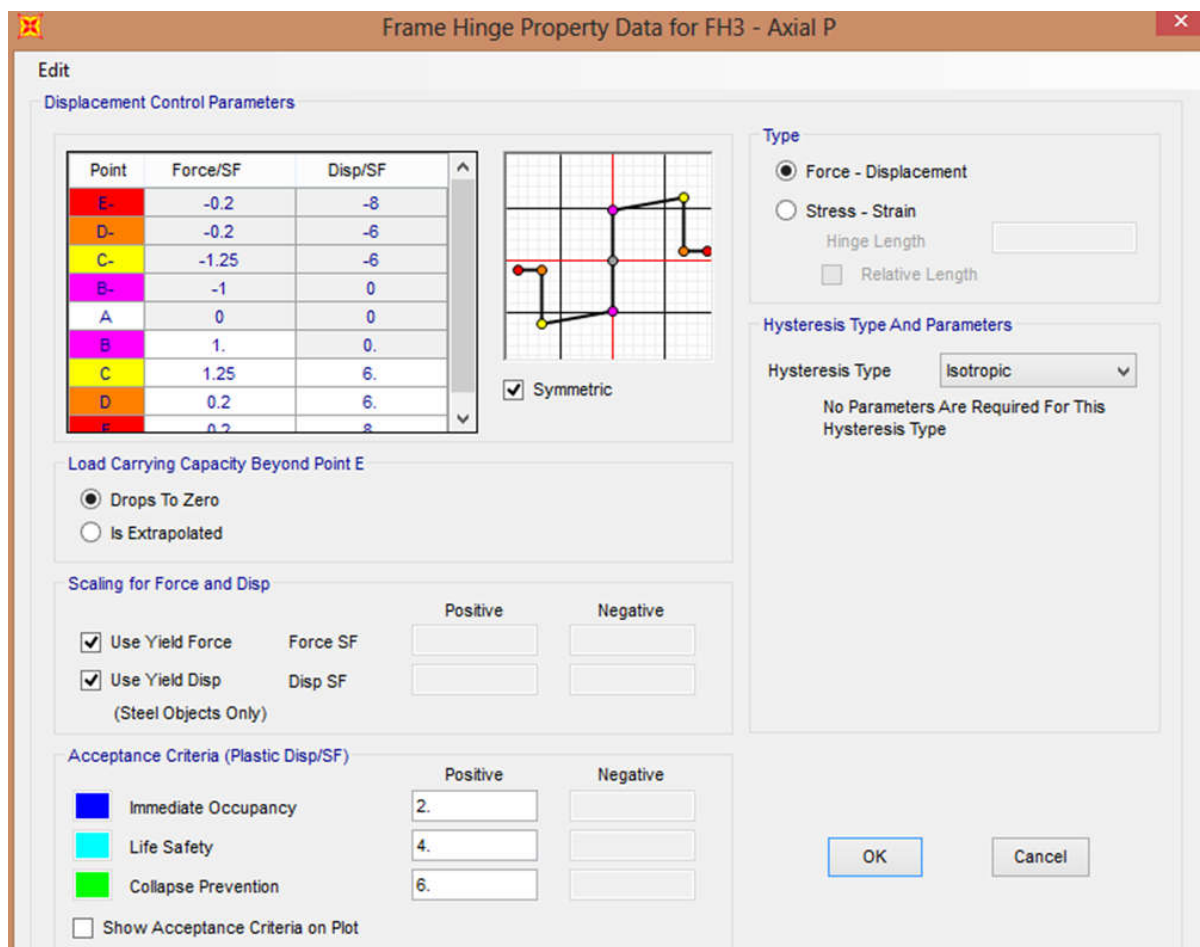


Σχήμα 4.9 : Σχέση ροπής κάμψης – γωνίας στρώσης χορδής ($M - \theta$) και αξονικής δύναμης (P) των υποστυλωμάτων

Γ. Σχέση φορτίου – μετατόπισης ($P - \delta$) των συνδέσμων δυσκαμψίας του πλαισίου:

Πρόκειται για τη σχέση μεταξύ της αξονικής δύναμης με την αξονική παραμόρφωση των συνδέσμων δυσκαμψίας. Εκλέγεται συμμετρικό διάγραμμα, ίδια σχέση $P - \delta$ για εφελκυστική αλλά και για θλιπτική δύναμη. Ωστόσο, η αστοχία των συνδέσμων δυσκαμψίας καθορίζεται από την αστοχία σε θλίψη, η οποία συνοδεύεται από λυγισμό. Στο σχήμα 4.10 απεικονίζεται η συμπεριφορά της πλαστικής άρθρωσης που εκλέγεται για τους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Λόγω της κρισιμότητας του μέλους αυτού για την απόκριση του φορέα, αλλά και του είδους της αστοχίας του – λυγισμός- επιλέγεται υπέρ της ασφαλείας, μετά το λυγισμό των συνδέσμων (δύναμη πέραν του σημείου E) να θεωρείται πως χάνει τη φέρουσα ικανότητά του, χωρίς να μπορεί να παραλάβει καθόλου φορτία, οπότε δεν υφίσταται πλέον πλαστική άρθρωση, παρά τα υπόλοιπα μέλη του φορέα, καλούνται να παραλάβουν τις δράσεις που παραλάμβανε προηγουμένως ο σύνδεσμος. Λόγω της επιλογής αυτής, η οποία όμως είναι κοντά στην πραγματικότητα, η αστοχία του φορέα παρατηρείται λίγο πριν ή λίγο μετά την **οριστική** αστοχία του πρώτου συνδέσμου δυσκαμψίας (υπέρβαση του σημείου E).



Σχήμα 4.10 : Σχέση φορτίου – μετατόπισης (P – δ) των συνδέσμων δυσκαμψίας του πλαισίου

4.6.2. Αποτελέσματα των IDA μονής καταγραφής

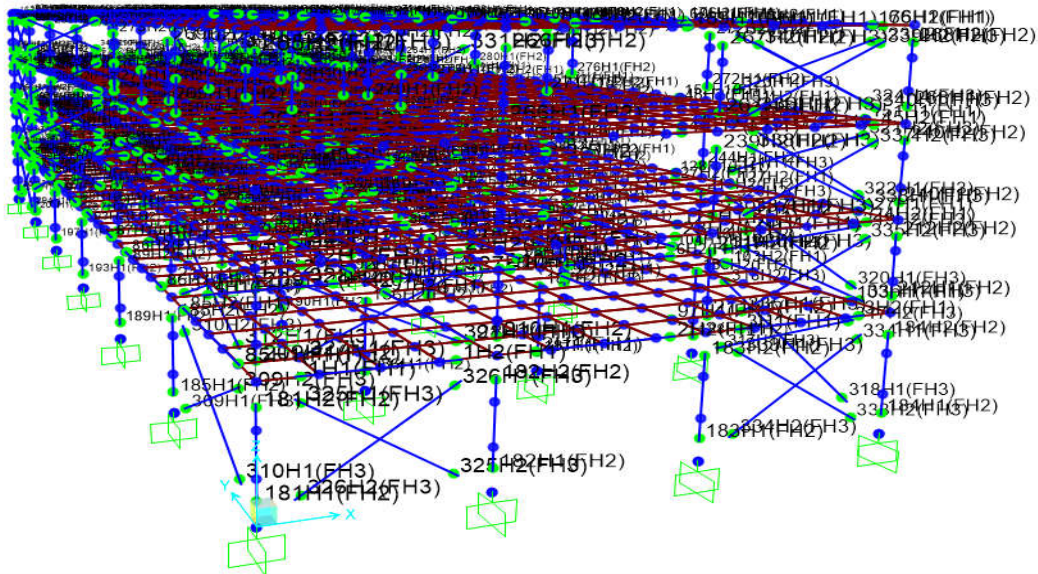
Με ορισμένα πλέον:

- Τα χαρακτηριστικά του φορέα και το σχεδιασμό του, αναλυτικότερα στο παράρτημα ο σχεδιασμός
- Τις τρεις διαφορετικές περιπτώσεις εδαφικών στηρίξεων που εξετάζονται
- Τη μη γραμμικότητα των στοιχείων του φορέα που λαμβάνεται υπ' όψιν.
- Τη μεθοδολογία της μη γραμμικής ανάλυσης που ακολουθείται

Πραγματοποιούνται οι επαυξητικές δυναμικές μη γραμμικές αναλύσεις του φορέα και εκτυπώνονται τα αποτελέσματα.

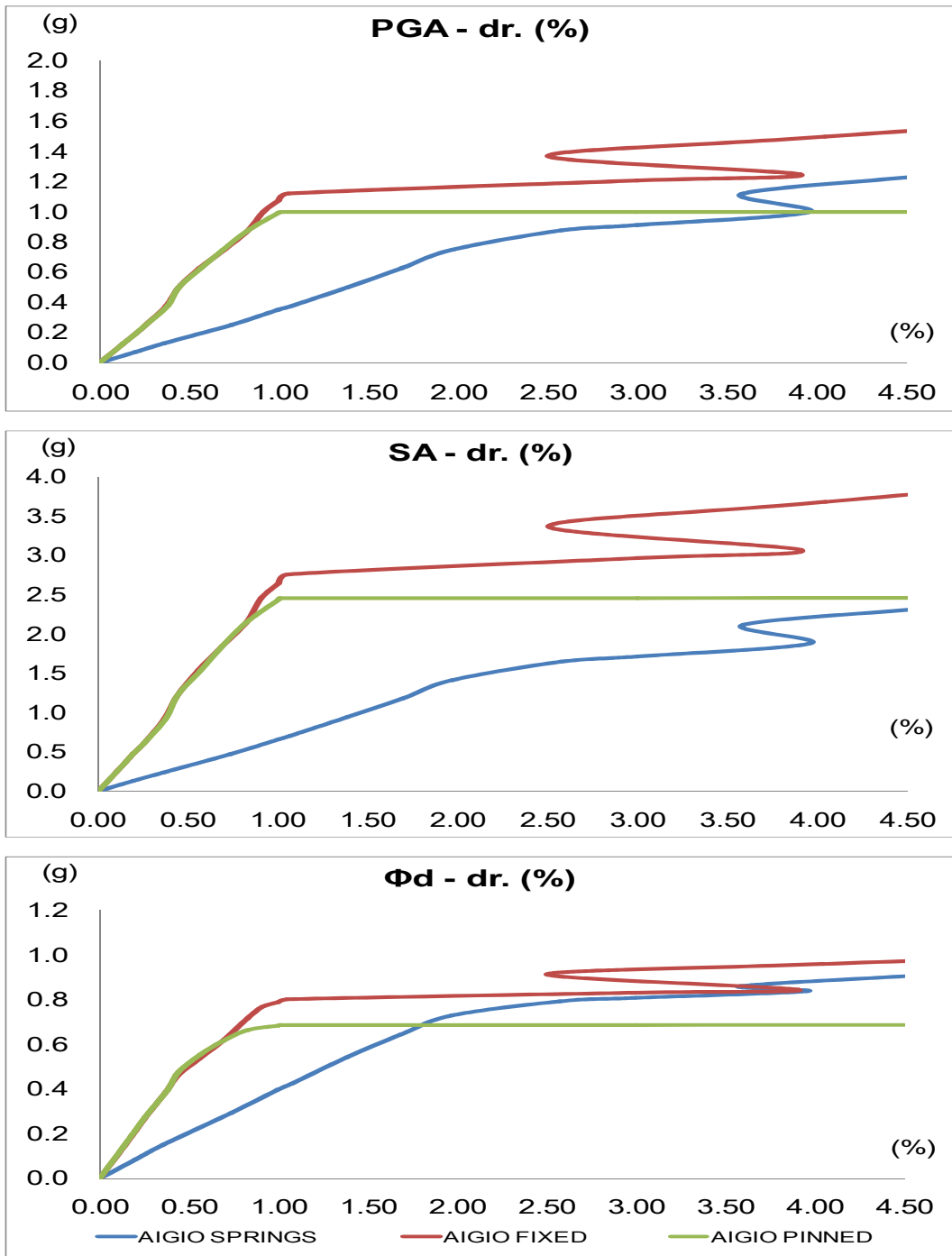
Η κατασκευή υπόκειται στην κλιμακούμενη φόρτιση των επιταχυνσιογραφήματων που παρουσιάστηκαν, πραγματοποιείται έτσι η ανάλυση IDA για τις τρεις διαφορετικές περιπτώσεις θεμελίωσης. Τα επιταχυνσιογραφήματα δε, κλιμακώνονται με τη χρήση του επαυξητικού συντελεστή λ, με τον τρόπο που περιγράφηκε στην προηγούμενη ενότητα 4.5.1, ο οποίος παίρνει μικρές τιμές (ξεκινώντας από 0.15 με 0.20) έως μεγάλες (ανάλογα με την αιχμή κάθε επιταχυνσιογραφήματος η μέγιστη τιμή του λ κυμαίνεται μεταξύ 3 και 6.5, ακόμα και 9.00 για το επιταχυνσιογράφημα του

Πύργου) με βήμα από 0.20 έως 0.50, ανάλογα με την περίπτωση. Παρακάτω εκτυπώνονται τα αποτελέσματα των IDA μονής καταγραφής κάθε επιταχυνσιογραφήματος, για τις τρεις διαφορετικές περιπτώσεις στήριξης του φορέα που εξετάζονται. Πιο συγκεκριμένα χαράσσονται τα διαγράμματα της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφου ως προς την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA), ως προς την φασματική επιτάχυνση SA, και ακόμα ως προς την ανελαστική επιτάχυνση (Φd) που υπολογίζεται για κάθε βήμα της ανάλυσης.



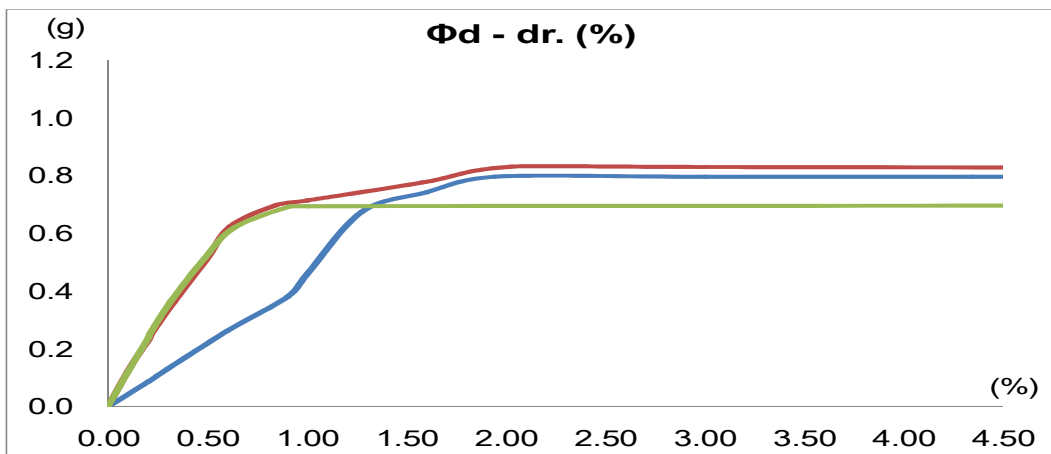
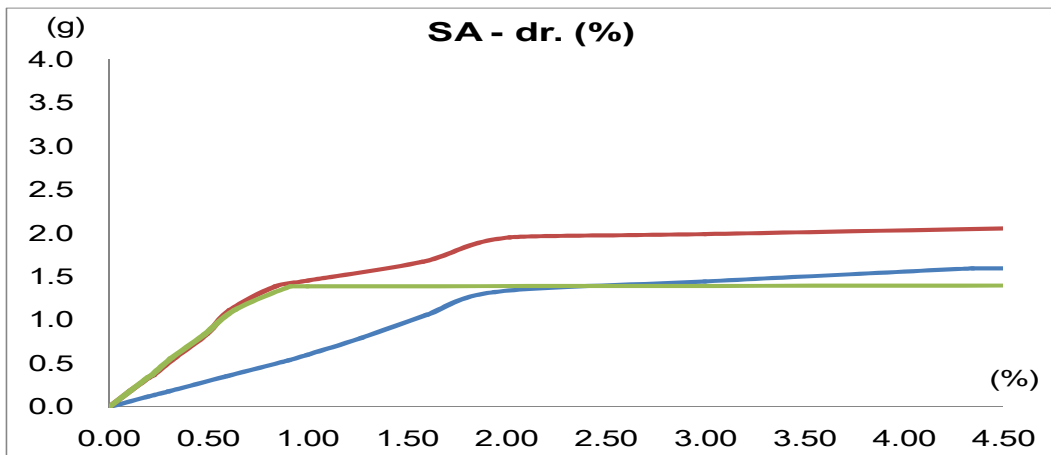
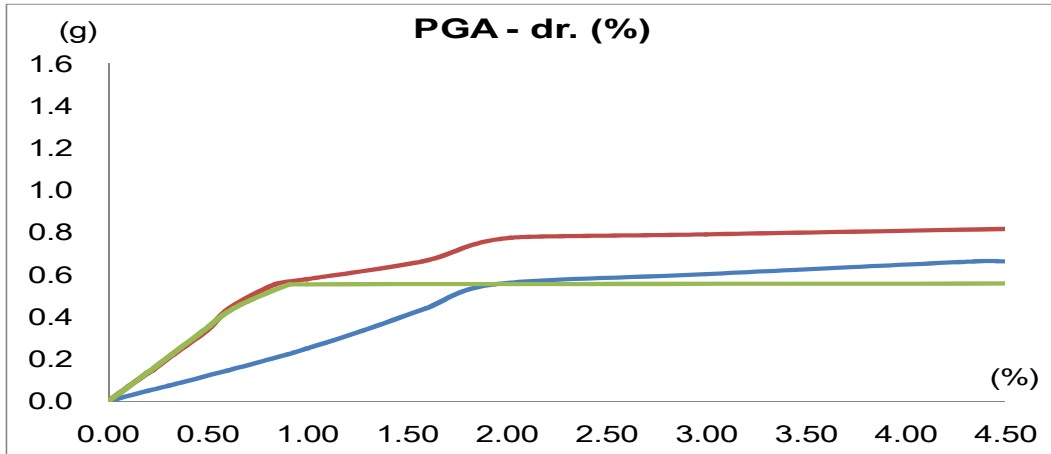
Σχήμα 4.11 : Αριθμητικό προσομοίωμα φορέα με ορισμένες τις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων

1. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΟΥ ΑΙΓΙΟΥ



Σχήμα 4.12 : Αποτελέσματα των 3 IDA για το σεισμό του Αιγίου

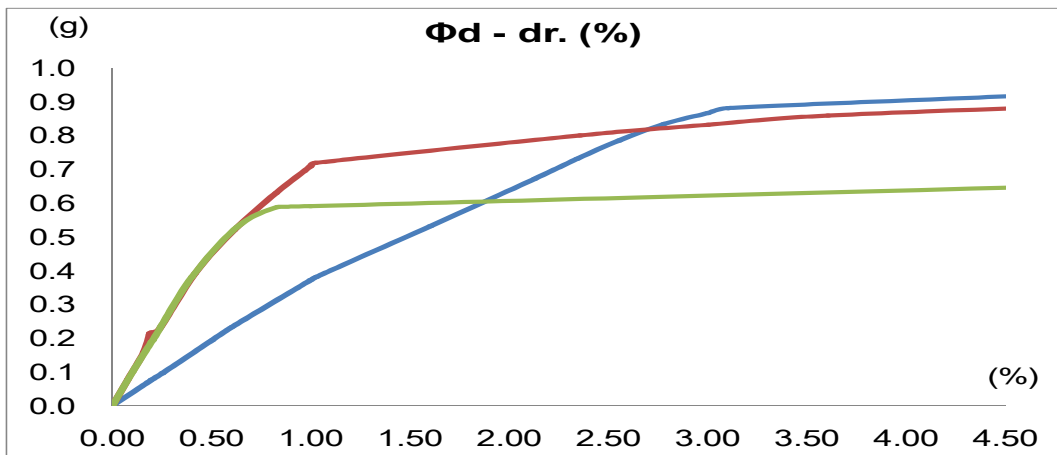
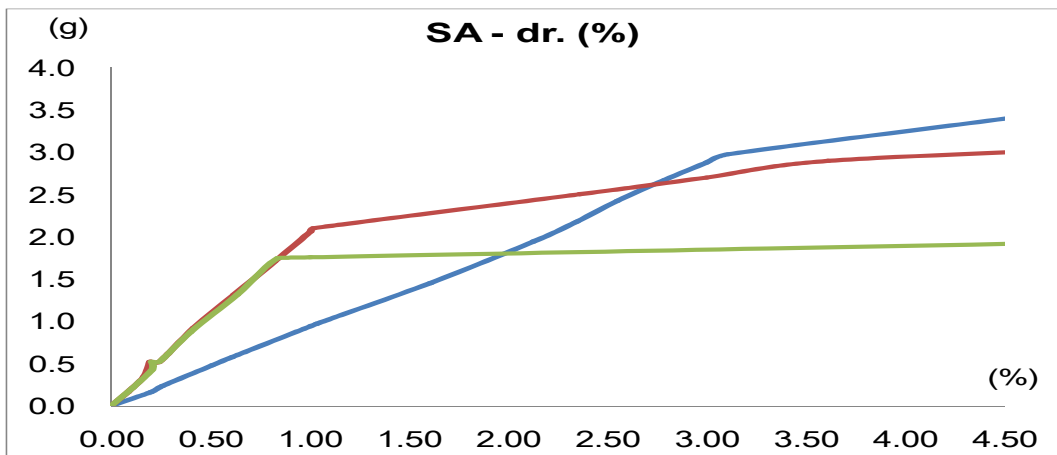
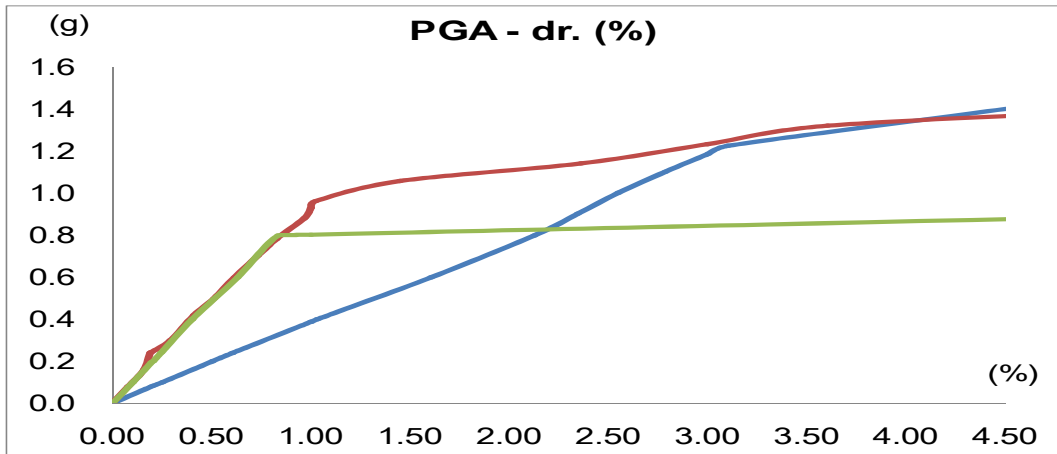
2. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΟΥ ΚΑΛΑΜΑΤΑΣ



Συνθήκες στη Βάση	
—	: FIXED - Πάκτωση
—	: SPRINGS - Ελατήρια
—	: PINNED - Άρθρωση

Σχήμα 4.13 : Αποτελέσματα των 3 IDA για το σεισμό της Καλαμάτας

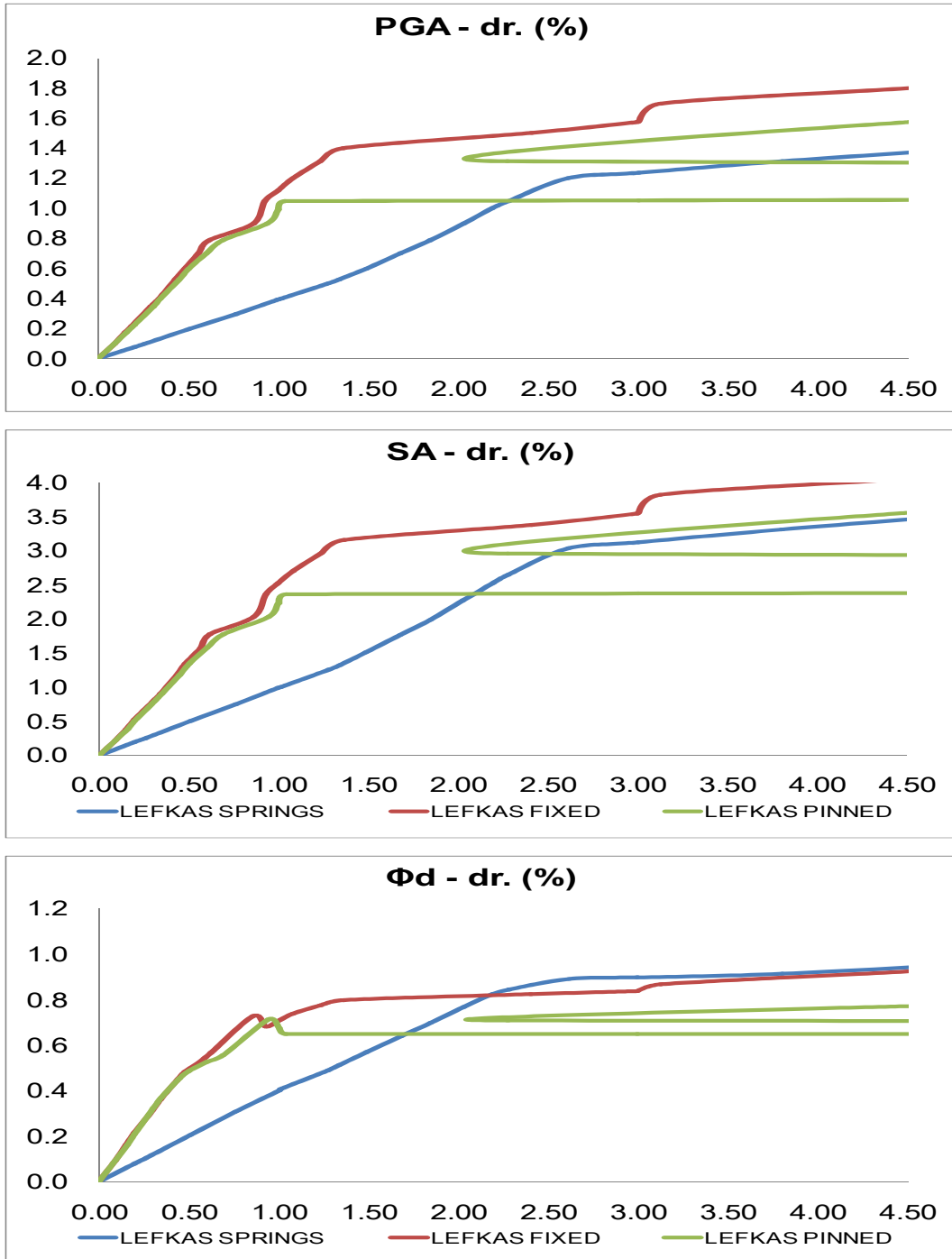
3. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΟΥ ΚΟΡΙΝΘΟΥ



Συνθήκες στη Βάση	
—	: FIXED - Πάκτωση
—	: SPRINGS - Ελατήρια
—	: PINNED - Άρθρωση

Σχήμα 4.14 : Αποτελέσματα των 3 IDA για το σεισμό της Κορίνθου

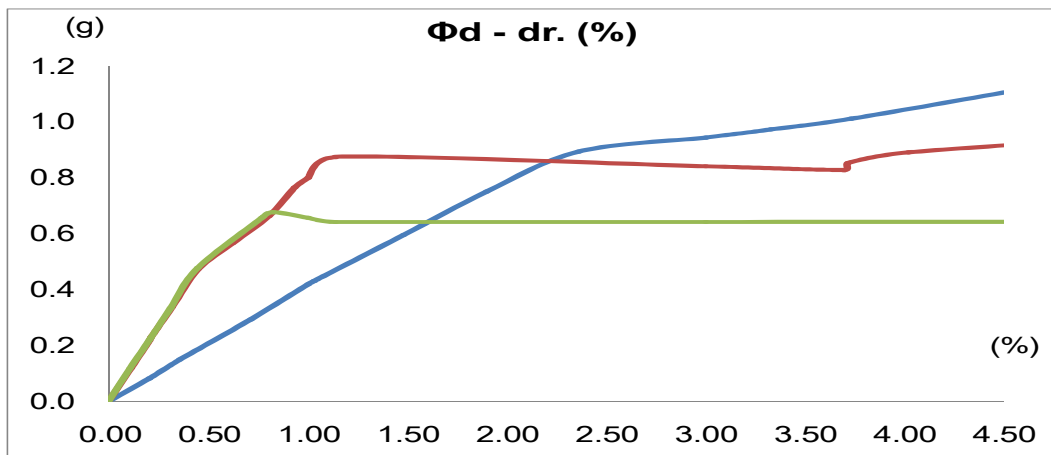
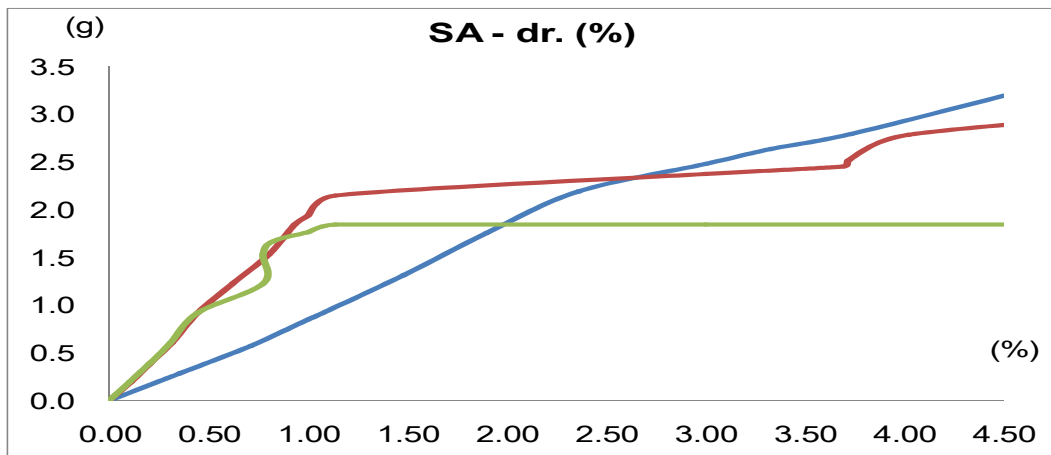
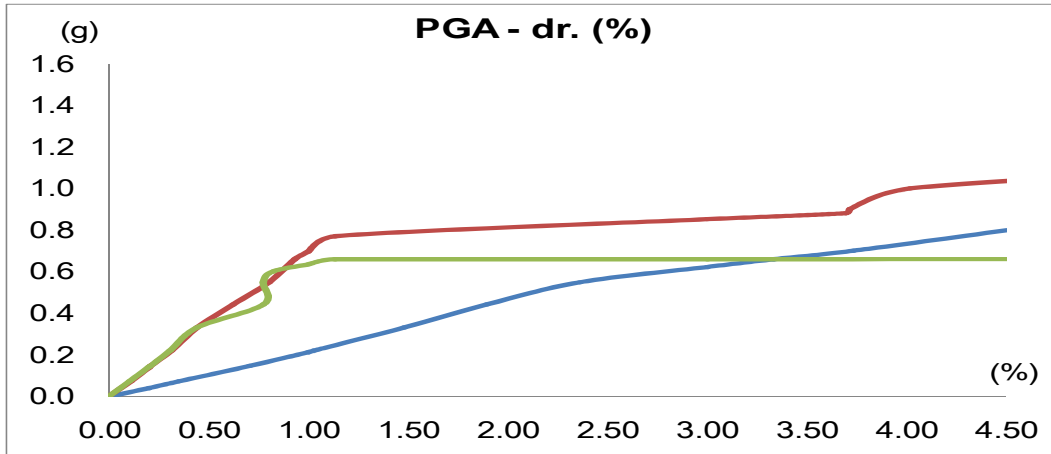
4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΟΥ ΛΕΥΚΑΔΑΣ



Σχήμα 4.15 : Αποτελέσματα των 3 IDA για το σεισμό της Λευκάδας

Στο γράφημα των αρθρωτών στηρίξεων (rinned) διαπιστώνεται η ενδιάμεση περιοχή αστοχίας που περιγράφεται στο σχήμα 4.4, η οποία όμως δε λαμβάνεται υπ' όψιν συντηρητικώς, κατά την ανάλυση τρωτότητας.

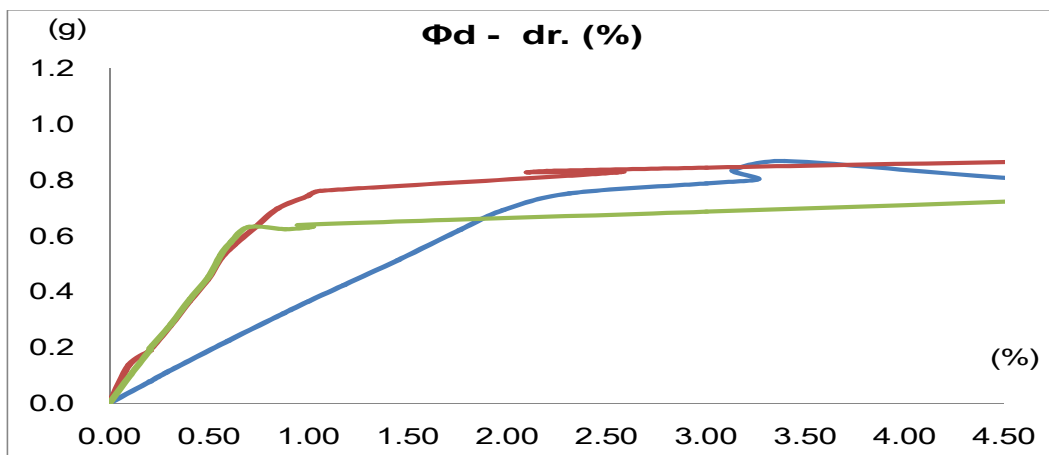
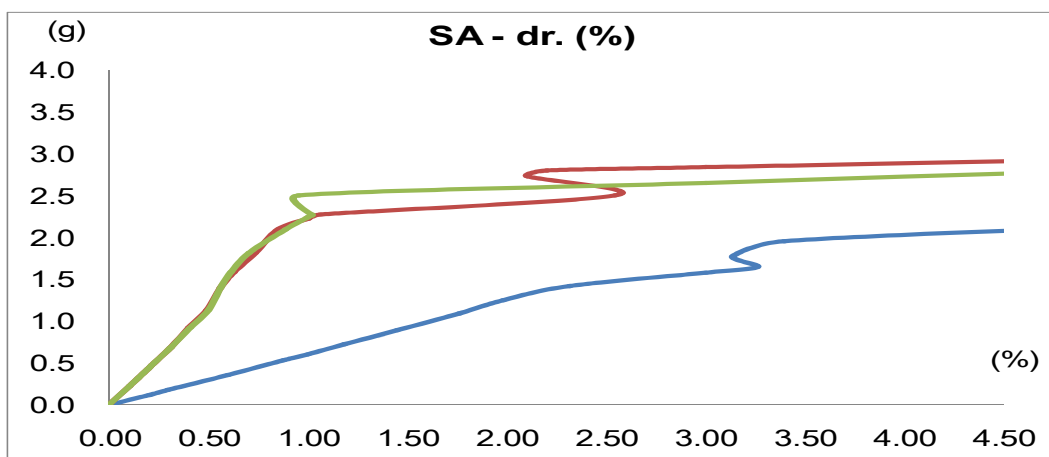
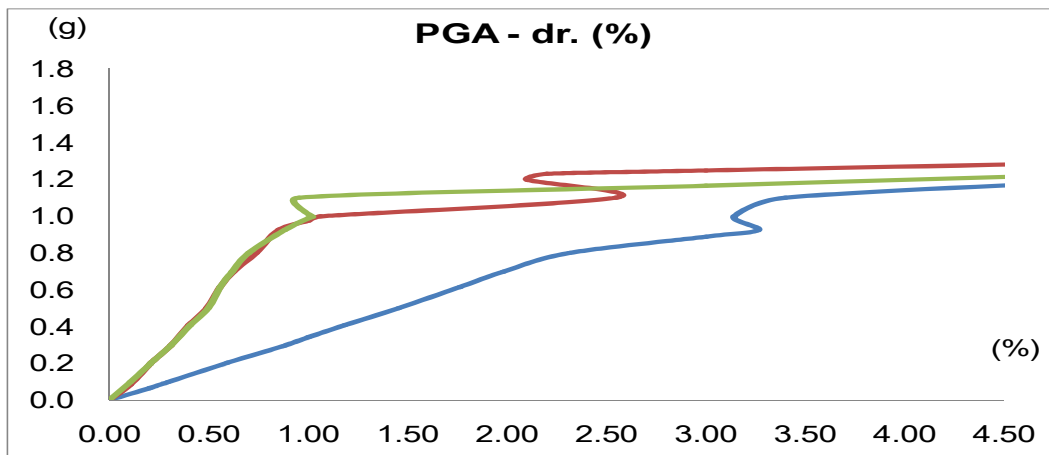
5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΟΥ ΑΔΑΝΑ



Συνθήκες στη Βάση	
— (red)	: FIXED - Πάκτωση
— (blue)	: SPRINGS - Ελατήρια
— (green)	: PINNED - Άρθρωση

Σχήμα 4.16 : Αποτελέσματα των 3 IDA για το σεισμό της Adana

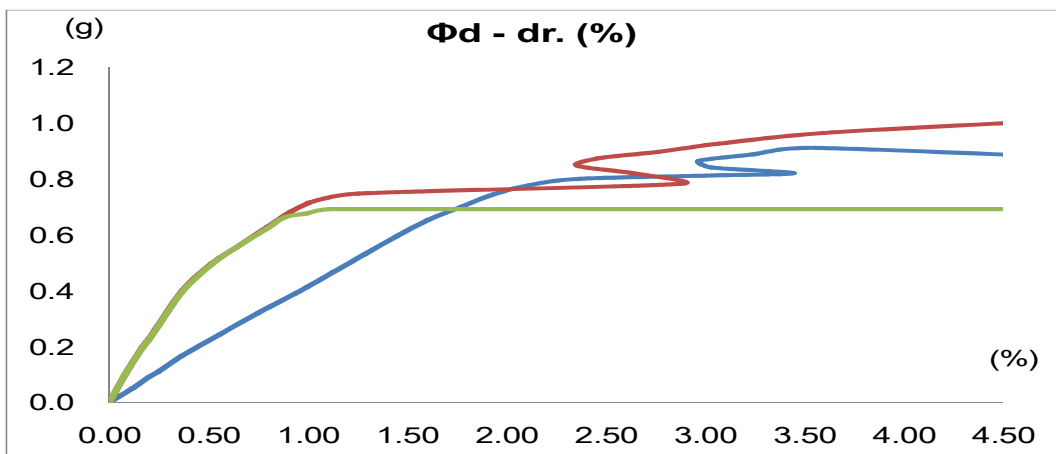
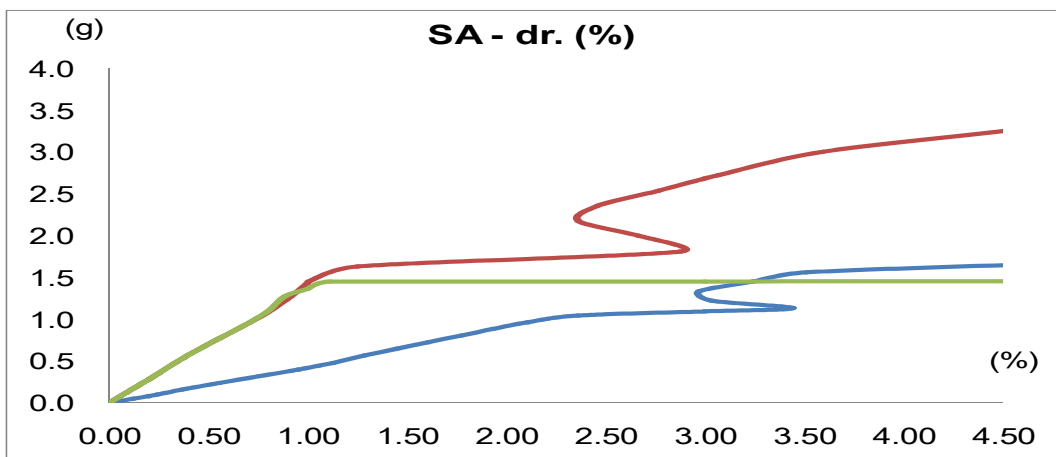
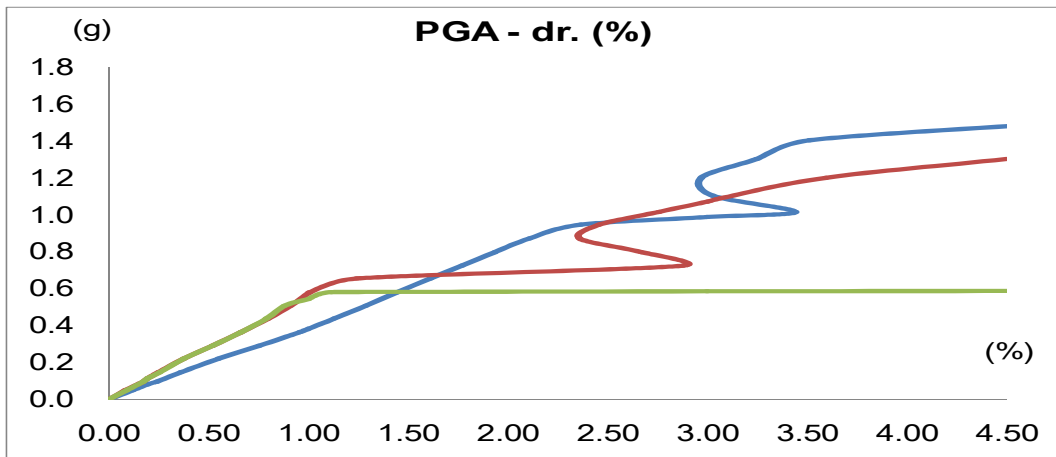
6. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΟΥ GAZLI



Συνθήκες στη Βάση	
— (red line)	: FIXED - Πάκτωση
— (blue line)	: SPRINGS - Ελατήρια
— (green line)	: PINNED - Άρθρωση

Σχήμα 4.17 : Αποτελέσματα των 3 IDA για το σεισμό του Gazli

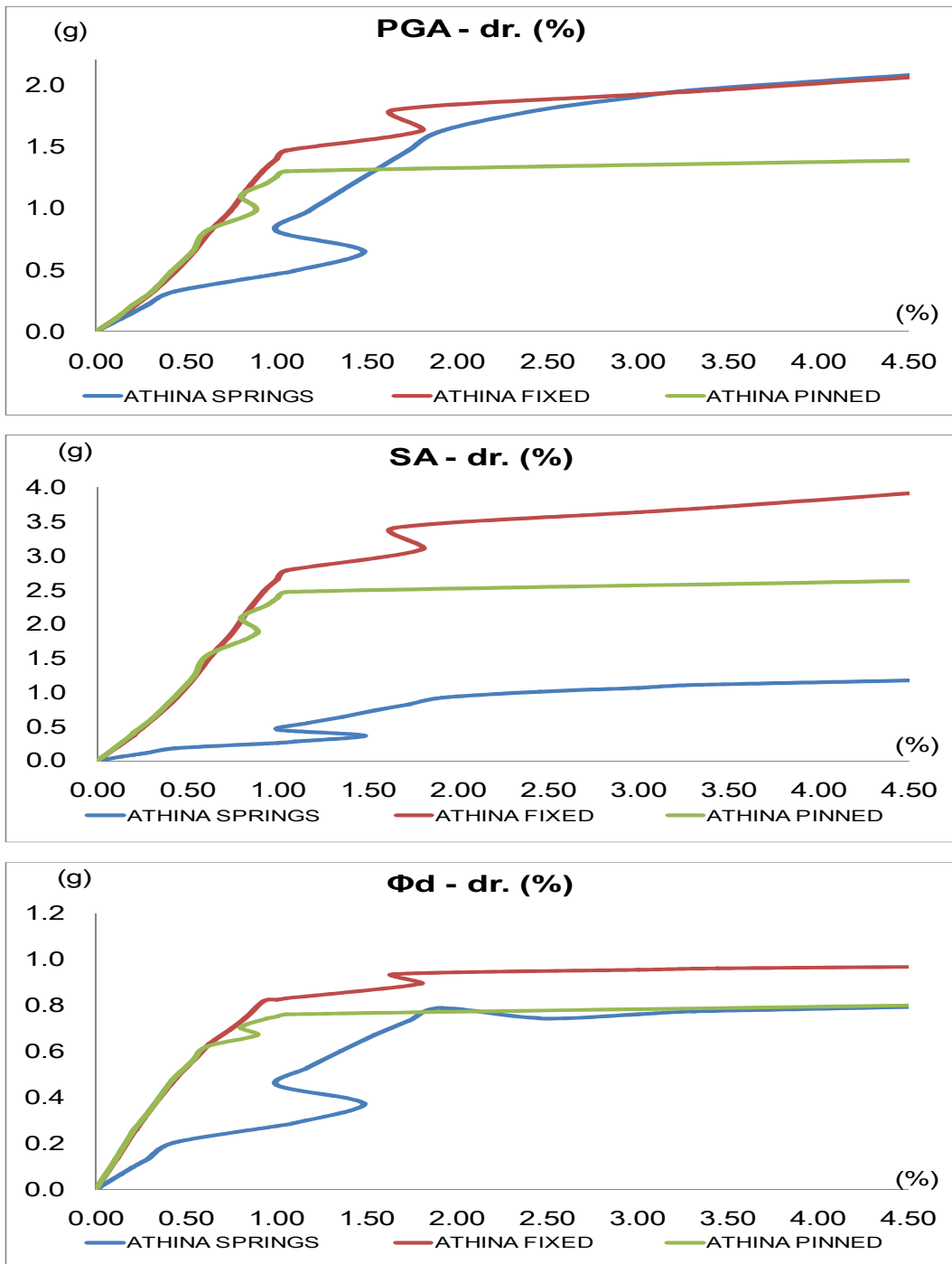
7. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΟΥ ΠΥΡΓΟΥ



Συνθήκες στη Βάση	
— (red)	: FIXED - Πάκτωση
— (blue)	: SPRINGS - Ελατήρια
— (green)	: PINNED - Άρθρωση

Σχήμα 4.18 : Αποτελέσματα των 3 IDA για το σεισμό του Πύργου

8. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΟΥ ΑΘΗΝΑΣ



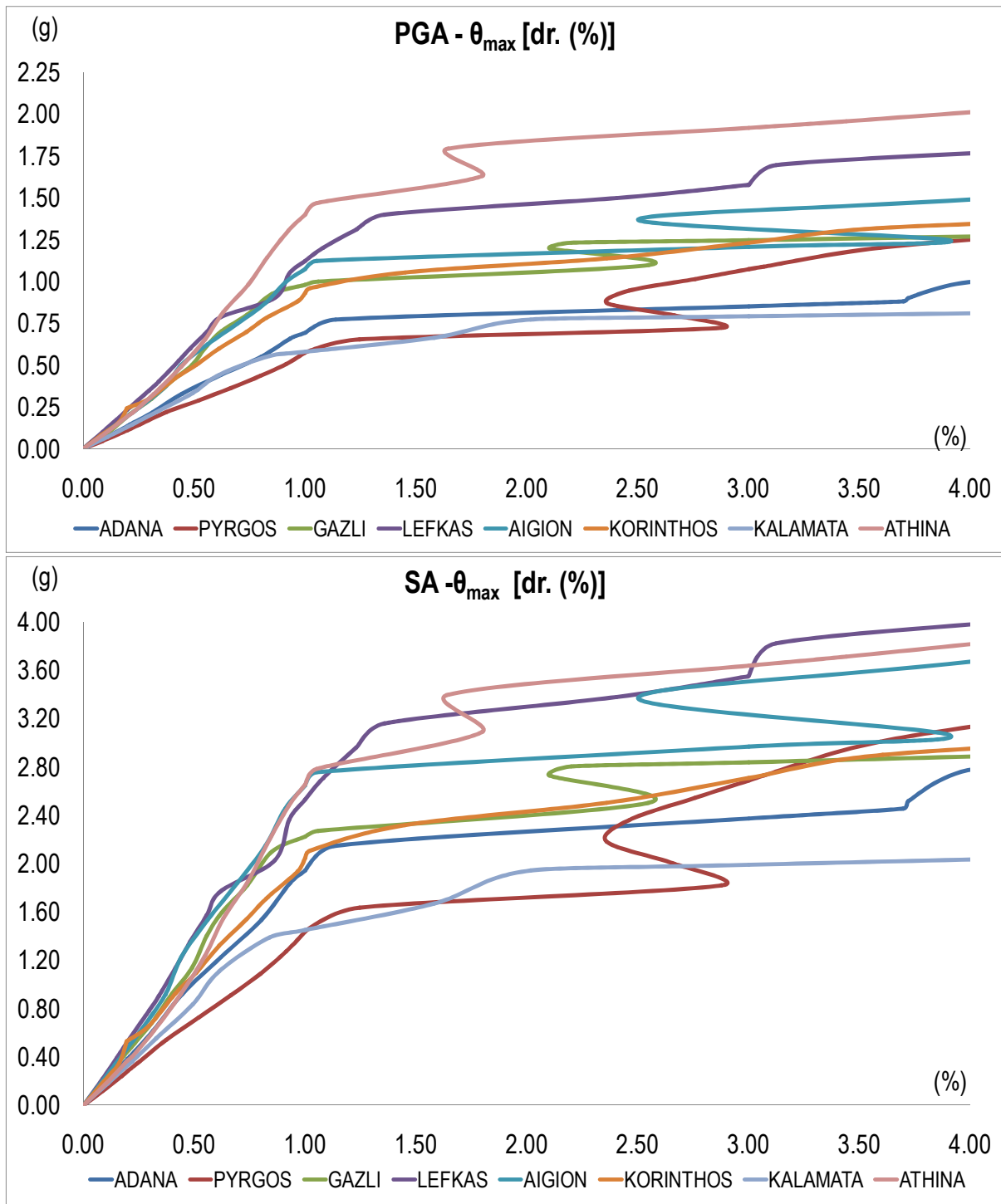
Σχήμα 4.19 : Αποτελέσματα των 3 IDA για το σεισμό της Αθήνας

4.6.3. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα της ανάλυσης IDA

Τα μεγέθη έντασης (IM) που καταγράφονται είναι η PGA και η SA (T_1). Ο υπολογισμός τους ως συνάρτηση του μέτρου έντασης (DM) που επιλέχθηκε είναι το ζητούμενο κατά την αποτίμηση της κατασκευής για την ανάλυση ευαισθησίας (fragility). Η τιμή του Φ_d που υπολογίστηκε δεν αποτελεί ένα μέτρο έντασης το οποίο να μπορεί εύκολα να ταξινομηθεί με βάση τα κριτήρια της ανάλυσης

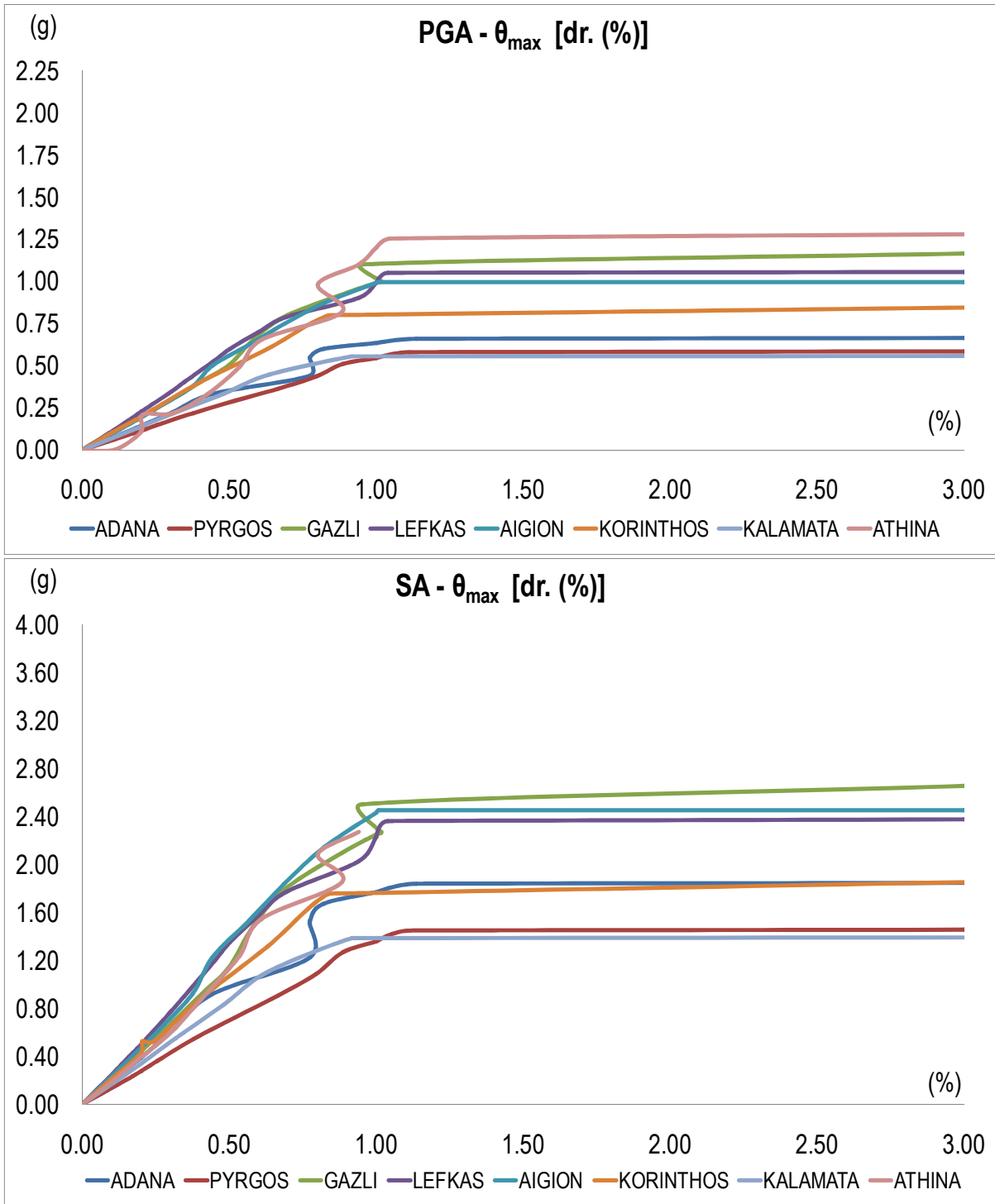
τρωτότητας και συνεπώς δεν αφορά. Παρακάτω απεικονίζεται συγκεντρωτικά η απόκριση της κατασκευής (δηλαδή η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου) ως προς τα δύο μέτρα έντασης που λαμβάνονται κατά το παρόν (PGA και SA). Πρόκειται για τα αποτελέσματα της ανάλυσης IDA, με τον τρόπο που προσεγγίζεται κατά την παρούσα εργασία.

ι.) ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΑΚΤΩΜΕΝΟΥ ΠΡΟΣΟΙΩΜΑΤΟΣ (FIXED)



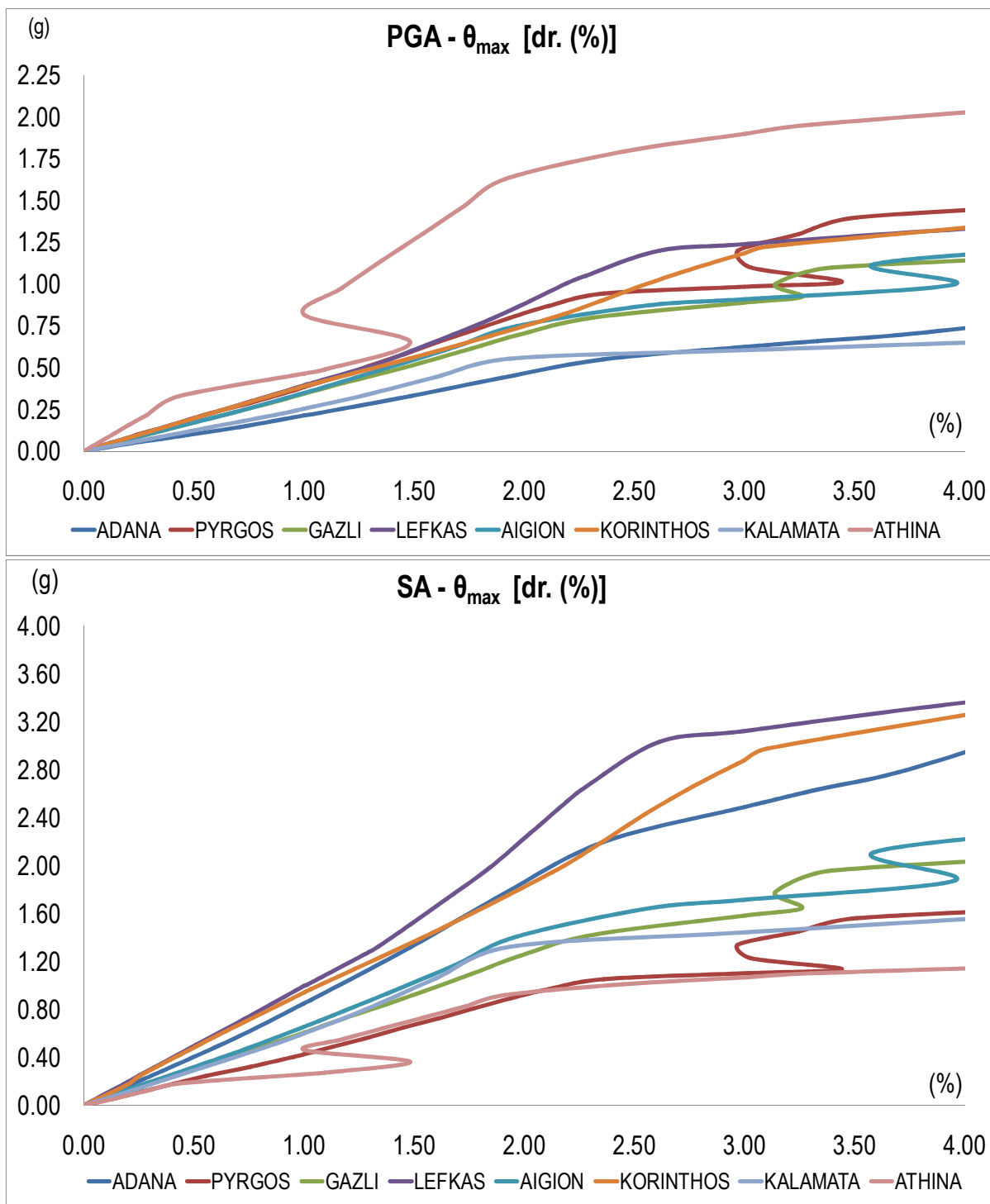
Σχήμα 4.20 : Αποτελέσματα της IDA συγκεντρωτικά για το πακτωμένο προσομοίωμα (fixed)

ii.) ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΟΙΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ (PINNED)



Σχήμα 4.21 : Αποτελέσματα της IDA συγκεντρωτικά για το αρθρωτό προσομοίωμα (pinned)

iii.) ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΟΙΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΕΔΑΦΙΚΑ ΕΛΑΤΗΡΙΑ ΣΤΗ ΒΑΣΗ (SPRINGS)



Σχήμα 4.22 : Αποτελέσματα της IDA συγκεντρωτικά για το προσομοίωμα με εδαφικά ελατήρια (springs)

Σχολιασμός

Ποιοτικά για τις τρεις διαφορετικές περιπτώσεις στήριξης του φορέα προκύπτουν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

1. Ευμενέστερη είναι η συμπεριφορά του φορέα για την περίπτωση της πακτωμένης βάσης. Σε αυτή την περίπτωση ο φορέας παραλαμβάνει μεγάλες εντάσεις, όπως φαίνεται από τις φασματικές και απόλυτες επιταχύνσεις που αναπτύσσει, ενώ επίσης αναπτύσσει μεγάλες παραμορφώσεις, χωρίς να αστοχεί. Επίσης, **εμφανίζονται δύο διακριτοί κλάδοι**, όπου θα μπορούσε να λεχθεί πως ο ένας αντιπροσωπεύει την ελαστική περιοχή, ενώ ο δεύτερος την μετελαστική περιοχή, η οποία μάλιστα είναι **κρατυνόμενη**. Αυτό συνηγορεί υπέρ της **ικανοποιητικής πλαστιμότητας**, η οποία απαιτείται από τους σύγχρονους κανονισμούς.
2. Η συμπεριφορά του προσομοιώματος, με **στηρίξεις** στη βάση παρουσιάζει τα εξής 2 χαρακτηριστικά. **Έντονη ομοιότητα με την απόκριση του «ελαστικού» κλάδου που περιγράφηκε προηγουμένως για το πακτωμένο προσομοίωμα**. Μετά τη διαρροή, **αναπτύσσει γρήγορα την οριακή αντοχή του και εμφανίζει δυναμική αστάθεια, για μικρές τιμές του θ_{max}** , σε σχέση με τα 2 άλλα προσομοιώματα, όπου υπάρχει αλληλεπίδραση με το έδαφος. Αυτό είναι εύλογο, καθώς ο φορέας εμφανίζει τη διαρροή του με το λυγισμό ενός συνδέσμου δυσκαμψίας, τα πλαίσια είναι αρθρωτά, οπότε δεν μπορούν να παραλάβουν μεγάλες πλευρικές δυνάμεις, οπότε αναμένεται αλυσωτή αστοχία των συνδέσμων και απώλεια ευστάθειας σχετικά νωρίς. Συγκλίνει με τις παραδοχές που ακολουθούνται από τους κανονισμούς, όσον αφορά την πλαστιμότητα, λόγω της διακριτής «διγραμμικής» απόκρισης, όμως μπορεί να λεχθεί πως η μικρή περιοχή ευστάθειας του μετελαστικού κλάδου, δεν είναι ικανοποιητική
3. Τέλος το προσομοίωμα στο οποίο η εδαφική επιρροή στην απόκριση περιγράφεται με εδαφικά ελατήρια παρουσιάζει αρκετές ιδιαιτερότητες:
 - Παρουσιάζει πράγματι διγραμμική συμπεριφορά, όπως είναι και το ζητούμενο από τους σύγχρονους κανονισμούς, **όμως η «ελαστική περιοχή» έχει σαφώς μεγαλύτερη έκταση και πολύ μικρότερη κλίση από τα 2 άλλα προσομοιώματα** (περίπου τη μισή). Όπως φαίνεται και στην επόμενη ενότητα της εργασίας, προκύπτει σημαντικά μικρότερη τιμή του δείκτη συμπεριφοράς από τα 2 άλλα προσομοιώματα. Παρ' όλ' αυτά τηρούνται κανονικά οι αντισεισμικές διατάξεις.
 - Ωστόσο, **ο φορέας έχει τη δυνατότητα παραλαβής μεγάλων σεισμικών δυνάμεων**, κοντά στις τιμές που παραλαμβάνει το πακτωμένο προσομοίωμα και σαφώς σημαντικότερες από αυτές που παρουσιάζει το αρθρωτό, χωρίς να αστοχεί. Αυτό μπορεί να ερμηνευτεί στη δυνατότητα που έχει η θεμελίωση να μεταβιβάζει εντάσεις στο έδαφος, την οποία δεν έχει στην περίπτωση της άρθρωσης, έτσι ώστε η σεισμική ένταση στην οποία ανθίσταται το κτίριο, δεν

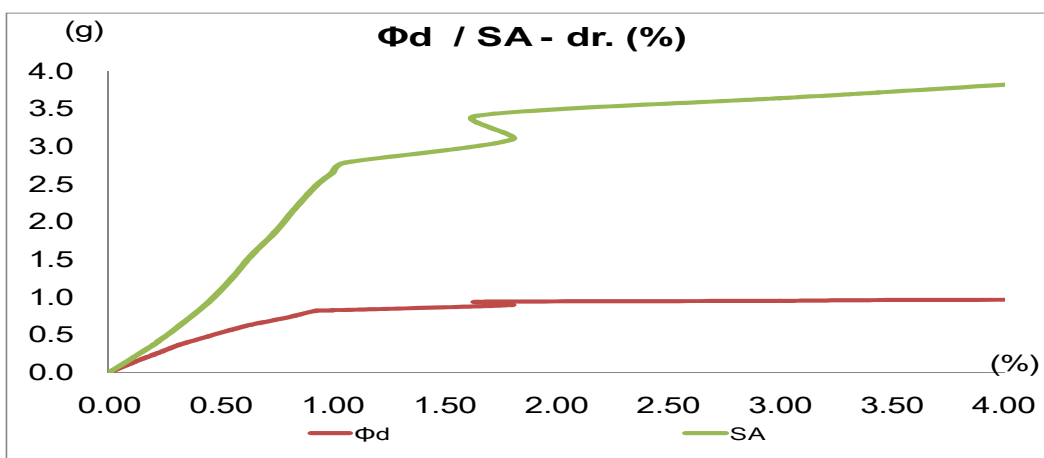
οφείλεται τόσο στην πλαστιμότητά του, καθώς λειτουργεί περισσότερο σαν ελαστικός ταλαντωτής, όσο στο γεγονός ότι η ένταση αυτή παραλαμβάνεται απ' ευθείας από τη βάση της κατασκευής.

- Ένα άλλο συμπέρασμα είναι ότι ο φορέας σε αυτή την περίπτωση **διατηρεί τη δυνατότητα ανάληψης σεισμικών δυνάμεων για μεγάλες παραμορφώσεις**. Αυτό μπορεί να ερμηνευτεί και πάλι, με το σκεπτικό ότι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας καθυστερούν να αστοχήσουν, λόγω της πρόσθετης έντασης που παραλαμβάνει το έδαφος.

Επίσης, από τη συγκεντρωτική παρουσίαση των αποτελεσμάτων, φαίνεται πως και στις 3 περιπτώσεις η αρχική περιοχή που μπορεί να οριστεί ως ελαστική φαίνεται πως συγκλίνει σε μία ορισμένη κλίση. Από την άλλη στη μετελαστική, μη γραμμική περιοχή φαίνεται πως η μεγαλύτερη αβεβαιότητα εμφανίζεται για το μοντέλο με ελατήρια, ενώ τα αποτελέσματα για το αρθρωτό προσομοίωμα είναι τα πιο συγκεντρωμένα με μικρότερη διασπορά.

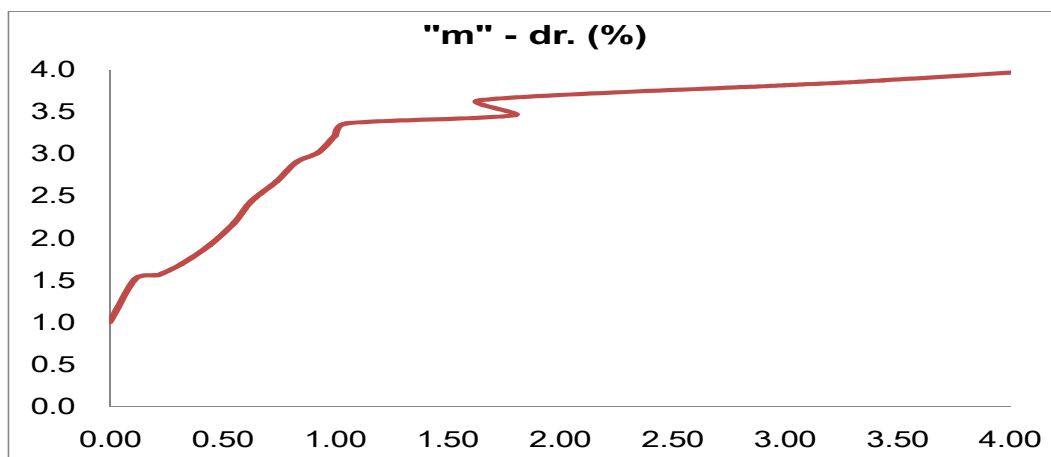
4.6.4. Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς “ α ” (ή m)

Σύμφωνα με τη σχέση [4.9], και εφ' όσον είναι δεδομένες οι γραφικές παραστάσεις της φασματικής επιτάχυνσης (SA) αλλά και της ανελαστικής επιτάχυνσης (Φ_d) της κατασκευής, ως προς τη μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου, που αποτελεί το μέγεθος ελέγχου της παραμόρφωσης, μπορεί να υπολογιστεί μία προσέγγιση του συντελεστή συμπεριφοράς, ή καλύτερα ενός δείκτη πλαστιμότητας m . Αυτό μπορεί να γίνει για κάθε βήμα της ανάλυσης ή για κάθε σημείο της απόκρισης, δεδομένου ότι ο λόγος αυτός είναι μεταβλητός. Αυτό απεικονίζεται στο επόμενο σχήμα [4.23] που ακολουθεί, που περιγράφει την πορεία των SA και Φ_d κατά την ανάλυση IDA για το σεισμό της Αθήνας και για την περίπτωση του πακτωμένου μοντέλου.



Σχήμα 4.23 : Διαδρομή των μεγεθών SA και Φ_d ως προς την παραμόρφωση (drift) του φορέα

Από το παραπάνω σχήμα φαίνεται, πως ο λόγος των δύο μεγεθών είναι μεταβλητός για κάθε «σημείο» της απόκρισης, γεγονός λογικό, καθώς για μικρές παραμορφώσεις η συμπεριφορά του φορέα είναι ακόμα πιο κοντά στην ελαστική. Ο λόγος αυτός όμως σταθεροποιείται για τιμές κοντά στην αστοχία, όπως φαίνεται και στη γραφική παράσταση [4.24].



Σχήμα 4.24 : Διαδρομή των μεγεθών SA και Φd ως προς την παραμόρφωση (drift) του φορέα

Με βάση αυτά εκλέγεται να παρουσιαστεί το εύρος των τιμών q (ή m) οι οποίες υπολογίζονται κατά τη συμβατική αστοχία του φορέα, όπως λαμβάνεται κατά το παρόν, που είναι το όριο της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφου 3%, που έχει τεθεί ως κριτήριο μετάβασης στην κατάσταση κατάρρευσης. Αυτή είναι και το όριο που ενδιαφέρει κατά το συνήθη σχεδιασμό με συντελεστή συμπεριφοράς. Στον πίνακα [4.3] παρουσιάζονται τα εύρη των τιμών του q για τις 3 διαφορετικές περιπτώσεις σχεδιασμού που εξετάζονται.

Συντελεστής Συμπεριφοράς "m"	
1. FIXED CASE	: 3.35 - 5.93
2. SPRINGS CASE	: 1.89 - 4.87
3. PINNED CASE	: 2.95 - 5.40

Πίνακας 4.3 : Εύρος τιμών συντελεστή συμπεριφοράς (q ή m) για κάθε περίπτωση σχεδιασμού

Από τον παραπάνω πίνακα, φαίνεται η έντονη αβεβαιότητα που υπεισέρχεται κατά την εκλογή της τιμής αυτής κατά τον σχεδιασμό. Η εργασία δεν αποσκοπεί σε περαιτέρω εμβάθυνση στο παρόν θέμα, ωστόσο μπορεί να λεχθεί πως ένας εύλογος αριθμός δυναμικών αναλύσεων θα μπορούσε να αποτελέσει ένα αξιόπιστο κριτήριο για την εκλογή αυτής της τιμής.

Φυσικά ένας ικανοποιητικός αριθμός αναλύσεων μπορεί να εμπεριέχει έναν πολύ μεγάλο υπολογιστικό φόρτο. Όμως η δυνατότητα του σκεπτικού της μεθοδολογίας της IDA, καθώς μπορεί να προσομοιώσει ολόκληρο το φάσμα των ενδεχόμενων κινδύνων (hazards) που μπορεί να πλήξουν μια κατασκευή και να ποσοτικοποιήσει τις επιπτώσεις τους (μπορεί να επεκταθεί και σε τυχηματικές καταστάσεις πέρα από το σεισμό), και με δεδομένη την τεχνολογική έκρηξη του περασμένου αιώνα και την ανάπτυξη ταχύτατων υπολογιστικών εργαλείων, μπορεί μελλοντικά να επιφέρει ευρύτερη εφαρμογή της στο δομοστατικό σχεδιασμό.

5. Ανάλυση Τρωτότητας της Κατασκευής

5.1 Εισαγωγικά

Κατά την τελευταία δεκαετία, αλλά και όχι μόνο, σοβαροί σεισμοί κοντά σε κατοικημένες περιοχές έχουν προκαλέσει σημαντικές υλικές ζημιές και ανθρώπινα θύματα. Δεδομένου ότι μεγάλο μέρος του πληθυσμού ζει σε σεισμογενείς περιοχές, είναι πιθανό τέτοια σεισμικά γεγονότα να εμφανιστούν στο εγγύς μέλλον. Επιπλέον, δεν είναι εύκολο να αντιμετωπιστούν οι άμεσες και έμμεσες οικονομικές ζημιές μετά από κάθε καταστροφικό σεισμό. Ως εκ τούτου, **είναι ζωτικής σημασίας η ποσοτικοποίηση του κινδύνου από το σεισμό και η ανάπτυξη στρατηγικών για τη μείωση των καταστροφικών συνεπειών**. Για την επίτευξη αυτού του στόχου, απαιτείται μία εκτεταμένη διεπιστημονική μελέτη. Μια τέτοια μελέτη αποτελείται από δύο μέρη: τον προσδιορισμό της επικινδυνότητας και την αξιολόγηση της τρωτότητας. Το μέρος της μελέτης που σχετίζεται αμιγώς με το αντικείμενο ειδίκευσης του δομοστατικού Πολιτικού Μηχανικού, είναι ο καθορισμός της τρωτότητας των υφιστάμενων τεχνικών έργων.

Στην παρούσα εργασία, προκειμένου να εκτιμηθεί η σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων που αξιολογούνται, υπολογίζονται οι **καμπύλες τρωτότητας** και από την ολοκλήρωση αυτών στην πιθανοτική επιφάνεια που ορίζεται από τις προβλεπόμενες σεισμικές διεγέρσεις της περιοχής ενδιαφέροντος με βάση τις παρελθοντικές καταγραφές (δηλαδή της καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής κατασκευής του έργου) εξάγεται η **μέση ετήσια συχνότητα** αλλά και η **περίοδος επαναφοράς** της κάθε **στάθμης επιτελεστικότητας** η οποία ορίζεται. Εξ ορισμού, οι καμπύλες τρωτότητας παρέχουν εκτιμήσεις για την πιθανότητα υπέρβασης της οριακής κατάστασης σε διάφορα επίπεδα έντασης της σεισμικής δράσης για μεμονωμένη κατασκευή ή ομάδα κατασκευών. Μια οριακή κατάσταση συνήθως αντιστοιχεί σε μία κατάσταση ζημίας ή σε ένα όριο λειτουργικότητας.

Κατά τη διάρκεια υπολογισμού των καμπυλών τρωτότητας μίας κατασκευής, είναι αναγκαίο να εξεταστούν τα ειδικά χαρακτηριστικά της περιοχής όπου βρίσκεται η κατασκευή. Ένας λόγος είναι ότι οι κατασκευαστικές πρακτικές μπορεί να διαφέρουν σημαντικά από χώρα σε χώρα και καθώς αυτές οι διαφορές των ειδικών χαρακτηριστικών των κτιρίων καθορίζουν τις καμπύλες τρωτότητας, ενδέχεται να προκύψουν λανθασμένες εκτιμήσεις σε ότι αφορά τη ζημία από το σεισμό. Επίσης, οι καμπύλες τρωτότητας εξ ορισμού συσχετίζονται με την καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής, όπως ορίστηκε παραπάνω, η οποία απαιτεί μια ορθολογική γνώση των σεισμολογικών – τεκτονικών συνθηκών που επικρατούν στην περιοχή του έργου.

Εν κατακλείδι το ζητούμενο για την ανάλυση τρωτότητας είναι από τη μία μια ρεαλιστική πρόβλεψη της σεισμικής έντασης η οποία αναμένεται να πλήξει την κατασκευή στη διάρκεια ζωής της, και από την

άλλη η αποτίμηση της κατασκευής για τα διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης. Η αποτίμηση των κατασκευών απαιτεί τη χρήση μη γραμμικών αναλύσεων για την πρόβλεψη της απόκρισής της για τα διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης. Επίσης, συνδέεται με τον πιθανοτικό σχεδιασμό κατασκευών, ο οποίος εμπεριέχεται στους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς (πολλές φορές έμμεσα), ο οποίος παρακάτω περιγράφεται συνοπτικά.

5.2 Αντισεισμικός Σχεδιασμός με όρους Πιθανοτήτων

Η κατεύθυνση των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών (Ec-8, FEMA) είναι να ακολουθείται μια μεθοδολογία τριών-επιπέδων σεισμικού σχεδιασμού, βασισμένη στην εκτίμηση της αξιοπιστίας μη υπέρβασης της οριακής στάθμης βλαβών που εξετάζεται. Ο πιθανοτικός αυτός τρόπος προσέγγισης της επίλυσης των φορέων ακολουθείται τόσο κατά το σχεδιασμό όσο και κατά την αποτίμηση, δηλαδή την εκτίμηση της απόκρισης για δεδομένο σεισμικό γεγονός. Η προσομοίωση της επιρροής της σεισμικής δράσης γίνεται είτε μέσω επιβολής δράσεων είτε μέσω επιβολής μετακινήσεων (base-displacement design). Όταν ακολουθούνται μέθοδοι επιβολής μετακινήσεων, **το βασικό κριτήριο σχεδιασμού για τα διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης είναι οι μετακινήσεις της κατασκευής και κατά συνέπεια οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις (max interstory drift) ή η μετακίνηση της οροφής να περιορίζονται μεταξύ των τιμών που επιβάλλει ο κανονισμός.** Η μέθοδος καταδεικνύεται από τη βαθμονόμηση του συντελεστή σεισμικών φορτίων και του ορίου μετακίνησης. Η συμπεριφορά της κατασκευής προσδιορίζεται με τη χρήση μη γραμμικών αναλύσεων (στατικών ή δυναμικών) και το ζητούμενο είναι οι σχεδιασμοί που προκύπτουν βάση αυτής να ικανοποιούν τους στόχους συμπεριφοράς.

Στον Πίνακα 5.1 φαίνονται οι στόχοι σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και τις περιόδους επανάληψης του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι ο συνήθης σχεδιασμός με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς αντιστοιχεί σε στόχο σχεδιασμού B2.

		Στάθμη Επιτελεστικότητας		
		Περιορισμός Βλαβών	Προστασία Ζωής	Οιονεί Κατάρρευση
Πιθανότητα Υπέρβασης Σεισμικής Δράσης σε 50 χρόνια	20% (Περίοδος επανάληψης 225 χρόνια)	A1	B1	Γ1
	10% (Περίοδος επανάληψης 475 χρόνια)	A2	B2	Γ2
	2% (Περίοδος επανάληψης 1475 χρόνια)	A3	B3	Γ3

Πίνακας 5.1 : Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3. 5.2.2.

Ετήσια πιθανότητα εμφάνισης σεισμικού γεγονότος (P_1) και περίοδος επαναφοράς (T)

Εάν είναι γνωστή η πιθανότητα εμφάνισης P_N ενός (σεισμικού) γεγονότος για κάποιο χρονικό διάστημα N μπορεί να οριστεί η ετήσια πιθανότητα εμφάνισης του γεγονότος P_1 . Για παράδειγμα για το πρώτο σεισμικό γεγονός του κανονισμού (περιστασιακό) η πιθανότητα εμφάνισης στη διάρκεια ζωής του έργου που είναι $N = 50$ έτη, είναι $P_N = 0.20$. Από τη σχέση:

$$P_N = 1 - (1 - P_1)^N \quad [5.1]$$

$$\Rightarrow P_1 = 1 - (1 - 0.20)^{1/50} \Rightarrow P_1 = 4.453E-03, \text{ η ετήσια πιθανότητα υπέρβασης}$$

Η περίοδος επαναφοράς (σεισμικού) γεγονότος δίνεται από τη σχέση:

$$T = 1 : P_1 \quad [5.2]$$

$$\Rightarrow T = 1 : 0.004453 \Rightarrow T \approx 225 \text{ έτη, προκύπτει η περίοδος επαναφοράς του πρώτου σεισμού.}$$

Το σκεπτικό του σχεδιασμού με τη χρήση πιθανοτήτων, είναι ο ορθολογικός προσδιορισμός των δράσεων που λαμβάνονται κατά το σχεδιασμό. Επεκτείνεται και στην περίπτωση χρήσης μη γραμμικών αναλύσεων για την ανάλυση τρωτότητας, όπως γίνεται στην παρούσα εργασία, μόνο που πλέον οι στάθμες επιτελεστικότητας του κανονισμού δεν αποτελούν κριτήριο σχεδιασμού, παρά εργαλείο για τον προσδιορισμό των οριακών σταθμών βλάβης και την αποτίμηση της κατασκευής.

5.3 Στάθμες Επιτελεστικότητας

Η απόδοση της κατασκευής καθορίζεται από το Μέτρο Βλάβης, το οποίο είναι ο μέγιστος λόγος της διαφορικής μετατόπισης δύο διαδοχικών ορόφων της κατασκευής προς το ύψος του ορόφου (max interstorey drift), θ_{max} , για το επίπεδο σεισμικού κινδύνου που έχει επιλεγθεί. Προκειμένου να διαπιστωθεί αν έχει ξεπεραστεί καθεμία από τις στάθμες επιτελεστικότητας, αρκεί ο έλεγχος εάν έχει ξεπεραστεί το υπό εξέταση μέτρο εσωτερικής έντασης. Οι στάθμες επιτελεστικότητας που λαμβάνονται κατά την αποτίμηση κατασκευών περιγράφονται από τα ακόλουθα επίπεδα συμπεριφοράς του πίνακα 5.2, ενώ παρουσιάζονται και σχηματικά (σχήμα 5.1)

Επίπεδα Συμπεριφοράς	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. Παρόλα 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 5.2 : Περιγραφή σταθμών επιτελεστικότητας που λαμβάνονται κατά την αποτίμηση κατασκευών

Σχηματικά:



Ασήμαντο



Μέσο



Εκτεταμένο



Ολοκληρωτικό

Σχήμα 5.1 : Περιγραφή σταθμών επιτελεστικότητας που λαμβάνονται κατά την αποτίμηση κατασκευών

Επομένως επιζητείται ο προσδιορισμός της πιθανότητας να υπερβαίνεται το θ_{\max} (max interstorey drift) που αντιστοιχεί στο επιθυμητό επίπεδο σεισμικού κινδύνου. Παρουσιάζονται λοιπόν παρακάτω τα όρια των τιμών του max interstorey drift, θ_{\max} , που αντιστοιχούν σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.

Τα όρια αυτά επηρεάζονται από διάφορους παράγοντες όπως είναι το ύψος των ορόφων της κατασκευής, είτε από άλλους παράγοντες που επηρεάζουν την απόκριση της κατασκευής, όπως είναι το υλικό του φέροντα οργανισμού ή η κανονικότητα του φορέα.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	InterStorey Drift, θ_{max}
Άμεση Χρήση	$0.002 \leq \theta_{max} \leq 0.004$
Προστασία Ζωής	$0.010 \leq \theta_{max} \leq 0.018$
Οιονεί Κατάρρευση	$0.030 \leq \theta_{max}$

Πίνακας 5.3 : Όρια θ_{max} ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας (Σκουληκάρη, 2014)

Επιλέχθηκαν, υπέρ της ασφαλείας, ως όρια θ_{max} οι μικρότερες τιμές των διαστημάτων. Δηλαδή οι τιμές **0.002**, **0.010** και **0.030** για τις στάθμες επιτελεστικότητας **Άμεση Χρήση, Προστασία Ζωής και Οιονεί Κατάρρευση** αντίστοιχα, ή **ασήμαντη, εκτεταμένη, ολοκληρωτική** που εξετάζονται κατά το παρόν.

Low-Rise Buildings – Moderate-Code Design Level					
W1, W2		0.004	0.010	0.031	0.075
S1		0.006	0.010	0.024	0.060
C1, S2		0.005	0.009	0.023	0.060
C2		0.004	0.008	0.023	0.060
S3, S4, PC1, PC2, RM1, RM2		0.004	0.007	0.019	0.053
Mid-Rise Buildings ¹					
All	Mid-Rise Building Types	2/3 * LR	2/3 * LR	2/3 * LR	2/3 * LR
High-Rise Buildings ¹					
All	High-Rise Building Types	1/2 * LR	1/2 * LR	1/2 * LR	1/2 * LR

Πίνακας 5.4 : Βοήθημα για τα Όρια average θ_{max} ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας (Hanus MH – MR1)

Στον πίνακα 5-4 απεικονίζονται τα όρια που ορίζουν τις 4 στάθμες επιτελεστικότητας, όπως λαμβάνονται από το Αμερικάνικο βοήθημα για τον αντισεισμικό σχεδιασμό Hanus MH – MR1. Η κατασκευή μας είναι μια κατασκευή μετρίου (mid – rise) ύψους με μεταλλικό φορέα με συνδέσμους δυσκαμψίας (S2). Τα Τα όρια που προκύπτουν για τις τρεις στάθμες βλαβών που εξετάζονται παρουσιάζονται στον πίνακα 5-5:

Στάθμη Επιτελεστικότητας	InterStorey Drift, θ_{max}
Άμεση Χρήση	0.003
Προστασία Ζωής	0.013
Οιονεί Κατάρρευση	0.033

Πίνακας 5.5 : Όρια θ_{max} ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας που εξετάζονται (Hanus MH – MR1)

Στο βοήθημα Hazus αναφέρεται πως οι τιμές αυτές που ορίζουν τις στάθμες επιτελεστικότητας για τα υβριδικά πλαίσια του κανονισμού, μπορεί να διαφέρουν μεταξύ τους και να προκύπτουν από 2 φορές μεγαλύτερα έως και 2 φορές μικρότερες, κατά τη σεισμική απόκριση πραγματικών κατασκευών.

Επομένως προκρίνονται οι τιμές του πίνακα 5.3 για την ανάλυση τρωτότητας, όπως ελήφθησαν αρχικά.

5.4 Τρωτότητα και Διακινδύνευση – μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης στάθμης βλάβης

Σύμφωνα με τα προηγούμενα, η αποτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας των κατασκευών απαιτεί τον υπολογισμό της πιθανότητας μετάβασης σε έναν αριθμό οριακών επιπέδων συμπεριφοράς. Ο στόχος είναι ο υπολογισμός των πιθανοτήτων υπέρβασης των οριακών καταστάσεων με τη χρήση της καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας της κατασκευής, όπως υπολογίζονται από την αποτίμηση. Η **μέση ετήσια συχνότητα** (mean annual frequency of exceedance - maf) με την οποία ένα μέγεθος έντασης DM (π.χ. η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου) υπερβαίνει μια τιμή y ισούται με:

$$v_{\theta > y} = \int P(\theta_{\max} \geq y / IM = x) |d\lambda_{IM}(x)| \quad [5.3]$$

Όπου $v_{\theta > y}$ είναι ο βαθμός με τον οποίο το υπό εξέταση μέγεθος βλάβης ($\theta_{\max} = DM$ κατά τα προηγούμενα) υπερβαίνει την τιμή y . Η τιμή $IM = x$ είναι η τιμή του μεγέθους IM για την οποία προβλέπεται η υπέρβαση του θ_{\max} , και τέλος, $\lambda_{IM}(x)$ είναι η κλίση της καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής. Η απόλυτη τιμή για την κλίση της χρησιμοποιείται λόγω της αρνητικής τιμής που αυτή έχει.

Επομένως, η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης της υπό εξέταση στάθμης βλάβης $\theta > y$ είναι το ολοκλήρωμα της πιθανότητας υπέρβασης του μεγέθους έντασης x ($IM = x$) για το οποίο η κατασκευή μεταβαίνει στην στάθμη βλάβης καθώς υπερβαίνει την τιμή του DM, θ_{\max} -όπως προκύπτει από την αποτίμηση της κατασκευής- με την κλίση της πιθανότητας υπέρβασης του δεδομένου σεισμικού γεγονότος το οποίο καθορίζει την αναμενόμενη ένταση στην κατασκευή - όπως προκύπτει από την καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής .

Σύμφωνα με την ισότητα 5.3 η σεισμική τρωτότητα (fragility), προσδιορίζεται ως η πιθανότητα μετάβασης της κατασκευής σε κάποια οριακή κατάσταση κάτω από κάποια σεισμική ένταση IM, η οποία μπορεί να εκφραστεί υπό όρους μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης, φασματικής επιτάχυνσης, φασματικής ταχύτητας, καθώς και κάθε άλλου μεγέθους το οποίο μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να περιγράψει τη σεισμική επικινδυνότητα. Σε αυτή την εργασία χρησιμοποιείται ως μέτρο έντασης IM για την περιγραφή της σεισμικής έντασης, η φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής SA ($T_1, 4\%$)

αλλά και η μέγιστη αναπυσσόμενη επιτάχυνση του εδάφους κατά την οριζόντια διεύθυνση (ΡΗΑ). Τα δε αποτελέσματα των αναλύσεων τρωτότητας, δηλαδή η μέση ετήσια πιθανότητα υπέρβασης που προκύπτει για τα δύο αυτά μεγέθη συγκρίνονται μεταξύ τους.

Προκείμενου να υπολογιστεί τελικά η μέση ετήσια συχνότητα κατά την ανάλυση τρωτότητας απαιτείται η γνώση της καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας της κάθε οριακής κατάστασης, δηλαδή η ποσοτικοποίηση, κατά μία έννοια, της πιθανότητας υπέρβασης των οριακών τιμών $IM = x$ για τις οποίες η κατασκευή μεταβαίνει σε κάθε οριακή στάθμη βλαβών. Αυτό επιτυγχάνεται με τη χάραξη των καμπυλών τρωτότητας που αντιστοιχούν στην κάθε στάθμη βλάβης. Οι καμπύλες σεισμικής τρωτότητας ορίζονται ως :

$$F_R = P(\theta_{\max} \geq y/IM = SA) \quad [5.4]$$

$$F_R = P(\theta_{\max} \geq y/IM = PGA) \quad [5.5]$$

Εξ ορισμού οι καμπύλες τρωτότητας αποτελούν την πιθανότητα η κατασκευή να μεταβαίνει σε μία κατάσταση βλάβης ($DM = \theta_{\max}$) για κάθε τιμή του μεγέθους IM . Η χάραξη των καμπυλών τρωτότητας είναι το ζητούμενο αποτέλεσμα από την αποτίμηση και έχουν διαφορετικές τιμές ανάλογα με τη στάθμη βλάβης που εξετάζεται ενώ παράμετροι είναι τα επιμέρους χαρακτηριστικών της κατασκευής και μόνο.

Όσον αφορά τον υπολογισμό των καμπυλών τρωτότητας της κατασκευής απαιτείται η εκλογή της τιμής του μεγέθους έντασης (και του ίδιου του μεγέθους) η υπέρβαση του οποίου αποτελεί δείκτη για τη μετάβαση στην υπό εξέταση στάθμη βλάβης. Κατά την έννοια αυτή για τα DM που εξετάζονται κατά τη μη γραμμική ανάλυση του προηγούμενου κεφαλαίου ορίζονται κάποιες διακριτές τιμές η υπέρβαση των οποίων καθορίζει τη μετάβαση της κατασκευής σε κάποια οριακή κατάσταση (limit state thresholds) . Στην παρούσα εργασία, όπως και περιγράφεται στο κεφάλαιο 4, εκλέγεται η μέγιστη σχετική μετακίνηση (maximum interstorey drift) των ορόφων ως μέγεθος DM .

5.5 Υπολογισμός καμπυλών Τρωτότητας

5.5.1 Υπολογισμός απαιτούμενων παραμέτρων

Για τον υπολογισμό των καμπυλών τρωτότητας έχουν προταθεί διεθνώς διάφορες μεθοδολογίες είτε εμπειρικές είτε αναλυτικές. Οι αναλυτικές μεθοδολογίες διαφοροποιούνται κυρίως ως προς:

- τη μέθοδο ανάλυσης που χρησιμοποιείται (στατική ανελαστική και δυναμική ανελαστική ανάλυση)

- την παράμετρο του σεισμού, συναρτήσει της οποίας χαράσσονται οι καμπύλες τρωτότητας (επιτάχυνση εδάφους, PGA, φασματική μετακίνηση S_d ή επιτάχυνση S_a)
- τον τρόπο καθορισμού της αθροιστικής συνάρτησης κατανομής, που υιοθετείται για την περιγραφή των καμπυλών τρωτότητας για κάθε στάθμη βλάβης (π.χ. τον τρόπο εκτίμησης της διασποράς)

ενώ είναι κοινή στις περισσότερες από τις σχετικές εργασίες η παραδοχή ότι η μορφή των καμπυλών τρωτότητας ακολουθεί εκείνη της αθροιστικής (σωρευτικής) συνάρτησης της λογαριθμοκανονικής (lognormal) κατανομής πιθανότητας.

Επομένως, η καμπύλη τρωτότητας εκφράζεται από την παρακάτω αθροιστική (σωρευτική) συνάρτηση πιθανότητας:

$$F(D \geq DI_i | S) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{tot}} \cdot \ln \left(\frac{S}{S_{mi}} \right) \right] \quad [5.6]$$

όπου:

$F()$ = η πιθανότητα ο δείκτης βλάβης D να ισούται ή να ξεπεράσει την τιμή του δείκτη βλάβης DI_i για την i -οστή στάθμη βλάβης (βλ. και Πίνακα 5.1)

Φ = η τυπική κανονική αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας

S = κατάλληλο μέτρο της σεισμικής έντασης, π.χ. επιτάχυνση (PGA) ή φασματική μετακίνηση (S_d)

S_{mi} = η μέση (median) τιμή της σεισμικής έντασης που απαιτείται για να προκληθεί η i -οστή στάθμη βλάβης

β_{tot} = η συνολική λογαριθμοκανονική τυπική απόκλιση

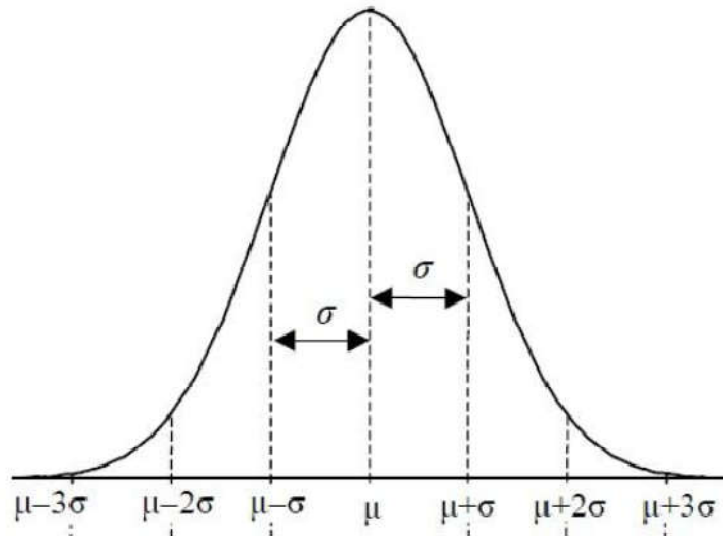
Οι τιμές των δύο παραμέτρων (S_{mi} , β_{tot}) που απαιτούνται για τον υπολογισμό της (5.6) εκτιμώνται από τα αποτελέσματα της μη γραμμικής ανάλυσης από τους ορισμούς του πιθανοτικού στοχασμού:

- Η μέση τιμή μεταβλητής η οποία έχει n διαφορετικές τιμές.

$$Xm = \frac{\sum_i^n X_i}{n}, \quad [5.7]$$

- η διασπορά της μεταβλητής.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_i^n (X_i - Xm)^2}{n}}, \quad [5.8]$$



Σχήμα 5.2 : Μορφή κανονικής κατανομής

Ο υπολογισμός της διασποράς του δείγματος πραγματοποιείται μέσω της σχέσης [5.8], καθ' ότι πραγματοποιείται πλήθος αναλύσεων. Προκειμένου να εξαχθεί η τιμή β της διασποράς σε όρους ποσοστού υπολογίζεται ο λόγος της διασποράς προς τη μέση τιμή του δείγματος των αποτελεσμάτων:

$$\beta_{tot} = \frac{Xm}{\sigma}, \quad [5.9]$$

Η χρήση της παραπάνω σχέσης πρόκειται για μια παραδοχή, κατά την οποία η αβεβαιότητα των παραμέτρων που υπεισέρχονται κατά την προσομοίωση της απόκρισης, θεωρείται πως μπορεί να ποσοτικοποιηθεί με επεξεργασία των αποτελεσμάτων των επαυξητικών δυναμικών αναλύσεων. Τιμές της διασποράς προτείνονται από τα βοηθήματα αντισεισμικού σχεδιασμού, όπως ο FEMA – P – 58.

Στο σχήμα 5.2, απεικονίζεται η μορφή της κανονικής κατανομής. Υπενθυμίζεται πως οι καμπύλες τρωτότητας ακολουθούν τη σωρευτική συνάρτηση της λογαριθμοκανονικής κατανομής. Δηλαδή οι λογάριθμοι των τιμών IM που υπεισέρχονται στους υπολογισμούς ακολουθούν την κανονική κατανομή.

Η απόφαση του αριθμού των επιταχυνσιογραφημάτων που θα χρησιμοποιηθούν για την επαυξητική ανάλυση, είναι κρίσιμη κατά τη διαδικασία αποτίμησης της τρωτότητας. Στην πραγματικότητα, επηρεάζει δραστικά την ακρίβεια των αποτελεσμάτων και τον υπολογιστικό φόρτο. Ο ASCE/SEI 7- 10 (2010) σύστησε ότι τρεις εδαφικές καταγραφές είναι οι ελάχιστες και ότι εάν χρησιμοποιηθούν λιγότερες από 7, τότε η τιμή του DM σχεδιασμού ια πρέπει να λαμβάνεται ως η υψηλότερη από τις τιμές που θα προκύψουν από την ανάλυση. Από την άλλη οι Reyes & Kalkan

(2012) υποστήριξαν ότι αυτή η διαδικασία είναι συντηρητική όταν χρησιμοποιούνται λιγότερες από 7 καταγραφές. Επίσης οι Hancock et al. (2008) κατέληξαν πως ο επαρκής αριθμός καταγραφών που πρέπει να ληφθούν για να προκύψουν αποδεκτά αποτελέσματα εξαρτάται από το IM που χρησιμοποιείται κατά την ανάλυση. Επίσης, οι Cimellaro et al. (2011) υποστήριξαν ότι η χρήση της SA σαν τιμή IM αντί για την PGA μπορεί να μειώσει τις ελάχιστες απαιτούμενες εδαφικές καταγραφές, επιτυγχάνοντας μια εύστοχη εκτίμηση της σεισμικής απαίτησης (Moussa, Christou, & Kyriakides, 2016).

Από την άλλη ο FEMA-58-1 προϋποθέτει τη χρήση 11 σεισμικών καταγραφών. Κατά την παρούσα εργασία θεωρείται επαρκής ο αριθμός των καταγραφών που χρησιμοποιείται, καθώς πρόκειται για μια κανονική κατασκευή, και επιλέγονται οι παράμετροι εκείνες οι οποίες επιτρέπουν τη μείωση του ελάχιστου αριθμού καταγραφών.

Με βάση τα παραπάνω εξάγονται οι καμπύλες τρωτότητας για τις τρεις διαφορετικές περιπτώσεις που εξετάζονται, και για 3 στάθμες επιτελεστικότητας. Στον πίνακα [5.6] που ακολουθεί παρουσιάζονται οι τιμές της μέσης τιμής της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης και της διασποράς της, για την οποία η κατασκευή μεταβαίνει στις 3 στάθμες βλαβών που εξετάζονται. Με τον ίδιο τρόπο υπολογίζονται οι τιμές αυτές και για τις υπόλοιπες 5 περιπτώσεις που εξετάζονται (δύο ακόμα διαφορετικές συνθήκες στη βάση και ένα ακόμα IM*3 περιπτώσεις).

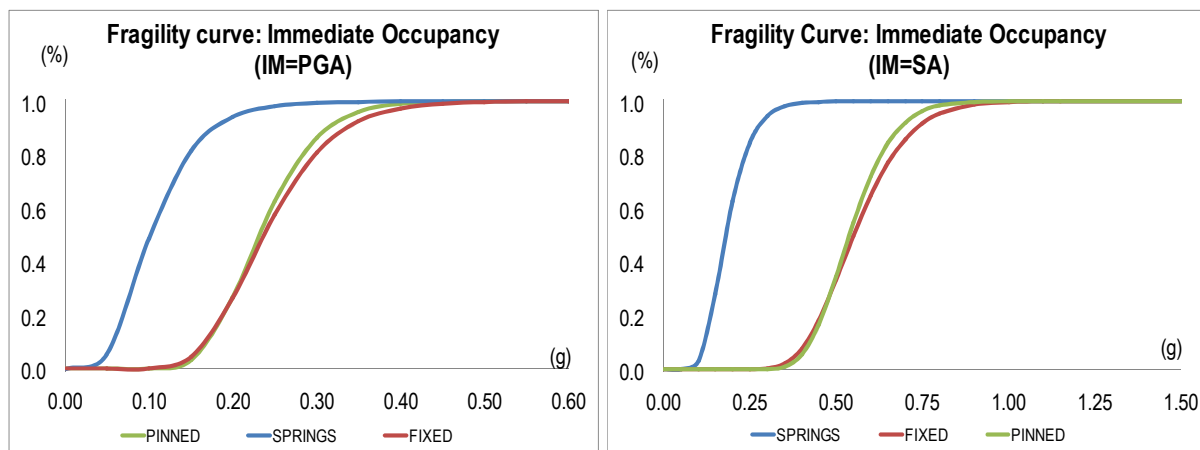
Περίπτωση προσομοιώματος πακτωμένου στο έδαφος (FIXED case)

Στάθμη Βλάβης	$PGA_{median} (X_m)[g]$	dispersion (β_{tot})
1. Άμεση Χρήση	0.180	0.246
2. Εκτεταμένη	0.832	0.342
3. Αποφυγή Κατάρρευσης	0.124	0.279

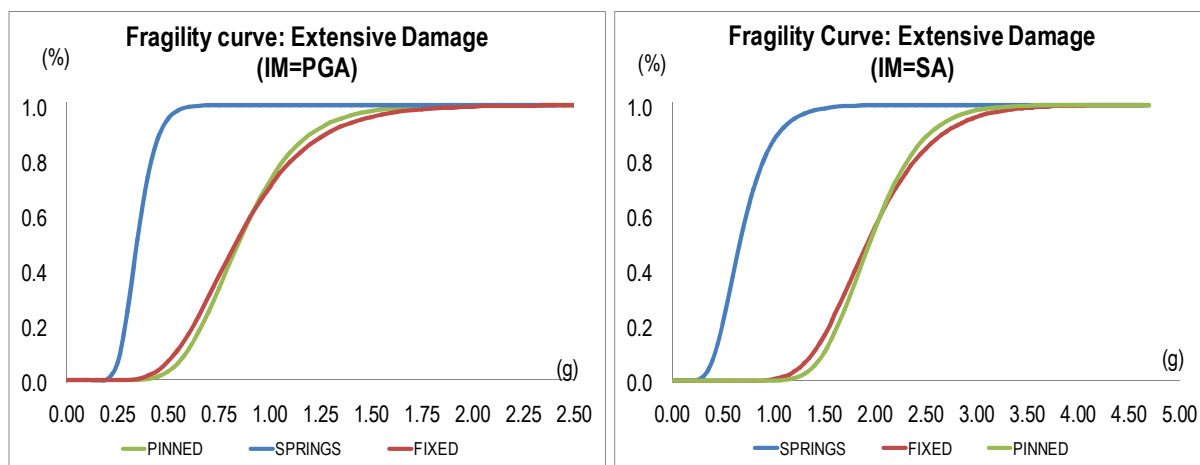
Πίνακας 5.6 : Παράμετροι για τη χάραξη των καμπυλών τρωτότητας για το πακτωμένο προσομοίωμα με $IM = PGA$

Στην επόμενη ενότητα εκτυπώνονται οι καμπύλες τρωτότητας της κατασκευής για τις 3 διαφορετικές περιπτώσεις θεμελίωσης. Η κάθε καμπύλη τρωτότητας αναφέρεται σε μία στάθμη επιτελεστικότητας, εξάγεται για ένα μέγεθος έντασης (IM) και έναν δείκτη βλάβης (DM), ενώ η ανάγνωσή της υποδεικνύει την πιθανότητα υπέρβασης της στάθμης βλάβης για την αντίστοιχη τιμή του μεγέθους έντασης.

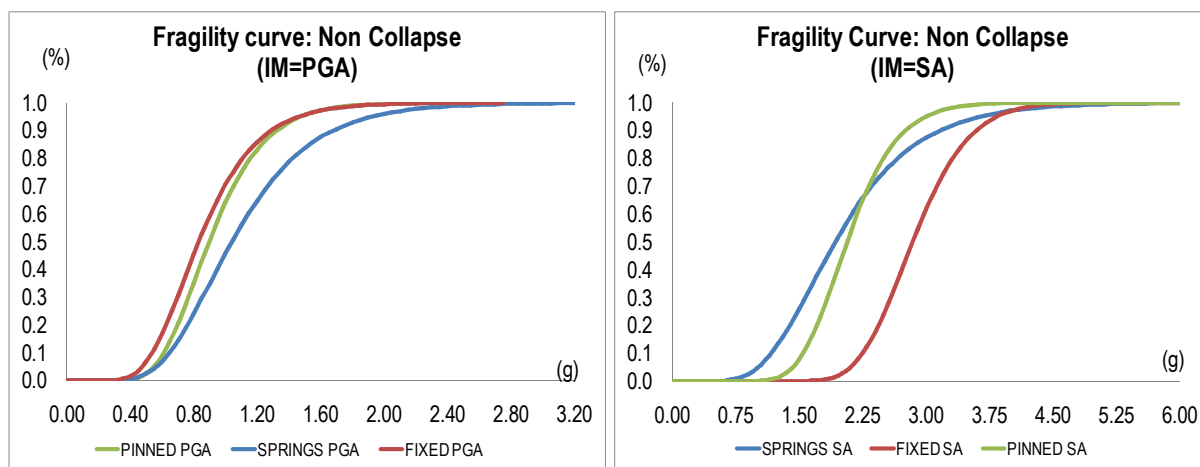
5.5.2 Αποτελέσματα καμπύλων Τρωτότητας



Σχήμα 5.3 : Καμπύλες τρωτότητας για την 1^η στάθμη επιτελεστικότητας – άμεση χρήση



Σχήμα 5.4 : Καμπύλες τρωτότητας για την 2^η στάθμη επιτελεστικότητας – εκτεταμένες βλάβες

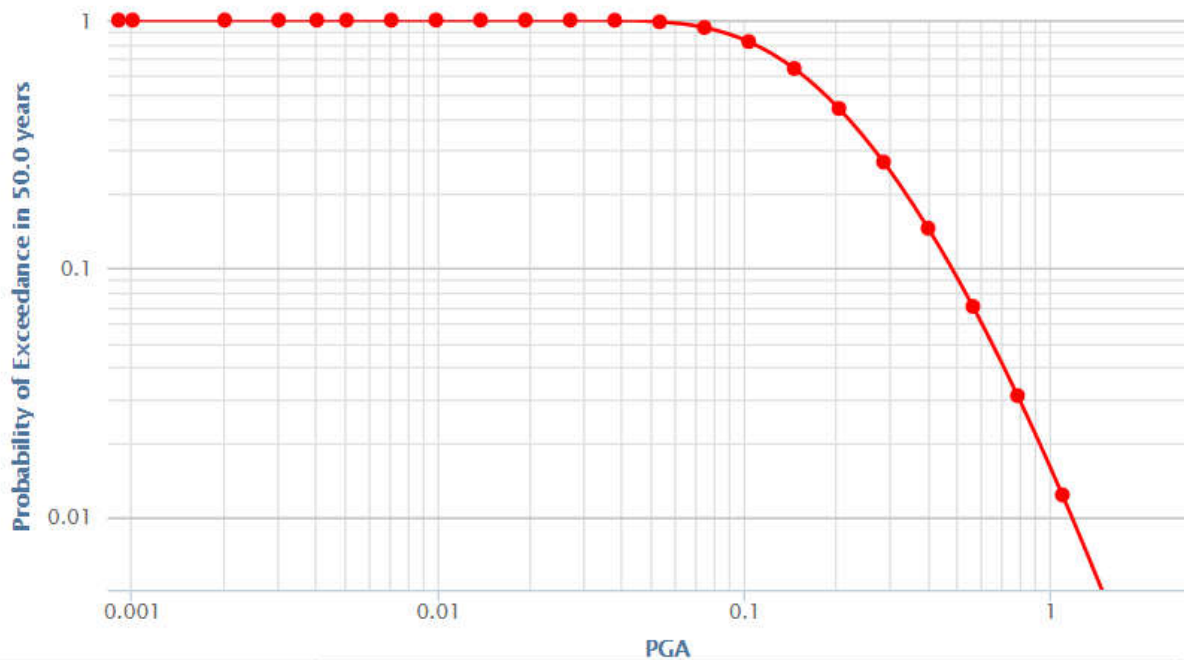


Σχήμα 5.5 : Καμπύλες τρωτότητας για την 3^η στάθμη επιτελεστικότητας – αποφυγή κατάρρευσης

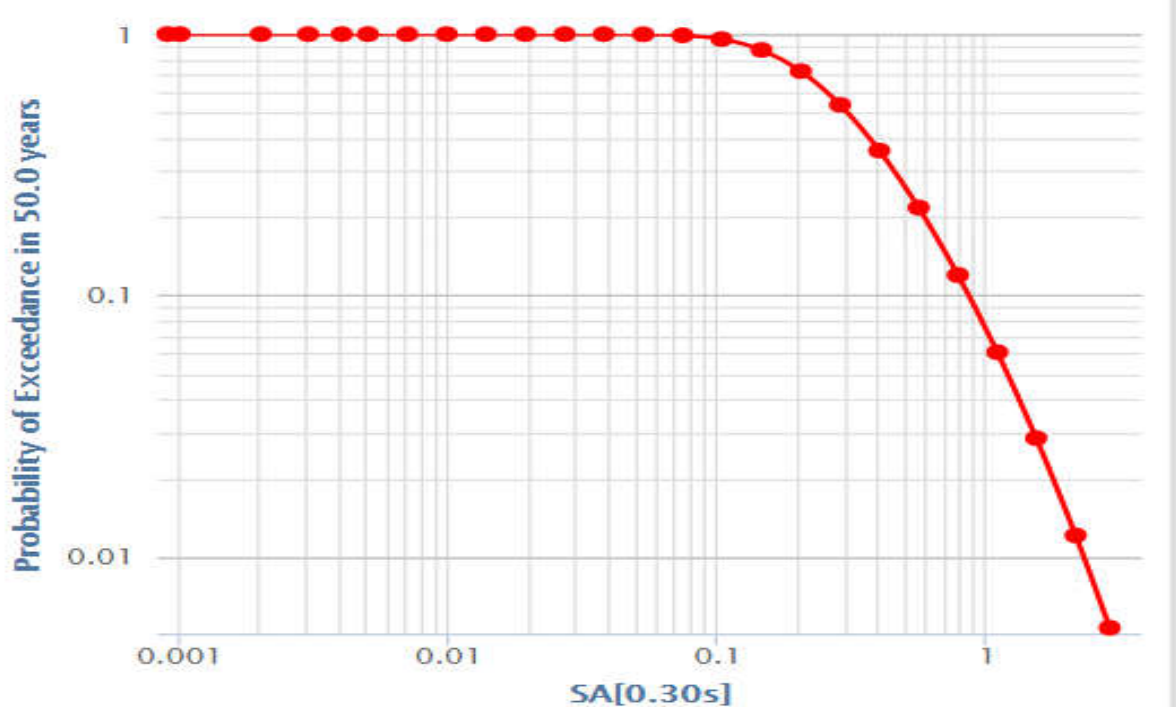
5.6 Ανάλυση Τρωτότητας

5.6.1 Καμπύλες σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής του έργου

Στα παρακάτω σχήματα απεικονίζονται οι καμπύλες σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής του έργου που αλιεύθηκαν από την ιστοσελίδα του οργανισμού “European Facility for Earthquake Hazard and Risk” : <http://www.efehr.org:8080/jetspeed/portal/HazardCurves2.psm1>



Σχήμα 5.6 : Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας PGA για διάστημα 50 ετών

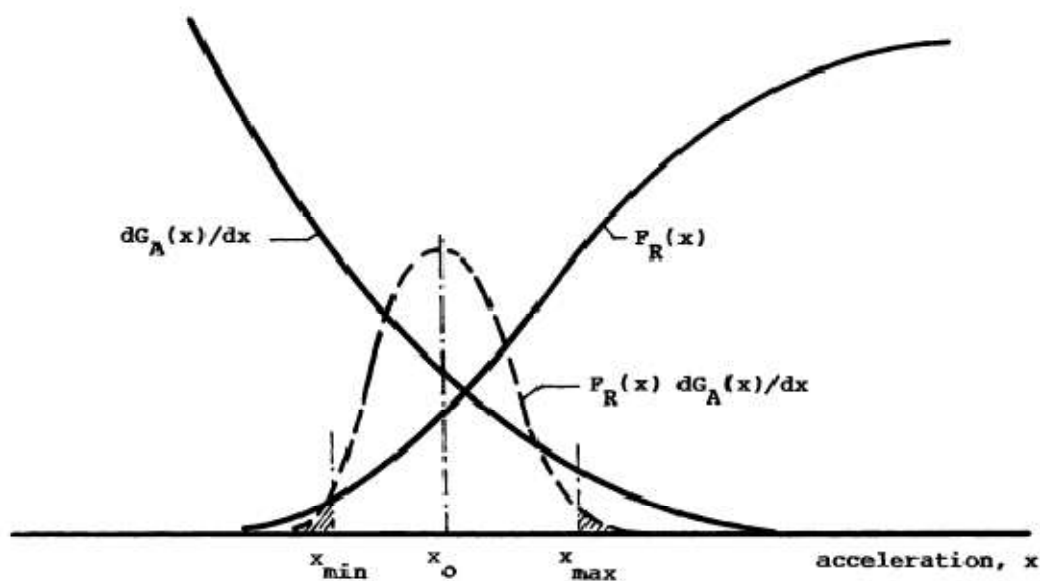


Σχήμα 5.7 : Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας SA ($T_1 = 0.30s$) για διάστημα 50 ετών

Οι γραφικές παραστάσεις αυτές αναφέρονται σε σεισμική διέγερση για βραχώδη εδαφικό σχηματισμό (έδαφος A), επομένως χρειάζεται αντιστοίχιση (μεγέθυνση) των επιταχύνσεων για έδαφος κατηγορίας C, που είναι το έδαφος της περιοχής του έργου που εξετάζεται. Επιλέγεται να γίνει μια μεγέθυνση των τιμών X_m που υπολογίστηκαν προηγουμένως κατά 10%, συντηρητικώς, λόγω έλλειψης ακριβέστερων δεδομένων.

5.6.2 Υπολογισμός της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης των σταθμών βλάβης

B.R. Ellingwood / Reliability Engineering and System Safety 74 (2001) 251–262



Σχήμα 5.8 : υπολογισμός του ολοκληρώματος της ετήσιας πιθανότητας υπέρβασης στάθμης βλάβης (Ellingwood, 2001)

Στο παραπάνω σχήμα [5.8] γίνεται καλύτερα κατανοητή η διαδικασία υπολογισμού της ετήσιας πιθανότητας υπέρβασης στάθμης βλάβης που ακολουθείται κατά τον υπολογισμό της σεισμικής ευαισθησίας κατασκευών. Όπως έχει ήδη περιγραφεί, επιζητείται ο υπολογισμός του ολοκληρώματος της πιθανότητας υπέρβασης της στάθμης βλάβης, που εκφράζεται από την καμπύλη $F_R(x)$ που είναι η καμπύλη τρωτότητας που υπολογίστηκε στην προηγούμενη ενότητα, επί την κλίση της καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής που εκφράζεται από τον όρο $dG_A(x)/dx$.

Για τις καμπύλες τρωτότητας της κατασκευής έχει γίνει η παραδοχή, πως ακολουθούν τη λογαριθμοκανονική συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας. Η καμπύλη $G_A(x)$ ακολουθεί την κατανομή ακροτάτων τύπου II και επομένως το ολοκλήρωμα που περιγράφηκε για τον υπολογισμό του v (maf) μπορεί να απλοποιηθεί με βάση την παρατήρηση του Cornell (Ellingwood, 2001) ότι η κύρια συνεισφορά στην τρωτότητα (risk) προέρχεται από ένα μικρό σχετικά εύρος τιμών. Εάν για αυτό το

εύρος των τιμών θεωρηθεί πως η σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής ακολουθεί λογαριθμική γραμμική κατανομή το ζητούμενο ολοκλήρωμα απλοποιείται περαιτέρω ως εξής:

$$m.a.f.i = G_A(X_m) \cdot e^{0.5(\beta_{tot} \cdot k)^2} \quad [5.10]$$

όπου:

- $m.a.f.i.$, είναι η ζητούμενη μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης της στάθμης επιτελεστικότητας i
- $G_A(X_m)$, είναι η μέση ετήσια πιθανότητα υπέρβασης της μέσης τιμής του μεγέθους έντασης (x) που αποτελεί κατώφλι μετάβασης στην οριακή στάθμη i , όπως υπολογίζεται από την καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής
- $e^{0.5(\beta_{tot} \cdot k)^2}$, είναι διορθωτικός συντελεστής, όπου β_{tot} , είναι η διασπορά της καμπύλης τρωτότητας του μεγέθους x , όπως ήδη έχει υπολογιστεί και k , είναι ένας συντελεστής που εκφράζει την κλίση της καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας, κυμαίνεται μεταξύ 2 με 4 και για την περίπτωση σεισμικότητας ZII, όπως κατά το παρόν λαμβάνεται $k = 3$

Πλέον, έχουν οριστεί όλες οι παράμετροι που απαιτούνται για την ανάλυση τρωτότητας της κατασκευής για τις τρεις διαφορετικές περιπτώσεις στήριξης. Θα περιγραφεί ως παράδειγμα ο υπολογισμός της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης της στάθμης επιτελεστικότητας άμεσης χρήσης για την περίπτωση του πακτωμένου προσομοιώματος. Με τον ίδιο τρόπο πραγματοποιείται η ανάλυση τρωτότητας και για της υπόλοιπες περιπτώσεις αποτίμησης.

Υπολογισμός $m.a.f.$ με $x = PGA$:

$$X_m = 0.237g \quad \text{και} \quad \beta_{tot} = 0.269,$$

- Από την καμπύλη του σχήματος 5.6 (για PGA) υπολογίζεται $P_N = 26.83\%$, η πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής επιτάχυνσης αυτής
- από τη σχέση $P_N = 1 - e^{-\lambda T}$ υπολογίζεται η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης του $X_m = 1.20 \cdot 0.237 \Rightarrow X_m = 0.285g$, ίση με:
- $\lambda = -\ln(1 - P_N) : T (=50) \Rightarrow \lambda = 0.01066$
- $e^{0.5(\beta_{tot} \cdot k)^2} = e^{0.5(0.246 \cdot 3.00)^2} = 1.314$ ο διορθωτικός συντελεστής
- υπολογίζεται τελικώς $m.a.f.i = 0.007869$ και η περίοδος επαναφοράς της $T_1 = 1 : m.a.f.i \Rightarrow \Rightarrow T_1 = 127 \text{ έτη}$

Υπολογισμός maf με $x = SA$:

$$X_m = 0.418g \quad \text{και} \quad \beta_{tot} = 0.202,$$

- Από την καμπύλη του σχήματος 5.7 (για SA, T = 0.30s) συσχέτιση και με επιπλέον καμπύλες υπολογίζεται $P_N = 21.35\%$, η πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής επιτάχυνσης αυτής
- από τη σχέση $P_N = 1 - e^{-\lambda T}$ υπολογίζεται η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης του $\chi_m = 1.20 \cdot 0.418 \Rightarrow \chi_m = 0.502g$, ίση με:
- $\lambda = -\ln(1 - P_N) : T (=50) \Rightarrow \lambda = 0.00480$
- $e^{0.5(\beta_{tot}-k)^2} = e^{0.5(0.246-3.00)^2} = 1.202$ ο διορθωτικός συντελεστής
- υπολογίζεται τελικώς **m.a.f.₁ = 0.008657 = 0.8657%** και η περίοδος επαναφοράς της
- $T_1 = 1: m.a.f._1 \Rightarrow T_1=115$ έτη

5.6.3 Αποτελέσματα αναλύσεων τρωτότητας – risk assessment

Στους επόμενους πίνακες απεικονίζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα των αναλύσεων τρωτότητας, που υπολογίστηκαν για τις τρεις διαφορετικές συνθήκες σχεδιασμού που εξετάζονται.

1. Μέση Ετήσια συχνότητα υπέρβασης των σταθμών επιτελεστικότητας για IM = PGA

	Προσομοιώσεις Θεμελίωσης - Test Cases		
Στάθμη Βλάβης	1. Πάκτωση - Fixed	2. Άρθρωση - Pinned	3. Ελατήρια - Springs
1. Άμεση Χρήση	0.008665	0.008491	0.051610
2. Εκτεταμένη	0.000604	0.000484	0.002447
3. Αποφυγή Κατάρρευσης	0.000242	0.000393	0.000319

[Πίνακας 5.7: m.a.f. για IM = PGA]

2. Μέση Ετήσια συχνότητα υπέρβασης των σταθμών επιτελεστικότητας για IM = SA

	Προσομοιώσεις Θεμελίωσης - Test Cases		
Στάθμη Βλάβης	1. Πάκτωση - Fixed	2. Άρθρωση - Pinned	3. Ελατήρια - Springs
1. Άμεση Χρήση	0.004889	0.004563	0.021208
2. Εκτεταμένη	0.000408	0.000355	0.001487
3. Αποφυγή Κατάρρευσης	0.000105	0.000252	0.000099

[Πίνακας 5.8: m.a.f. για IM = SA]

Από τη σχέση [5.2] υπολογίζεται η περίοδος επαναφοράς εμφάνισης της κάθε οριακής κατάστασης για την κάθε διαφορετική συνθήκη στη βάση της κατασκευής.

3. Περίοδος επαναφοράς σε έτη των σταθμών επιτελεστικότητας για IM = PGA

	Προσομοιώσεις Θεμελίωσης - Test Cases		
Στάθμη Βλάβης	1. Πάκτωση - Fixed	2. Άρθρωση - Pinned	3. Ελατήρια - Springs
1. Άμεση Χρήση	115.41	117.77	19.38
2. Εκτεταμένη	1656.50	2064.99	408.65
3. Αποφυγή Κατάρρευσης	4124.29	2541.49	3134.77

[Πίνακας 5.9: T_R για IM = PGA]

4. Περίοδος επαναφοράς σε έτη των σταθμών επιτελεστικότητας για IM = SA

	Προσομοιώσεις Θεμελίωσης - Test Cases		
Στάθμη Βλάβης	1. Πάκτωση - Fixed	2. Άρθρωση - Pinned	3. Ελατήρια - Springs
1. Άμεση Χρήση	204.53	219.14	47.15
2. Εκτεταμένη	2449.63	2816.69	672.56
3. Αποφυγή Κατάρρευσης	9553.19	3974.95	10130.38

[Πίνακας 5.10: T_R για IM = SA]

6. Επίλογος - Συμπεράσματα

Από τη σεισμική αποτίμηση των διαφορετικών προσομοιώσεων της θεμελίωσης της κατασκευής προκύπτουν τα ακόλουθα συμπεράσματα σχετικά με την επιρροή τους.

- Για την συνήθη περίπτωση σχεδιασμού, δηλαδή πάκτωση (πλήρη δέσμευση) ή στήριξη (ακλόνητη αλλά ελεύθερα στρεπτή προσομοίωση) προκύπτουν πιο αξιόπιστα αποτελέσματα κατά την αποτίμηση.
- Διακριτή ελαστική και ανελαστική περιοχή κατά την απόκριση, καθώς και σημαντικότερη πλαστιμότητα στο φορέα απ' ό,τι για την περίπτωση που χρησιμοποιήθηκαν εδαφικά ελατήρια.
- Επίσης, προκύπτει από τα αποτελέσματα το αναμενόμενο συμπέρασμα, δηλαδή η πάκτωση είναι πιο ασφαλής συνθήκη από την απλή στήριξη που είναι δυσμενέστερη συνθήκη. Το σημαντικό πρόβλημα που διακρίνεται στην περίπτωση της απλής στήριξης είναι η απότομη μετάβαση στη δυναμική αστάθεια για σχετικά μικρές τιμές του drift. Αυτό οδηγεί και σε συχνότερη εμφάνιση της 3ης στάθμης επιτελεστικότητας (αποφυγή κατάρρευσης).
- Κατά τα άλλα η ποιότητα της αποκρίσης των 2 ακλόνητων προσομοιώσεων είναι υψηλή για αναμενόμενες στην περιοχή του έργου σεισμικές διεγέρσεις και κρίνονται ασφαλής. Αυτό αποδεικνύεται από την τήρηση των περιόδων επαναφοράς που θέτουν οι κανονισμοί για τις αντίστοιχες στάθμες επιτελεστικότητας.

Όσον αφορά τώρα την περίπτωση της προσομοίωσης με εδαφικά ελατήρια:

- Η κατασκευή εμφανίζει συμπεριφορά η οποία δεν είναι ανεκτή κατά το σχεδιασμό
- Μεταβαίνει πολύ νωρίς στη στάθμη επιτελεστικότητας άμεση χρήση. Η στάθμη αυτή αναφέρεται σε συχνές σεισμικές δονήσεις που μπορεί να πλήξουν την κατασκευή.
- Εμφανίζει σημαντικά χαμηλότερη πλαστιμότητα από τις τυπικές προσομοιώσεις.
- Ωστόσο αξίζει να σημειωθεί πως η αντοχή της σε ακραίες σεισμικές διεγέρσεις είναι ικανοποιητικότερη, καθώς παρουσιάζει αντίστοιχες επιδόσεις με αυτές το πακτωμένου μοντέλου για την 3η στάθμη επιτελεστικότητας.
- Μια ακόμα σημαντική ομοιότητα της πακτωμένης συνθήκης με τα εδαφικά ελατήρια είναι η μεγαλύτερη διασπορά των αποτελεσμάτων.

Με βάση τα παραπάνω μπορεί να λεχθεί ότι:

- Αποδεικνύεται ότι η επιρροή των εδαφικών συνθηκών μπορεί να φέρει σημαντικές διαφοροποιήσεις στην σεισμική απόκριση των κατασκευών. Επομένως πρέπει να γίνεται υπεύθυνη εκτίμηση των εδαφικών παραμέτρων κατά το σχεδιασμό
- Ακόμα θεωρείται πως οι παραδοχές που ελήφθησαν κατά την προσπάθεια αναλυτικότερης προσομοίωσης του συστήματος εδάφους θεμελίωσης ήταν συντηρητικές για τους εξής λόγους:
 - Θα έπρεπε να ληφθεί σημαντικότερη συνεισφορά των συνδετήριων δοκών και των παθητικών ωθήσεων του εδάφους.
 - Ενδεχομένως να ελήφθησαν σημαντικά χαμηλές τιμές των εδαφικών ιδιοτήτων, για τις οποίες το σύστημα θεμελίωσης που θεωρήθηκε δεν είναι ικανό να ανταπεξέλθει. Στην πράξη απαιτείται για ένα τέτοιο έδαφος ένα ισχυρότερο σύστημα θεμελίωσης, όπως πεδילוδοκοί ή ακόμα και γενική κοιτόστρωση.

Τέλος για τα αποτελέσματα της αποτίμησης των δύο διαφορετικών μεγεθών IM που ελήφθησαν, δηλαδή της SA και της PGA, διαπιστώνεται ότι η SA έχει πιο ασφαλή αποτελέσματα. Από κει κι ύστερα υπάρχει αναλογία για την κάθε στάθμη επιτελεστικότητας και για τα δύο μεγέθη. Η SA θεωρείται αντιπροσωπευτικότερο μέγεθος της σεισμικής απόκρισης, το οποίο συνηθίζεται να ελέγχεται κατά την ανάλυση τρωτότητας.

Βιβλιογραφία

1. Anraam, T.P. and Raftoyiannis I. G. (2009). “ Stability of Weekly- Damped Systems Under Follower Loads Exhibiting Hopf Bifurcations” , Mech. Research Com.,36 (8), 867-874
2. Βάγιας, Ι., Ερμόπουλος Ι, & Ιωαννίδης Γ. (2008). Σχεδιασμός Δομικών έργων από Χάλυβα, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Γκαζέτας, Γ. (2007). Αλληλεπίδραση Εδάφους- Κατασκευής, Συνοπτικές Σημειώσεις 5 πρώτων μαθημάτων, ΕΜΠ, Αθήνα
4. Chopra AK. (2007). Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. Prentice Hall: Englewood Cliffs, NJ
5. Ellingwood, B. (2001). “Earthquake risk assessment of building structures”, Reliability Engineering and system safety 74, 251-262.
6. Gazetas, G. (1991). “Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations.” J. Geotech. Eng., 117(9), 1363–1381.
7. Vamvatsikos, D. & Cornell, A. (2002). “Incremental Dynamic Analysis” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3): 491-514
8. Καββαδάς Μ. (2008). Σημειώσεις Θεμελιώσεων Τεχνικών Έργων, Εκδόσεις ΕΜΠ, Έκδοση 4
9. Καββαδάς Μ. (2005). Στοιχεία Εδαφομηχανικής, Εκδόσεις ΕΜΠ, Αθήνα
10. Κατρής, Κ. (2012). Ψευδοστατική Ανάλυση της Οριζόντιας Εξάπλωσης Ρευστοποιημένου Εδάφους, Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, Αθήνα
11. Κατσικαδέλης Ι. (2012). Δυναμική Ανάλυση των Κατασκευών Θεωρία και Εφαρμογές, Εκδόσεις Συμμετρία, Ζωγράφου, Αθήνα
12. Κάππος, Α.Ι., Μοσχονάς, Ι.Φ., Παρασκευά, Θ. και Σέξτος, Α.Γ. (2006). «Αναλυτική μεθοδολογία υπολογισμού καμπυλών τρωτότητας για γέφυρες από σκυρόδεμα», 15ο Ελλ. Συνέδριο Σκυροδέματος, Αλεξανδρούπολη, τ. Β, 230-241.
13. Κυνηγός, Ν. (2011). Επιρροή της Αλληλεπίδρασης Εδάφους – Κατασκευής στα πλαίσια της Ανάλυσης Τρωτότητας, Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, Αθήνα
14. Κυνηγού, Μ. (2015). Στατική και Δυναμική Ανάλυση του Ιερού Ναού της Παναγίας Παρηγορήτισσας της Άρτας, Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, Αθήνα

15. Lagaros N. (2008). "Probabilistic fragility analysis of RC buildings designed with different rules, Earthquake Engineering and Engineering Vibration", 7(1), 45-56
16. Michaltsos, G.T., and Raftoyiannis, I.G. (2010). "The Influence of Torsional Moments on the Elastoplastic Interaction Curves of a Symmetrical I Cross-Section", Open Mechanics J., 4, 26-36
17. Moussa, A. & Kyriakides, N. (2016). "The Development of the Analytical Fragility Methods in Seismic Risk Assessment – A Review." Journal of Sustainable Architecture and Civil Engineering, JSACE, 3/16, 70-81
18. Μπουκοβάλας Γ. (2010). 13 Διαλέξεις Γεωτεχνικής Σεισμικής Μηχανικής, Εκδόσεις ΕΜΠ, Αθήνα
19. Mylonakis, G., Nikolaou, S. & Gazetas, G. (2006). "Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations." Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26, 824–853
20. Παπαζάχος Β., Καρακαϊσής Γ. & Χατζηδημητρίου Π. (2005). Εισαγωγή στη Σεισμολογία, Εκδόσεις ΖΗΤΗ, Θεσσαλονίκη
21. Περδίκη, Σ. (2011). Επιρροή της Διαστολικότητας των Εδαφών στη στατική και Σεισμική Ανάλυση Ευστάθειας Πρανών, Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, Αθήνα
22. Ραυτογιάννης, Ι.Γ. (2011). Δυναμική Συμπεριφορά Πλαισίων από Δομικό Χάλυβα με Συστήματα Δυσκαμψίας και Ιξώδη Απόσβεση, 7ο Εθνικό Συνέδριο Μεταλλικών Κατασκευών 2011, vol. 1, pp. 367-374, 29 Σεπ. - 1 Οκτ., Βόλος
23. Shinozuka M., Feng MQ, Lee J. and Naganuma T. (2000). Statistical Analysis of Fragility Curves, Journal of Engineering Mechanics, 126(12): 1224-1231.
24. Σκουληκάρη, Ε. (2014). Αποτίμηση Ενίσχυσης Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με κριτήρια Τρωτότητας, Μεταπτυχιακή Εργασία, ΔΠΜΣ ΔΣΑΚ, ΕΜΠ, Αθήνα
25. Σπυράκος Κ. & Κουτρομάνος Ι. (2010). Αντισεισμικές Κατασκευές, <http://lee.civil.ntua.gr/vivlia.html>
26. Σοφιανός, Α. & Νομικός Π. (2008). Προχωρημένη Μηχανική Πετρωμάτων, Σημειώσεις, Αθήνα
27. Tileylioglu S., Stewart J. & Nigbor R. (2011). "Dynamic Stiffness and Damping of a Shallow Foundation from Forced Vibration of a Field Test Structure." J. Geotech. Eng., 137(4), 344–353.
28. Ψυχάρης, Γ. (2010). Αντισεισμικός Σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας, ΕΜΠ. Αθήνα
29. ATC-40 (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1, Chapter 10: Foundation Effects, Redwood City, California

30. EN 1993 1-1 (2005). (English): Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]
31. EN 1998-1 (2004). (English): Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]
32. EN 1998-3 (2005). (English): Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]
33. FEMA – P – 58 – 1 (2012). Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1, Methodology, Redwood City, California
34. HAZUS – MH - MR1 (2003). Advanced Engineering Building Module: User’s Technical Manual, Federal Emergency Management Agency

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α – Υπολογισμός και Εισαγωγή Δεδομένων για τη διαστασιολόγηση του Φορέα

1. Ορισμός υλικών

Στη γραμμή εντολών του προγράμματος επιλέγεται Define -> materials (ακριβώς από κάτω). Ορίζονται έτσι οι ιδιότητες των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν κατά την ανάλυση.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box in SAP2000. The dialog is organized into several sections:

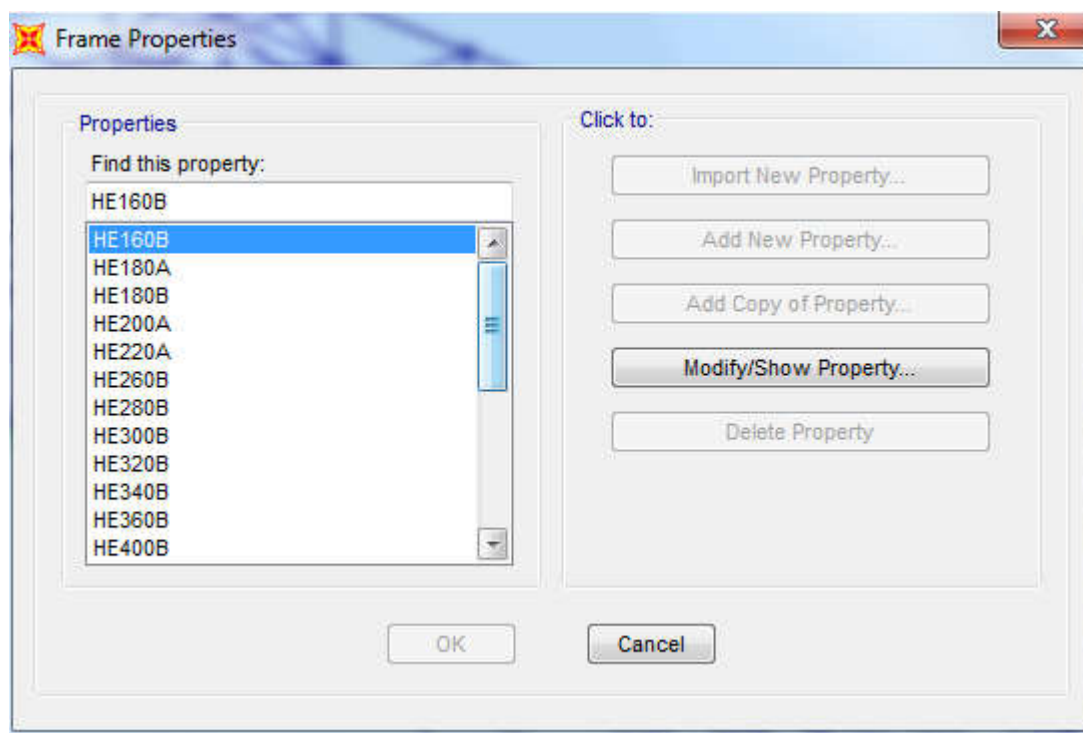
- General Data:** Material Name and Display Color: S355; Material Type: Steel; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume: 76.9729; Mass per Unit Volume: 7.849.
- Units:** KN, m, C
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 2.100E+08; Poisson: 0.3; Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05; Shear Modulus, G: 80769231.
- Other Properties for Steel Materials:** Minimum Yield Stress, Fy: 355000.; Minimum Tensile Stress, Fu: 510000.; Effective Yield Stress, Fye: 390500.; Effective Tensile Stress, Fue: 561000.

At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Σχήμα Α – 1 : Πλαίσιο διαλόγου SAP2000 όπου ορίστηκε ο χάλυβας της κατασκευής

2. Ορισμός Διατομών

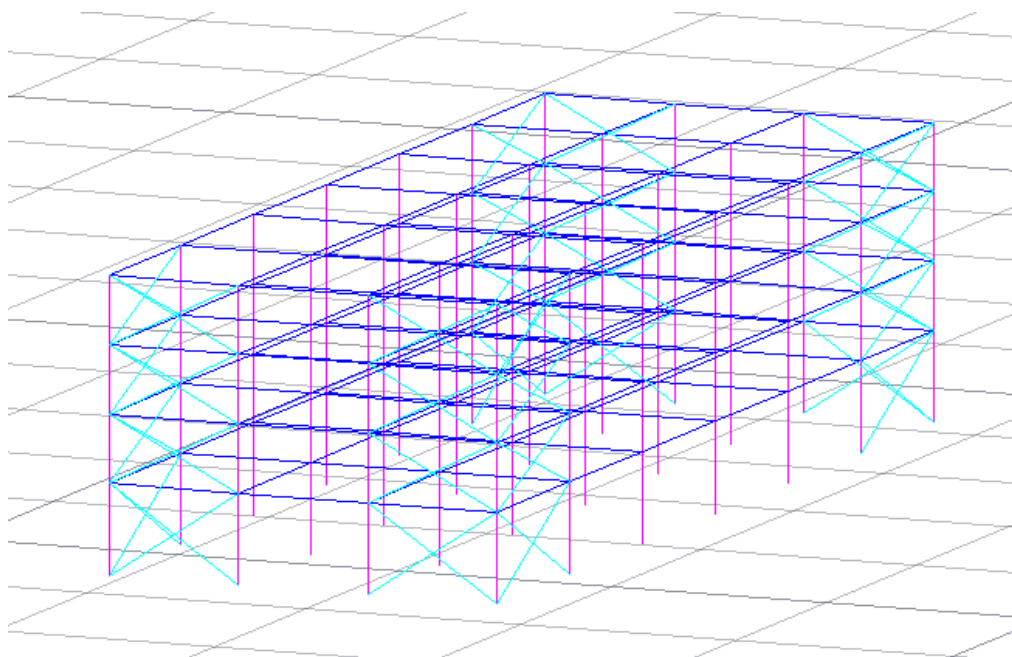
Στη γραμμή εντολών του προγράμματος επιλέγεται Define -> section properties -> frame sections. Ορίζονται έτσι οι διατομές των πλαισίων που θα χρησιμοποιηθούν κατά την ανάλυση.



Σχήμα Α – 2 : Πλαίσιο διαλόγου SAP2000 όπου φαίνονται οι διατομές πλαισίων που ορίστηκαν κατά την ανάλυση

Ο χρήστης στο πλαίσιο διαλόγου του σχήματος 2Α – 2 μπορεί να προσθέσει μια νέα διατομή ή να τροποποιήσει μια διατομή που έχει ήδη ορίσει προηγουμένως. Το πρόγραμμα δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να εισάγει τις πρότυπες διατομές του Ευρωκώδικα μεταλλικών κατασκευών, όπως και τη δυνατότητα να δημιουργήσει διατομές με τη γεωμετρία που επιθυμεί.

3. Εισαγωγή Δομικών Στοιχείων και προσομοίωση στο Φορέα

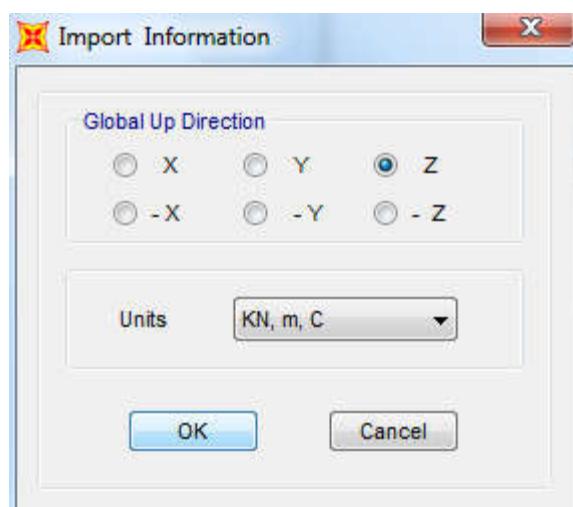


Σχήμα Α – 3 : Σχεδίαση της κατασκευής σε σχεδιαστικό πρόγραμμα (CAD) με χρήση στρώσεων (layers)

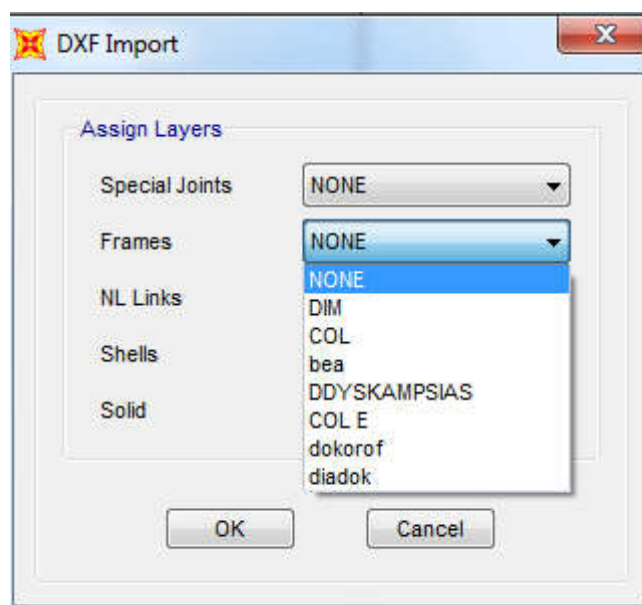
Το SAP2000 όπως και τα περισσότερα σύγχρονα (όλα τα εμπορικά) στατικά προγράμματα δίνει τη δυνατότητα εισαγωγής του φορέα της κατασκευής με τη χρήση αρχείου CAD στο οποίο σχεδιάζονται με τη χρήση διαφορετικών στρώσεων (layers) τα διάφορα δομικά μέλη του φορέα.

Κατά την παρούσα ανάλυση το σχεδιαστικό πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε ήταν το AutoCad. Δημιουργήθηκαν διαφορετικές στρώσεις για τον ορισμό των δοκών, των υποστυλωμάτων και των συνδέσμων δυσκαμψίας του φορέα. Στη συνέχεια επιλέχθηκαν οι ακόλουθες εντολές:

File -> Import -> Autocad DXF file -> το αρχείο της μελέτης σε μορφή Dxf



Σχήμα Α – 4 : Ορισμός καθολικού συστήματος αξόνων



Σχήμα Α – 5 : Εισαγωγή της στρώσης στο σχέδιο

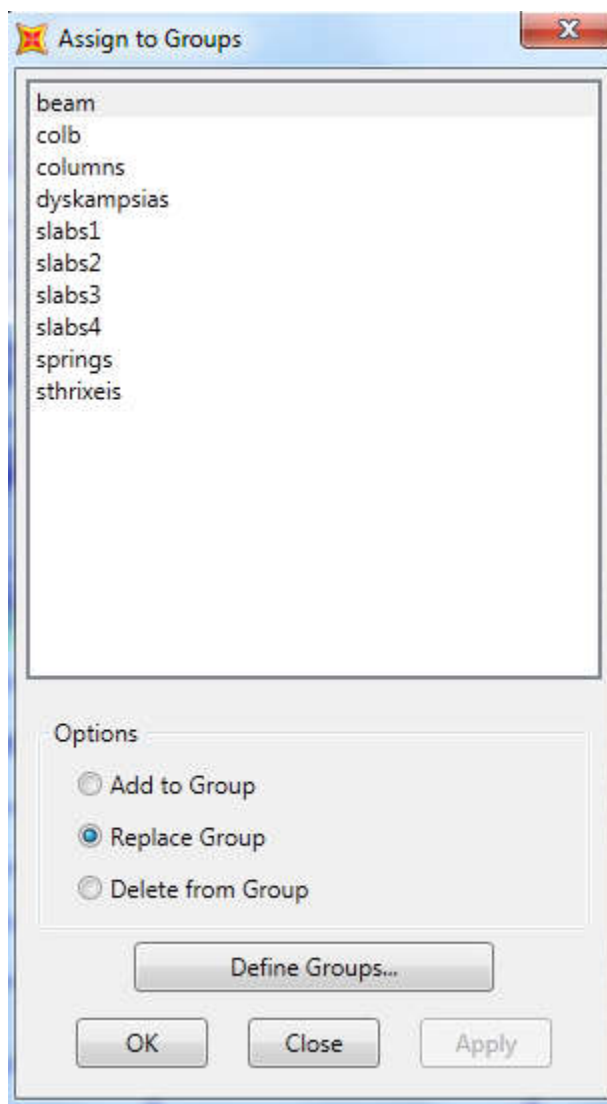
Ανάλογα με τη διακριτοποίηση της μελέτης σε στρώσεις ακολουθείται αυτή η διαδικασία για την εισαγωγή όλων των στοιχείων της ανάλυσης. Με τον τρόπο αυτό εισάγονται και άλλοι τύποι δομικών

μελών (κελύφη, κόμβοι) όμως δεν περιγράφεται κατά το παρόν. Φυσικά τροποποιήσεις μπορούν να γίνουν και με τη σχεδίαση εντός του σχεδιαστικού περιβάλλοντος του προγράμματος.

4. Ορισμός ομάδων (groups) δομικών μελών

Επιλέγονται τα δομικά μέλη (επιφανειακά, πλαίσια ή κόμβοι) που θέλουν να ομαδοποιηθούν και ακολούθως η εντολή:

Assign -> Assign to Groups ή με τη χρήση της συντόμευσης ctrl + shift + G



Σχήμα A – 6 : Πλαίσιο διαλόγου για διαχείριση των ομάδων των δομικών μελών

Ακολούθως οι διάφορες ομάδες επιλέγονται με τη χρήση της εντολής:

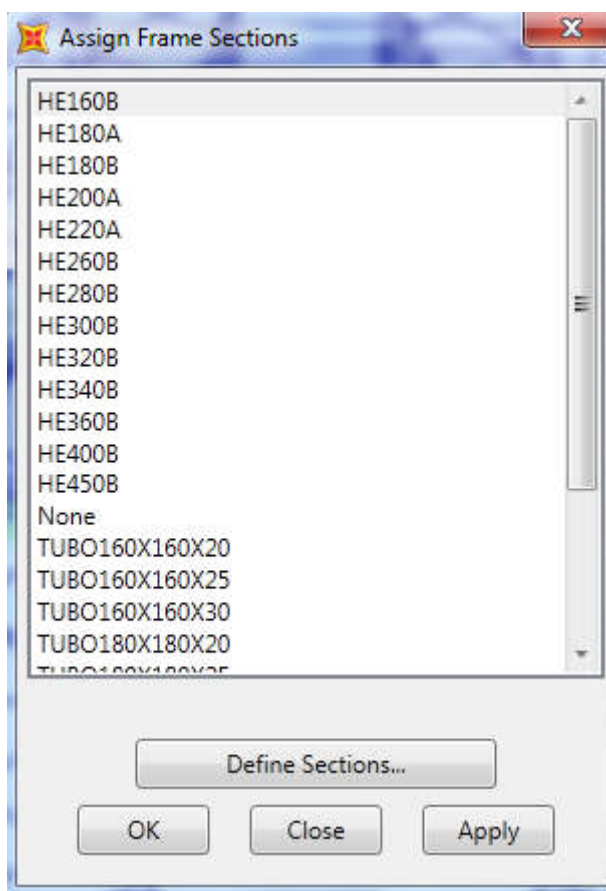
Select -> Select Groups είτε με χρήση της συντόμευσης ctrl + G.

Στο παραπάνω σχήμα 2A – 6 φαίνονται τα groups που δημιουργήθηκαν κατά το παρόν.

5. Ορισμός ιδιοτήτων δομικών μελών πλαισίου

Επιλέγονται τα δομικά μέλη και ακολουθείται η εντολή:

Assign -> Frame -> Frame Sections



Σχήμα Α – 7 : Πλαίσιο διαλόγου για τον ορισμό της διατομής ενός μέλους

Ακολούθως ανοίγει το πλαίσιο διαλόγου του σχήματος 2Α – 7 όπου ο χρήστης μπορεί να ορίσει στο δομικό μέλος μια διατομή από αυτές που έχει ορίσει προηγουμένως με την εντολή Define frame Sections. Στο σχήμα 2Α – 7 φαίνονται κάποιες από τις διατομές που ορίστηκαν κατά το παρόν.

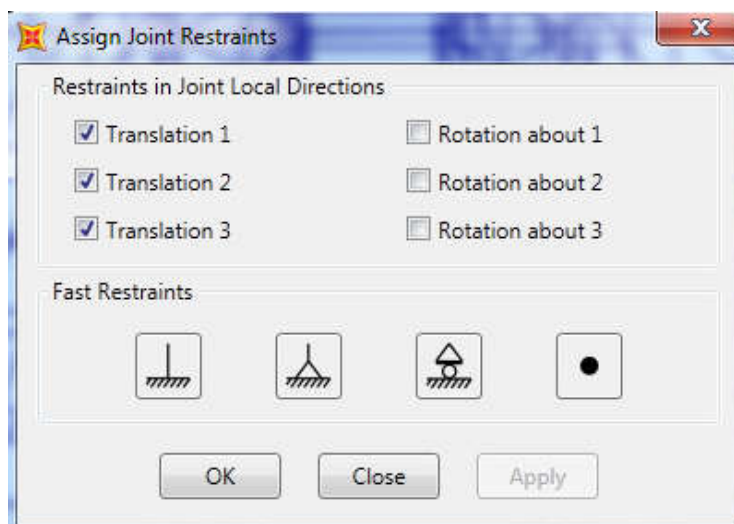
6. Ορισμός αντιδράσεων στήριξης

Επιλέγονται οι κόμβοι στους οποίους θέλουμε να στηρίζεται ο φορέας και ακολουθείται η εντολή:

Assign -> Joint -> Restraints

Ανοίγει το παρακάτω πλαίσιο διαλόγου στο οποίο εισάγονται οι αντιδράσεις στήριξης στο τοπικό σύστημα κάθε κόμβου.

Αξίζει να σημειωθεί πως μπορεί να επιλεγθεί μέσω της εντολής View -> Set Display Options στο πλαίσιο διαλόγου που ανοίγει, να απεικονίζονται οι τοπικοί άξονες κάθε κόμβου. Ο χρήστης πρέπει να γνωρίζει πως με κόκκινο χρώμα συμβολίζεται ο τοπικός άξονας 1, με πράσινο χρώμα ο τοπικός άξονας 2 και με μπλε χρώμα ο τοπικός άξονας 3 για κάθε κόμβο ή μέλος στο παρόν πρόγραμμα.

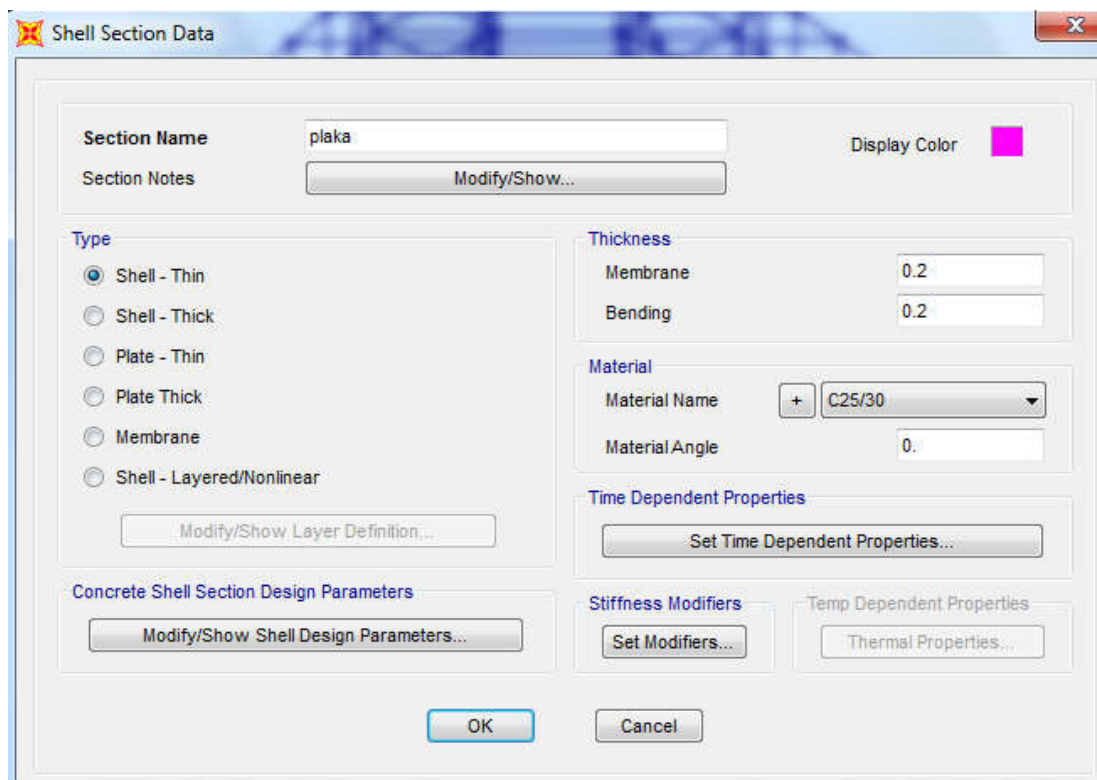


Σχήμα Α – 8 : Πλαίσιο διαλόγου για τον ορισμό των αντιδράσεων στήριξης στο τοπικό σύστημα κόμβου

7. Σχεδίαση πλακών + Ορισμός διαφραγματικής λειτουργίας φορέα

Κατ' αρχήν πρέπει να λεχθεί πως η διαφραγματική λειτουργία του φορέα μπορεί να οριστεί χωρίς την εισαγωγή των πλακών του φορέα. Με τον ορισμό των πλακών το πρόγραμμα αναγνωρίζει αυτόματα τη διαφραγματική λειτουργία. Αυτή είναι η διαδικασία που ακολουθήθηκε κατά το παρόν και περιγράφεται παρακάτω

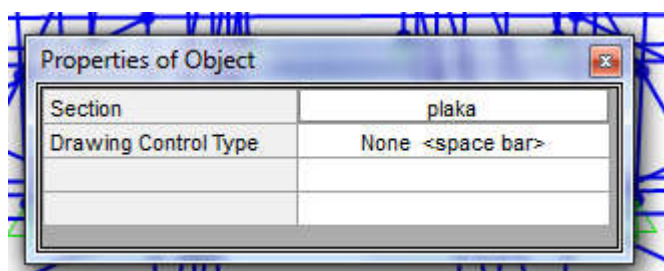
Ορισμός ιδιοτήτων πλακών του φορέα: Define -> Section Properties -> Area Section



Σχήμα Α – 9 : Πλαίσιο διαλόγου για τον ορισμό των ιδιοτήτων πλακών και γενικών επιφανειακών στοιχείων

Σχεδίαση των πλακών του φορέα: Draw -> Draw Poly Area

Δίνεται η δυνατότητα στο χρήστη να σχεδιάσει ένα επιφανειακό στοιχείο με δεδομένες ιδιότητες

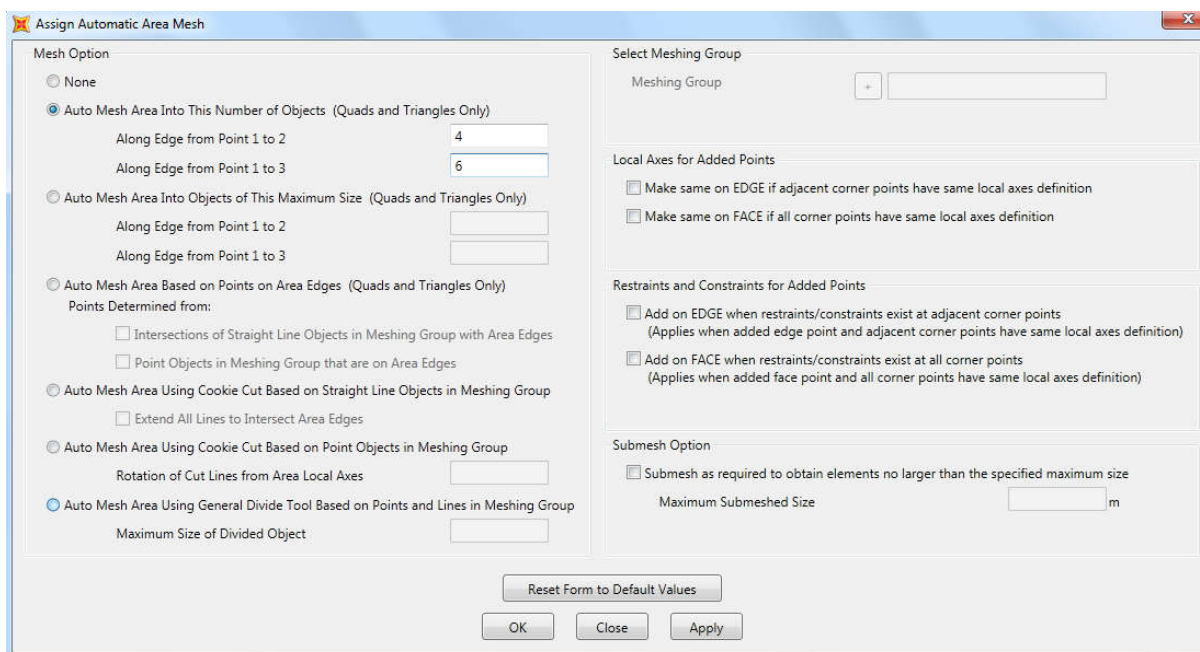


Σχήμα Α – 10 : Πλαίσιο διαλόγου για τη σχεδίαση επιφανειακών στοιχείων

Στη συνέχεια το επιφανειακό στοιχείο σχεδιάζεται γραφικά. Για φορείς με ίδια κάτοψη – όπως και το παρόν- μπορεί αφού σχεδιαστούν οι πλάκες μιας στάθμης να γίνει αντιγραφή τους και επικόλληση στις ανώτερες στάθμες.

Διακριτοποίηση των στοιχείων πλακών: Αυτό γίνεται για καλύτερα προσομοίωση της πραγματικής συμπεριφοράς του φορέα. Με την εντολή: Assign -> Area -> Automatic Area Mesh.

Ακολούθως ανοίγει το πλαίσιο διαλόγου του σχήματος 2Α -11. Όπως φαίνεται το πρόγραμμα δίνει πολλές δυνατότητες για τη διακριτοποίηση επιφανειακών στοιχείων. Επιλέχθηκε να γίνει διακριτοποίηση σε 6 x 4 πεπερασμένα στοιχεία για τα αντίστοιχα μήκη πλευρών 8.00 x 6.00.



Σχήμα Α – 11 : Πλαίσιο διαλόγου για τη διακριτοποίηση επιφανειακών στοιχείων

Ανάλογη διακριτοποίηση πρέπει να συντελεστεί και στις δοκούς του φορέα, καθώς είναι αναγκαία η ταύτιση των κόμβων έδρασης των πλακών με τους αντίστοιχους κόμβους δοκού που εδράζονται.

8. Προσομοίωση της πλαισιακής λειτουργίας του φορέα::

Αναγνωρίζεται αυτόματα συνεχής σύνδεση μεταξύ των μελών του φορέα.

Ελευθερώσεις ροπής στα άκρα των δοκών του φορέα (καθώς οι συνδέσεις είναι αρθρωτές).

Μέσω της εντολής: Assign -> Frame Sections -> Releases / Partial Fixity

Εμφανίζεται το ακόλουθο πλαίσιο διαλόγου, όπου ελευθερώνεται η ροπή των στηρίξεων που έχουν επιλεγεί.

	Release		Frame Partial Fixity Springs	
	Start	End	Start	End
Axial Load	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Shear Force 2 (Major)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Shear Force 3 (Minor)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Torsion	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Moment 22 (Minor)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Moment 33 (Major)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0 kN-m/rad	0 kN-m/rad

Σχήμα Α – 12 : Πλαίσιο διαλόγου για την ελευθέρωση εντατικών μεγεθών στα άκρα γραμμικού μέλους

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας παραλαμβάνουν τα πλευρικά φορτία του παρόντος. Η default επιλογή είναι να υπάρχει συνέχεια μεταξύ των μελών του φορέα (μονολιθικότητα) η οποία είναι δύσκολο να επιτευχθεί στις μεταλλικές κατασκευές.

Πλέον έχουν οριστεί τα γεωμετρικά στοιχεία του φορέα. Απομένει η εισαγωγή των φορτίων σχεδιασμού και η εφαρμογή της ανάλυσης που επιλέγεται με βάση τις ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις για τη διαστασιολόγηση του φορέα.

9. Εισαγωγή των φορτίων για την ανάλυση :

Κατά το παρόν, όπως και συνηθίζεται στις στατικές επιλύσεις κτιρίων, τα κατακόρυφα φορτία εισάγονται ως επιφανειακά στις πλάκες του φορέα. Με κατάλληλη επίλυση και εφ' όσον η διακριτοποίηση (meshing) είναι ορθή τα φορτία διανέμονται στα επιμέρους δομικά στοιχεία του φορέα, με τις γνωστές από τη στατική των φορέων επιλύσεις (ζώνες επιρροής, αναλογίες εμβαδών επιφάνειες Marcus, για τετραέρειςτες). Σημειώνεται πως υπάρχει η δυνατότητα τα ίδια βάρη των μελών να υπολογίζονται από το πρόγραμμα, όπως και γίνεται κατά το παρόν. Αν κάποιος επιθυμούσε περισσότερη ακρίβεια υπάρχει η δυνατότητα τα μέλη του φορέα να εισαχθούν αβαρή, και οι

μεταφορικές μάζες να οριστούν από τα ίδια βάρη των υλικών και τη συμμετοχή των κινητών φορτίων, όπως πραγματοποιείται κατά τους αναλυτικούς υπολογισμούς.

Απομένει ακόμα:

i) Η εισαγωγή των επιφανειακών φορτίων στις επιφάνειες:

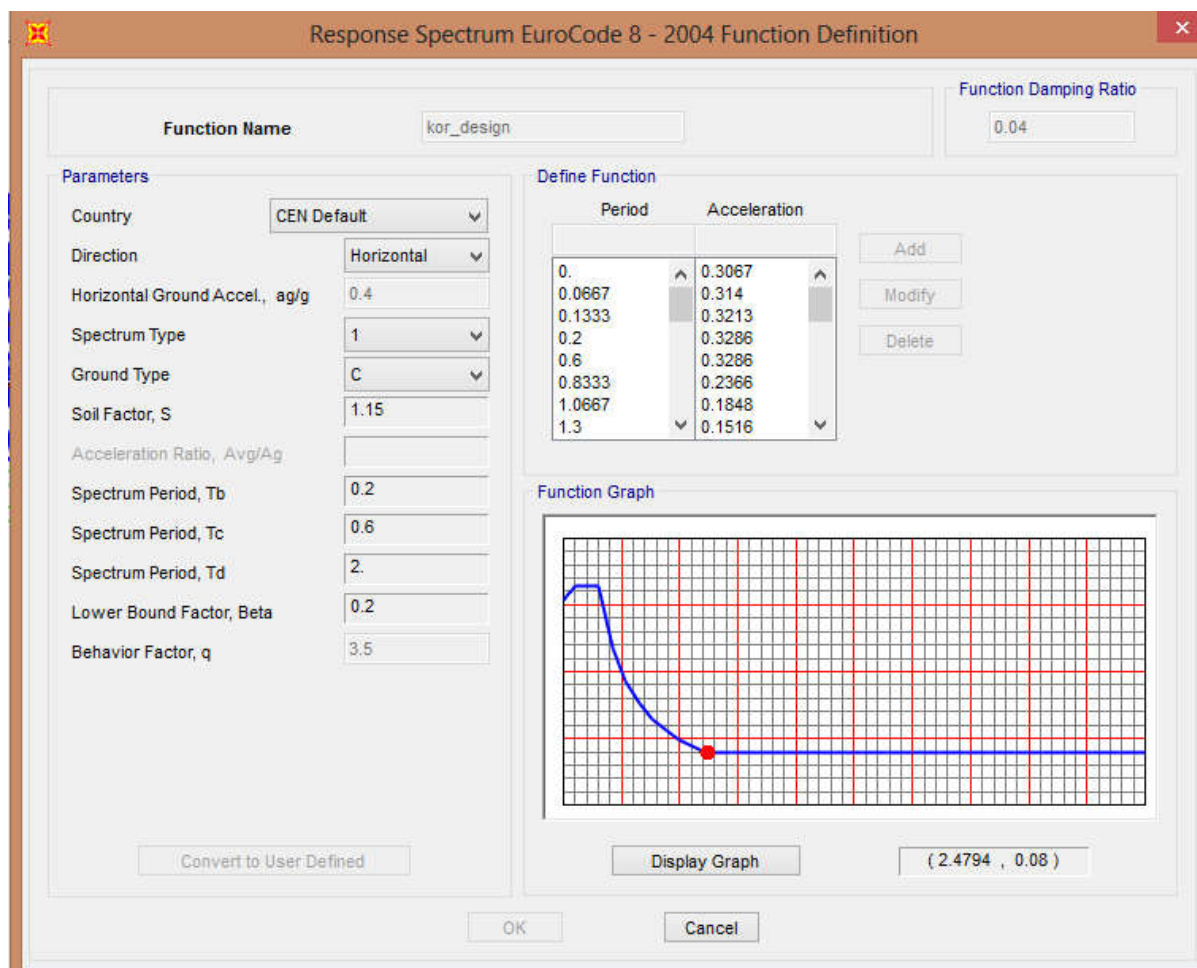
Assign -> Area Loads -> Uniform to Frame (Shell) / Uniform (Shell)

ii) Εισαγωγή φορτίων ανεμοπίεσης, εισήχθη ως σημειακά φορτία στους κόμβους μιας ελεύθερης πλευράς (επιφάνειας) σε κάθε διεύθυνση.

Assign -> Frame Loads -> Distributed

iii) Εισαγωγή των σεισμικών φορτίων για την ανάλυση : Καθ' ότι φασματική ορίζεται το φάσμα σχεδιασμού. Κατόπιν εισάγεται ξεχωριστά για κάθε διεύθυνση ως πλευρική επιτάχυνση ανάλογα με τη μεγέθυνση που θέλουμε να υποθέσουμε (συνηθίζεται 1.00 κατά την διεύθυνση που εισάγεται ενώ λαμβάνεται το 30% της τιμής του για την δευτερεύουσα διεύθυνση)

Define -> Functions -> Response Spectrum



Σχήμα Α – 13 : Ορισμός της κατακόρυφης φόρτισης που προηγείται της ανάλυσης χρονοϊστορίας

10. Ορισμός συνδυασμών φορτίσεων

Define -> Load Cases, Define -> Load Combinations

11. Ανάλυση και διαστασιολόγηση της κατασκευής

Analyze -> Run Analysis / Design -> Steel Frame Design

12. Ορισμός της μη γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας

Load Case Name
gravity-dynamic

Initial Conditions
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case

Modal Load Case
Use Modes from Case: MODAL1

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	RAMPPTH	1.
Load Pattern	DEAD	RAMPPTH	1.
Load Pattern	LIVE	RAMPPTH	0.3

Time Step Data
 Number of Output Time Steps: 1750
 Output Time Step Size: 0.02

Other Parameters
 Damping: Proportional Damping
 Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor
 Nonlinear Parameters: User Defined

Σχήμα Α – 14 : Ορισμός της κατακόρυφης φόρτισης που προηγείται της ανάλυσης χρονοϊστορίας

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β - Έλεγχοι Θεμελίωσης κατά τον Ec-7

Για την περίπτωση του μοντέλου με ελεύθερα στρεπτές στηρίξεις (όσον αφορά τα προκύπτοντα εντατικά μεγέθη) πραγματοποιείται η διαστασιολόγηση της τυπικής θεμελίωσης της κατασκευής η οποία εδράζεται σε έδαφος με τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

G (MPa):	13.00
ν :	0.4

c (kPa)	41.5
φ (rad)	0.206

Πίνακας Β – 1 : Μηχανικά Χαρακτηριστικά Εδάφους Θεμελίωσης

Φορτία Σχεδιασμού

Επιλέγονται από την ανάλυση της κατασκευής στο πρόγραμμα Sap2000 δύο κρίσιμες καταστάσεις αστοχίας για τη θεμελίωση: Η μία οφείλεται στο συνδυασμό φόρτισης:

$$1.35G + 1.50Q : \text{προκύπτει κεντρική θλίψη με } N_d \approx 4400\text{kN}$$

Η δεύτερη είναι η φόρτιση που προκύπτει από το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό για τη θεμελίωση:

$$1.00G + 0.30Q + E_d : \text{προκύπτει έκκεντρη θλίψη με } N_d \approx 1400\text{kN} \text{ και } M_d \approx 50\text{kNm}$$

όπως φαίνεται παραπάνω ο κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης, υπό τον οποίο διαστασιολογείται τελικώς η θεμελίωση είναι ο συνδυασμός καθολικής φόρτισης της κατασκευής με τα κατακόρυφα φορτία σχεδιασμού.

Όσον αφορά τα παραπάνω εντατικά μεγέθη, αυτά προκύπτουν στα πέλδια που βρίσκονται στο κέντρο του φορέα, και όχι στα περιμετρικά, στα οποία η ένταση είναι 2 με 3 τάξεις μεγέθους μικρότερη. Επιλέγεται όμως για λόγους απλότητας, και με επίγνωση πως αυτό είναι κάτι το οποίο συμβαίνει κατά το συνήθη δομοστατικό σχεδιασμό, να επιληχθούν ίδιες διαστάσεις της θεμελίωσης και στα περιμετρικά υποστυλώματα.

Ο σχεδιασμός ορθογωνικής (τετραγωνικής στη δική μας περίπτωση) θεμελίωσης κατά τον Ec7 πραγματοποιείται ανάλογα με τις συνθήκες που επικρατούν στο έργο, για αργιλικό έδαφος θεμελίωσης κάτω από αστράγγιστες και κάτω από στραγγιζόμενες συνθήκες. Οι έλεγχοι αστοχίας θεμελιώσεων σε αργιλικά εδάφη διαφοροποιούνται σε δύο κύριες κατηγορίες:

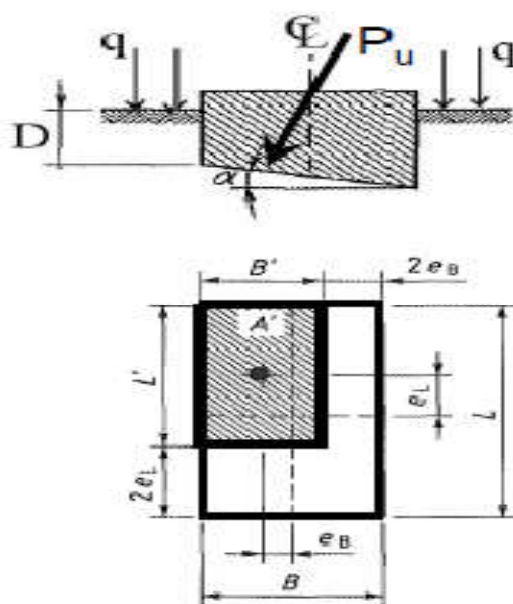
- Έλεγχοι - ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ($\varphi = 0^\circ$)
- Έλεγχοι - ΣΤΡΑΓΓΙΖΟΜΕΝΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ($\varphi \neq 0^\circ$)

Στην παρούσα υπόθεση θεωρείται πως το έδαφος βρίσκεται κάτω από στραγγιζόμενες συνθήκες. Δηλαδή δεν υπάρχει κάποια αδιαπέρατη εδαφική στρώση σε βάθος που να επηρεάζει την ανάλυση του φορέα.

Στην περίπτωση του στραγγιζόμενου εδάφους ακολουθείται η εξής επίλυση του Ec7, η οποία έχει βασιστεί στις διάφορες προγενέστερες επιλύσεις επιφανειακών θεμελιώσεων (κατά Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1963) :

Φέρουσα Ικανότητα Επιφανειακών Θεμελιώσεων (Πεδίλων) ($\varphi \neq 0^\circ$)

Μέθοδος κατά τον **Ευρωκώδικα 7** (παράρτημα D) και κατά το DIN 4017 – αμελείται υπέρ της ασφαλείας η παθητική ώθηση των πλευρών του θεμελίου λόγω της φόρτισης που εισάγεται.



Σχήμα Β – 1 : Γεωμετρικά στοιχεία για τον υπολογισμό της φέρουσας Ικανότητας Πεδίλου

$$p_u = c \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + (q + \gamma D) N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \quad (3. A - 1)$$

όπου οι συντελεστές λοξότητας βάσης πεδίου (κατά Vesic, 1975) στην δική μας περίπτωση με κατακόρυφη φόρτιση και οριζόντια μη κεκλιμένη βάση θα ισούνται με:

$$b_c = b_q = b_\gamma = 1 \quad (3.A - 2)$$

ενώ οι συντελεστές σχήματος πεδίου δίνονται από τις σχέσεις (κατά Vesic, 1975):

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi \quad , \quad (3.A-3)$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} \quad , \quad (3.A-4)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'} \quad , \quad (3.A-5)$$

Τέλος οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας προκύπτουν από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \exp(\pi \tan \varphi) \quad , \quad (3.A-6)$$

$$N_c = (N_q - 1) \frac{1}{\tan \varphi} \quad , \quad (3.A-7)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi \quad , \quad (3.A-8)$$

Εναλλακτικά μπορούν να υπολογιστούν από τον ακόλουθο πίνακα:

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.142	1.000	0.000	20	14.835	6.399	3.930
1	5.379	1.094	0.003	21	15.815	7.071	4.661
2	5.632	1.197	0.014	22	16.833	7.821	5.512
3	5.900	1.309	0.032	23	18.049	8.661	6.504
4	6.185	1.433	0.060	24	19.324	9.603	7.661
5	6.489	1.568	0.099	25	20.721	10.662	9.011
6	6.813	1.716	0.151	26	22.254	11.854	10.558
7	7.158	1.879	0.216	27	23.942	13.199	12.432
8	7.527	2.058	0.297	28	25.803	14.720	14.590
9	7.922	2.255	0.397	29	27.860	16.443	17.121
10	8.345	2.471	0.519	30	30.140	18.401	20.093
11	8.798	2.710	0.665	31	32.671	20.631	23.591
12	9.285	2.974	0.839	32	35.490	23.177	27.715
13	9.807	3.264	1.045	33	38.638	26.092	32.590
14	10.370	3.586	1.289	34	42.164	29.440	38.366
15	10.977	3.941	1.576	35	46.124	33.296	45.228
16	11.631	4.335	1.913	36	50.586	37.753	53.404
17	12.338	4.772	2.307	37	55.630	42.920	63.178
18	13.104	5.258	2.767	38	61.352	48.933	74.899
19	13.934	5.798	3.304	39	67.867	55.957	89.007
20	14.835	6.399	3.930	40	75.313	64.195	106.054

Πίνακας Β – 2 : Συντελεστές φέρουσας ικανότητας πεδίου Ευρωκώδικα 7

Εφαρμόζεται ο Τύπος Ι της μεθόδου των επιμέρους συντελεστών του Ec-7 για τον υπολογισμό των αντιστάσεων σχεδιασμού θεμελίωσης (Καββαδάς, 2008). Σύμφωνα με αυτήν οι χαρακτηριστικές τιμές

των δράσεων σχεδιασμού προσαυξάνονται με τον επιμέρους συντελεστή δράσεων που τους αντιστοιχεί, δηλαδή 1.35 για τα μόνιμα φορτία και 1.50Q για τα κινητά φορτία, όσον αφορά τις δράσεις της ανωδομής, ενώ η φέρουσα ικανότητα του πεδίου υπολογίζεται από τις χαρακτηριστικές τιμές των μεγεθών c (συνοχή) και φ (γωνία τριβής). Δεν υπάρχουν επιπλέον γεωστατικές δράσεις στον φορέα που εξετάζεται

$$R_{i,d} = \frac{1}{\gamma_R} R(c_k, \tan\varphi, \psi \cdot \gamma_F \cdot F_k) \text{ (Τύπος I)} \quad (3.A - 9)$$

Όπου η φέρουσα ικανότητα R_k υπολογίζεται από τη σχέση (3. A – 1) με $F_k = 0$, καθώς η φέρουσα ικανότητα δεν εξαρτάται από δράσεις λόγω του ότι δεν υπάρχουν λοξές δράσεις, και της τιμές της συνοχής (c) και της γωνίας τριβής του πίνακα 3A – 1.

$$R_k = \rho_u \cdot B' \cdot L' \quad (3.A - 9)$$

Όπου τα ενεργά πλάτη και μήκη είναι $B' = B$ και $L' = L$, $F_k = 0$ λόγω του ότι η κρίσιμη φόρτιση είναι κεντρική θλίψη και συνεπώς $e = 0$, η εκκεντρότητα της φόρτισης.

Στη συνέχεια υπολογίζεται η φέρουσα ικανότητα αντοχής σχεδιασμού:

$$R_{v,d} = R_{v,k} / 1.40, \quad (3A1)$$

Η οποία οφείλει να είναι,

$$R_{v,d} > V_{Ed}, \quad (3A2)$$

Εκλέγονται:

$$- B = B' = 2.70\text{m}$$

$$- L = L' = 2.70\text{m}$$

Ακόμα θεωρείται πως το φαινόμενο βάρος του πεδίου μαζί με τις γαίες της επίχωσης είναι:

$$- \gamma_\mu = 22\text{kN} / \text{m}^3$$

ενώ λόγω της επιφόρτισης από τα φορτία της ανωδομής προκύπτει ένα γραμμικό φορτίο γύρω από το κάθε πέδιλο της τάξης των

$$- q = 60\text{kN} / \text{m}.$$

Με βάση τις τιμές αυτές προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

N_c	N_q	N_γ
9.19	2.93	0.81
s_c	s_q	s_γ
1.20	1.31	0.70

Πίνακας Β – 3 : Συντελεστές φέρουσας ικανότητας και συντελεστές σχήματος του πεδίου της αριθμητικής εφαρμογής

Προκύπτει τελικώς οριακή τάση αστοχίας από τη σχέση (3A – 1)

$$- p_u = 867.48 \text{ kPa}$$

Και επομένως από τη σχέση (3.A – 9) υπολογίζεται η χαρακτηριστική αντοχή σε θλίψη της θεμελίωσης

$$- R_k = 6324 \text{ kN}$$

Λαμβάνοντας το συντελεστή ασφαλείας που προβλέπεται από τη μέθοδο που ακολουθήθηκε, σύμφωνα με τη σχέση (3.A – 1) προκύπτει τελικώς η αντοχή σε θλίψη της θεμελίωσης:

$$- R_d \approx 4500 \text{ kN} > N_d \approx 4400 \text{ kN}$$

Διαρώντας την φόρτιση που προκύπτει από το δυσμενή συνδυασμό με την δύναμη αστοχίας της κατασκευής προκύπτει:

$$F.S. = R_d / N_d \Rightarrow F.S. \approx 1.50$$

Έλεγχος ολίσθησης της θεμελίωσης έναντι των διατμητικών φορτίων

Πρόκειται για τον δεύτερο έλεγχο που πρέπει να πραγματοποιείται κατά το σχεδιασμό μιας επιφανειακής θεμελίωσης.

(τα φορτία σχεδιασμού που προκύπτουν από την ανάλυση για αυτό το μέγεθος είναι πολύ μικρά φηλαδή < 50kN)

$$H_u = c \cdot B' \cdot L'$$

Κατά τον Ec-7 πρέπει

F.S. = $H_u / H_d > 2$ (ειδικά σε περιπτώσεις όπου υπάρχει αβεβαιότητα για τις γεωτεχνικές συνθήκες που επικρατούν στο έργο). Στην περίπτωση της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης υπάρχει υπέρβαση της οριακής αυτής τιμής της αντοχής της θεμελίωσης σε ολισθήση, όμως επιλέχθηκε να αγνοηθεί.

Τέλος, όπως έχει προλεχθεί, αμελείται η συμβολή των συνδετήριων δοκών στην προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ - Εκτίμηση των εδαφικών παραμέτρων από τιμές της βιβλιογραφίας

Γ – 1. Εκτίμηση του Δείκτη Poisson (ν) και των μηχανικών χαρακτηριστικών Εδάφους ($E - V_s$)

Περιγραφή Εδάφους	Προσεγγιστική τιμή του δείκτη Poisson, ν
Κορεσμένοι άργιλοι και άμμοι κάτω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα	0.50
Σχεδόν κορεσμένοι άργιλοι πάνω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα	0.40
Υγρές, λασπώδεις άμμοι ($S_r=50$ με 90%)	0.35
Σχεδόν ξερές άμμοι, στιφές άργιλοι, βράχος	0.25

Πίνακας Γ – 1 : Τιμές του δείκτη Poisson (ATC – 40)

Πίνακας 1. Ταχύτητες διάδοσης των διαμήκων και διατμητικών κυμάτων σε διάφορα πετρώματα και εδάφη.

Πέτρωμα	Πυκνότητα [kg/m^3]	V_p [m/s]	V_s [m/s]
Ξηρή άμμος, χαλαρή δομή	1.5 -1.7	300-1000	50-400
Ξηρή άμμος	1.6 -1.7	1000-1700	400-900
Υγρή άμμος, χαλαρή δομή	1.8 -2.2	1500-2000	50-400
Υγής ψαμμίτης	2.0 -2.65	1800-4500	1000-3000
Ψαμμίτης Berea	2.2	3800-4000	2300-2400
Ασθενής ψαμμίτης	1.7-2.0	1000-2000	600-1200
Ψαμμίτης Wildmoor (λεπτόκοκκος, πορώδης)	2	1700-2000	1100-1300
Άργιλος	1.9 -2.1	1500-1600	100-300
Άργιλος του Λονδίνου	2	1700-1800	800-1100
Αργίλικός σχιστόλιθος	2.3 -2.8	1600-4500	700-3000
Weak Shale, North Sea	2.35	2400-2600	1200-1300
Τάλκης, υψηλό πορώδες	1.4-1.7	1800-2600	1000-1500
Τάλκης, χαμηλό πορώδες	1.7-2.4	2600-5000	1500-3500
Ασβεστόλιθος	2.4 -2.7	3500-6000	2000-3500
Ασβεστόλιθος		6000-6500	
Δολομίτης		6500-7000	
Βασάλτης	2.5 -2.9	3500-5500	1700-3400
Βασάλτης		6500-7000	
Γάββρος		7000	
Γρανίτης		5500-6000	
Γρανίτης	2.6 -2.7	5500-6500	3000-3500

Πίνακας Γ-2 : Πυκνότητα+Ταχύτητα Διάδοσης διατμητικών κυμάτων εδαφών και πετρωμάτων(Σοφινός & Νομικός,2008)

Soil Profile ¹ Type	Description	Typ. Unified Classif. of Soil Material	Average Properties in Zone of Influence					Range of Initial Shear ³ Modulus, G_0 (psf x 10^6)		Range of Maximum Ultimate Bearing Stress q_{ult} (psf) ^{3,4}	
			Shear Wave Velocity v_s (ft/sec)	SPT N (blows/ft)	Undrained Shear Strength, s_u (psf)	Weight Density γ , (pcf)	Angle of Shearing Resistance ϕ (degrees)	Low	High	Low	High
S _A	Hard Rock		> 5000					120		20,000	50,000+
S _B	Rock		2500 to 5000			140+		25	120	15,000	40,000
S _C	Dense Soil Soft Rock	GW,GP	1200 to 2500	> 50	> 2000	120 - 140	> 40	5	25	8,000	32,000
S _D	Stiff Soil	SW,SP,SM, SC, GM,GC	600 to 1200	15 to 50	1000 to 2000	100 - 130	33 - 40	1	5	5,000	20,000
S _E	Soft Soil	CL,ML,MH, CH	< 600	< 15	< 1000	90 - 120	< 33		< 1	2,000	15,000
S _F	Special Study	OL,OH, PT									

1. Soil Profile Type in Zone of Influence may differ from that used to determine ground shaking parameters.
2. Zone of Influence extends below a shallow footing to approximately three times its width.
3. Ranges of values are provided for use in initial parametric studies. Site-specific geotechnical investigations are recommended for any structure sensitive to foundation effects.
4. Maximum capacities assume bearing at a minimum depth of 1 foot below adjacent grade and a minimum width of footing of 3 feet.

Πίνακας Γ – 3: τυπικές τιμές των εδαφοτεχνικών ιδιοτήτων – η ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων (ATC – 40)

Μέτρο Ελαστικότητας Εδάφους (E):

Υλικό	E (MPa)	Αντοχή (MPa)
Χάλυβας	210.000	370 - 1600
Σκυρόδεμα	30.000	25 - 40
Ασβεστόλιθος	5.000 - 20.000	5 - 40
Αργίλος (μαλακή - σκληρή)	2 - 50	0.01 - 0.08
Αμμος (χαλαρή - πυκνή)	5 - 50	-

Πίνακας Γ – 4: Μέτρο Ελαστικότητας Εδάφους (Καββαδάς, 2005)

Γ – 2. Ενεργό μέτρο Διάτμησης

Το αρχικό μέτρο διάτμησης G_0 , συνδέεται με την ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων, v_s , και με την πυκνότητα του εδαφικού υλικού, ρ , με τη σχέση

$$G_0 = \rho \cdot v_s^2$$

Η μετατροπή της πυκνότητας σε ειδικό βάρος δίνει την εναλλακτική σχέση υπολογισμού του G_0

$$G_0 = (\gamma/g) \cdot v_s^2$$

Όπου g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας. Κάποιες τυπικές τιμές του G_0 για συνήθη εδάφη απεικονίζονται στην υποενότητα 3.5. Τα περισσότερα εδάφη είναι εγγενώς μη γραμμικά και η τιμή του μέτρου διάτμησης μειώνεται με την αύξηση της διατμητικής τάσης. Η ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων για μεγάλη τάση v_s' και το ενεργό μέτρο διάτμησης G μπορούν να εκτιμηθούν με βάση την αναμενόμενη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση. Στον πίνακα 3.4 φαίνεται ένας τρόπος εκτίμησης με βάση το μέγεθος σεισμικής σφοδρότητας ZEN. Στην εργασία αυτή απλώς θεωρήσαμε μια μειωμένη τιμή του μέτρου διάτμησης, καθώς δεν είχαμε δεδομένα σεισμικής φόρτισης. Για να καθρεππιστεί η σκεπτική ανώτατου και κατώτατου ορίου που απεικονίζεται στο σχήμα 3.5, όταν δεν υπάρχει λεπτομερής γεωτεχνική μελέτη στην τοποθεσία, το ανώτατο όριο ακαμψίας ορθογωνικού πεδίου θα υπολογίζεται με βάση το διπλάσιο του μέτρου διάτμησης που υπολογίζεται με την παραπάνω διαδικασία, ενώ το κατώτατο όριο με βάση το μισό του ενεργού μέτρου διάτμησης. Έτσι το εύρος της ακαμψίας ενσωματώνει ένα συντελεστή ίσο με 4 από κατώτατο σε ανώτατο όριο.

Table 10-5. Effective Shear Moduli and Shear Wave Velocity as Determined by Shaking Intensity

	Seismic Shaking Intensity, ZEN ^{1,2}			
	0.10	0.15	0.20	≥ 0.30
Ratio of effective to initial shear modulus (G/G_0)	0.81	0.64	0.49	0.42
Ratio of effective to initial shear wave velocity (v_s'/v_s)	0.90	0.80	0.70	0.65

Notes:

1. Site specific values may be substituted if documented in a detailed geotechnical site investigation.
2. The value of H used to determine the product, ZEN, should be taken as equal to 0.5 for the Serviceability Earthquake, 1.0 for the Design Earthquake, and 1.25 for the Maximum Earthquake.
3. Linear interpolation may be used for intermediate values.

Πίνακας Γ – 5: Μέθοδος για την εκτίμηση του ενεργού μέτρου διάτμησης (ATC – 40)