

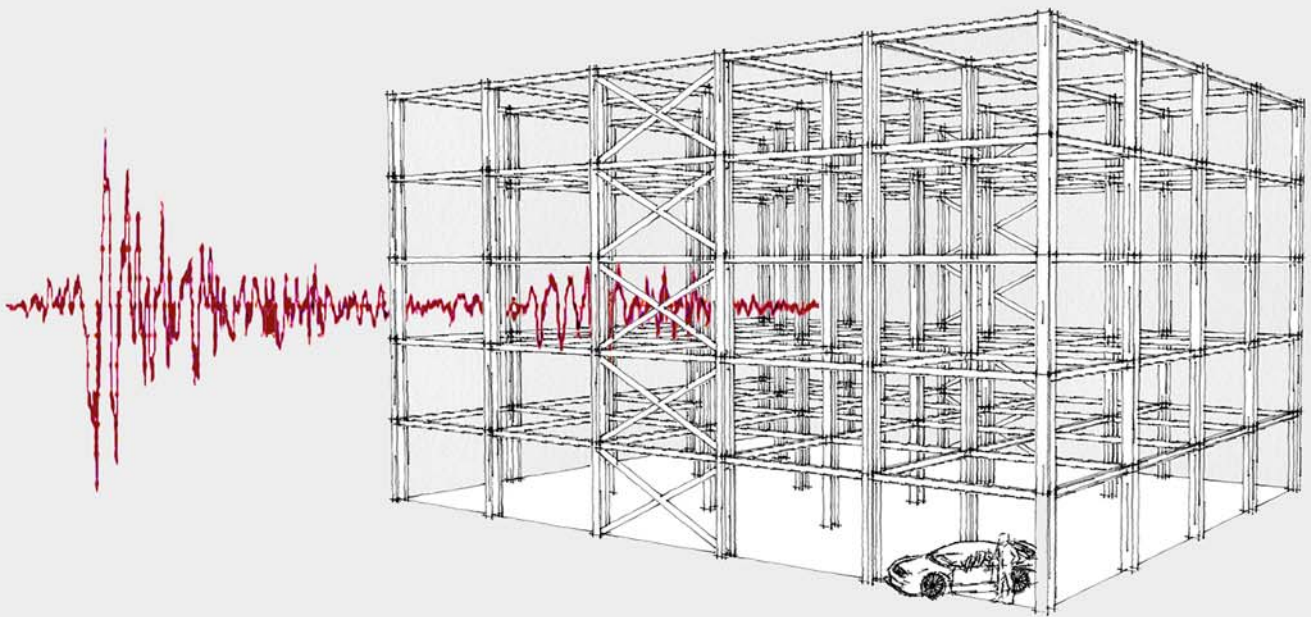


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΟΛΙΓΟΚΥΚΛΙΚΗΣ ΚΟΠΩΣΗΣ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥΣ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ ΣΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΜΠΛΕΤΣΑ – ΥΦΑΝΤΗ ΓΕΩΡΓΙΟΥ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ : ΜΟΥΖΑΚΗΣ ΧΑΡΑΛΑΜΠΟΣ
ΕΠΙΚΟΥΡΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π



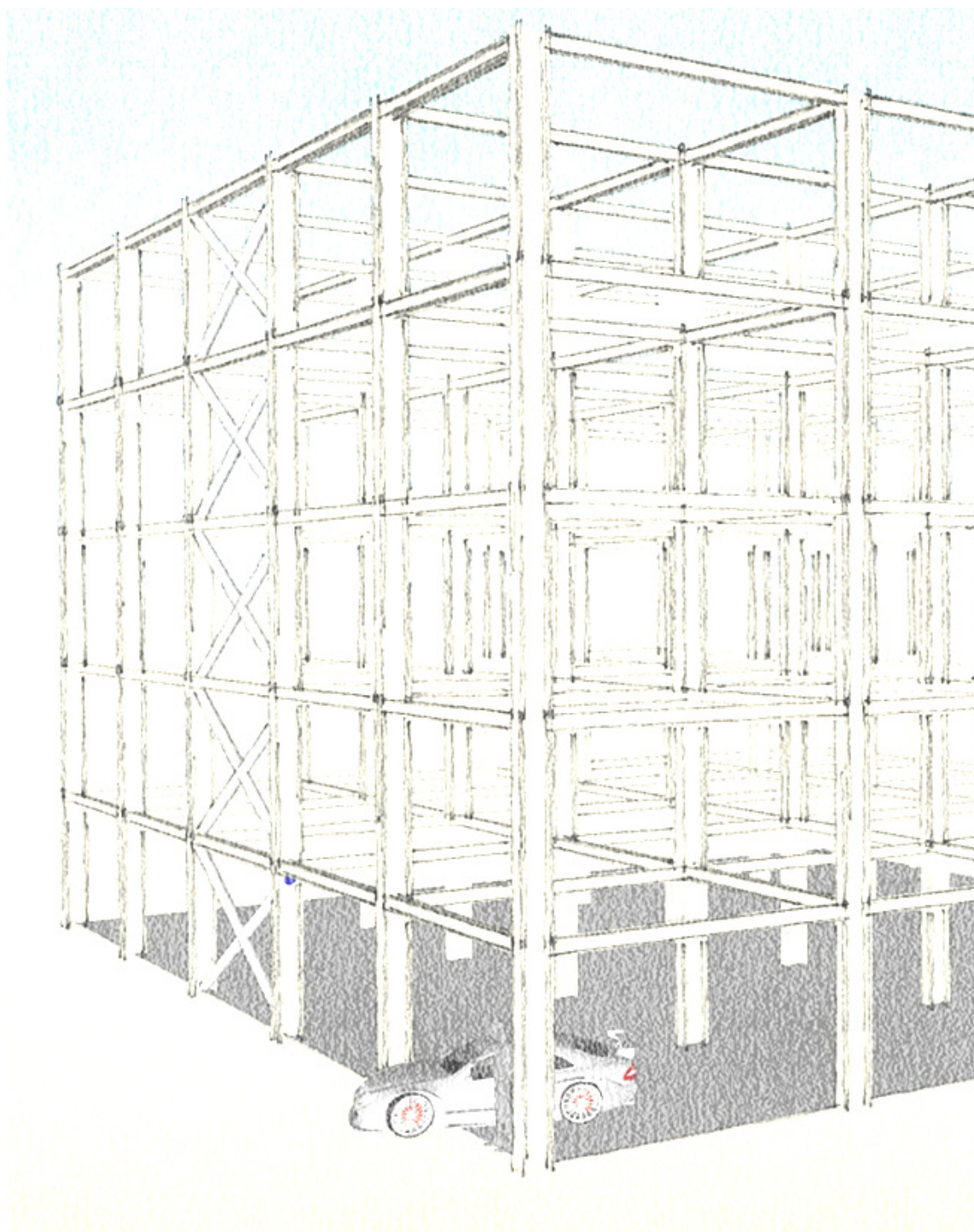
ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2017

**ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΟΛΙΓΟΚΥΚΛΙΚΗΣ
ΚΟΠΩΣΗΣ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥΣ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ
ΣΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΜΠΛΕΤΣΑ – ΥΦΑΝΤΗ ΓΕΩΡΓΙΟΥ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ : ΜΟΥΖΑΚΗΣ ΧΑΡΑΛΑΜΠΟΣ
ΕΠΙΚΟΥΡΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π**

ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2017



ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πρόεκυψε, όπως και κάθε άλλη διπλωματική εργασία άλλωστε, μέσα από ώρες επί ωρών, μελέτης αναλύσεων, σύνταξης κειμένου και διορθώσεων. Η επιτυχής της ολοκλήρωση οφείλεται σε ορισμένους ανθρώπους η βοήθεια των οποίων υπήρξε ανεκτίμητη.

Πρώτα και κύρια επομένως, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου, τον κύριο Χαράλαμπο Μουζάκη, ο οποίος υπήρξε πραγματικός δάσκαλος, μιας και η ανεκτίμητη βοήθεια και καθοδήγηση του υπήρξε συνεχής και αδιάκοπη. Η πόρτα του ήταν πάντοτε ανοιχτή για απορίες και τα όποια προβλήματα που ανέκυπταν και ο ίδιος πάντα πρόθυμος να βοηθήσει, παρά τον τεράστιο φόρτο εργασίας του. Και αυτό σπανίζει

Έπειτα θα ήθελα να ευχαριστήσω την κυρία Λουσία Καραπίπτα, η βοήθεια της οποίας σε συγκεκριμένα σημεία της εργασίας ήταν καταλυτική και ιδιαίτερα ουσιαστική.

Τέλος, οφείλω να ευχαριστήσω τους γονείς μου και όλους μου τους φίλους, για την υπομονή τους όλον αυτόν τον καιρό, για τη γνώμη τους κάθε φορά που τη χρειάστηκα, για το ότι ήταν πάντοτε εκεί για μένα και θα συνεχίσουν να ναι στα καλύτερα που έρχονται.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΟΛΙΓΟΚΥΚΛΙΚΗΣ ΚΟΠΩΣΗΣ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥΣ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ ΣΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΜΠΛΕΤΣΑ – ΥΦΑΝΤΗ ΓΕΩΡΓΙΟΥ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ : ΜΟΥΖΑΚΗΣ ΧΑΡΑΛΑΜΠΟΣ
ΕΠΙΚΟΥΡΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Ένα από τα κρισιμότερα προβλήματα που καλείται να αντιμετωπίσει ο οιοσδήποτε μελετά μια κατασκευή η οποία υπόκειται σε μια σεισμική διέγερση, είναι η ίδια η φύση της σεισμικής δραστηριότητας η οποία επιβάλλει στο κτήριο επαναλαμβανόμενες φορτίσεις μικρός αριθμός κύκλων επανάληψης των οποίων δύναται να του προξενήσει τόσο μεγάλες μετελαστικές παραμορφώσεις που ενδεχομένως του επιφέρουν αστοχία η και κατάρρευση. Το φαινόμενο αυτό ονομάζεται ολιγοκυκλική κόπωση.

Στην ερευνητική εργασία των Castiglioni C., Μουζάκη Χ, Καρύδη (“Constant and Variable Amplitude Cyclic Behavior of Welded Steel Beam-to-Column Connections”) αναπτύχθηκε η μεθοδολογία των καμπύλων ολιγοκυκλικής κόπωσης χάρη σε πειράματα πραγματικής κλίμακας σε συγκολλητούς κόμβους δοκού υποστυλώματος σε στατικές καταπονήσεις. Η παρούσα εργασία φιλοδοξεί να επιβεβαιώσει την ορθότητα η μη της μεθόδου και σε σεισμικές καταπονήσεις κοντινού πεδίου με την εφαρμογή της στο σχεδιασμό δυο τρισδιάστατων μοντέλων μεταλλικών κατασκευών (ενός διωρόφου και ενός πενταώροφου κτηρίου).

Για το σκοπό αυτό επιλέγονται 7 διαφορετικά ζεύγη σεισμικών διεγέρσεων (5 κοντινού πεδίου και 2 όχι) εδαφικής κατηγορίας Β τα οποία τροποποιήθηκαν με τη μέθοδο TRAT για φάσμα απόκρισης Ευρωκώδικα με $ag=0,36g$ εδαφικής κατηγορίας Β, προτού εφαρμοστούν στα εξεταζόμενα προσομοιώματα.

Αποτελέσματα των ελαστικών αναλύσεων με τις προαναφερθείσες διεγέρσεις, αποτέλεσαν τα διαγράμματα ροπής-χρόνου στα άκρα των δοκών των προσομοιωμάτων τα οποία, με τη χρήση της μεθόδου rainflow ομαδοποιήθηκαν σε διάφορους κύκλους φόρτισης και στα εύρη ροπών που αντιστοιχούν στον καθένα. Καθώς σε σεισμούς κοντινού πεδίου δεν ισχύει η μέθοδος ίσων μετακινήσεων τα αποτελέσματα πολλαπλασιάστηκαν μ έναν συντελεστή μεγέθυνσης, ο οποίος πρόεκυψε από το πηλίκο της μέγιστης ανελαστικής προς τη μέγιστη ελαστική μετακίνηση του ισοδυνάμου προς το εκάστοτε μοντέλο μονοβαθμίου ταλαντωτή. Εν συνεχεία τα αποτελέσματα της μεθόδου rainflow πολλαπλασιασμένα με τον συντελεστή μεγέθυνσης συνδυάστηκαν με την μεθοδολογία καμπύλων ολιγοκυκλικής κόπωσης προκειμένου να υπολογιστεί ο δείκτης συσσωρευμένης βλάβης που καθορίζει την πιθανότητα αστοχίας

Τέλος, επιλεχτήκαν 7 σεισμοί έλεγχου οι οποίοι εφαρμόστηκαν μη γραμμικά στο πενταώροφο κτήριο υπό διαφορετικές γωνίες κάθε φορά ούτως ώστε να επιβεβαιωθεί η ορθότητα του σχεδιασμού με χρήση των καμπύλων ολιγοκυκλικής κόπωσης.



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING
LABORATORY FOR EARTHQUAKE ENGINEERING

LOW-CYCLE FATIGUE CURVES APPLICATION IN THE DESIGN OF STEEL BUILDINGS FOR NEAR-FIELD EARTHQUAKES

DIPLOMA THESIS
BLETSAS- YFANTIS GEORGIOS

SUPERVISOR : MOUZAKIS CHARALAMPOS
ASSISTANT PROFESSOR N.T.U.A.

ABSTRACT

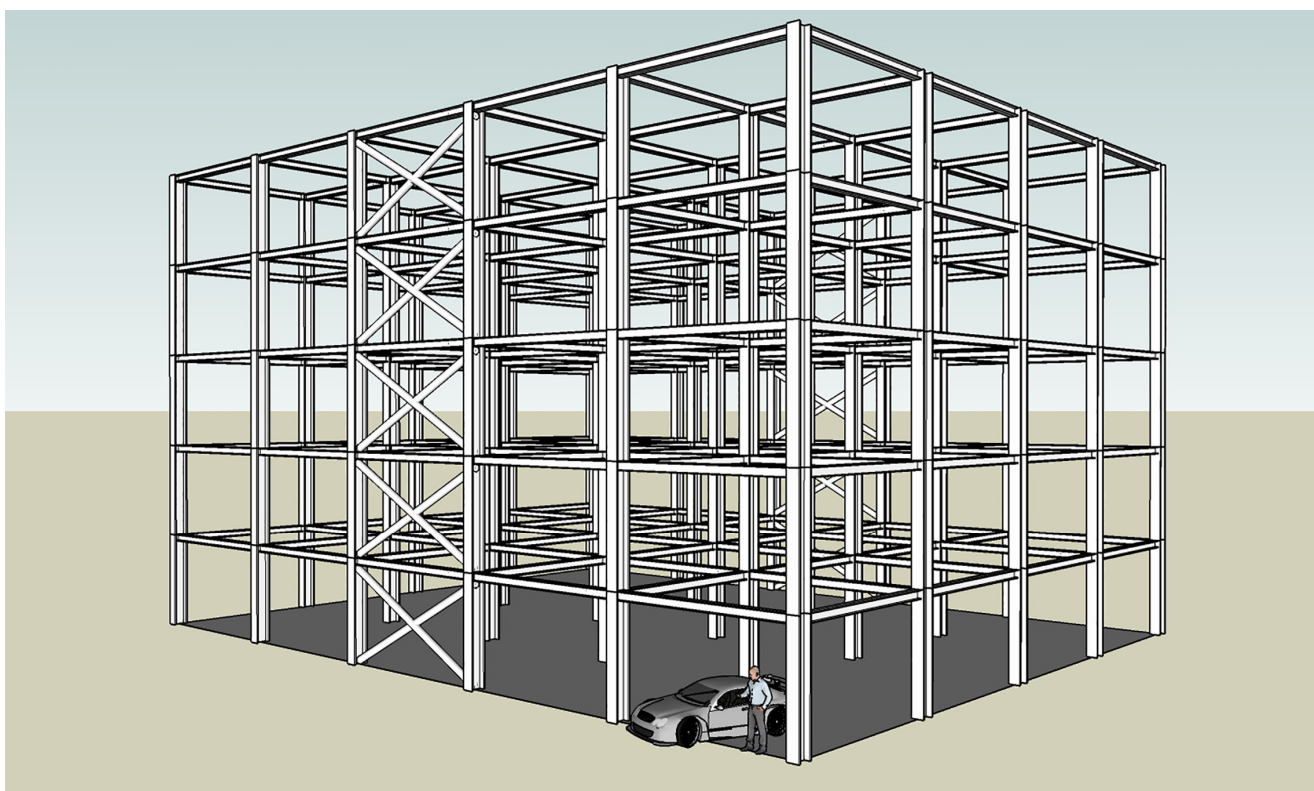
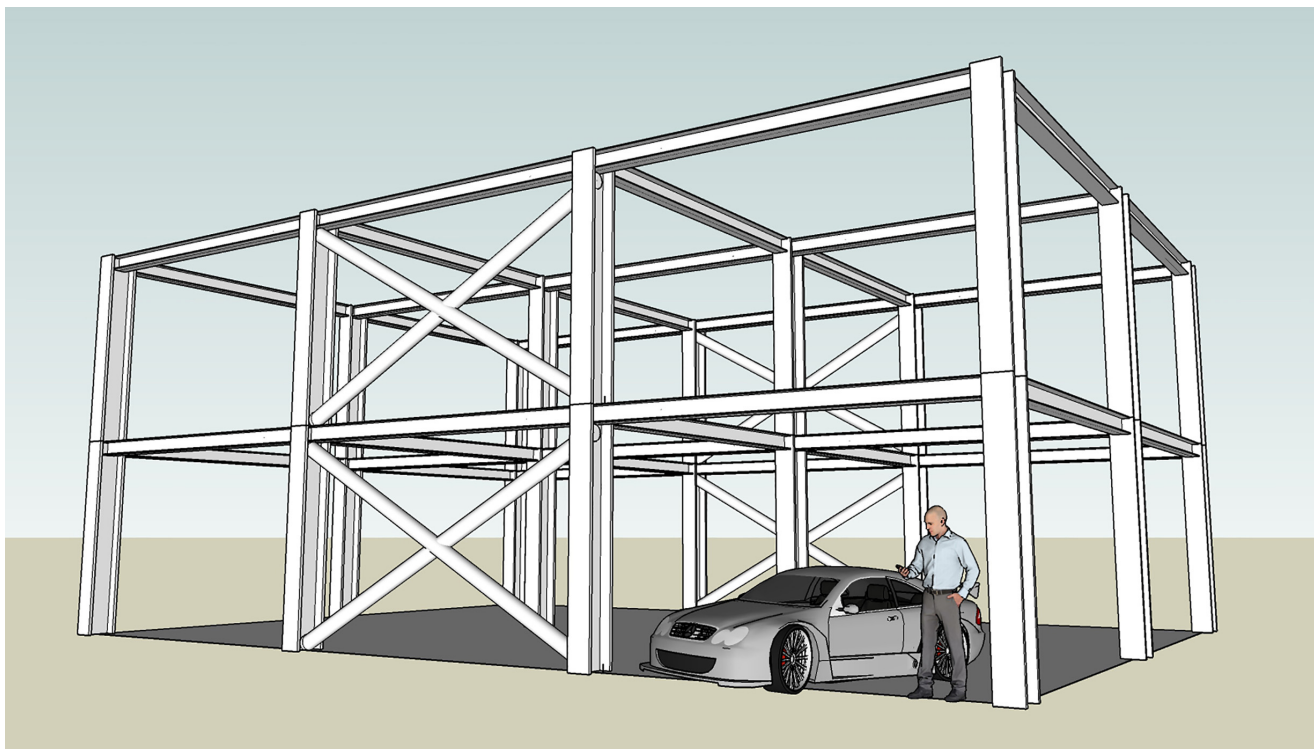
One of the most critical problems faced by anyone studying a structure subject to a seismic excitation is the very nature of seismic activity that implements repetitive loads to the building. A small number of such repeating cycles can cause such extensive post elastic deformations that may result in failure or collapse. This phenomenon is called low- cycle fatigue.

In the research work of Castiglioni C., Mouzakis X, Karydis ("Constant and Variable Amplitude Cyclic Behavior of Welded Steel Beam-to-Column Connections"), the methodology was developed thanks to real-scale experiments on welded column-beam joints with static loads. This thesis aims to confirm the correctness of the usage of the above method in the case of seismic loads generated by near- field earthquakes, through its application in the design of two three-dimensional models of steel buildings (a two-storey and a five-storey building)

For this purpose, 7 different pairs of soil category B seismic stimuli (5 near-field and 2 non near-field) were selected, and were modified with the S.R.S.S. method using the Eurocode response spectrum with $a_g = 0.36g$ of soil category B as the target spectrum, before being applied to the tested models.

The results of the elastic analysis with the above-mentioned excitations were the moment-time diagrams at the ends of the simulated beams which, using the rainflow method, were grouped into different load cycles and moment ranges corresponding to each one. Due to the fact that the equal movements method cannot be applied to near-field earthquakes, the results produced by elastic analysis, were multiplied with a magnification factor, which resulted from the quotient of the maximum inelastic to maximum elastic movement of the single oscillator equivalent to the model. The results of the rainflow method multiplied by the magnification coefficient were then combined with the of low- cycle fatigue curves method to calculate the accumulated damage index that determines the probability of failure

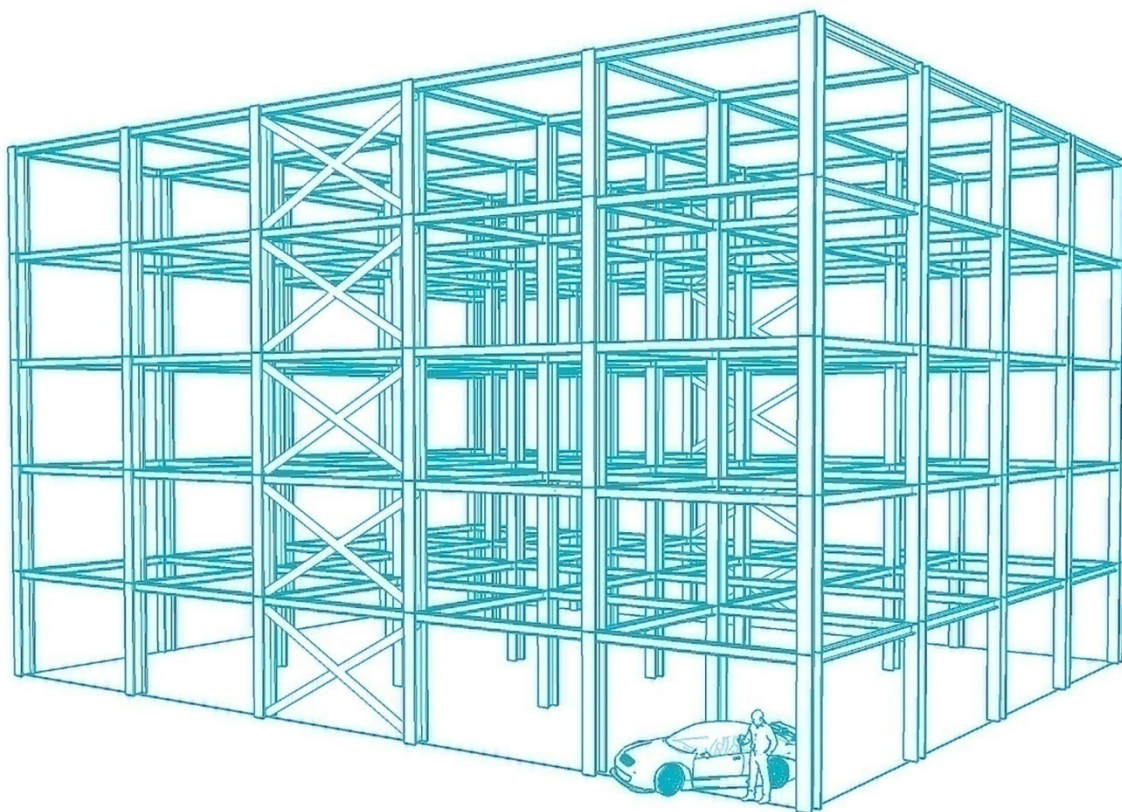
Finally, 7 control earthquakes were selected and were applied non-linearly to the five-storey building at different angles at each given time to confirm the correctness of designing using low- cycle fatigue curves.



1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	5
1.1 Χάλυβας.....	5
1.2 Στοιχεία πολυώροφων μεταλλικών κτιρίων.....	5
1.2.1 Συνδέσεις Δοκών – Υποστυλωμάτων.....	6
1.2.1.1 Άκαμπτες συνδέσεις ροπής.....	7
2 ΚΟΠΩΣΗ.....	11
2.1 Εισαγωγικά.....	11
2.2 Κόπωση συγκολλητών μελών.....	12
2.3 Αντοχή σε κόπωση.....	13
2.4 Ολιγοκυκλική κόπωση.....	14
2.4.1 Μοντέλα πρόβλεψης βλαβών.....	15
2.4.2 Κριτήριο Palmgren – Miner.....	16
2.4.3 Προσδιορισμός αριθμού κύκλων.....	16
2.4.3.1 Μέθοδος Rainflow.....	17
3 ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΩΝ ΚΟΜΒΩΝ ΔΟΚΩΝ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΥΠΟ	
ΚΥΚΛΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ.....	20
3.1 Εισαγωγή.....	20
3.2 Μεθοδολογία καμπυλών ολιγοκυκλικής κόπωσης.....	20
3.2.1.1 Προσδιορισμός εύρους τάσης S^*	20
3.2.1.2 Προσδιορισμός ισοδύναμης τάσης S_{eq}^*	24
3.2.1.3 Προσδιορισμός επιτρεπόμενων κύκλων.....	25
3.2.1.4 Υπολογισμός συσσωρευμένης βλάβης.....	26
4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ.....	27
4.1 Γενικά.....	27
4.2 Προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης.....	27
4.2.1 Υλικά.....	27
4.2.2 Δοκοί και Υποστυλώματα.....	28
4.2.3 Κόμβοι.....	28
4.3 Προσομοίωμα μη γραμμικής ανάλυσης.....	30
4.3.1 Δοκοί και Υποστυλώματα.....	31
4.3.2 Κόμβοι.....	32
5 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΙΕΓΕΡΣΕΙΣ.....	33
5.1 Επιλογή διεγέρσεων.....	33
5.1.1 Σεισμός Coyote Lake (με παλμό κατευθυντικότητας).....	36
5.1.2 Σεισμός Cape Mendocino (με παλμό κατευθυντικότητας).....	38
5.1.3 Σεισμός Kobe (χωρίς παλμό κατευθυντικότητας).....	40
5.1.4 Σεισμός Loma Prieta (χωρίς παλμό κατευθυντικότητας).....	42
5.1.5 Σεισμός Loma Prieta (με παλμό κατευθυντικότητας).....	44
5.1.6 Σεισμός Northridge (με παλμό κατευθυντικότητας).....	46
5.1.7 Σεισμός Parkfield (με παλμό κατευθυντικότητας).....	48
5.2 Επεξεργασία διεγέρσεων.....	50
5.3 Επιλογή διεγέρσεων έλεγχου.....	53
5.3.1 Σεισμός Nicaragua.....	54
5.3.2 Σεισμός Duzce, Turkey.....	56
5.3.3 Σεισμός San Fernando-Pacoima Dam.....	58
5.3.4 Σεισμός Imperial Valley.....	60

5.3.5 Σεισμός San Salvador	62
5.3.6 Σεισμός Darfield	64
5.3.7 Σεισμός Christchurch.....	66
6 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ.....	68
6.1 Περιγραφή διαδικασίας.....	68
6.2 Διώροφο προσομοίωμα δύο ανοιγμάτων στην κύρια διεύθυνση χ και τριών στη δευτερεύουσα γ	71
6.2.1 Σεισμός Coyote Lake.....	74
6.2.2 Σεισμός Cape Mendocino.....	75
6.2.3 Σεισμός Kobe	76
6.2.4 Σεισμός Loma Prieta (χωρίς παλμό κατευθυντικότητας)	77
6.2.5 Σεισμός Loma Prieta (με παλμό κατευθυντικότητας).....	78
6.2.6 Σεισμός Northridge	79
6.2.7 Σεισμός Parkfield.....	80
6.3 Πενταώροφο προσομοίωμα τεσσάρων ανοιγμάτων στην κύρια διεύθυνση χ και πέντε στη δευτερεύουσα γ	81
6.3.1 Σεισμός Coyote Lake.....	84
6.3.2 Σεισμός Cape Mendocino.....	86
6.3.3 Σεισμός Kobe	88
6.3.4 Σεισμός Loma Prieta (χωρίς παλμό κατευθυντικότητας)	90
6.3.5 Σεισμός Loma Prieta (με παλμό κατευθυντικότητας).....	92
6.3.6 Σεισμός Northridge	94
6.3.7 Σεισμός Parkfield.....	96
6.4 Σεισμοί έλεγχου κατεύθυνσης	98
6.4.1 Σεισμός Nicaragua (0,36g).....	98
6.4.1.1 0°	98
6.4.1.2 15°	100
6.4.1.3 30°	102
6.4.1.4 45°	104
6.4.1.5 60°	106
6.4.1.6 75°	108
6.4.1.7 90°	110
6.4.2 Σεισμός Duzce (0,5g)	112
6.4.2.1 0°	112
6.4.2.2 15°	114
6.4.2.3 30°	116
6.4.2.4 45°	118
6.4.2.5 60°	120
6.4.2.6 75°	122
6.4.2.7 90°	124
6.4.3 Σεισμός San Fernando- Pacoima Dam (1g).....	126
6.4.3.1 0°	126
6.4.3.2 15°	128
6.4.3.3 30°	130
6.4.3.4 45°	132
6.4.3.5 60°	134

6.4.3.6	75°	136
6.4.3.7	90°	138
6.4.4	Σεισμός Imperial Valley (0,5g)	140
6.4.5	Σεισμός San Salvador (0,5g)	141
6.4.6	Σεισμός Darfield (0,5g)	142
6.4.7	Σεισμός Christchurch (0,5g)	143
7	Συμπεράσματα	145



1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Χάλυβας

Η ιστορία του ανθρώπου είναι άρρηκτα συνδεδεμένη με την ανακάλυψη, την εξόρυξη και την κατεργασία των μεταλλευμάτων. Δεν είναι τυχαία άλλωστε η ταύτιση ολοκλήρων εποχών της προϊστορίας, με συγκεκριμένα υλικά όπως η εποχή του χαλκού και η εποχή του σιδήρου.

Και δικαία. Ο άνθρωπος από απλός τροφосуλλέκτης εξελίχθηκε σε γεωργό ,και ακόμα πιο πολύ, έγινε τεχνίτης. Ένας τεχνίτης είναι τόσο ικανός όσο του επιτρέπουν το μυαλό, του τα χέρια του και φυσικά τα υλικά του. Και είναι τα ίδια τα υλικά που πολλές φορές γράφουν την ιστορία.

Ο χάλυβας επί παραδείγματι, θεωρείται ότι παράχθηκε περί το 2300 πΧ από τους Χετταίους πρώτη φορά, με μια τεχνική ενανθράκωσης σπογγώδους χάλυβα. Αυτή η ανακάλυψη θεωρείται πως τους οδήγησε στην απόλυτη κυριαρχία στην προομηρική Μεσόγειο καθώς τα υπερανθεκτικά τους όπλα τους έδιναν τρομερό πολεμικό πλεονέκτημα.

Δυστυχώς πολλές φορές εξαντλούμε την ευρηματικότητα μας όλη σαν γένος στην οπλοποία και ο χάλυβας δεν αποτέλεσε εξαίρεση. Τουναντίον, μέχρι και τον 19ο αιώνα ο χάλυβας φέρεται πιο πολύ ως εργαλείο του θεού Άρη παρά του άμοιρου Ηφαίστου που στο κάτω κάτω ως προστάτης των τεχνών και της μεταλλουργίας υπήρξε κ ο καθ ύλην αρμόδιος.

Βέβαια, από τον 19ο αιώνα κ μετά τα πράγματα άρχισαν ν αλλάζουν μιας και η χρεία για ταχεία ανέγερση γραφείων καταστημάτων, βιομηχανικών χώρων και χώρων αποθήκευσης ως απόρροια της βιομηχανικής επανάστασης έθεσε πια και τον χάλυβα στην υπηρεσία του μηχανικού. Πράγματι, ο χάλυβας , εύπλαστος και ανθεκτικός από τη φύση του αποδείχτηκε το πλέον ιδανικό υλικό για περάτωση μεγάλων έργων σ ελάχιστο χρόνο, με αποτέλεσμα η χρήση του να επεκτείνεται ολοένα και περισσότερο στον χώρο των κατασκευών.

Έτσι ο δομικός χάλυβας είναι πλέον συνυφασμένος με την πρόοδο καθώς δίνει την δυνατότητα στον άνθρωπο να ξεπερνά συνεχώς τα δημιουργικά του όρια , να θέτει νέους στόχους , να κατασκευάζει γέφυρες μεταλλικές ... και όχι μόνο

1.2 Στοιχεία πολυώροφων μεταλλικών κτιρίων

Τα κύρια συστατικά μέρη του φέροντος οργανισμού ενός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου είναι:

➤ Υποστυλώματα

Η συνηθέστερη διατομή υποστυλωμάτων είναι η διατομή Ι. Γενικώς προτιμώνται οι πλατύπελμες διατομές, Η, από τις υψίκορμες, ΙΡΕ, διότι έχουν πιο εξισορροπημένη αντοχή έναντι λυγισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις.

➤ Δευτερεύουσες δοκοί

Βασικό χαρακτηριστικό του δομικού χάλυβα είναι η δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων. Έτσι, οι κάρναβοι των μεταλλικών κτιρίων είναι συνήθως μεγαλύτεροι από εκείνους των κτιρίων από σκυρόδεμα. Συνεπώς, τα ανοίγματα των πλακών ,αλλά και τα απαιτούμενα στατικά ύψη ,θα ήταν αρκετά μεγάλα αν αυτές στηρίζονταν μόνο στις κύριες δοκούς. Για το λόγο αυτό, η χρήση δευτερευουσών δοκών είναι επιτακτικής ανάγκης ,προκειμένου να μειωθούν τα ανοίγματα των πλακών. Οι συνηθέστερες διατομές των δευτερευουσών δοκών είναι οι ΗΕΑ ή ΙΡΕ ή ανάλογες συγκολλητές διατομές Ι.

➤ Κύριες δοκοί

Οι κύριες δοκοί στηρίζονται στα υποστυλώματα του φορέα και έχουν ανοίγματα από 5 ως 18m. Η διατομή τους είναι συνήθως μορφής I, ελατή ή συγκολλητή, διπλής ή απλής συμμετρίας.

➤ Συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας

Η κύρια λειτουργία του συστήματος πλακών – δοκών – υποστυλωμάτων είναι η μεταφορά των κατακόρυφων δυνάμεων στη θεμελίωση. Πέραν όμως των κατακόρυφων φορτίων απαιτείται και η ασφαλής μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων, όπως ο σεισμός. Η δυνατότητα αυτή εξασφαλίζεται μέσω των συστημάτων εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας που περιλαμβάνουν μεταξύ άλλων την πλαισιακή λειτουργία, τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, τα τοιχώματα κ.ά.. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα μεταλλικά πλαίσια θα πρέπει να αντιστοιχούν σε έναν από τους παρακάτω τύπους:

1. Πλαίσια παραλαβής ροπών, τα οποία λειτουργούν κυρίως μέσω κάμψης των υποστυλωμάτων και των δοκών. Σε αυτόν τον τύπο πλαισίων, κυρίαρχη σημασία έχει η διαμόρφωση των κόμβων δοκών – υποστυλωμάτων, μέσω των οποίων γίνεται η μεταφορά ροπών από τις δοκούς στα υποστυλώματα.
2. Πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, οι οποίοι παραλαμβάνουν την ένταση μέσω αξονικών δυνάμεων.
3. Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους.
4. Συστήματα ανεστραμμένου εκκρεμούς, στα οποία οι ζώνες απόδοσης ενέργειας βρίσκονται στη βάση των υποστυλωμάτων.
5. Πλαίσια με τοιχία από σκυρόδεμα, στα οποία η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται μέσω τοιχωμάτων από σκυρόδεμα.
6. Πλαίσια παραλαβής ροπών σε συνδυασμό με έκκεντρους συνδέσμους
7. Πλαίσια παραλαβής ροπών σε συνδυασμό με τοιχοπληρώσεις.

➤ Πλάκες

Ο ρόλος των πλακών είναι αφενός να μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία στις δοκούς και αφετέρου να μεταφέρουν τις οριζόντιες δράσεις, όπως οι σεισμικές, μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας. Τοποθετούνται συνήθως πάνω από τις σιδηροδοκούς αλλά υπάρχει και η δυνατότητα ενσωμάτωσής εντός του ύψους της σιδηροδοκού.

1.2.1 Συνδέσεις Δοκών – Υποστυλωμάτων

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, η διαμόρφωση της σύνδεσης μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων παίζει πρωταρχικό ρόλο στα πλαίσια παραλαβής ροπών. Γενικά, οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων διακρίνονται σε:

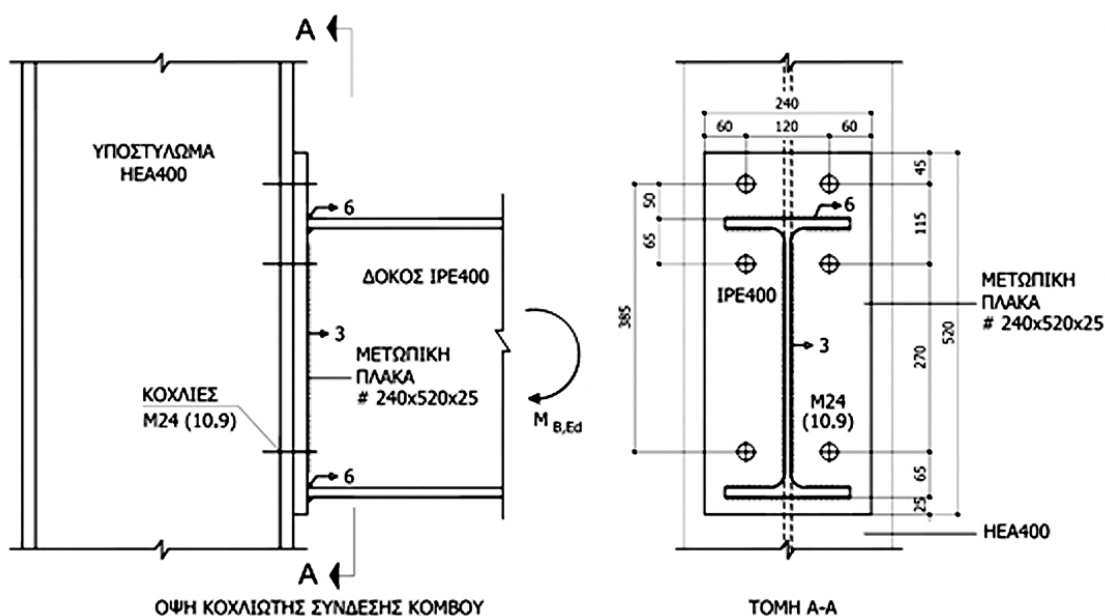
1. Απλές συνδέσεις τέμνουσας, οι οποίες παραλαμβάνουν μόνο δύναμη, έχουν στροφική ικανότητα και λειτουργούν ως οιονεί αρθρώσεις.
2. Ημιάκαμπτες συνδέσεις ροπής, οι οποίες έχουν μια ενδιάμεση συμπεριφορά μεταξύ άρθρωσης και πλήρους πάκτωσης.
3. Άκαμπτες συνδέσεις ροπής, οι οποίες παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές και λειτουργούν ως οιονεί πακτώσεις.

Στην παρούσα εργασία οι συνδέσεις θα είναι άκαμπτες ροπής οπότε αυτές θα αναλυθούν εκτενέστερα

1.2.1.1 Άκαμπτες συνδέσεις ροπής

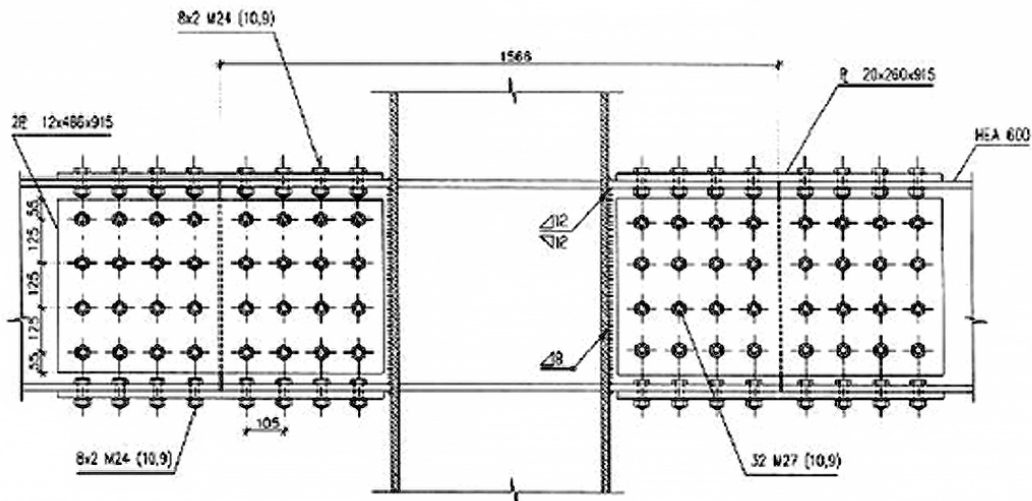
Σε φορείς των οποίων η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται μέσω πλαισιακής λειτουργίας αναπτύσσονται ροπές στους κόμβους. Επομένως, οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων πρέπει να διαμορφώνονται ως συνδέσεις ροπής, ικανές δηλαδή να μεταφέρουν ροπές και τις σχετικές τέμνουσες από τις δοκούς στα υποστυλώματα. Η διαμόρφωση των συνδέσεων ροπής είναι συνάρτηση πολλών παραγόντων, όπως της μορφής της διατομής της δοκού, της διατομής του υποστυλώματος (ανοικτές ή κλειστές διατομές), του είδους της σύνδεσης (κοχλιωτή, συγκολλητή ή μεικτή), του τρόπου εκτέλεσης, διαφόρων γεωμετρικών και άλλων περιορισμών και ιδιαίτερα των κατασκευαστικών συνηθειών.

Ένας αρκετά διαδεδομένος τρόπος σύνδεσης δοκών – υποστυλωμάτων είναι με μετωπικές πλάκες, οι οποίες κοχλιώνονται στα πέλαμα του υποστυλώματος. Αν επιβάλλεται (π.χ. για λόγους αντισεισμικούς), μεγαλύτερη αντοχή της σύνδεσης από αυτή της δοκού, ή εάν ο χώρος μεταξύ των πελμάτων της δοκού δεν είναι επαρκής για τη διαμόρφωση της κοχλίωσης, μπορεί να προβλεπτεί τοπική ενίσχυση της δοκού στην περιοχή του κόμβου.



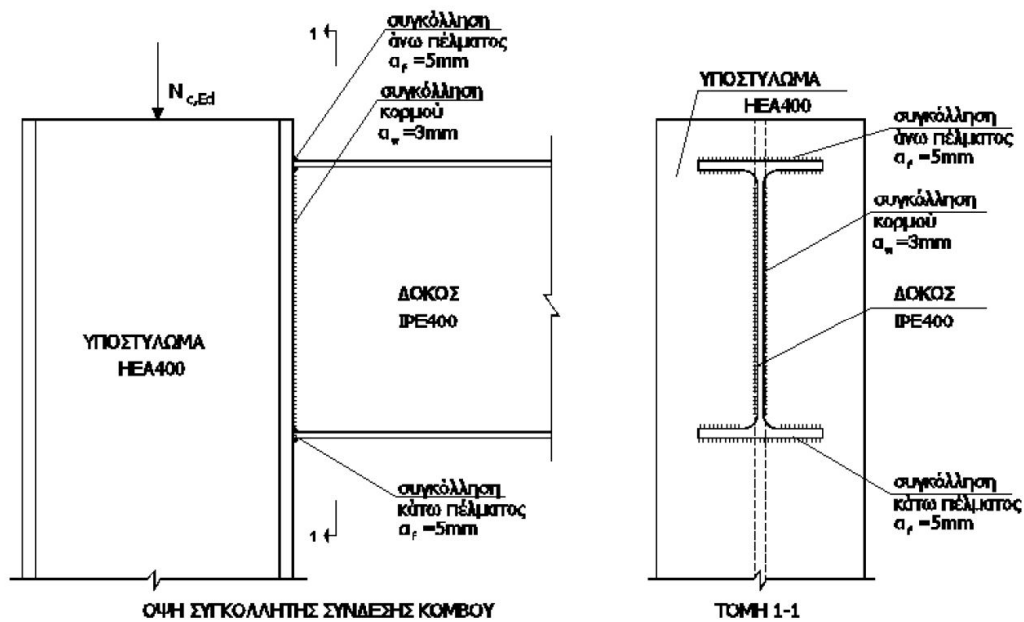
Εικόνα 1- 1: Παράδειγμα κοχλιωτής σύνδεσης με μετωπική πλάκα

Μία άλλη λύση αποτελεί η συγκολλητή σύνδεση. Η συγκόλληση είναι εργοστασιακή, το δε υποστύλωμα μεταφέρεται στο έργο με τα μικρά συγκολλημένα πλευρικά τμήματα των δοκών. Η αποκατάσταση της συνέχειας των δοκών είναι κοχλιωτή και πραγματοποιείται έξω από τον κόμβο.



Εικόνα 1- 2: Παράδειγμα σύνδεσης ροπής δοκών-υποστυλώματος με προσυγκολλημένα βραχεία τμήματα δοκού στο υποστύλωμα

Μία ενδιαφέρουσα λύση είναι εκείνη κατά την οποία συγκολλώνται τα πέλματα της δοκού στο υποστύλωμα.



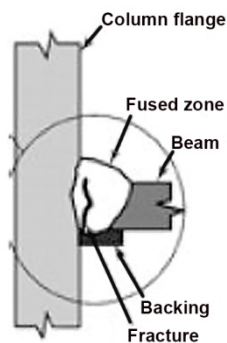
Εικόνα 1- 3: Παράδειγμα συγκολλητής σύνδεσης δοκού-υποστυλώματος

Η σύνδεση αυτή πραγματοποιείται με έναν από τους εξής τρόπους:

- Ο πρώτος τύπος συγκόλλησης αντιστοιχεί στη συνηθέστερα χρησιμοποιούμενη μέθοδο στην Αμερική μέχρι το σεισμό του Northridge το 1994. Πιο συγκεκριμένα, τα πέλματα της δοκού συγκολλούνται στο πέλμα του υποστυλώματος με εσωραφή πλήρους διείσδυσης, μορφής μισού V. Η σύνδεση αυτή πραγματοποιούνταν με τη βοήθεια μιας ράβδου υποστήριξης, όπως φαίνεται στην Εικόνα 1-4. Η ράβδος δεν αφαιρούνταν μετά την ολοκλήρωση της συγκόλλησης.



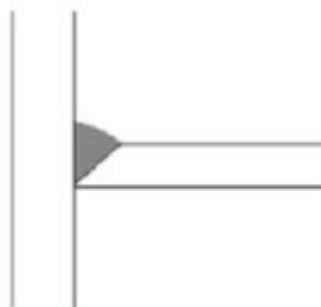
Εικόνα 1- 4: Συγκόλληση δοκού-υποστυλώματος με τη βοήθεια ράβδου υποστηρίξης



Εικόνα 1- 5: Δημιουργία ρωγμών στην περίπτωση συγκόλλησης με χρήση ράβδου υποστήριξης

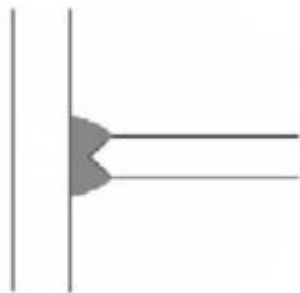
Πριν το 1994 η συγκεκριμένη μέθοδος θεωρούνταν αρκετά πλάσιμη, ωστόσο κατά το σεισμό του Northridge παρατηρήθηκε ψαθυρή αστοχία, η οποία οφειλόταν σε ασυνέχειες λόγω έλλειψης τήξης των μετάλλων ή σε έγκλειση σκουριάς. Οι ασυνέχειες αυτές, οι οποίες εμφανίζονταν στη ρίζα της συγκόλλησης, όπως υποδεικνύει η Εικόνα 1-5, ήταν αδύνατο να εντοπιστούν οπτικά λόγω της ύπαρξης της ράβδου υποστήριξης.

Ο *δεύτερος* τρόπος συγκόλλησης είναι παρόμοιος με τον πρώτο, με τη διαφορά ότι η ράβδος υποστήριξης αφαιρείται μετά την ολοκλήρωση της σύνδεσης. Στη συνέχεια πραγματοποιείται μία δεύτερη συγκόλληση ώστε να καλυφθούν τυχόν μικρορωγμές που είναι αδύνατο να αποφευχθούν την πρώτη φορά.



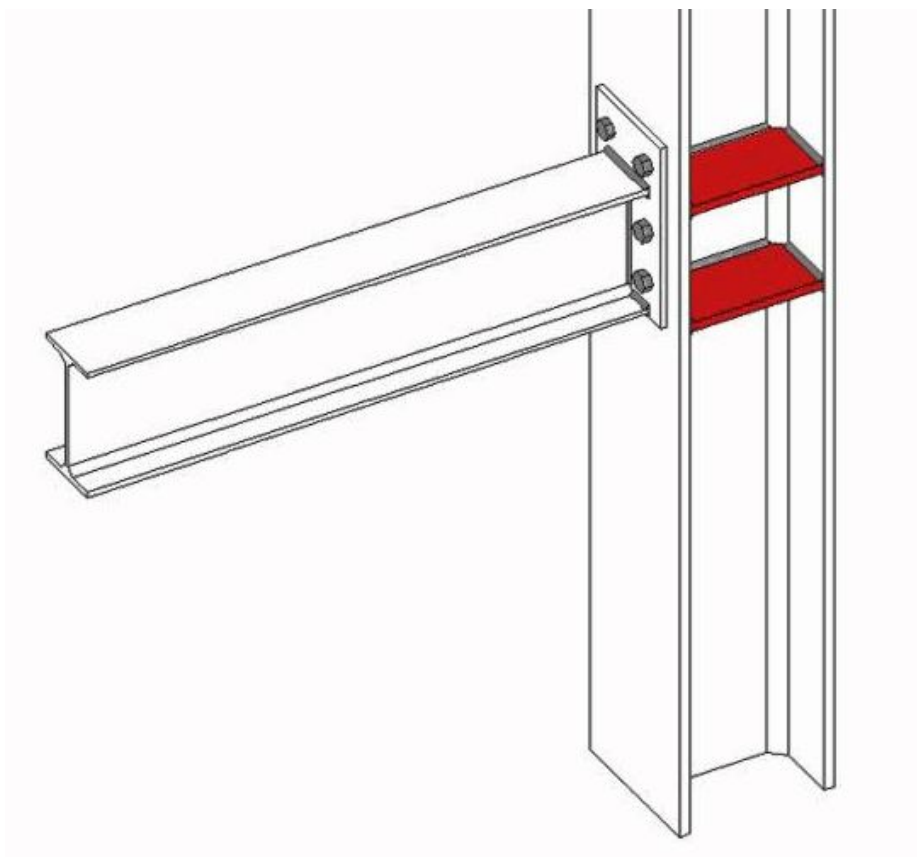
Εικόνα 1- 6: 2ος τρόπος συγκόλλησης δοκού-υποστυλώματος

Ο τρίτος τρόπος συγκόλλησης είναι αυτός που χρησιμοποιείται συνήθως στην Ευρώπη. Πρόκειται για εσωραφή πλήρους διείσδυσης τύπου K.



Εικόνα 1- 7: 3ος τρόπος συγκόλλησης δοκού-υποστυλώματος

Αξίζει να σημειωθεί πως συχνά τοποθετούνται δοκίδες (stiffeners) στο υποστύλωμα, στο ύψος των πελμάτων της δοκού προκειμένου να αποφευχθεί η κύρτωση των πελμάτων του λόγω των δυνάμεων που μεταφέρονται από τα πέλματα των δοκών. Οι δοκίδες αυτές μπορούν να καλύπτουν όλη την απόσταση μεταξύ των πελμάτων του υποστυλώματος ή μέρος αυτής.



Εικόνα 1- 8: Δοκίδες σε κόμβο δοκού-υποστυλώματος

2 ΚΟΠΩΣΗ

2.1 Εισαγωγικά

Η ASTM (American Society for Testing and Materials) αναφέρει:

«Κόπωση είναι η διαδικασία προοδευτικής, τοπικής, μόνιμης δομικής αλλαγής που λαμβάνει χώρα σε ένα υλικό υποκειμένο σε συνθήκες οι οποίες προκαλούν αυξομειούμενες τάσεις, η μέγιστη τιμή των οποίων είναι μικρότερη (ή και σημαντικά μικρότερη) από το όριο διαρροής του. Πιθανό αποτέλεσμα της κόπωσης είναι η δημιουργία ρωγμών ή πλήρους αστοχίας μετά από μεγάλο αριθμό αυξομειώσεων.»

Ο όρος κόπωση (fatigue) εισήχθη για πρώτη φορά από το Γάλλο J. V. Poncelet, ο οποίος παρατήρησε ότι η αντοχή των χαλύβδινων κατασκευών μειωνόταν λόγω επενέργειας κυκλικών δράσεων (εφελκυστικών και θλιπτικών). Οι πρώτες σοβαρές μελέτες πάνω στο πρόβλημα της κόπωσης έγιναν από το Γερμανό A. Wöhler το 1858, ο οποίος ανέπτυξε μία μέθοδο μέτρησης του ορίου κόπωσης, η οποία εξακολουθεί να υφίσταται μέχρι σήμερα.

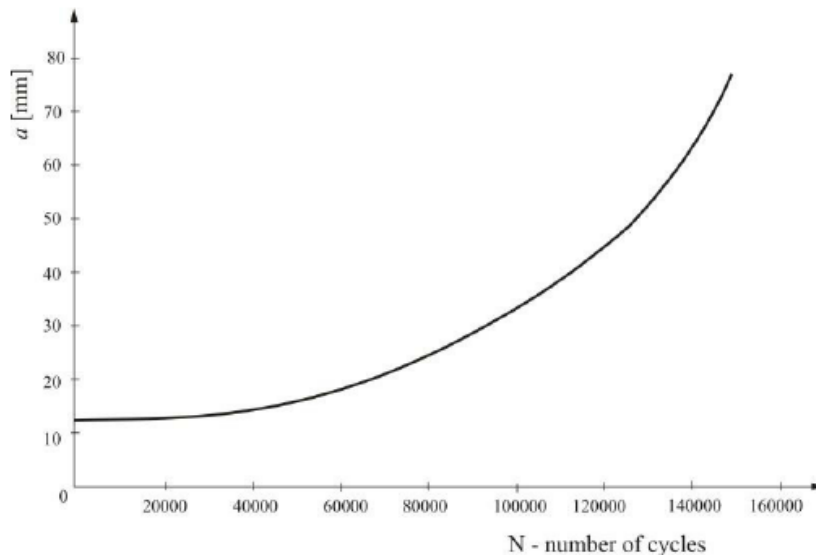
Η αστοχία σε κόπωση συνδέεται κατά κύριο λόγο με τις αναπόφευκτες μικροσκοπικές ατέλειες και γεωμετρικές ασυνέχειες που συσσωρεύονται στο εσωτερικό του κάθε υλικού. Οι ατέλειες και οι ασυνέχειες αυτές (εγκοπές σε ελαττωματικά σύνορα, κακή κατασκευή ή κακή ποιότητα κοπής με φλόγα οξυγόνου, κακή ποιότητα ραφών συγκολλησεως κλπ.), αποτελούν περιοχές συγκέντρωσης τάσεων, δηλαδή μικροσκοπικές περιοχές όπου οι τάσεις είναι δυνατόν να ξεπερνούν το όριο διαρροής, παρόλο που σε συνολικό μακροσκοπικό επίπεδο οι τάσεις αυτές δεν ξεπερνούν την ελαστική περιοχή.

Η διαδικασία της κόπωσης αποτελείται από τρία στάδια:

- Δημιουργία της ρωγμής
- Διάδοση της ρωγμής σε τέτοιο μέγεθος που το απομένον, αρηγματώτο τμήμα της διατομής αδυνατεί να παραλάβει το επιβαλλόμενο φορτίο
- Τελική, απότομη θραύση

Κατά το στάδιο 1 αναπτύσσεται ένας αριθμός μικρορωγμών οι οποίες αυξάνουν ανεξάρτητα, μέχρι το σημείο που, μετά και από συγχωνεύσεις μεταξύ τους, μία από αυτές επικρατεί και αρχίζει να αυξάνει αργά υπό το φορτίο κόπωσης (στάδιο 2). Καθ' όσον αυξάνει η ρωγμή, μειώνεται το αντίστοιχο εμβαδόν της διατομής στη θέση εκείνη και συγχρόνως αυξάνει η τοπική τάση κοντά στο μέτωπο της ρωγμής. Το φαινόμενο γίνεται σταδιακά εντονότερο, ως τη στιγμή που επέρχεται η τελική θραύση (στάδιο 3), όταν η εναπομένουσα διατομή είναι πολύ μικρή για να φέρει το επιβαλλόμενο τοπικό φορτίο.

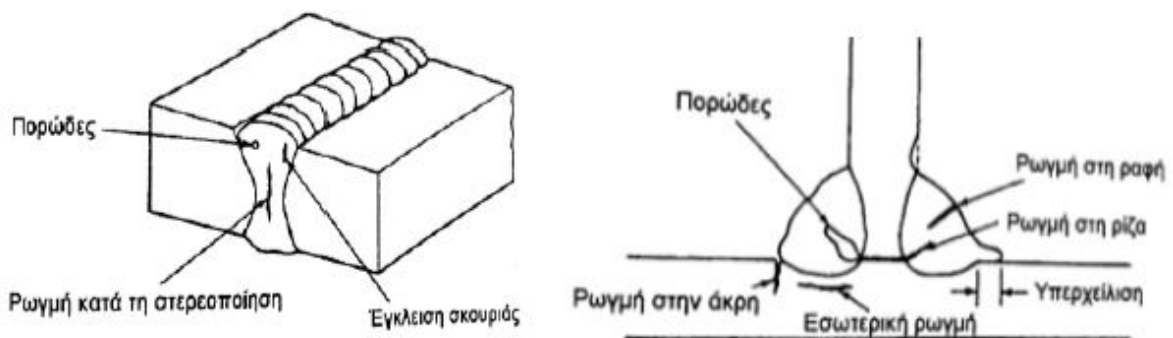
Το μεγαλύτερο μέρος της παραπάνω διαδικασίας καταναλώνεται στην αρχική ανάπτυξη της ρωγμής σε μία μικρή περιοχή με υψηλή τοπική τάση, όπου συσσωρεύεται όλη η βλάβη κατά τη διάρκεια της επαναλαμβανόμενης καταπόνησης, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2-1.



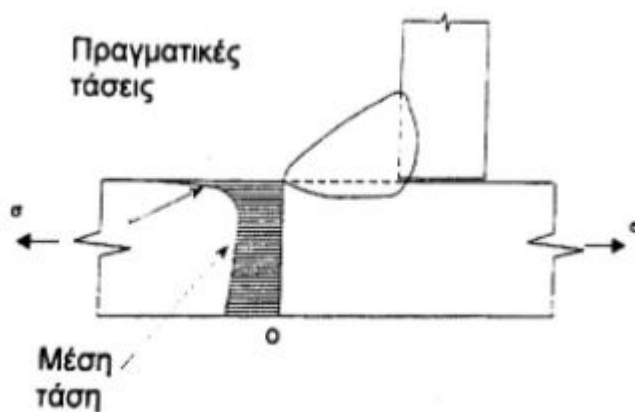
Εικόνα 2- 1: Τυπική καμπύλη ανάπτυξης ρωγμής

2.2 Κόπωση συγκολλητών μελών

Οι συγκολλητές κατασκευές είναι επιρρεπείς σε κόπωση, λόγω διαφόρων παραγόντων που εμφανίζονται στην περιοχή των ραφών συγκόλλησης (ατέλειες, τοπική συγκέντρωση τάσεων, παραμένουσες τάσεις) και συμβάλλουν στην ανάπτυξη του φαινομένου.



Εικόνα 2- 2: Ατέλειες στην περιοχή της συγκόλλησης



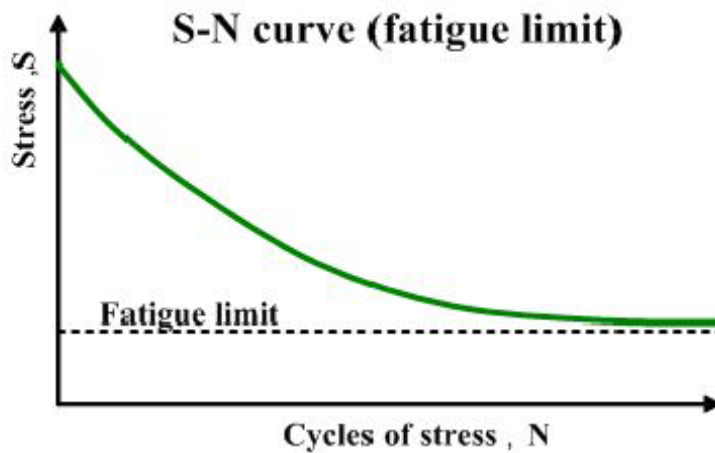
Εικόνα 2- 3: Τοπική συγκέντρωση τάσεων σε συγκολλήσεις

2.3 Αντοχή σε κόπωση

Όπως έγινε κατανοητό, η αντοχή σε κόπωση εξαρτάται κυρίως από την εσωτερική δομή του υλικού και από την ύπαρξη ατελειών στη δομή του, οι οποίες ποικίλλουν σε πυκνότητα και μέγεθος από σημείο σε σημείο του ίδιου υλικού, κάτι που δεν είναι γνωστό εκ των προτέρων. Για το λόγο αυτό, η μελέτη του φαινομένου της κόπωσης γίνεται μέσω *πειραματικής έρευνας*. Συνήθης πρακτική στα πειράματα αντοχής σε κόπωση είναι να εξετάζεται χωριστά η επίδραση ενός μόνον από τους παράγοντες που την επηρεάζουν, διατηρώντας σταθερούς τους υπόλοιπους.

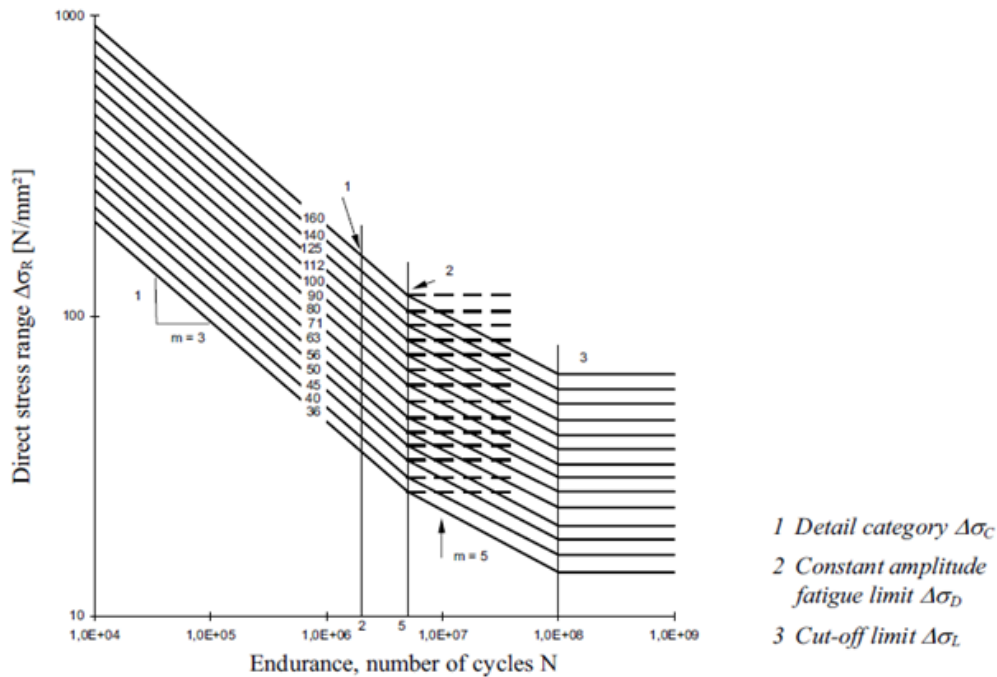
Το σημαντικότερο μέγεθος που προσδιορίζεται πειραματικά είναι το *όριο κόπωσης*, το οποίο ορίζεται ως η μέγιστη τιμή της διακύμανσης σ_a , που για μία δεδομένη τιμή της μέσης τάσης σ_m μπορεί να επιβληθεί για άπειρο αριθμό εναλλαγών, χωρίς να προκαλέσει αστοχία στο υλικό.

Κατά τη δοκιμή σε κόπωση, μία σειρά δοκιμών υποβάλλεται σε επαναλαμβανόμενη φόρτιση με μεταβλητή την τάση σ_a και σταθερά όλα τα άλλα μεγέθη, οπότε προσδιορίζεται ο αριθμός των επαναλήψεων N της φόρτισης, για τον οποίο επέρχεται θραύση του δοκιμίου. Η καμπύλη του διαγράμματος $\sigma_a - N$, με λογαριθμικό τον άξονα των N , είναι γνωστή ως *καμπύλη Wohler*. Το οριζόντιο τμήμα του διαγράμματος αντιστοιχεί στο όριο κόπωσης, κάτω από το οποίο δεν επέρχεται θραύση για οποιοδήποτε αριθμό επαναλήψεων. Στον χάλυβα, το σημείο έναρξης του οριζόντιου αυτού τμήματος αντιστοιχεί σε αριθμό επαναλήψεων $N=10^5$ έως 10^7 .



Εικόνα 2- 4: Καμπύλη σ_a-N κατά Wohler

Οι καμπύλες $S - N$, οι οποίες υιοθετήθηκαν στον Ευρωκώδικα 3, είναι σχεδιασμένες ανά ίσες αποστάσεις, με λογαριθμική κλίμακα τόσο στον κατακόρυφο όσο και στον οριζόντιο άξονα ($\log S - \log N$), κάθε μία δε από αυτές χαρακτηρίζεται από έναν αριθμό και αντιστοιχεί σε μία κατηγορία λεπτομερειών. Ο χαρακτηριστικός αυτός αριθμός αντιπροσωπεύει, σε N/mm^2 , την τιμή αναφοράς $\Delta\sigma_c$ της αντοχής κόπωσης στους 2×10^6 κύκλους.



Εικόνα 2- 5: Καμπύλες αντοχής σε κόπωση σύμφωνα με τον EN1993 1-9

Από το Σχήμα 2-3 διακρίνεται η αντοχή κόπωσης $\Delta\sigma_D$ σταθερού εύρους που αντιστοιχεί σε $N=5 \times 10^6$. Οποιαδήποτε διακύμανση τάσης $\Delta\sigma$ σταθερού εύρους που βρίσκεται κάτω από αυτό το όριο, δεν αναμένεται να προκαλέσει αστοχία.

Στην περίπτωση που η διακύμανση τάσης $\Delta\sigma$ είναι μεταβλητού εύρους, όπως συμβαίνει συνήθως, η αντοχή σε κόπωση προσδιορίζεται ως εξής:

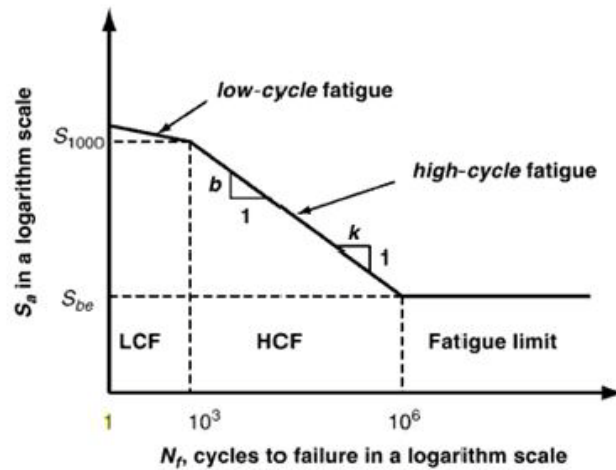
- Αν καμία διακύμανση δεν ξεπερνά την $\Delta\sigma_D$, δεν απαιτείται έλεγχος σε κόπωση.
- Αν έστω και μία διακύμανση ξεπερνά την $\Delta\sigma_D$, θα πρέπει να γίνει έλεγχος με βάση το κριτήριο Palmgren – Miner.

Σημειώνεται πως οι διακυμάνσεις τάσεων που βρίσκονται κάτω από το όριο κόπωσης $\Delta\sigma_L$ για $N=10^8$ κύκλους, μπορούν να αγνοηθούν αφού εδώ ισχύει $N_i \rightarrow \infty$

2.4 Ολιγοκυκλική κόπωση

Η κατάρρευση μιας κατασκευής λόγω σεισμικής δράσης είναι ένα περίπλοκο φαινόμενο το οποίο οφείλεται σε μία πληθώρα παραγόντων, όπως ο καθολικός και τοπικός λογισμός, η αστοχία των συνδέσεων, οι υπερβολικές παραμορφώσεις. Ωστόσο, η συμπεριφορά ενός φορέα που υπόκειται σε σεισμική διέγερση συνήθως χαρακτηρίζεται από έναν μικρό αριθμό κύκλων, μερικοί μόνον από τους οποίους μπορούν να προκαλέσουν μεγάλες μετελαστικές παραμορφώσεις και κατάρρευση του φορέα. Αυτού του είδους η αστοχία είναι γνωστή ως **ολιγοκυκλική κόπωση**.

Περισσότερο επιρρεπείς σε τέτοιες αστοχίες είναι οι συνδέσεις μεταξύ δοκών – υποστυλωμάτων, συνεπώς η συμπεριφορά τους κατά τη διάρκεια του σεισμικού γεγονότος θα καθορίσει τη συμπεριφορά ολόκληρης της κατασκευής.



Εικόνα 2- 6: Είδη κόπωσης

2.4.1 Μοντέλα πρόβλεψης βλαβών

Βασικός παράγοντας που οδηγεί σε επιτυχημένη πρόβλεψη της αστοχίας είναι η επιλογή του κατάλληλου μεγέθους που θα σχετιστεί με τον αριθμό των κύκλων που θα πραγματοποιήσει το στοιχείο μέχρι να αστοχήσει. Τα πιο συνηθισμένα κριτήρια αστοχίας μπορούν να ταξινομηθούν σε τρεις κατηγορίες:

- Η προσέγγιση με τις καμπύλες $S - N$
- Η προσέγγιση των τοπικών παραμορφώσεων
- Η προσέγγιση της θραυστομηχανικής

Παρακάτω παρουσιάζεται αναλυτικότερα η πρώτη προσέγγιση, η οποία χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία.

Η γενική εξίσωση που περιγράφει τις καμπύλες $S - N$ είναι:

$$N \cdot S^m = K$$

όπου οι συντελεστές m και K περιγράφονται στη συνέχεια. Σε λογαριθμική κλίμακα, η σχέση αυτή γράφεται ως:

$$\log(S) = -1/m \cdot \log(N) + 1/m \cdot \log(K)$$

Επειδή η προσέγγιση αυτή είναι αρκετά απλή, χρησιμοποιείται ευρέως στην επιστήμη του Πολιτικού Μηχανικού για την εκτίμηση της αντοχής σε κόπωση συγκολλητών συνδέσεων όπου, λόγω αρχικών ατελειών, το στάδιο της δημιουργίας της ρωγμής απουσιάζει. Πράγματι, χρησιμοποιείται σε πολλούς κώδικες σχεδιασμού, στους οποίους οι καμπύλες αντοχής σε κόπωση προκύπτουν από στατιστική επεξεργασία δεδομένων που προέρχονται από πειράματα φορτίσεων σταθερού εύρους. Στην περίπτωση που η φόρτιση είναι μεταβλητού εύρους, όπως στην περίπτωση μιας σεισμικής διέγερσης, η απευθείας χρήση των παραπάνω διαγραμμάτων **δεν** είναι δυνατή και θα πρέπει να γίνεται αναφορά σε μεθόδους προσδιορισμού των εκτελεσθέντων κύκλων και υπολογισμού του δείκτη συσσωρευμένης βλάβης. Για την εκτίμηση του αριθμού των κύκλων υπάρχουν αρκετές μεθοδολογίες, ενώ όσον αφορά το δείκτη συσσωρευμένης βλάβης, το κριτήριο το οποίο χρησιμοποιείται κατά κύριο λόγο είναι το **κριτήριο γραμμικής βλάβης** ή **κριτήριο Palmgren – Miner**.

2.4.2 Κριτήριο Palmgren – Miner

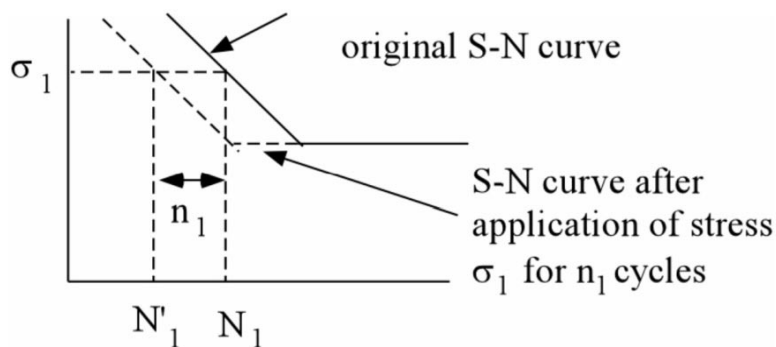
Αποτελεί το πιο διαδομένο κριτήριο για την εκτίμηση της *συσσωρευμένης βλάβης* (cumulative damage) στην περίπτωση που η φόρτιση χαρακτηρίζεται από μεταβλητή διακύμανση και διαφορετικούς κύκλους επαναλήψεων. Η λογική του αποτυπώνεται στην εξής σχέση:

$$\sum_{i=1}^k ni/Ni \leq 1$$

όπου

- **k** είναι ο αριθμός των διαφορετικών ευρών τάσης $\Delta\sigma_i$ κατά τη διάρκεια της απαιτούμενης ζωής σχεδιασμού
- **ni** είναι ο αριθμός των κύκλων επανάληψης που αντιστοιχεί σε κάθε εύρος τάσης
- **Ni** είναι ο αριθμός των κύκλων επανάληψης που προκύπτει από το διάγραμμα S – N για κάθε εύρος τάσης

Όπως είναι φυσικό, η αστοχία επέρχεται όταν το παραπάνω άθροισμα ξεπεράσει την τιμή **1**.



Εικόνα 2- 7: Επίδραση κριτηρίου Palmgren-Miner την καμπύλη S-N

2.4.3 Προσδιορισμός αριθμού κύκλων

Στην περίπτωση που η φόρτιση χαρακτηρίζεται από ένα ακανόνιστο και τυχαίο διάγραμμα τάσεων, με μεταβλητή συχνότητα και εύρος, όπως ακριβώς συμβαίνει στην περίπτωση μιας σεισμικής διέγερσης, γίνεται εμφανές το πρόβλημα προσδιορισμού των διενεργουμένων κύκλων αλλά και του αντίστοιχου εύρους τάσης. Προκειμένου να αντιμετωπιστεί αυτό το πρόβλημα έχουν αναπτυχθεί διάφορες μεθοδολογίες, οι πιο γνωστές από τις οποίες είναι:

- Reservoir
- Μέτρηση κορυφών πάνω από καθορισμένα επίπεδα (Level crossing counting)
- Μέτρηση κορυφών (Peak counting)
- **Rainflow**

Από τις παραπάνω, η πιο διαδεδομένη είναι η μέθοδος **Rainflow**, η οποία χρησιμοποιήθηκε και στην παρούσα εργασία. Η αναλυτική μεθοδολογία της φαίνεται στη συνέχεια.

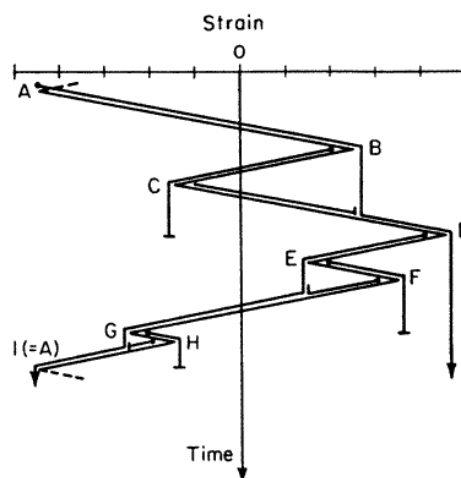
2.4.3.1 Μέθοδος Rainflow

Η μέθοδος αυτή αναπτύχθηκε για πρώτη φορά από τους T. Endo και M. Matsuishi το 1968 και πλέον έχει καθιερωθεί ως η συνηθέστερη μέθοδος προσδιορισμού του αριθμού των κύκλων.

Για να υπολογιστούν οι εκτελεσθέντες κύκλοι, δύναται να υπάρχουν στον ένα άξονα τιμές ενός μεγέθους όπως τάση, ροπή, μετατόπιση κτλ., ενώ στον άλλο άξονα πρέπει να υπάρχει πάντα ο χρόνος. Το πρώτο βήμα της διαδικασίας είναι να αντιστραφεί το διάγραμμα ώστε ο άξονας του χρόνου να είναι ο κατακόρυφος.

Το όνομα Rainflow προέκυψε από τον τρόπο προσδιορισμού των διενεργούμενων κύκλων. Πράγματι, θα μπορούσε κανείς να υποθέσει πως το αντεστραμμένο διάγραμμα απεικονίζει κεκλιμένες οροφές. Πάνω σε αυτές θεωρείται πως νερό υπό μορφή βροχής αφήνεται να πέσει από ψηλά ακολουθώντας τη φυσική διαδρομή του κατά την ελεύθερη πτώση του. Ο τρόπος με τον οποίο πραγματοποιείται ο υπολογισμός των υστερητικών κύκλων διέπεται από τους εξής κανόνες:

- 1) Προκειμένου να μην ληφθούν υπόψη μισοί κύκλοι, η χρονοϊστορία σχεδιάζεται με τέτοιο τρόπο ώστε να ξεκινά και να τελειώνει με το μέγεθος που έχει τη μεγαλύτερη τιμή.
 - 2) Η ροή ξεκινά σε κάθε αναστροφή και διακόπτεται στις εξής περιπτώσεις:
 - a) Η ροή ξεκίνησε από ένα τοπικό μέγιστο (κορυφή) και πέφτει απέναντι από άλλο τοπικό μέγιστο με τιμή μεγαλύτερη από αυτή του σημείου εκκίνησης.
 - b) Η ροή ξεκίνησε από ένα τοπικό ελάχιστο (κοιλιάδα) και πέφτει απέναντι από άλλο τοπικό ελάχιστο με απόλυτη τιμή μεγαλύτερη από αυτή του σημείου εκκίνησης.
 - c) Η ροή συναντά προηγούμενη ροή.
- Η μέθοδος αυτή μπορεί να γίνει ευκολότερα αντιληπτή με τη χρήση ενός παραδείγματος.



Εικόνα 2- 8: Μέθοδος Rainflow

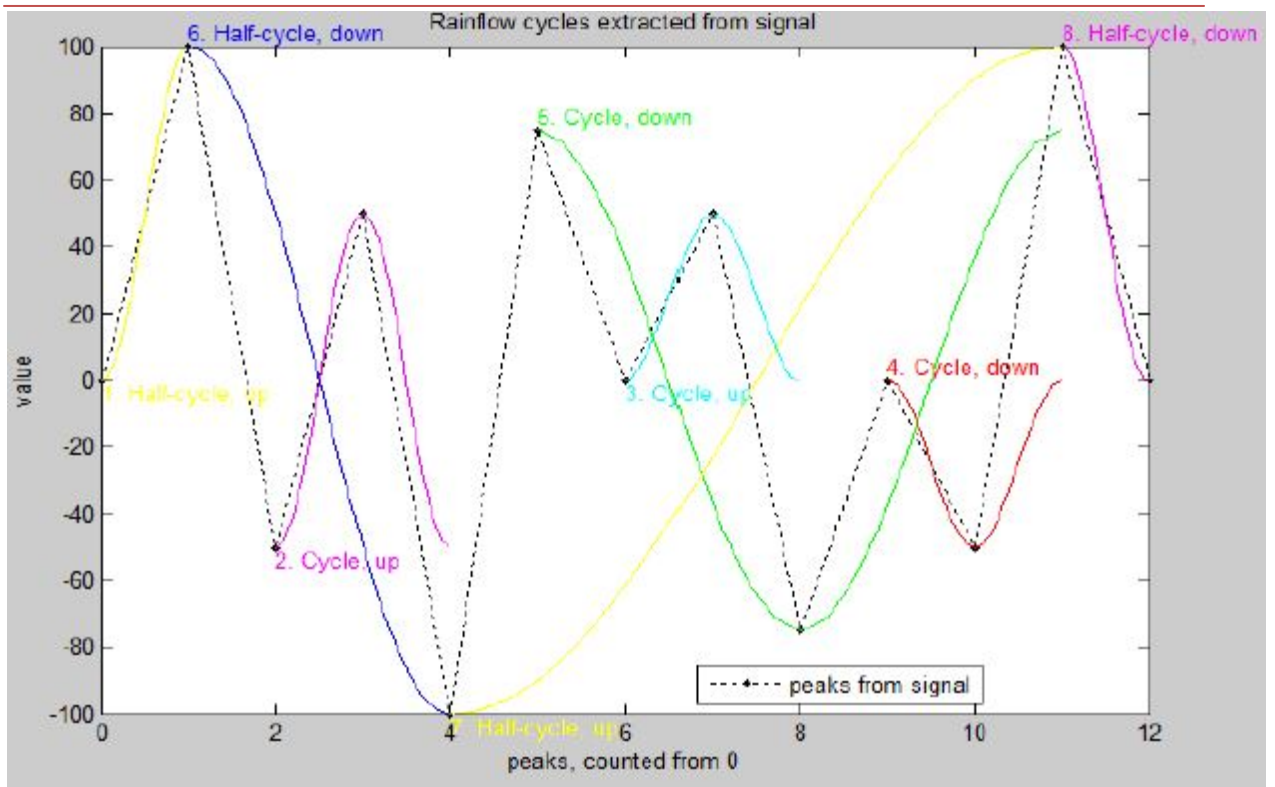
Όπως φαίνεται στην εικόνα 2-8, το διάγραμμα παραμορφώσεων ξεκινά και καταλήγει στην παραμόρφωση με τη μέγιστη τιμή (Σημείο Α). Η ροή της βροχής ξεκινά από κάθε αναστροφή της χρονοϊστορίας παραμορφώσεων.

- 1 Η ροή κινείται από το σημείο Α στο σημείο Β και από εκεί στο D έως το τέλος της χρονοϊστορίας αφού κανένα κριτήριο διακοπής της δεν ικανοποιείται.
- 2 Η ροή κινείται από το σημείο Β στο σημείο C απ' όπου πέφτει και σταματά απέναντι από το σημείο D, αφού τα Β και D αποτελούν τοπικά μέγιστα, με το D να έχει τιμή μεγαλύτερη από εκείνη του σημείου εκκίνησης Β (κανόνας 2a).
- 3 Η ροή ξεκινά από το σημείο C και σταματά, αφού στην πορεία της συναντά την προηγούμενη ροή που είχε ξεκινήσει από το σημείο Α (κανόνας 2c).
- 4 Η ροή κινείται από το σημείο D στα σημεία Ε και G και συνεχίζει μέχρι το τέλος της χρονοϊστορίας αφού κανένα κριτήριο διακοπής δεν ικανοποιείται.
- 5 Η ροή κινείται από το σημείο Ε στο σημείο F απ' όπου πέφτει και σταματά απέναντι από το σημείο G, αφού τα Ε και G αποτελούν τοπικά ελάχιστα με το G να έχει απόλυτη τιμή μεγαλύτερη από εκείνη του σημείου εκκίνησης Ε(κανόνας 2b).
- 6 Η ροή ξεκινά από το σημείο F και σταματά, αφού στην πορεία της συναντά την προηγούμενη ροή που είχε ξεκινήσει από το σημείο D (κανόνας 2c).
- 7 Η ροή κινείται από το σημείο G στο σημείο Η απ' όπου πέφτει και σταματά απέναντι από το σημείο Α, αφού τα Α και G αποτελούν τοπικά ελάχιστα, με το Α να έχει απόλυτη τιμή μεγαλύτερη από εκείνη του σημείου εκκίνησης G(κανόνας 2b).
- 8 Η ροή ξεκινά από το σημείο Η και σταματά, αφού στην πορεία της συναντά την προηγούμενη ροή που είχε ξεκινήσει από το σημείο D (κανόνας 2c).

Έχοντας ολοκληρώσει την παραπάνω διαδικασία μπορούμε να συνδυάσουμε τα γεγονότα για να υπολογίσουμε τους εκτελεσθέντες κύκλους.

- A-D και D-I (=A)
- B-C και C-B', όπου το B' προκύπτει από τη ροή C-D
- E-F και F-E', όπου το E' προκύπτει από τη ροή F-G
- G-H και H-G', όπου το G' προκύπτει από τη ροή H-I

Στην παρούσα εργασία η εφαρμογή της μεθόδου Rainflow έγινε με τη βοήθεια του κώδικα Matlab.



Εικόνα 2- 9: Μέθοδος Rainflow στο πρόγραμμα Matlab

3 ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΩΝ ΚΟΜΒΩΝ ΔΟΚΩΝ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΥΠΟ ΚΥΚΛΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

3.1 Εισαγωγή

Παραδοσιακά, κατά το σχεδιασμό μεταλλικών πλαισίων ροπής, υπήρχε η απαίτηση το δομικό σύστημα να εξασφαλίζει επαρκή αντοχή και πλαστιμότητα ώστε να αντιστέκεται στις σεισμικές διεγέρσεις που υπόκειται χωρίς να καταρρέει. Μέχρι και το 1994, όταν παρατηρήθηκαν τοπικές αστοχίες στις συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων των πλαισίων ροπής κατά τον σεισμό του Northridge, πολλές έρευνες είχαν συμβάλει στην κατανόηση της συμπεριφοράς των κόμβων κατά τη διάρκεια της ανακυκλικής φόρτισης. Σήμερα, οι αντισεισμικοί σχεδιασμοί επιβάλλουν την απόδοση ενέργειας στα άκρα των δοκών και έπειτα στις βάσεις των υποστυλωμάτων. Κατά συνέπεια, οι κόμβοι πρέπει να σχεδιάζονται με επαρκή αντοχή και στροφική δυσκαμψία ώστε η διαρροή να εμφανίζεται στις ζώνες απόδοσης ενέργειας, χωρίς να προηγείται ψαθυρή αστοχία των συνδεόμενων μελών.

Ο συνδυασμός ποικίλων παραγόντων (από ελλιπή επιθεώρηση της ποιότητας των συγκολλήσεων, μέχρι παραμορφώσεις λόγω των ράβδων υποστήριξης) ήταν αυτός που οδήγησε τους κόμβους σε ψαθυρή αστοχία, τόσο κατά το σεισμό του Northridge, όσο και κατά το σεισμό Kobe το 1995. Επίσης, η μεγάλη μεταβολή της έντασης που συνδέεται κατά κύριο λόγο με την εδαφική κίνηση, επιβάρυνε επιπλέον τους κόμβους, οι οποίοι εμφάνισαν έτσι χαμηλότερη δυσκαμψία από την προβλεπόμενη. Με αφορμή τα περιστατικά αυτά, αρκετές μελέτες πραγματοποιήθηκαν αργότερα προκειμένου να εξηγηθούν τόσο οι μορφές αστοχίας αλλά και τα σημεία στα οποία αυτές εμφανίστηκαν κατά τη διάρκεια των σεισμών που αναφέρθηκαν.

Προκειμένου να γίνει κατανοητή η συμπεριφορά των συγκολλητών κόμβων των πλαισίων ροπής υπό ανακυκλική φόρτιση, πραγματοποιήθηκαν πειράματα σε κόμβους δοκών – υποστυλωμάτων που υποβλήθηκαν σε στατική καταπόνηση. Προέκυψε έτσι η **μεθοδολογία καμπυλών ολιγοκυκλικής κόπωσης** που περιγράφεται στη δημοσίευση «Constant and variable amplitude cyclic behavior of welded steel beam-to-column connections» των Castiglioni C., Mouzákη Χ., Καρύδη Π.. Οι συγκολλητές συνδέσεις που εξετάστηκαν ήταν αυτές που περιγράφηκαν στο Κεφάλαιο 1.

3.2 Μεθοδολογία καμπυλών ολιγοκυκλικής κόπωσης

Όπως είναι γνωστό, ο σεισμός αποτελεί μία τυχηματική φόρτιση η οποία μπορεί να γίνει γνωστή μόνο εκ των υστέρων. Για το λόγο αυτό, ο πολιτικός μηχανικός ενδιαφέρεται κυρίως να κατανοήσει την καθολική συμπεριφορά της κατασκευής, παρά να γνωρίσει την επίδραση κάθε τοπικού φαινομένου. Αυτό σημαίνει πως αντί για τις τοπικές τάσεις και παραμορφώσεις, θα χρησιμοποιηθούν παράμετροι όπως μετατοπίσεις, στροφές, οριζόντιες δυνάμεις και ροπές κάμψης για την καλύτερη εκτίμηση της απόκρισής της.

3.2.1.1 Προσδιορισμός εύρους τάσης S

Στη διεθνή βιβλιογραφία υπάρχουν διάφοροι ορισμοί για τον προσδιορισμό του εύρους τάσης S. Στην παραπάνω δημοσίευση και συνεπώς στην εργασία αυτή, γίνεται χρήση της αδιάστατης σχέσης που πρότειναν οι Ballio και Castiglioni (1995) για το σχεδιασμό πλαισίων από χάλυβα που υποβάλλονται σε ολιγοκυκλική ή και πολυκυκλική κόπωση. Η σχέση αυτή είναι:

$$\Delta\varepsilon/\varepsilon_y = \Delta v/v_y = \Delta\varphi/\varphi_y$$

όπου

ε είναι η παραμόρφωση

v είναι η μετακίνηση

φ είναι η στροφή

ενώ ο χαρακτήρας Δ υποδηλώνει το εύρος και ο δείκτης y τη διαρροή του υλικού.

Όπως είναι γνωστό, σε ένα ισότροπο, ελαστικό υλικό η σχέση μεταξύ της τάσης και της παραμόρφωσης είναι:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

και στη διαρροή:

$$f_y = E \cdot \varepsilon_y$$

Με συνδυασμό των παραπάνω εξισώσεων, μπορεί να οριστεί το εύρος τάσης S^* :

$$S^* = E \cdot \Delta \varepsilon = E \cdot \Delta v / v_y \cdot \varepsilon_y = \Delta v / v_y \cdot f_y = \Delta \varphi / \varphi_y \cdot f_y$$

Η εξίσωση αυτή ισχύει και για εντατικά μεγέθη και αυτή η ιδιότητα λήφθηκε υπόψη έτσι ώστε να χρησιμοποιηθούν μεγέθη ροπής και όχι παραμορφώσεων καθώς η ροπή αντοχής M_{pl} υπολογίζεται άμεσα από τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής. Έτσι, η σχέση μετασχηματίζεται σε:

$$S^* = \Delta M / M_{pl} \cdot f_y$$

Αυτό ισχύει στην ουσία για τις ίσες μετατοπίσεις που οι κανονισμοί θεωρούν ότι ισχύει όταν $T \geq T_c$. Καθώς όμως η σχέση των ίσων μετατοπίσεων δεν ισχύει για $T \geq T_c$ για σεισμούς κοντινού πεδίου, η παραπάνω σχέση πολλαπλασιάζεται με έναν συντελεστή α

$$S^* = \alpha \cdot \Delta M / M_{pl} \cdot f_y$$

Για την εύρεση του συντελεστή α ακολουθείται η εξής διαδικασία:

1. Βρίσκεται η καμπύλη ικανότητας για κάθε διεύθυνση κάθε μοντέλου που επιλύουμε με μονοτονική φόρτιση
2. Η καμπύλη ικανότητας μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας ενώ υπολογίζεται το ισοδύναμο μονοβάθμιο ως εξής :

➤ Ισοδύναμο μονοβάθμιο

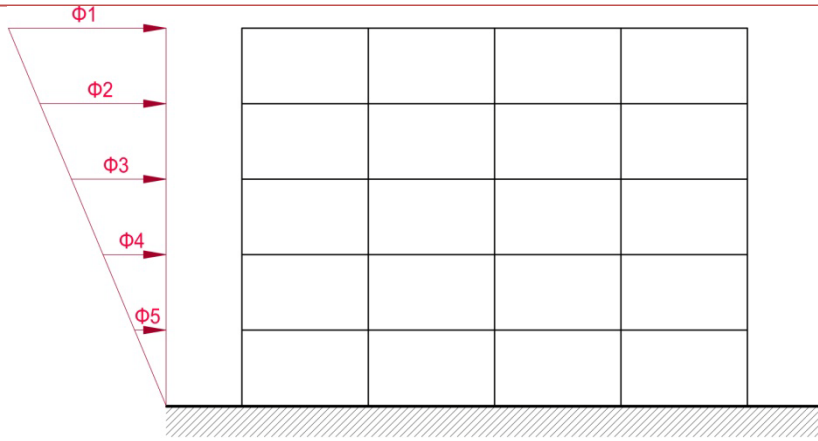
○ Μάζα $\dot{m} = \sum m_i \cdot \varphi_i$

○ Συντελεστής συμμετοχής $\Gamma = \frac{\sum m_i \cdot \varphi_i}{\sum m_i \cdot \varphi_i^2}$

➤ Φάσμα ικανότητας

○ $S_a = \frac{F_b}{\Gamma \cdot \dot{m}} \quad S_d = \frac{\Delta}{\Gamma}$

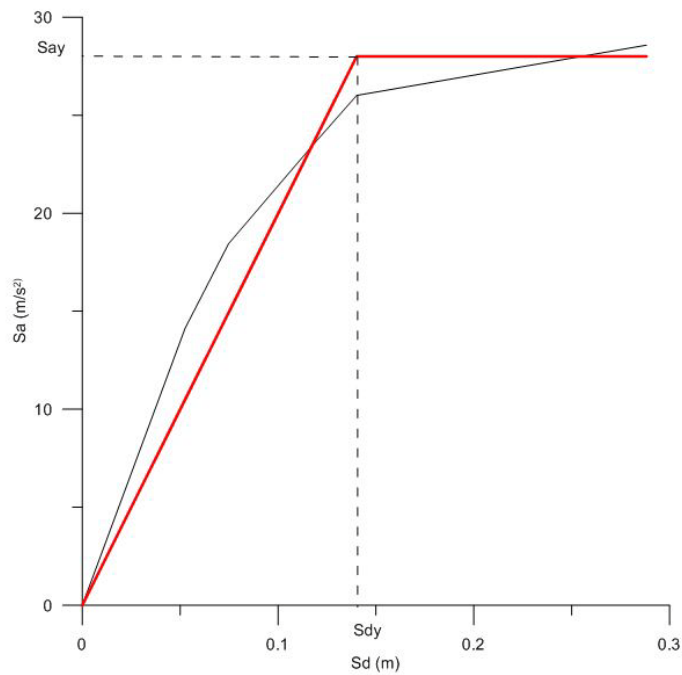
○ $T_{eff} = 2 * \pi * \sqrt{\frac{S_{dy}}{S_{ay}}} = 2 * \pi * \sqrt{\frac{\dot{m}}{K_{eff}}}$



Σχήμα 3- 1: κατανομή σεισμικών φορτίων καθ ύψος

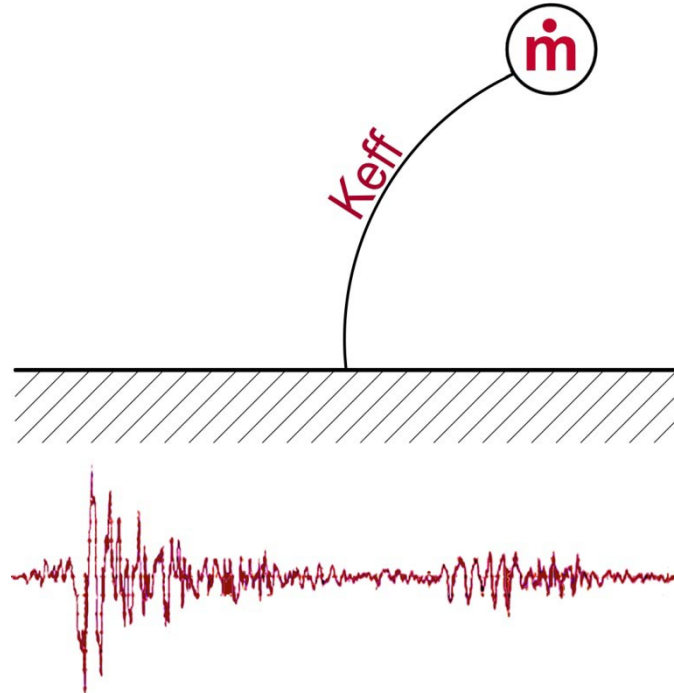


Σχήμα 3- 2: καμπύλη ικανότητας για τη χ διεύθυνση του διώροφου

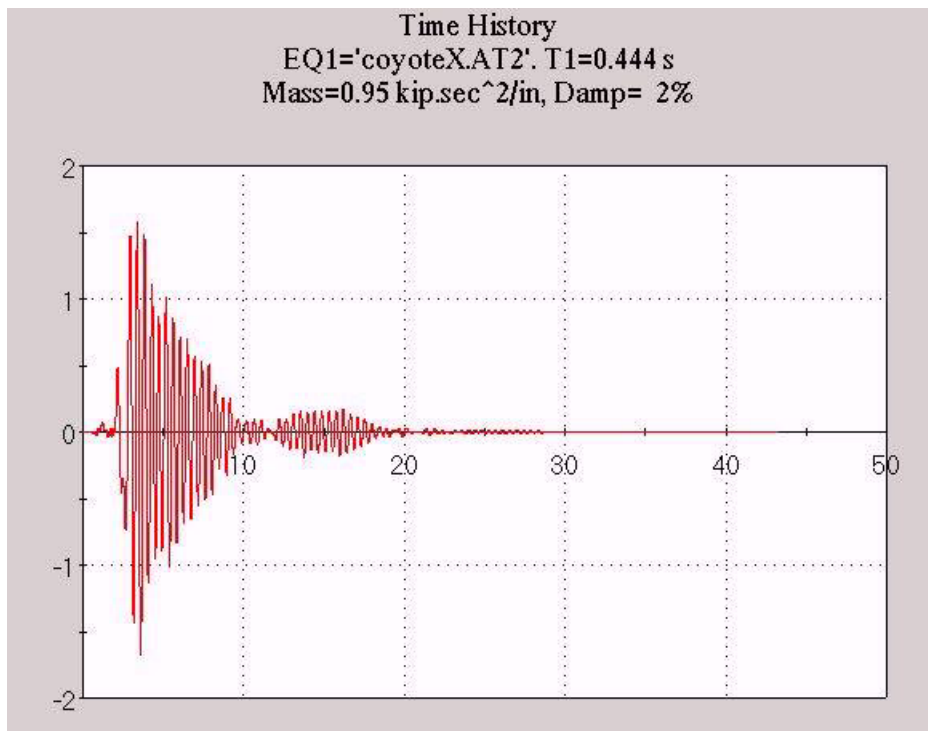


Σχήμα 3- 3: διγραμμικό φάσμα ικανότητας

3. Μορφώνεται και αναλύεται ο ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής (με τη βοήθεια του προγράμματος bispec) για κάθε διεύθυνση κάθε μοντέλου (δηλαδή αυτός που έχει ίδια μάζα, δυσκαμψία και άρα ενεργή ιδιοπερίοδο) για ελαστική συμπεριφορά και εξάγεται η μεγίστη ελαστική μετακίνηση του μονοβαθμίου

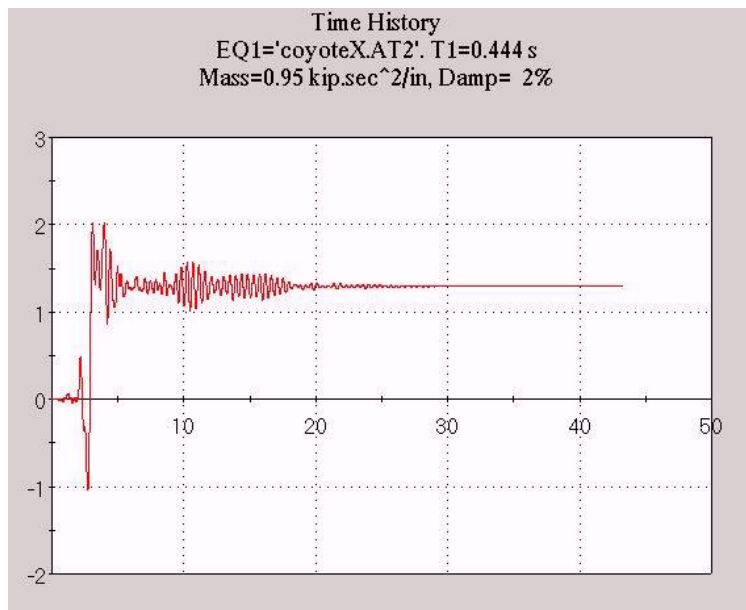


Σχημα 3- 4: Ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής



Σχήμα 3- 5: ελαστική μετακίνηση μονοβαθμίου για coyote x

4. Αναλύεται ο ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής για ανελαστική συμπεριφορά



Σχήμα 3- 6: ανελαστική μετακίνηση μονοβαθμίου για coyote x

5. Εξάγεται ο συντελεστής μεγέθυνσης $\alpha = \frac{\text{dανελαστικο max}}{\text{ελαστικο max}}$ ως πηλίκο της μέγιστης ανελαστικής προς τη μέγιστη ελαστική μετακίνηση του μονοβαθμίου (σε περίπτωση που η μέγιστη ανελαστική μετακίνηση προκύπτει μικρότερη από τη μέγιστη ελαστική, δηλαδή το κλάσμα προκύπτει μικρότερο της μονάδας τότε ο συντελεστής λαμβάνεται ίσος με 1)

3.2.1.2 Προσδιορισμός ισοδύναμης τάσης Seq^*

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος, οι κύκλοι στους οποίους υποβάλλεται μία κατασκευή δεν έχουν σταθερό εύρος. Για το λόγο αυτό είναι απαραίτητος ο υπολογισμός μιας ισοδύναμης τάσης, η οποία προκύπτει από το σύνολο της ιστορίας, προκειμένου να εκτιμηθεί η συσσωρευμένη ζημιά που υφίσταται η κατασκευή.

Αφού προσδιοριστούν οι κύκλοι φόρτισης n_i σύμφωνα με τη μέθοδο Rainflow που αναπτύχθηκε παραπάνω και τα εύρη τάσεων S_i^* , υπολογίζεται το ισοδύναμο εύρος τάσης Seq^* από την παρακάτω σχέση:

$$Seq^* = \sqrt[3]{\frac{\sum n_i S_i^{*3}}{\sum n_i}}$$

όπου

S_i^* είναι το αντίστοιχο εύρος τάσης για κάθε εύρος ροπής

n_i είναι το πλήθος των εκτελεσθέντων κύκλων σε κάθε εύρος ροπής

3.2.1.3 Προσδιορισμός επιτρεπόμενων κύκλων

Ο συνολικός αριθμός των επιτρεπόμενων κύκλων N_{TOT} για το σταθερό πλάτος Seq^* ορίζεται ως:

$$N_{TOT}^*(Seq^*)^m = 10^K \rightarrow N_{TOT} = 10^{K/m} / (Seq^*)^{m/m}$$

όπου

m είναι ένας συντελεστής που δείχνει την κλίση της καμπύλης $S - N$ στη λογαριθμική κλίμακα με την πιο κατάλληλη τιμή να θεωρείται η $m = 3$ μετά από πειραματικά αποτελέσματα.

K είναι παράμετρος που επιλέγεται με βάση την προβλεπόμενη αστοχία.

Προκειμένου να προσδιοριστεί ο συντελεστής K απαιτείται πρώτα ο υπολογισμός μιας τιμής «κατώφλι» (threshold value) η οποία ορίζεται για κάθε είδος δομικού στοιχείου (μέλος, σύνδεση) και βασίζεται στην ποιότητα και τη λεπτομέρεια της συγκόλλησης. Η τιμή αυτή δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta M_{Th} = \frac{\gamma * M_{pl}}{n * \lambda_f * \lambda_w}$$

όπου

η παράμετρος που σχετίζεται με την ποιότητα συγκόλλησης και λαμβάνει την τιμή **1** για καλή ποιότητα και την τιμή **0,5** για κακή ποιότητα συγκόλλησης.

$\gamma=2000$ αδιάστατος συντελεστής που προέκυψε από στατιστική ανάλυση πειραματικών δεδομένων

$\lambda_w=d/t_w$ λυγηρότητα κορμού

$\lambda_f=c/t_f$ λυγηρότητα πέλματος

Από την τιμή Seq^* υπολογίζεται με αντίστροφη διαδικασία η Meq^* , η οποία αντιστοιχεί στο μισό του ισοδύναμου εύρους ταλάντωσης. Υπολογίζοντας τον λόγο $Meq^*/\Delta M_{Th}$, εκλέγεται ο τύπος της αναμενόμενης αστοχίας συγκόλλησης. Από τα πειράματα που διεξήχθησαν στα πλαίσια της δημοσίευσης, παρατηρήθηκαν τρεις μορφές αστοχίας:

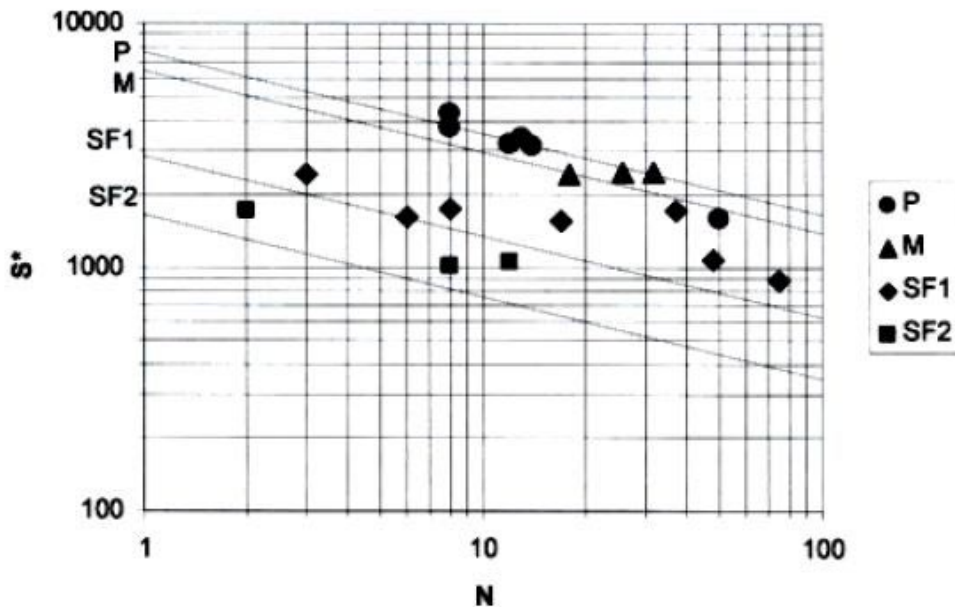
- **Ξαφνική αστοχία:** Οφείλεται στην ύπαρξη πολλών μικρών κύκλων με ορισμένες μόνο εξάρσεις πάνω από το όριο διαρροής. Δεν παρατηρήθηκε σημαντική μείωση της αντοχής, της δυσκαμψίας ή της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας. Η αστοχία πραγματοποιήθηκε χωρίς προειδοποίηση και οφειλόταν σε ρηγμάτωση της συγκόλλησης.
- **Προοδευτική αστοχία:** Οφείλεται στην ανάπτυξη παραμορφώσεων πολύ μεγαλύτερων από την παραμόρφωση διαρροής. Παρατηρήθηκε σημαντική και σταδιακή μείωση των βασικών παραμέτρων της συμπεριφοράς του κόμβου, όπως η αντοχή, η δυσκαμψία και η απορρόφηση ενέργειας. Η κατάρρευση προκλήθηκε από την επέκταση των ρωγμών που εμφανίστηκαν λόγω των μεγάλων παραμορφώσεων στην περιοχή της πλαστικής άρθρωσης.
- **Μεικτή αστοχία:** Αποτελεί συνδυασμό των παραπάνω περιπτώσεων. Όπως και στην περίπτωση της προοδευτικής αστοχίας, χαρακτηρίζεται από σταδιακή μείωση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας και σχετίστηκε

με τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων αλλά και τοπικά φαινόμενα κύρτωσης των πελμάτων της δοκού. Ωστόσο, η κατάρρευση οφειλόταν κυρίως στη ρηγμάτωση, όπως στην περίπτωση της ξαφνικής αστοχίας.

Αξίζει να σημειωθεί πως και οι τρεις τύποι αστοχίας πρέπει να θεωρηθούν ως *ψαθυροί* καθώς μεγάλες τοπικές παραμορφώσεις παρατηρήθηκαν.

Για καθεμιά από τις παραπάνω αστοχίες ορίζεται το όριο του λόγου $M_{eq}^*/\Delta M_{Th}$ και η τιμή του αντίστοιχου συντελεστή K :

- Ξαφνική αστοχία: $M_{eq}^*/\Delta M_{Th} < 0,85 \rightarrow K = 10,31$
- Προοδευτική αστοχία $M_{eq}^*/\Delta M_{Th} > 1,15 \rightarrow K = 11,37$
- Μεικτή αστοχία: $0,85 < M_{eq}^*/\Delta M_{Th} < 1,15 \rightarrow K = 11,56$



Σχήμα 3- 7: Είδη αστοχίας

3.2.1.4 Υπολογισμός συσσωρευμένης βλάβης

Αφού υπολογιστεί η ακριβής τιμή του συντελεστή K , μπορεί να εκτιμηθεί ο αριθμός των επιτρεπόμενων κύκλων N_{TOT} :

$$N_{TOT} = 10^{K/3} (Seq^*)^3$$

Στη συνέχεια, υπολογίζεται ο δείκτης συσσωρευμένης βλάβης I_D και το ενδεχόμενο αστοχίας από την ανίσωση:

$$I_D = \frac{\sum n_i}{N_{TOT}} \leq 1$$

Είναι προφανές πως αστοχία επέρχεται στην περίπτωση που $I_D \geq 1$.

4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ

4.1 Γενικά

Η εκπόνηση της στατικής και αντισεισμικής μελέτης γίνεται συνήθως με τη βοήθεια ενός τρισδιάστατου προσομοιώματος του φέροντος οργανισμού του κτιρίου, οι δοκοί και τα υποστυλώματα του οποίου προσομοιώνονται ως γραμμικά στοιχεία. Τόσο οι ελαστικές όσο και οι ανελαστικές αναλύσεις που περιγράφονται στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος SAP2000.

4.2 Προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης

Το υπολογιστικό προσομοίωμα και οι βασικές παραδοχές για τους υπολογισμούς πρέπει να αντανακλούν τη συμπεριφορά του φορέα στην αντίστοιχη οριακή κατάσταση με ικανοποιητική ακρίβεια και να αντανακλούν τον αναμενόμενο τύπο συμπεριφοράς των διατομών, μελών, κόμβων και εδράσεων.

4.2.1 Υλικά

Η κατανομή των ιδιοτήτων του υλικού, όπως για παράδειγμα το όριο διαρροής, θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε να διαμορφώνονται πλάστιμες ζώνες, εκεί όπου προβλέπεται από το σχεδιασμό. Σημειώνεται πως οι ζώνες απόδοσης ενέργειας αναμένεται να διαρρεύσουν προτού άλλες ζώνες εγκαταλείψουν την πλαστική περιοχή κατά τη διάρκεια του σεισμού. Ο τρόπος με τον οποίο επιλέχθηκαν τα υλικά για τις δοκούς και τα υποστυλώματα περιγράφεται από την παράγραφο 6.2.3 (β) του EN 1998-1. Πιο συγκεκριμένα:

Όταν ο σχεδιασμός γίνεται με χρήση ενός μόνο τύπου χάλυβα και ενός ονομαστικού ορίου διαρροής f_y στην πλάστιμη και τη μη πλάστιμη ζώνη, καθορίζεται μία ανώτερη τιμή $f_{y,max}$ για τον χάλυβα της ζώνης απόδοσης ενέργειας. Η ονομαστική τιμή f_y των χαλύβων που καθορίζεται για ζώνες και συνδέσεις χωρίς απαιτήσεις πλαστιμότητας υπερβαίνει την ανώτερη τιμή του ορίου διαρροής $f_{y,max}$ των ζωνών απόδοσης ενέργειας. Αυτό συνήθως οδηγεί στην χρήση χάλυβα S355 για μη πλάστιμα μέλη (υποστυλώματα) και χρήση χάλυβα S235 για πλάστιμα μέλη (δοκοί).

Οι ονομαστικές τιμές των ορίων διαρροής φαίνονται στη συνέχεια:

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2	(Κοινοί χάλυβες – χονδρόκοκκοι)			
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470

Διάγραμμα 4- 1: Ονομαστικές τιμές των ορίων f_y και f_u σύμφωνα με τον EC3

Ο EC3 ορίζει και τους παρακάτω συντελεστές υλικού για τον χάλυβα:

- Μέτρο ελαστικότητας $E = 210 \text{ GPa}$.
- Μέτρο διάτμησης $G = E/(2*(\nu+1))=81 \text{ GPa}$
- Λόγος Poisson $\nu = 0,3$.

4.2.2 Δοκοί και Υποστυλώματα

Στην περίπτωση φορέων των οποίων η ευστάθεια εξασφαλίζεται με πλαισιακή λειτουργία και που καταπονούνται από σεισμικές δράσεις, οι κύριες δοκοί προσομοιώνονται ως απλές χαλύβδινες διατομές, οι οποίες καλούνται να παραλάβουν το σύνολο των φορτίων. Αυτό συμβαίνει γιατί το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας σκυροδέματος μειώνεται δραματικά λόγω *ανακυκλικής φόρτισης*, με αποτέλεσμα να χάνεται η *ευεργετική σύμμικτη* λειτουργία. Η προκαταρκτική ανάλυση και διαστασιολόγηση των δοκών για κατακόρυφα φορτία γίνεται με βάση τη συνεχή δοκό, με απομόνωσή της από το συνολικό φορέα. Οι δοκοί σχεδιάζονται έτσι ώστε να μεταφέρουν φορτία που προκαλούν κάμψη ως προς τον ισχυρό άξονα της διατομής. Αυτή η λεγόμενη κάμψη εντός επιπέδου συνήθως είναι καθοριστική για τη διαστασιολόγηση τους. Στις περισσότερες περιπτώσεις η διατομή τους είναι μορφής I, ελατή ή συγκολλητή, διπλής ή απλής συμμετρίας. Αφού γίνει η τελική επιλογή των διατομών, εκτελείται η στατική και δυναμική ανάλυση, στο σύνολο πλέον του φορέα για να γίνει ο τελικός έλεγχος των μελών.

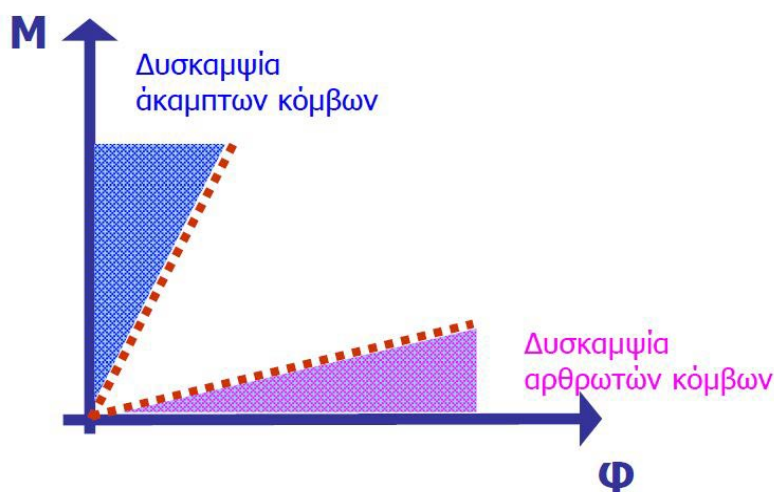
Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε θλίψη σύμφωνα με τον EC3 λαμβάνοντας υπόψη τον πιο δυσμενή συνδυασμό ροπής και αξονικής δύναμης.

4.2.3 Κόμβοι

Στα μεταλλικά κτίρια η συμπεριφορά των κόμβων εξαρτάται άμεσα από την κατασκευαστική τους διαμόρφωση. Στην περίπτωση της ελαστικής ανάλυσης, οι κόμβοι ταξινομούνται με βάση τη δυσκαμψία τους στις εξής κατηγορίες:

- **Άκαμπτοι**, στους οποίους δεν μεταβάλλεται η αρχική γωνία μεταξύ των συνδεόμενων μελών και η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως πάκτωση.
- **Αρθρωτοί**, στους οποίους υπάρχει ελεύθερη δυνατότητα σχετικής στροφής μεταξύ των συνδεόμενων μελών και η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως άρθρωση.
- **Ημιάκαμπτοι**, στους οποίους η γωνία φ μεταξύ του συνδεόμενου μέλους και του υπόλοιπου κόμβου μεταβάλλεται ανάλογα με την επιβαλλόμενη ροπή M στο μέλος. Η σύνδεση λειτουργεί ως ελαστική πάκτωση και προσομοιώνεται συνήθως με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

Η κατάταξη ενός κόμβου σε μία από τις παραπάνω κατηγορίες γίνεται σύμφωνα με όσα ορίζονται στο Μέρος 1-8 του EC3 στην παράγραφο 5.2.2.5:



Διάγραμμα 4- 2: Όρια ταξινόμησης με βάση τη δυσκαμψία

➤ Περιοχή μπλε: Οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως άκαμπτοι και ισχύει:

$$S_j \geq 8EI_b/L_b \text{ σε αμετάθετα πλαίσια,}$$

$$S_j \geq 25EI_b/L_b \text{ σε μεταθετά πλαίσια,}$$

➤ Περιοχή μωβ: Οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως ονομαστικά αρθρωτοί και ισχύει:

$$S_j \leq 0,5EI_b/L_b$$

➤ Περιοχή άσπρη: Περιλαμβάνει τους κόμβους που δεν ανήκουν στις παραπάνω κατηγορίες, οι οποίοι χαρακτηρίζονται ως ημιάκαμπτοι.

Η δυσκαμψία του κόμβου, η οποία επηρεάζει και την ταξινόμηση του, μπορεί να υπολογιστεί αν θεωρηθεί πως ο κόμβος αποτελείται από ένα σύστημα πολλών μικρότερων τμημάτων με διαφορετική ευκαμψία. Κάθε ένα από αυτά χαρακτηρίζεται από έναν ελαστικό συντελεστή k_i . Στην περίπτωση των συγκολλητών κόμβων, τα συστατικά μέρη που πρέπει να ληφθούν υπόψη φαίνονται στους παρακάτω πίνακες.

Κόμβος δοκού-υποστυλώματος με συγκολλητές συνδέσεις	Συντελεστές δυσκαμψίας k_i που πρέπει να ληφθούν υπόψη
Μονόπλευρος	$k_1; k_2; k_3$
Αμφίπλευρος – Ροπές ίσες και αντίρροπες	$k_2; k_3$
Αμφίπλευρος – Ροπές άνισες	$k_1; k_2; k_3$

Πίνακας 4- 1: Συντελεστές δυσκαμψίας που λαμβάνονται υπόψιν σε συγκολλητούς κόμβους

Συστατικό μέρος	Συντελεστής δυσκαμψίας k_i	
Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση	Μη ενισχυμένος, μονόπλευρος κόμβος, ή αμφίπλευρος κόμβος με παραπλήσια ύψη δοκών	ενισχυμένος
	$k_1 = \frac{0,38 A_{sc}}{\beta z}$	$k_1 = \infty$
	z είναι ο μοχλοβραχίονας από το Σχήμα 6.15 β είναι η παράμετρος μετασηματισμού από την 5.3(7)	
Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη	μη ενισχυμένος	ενισχυμένος
	$k_2 = \frac{0,7 b_{eff,wc} t_{wc}}{d_c}$	$k_2 = \infty$
	$b_{eff,wc}$ είναι το ενεργό πλάτος από την 6.2.6.2	
Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό	ενισχυμένη ή μη κοχλιωτή σύνδεση με μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό ή μη ενισχυμένη συγκολλητή σύνδεση	ενισχυμένη συγκολλητή σύνδεση
	$k_3 = \frac{0,7 b_{eff,wc} t_{wc}}{d_c}$	$k_3 = \infty$
	$b_{eff,wc}$ είναι το ενεργό πλάτος του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκυσμό από την 6.2.6.3. Για έναν κόμβο με μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό το $b_{eff,wc}$ πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το μικρότερο από τα ενεργά μήκη l_{eff} (μεμονωμένη ή ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών) που δίνονται για τη συγκεκριμένη σειρά κοχλιών στον Πίνακα 6.4 (μη ενισχυμένο πέλμα υποστυλώματος) ή στον Πίνακα 6.5 (ενισχυμένο πέλμα υποστυλώματος).	

Πίνακας 4- 2: Συντελεστές δυσκαμψίας βασικών συστατικών μερών

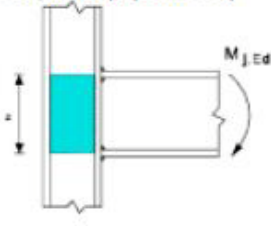
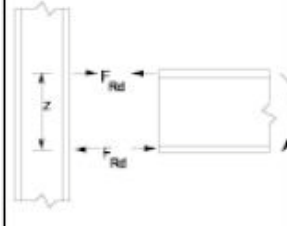
Αφού υπολογιστούν οι απαραίτητοι συντελεστές, ακολουθεί ο υπολογισμός της δυσκαμψίας του κόμβου από τη σχέση:

$$S_j = Ez^2 / \sum \frac{1}{k_i}$$

Όπου:

k_i ο συντελεστής δυσκαμψίας κάθε συστατικού μέρους,

z ο μοχλοβραχίονας, από το Διάγραμμα 4-3.

Τύπος σύνδεσης	Κέντρο θλίψης	Μοχλοβραχίονας	Κατανομή δυνάμεων
<p>Συγκολλητή σύνδεση</p> 	<p>Στο μέσο του πάχους του θλιβόμενου πέλματος</p>	<p>$z = h - t_b$</p> <p>h το ύψος της συνδεόμενης δοκού</p> <p>t_b το πάχος του πέλματος της δοκού</p>	

Διάγραμμα 4- 3: Μοχλοβραχίονας στην περίπτωση συγκολλητής σύνδεσης

Στην παρούσα εργασία, η διαστασιολόγηση έγινε με τρόπο ώστε όλοι οι κόμβοι να κατατάσσονται ως άκαμπτοι.

4.3 Προσομοίωμα μη γραμμικής ανάλυσης

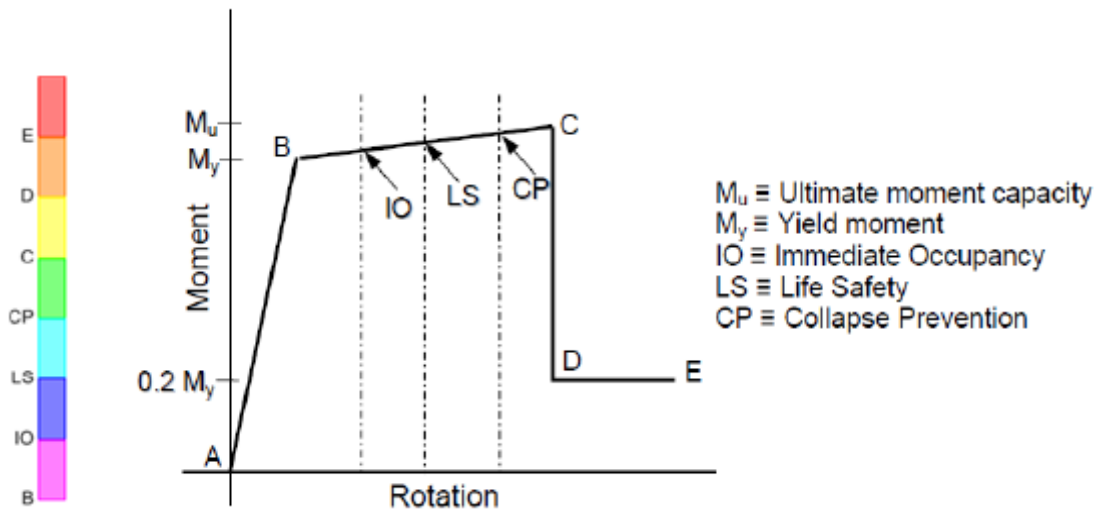
Σύμφωνα με τον EC8, το προσομοίωμα που χρησιμοποιείται στην ελαστική ανάλυση πρέπει να επεκτείνεται ώστε να περιλαμβάνει και τη μετελαστική συμπεριφορά τους.

Οι ιδιότητες των στοιχείων πρέπει να βασίζονται στις μέσες τιμές των υλικών, συνεπώς τα όρια διαρροής αυξάνονται κατά 15% και μετασχηματίζονται σε:

➤ $f_y = 271 \text{ MPa}$ για χάλυβα S235

➤ $f_y = 409 \text{ MPa}$ για χάλυβα S355

Στην ανάλυση αυτή λαμβάνεται υπόψη η μη γραμμικότητα του υλικού και η μετελαστική συμπεριφορά των στοιχείων προσομοιώνεται με τη χρήση πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα τους. Η προσομοίωση αυτή γίνεται αυτομάτως από το πρόγραμμα, χρησιμοποιώντας τις διατάξεις του FEMA-356.



Διάγραμμα 4- 4: Ορισμός σταθμών επιτελεσματικότητας πάνω στην καμπυλή ικανότητας

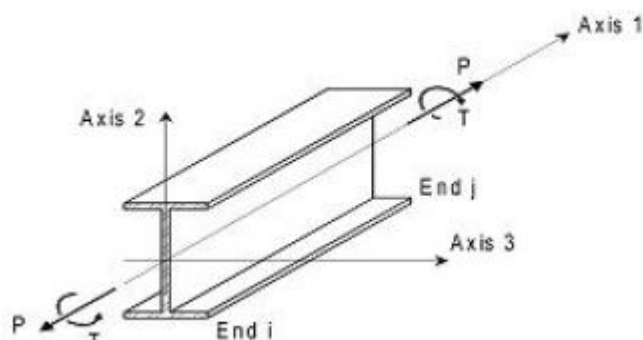
Για κάθε βαθμό ελευθερίας ορίζεται από το πρόγραμμα ένα διάγραμμα ροπής – στροφής (ή δύναμης – παραμόρφωσης) το οποίο περιλαμβάνει τη διαρροή και την μετελαστική παραμόρφωση που την ακολουθεί. Στο διάγραμμα αυτό διακρίνονται τα εξής τμήματα:

- Τμήμα **AB**: Αντιπροσωπεύει την **ελαστική** συμπεριφορά μέχρι το σημείο διαρροής.
- Τμήμα **BC**: Αντιπροσωπεύει τη **μετελαστική** συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο C). Στο σημείο C αντιστοιχεί η παραμόρφωση για την οποία έχει μειωθεί σημαντικά η ικανότητα παραλαβής φορτίων. Σε αυτό το τμήμα διακρίνονται τα σημεία **Άμεση Χρήση (Immediate Occupancy)**, **Προστασία Ζωής (Life Safety)**, **Οιονεί Κατάρρευση (Collapse Prevention)**.
- Τμήμα **DE**: Αντιπροσωπεύει την **απομένουσα** ικανότητα του στοιχείου. Συνήθως μετά την παραμόρφωση αστοχίας (σημείο C), η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να συνεχίσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο E θεωρείται πως το στοιχείο χάνει την ικανότητά του να παραλαμβάνει και κατακόρυφα φορτία.

Η συμπεριφορά των πλακών για φορτία εντός επιπέδου λαμβάνεται υπόψη μέσω **διαφραγματικής λειτουργίας**, με επιβολή κινηματικών εξαρτήσεων μεταξύ των κόμβων του διαφράγματος.

4.3.1 Δοκοί και Υποστυλώματα

Οι δοκοί μπορούν να αναπτύξουν ροπές μόνο κατά τον ισχυρό άξονά τους και τέμνουσες δυνάμεις κατά τον κατακόρυφο άξονα. Λαμβάνοντας υπόψη την αρίθμηση που φαίνεται στην Διάγραμμα 4-5, θεωρείται πως η πλαστική άρθρωση μπορεί να δημιουργηθεί **μόνο** κατά το βαθμό ελευθερίας 3 (**M3**) στα άκρα.



Διάγραμμα4- 5:Αρίθμηση αξόνων

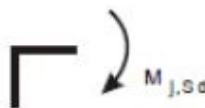
Τα υποστυλώματα καταπονούνται από ροπές στα άκρα τους και σημαντικές αξονικές δυνάμεις. Στην παρούσα εργασία, το προσομοίωμα που χρησιμοποιείται είναι τρισδιάστατο, για αυτό θεωρείται πως πλαστικές αρθρώσεις μπορούν να αναπτυχθούν κατά τους βαθμούς ελευθερίας P-M3-M2.

4.3.2 Κόμβοι

Στην περίπτωση μη γραμμικής ανάλυσης, ο παράγοντας που επηρεάζει την κατάταξη των κόμβων είναι η αντοχή τους. Έτσι, ταξινομούνται σε πλήρους αντοχής, μερικής αντοχής και ονομαστικά αρθρωτούς ανάλογα με το πόσο υψηλή είναι η αντοχή και η δυσκαμψία τους.

- **Κόμβοι πλήρους αντοχής:** Η αντοχή του κόμβου δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη από την αντοχή των συνδεόμενων μελών, όπως φαίνεται παρακάτω.

α) Κεφαλή υποστυλώματος



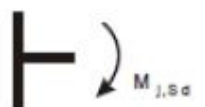
Είτε

$$M_{j,Rd} \geq M_{bpl,Rd}$$

ή

$$M_{j,Rd} \geq M_{cpl,Rd}$$

β) Εντός του ύψους υποστυλώματος



Είτε

$$M_{j,Rd} \geq M_{bpl,Rd}$$

ή

$$M_{j,Rd} \geq 2 M_{cpl,Rd}$$

Υπόμνημα:

$M_{bpl,Rd}$ είναι η πλαστική αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της δοκού

$M_{cpl,Rd}$ είναι η πλαστική αντοχή σχεδιασμού σε ροπή του υποστυλώματος

- **Ονομαστικά αρθρωτοί κόμβοι:** Η αντοχή του κόμβου δεν είναι μεγαλύτερη από το **25%** της αντοχής σχεδιασμού σε ροπή που απαιτείται για τον χαρακτηρισμό του κόμβου ως πλήρους αντοχής.
- **Κόμβοι μερικής αντοχής:** Σε αυτή την κατηγορία ανήκουν όλοι οι κόμβοι που δεν ικανοποιούν κάποιο από τα παραπάνω κριτήρια.

5 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΙΕΓΕΡΣΕΙΣ

5.1 Επιλογή διεγέρσεων

Στην παρούσα εργασία η περιγραφή της εδαφικής κίνησης γίνεται με καταγραφές επιταχυνσιογραφημάτων. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, (παρ. 3.2.3.1.3), τα δείγματα που χρησιμοποιούνται θα πρέπει να έχουν υποστεί κατάλληλες τροποποιήσεις ώστε να προσαρμόζονται στην τιμή $a_g S$ για τη ζώνη που εξετάζεται. Επιπλέον, η ομάδα των επιταχυνσιογραφημάτων πρέπει να τηρεί τους εξής κανόνες (Ευρωκώδικας 8, παρ. 3.2.3.1.2(4)):

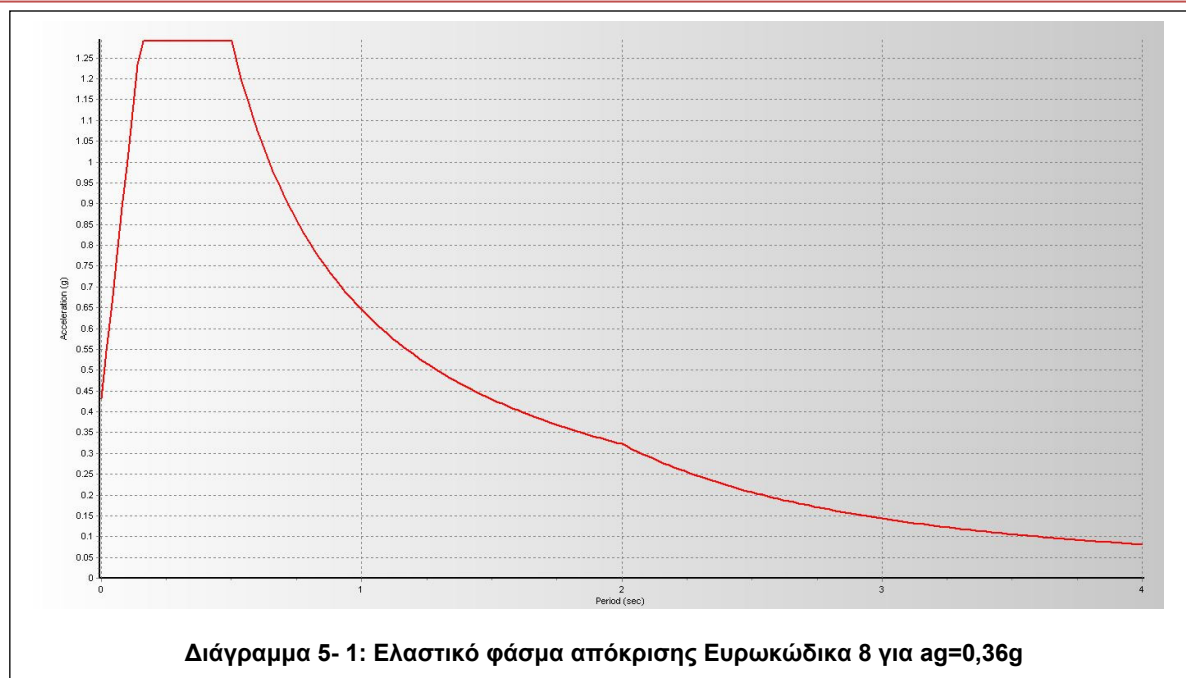
- Να χρησιμοποιούνται κατ' ελάχιστον 3 επιταχυνσιογραφήματα.
- Η μέση τιμή της επιτάχυνσης φασματικής απόκρισης μηδενικής περιόδου (που υπολογίζεται από τις μεμονωμένες χρονοϊστορίες) δεν θα είναι μικρότερη από την τιμή $a_g S$ για τη θέση που εξετάζεται.

Το φάσμα αναφοράς, δηλαδή το φάσμα του Ευρωκώδικα 8, προέκυψε για τα εξής χαρακτηριστικά:

- Επιτάχυνση εδάφους $a_g = 0,36g$ (ζώνη Z3)
- Κατηγορία εδάφους B
- Συντελεστής απόσβεσης $\zeta = 2\%$, καθώς η εργασία επικεντρώνεται σε μεταλλικές συγκολλητές κατασκευές.

Κατηγορία Εδάφους	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)	S
A	0.15	0.40	2.50	1.00
B	0.15	0.50	2.50	1.20
C	0.20	0.60	2.50	1.15
D	0.20	0.80	2.50	1.35
E	0.15	0.50	2.50	1.40

Πίνακας 5- 1: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα ελαστικά φάσματα του Ευρωκώδικα 8

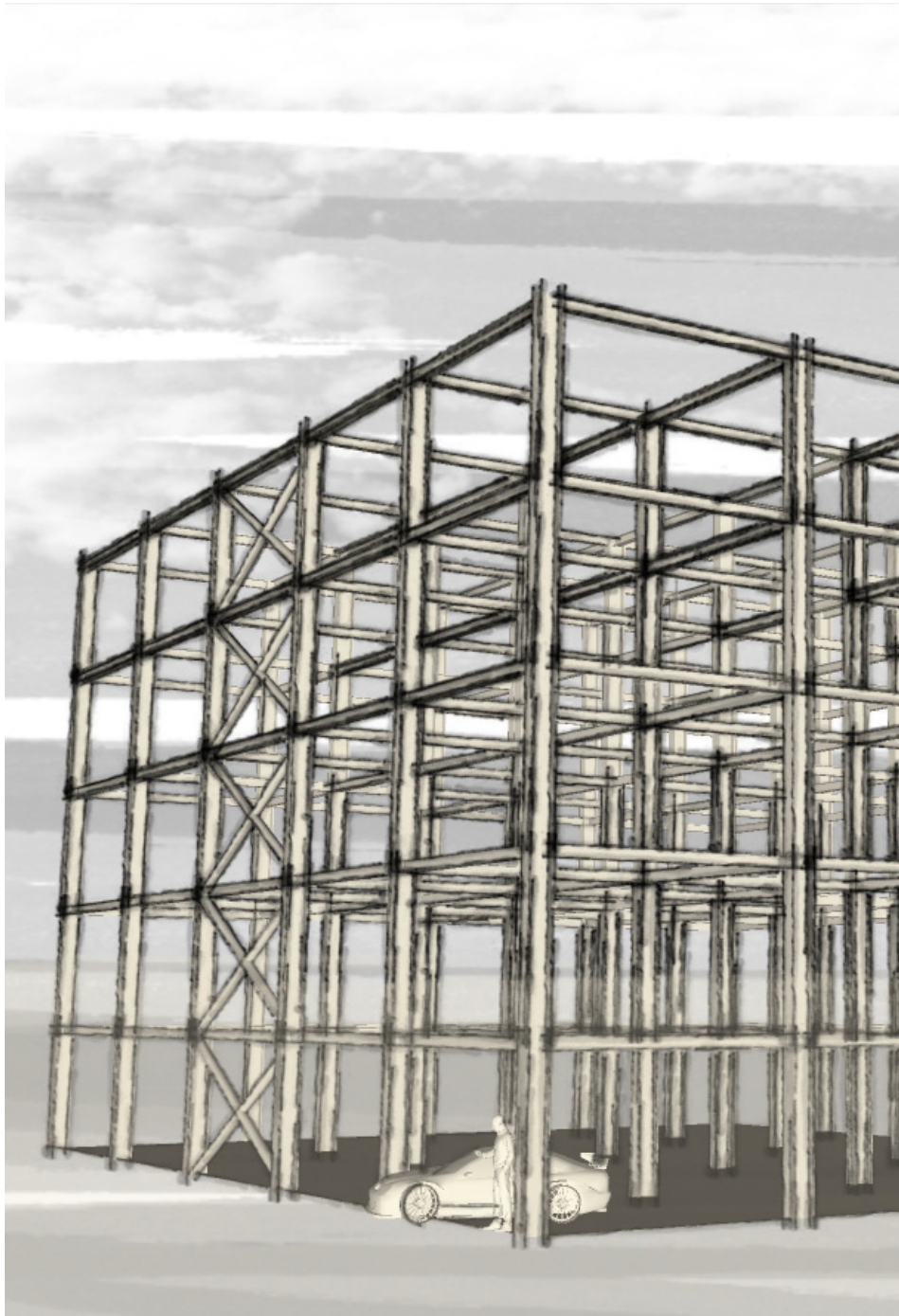


Εν συνεχεία, από τη βάση δεδομένων PEER του πανεπιστημίου του Berkeley, επιλέχθηκαν 7 ζεύγη καταγραφών σεισμικών διεγέρσεων των οποίων η μια τουλάχιστον συνιστώσα αποτελεί σεισμό ζώνης **Z3** στην επιφάνεια εδαφικής κατηγορίας **B**. Τα ζεύγη των καταγραφών αυτών επιλέχθηκαν έτσι ώστε άλλα να διαθέτουν παλμό κατευθυντικότητας και άλλα όχι.

Στην περιοχή του κοντινού πεδίου, καθώς η ρηγμάτωση κατευθύνεται από το επίκεντρο του σεισμού προς μια θέση, παρουσιάζεται ένα φαινόμενο αντίστοιχο του φαινομένου Doppler. Η διάρρηξη γίνεται σταδιακά σε επιμέρους περιοχές του ρήγματος και κατά τη διάρκεια κάθε διάρρηξης παράγεται ένας παλμός ταχύτητας ο οποίος διαδίδεται ως κύμα S με ταχύτητα ανάλογη της ταχύτητας διάρρηξης.

Όταν η διάδοση της διάρρηξης και η κατεύθυνση ολίσθησης του ρήγματος γίνονται προς την ίδια περιοχή τότε το φαινόμενο ονομάζεται *πρόσω κατευθυντικότητα* και οι παλμοί των επιμέρους διαρρήξεων προστίθενται προκαλώντας ενισχυτική συμβολή μιας και η ταχύτητα διάδοσης του παλμού και η ταχύτητα διάδοσης της διάρρηξης είναι σχεδόν παρόμοιες. Άλλως εάν γίνονται προς αντίθετη κατεύθυνση, τότε το φαινόμενο ονομάζεται *όπισθεν κατευθυντικότητα* και οι παλμοί ακολουθούν ο ένας τον άλλον με αποτέλεσμα να δημιουργείται μια σειρά παλμών μικρότερου εύρους και συνολικά μεγάλης διάρκειας.

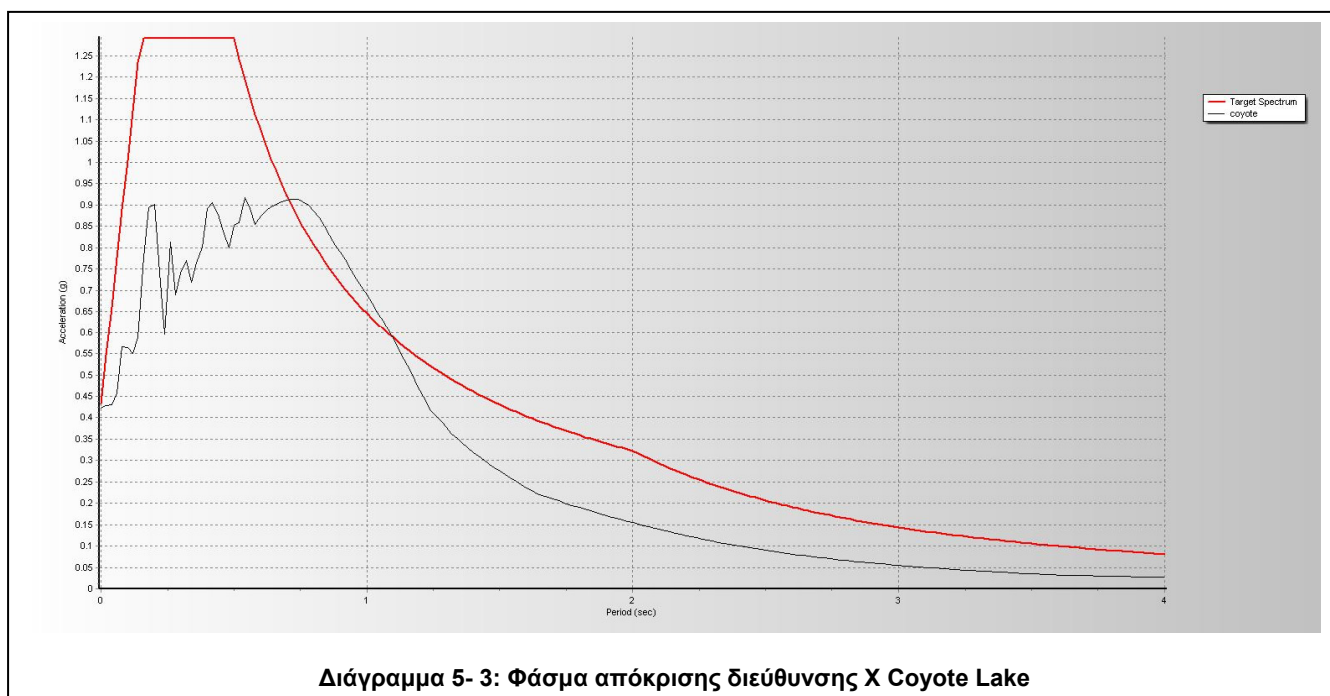
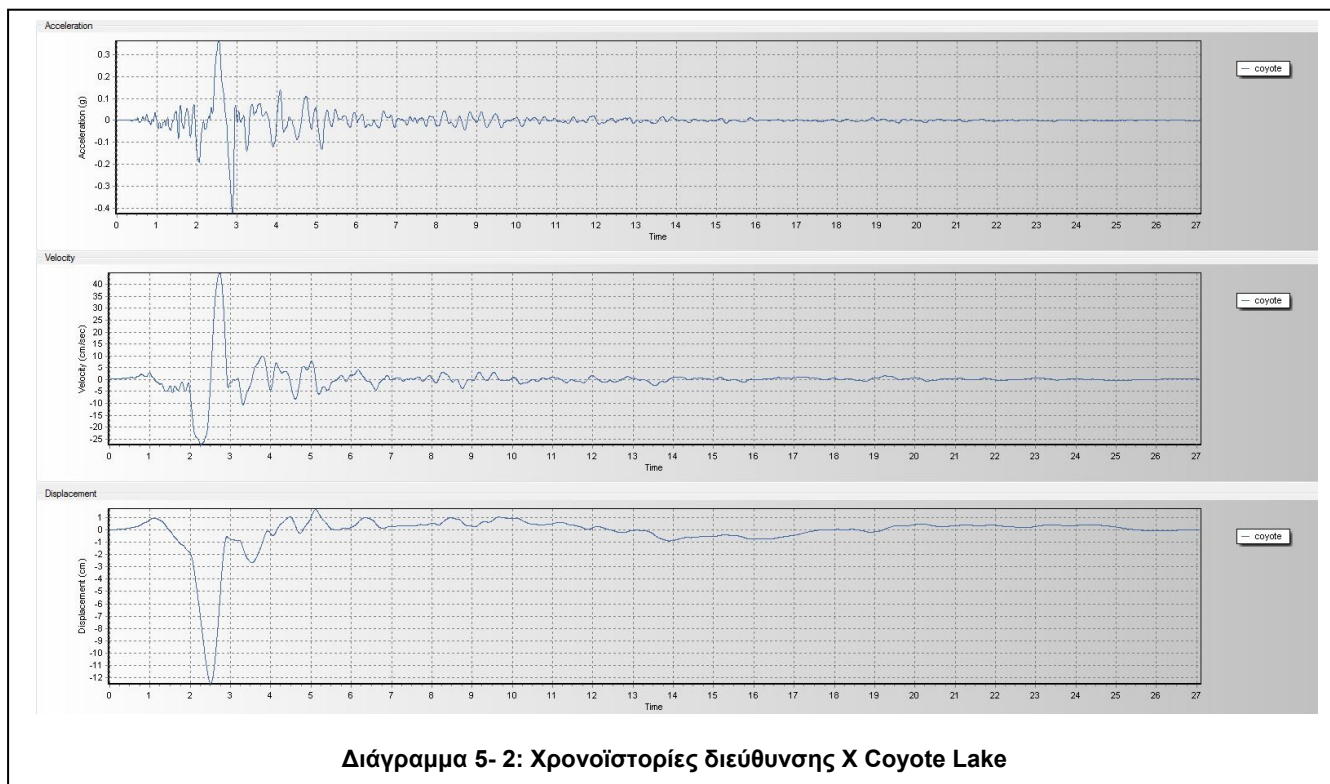
Οι σεισμοί που επιλέχθηκαν είναι οι ακόλουθοι (να σημειωθεί ότι ως X ορίζεται η κύρια διεύθυνση του σεισμού, δηλαδή η συνιστώσα εκείνη βάσει της οποίας επιλέχτηκε ο σεισμός με τα παραπάνω κριτήρια και ως Y η δευτερεύουσα διεύθυνση)



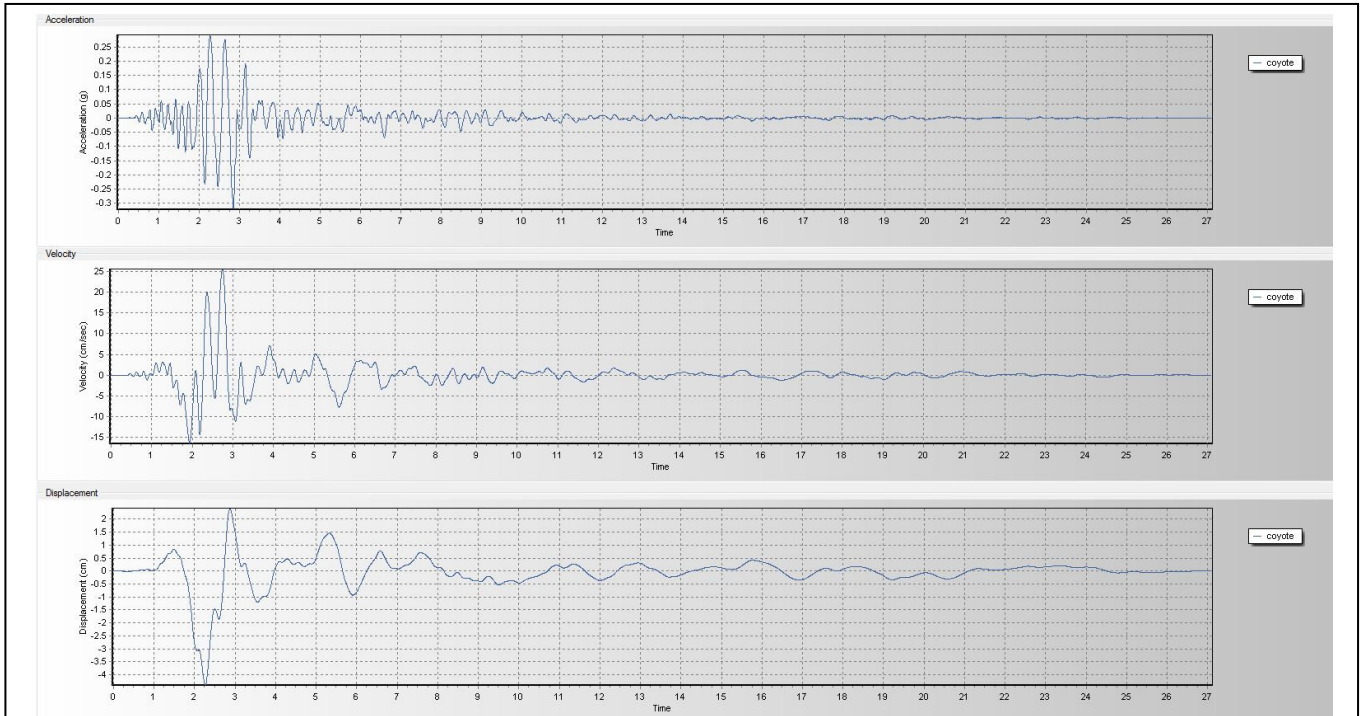
5.1.1 Σεισμός Coyote Lake (με παλμό κατευθυντικότητας)

Σεισμός μεγέθους ροπής $M_w=5,7$ πραγματοποιήθηκε στις 6 Αυγούστου 1979 στην Σάντα Κλάρα στη βόρεια Καλιφόρνια

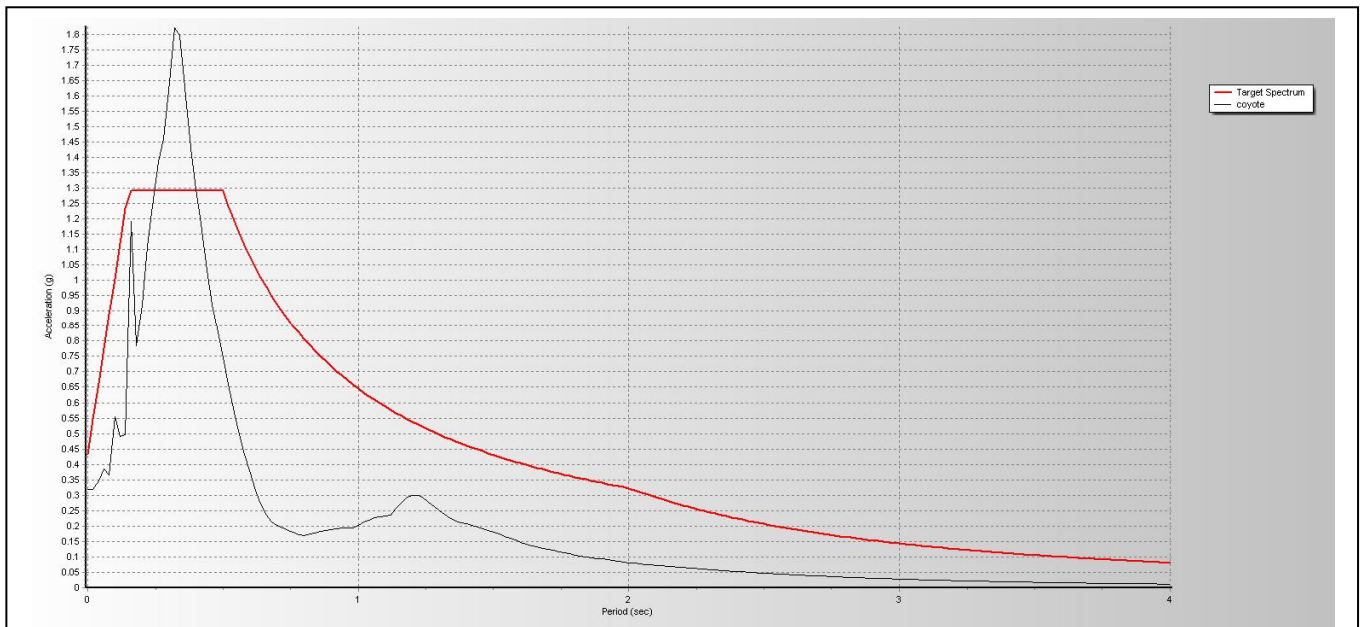
➤ Διεύθυνση X



➤ Διεύθυνση Υ



Διάγραμμα 5- 4: Χρονοϊστορίες διεύθυνσης Υ Coyote Lake

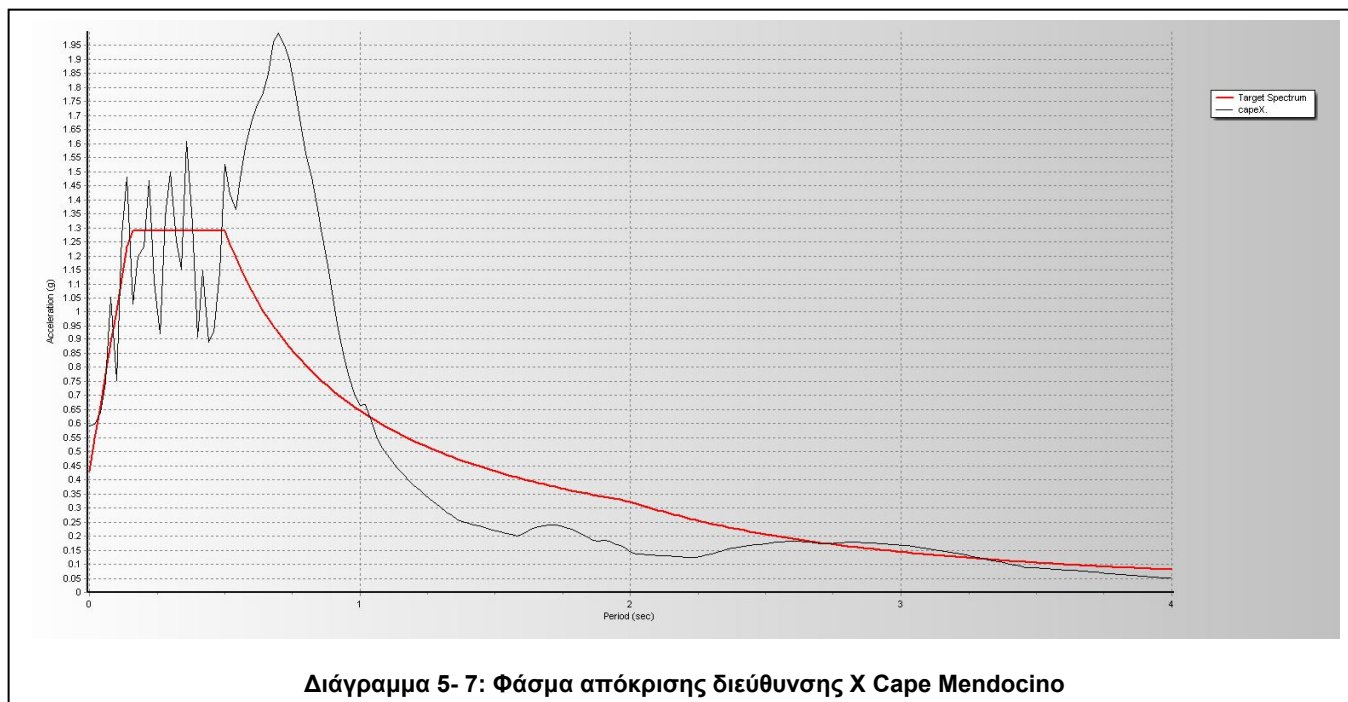
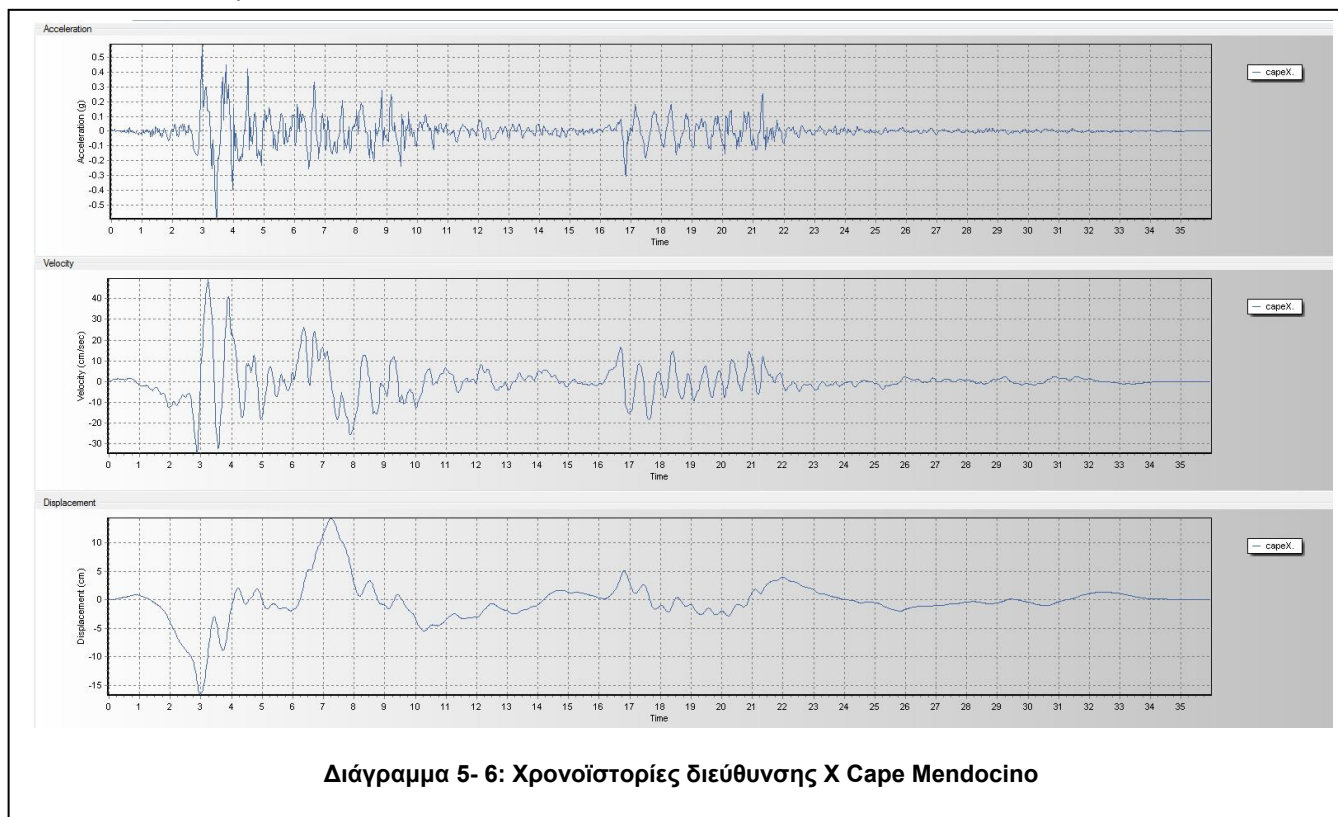


Διάγραμμα 5- 5: Φάσμα απόκρισης διεύθυνσης Υ Coyote Lake

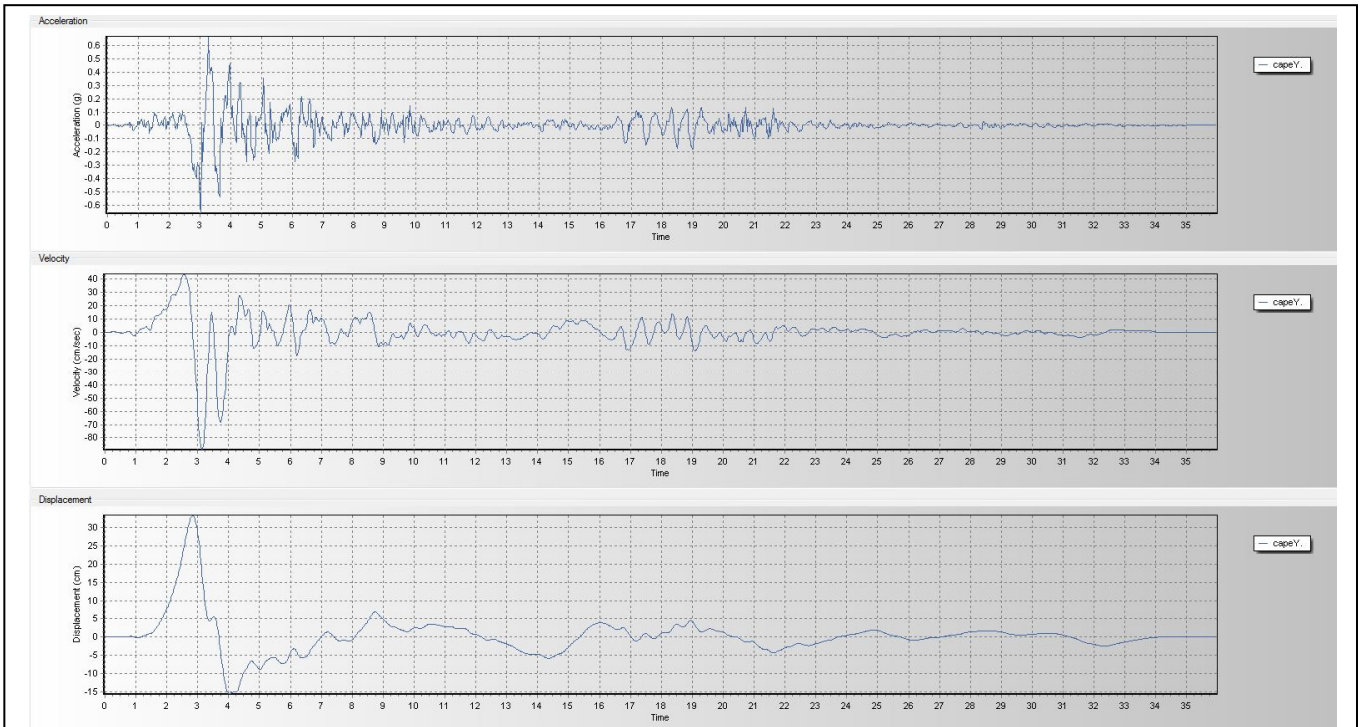
5.1.2 Σεισμός Cape Mendocino (με παλμό κατευθυντικότητα)

Σεισμός μεγέθους ροπής $M_w=7,2$ πραγματοποιήθηκε στις 25 Απριλίου 1992 στην βόρεια Καλιφόρνια

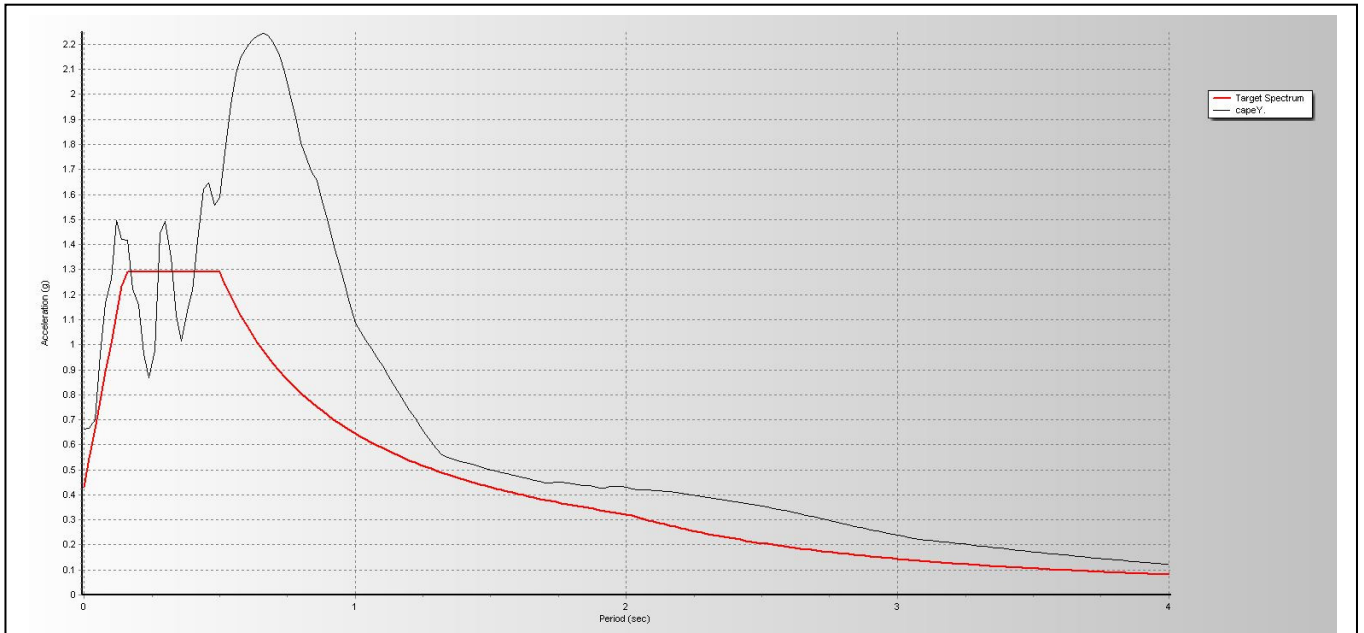
➤ Διεύθυνση X



➤ Διεύθυνση Υ



Διάγραμμα 5- 8: Χρονοϊστορίες διεύθυνσης Υ Cape Mendocino

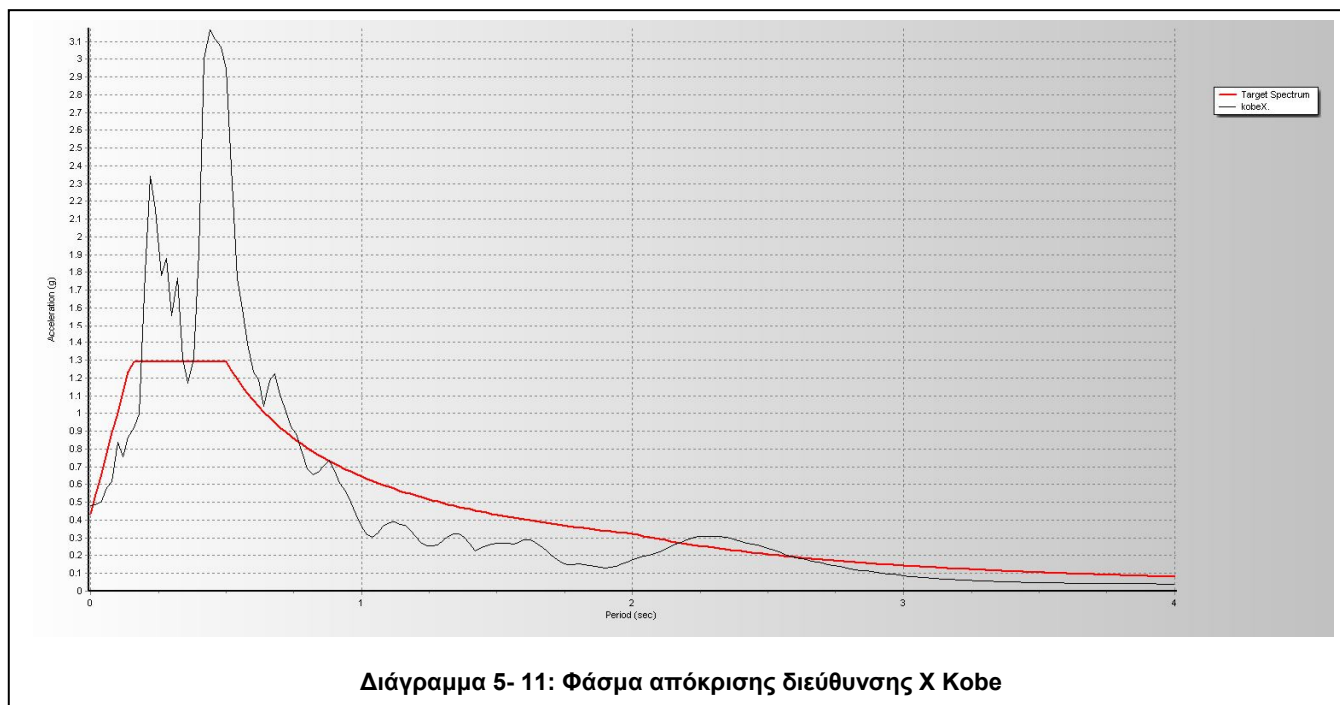
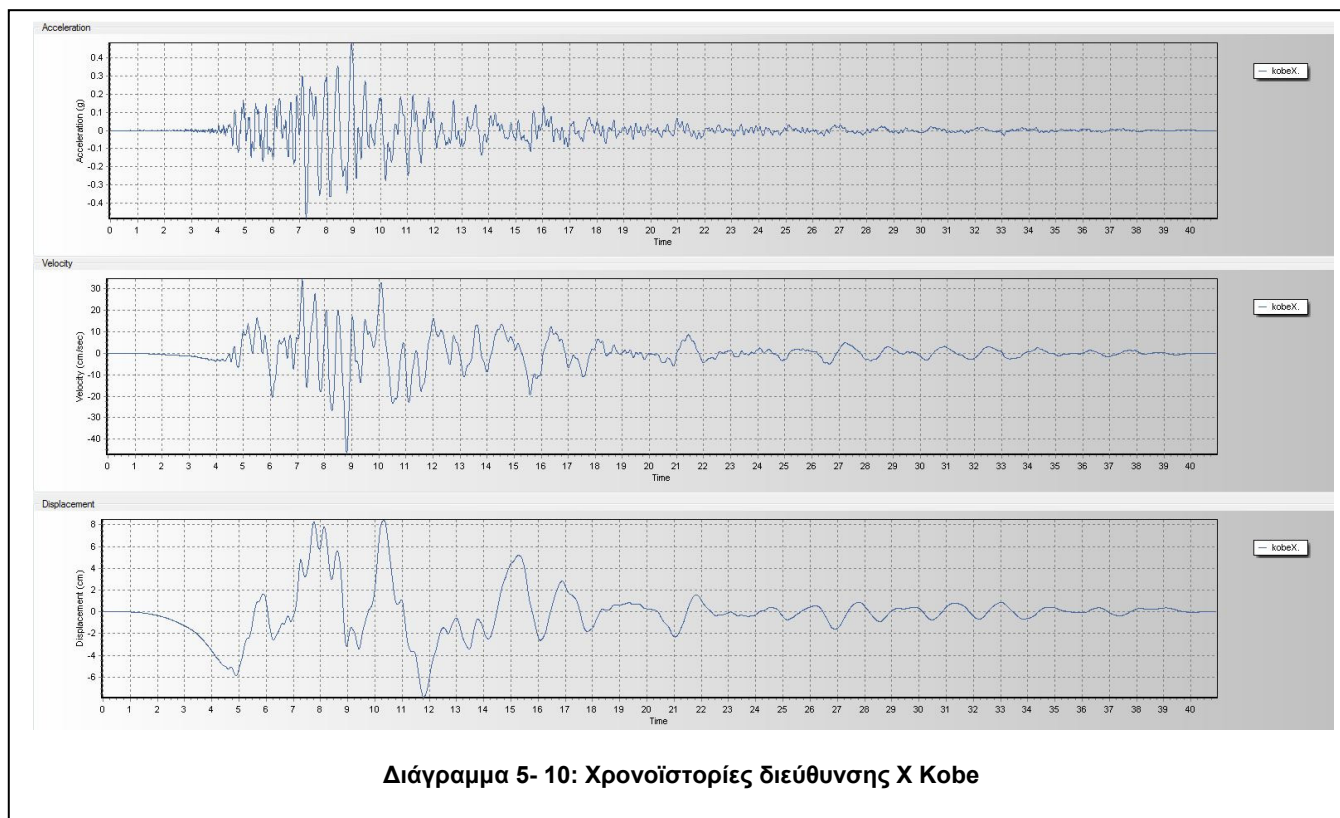


Διάγραμμα 5- 9: Φάσμα απόκρισης διεύθυνσης Υ Cape Mendocino

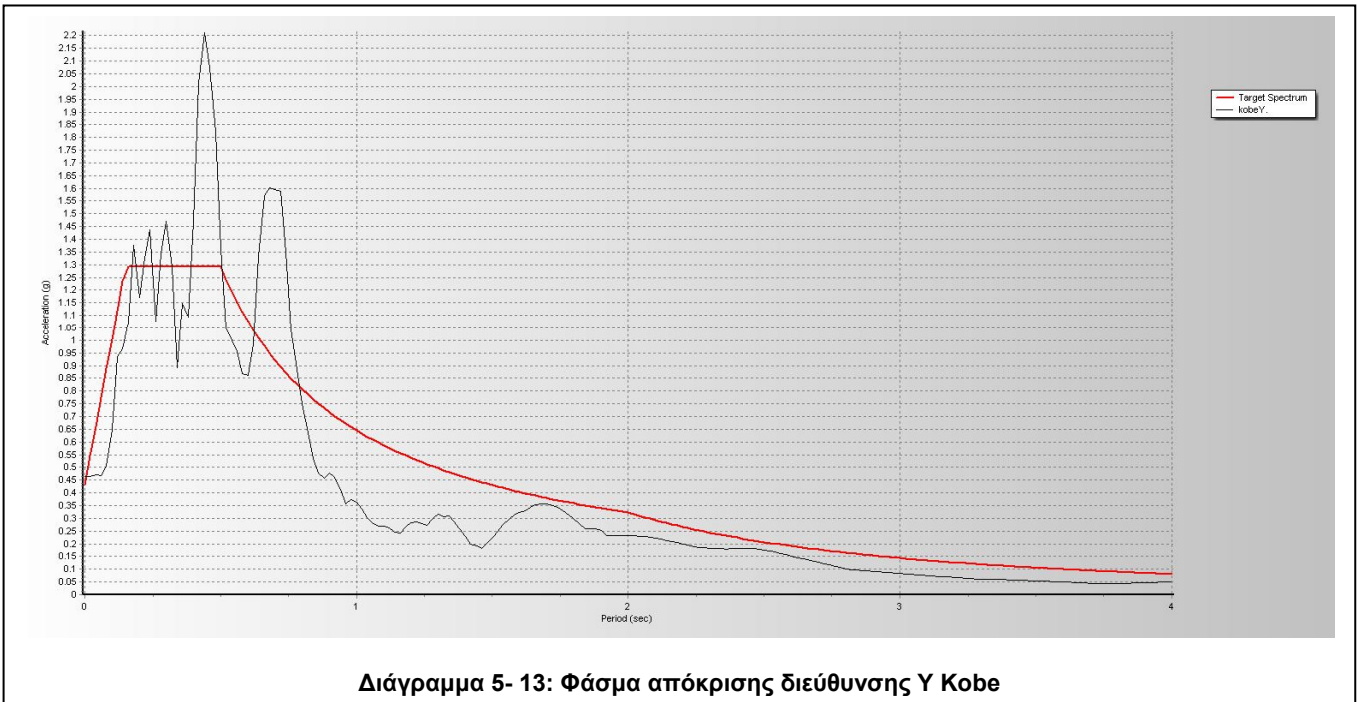
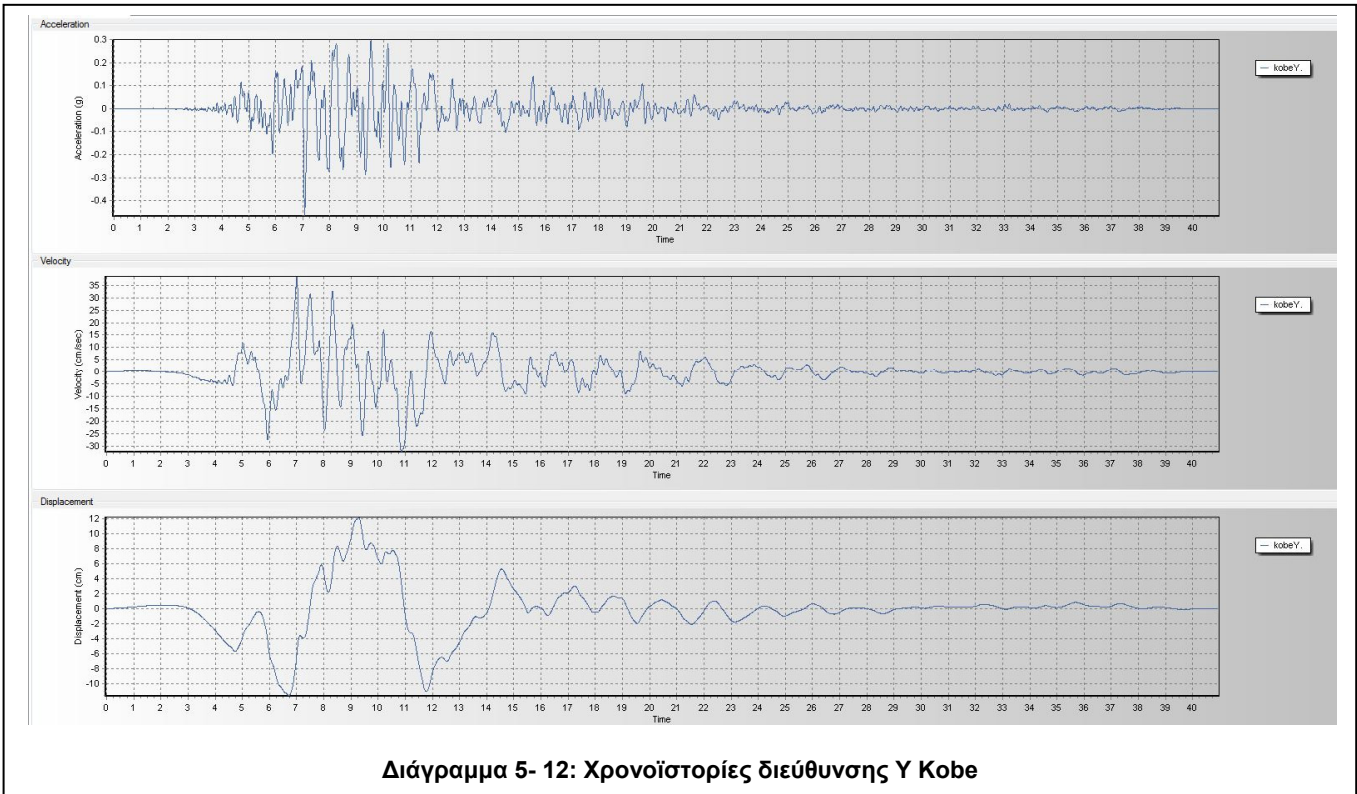
5.1.3 Σεισμός Kobe (χωρίς παλμό κατευθυντικότητα)

Σεισμός μεγέθους ροπής $M_w=6,9$ πραγματοποιήθηκε στις 17 Ιανουαρίου 1995 στην Ιαπωνία

➤ Διεύθυνση X



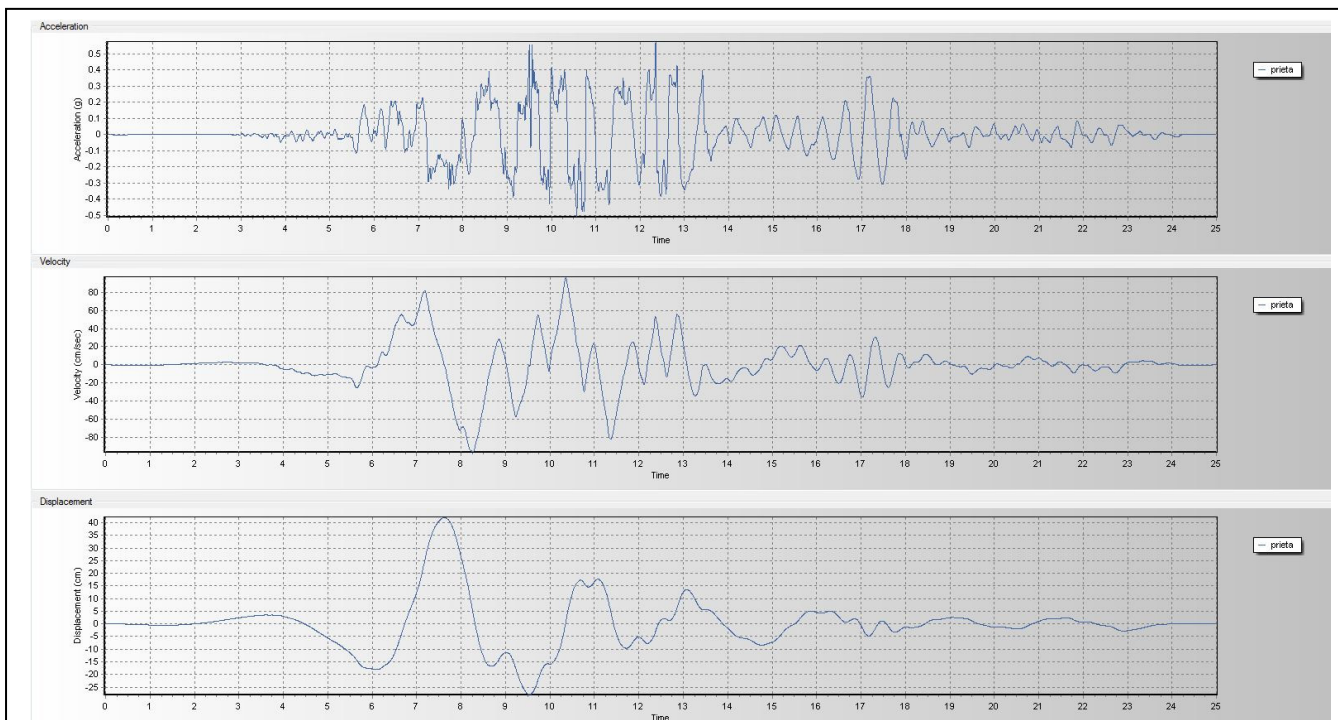
➤ Διεύθυνση Υ



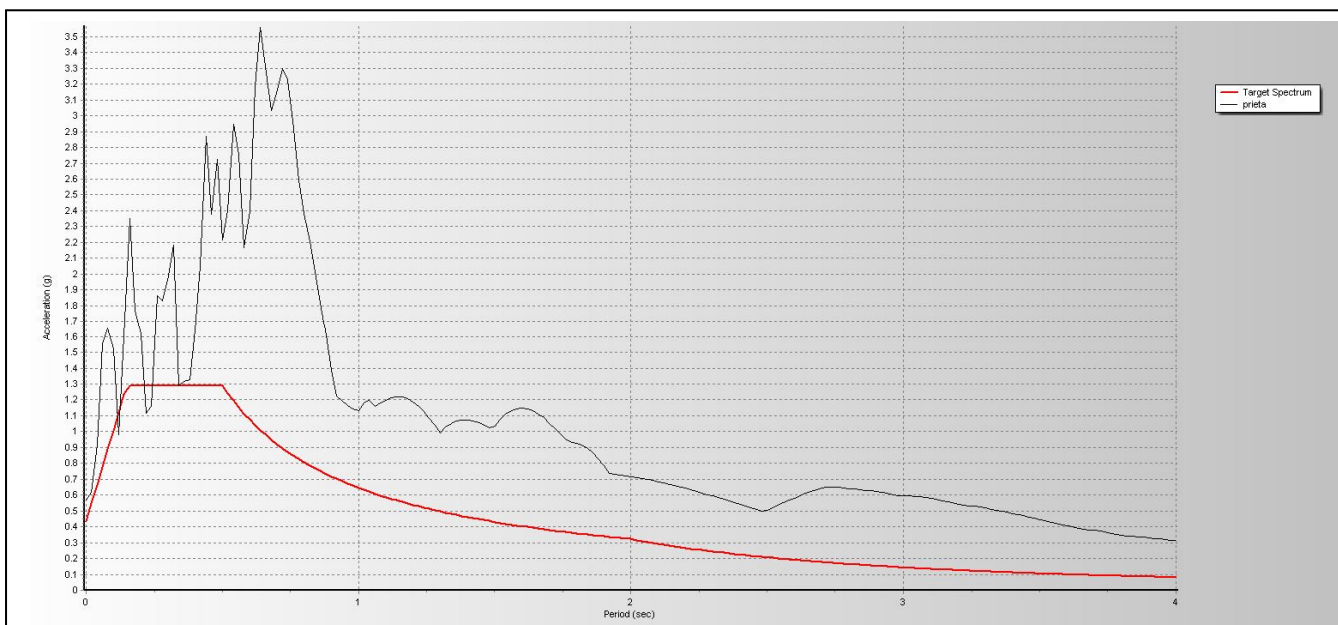
5.1.4 Σεισμός Loma Prieta (χωρίς παλμό κατευθυντικότητας)

Σεισμός μεγέθους ροπής $M_w=6,9$ πραγματοποιήθηκε στις 17 Οκτωβρίου 1989 στην Καλιφόρνια και ήταν εξαιρετικά καταστροφικός

➤ Διεύθυνση X

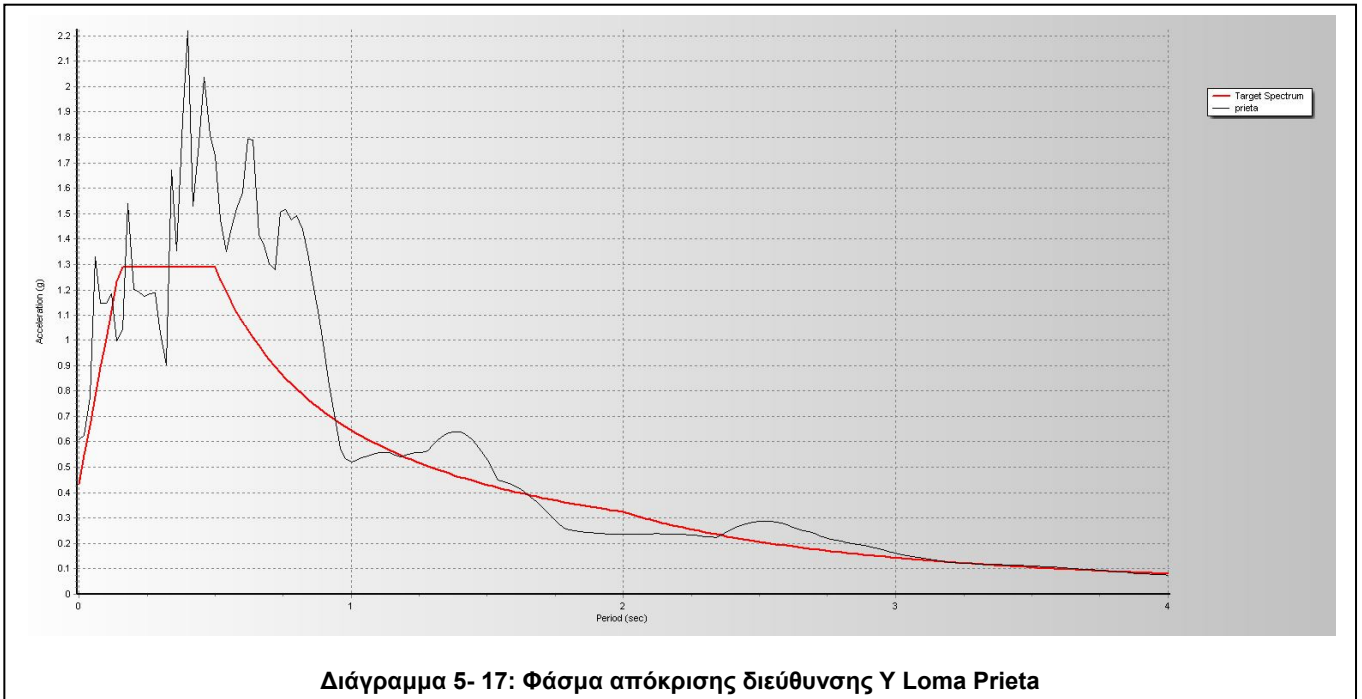
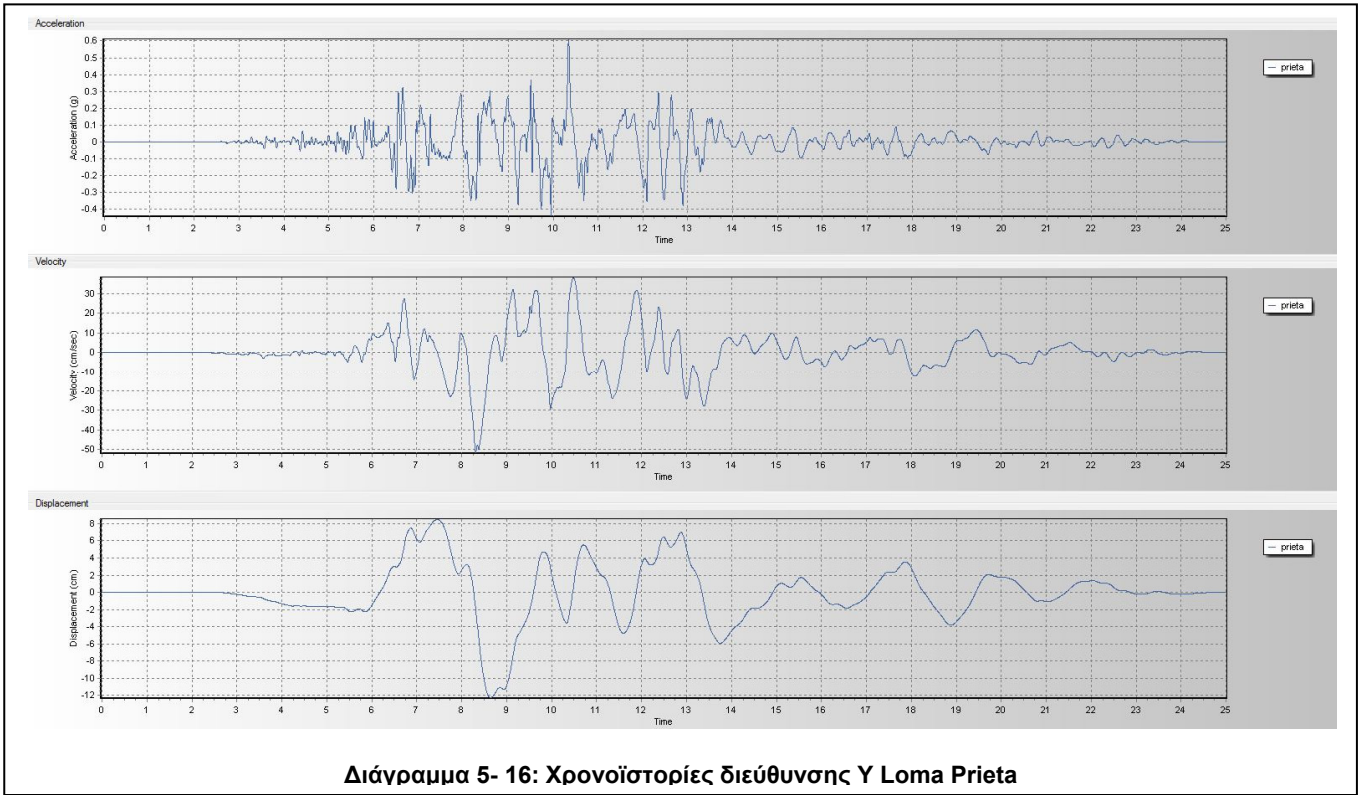


Διάγραμμα 5- 14: Χρονοϊστορίες διεύθυνσης X Loma Prieta



Διάγραμμα 5- 15: Φάσμα απόκρισης διεύθυνσης X Loma Prieta

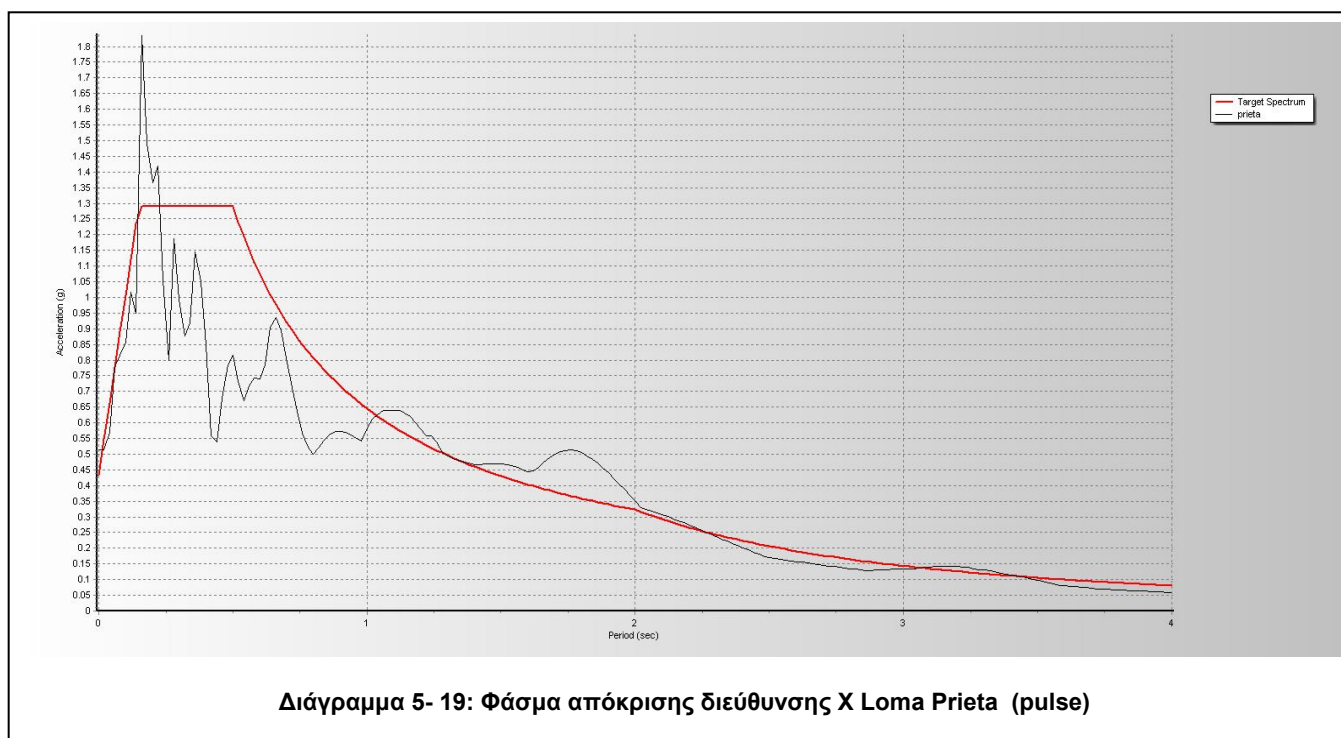
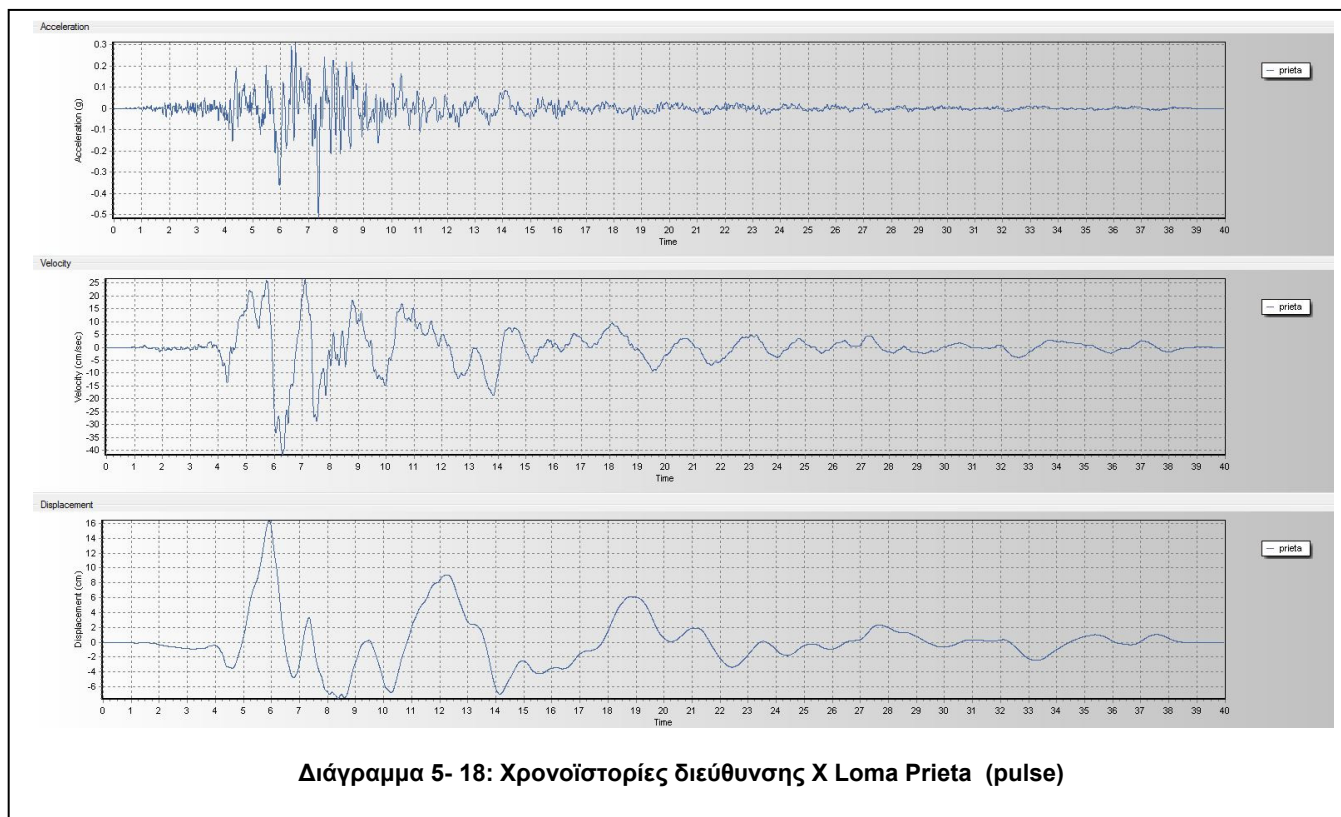
➤ Διεύθυνση Υ



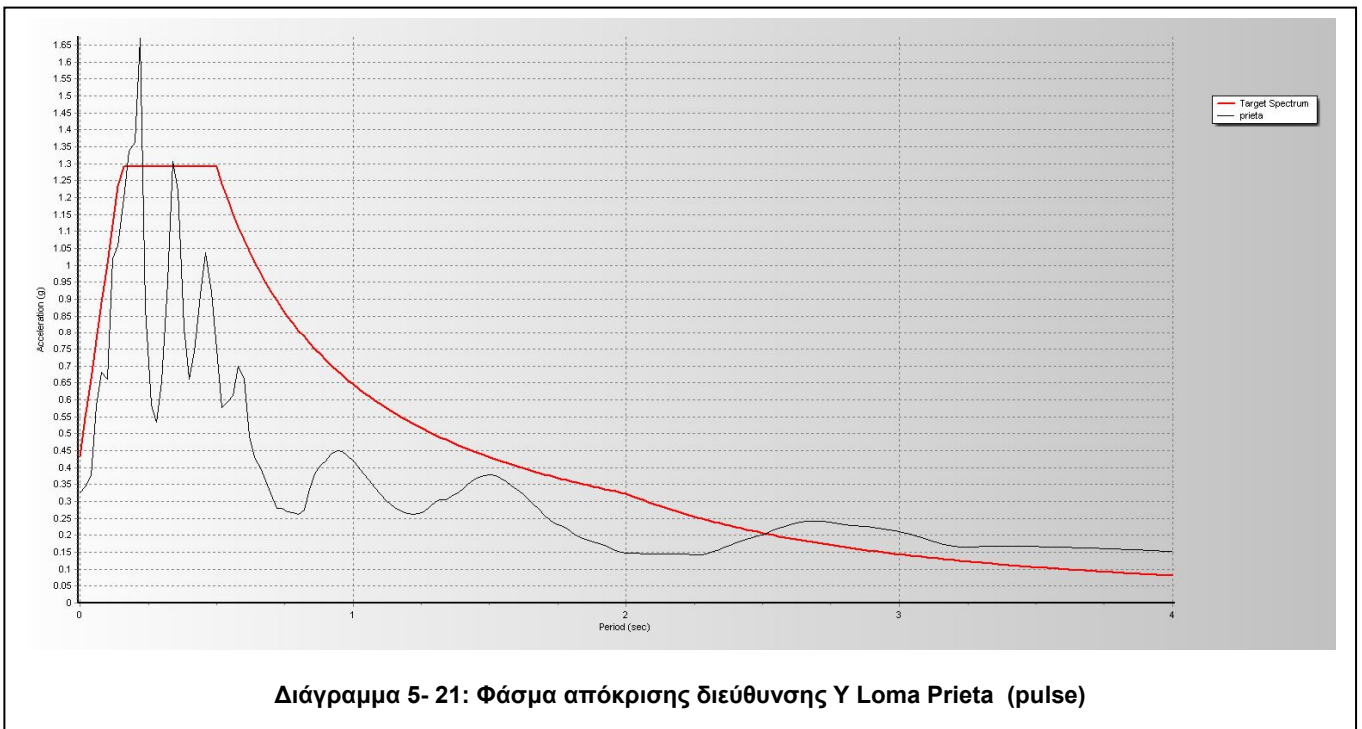
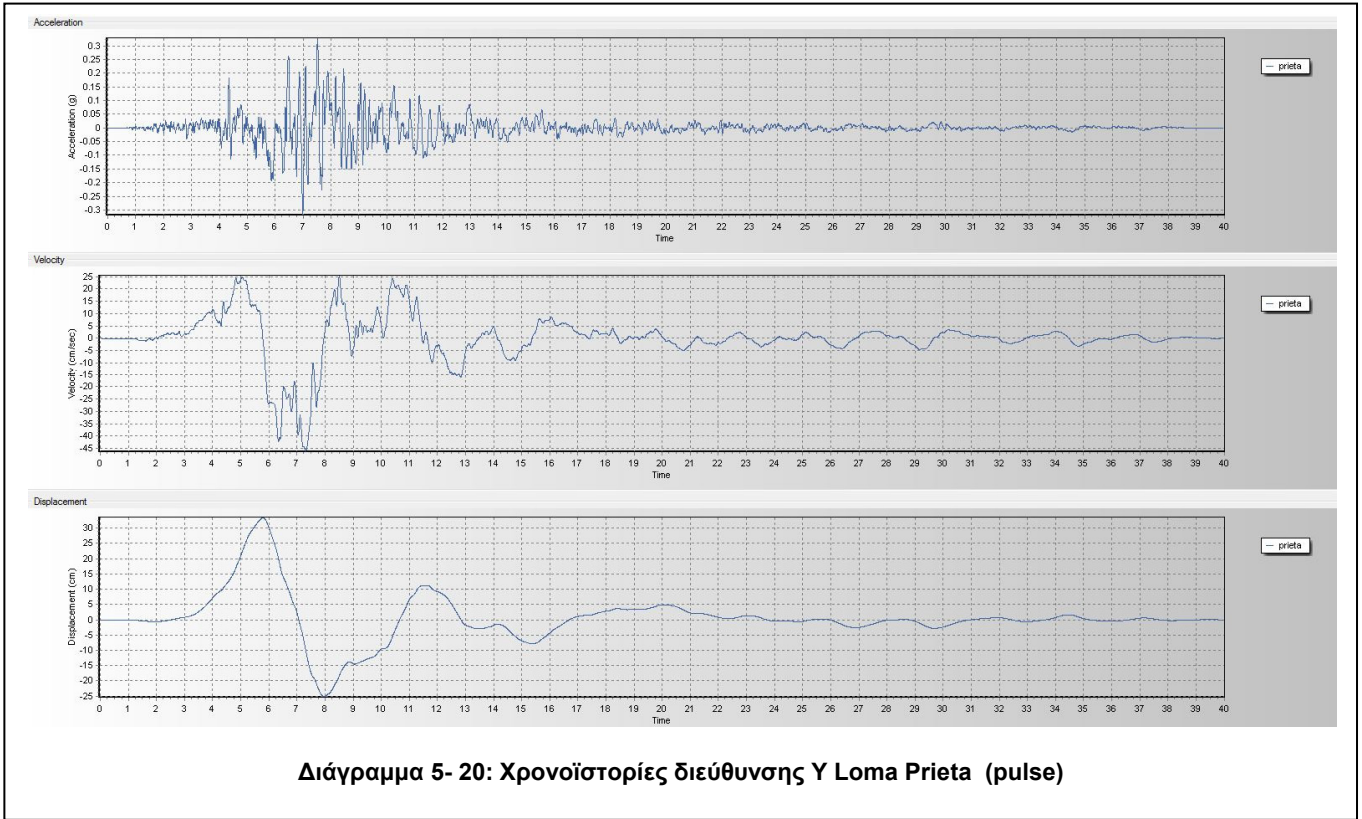
5.1.5 Σεισμός Loma Prieta (με παλμό κατευθυντικότητας)

Σεισμός μεγέθους ροπής $M_w=6,9$ πραγματοποιήθηκε στις 17 Οκτωβρίου 1989 στην Καλιφόρνια και ήταν εξαιρετικά καταστροφικός

➤ Διεύθυνση X



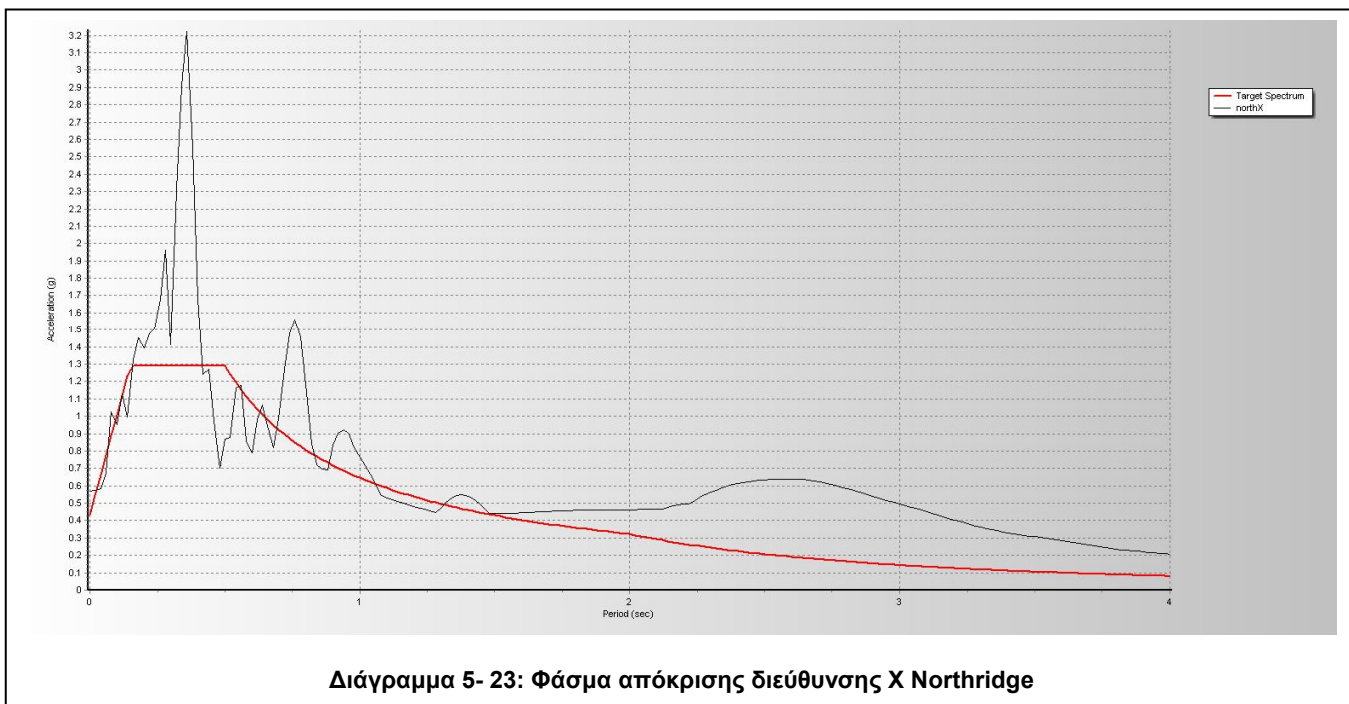
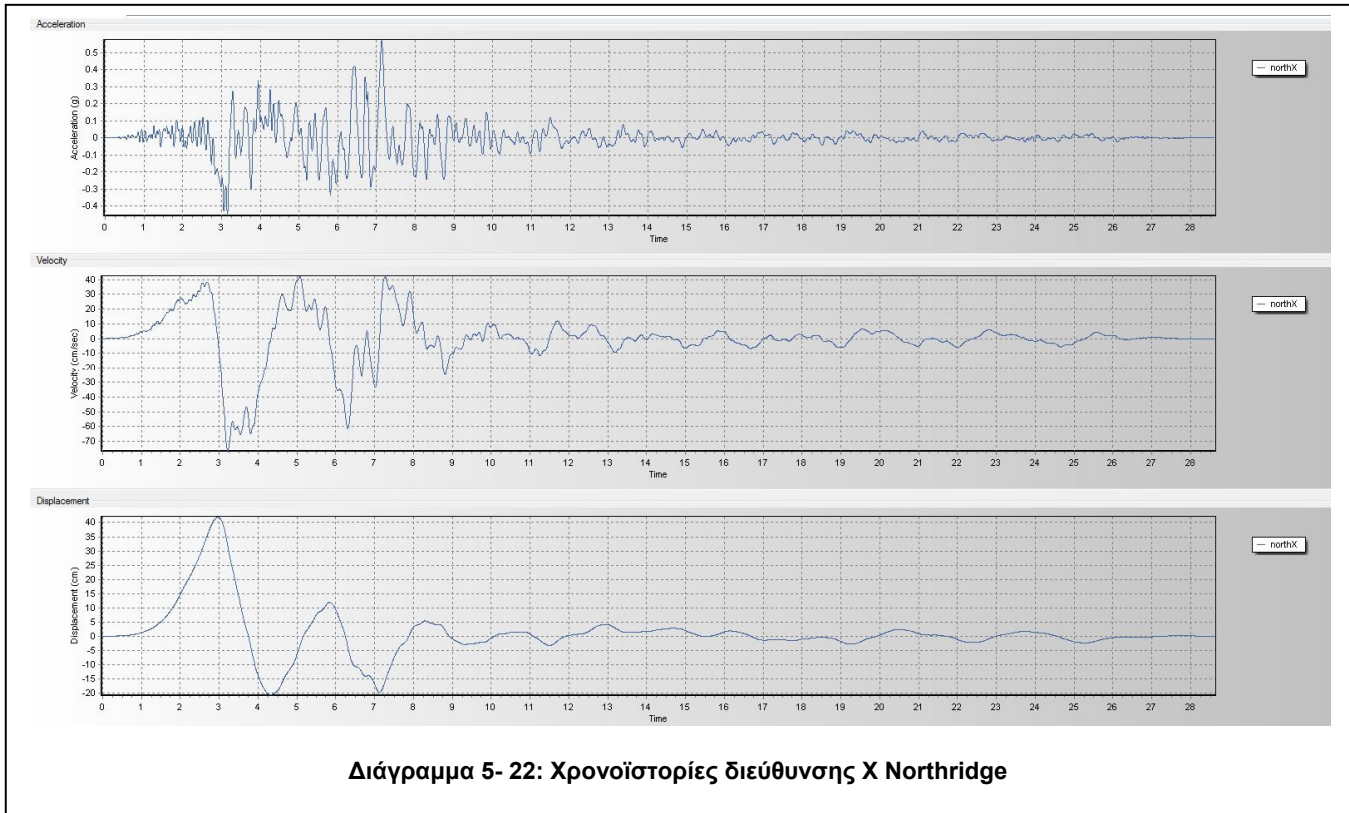
➤ Διεύθυνση Υ



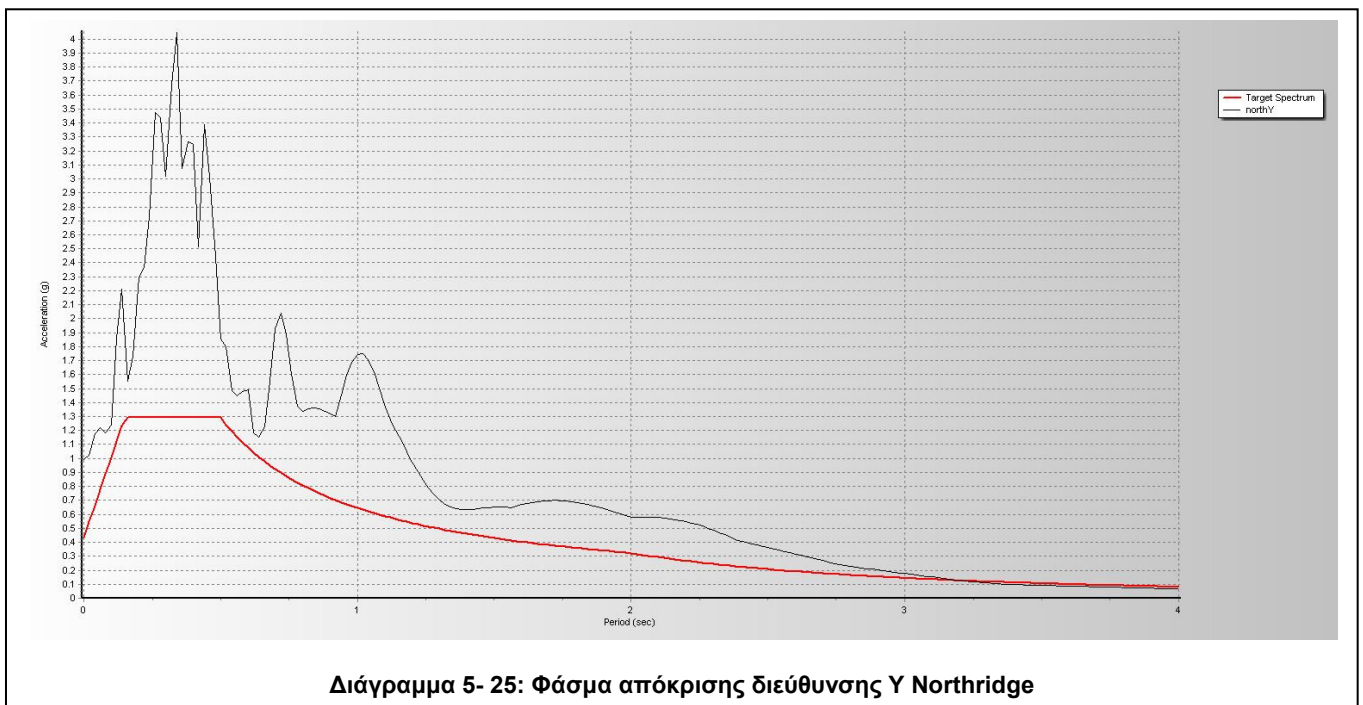
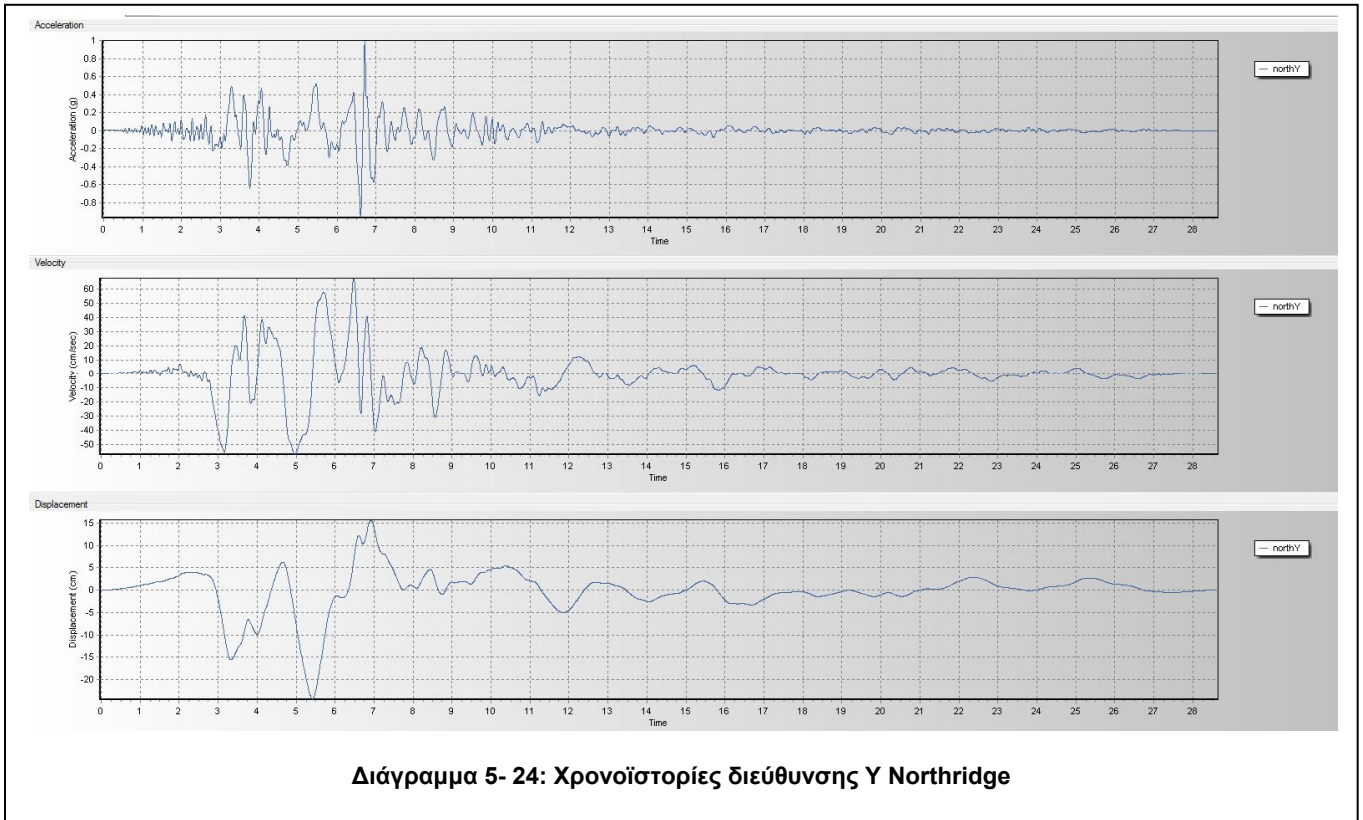
5.1.6 Σεισμός Northridge (με παλμό κατευθυντικότητας)

Σεισμός μεγέθους ροπής $M_w=6,9$ πραγματοποιήθηκε στις 17 Ιανουαρίου 1994 στην κοιλάδα του Σαν Φερνάντο του Λος Άντζελες

➤ Διεύθυνση X



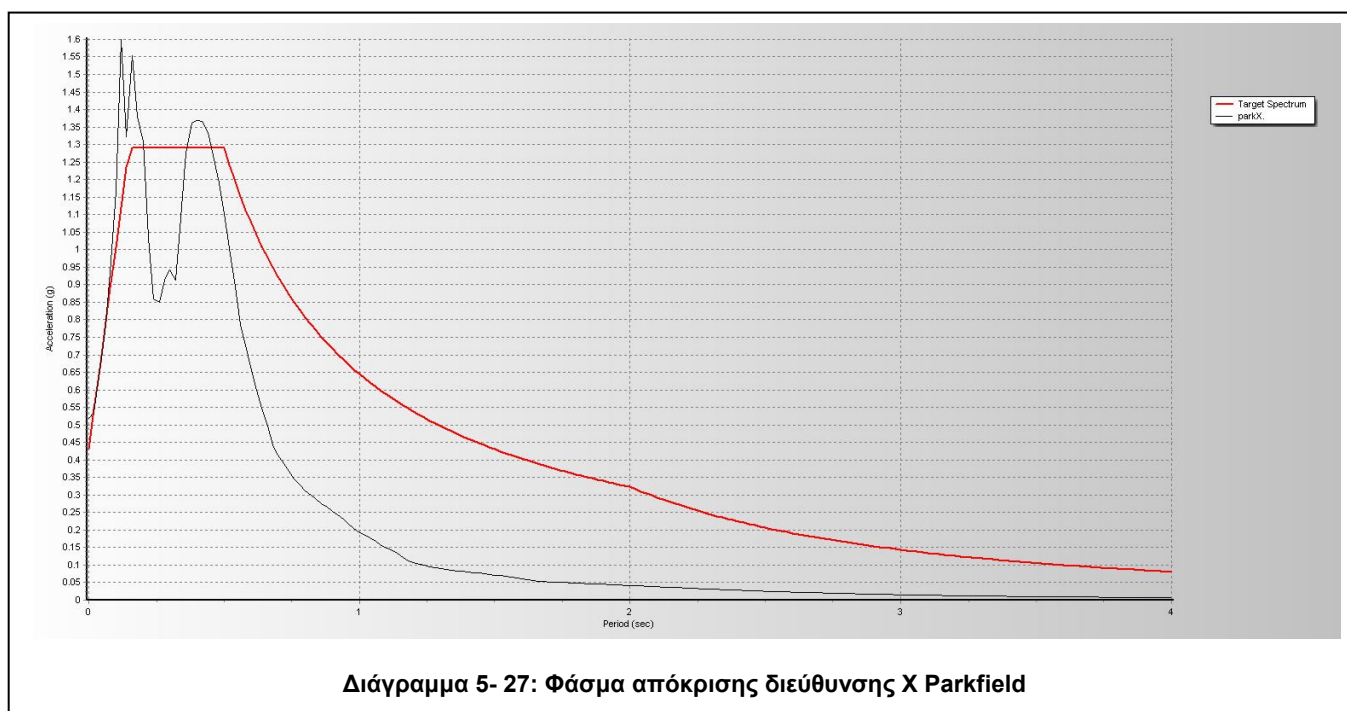
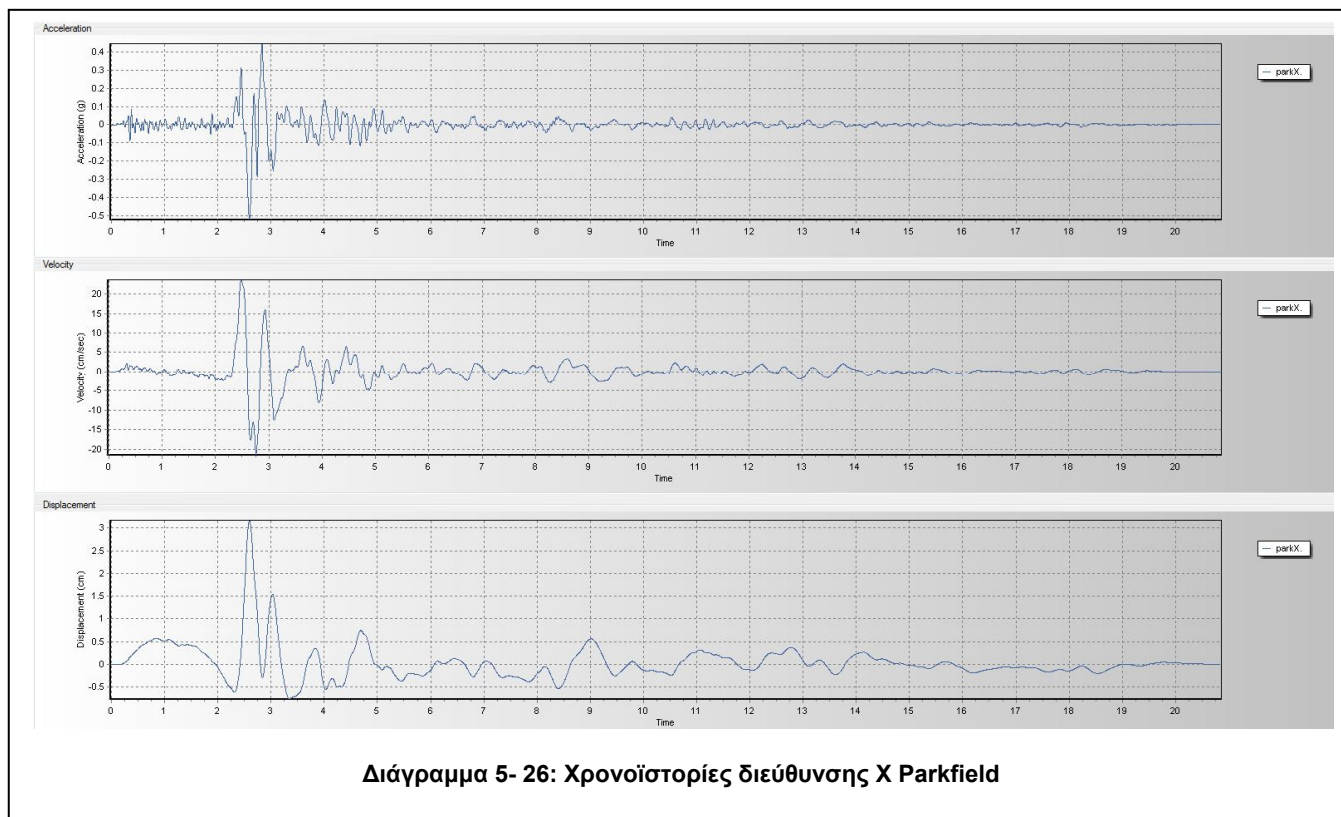
➤ Διεύθυνση Υ



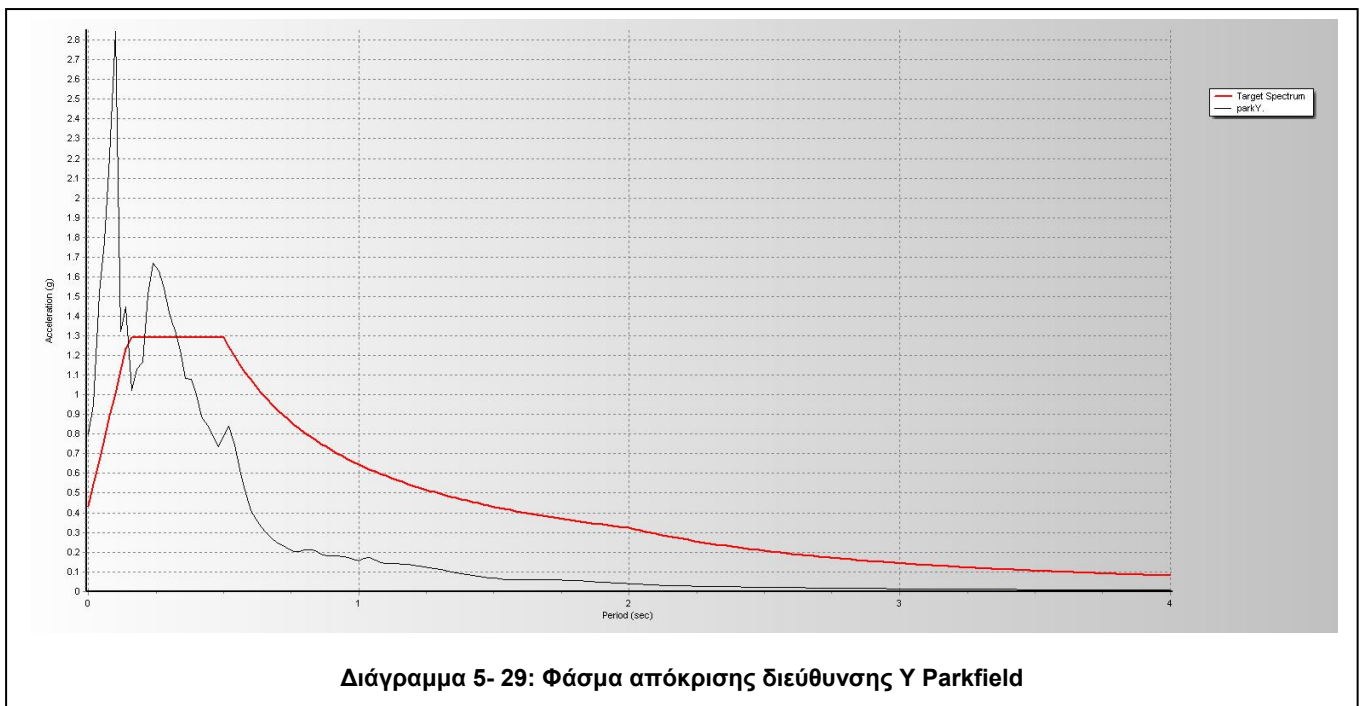
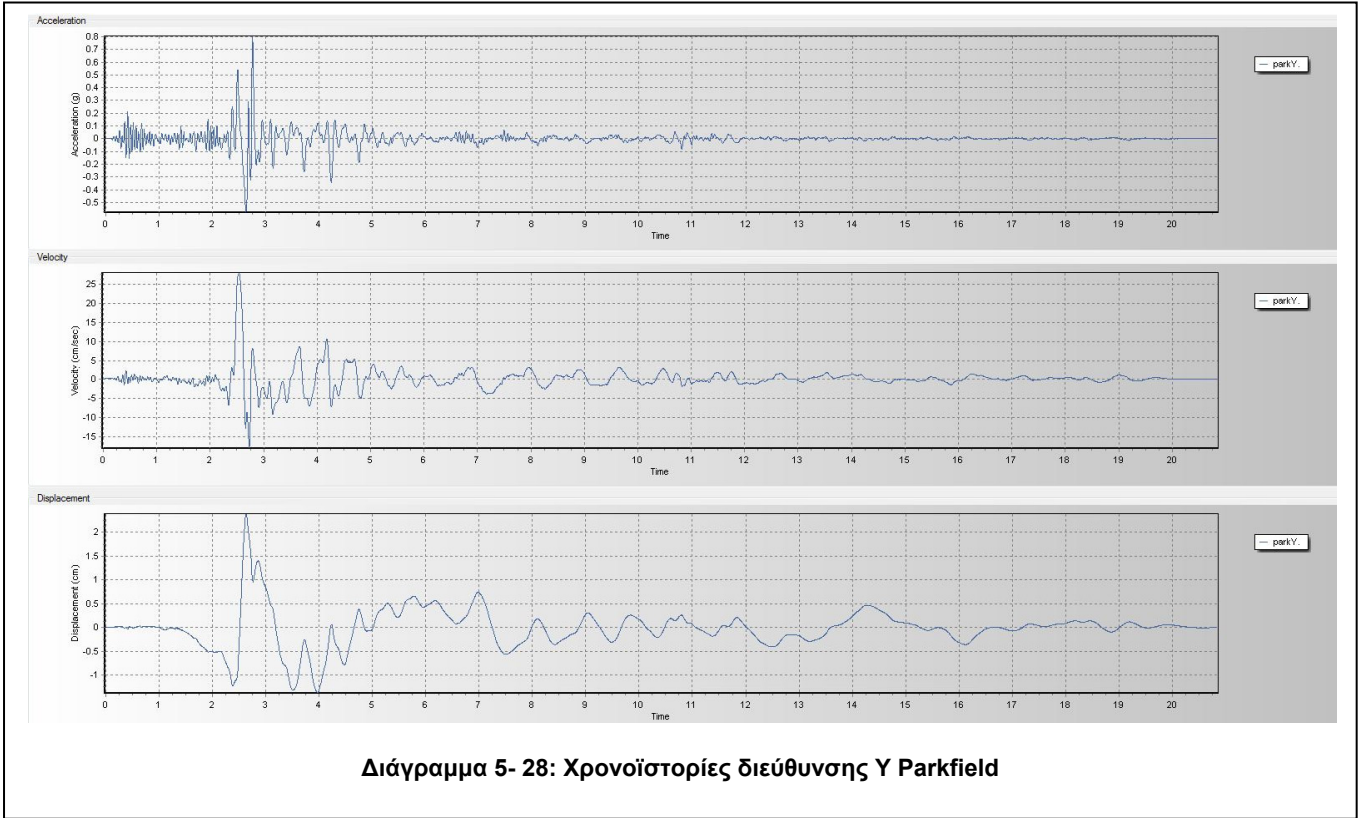
5.1.7 Σεισμός Parkfield (με παλμό κατευθυντικότητας)

Σεισμός μεγέθους ροπής $M_w=6,0$ πραγματοποιήθηκε στις 28 Σεπτεμβρίου 2004 στο Παρκφιλντ της Καλιφόρνια

➤ Διεύθυνση X



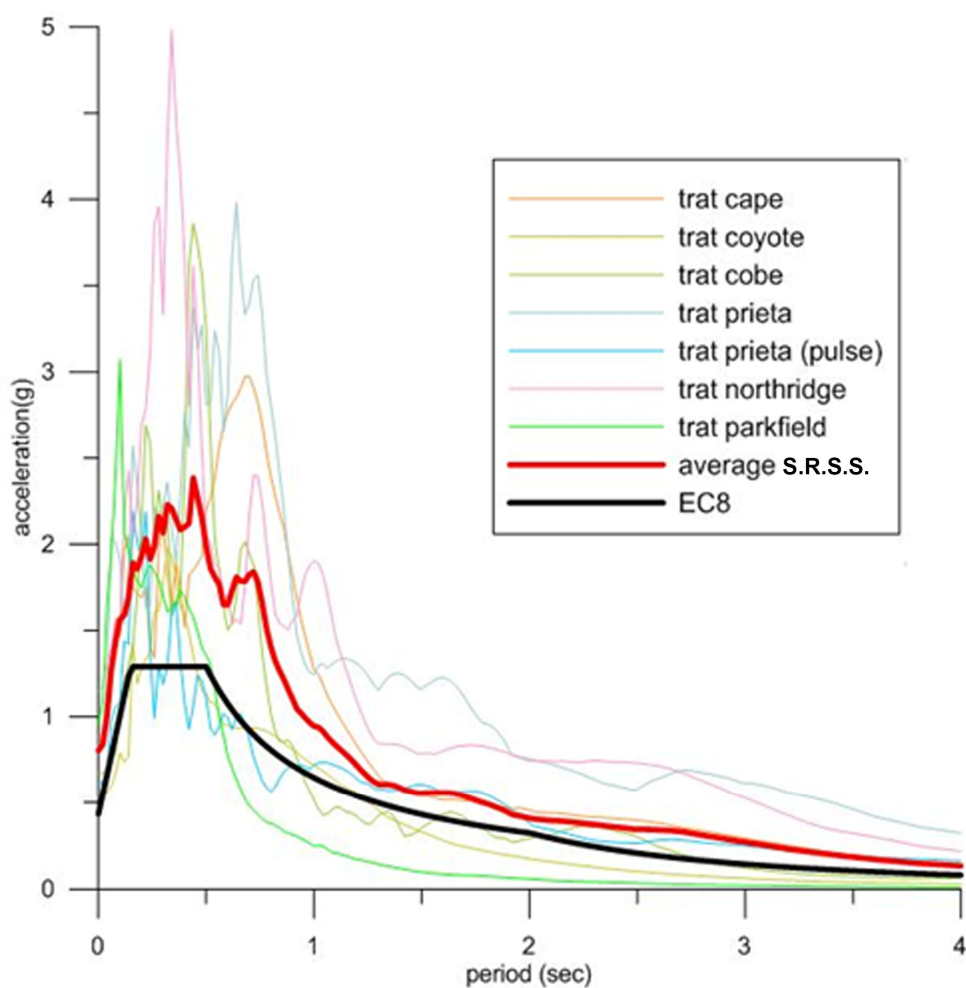
➤ Διεύθυνση Υ



5.2 Επεξεργασία διεγέρσεων

Η συμβατότητα των επιταχυνσιογραφημάτων προς το φάσμα σχεδιασμού θα επιτευχθεί με κλιμάκωση του εύρους τους ως εξής:

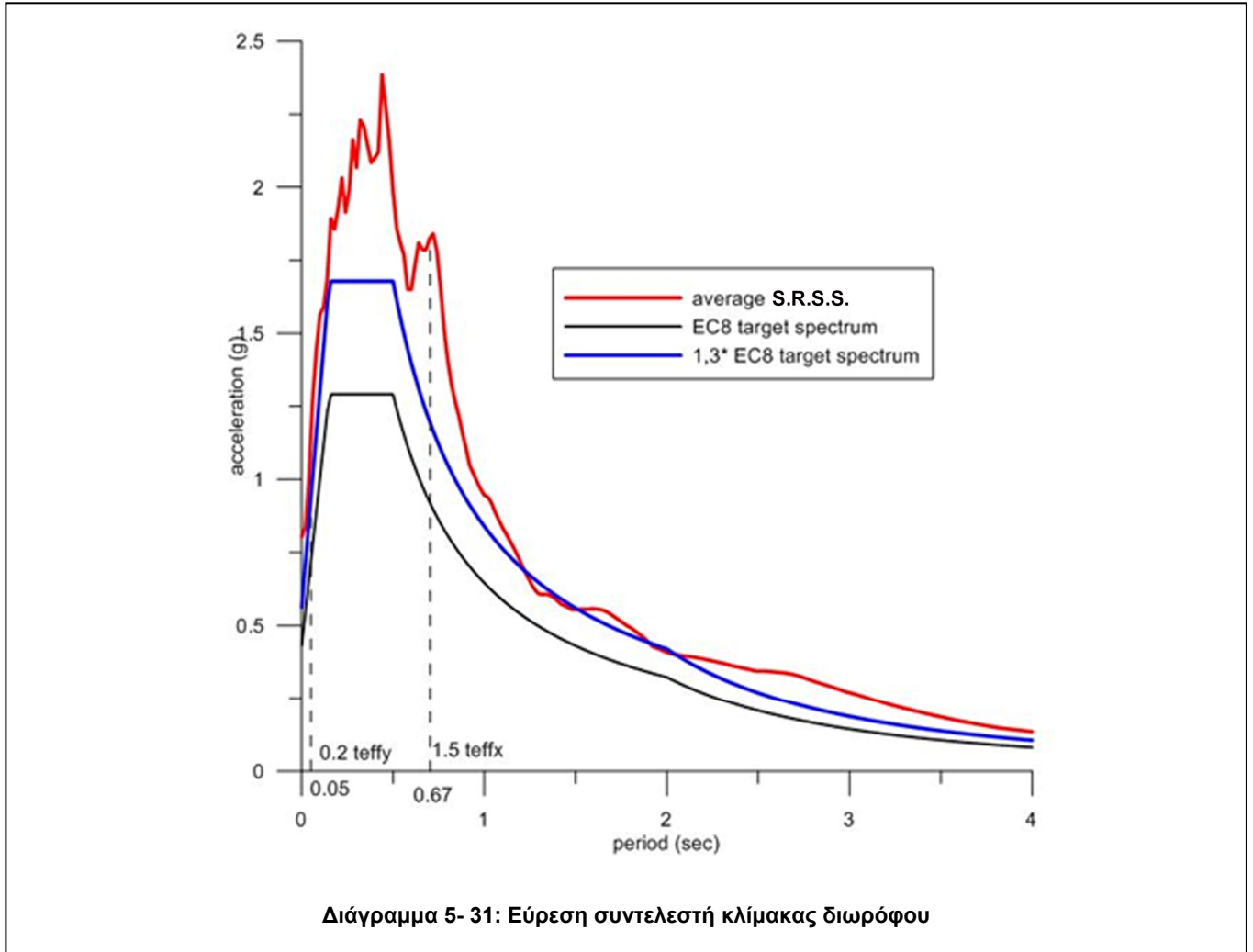
1. Για κάθε σεισμό ο οποίος αποτελείται από ένα ζεύγος οριζοντίων χρονοϊστοριών της εδαφικής διέγερσης (επιταχυνσιογραφημάτων) υπολογίζεται το φάσμα **TRAT** ως τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των φασμάτων κάθε συνιστώσας, με ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης 2%
2. Ως συνολικό φάσμα της ομάδας των σεισμών , θα λαμβάνεται ο **μέσος όρος** των φασμάτων TRAT των επιμέρους σεισμών σύμφωνα με τα προηγούμενα

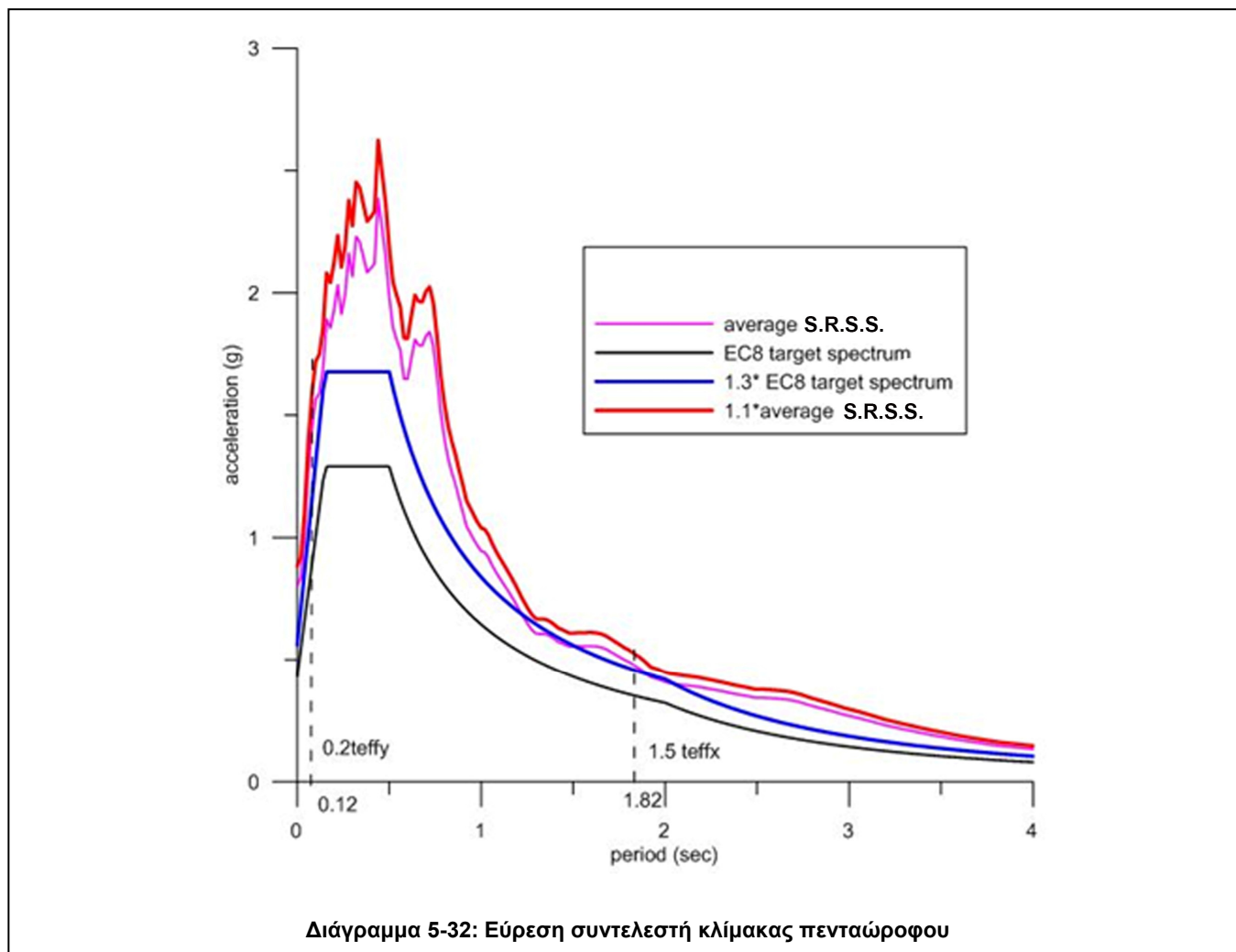


Διάγραμμα 5-30 Μέσος όρος φασμάτων S.R.S.S.

3. Το συνολικό φάσμα πρέπει να κλιμακωθεί , με τη χρήση καταλλήλου συντελεστή κλίμακας (β), κατά τέτοιο τρόπο ώστε να μην είναι χαμηλότερο από **1,3** φορές το φάσμα σχεδιασμού- με απόσβεση 2%-οπως αυτό καθορίστηκε στην παράγραφο 5.1, στην περιοχή περιόδων μεταξύ $0,5T_{eff}$ και $1,5 T_{eff}$. Για την περίπτωση όπου η T_{eff} δεν είναι ίδια στις δυο οριζόντιες διευθύνσεις, η χαμηλότερη τιμή θα χρησιμοποιηθεί

για τον καθορισμό του κατωτέρου ορίου ($0,2 T_{eff}$) και η υψηλότερη για το ανώτερο οριο ($1,5 T_{eff}$)





4. Ο συντελεστής κλίμακας(β) που προκύπτει από την προηγούμενη παράγραφο θα εφαρμόζεται σε κάθε μια από τις συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι ο συντελεστής κλίμακας (β) είναι

- για το διώροφο ίσος με **1**
- για το πενταώροφο ίσος με **1,1**

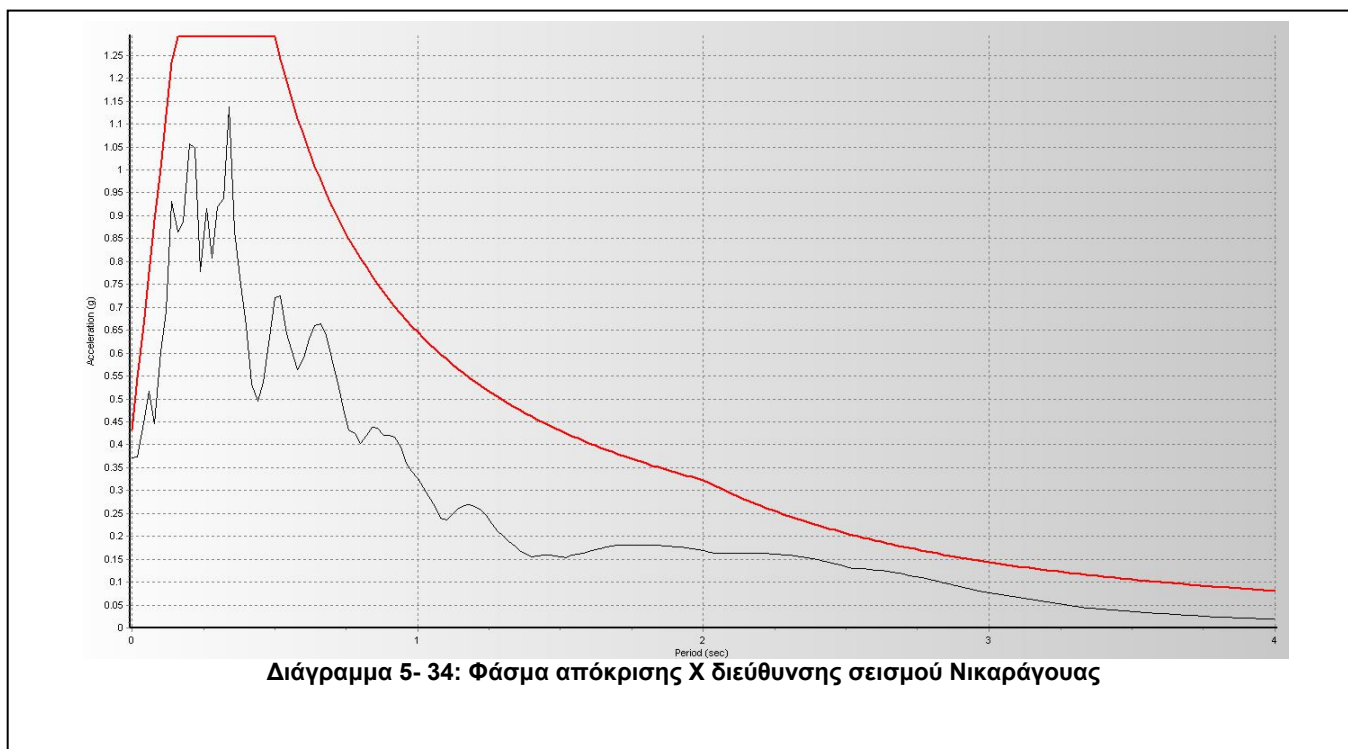
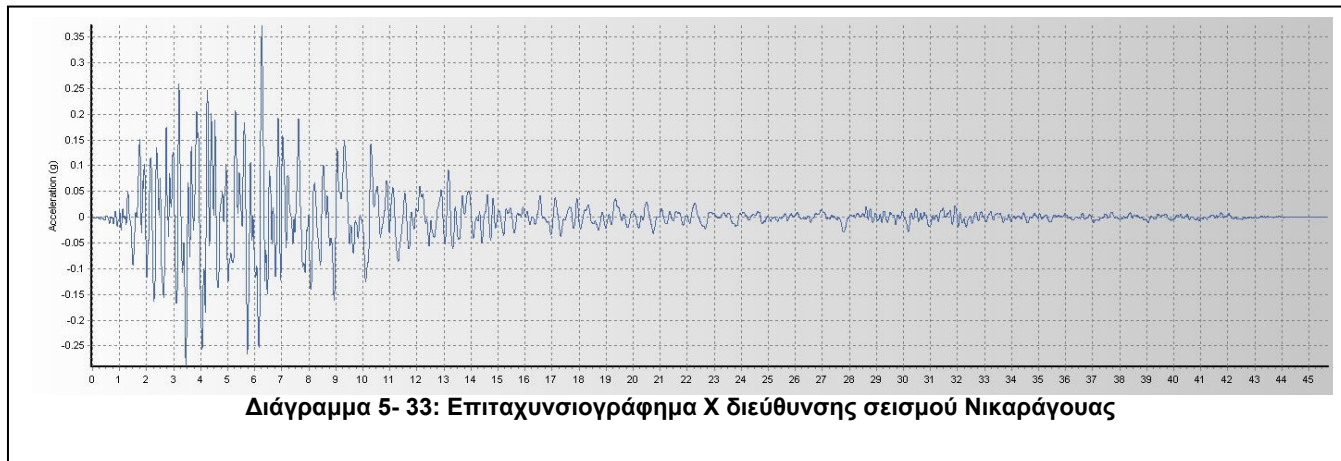
5.3 Επιλογή διεγέρσεων έλεγχου

Επιλέγονται 3 σεισμικές διεγέρσεις με το φάσμα απόκρισης τουλάχιστον της μιας συνιστώσας αντίστοιχο με το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα για απόσβεση 2% και εδαφική επιτάχυνση 0,36 g , 0,5 , και 1g αντίστοιχα και άλλες 4 μόνο για εδαφική επιτάχυνση , 0,5g Αυτές οι διεγέρσεις ως διεγέρσεις έλεγχου θα εφαρμοστούν στο κτήριο χωρίς κάποιον συντελεστή κλίμακας

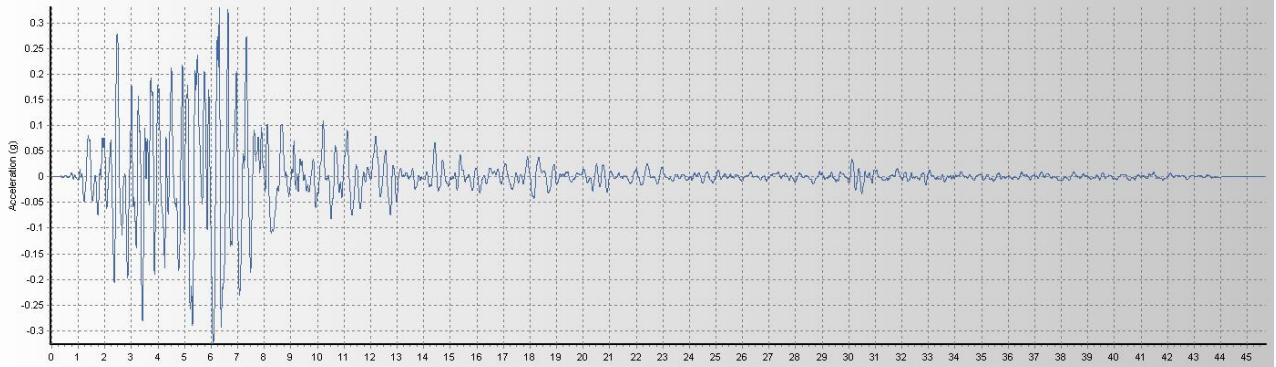
5.3.1 Σεισμός Nicaragua

Σεισμός μεγέθους ροπής $M_w=6,24$ αντιστοιχος με φάσμα απόκρισης Ευρωκώδικα $a_g=0,36g$ έγινε στις 31 Μαρτίου 1931 στην Μανάγκουα της Νικαράγουα

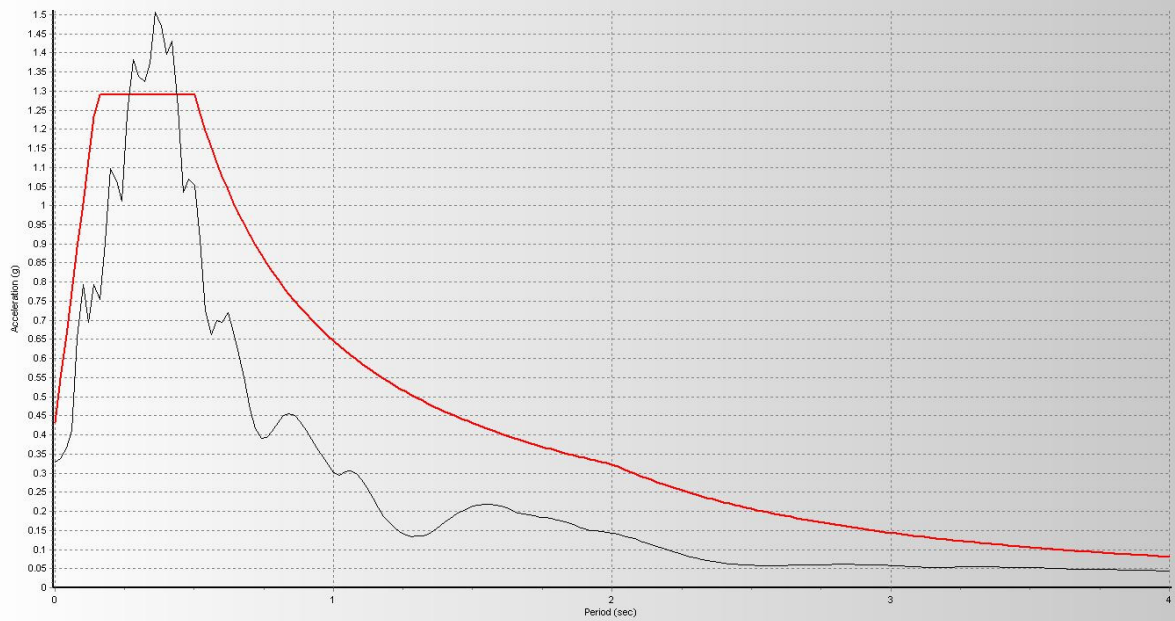
➤ Διεύθυνση X



➤ Διεύθυνση Υ



Διάγραμμα 5- 35: Επιταχυνσιογράφημα Υ διεύθυνσης σεισμού Νικαράγουας

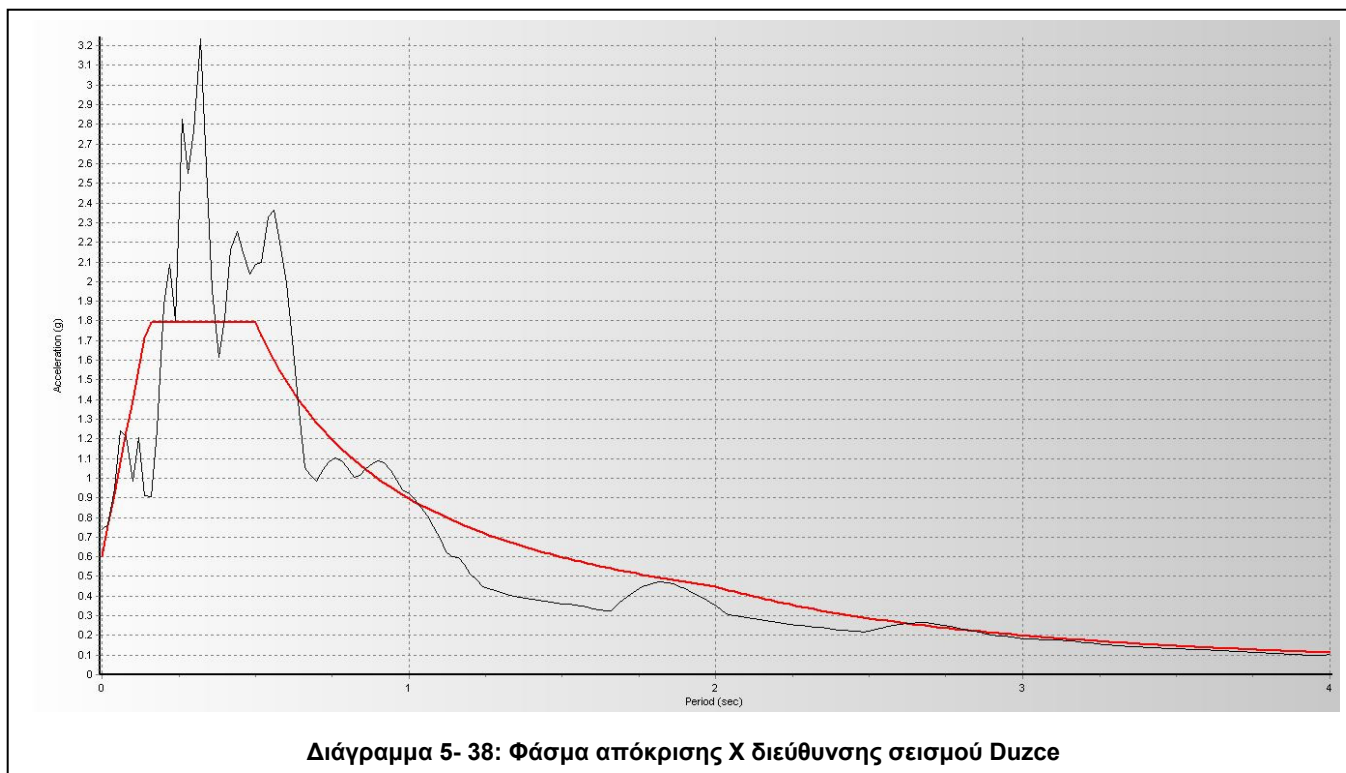
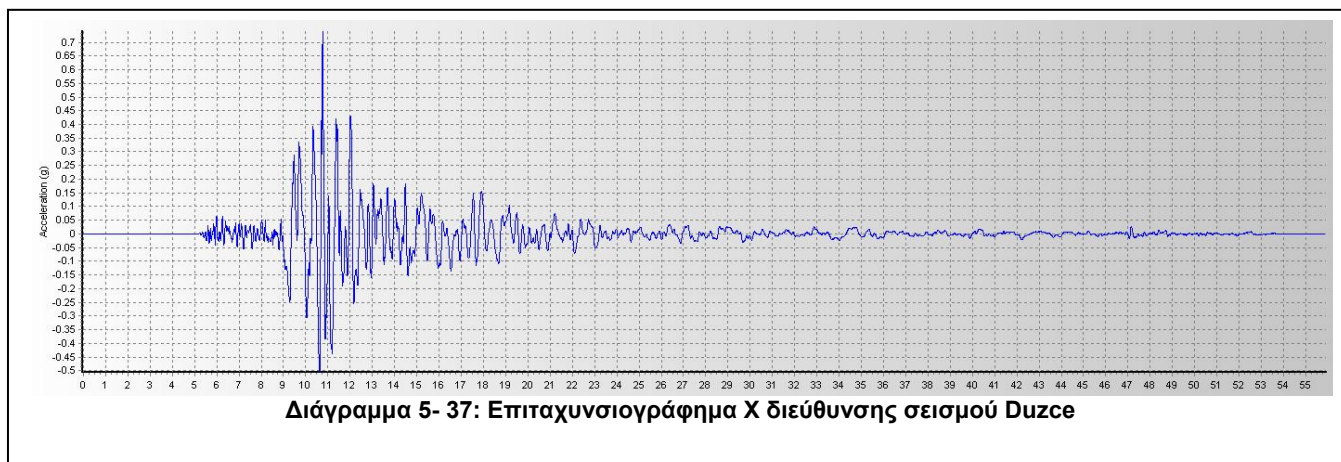


Διάγραμμα 5- 36: Φάσμα απόκρισης Υ διεύθυνσης σεισμού Νικαράγουας

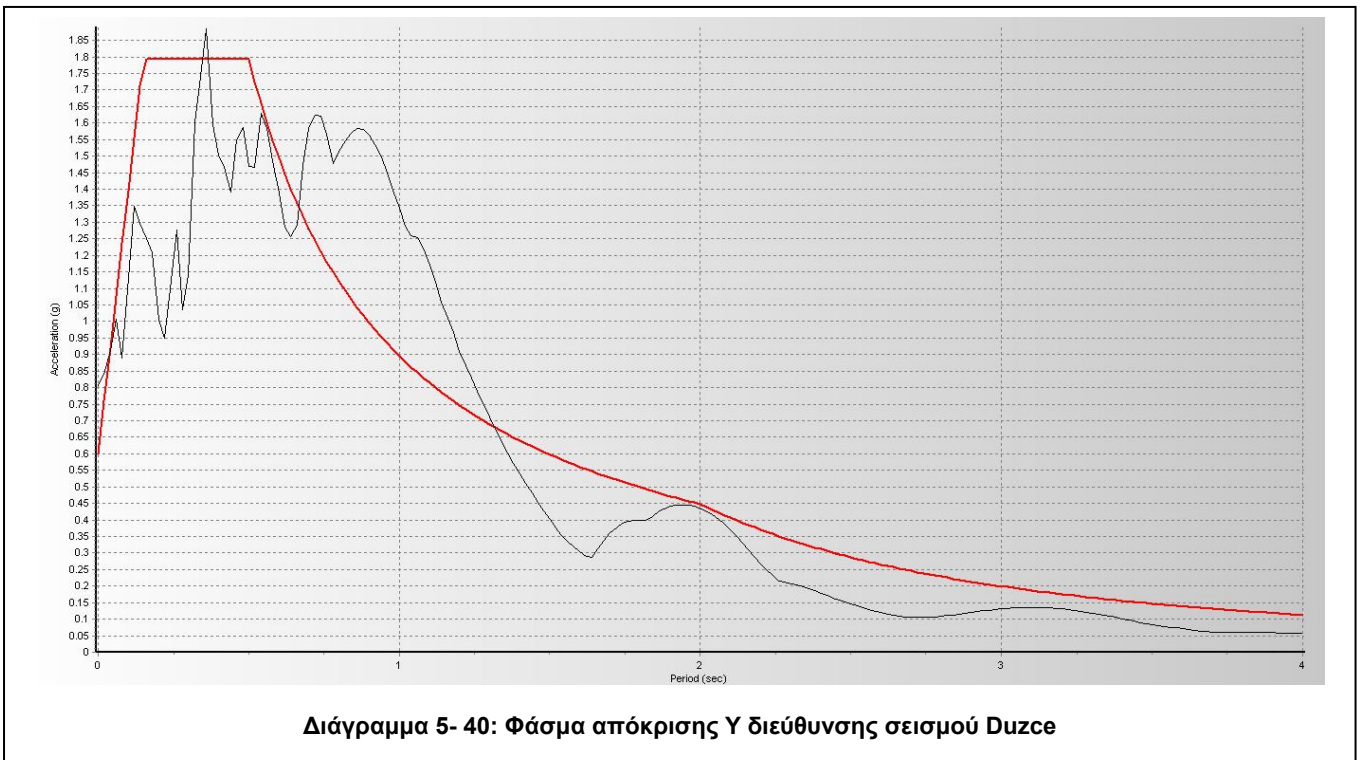
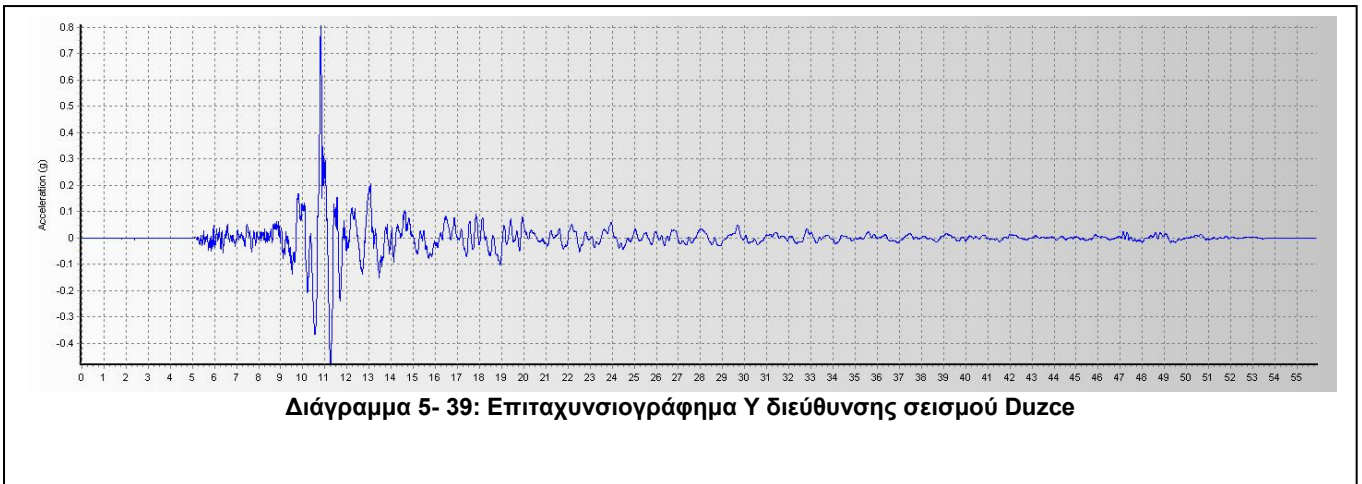
5.3.2 Σεισμός Duzce, Turkey

Σεισμός μεγέθους ροπής $M_w=7,14$ αντιστοιχος με φάσμα απόκρισης Ευρωκώδικα $ag=0,5g$ έγινε 12 Νοεμβρίου 1999 στην επαρχία Ντουζτσε στην Τουρκία

➤ Διεύθυνση X

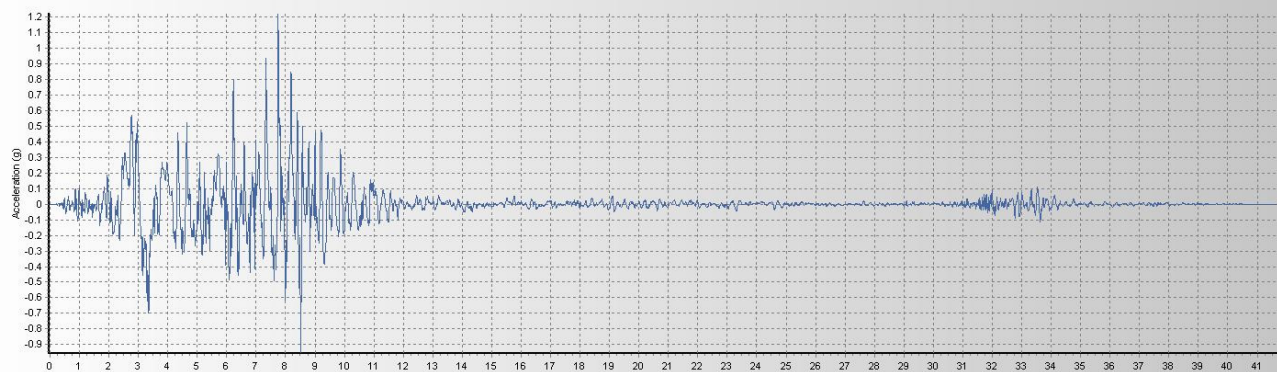


➤ Διεύθυνση Υ

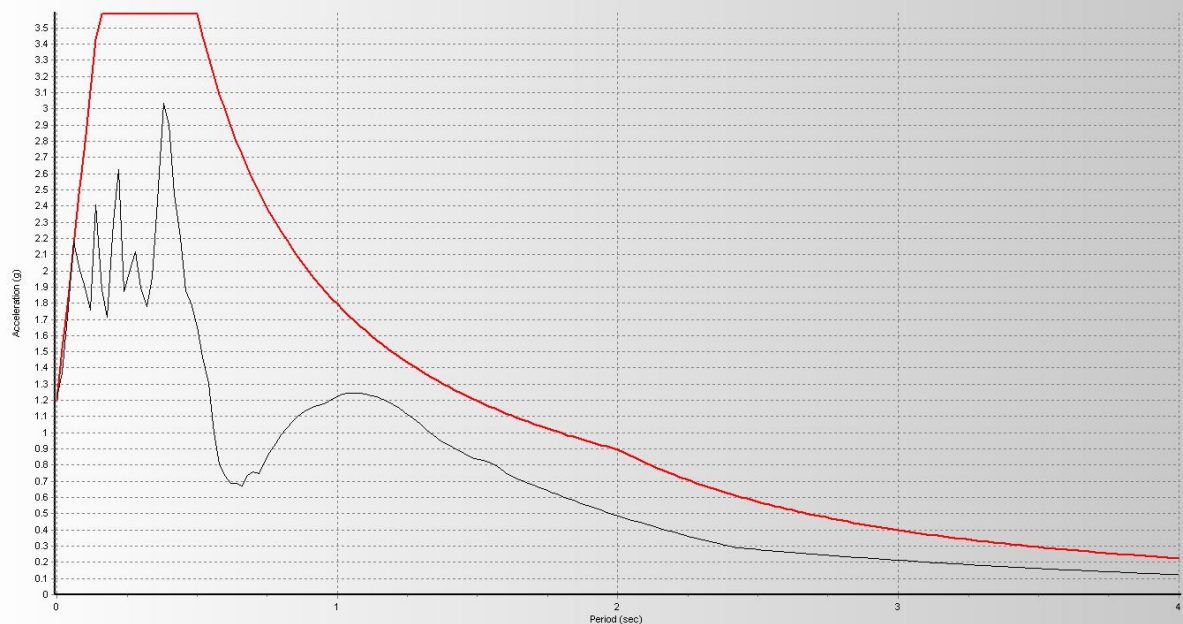


5.3.3 Σεισμός *San Fernando-Pacoima Dam*

- Σεισμός μεγέθους ροπής $M_w=6,61$ αντίστοιχος με φάσμα απόκρισης Ευρωκώδικα $ag=1g$ έγινε στις 7 Φεβρουαρίου 1971 στην κοιλάδα του Σαν Φερνάντο καταγραφή στο φράγμα Pacoima
- Διεύθυνση X

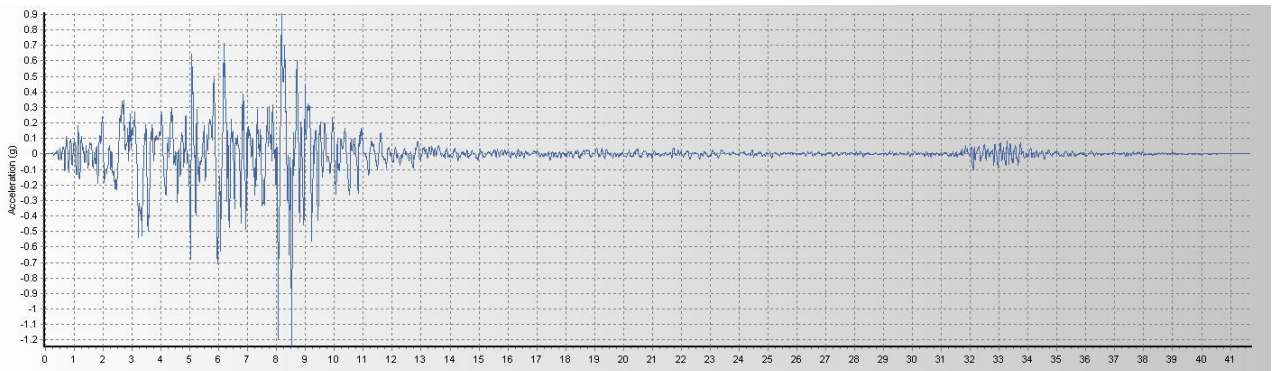


Διάγραμμα 5- 41: Επιταχυνσιογράφημα X διεύθυνσης σεισμού Pacoima Dam

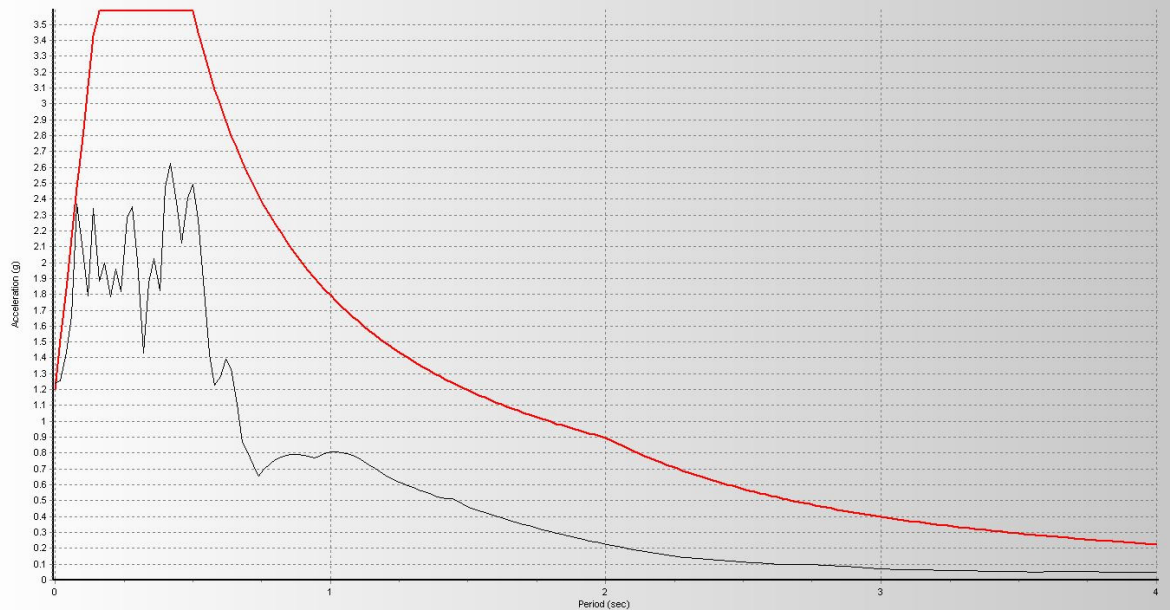


Διάγραμμα 5- 42: Φάσμα απόκρισης X διεύθυνσης σεισμού Pacoima Dam

➤ Διεύθυνση Υ



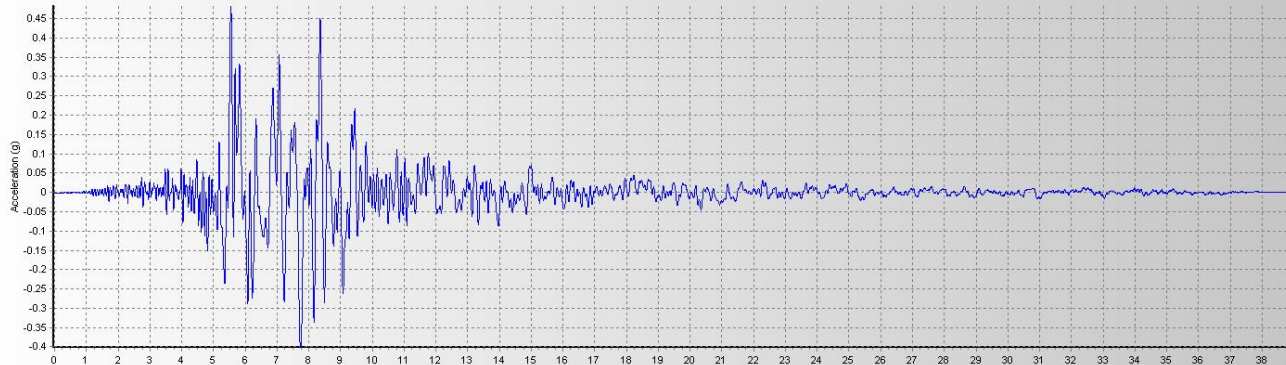
Διάγραμμα 5- 43: Επιταχυνσιογράφημα Υ διεύθυνσης σεισμού Rascoima Dam



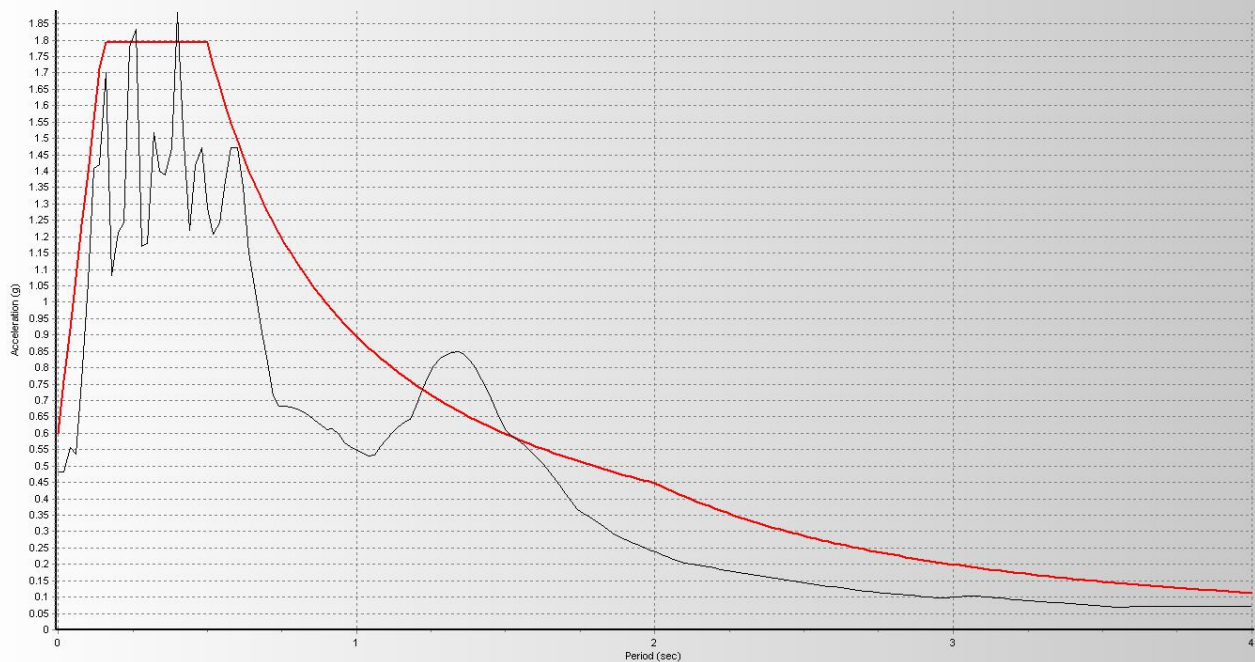
Διάγραμμα 5- 44: Φάσμα απόκρισης Υ διεύθυνσης σεισμού Rascoima Dam

5.3.4 Σεισμός Imperial Valley

- Σεισμός μεγέθους ροπής $M_w=6,53$ έγινε στις 15 Οκτωβρίου 1979 στην κοιλάδα Ιμπεριαλ, στη Νότια Καλιφόρνια αντίστοιχος με φάσμα απόκρισης Ευρωκώδικα $ag=0,5g$
- Διεύθυνση X

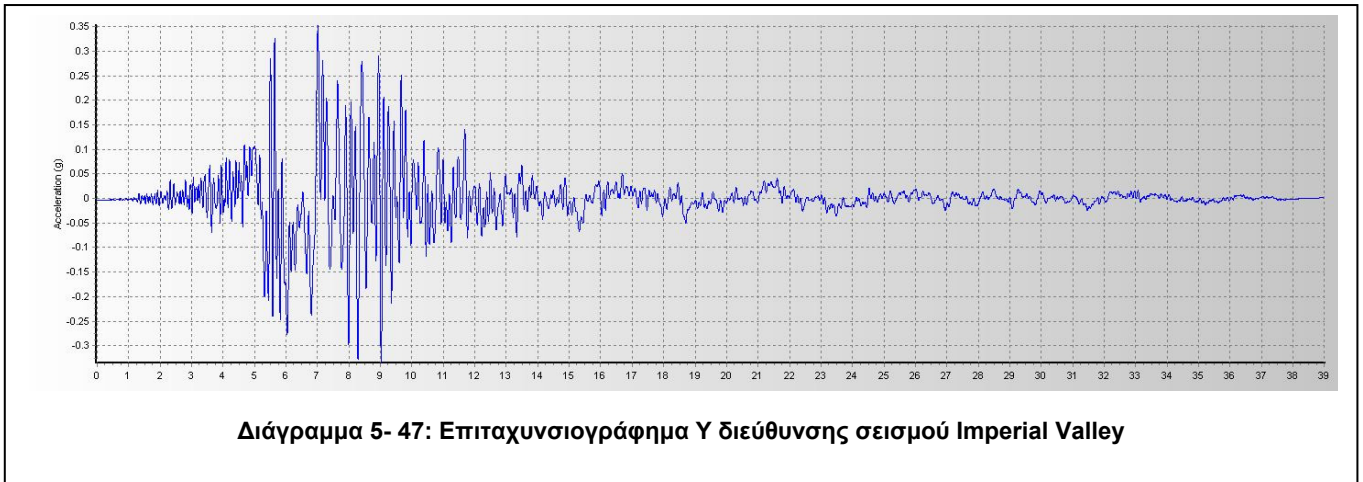


Διάγραμμα 5- 45: Επιταχυνσιογράφημα X διεύθυνσης σεισμού Imperial Valley



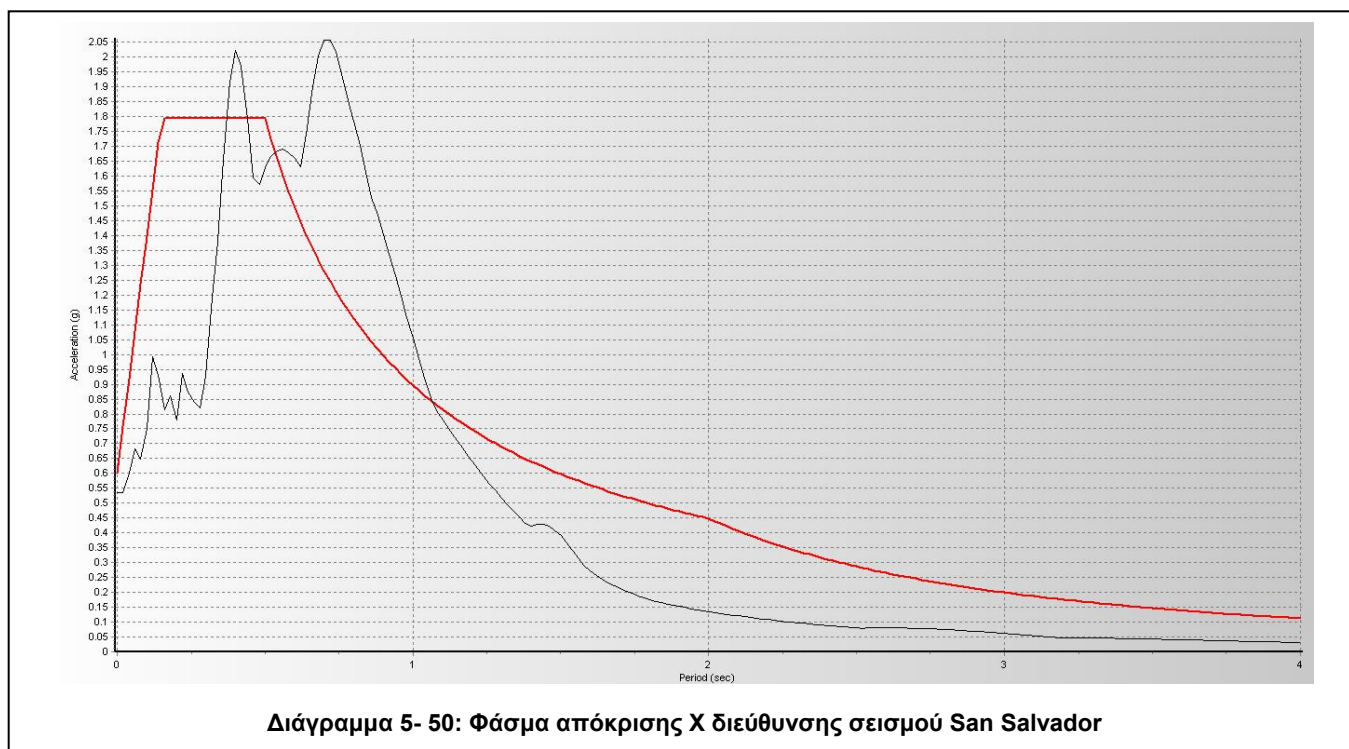
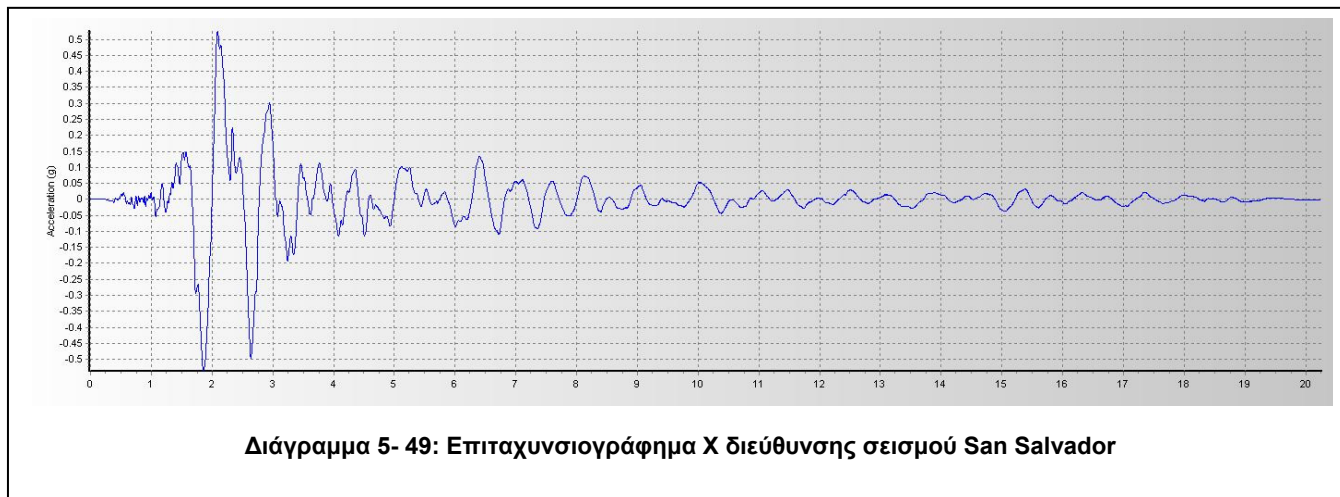
Διάγραμμα 5- 46: Φάσμα απόκρισης X διεύθυνσης σεισμού Imperial Valley

➤ Διεύθυνση Υ

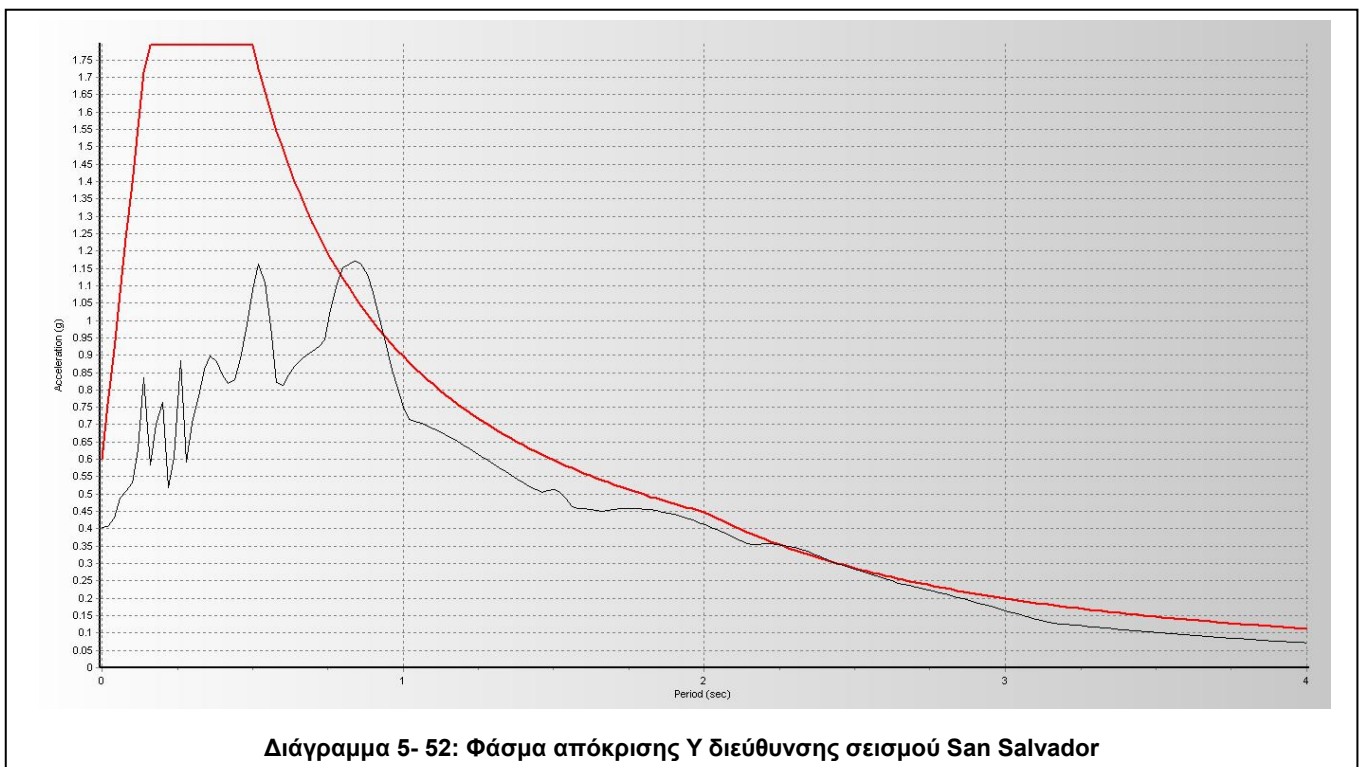
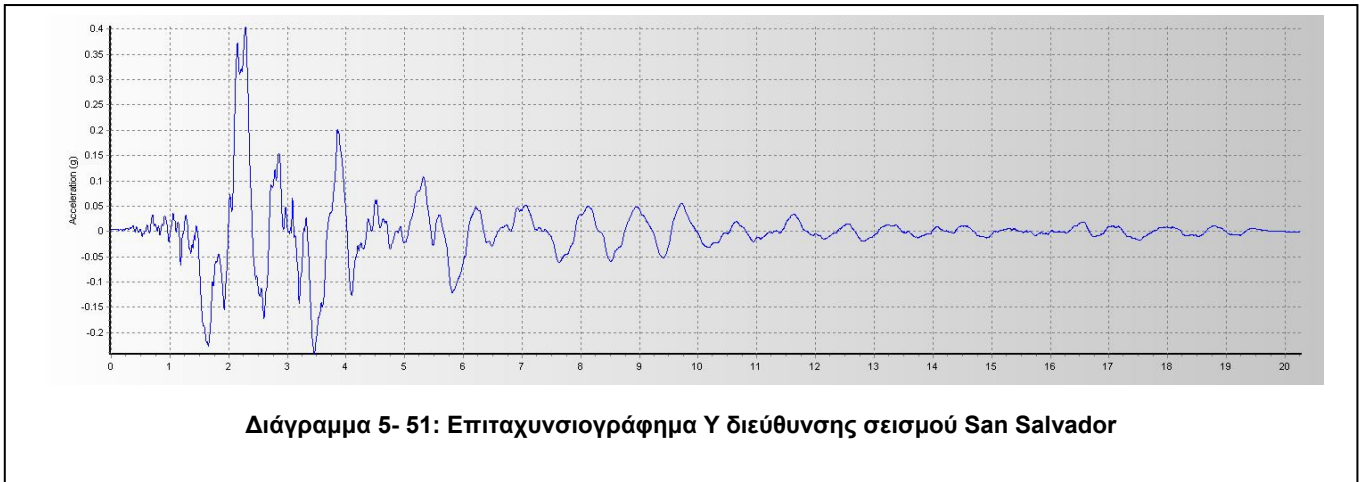


5.3.5 Σεισμός *San Salvador*

- Σεισμός μεγέθους ροπής $M_w=5,8$ έγινε στις 10 Οκτωβρίου 1986 στο Σαν Σαλβαδór αντίστοιχος με φάσμα απόκρισης Ευρωκώδικα $ag=0,5g$
- Διεύθυνση X

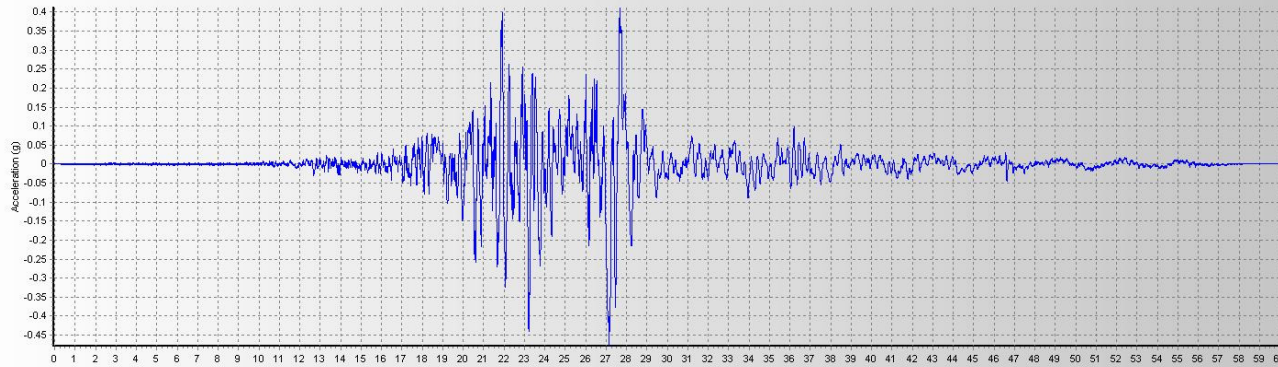


➤ Διεύθυνση Υ

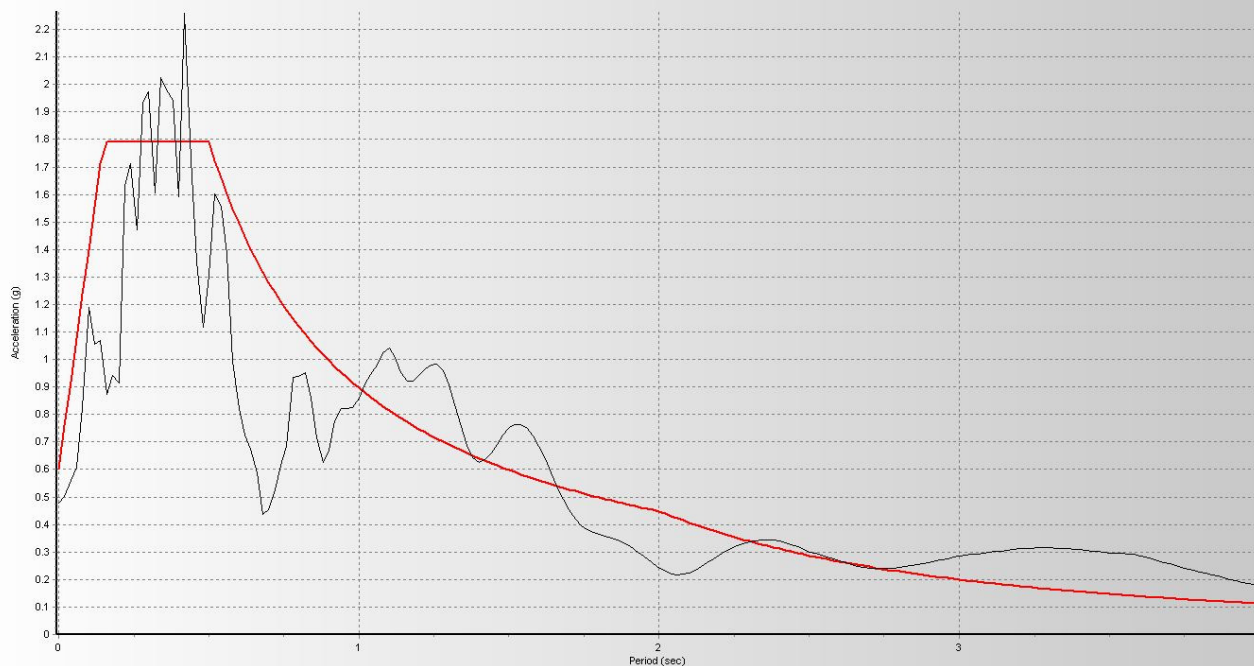


5.3.6 Σεισμός Darfield

- Σεισμός μεγέθους ροπής $M_w=7,0$ έγινε στις 4 Σεπτεμβρίου 2010 στο Καντέρμπουρι στη Νέα Ζηλανδία αντίστοιχος με φάσμα απόκρισης Ευρωκώδικα $ag=0,5g$
- Διεύθυνση X

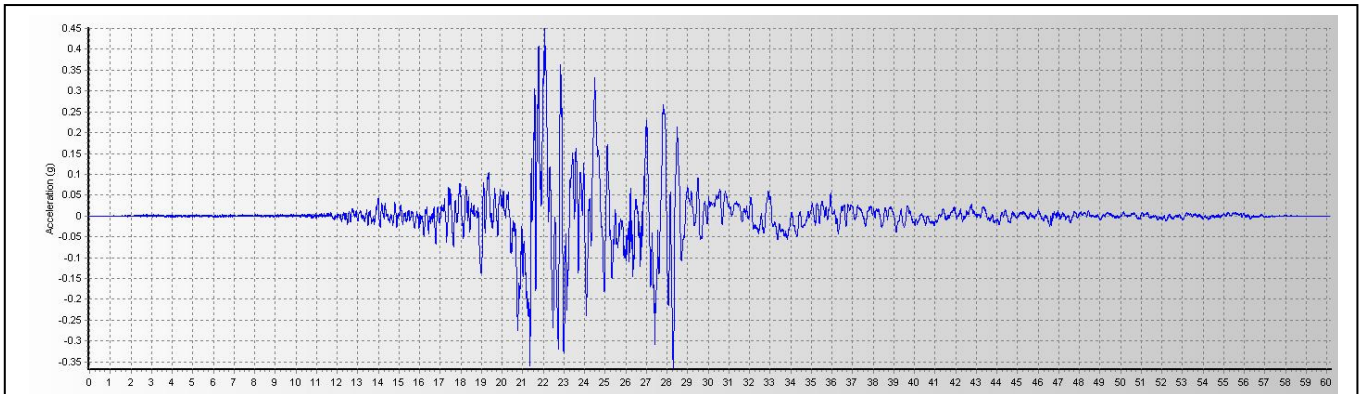


Διάγραμμα 5- 53: Επιταχυνσιογράφημα X διεύθυνσης σεισμού Darfield

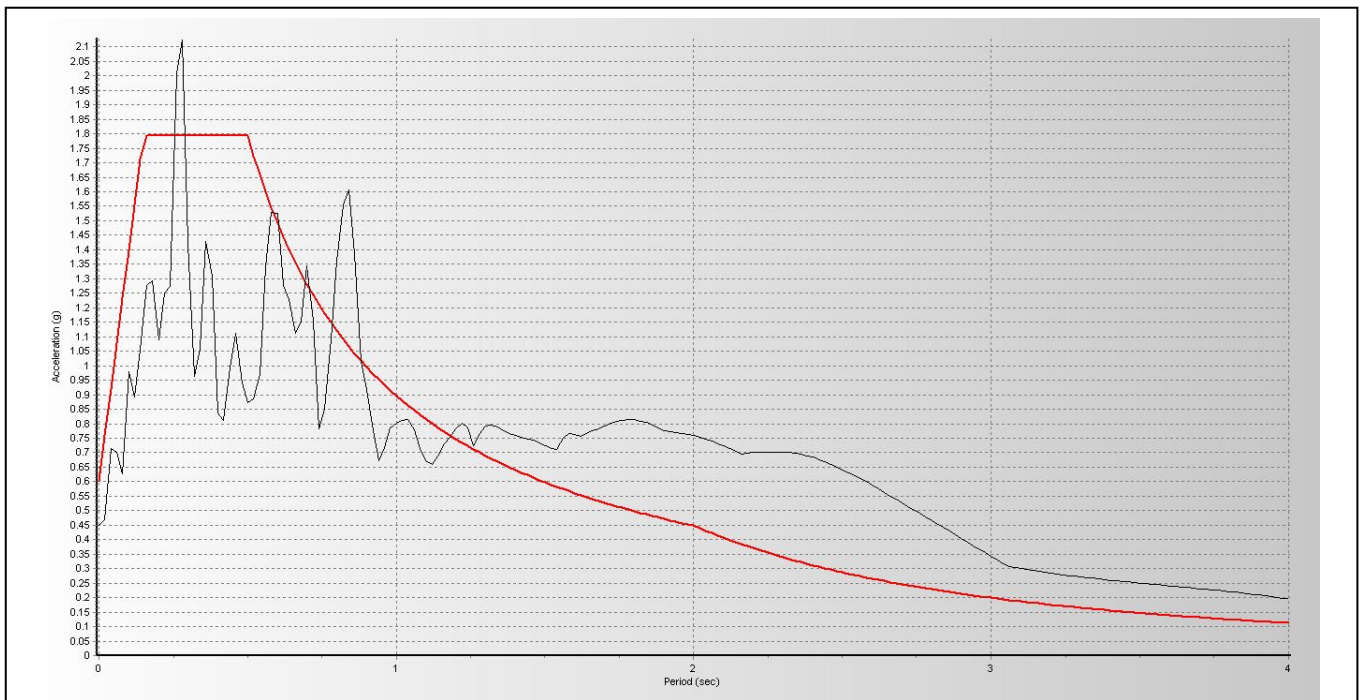


Διάγραμμα 5- 54: Φάσμα απόκρισης X διεύθυνσης σεισμού Darfield

➤ Διεύθυνση Υ



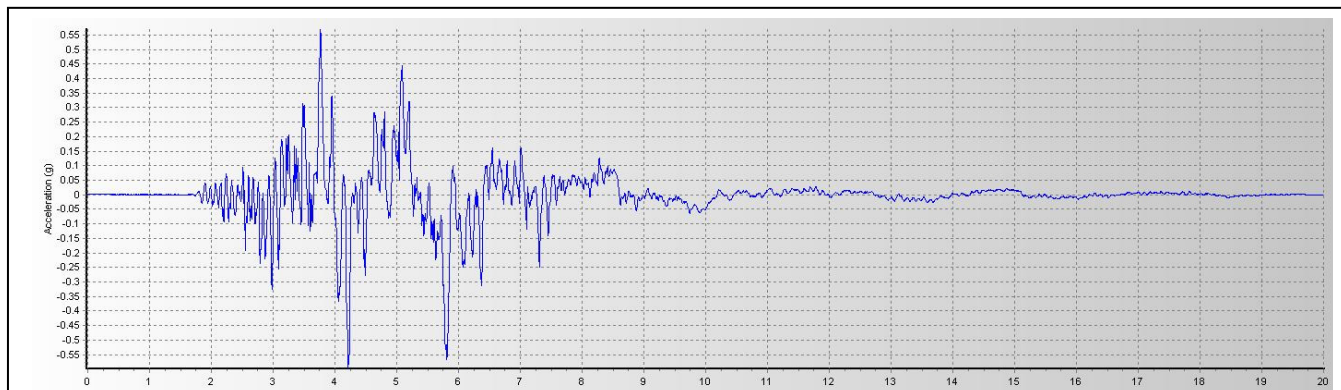
Διάγραμμα 5- 55: Επιταχυνσιογράφημα Υ διεύθυνσης σεισμού Darfield



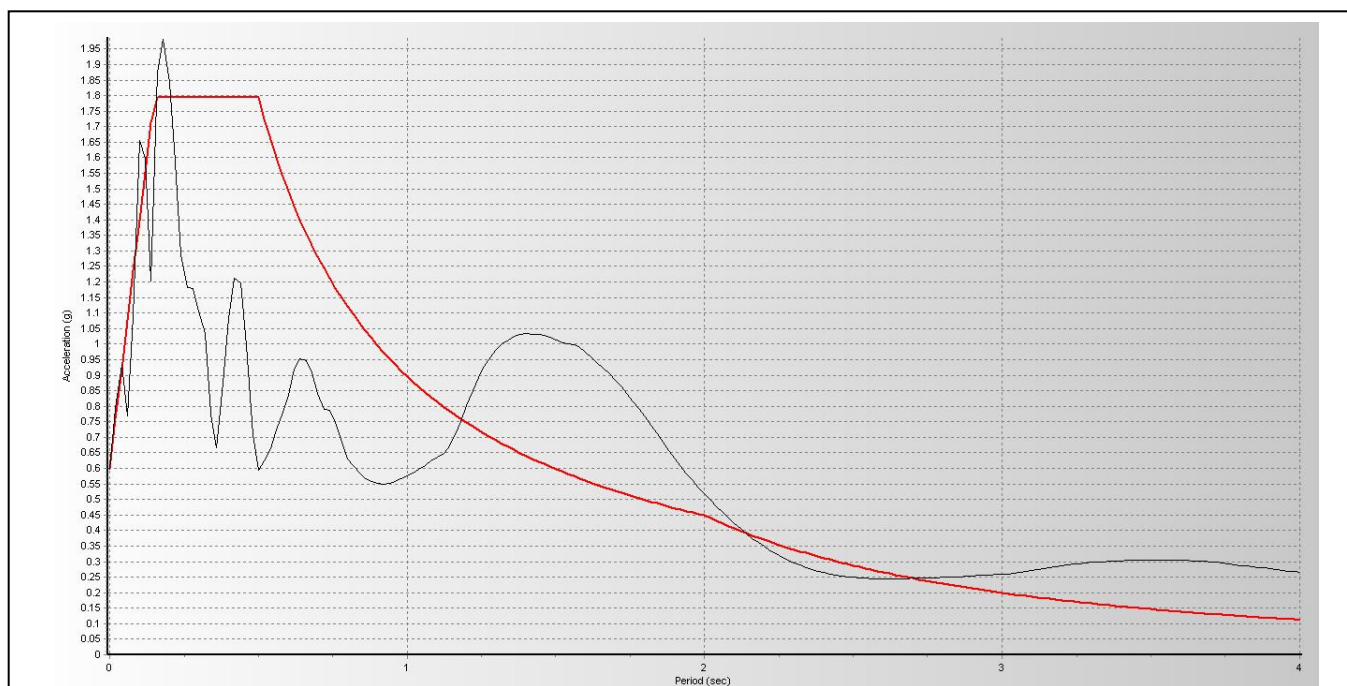
Διάγραμμα 5- 56: Φάσμα απόκρισης Υ διεύθυνσης σεισμού Darfield

5.3.7 Σεισμός *Christchurch*

- Σεισμός μεγέθους ροπής $M_w=6,2$ έγινε στις 22 Φεβρουαρίου 2011 στο Κράιστσερτς στη Νέα Ζηλανδία αντίστοιχος με φάσμα απόκρισης Ευρωκώδικα $ag=0,5g$
- Διεύθυνση X

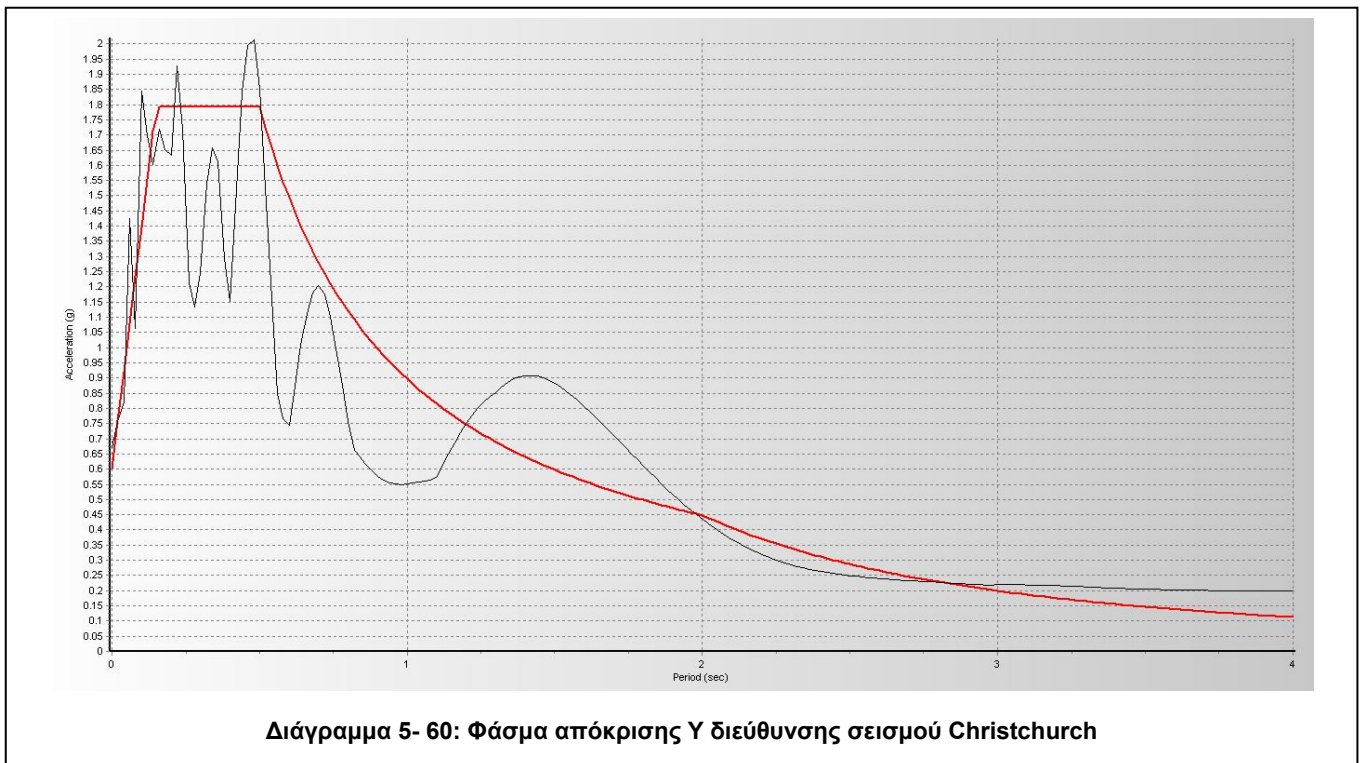
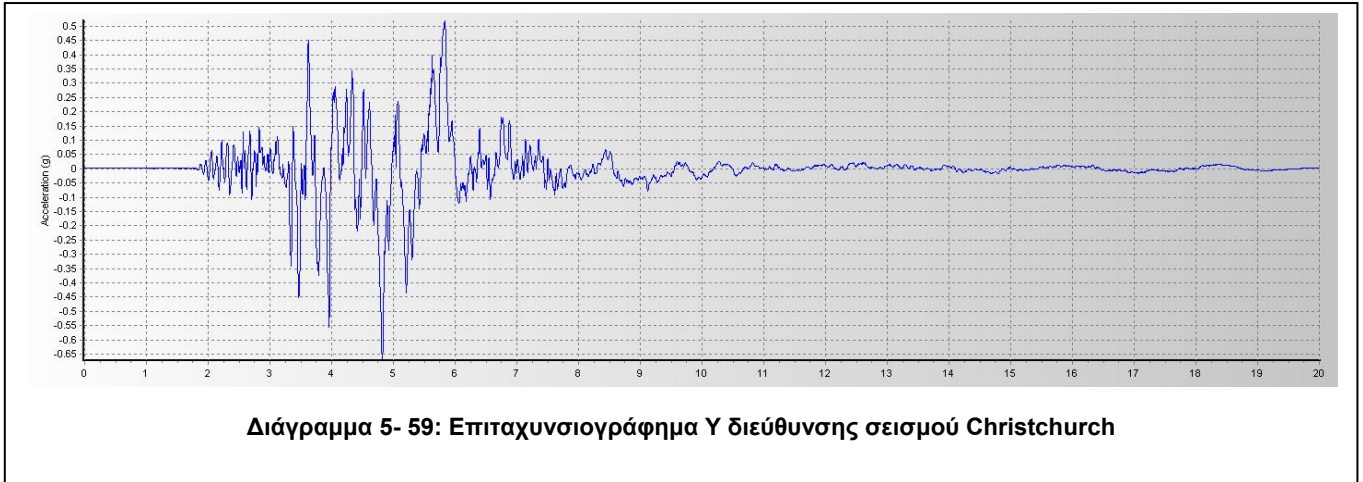


Διάγραμμα 5- 57: Επιταχυνσιογράφημα X διεύθυνσης σεισμού *Christchurch*



Διάγραμμα 5- 58: Φάσμα απόκρισης X διεύθυνσης σεισμού *Christchurch*

➤ Διεύθυνση Υ



6 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

6.1 Περιγραφή διαδικασίας

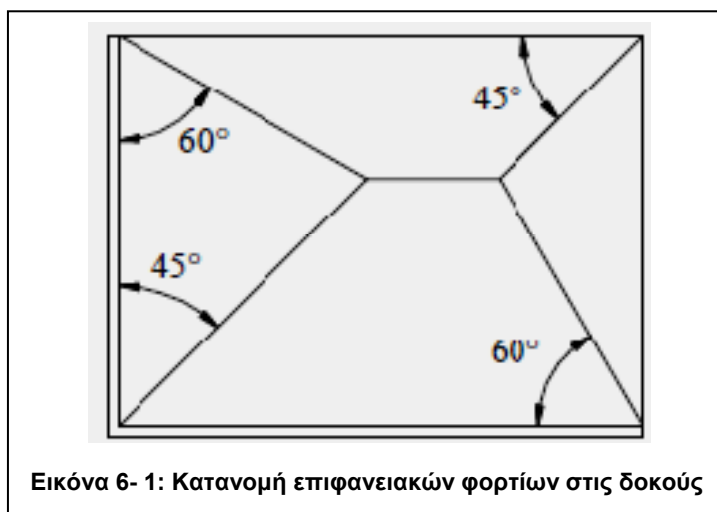
Για κάθε πλαίσιο ορίστηκαν αρχικές διατομές για τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Καθ' όλη τη διάρκεια της εργασίας, οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν επιλέχθηκαν έτσι ώστε να είναι κατηγορίας I, καθώς είναι οι μόνες που έχουν την απαιτούμενη στροφική ικανότητα για να μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση χωρίς μείωση της αντοχής τους.

Η διαδικασία του σχεδιασμού διακρίνεται σε δύο στάδια:

1. Έλεγχος υπό τον συνδυασμό **1,35g+1,5q** των κατακόρυφων φορτίων. Τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη είναι:

- Ίδιον βάρος πλάκας σκυροδέματος $g = 3,25 \text{ kN/m}^2$
- Ίδιον βάρος σιδηροδοκού, το οποίο μεταβάλλεται κατά περίπτωση
- Πρόσθετα μόνιμα φορτία $g' = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- Κινητά φορτία $q = 2 \text{ kN/m}^2$

Αποσκοπώντας στην μείωση του μεγέθους των αρχείων των μοντέλων συνεπώς και στην επιτάχυνση των αναλύσεων, τα παραπάνω επιφανειακά φορτία ανήχθησαν σε γραμμικά σύμφωνα με τις επιφάνειες φόρτισης, όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα (η διαφραγματική λειτουργία επετεύχθη με την κατάλληλη σύνδεση των κόμβων κάθε ορόφου μεταξύ τους ούτως ώστε να μην υπάρχει σχετική κίνηση μεταξύ των) :



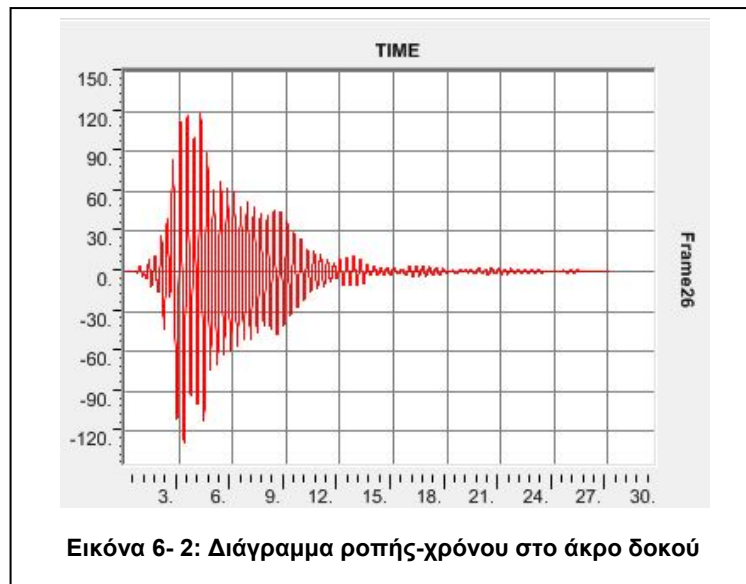
Μετά τον υπολογισμό των φορτίων, πραγματοποιείται ανάλυση ώστε να διαπιστωθεί η ευστάθεια ή όχι των διατομών. Ο έλεγχος αυτός γίνεται αυτομάτως από το πρόγραμμα SAP2000 στο οποίο είναι ενσωματωμένες οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 3. Σημειώνεται πως σε κάθε περίπτωση οι διατομές πρέπει να είναι κατάλληλα επιλεγμένες ώστε οι κόμβοι να κατατάσσονται ως άκαμπτοι, σύμφωνα με όσα παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 4.

2. Έλεγχος υπό τον σεισμικό συνδυασμό **g+0.3g+E**

Αφού διαπιστωθεί η επάρκεια των διατομών υπό τον συνδυασμό κατακόρυφων φορτίων, ακολουθεί ο έλεγχος αυτών υπό τον σεισμικό συνδυασμό με χρήση της μεθοδολογίας

καμπυλών ολιγοκυκλικής κόπωσης. Η κατασκευή φορτίζεται από τον συνδυασμό $g+0.3q$ και ταυτόχρονα ασκείται κάθε φορά σε αυτή, ένα από τα ζεύγη σεισμικών διεγέρσεων του Κεφαλαίου 5 που αντιστοιχούν σε φάσμα παρόμοιο με το φάσμα του Ευρωκώδικα για $a = 0,36g$ πολλαπλασιασμένα με τον συντελεστή μεγέθυνσης β λόγω ΤΡΑΤ που πρόέκυψε για κάθε κατασκευή. Το μητρώο απόσβεσης προκύπτει ως γραμμικός συνδυασμός των μητρώων μάζας και δυσκαμψίας, σύμφωνα με τη μέθοδο Rayleigh.

Εν συνεχεία για κάθε μία δοκό λαμβάνεται το διάγραμμα ροπής – χρόνου σε κάθε άκρο της και στη συνέχεια μέσω της μεθόδου Rainflow στο πρόγραμμα Matlab, υπολογίζεται ο αριθμός των κύκλων και το εύρος ροπής που αντιστοιχεί στον κάθε ένα από αυτούς. Κάθε εύρος πολλαπλασιάζεται με τον προαναφερθέντα συντελεστή μεγέθυνσης α που αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 3. Ακολουθεί η εφαρμογή της μεθοδολογίας ολιγοκυκλικής κόπωσης που περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 3 και εξάγεται ένας πίνακας αντίστοιχος με αυτόν που φαίνεται παρακάτω. Τελικά, εξετάζεται το ενδεχόμενο αστοχίας μέσω του δείκτη συσσωρευμένης βλάβης ID.



AMPLITUDE(M)	a	CYCLES (N)	RANGE (M)	S*(MPA)	N*(S*)^3
0.09105	1.2	0.5	0.21852	0.4514876	0.04601585
0.30917	1.2	0.5	0.742008	1.5330744	1.80160543
0.38201	1.2	0.5	0.916824	1.8942645	3.39853573
0.51836	1.2	0.5	1.244064	2.5703802	8.49106349
2.10394	1.2	0.5	5.049456	10.43276	567.763796
1.414285	1.2	1	3.394284	7.0129835	344.912112
4.35377	1.2	0.5	10.449048	21.588942	5031.11323
6.754015	1.2	0.5	16.209636	33.490983	18782.5134
9.5572	1.2	0.5	22.93728	47.391074	53218.1371
10.87542	1.2	0.5	26.101008	53.927702	78416.1938
13.317625	1.2	0.5	31.9623	66.03781	143995.192
21.36618	1.2	0.5	51.278832	105.948	594632.022
34.841325	1.2	0.5	83.61918	172.7669	2578407.96
29.677415	1.2	1	71.225796	147.16074	3186954.4
63.252355	1.2	0.5	151.805652	313.64804	15427577.7
97.206705	1.2	0.5	233.296092	482.01672	55995910.5
111.18646	1.2	0.5	266.847504	551.33782	83796012.7
120.296695	1.2	0.5	288.712068	596.51254	106127695
97.05955	1.2	1	232.94292	481.28702	111483979
108.363715	1.2	1	260.072916	537.34074	155149113
65.382465	1.2	1	156.917916	324.21057	34078581.6
49.68354	1.2	1	119.240496	246.36466	14953237.7
41.337485	1.2	1	99.209964	204.97926	8612511.03
43.02678	1.2	1	103.264272	213.35593	9712123.09
45.671925	1.2	1	109.61262	226.47236	11615705.4
5.78126	1.2	1	13.875024	28.667405	23559.4498
7.842195	1.2	1	18.821268	38.886917	58804.4986
9.771485	1.2	1	23.451564	48.453645	113757.319
9.93318	1.2	1	23.839632	49.255438	119498.528
ΣΥΝΟΛΟ		72.5			1059905948
Seq*^3	Meq*	K	Ntot	ID	
14619392.38	59.17321148	10.31	1396.595626	0.051912	

Πίνακας 6- 1: Εξαγωγή συντελεστή ID από αποτελέσματα μεθόδου rainflow σε φύλλο excel

Αφού ολοκληρωθεί η επιλογή των διατομών των μελών του φορέα, πραγματοποιούνται για τους ίδιους σεισμούς και ανελαστικές αναλύσεις προκειμένου να διαπιστωθεί η συμβατότητά τους με την ελαστική ανάλυση με χρήση καμπυλών ολιγοκυκλικής κόπωσης.

Στη συνέχεια πραγματοποιείται εκ νέου έλεγχος ενός μοντέλου υπό 3 νέες σεισμικές διεγέρσεις που αντιστοιχούν στο ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα 8 όταν η επιτάχυνση εδάφους είναι **1,0g, 0,5g και 0,36g** αντίστοιχα με ανελαστικές αναλύσεις χωρίς συντελεστές μεγέθυνσης και κλίμακας, με κάθε ζεύγος διεγέρσεων να εφαρμόζεται διαδοχικά στο μοντέλο υπό γωνία σε σχέση με αυτό **0°, 15°, 30°, 45°, 60°, 75° και 90°**, ούτως ώστε να διαπιστωθεί

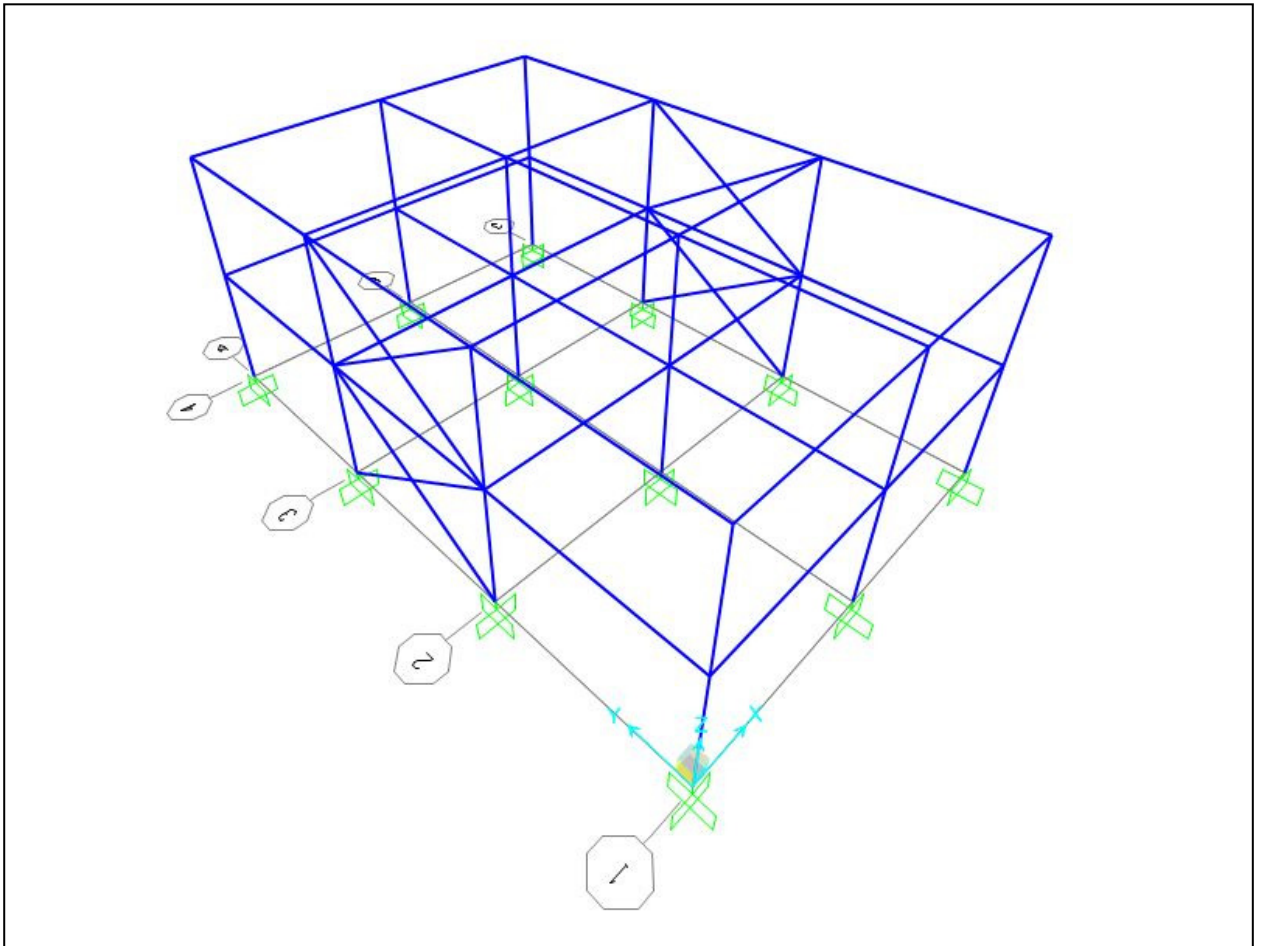
οτι ο σχεδιασμός του κτηρίου με τη χρήση καμπύλων ολιγοκυκλικής κόπωσης είναι επαρκής και για δυσμενέστερες σεισμικές διεγέρσεις που ασκούνται υπό διαφορετική γωνία από την κατακόρυφη, ενώ τέλος πραγματοποιείται και άλλος έλεγχος για 4 σεισμούς αντιστοίχους ελαστικού φάσματος Ευρωκώδικα 8 εδαφικής επιτάχυνσης **0,5g** σε μια όμως διεύθυνση αυτή τη φορά (δηλαδή θεωρώντας για το κτήριο κατηγορία σπουδαιότητας IV $\gamma=1,4$)

Η μέθοδος που χρησιμοποιείται τόσο στην ελαστική όσο και στη μη γραμμική ανάλυση είναι η απευθείας ολοκλήρωση της διαφορικής εξίσωσης κίνησης και πιο συγκεκριμένα η μέθοδος Newmark.

Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα τόσο της ελαστικής ανάλυσης με χρήση καμπυλών ολιγοκυκλικής κόπωσης όσο και της ανελαστικής ανάλυσης και πραγματοποιείται σύγκριση μεταξύ αυτών για να διαπιστωθεί η ορθότητα και καταλληλότητα της πρώτης.

6.2 Διώροφο προσομοίωμα δύο ανοιγμάτων στην κύρια διεύθυνση x και τριών στη δευτερεύουσα y

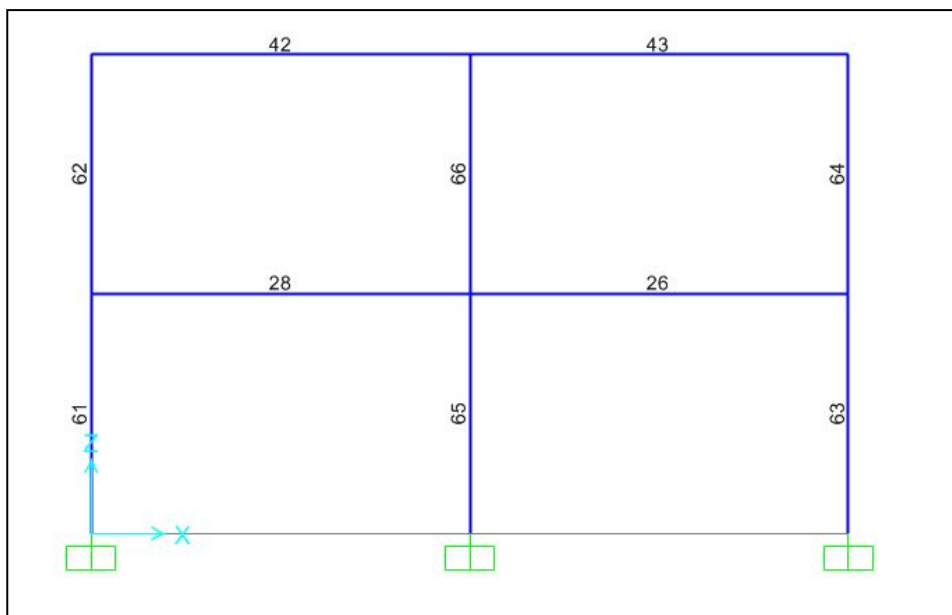
- Χωρικό προσομοίωμα:



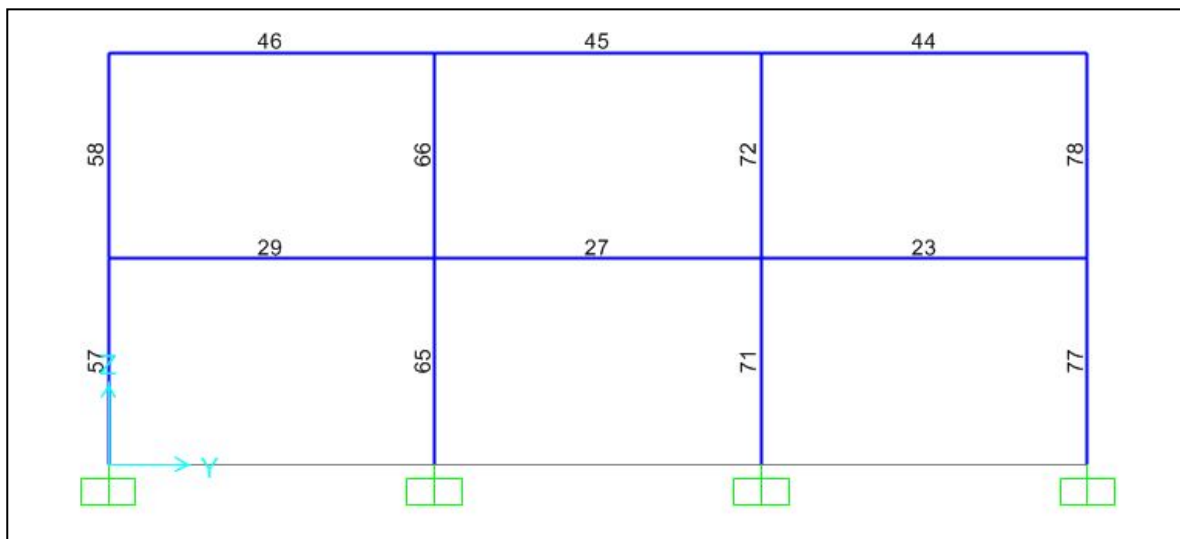
- Στοιχεία μελών προσομοιώματος:

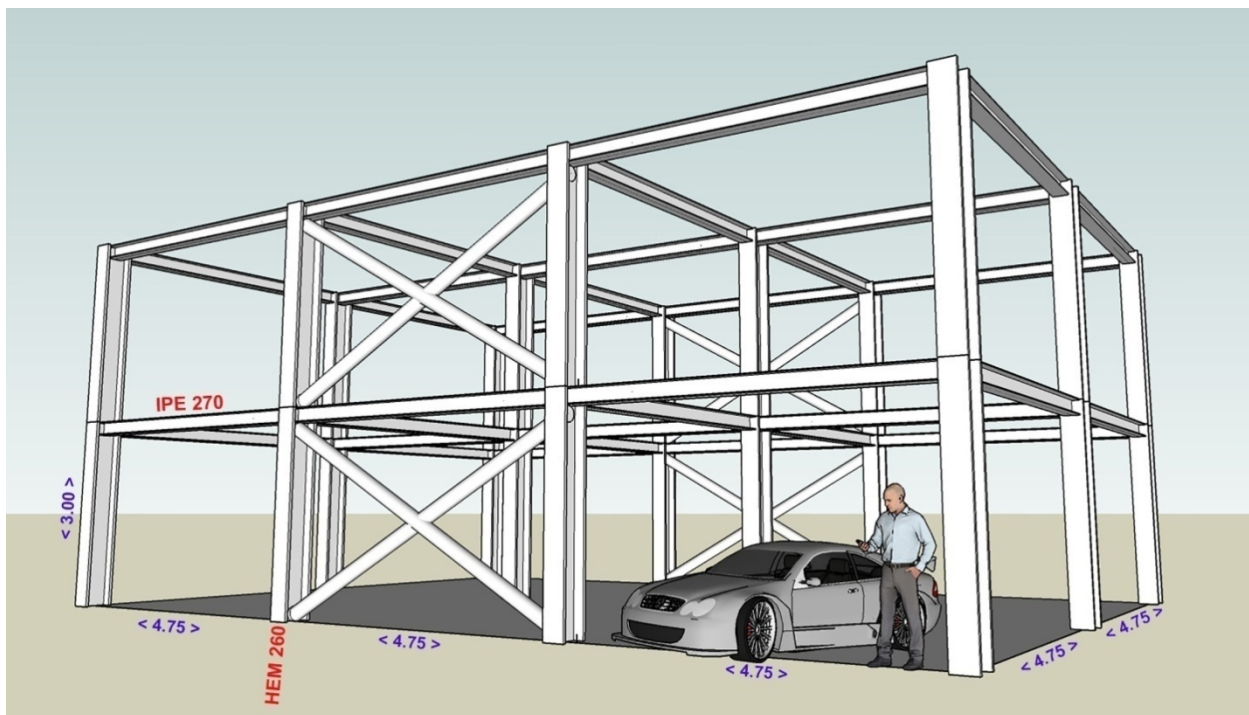
	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ
ΔΟΚΟΣ (X & Y)	IPE 270	4,75 m
ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ	HEM 260	3 m
ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ	D=88,9 mm, t=5mm	5,62 m

- Αρίθμηση μελών:
- κατά Χ:



- κατά Υ:





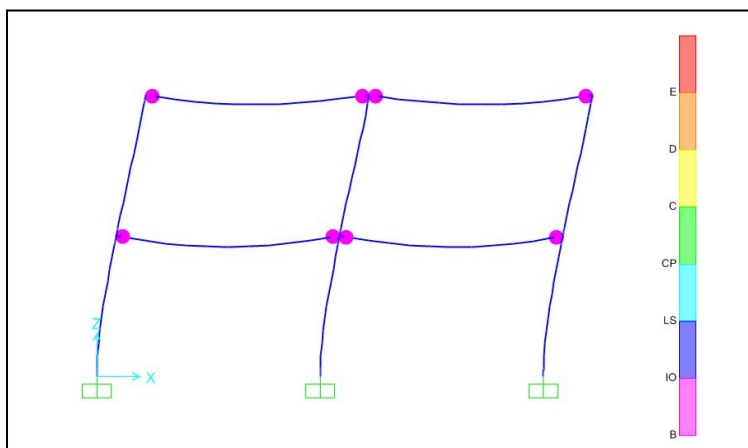
6.2.1 Σεισμός Coyote Lake

➤ κατά X:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,2$

	ΑΚΡΟ	
ΔΟΚΟΣ	0	1
26	0.051912	0.05481
28	0.04821	0.058564
42	0.045174	0.004473
43	0.038327	0.051199

Ανελαστική ανάλυση

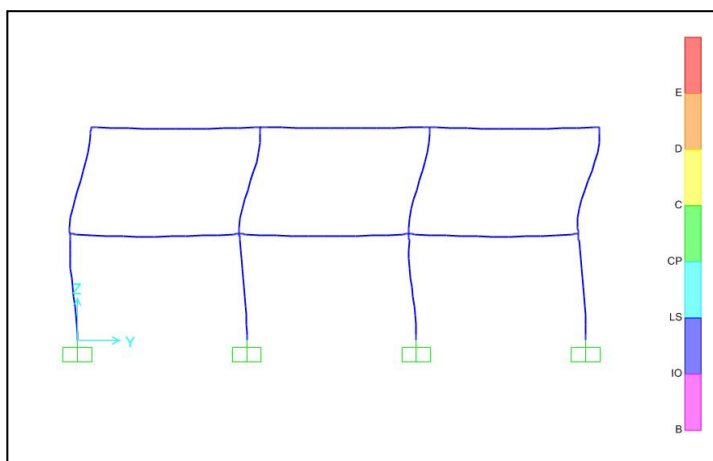


➤ κατά Y:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,26$

	ΑΚΡΟ	
ΔΟΚΟΣ	0	1
23	0.003241	0.00296
27	0.002176	0.002453
29	0.002617	0.00363
44	0.000371	0.000326
45	0.000232	0.000261
46	0.000288	0.000415

Ανελαστική ανάλυση



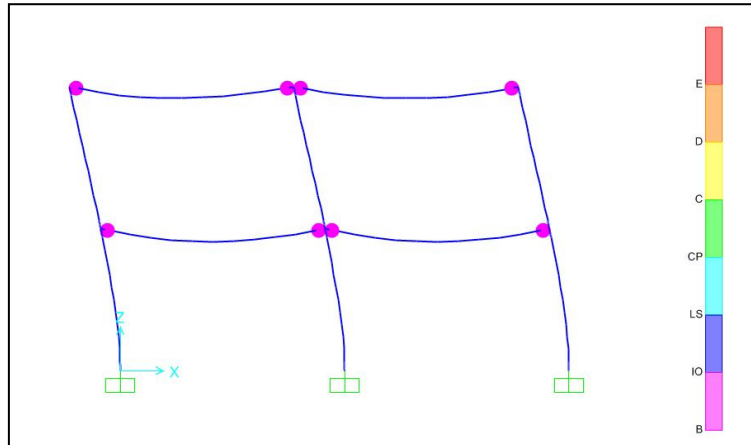
6.2.2 Σεισμός Cape Mendocino

➤ κατά Χ:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,22$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
26	0.115701	0.122159
28	0.107777	0.130898
42	0.103077	0.010759
43	0.086935	0.116153

Ανελαστική ανάλυση

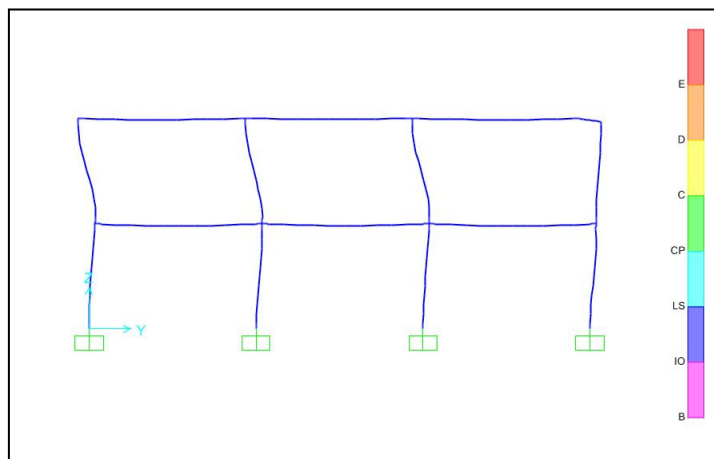


➤ κατά Υ:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=2,27$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
23	0.011686	0.010683
27	0.007855	0.008858
29	0.009441	0.013093
44	0.001458	0.001268
45	0.000898	0.00101
46	0.001123	0.001625

Ανελαστική ανάλυση



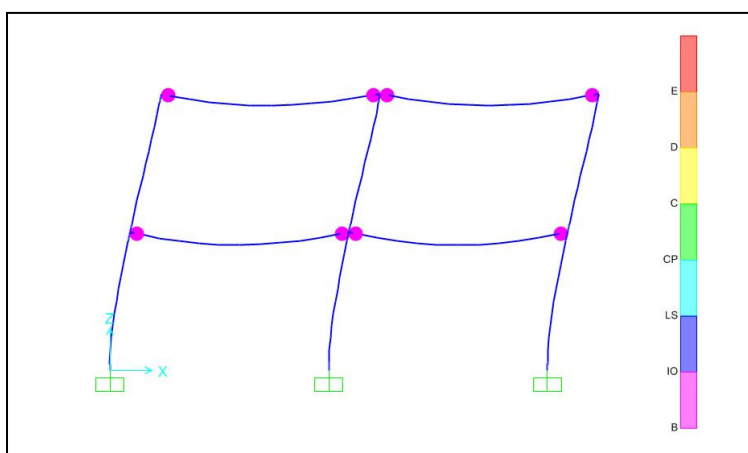
6.2.3 Σεισμός Kobe

➤ κατά X:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,0$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
26	0.03618	0.038199
28	0.033656	0.040877
42	0.031816	0.003199
43	0.026919	0.035962

Ανελαστική ανάλυση

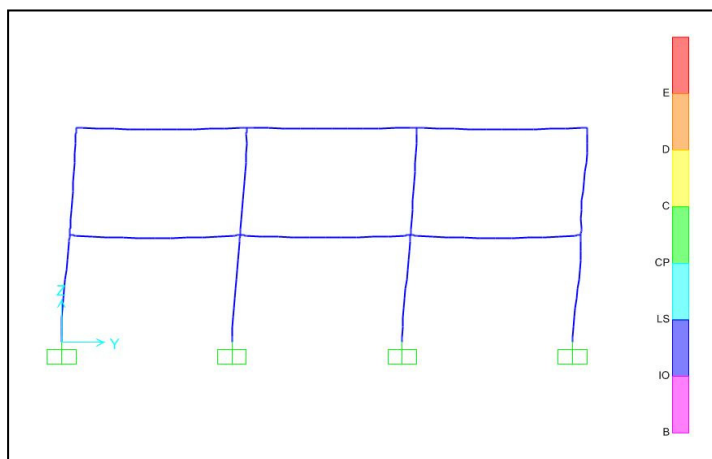


➤ κατά Y:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,38$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
23	0.007619	0.006958
27	0.005111	0.005764
29	0.006148	0.008537
44	0.000846	0.000744
45	0.00053	0.000598
46	0.000657	0.000947

Ανελαστική ανάλυση



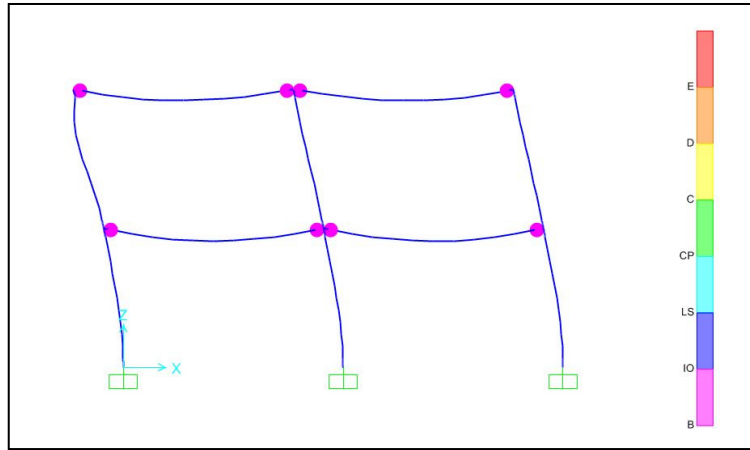
6.2.4 Σεισμός Loma Prieta (χωρίς παλμό κατευθυντικότητας)

➤ κατά Χ:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,0$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
26	0.050666	0.053498
28	0.047032	0.057126
42	0.044796	0.004607
43	0.037888	0.050617

Ανελαστική ανάλυση

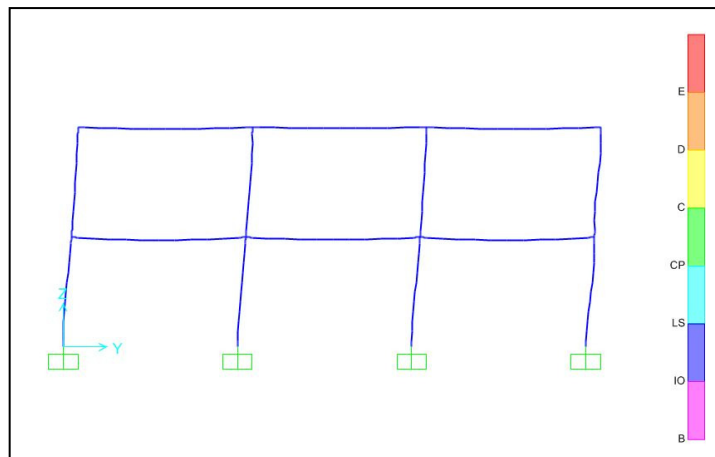


➤ κατά Υ:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,14$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
23	0.00277	0.00253
27	0.001858	0.002096
29	0.002236	0.003103
44	0.000321	0.000281
45	0.0002	0.000225
46	0.000248	0.000359

Ανελαστική ανάλυση



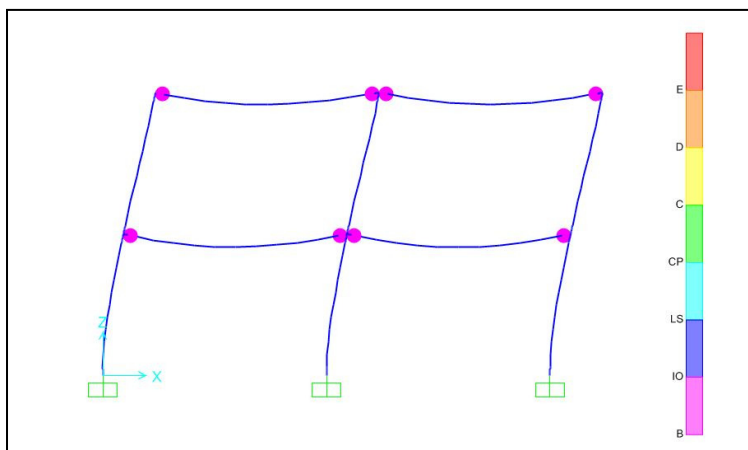
6.2.5 Σεισμός Loma Prieta (με παλμό κατευθυντικότητας)

➤ κατά X:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,17$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
26	0.086009	0.09082
28	0.08018	0.097339
42	0.077527	0.007959
43	0.065278	0.08724

Ανελαστική ανάλυση

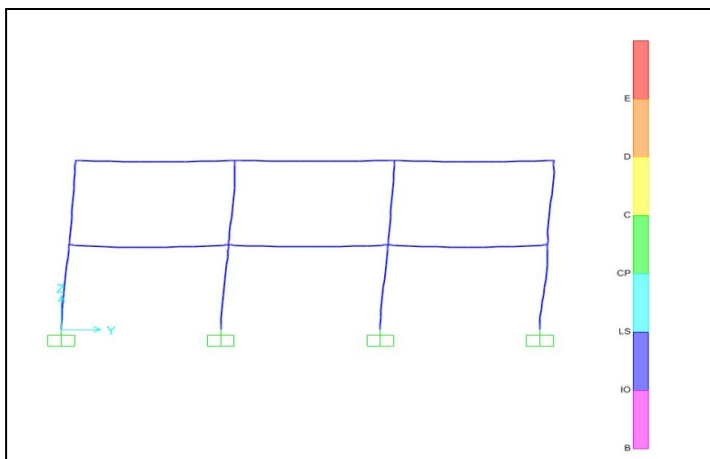


➤ κατά Y:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,0$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
23	0.001704	0.001555
27	0.001143	0.001288
29	0.001375	0.001908
44	0.00019	0.000167
45	0.000119	0.000134
46	0.000148	0.000213

Ανελαστική ανάλυση



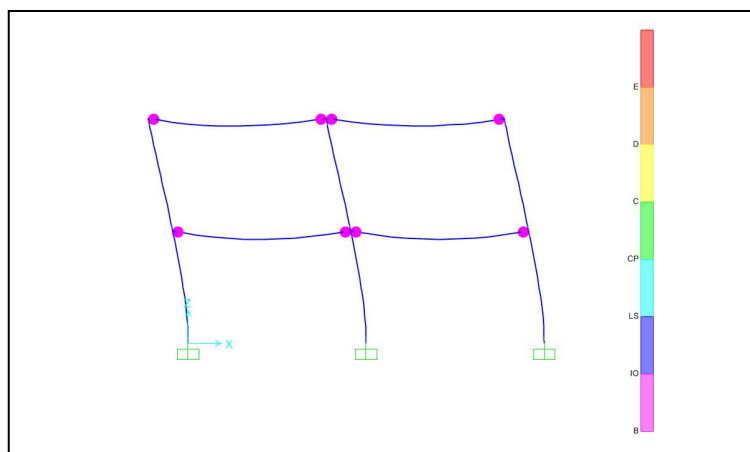
6.2.6 Σεισμός Northridge

➤ κατά Χ:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,54$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
26	0.142359	0.150306
28	0.132768	0.161193
42	0.126733	0.012861
43	0.106803	0.142732

Ανελαστική ανάλυση

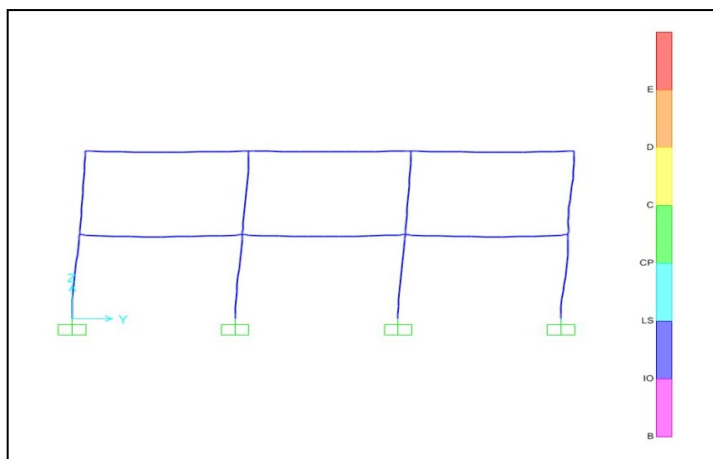


➤ κατά Υ:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,75$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
23	0.014209	0.012977
27	0.009533	0.01075
29	0.011468	0.015918
44	0.00162	0.00142
45	0.00101	0.001138
46	0.001255	0.001812

Ανελαστική ανάλυση



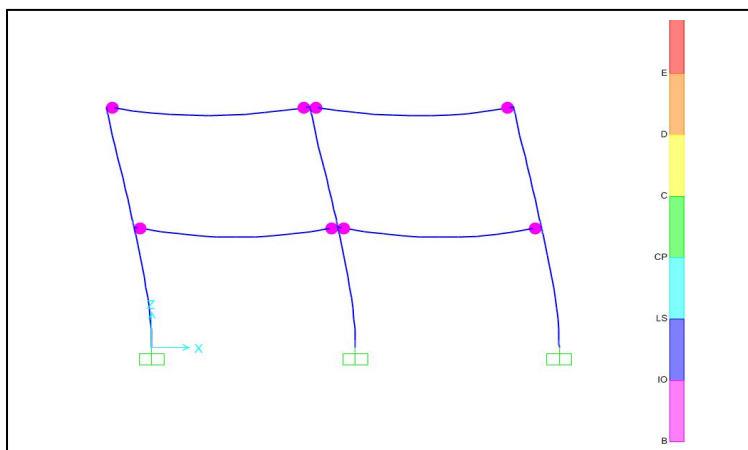
6.2.7 Σεισμός Parkfield

➤ κατά X:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,0$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
26	0.033052	0.034898
28	0.030696	0.037286
42	0.028965	0.002896
43	0.024537	0.032778

Ανελαστική ανάλυση

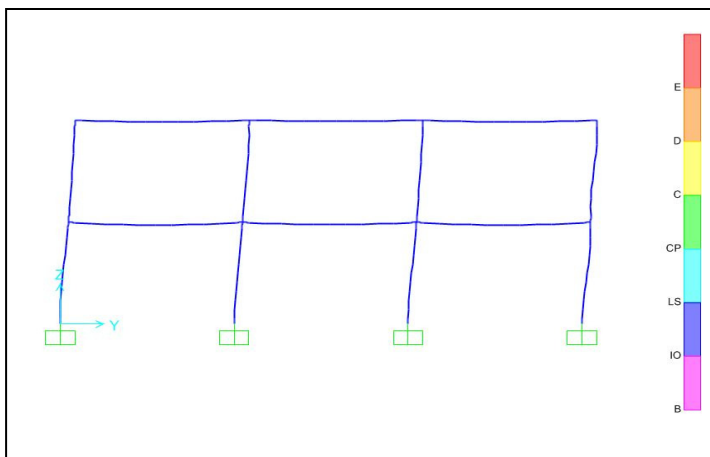


➤ κατά Y:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,14$

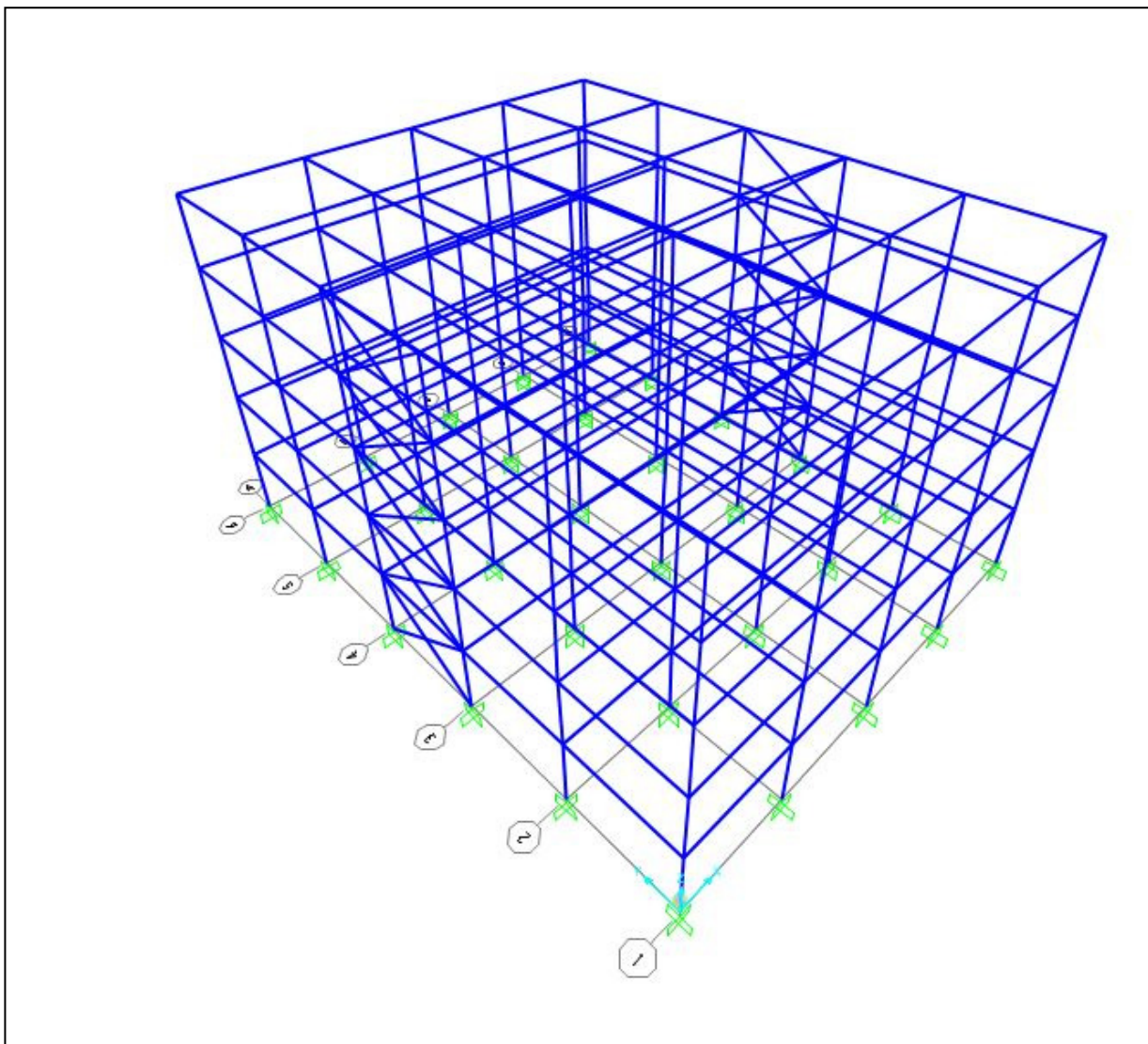
ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
23	0.001794	0.001638
27	0.001204	0.001358
29	0.001448	0.002009
44	0.000238	0.000205
45	0.000144	0.000162
46	0.000182	0.000264

Ανελαστική ανάλυση



6.3 Πενταώροφο προσομοίωμα τεσσάρων ανοιγμάτων στην κύρια διεύθυνση x και πέντε στη δευτερεύουσα y

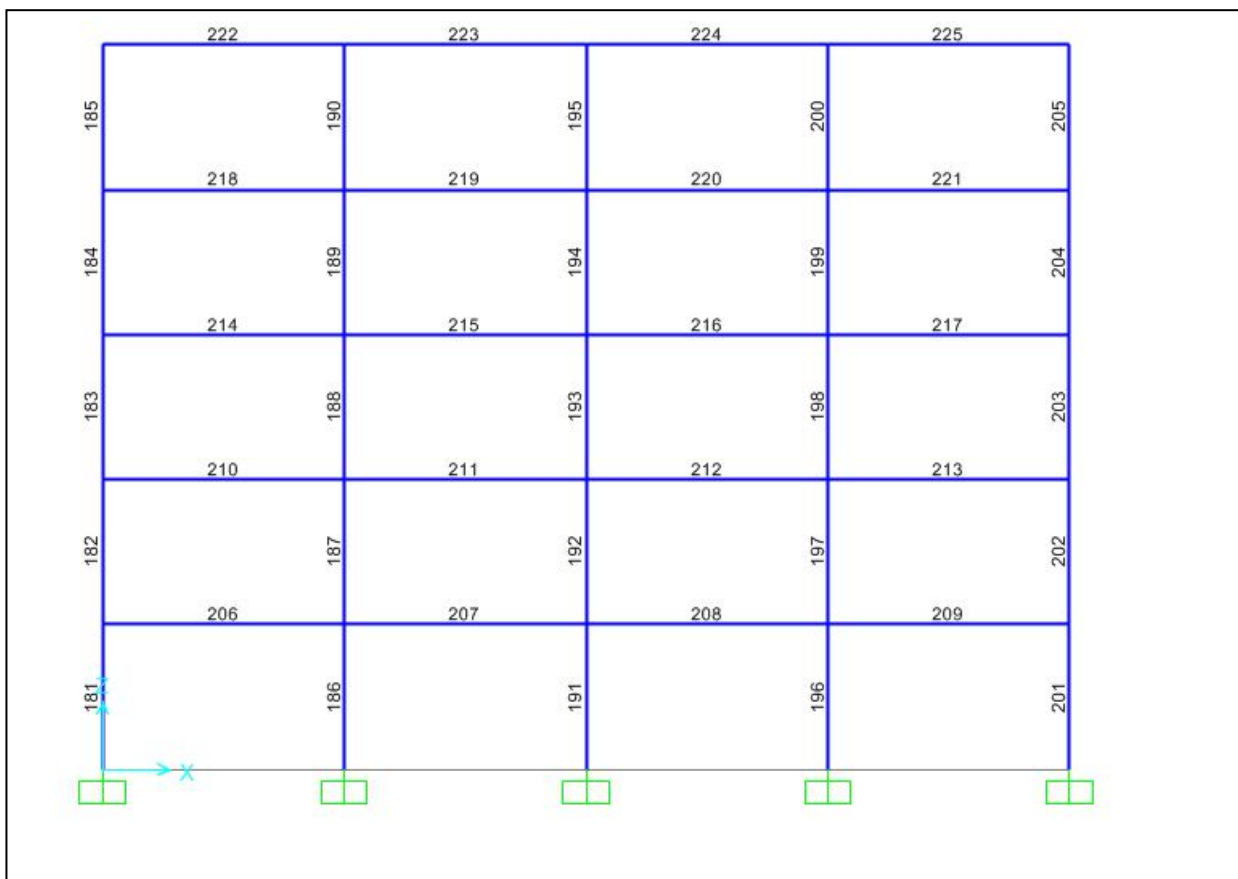
- Χωρικό προσομοίωμα:



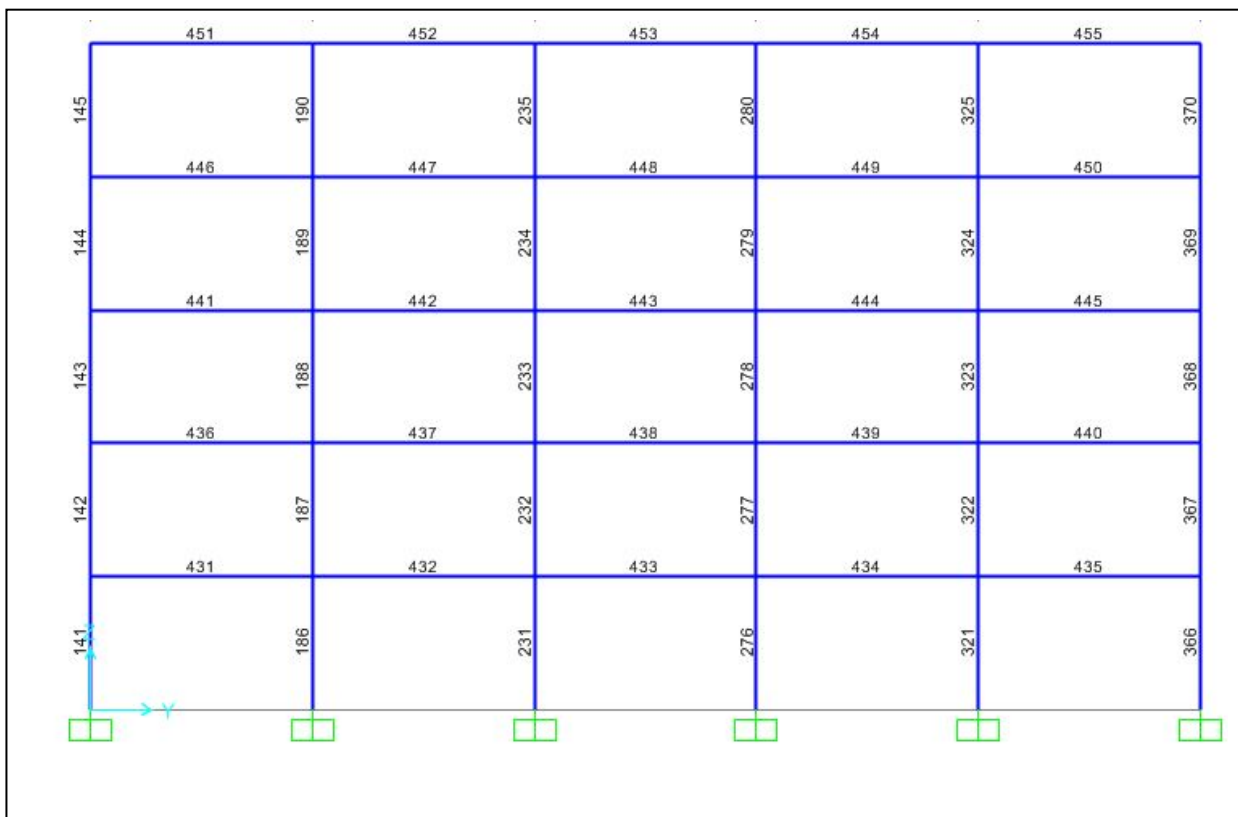
- Στοιχεία μελών προσομοιώματος:

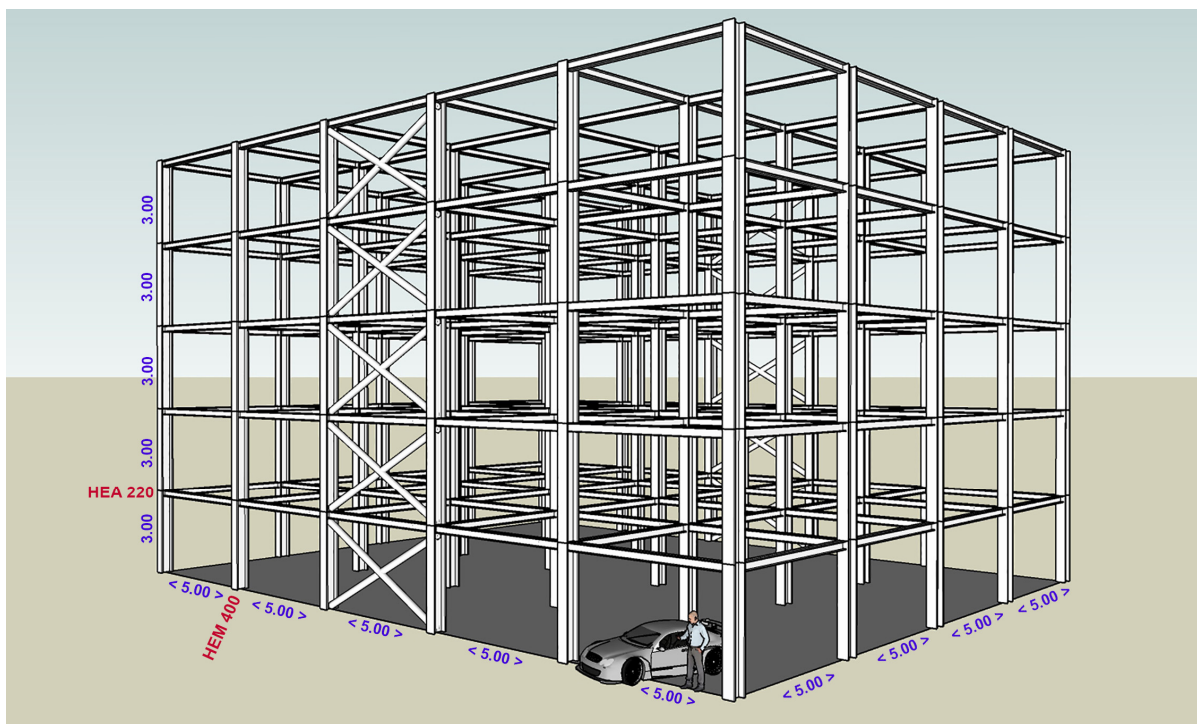
	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ
ΔΟΚΟΣ (X & Y)	HEA 220	5 m
ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ	HEM 400	3 m
ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ	D=193,7 mm, t=16mm	5,83 m

- Αρίθμηση μελών:
- κατά X:



- κατά Y:





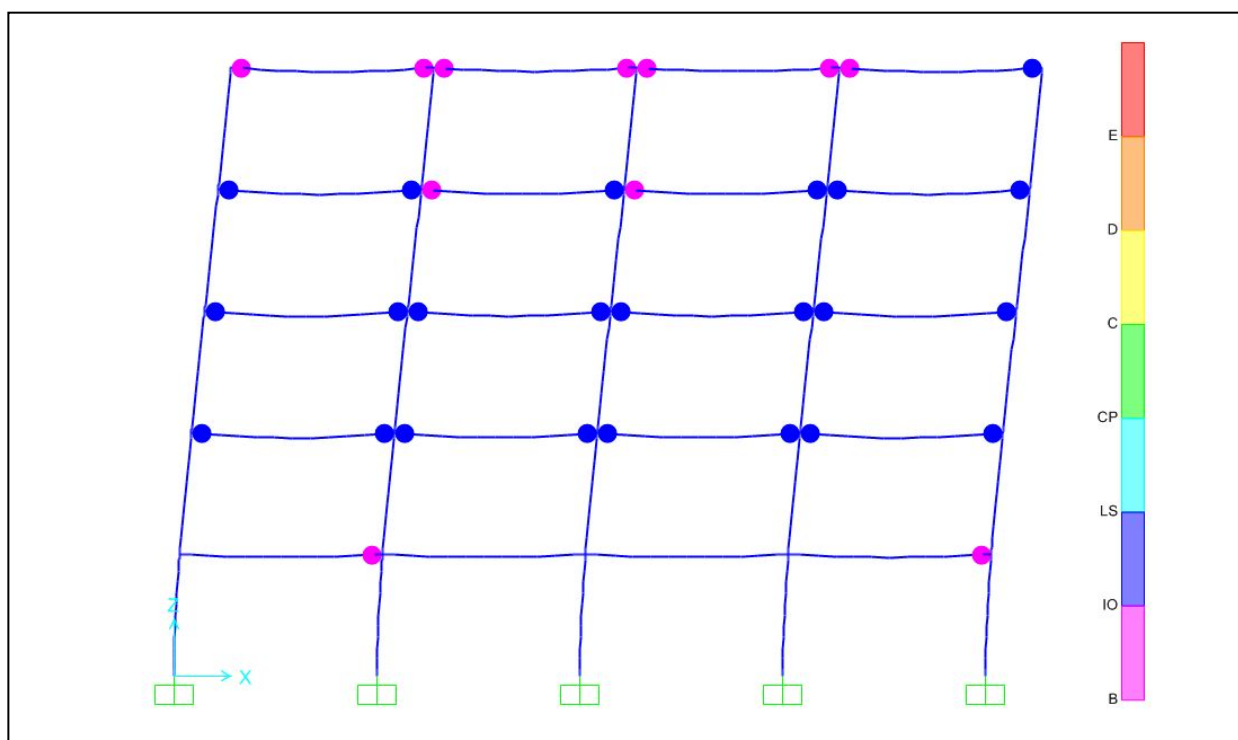
6.3.1 Σεισμός Coyote Lake

➤ κατά X:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,06$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
206	0.049344	0.054857
207	0.047469	0.054192
208	0.047475	0.054185
209	0.048039	0.05628
210	0.139861	0.155803
211	0.135348	0.154546
212	0.135357	0.154536
213	0.136406	0.159579
214	0.16088	0.179069
215	0.155998	0.178117
216	0.15601	0.178104
217	0.156797	0.183571
218	0.121662	0.136261
219	0.119799	0.136737
220	0.119783	0.136755
221	0.119368	0.138839
222	0.082387	0.088892
223	0.076207	0.087023
224	0.07625	0.086976
225	0.07783	0.093927

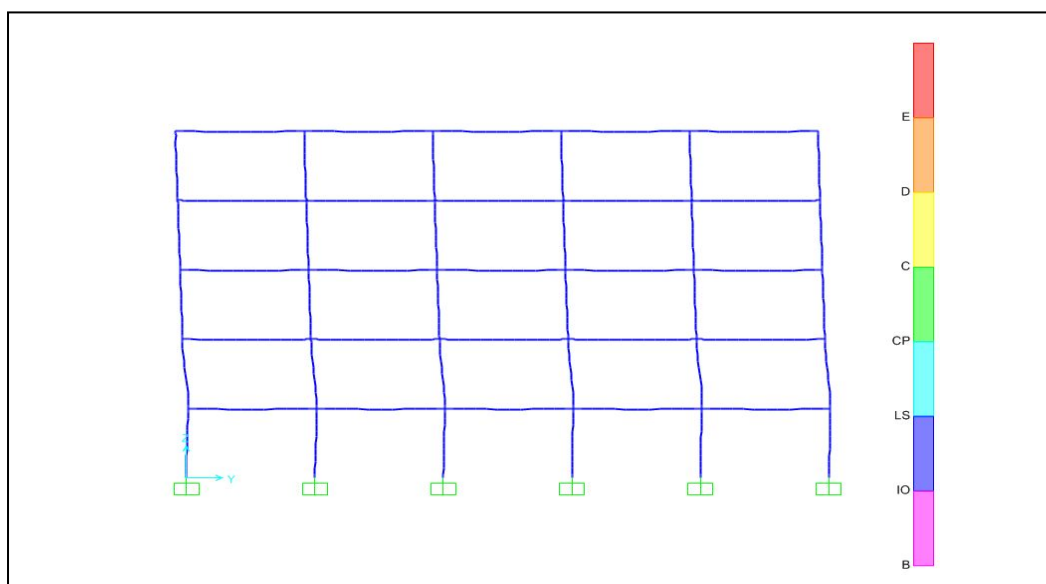
Ανελαστική ανάλυση



➤ κατά Υ:Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,0$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
431	0.000867	0.000883
432	0.000716	0.000818
433	0.000716	0.000815
434	0.000719	0.000816
435	0.000774	0.000984
436	0.000963	0.001007
437	0.000839	0.000956
438	0.00083	0.000946
439	0.00084	0.000955
440	0.000883	0.001094
441	0.001067	0.001101
442	0.000914	0.001043
443	0.000903	0.001028
444	0.000917	0.00104
445	0.000966	0.001211
446	0.000795	0.000838
447	0.000711	0.000809
448	0.000696	0.000792
449	0.000711	0.000809
450	0.000736	0.000902
451	0.000328	0.000305
452	0.000238	0.000274
453	0.000236	0.000268
454	0.000241	0.000271
455	0.000267	0.000371

Ανελαστική ανάλυση



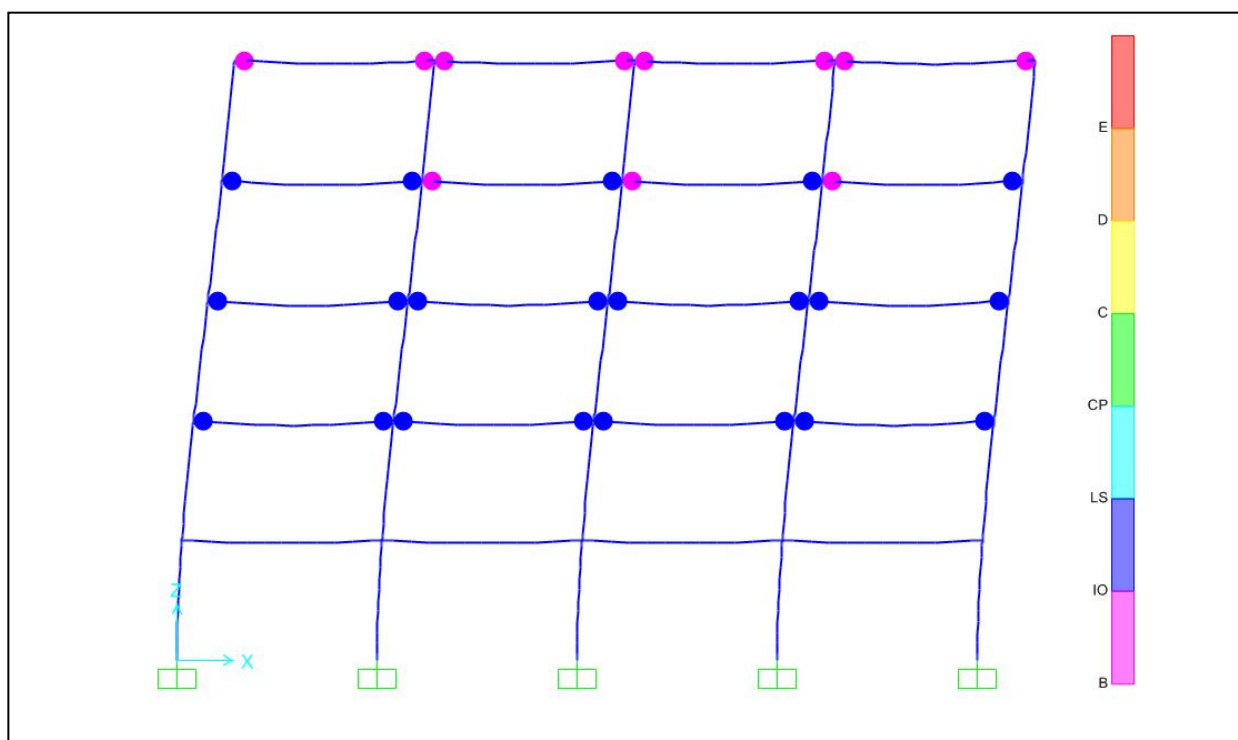
6.3.2 Σεισμός *Cape Mendocino*

➤ κατά X:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,27$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
206	0.062235	0.06918
207	0.059876	0.068351
208	0.059884	0.068343
209	0.060606	0.070996
210	0.180058	0.200487
211	0.174262	0.198905
212	0.174274	0.198893
213	0.175664	0.205414
214	0.214958	0.23919
215	0.208421	0.237924
216	0.208441	0.237907
217	0.209516	0.245239
218	0.17264	0.193269
219	0.169926	0.193879
220	0.169906	0.193907
221	0.169389	0.19693
222	0.12172	0.13116
223	0.112474	0.128308
224	0.112537	0.128236
225	0.114975	0.138588

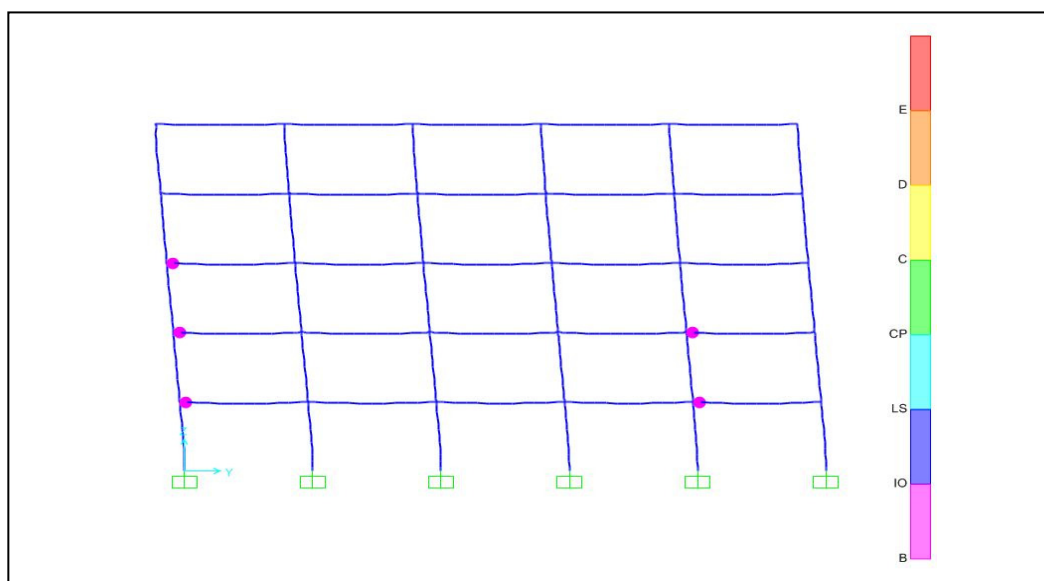
Ανελαστική ανάλυση



➤ κατά Υ:Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,0$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
431	0.032508	0.033123
432	0.026848	0.030686
433	0.026839	0.030571
434	0.026945	0.030582
435	0.029025	0.036909
436	0.034724	0.03632
437	0.030248	0.03451
438	0.029962	0.034137
439	0.030295	0.034462
440	0.031838	0.039465
441	0.036043	0.037241
442	0.03089	0.035293
443	0.03054	0.034796
444	0.030985	0.035195
445	0.032636	0.040956
446	0.025625	0.027071
447	0.022969	0.026157
448	0.022466	0.025594
449	0.022968	0.026163
450	0.023742	0.029129
451	0.010451	0.009752
452	0.00761	0.008773
453	0.00752	0.008566
454	0.007707	0.008669
455	0.008528	0.011846

Ανελαστική ανάλυση



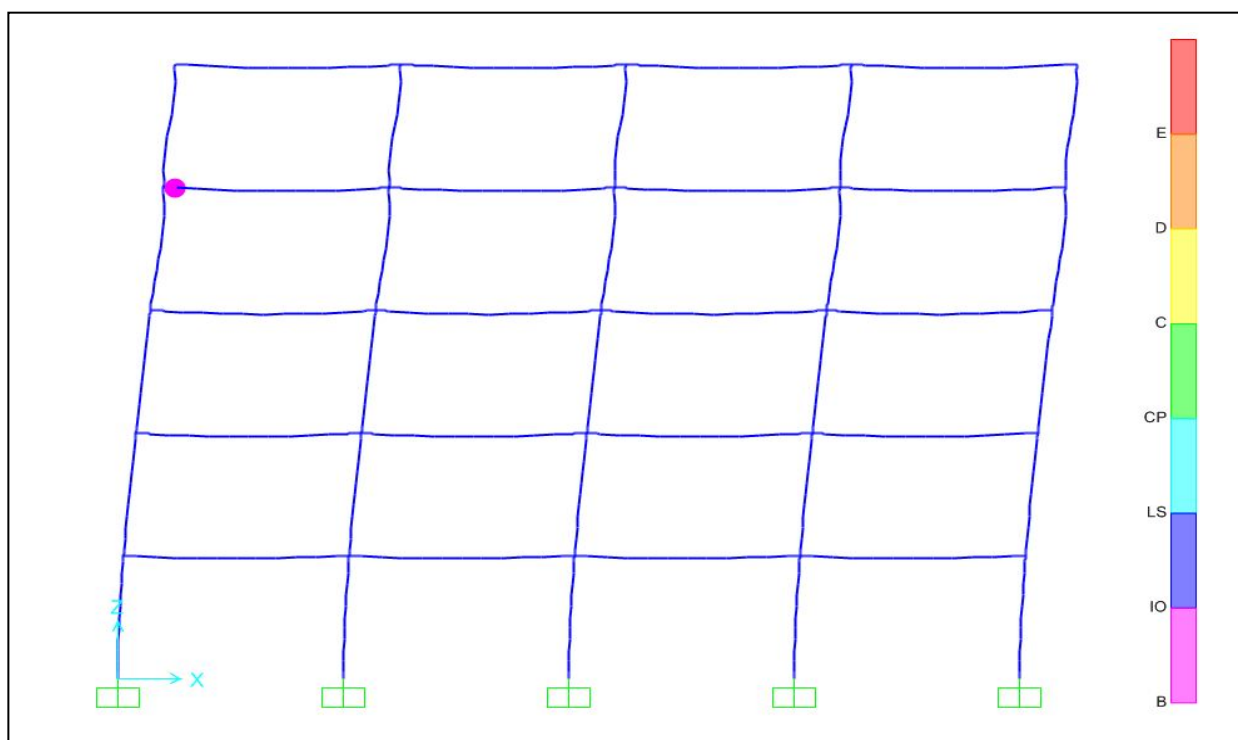
6.3.3 Σεισμός Kobe

➤ κατά X:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,13$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
206	0.00775	0.008585
207	0.007424	0.008455
208	0.007425	0.008454
209	0.007541	0.008815
210	0.016777	0.018671
211	0.016216	0.018504
212	0.016218	0.018503
213	0.016346	0.019107
214	0.02575	0.02861
215	0.024931	0.028431
216	0.024933	0.028428
217	0.025034	0.029277
218	0.032076	0.035796
219	0.031455	0.035795
220	0.03145	0.0358
221	0.031389	0.036383
222	0.027307	0.029318
223	0.025082	0.028533
224	0.025099	0.028516
225	0.025715	0.030899

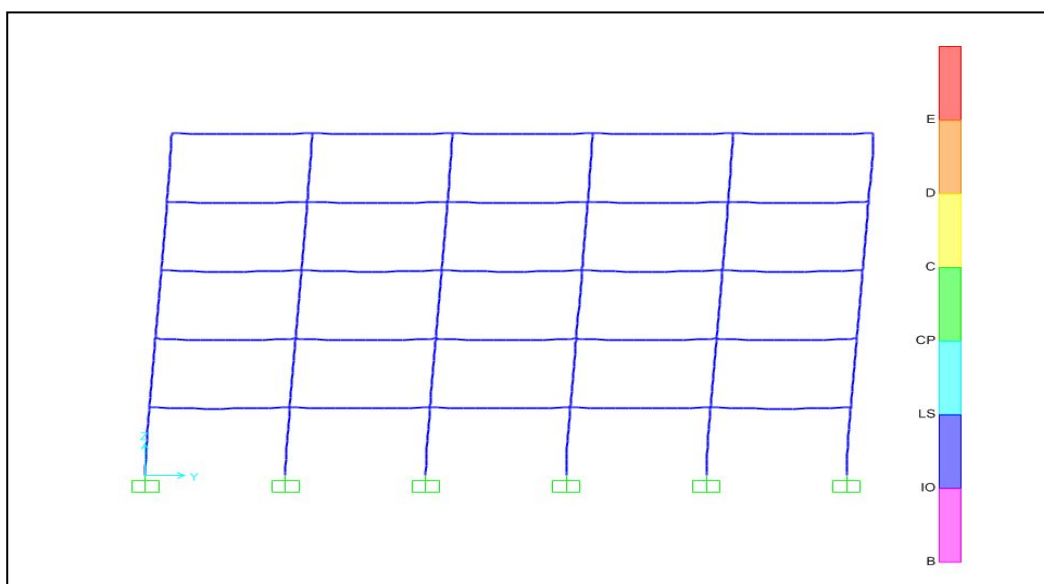
Ανελαστική ανάλυση



➤ κατά Υ:Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,0$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
431	0.003885	0.003952
432	0.003203	0.003658
433	0.003204	0.003646
434	0.003215	0.003645
435	0.003467	0.004406
436	0.003849	0.004026
437	0.003353	0.003825
438	0.003322	0.003785
439	0.003359	0.003359
440	0.003529	0.004374
441	0.004056	0.004187
442	0.003475	0.003968
443	0.003435	0.003912
444	0.003486	0.003957
445	0.003672	0.004605
446	0.003018	0.003182
447	0.002702	0.003073
448	0.002643	0.003008
449	0.002702	0.003074
450	0.002795	0.003425
451	0.001247	0.001162
452	0.000907	0.001044
453	0.000897	0.00102
454	0.000919	0.001032
455	0.001018	0.001411

Ανελαστική ανάλυση



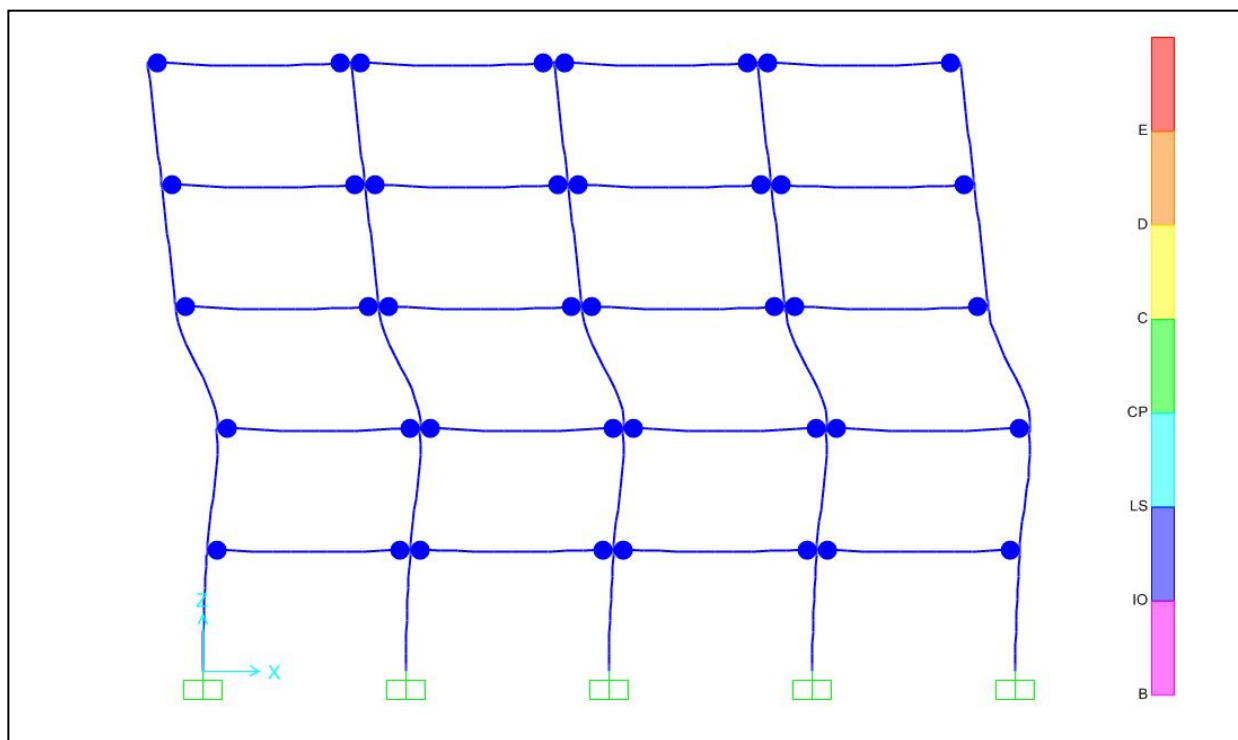
6.3.4 Σεισμός Loma Prieta (χωρίς παλμό κατευθυντικότητας)

➤ κατά X:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,0$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
206	0,159717	0,177653
207	0,153704	0,175532
208	0,153724	0,175512
209	0,155464	0,182193
210	0,480287	0,534897
211	0,464773	0,530576
212	0,464798	0,530535
213	0,468299	0,547707
214	0,563478	0,627121
215	0,546292	0,623699
216	0,546331	0,623642
217	0,549029	0,642719
218	0,427934	0,479311
219	0,421308	0,480891
220	0,421248	0,480948
221	0,419745	0,488241
222	0,291269	0,314185
223	0,269327	0,307496
224	0,269482	0,307329
225	0,275079	0,331891

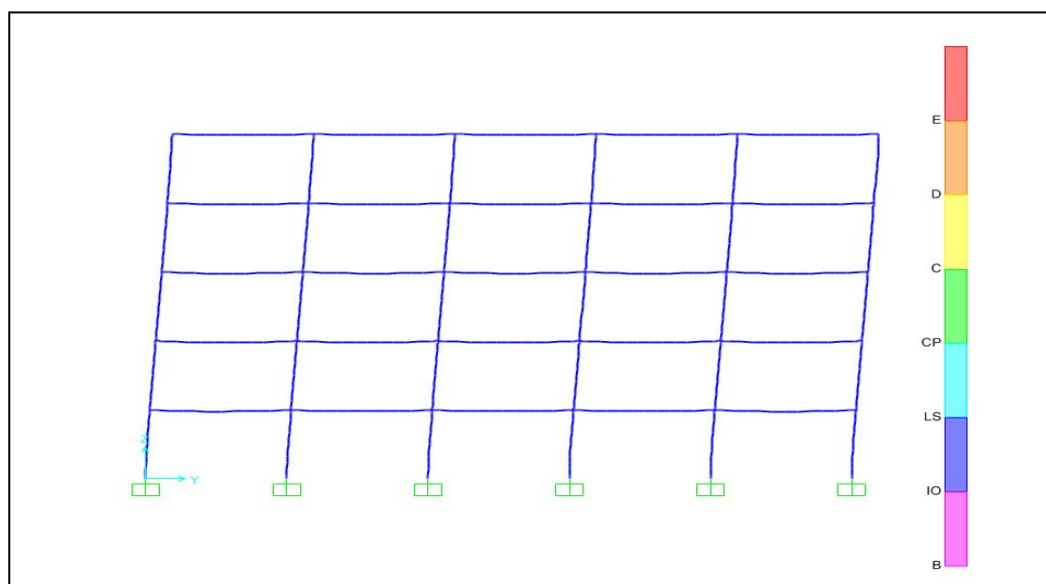
Ανελαστική ανάλυση



➤ κατά Υ:Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,0$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
431	0.013959	0.014213
432	0.01152	0.013162
433	0.011519	0.013115
434	0.011562	0.013117
435	0.01246	0.01584
436	0.014385	0.015046
437	0.012531	0.014295
438	0.012413	0.014142
439	0.01255	0.014275
440	0.01319	0.016347
441	0.014578	0.015063
442	0.012494	0.014274
443	0.012353	0.014074
444	0.012532	0.014235
445	0.0132	0.016565
446	0.010376	0.010959
447	0.0093	0.010588
448	0.009096	0.01036
449	0.0093	0.010591
450	0.009613	0.011791
451	0.004279	0.003989
452	0.003114	0.003587
453	0.003077	0.003503
454	0.003154	0.003545
455	0.003491	0.004845

Ανελαστική ανάλυση



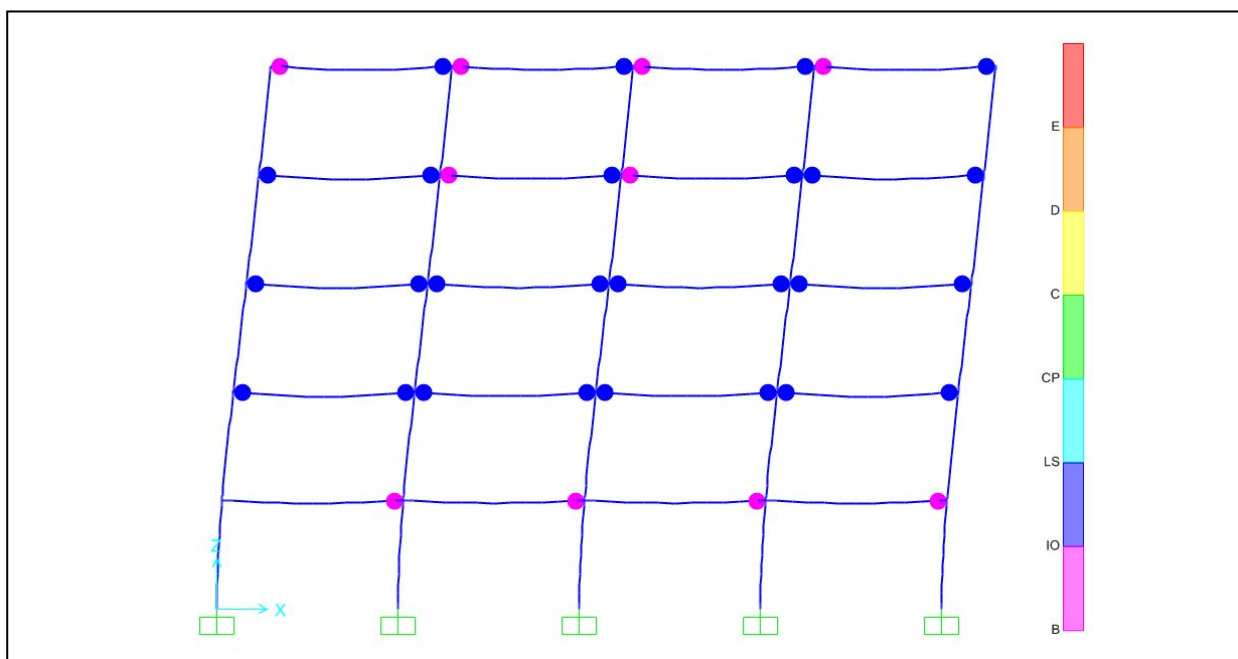
6.3.5 Σεισμός Loma Prieta (με παλμό κατευθυντικότητας)

➤ κατά X:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,0$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
206	0.053727	0.05973
207	0.051687	0.059007
208	0.051693	0.059
209	0.052304	0.061276
210	0.152545	0.169891
211	0.1476	0.168503
212	0.14761	0.168491
213	0.148769	0.174004
214	0.170121	0.189361
215	0.164944	0.188335
216	0.164957	0.188321
217	0.165783	0.194092
218	0.125812	0.140915
219	0.1239	0.14142
220	0.123883	0.141438
221	0.123439	0.143579
222	0.085123	0.091808
223	0.078728	0.089875
224	0.078773	0.089825
225	0.080397	0.09699

Ανελαστική ανάλυση

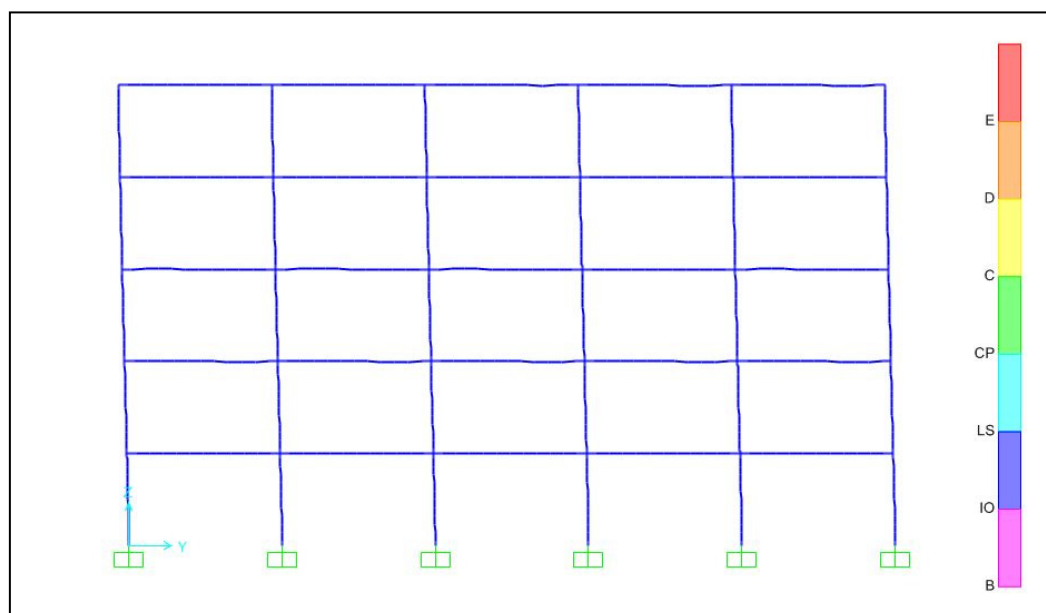


➤ κατά Υ:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,0$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
431	0.001051	0.001065
432	0.000863	0.000984
433	0.000864	0.000981
434	0.000866	0.00098
435	0.000937	0.001188
436	0.000938	0.00098
437	0.000817	0.000931
438	0.000809	0.000921
439	0.000818	0.000929
440	0.00086	0.001065
441	0.001153	0.001187
442	0.000987	0.001124
443	0.000976	0.001109
444	0.00099	0.001121
445	0.001044	0.001306
446	0.000985	0.001034
447	0.000879	0.000996
448	0.000861	0.000976
449	0.000879	0.000997
450	0.000912	0.001113
451	0.000422	0.000392
452	0.000306	0.000351
453	0.000303	0.000343
454	0.00031	0.000347
455	0.000345	0.000475

Ανελαστική ανάλυση



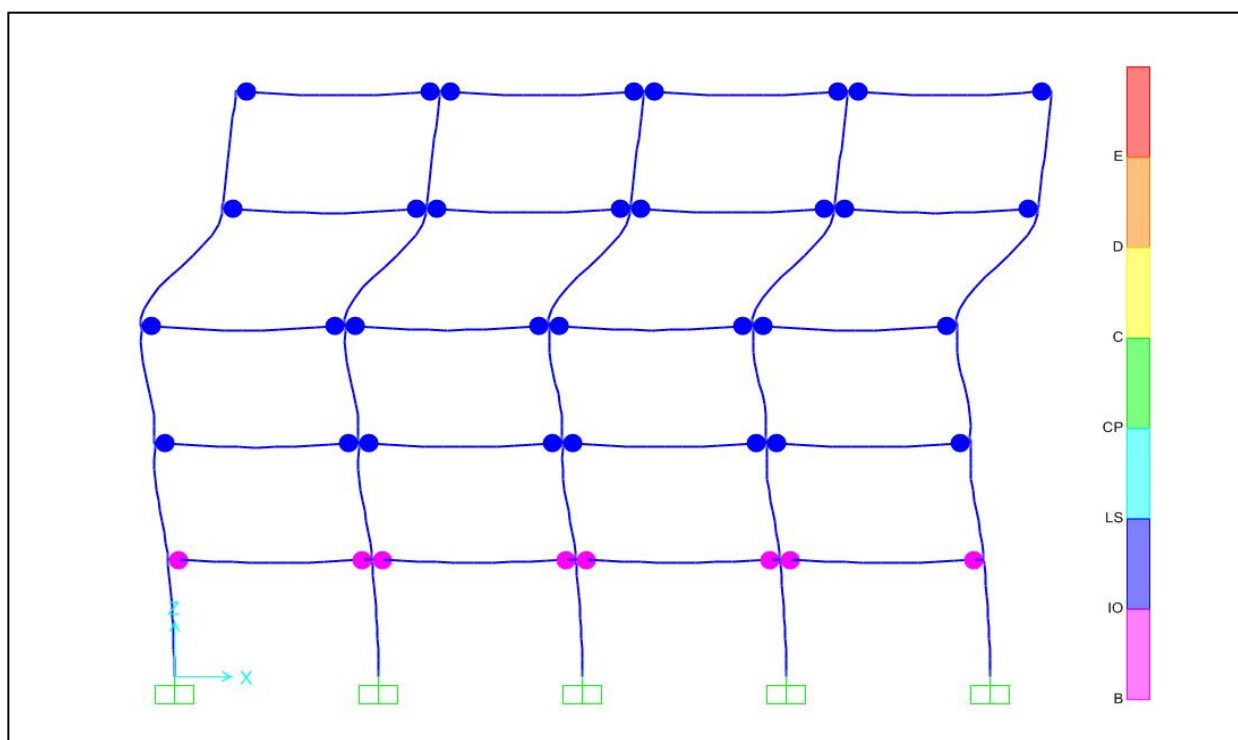
6.3.6 Σεισμός Northridge

➤ κατά X:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,85$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
206	0.106302	0.118071
207	0.10216	0.116559
208	0.102174	0.116545
209	0.103479	0.121162
210	0.291456	0.324361
211	0.293027	0.287706
212	0.287706	0.321678
213	0.284299	0.332296
214	0.371433	0.413007
215	0.360041	0.410778
216	0.360061	0.410738
217	0.36193	0.423398
218	0.337538	0.377519
219	0.331939	0.378428
220	0.331888	0.378475
221	0.33107	0.384546
222	0.253116	0.272376
223	0.233475	0.266069
224	0.233612	0.26592
225	0.238975	0.287706

Ανελαστική ανάλυση

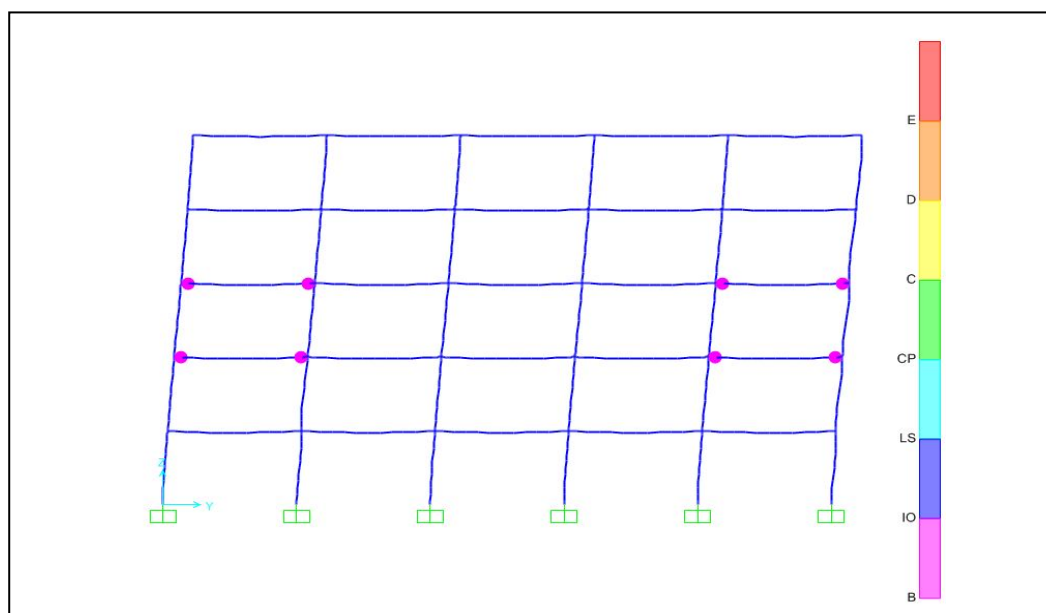


➤ κατά Υ:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,26$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
431	0.042749	0.043561
432	0.035309	0.040358
433	0.035297	0.040206
434	0.035436	0.040221
435	0.03817	0.048539
436	0.046574	0.048701
437	0.040563	0.046273
438	0.040173	0.045766
439	0.040626	0.046208
440	0.042696	0.052925
441	0.050101	0.051735
442	0.042931	0.049023
443	0.04244	0.048331
444	0.043061	0.048888
445	0.045364	0.056896
446	0.036686	0.038717
447	0.032863	0.037394
448	0.032146	0.036594
449	0.032861	0.037403
450	0.033987	0.041663
451	0.015077	0.014057
452	0.010973	0.012637
453	0.010845	0.012344
454	0.011113	0.012489
455	0.012306	0.017071

Ανελαστική ανάλυση



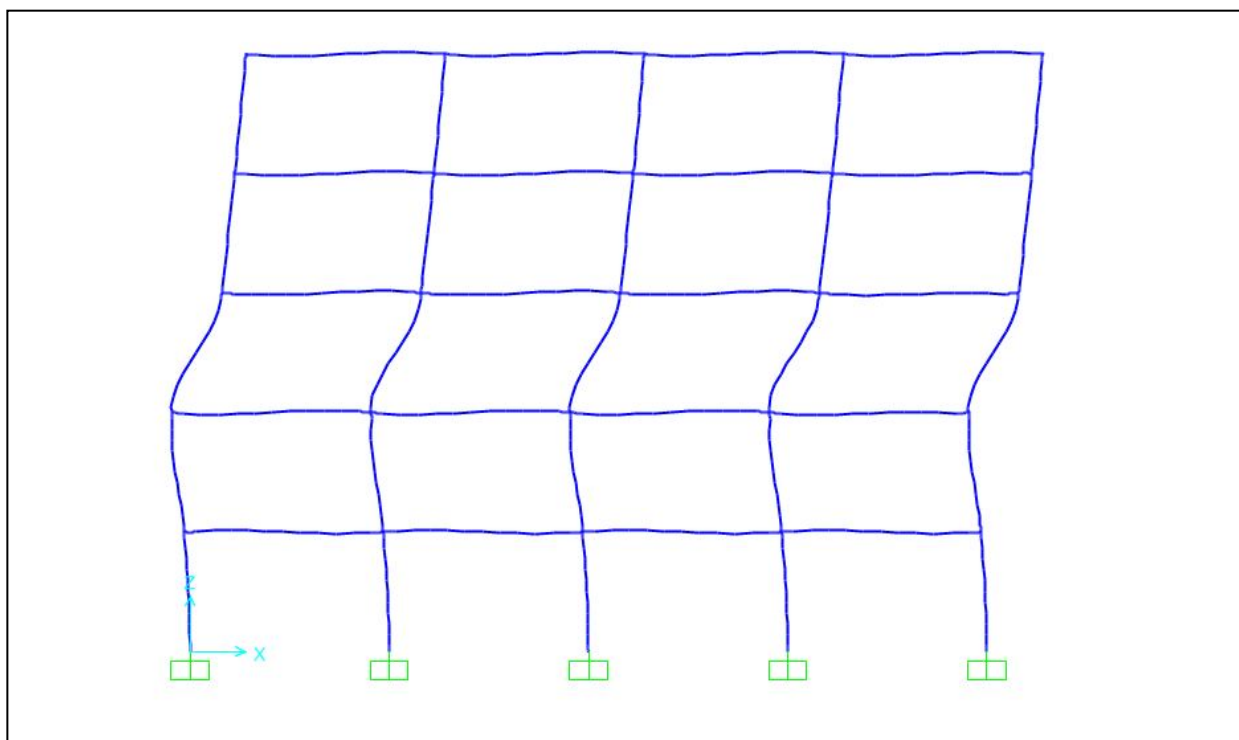
6.3.7 Σεισμός Parkfield

➤ κατά X:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,01$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
206	0.001053	0.001169
207	0.001013	0.001155
208	0.001013	0.001155
209	0.001026	0.001201
210	0.002834	0.003154
211	0.002742	0.003129
212	0.002743	0.003129
213	0.002766	0.003233
214	0.003454	0.003839
215	0.003349	0.003819
216	0.003349	0.003819
217	0.003368	0.003938
218	0.002918	0.003264
219	0.00287	0.003272
220	0.002869	0.003273
221	0.002862	0.003325
222	0.002198	0.002363
223	0.002027	0.002309
224	0.002029	0.002308
225	0.002076	0.002497

Ανελαστική ανάλυση

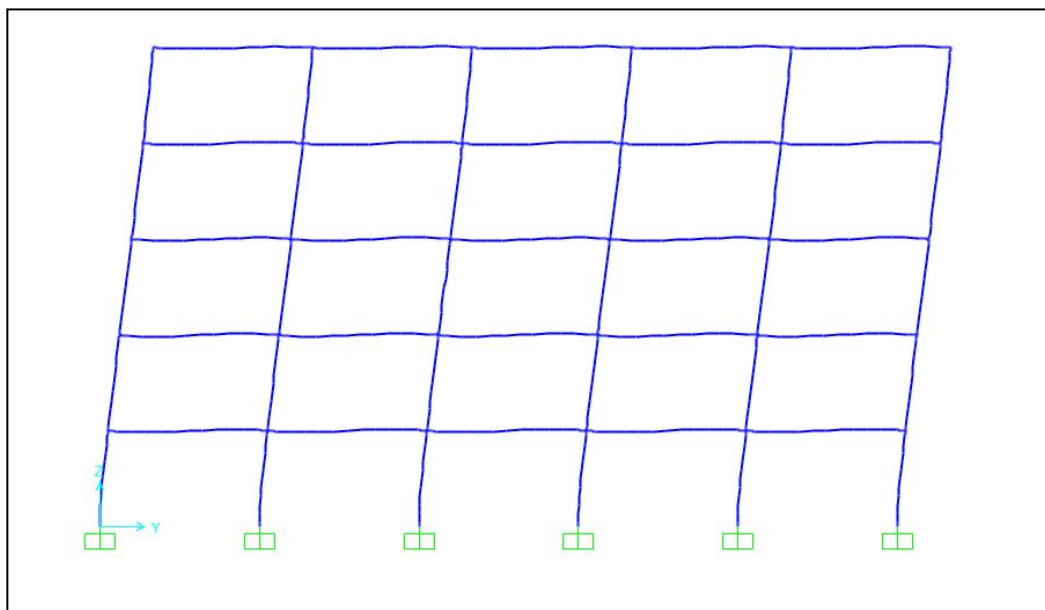


➤ κατά Υ:

Δείκτης συσσωρευμένης βλάβης στα άκρα των δοκών για $\alpha=1,00$

ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ	
	0	1
431	0.002801	0.002852
432	0.002312	0.002641
433	0.002311	0.002631
434	0.00232	0.002632
435	0.0025	0.003178
436	0.003051	0.003185
437	0.002654	0.003025
438	0.002629	0.002992
439	0.002658	0.003021
440	0.002796	0.003462
441	0.003321	0.003426
442	0.002844	0.003246
443	0.002812	0.0032
444	0.002853	0.003237
445	0.003006	0.003768
446	0.002488	0.002623
447	0.002228	0.002532
448	0.002179	0.002478
449	0.002228	0.002533
450	0.002305	0.002822
451	0.001055	0.00098
452	0.000766	0.00088
453	0.000758	0.00086
454	0.000776	0.00087
455	0.000861	0.00119

Ανελαστική ανάλυση

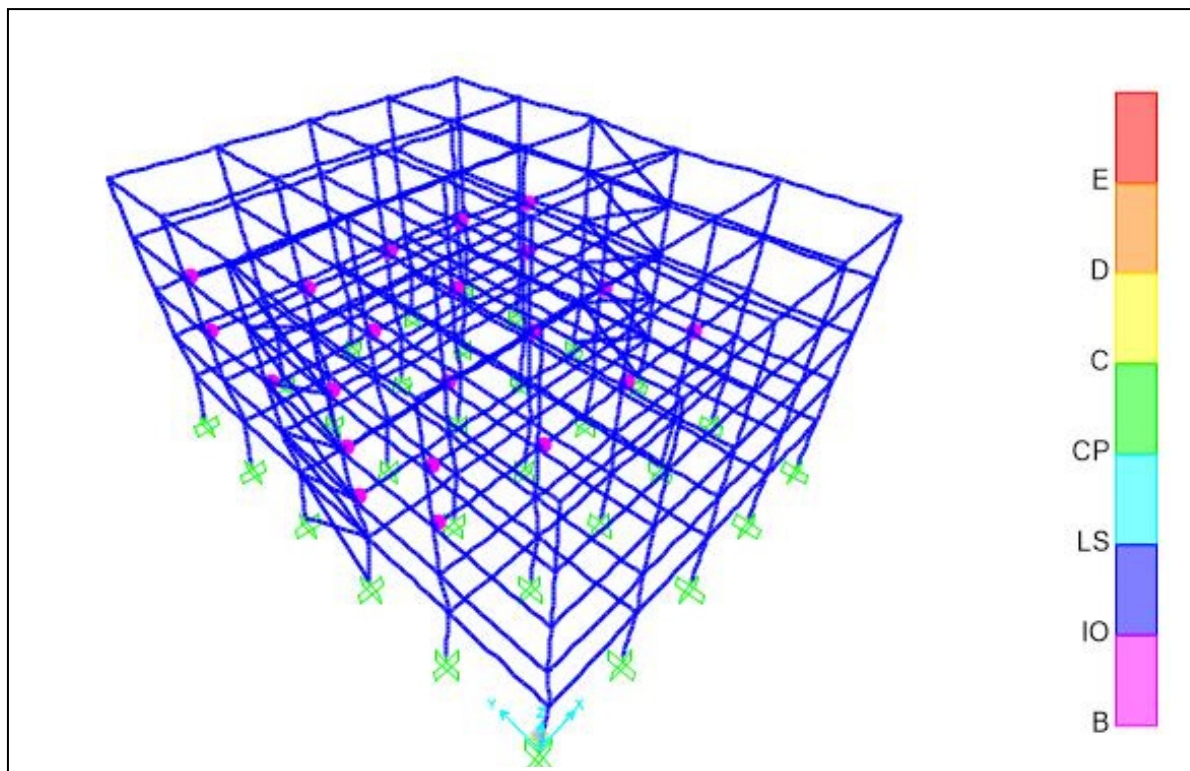
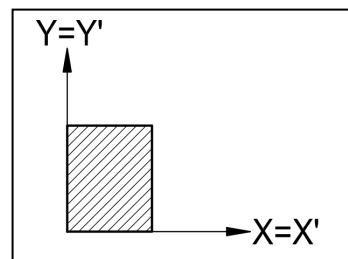


6.4 Σεισμοί έλεγχου κατεύθυνσης

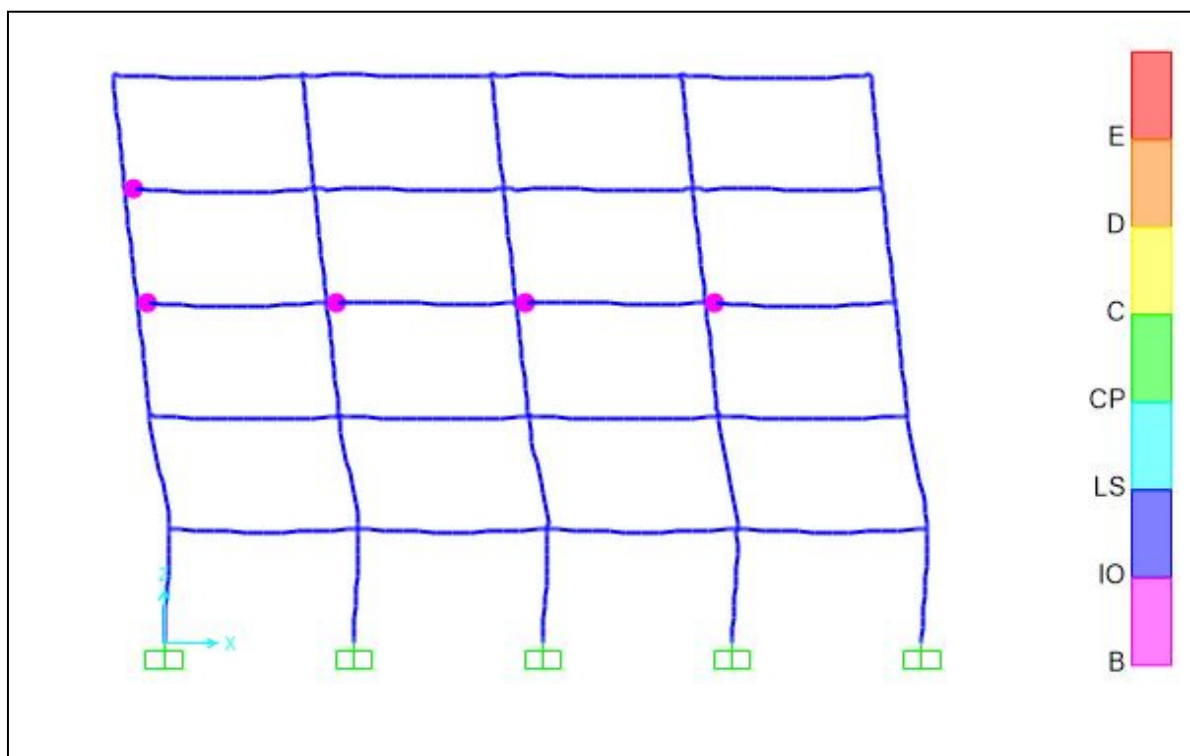
6.4.1 Σεισμός Nicaragua (0,36g)

6.4.1.1 0°

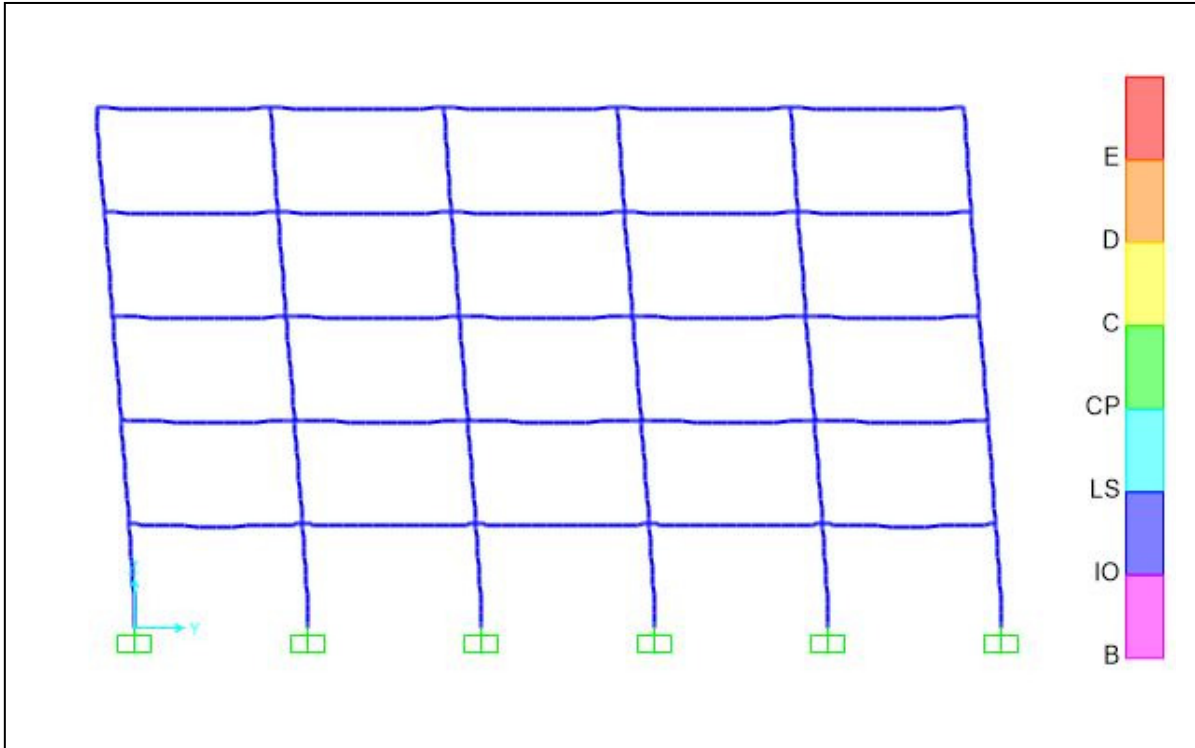
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X

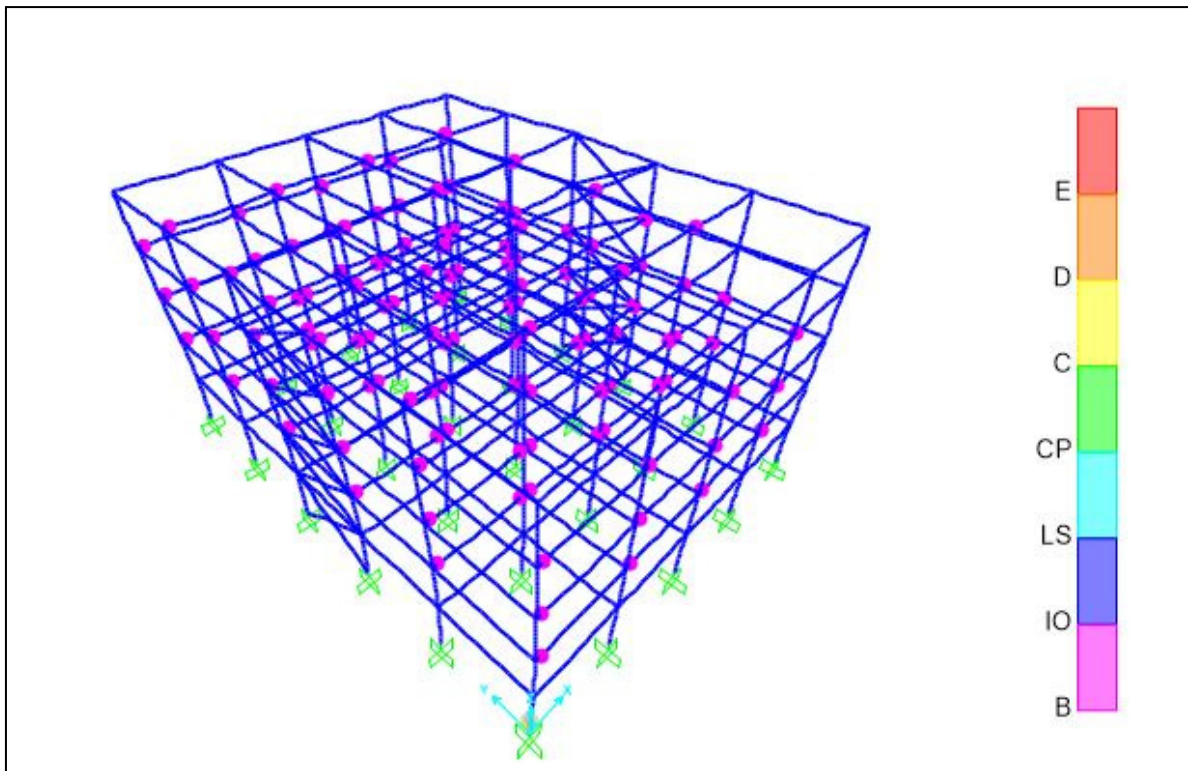
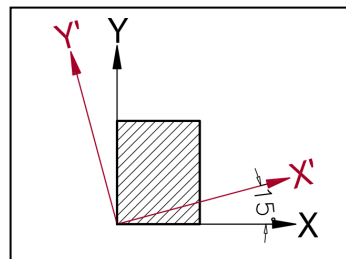


➤ δυσμενέστερο Υ

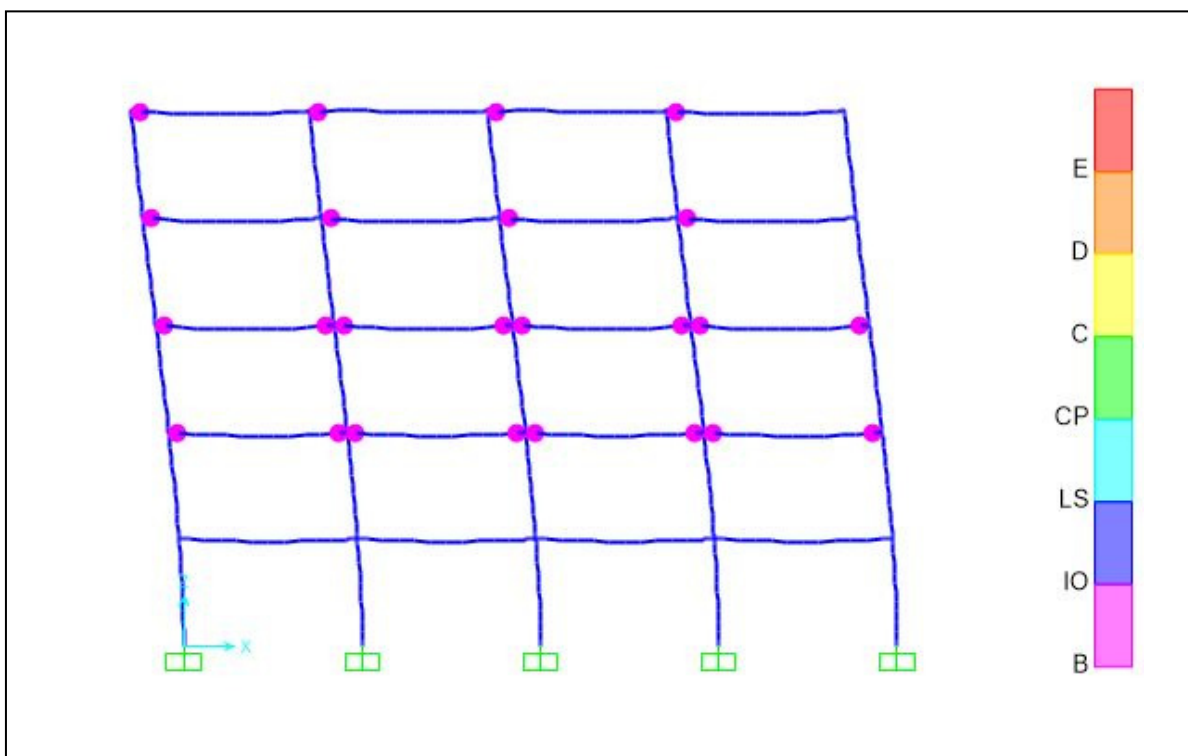


6.4.1.2 15°

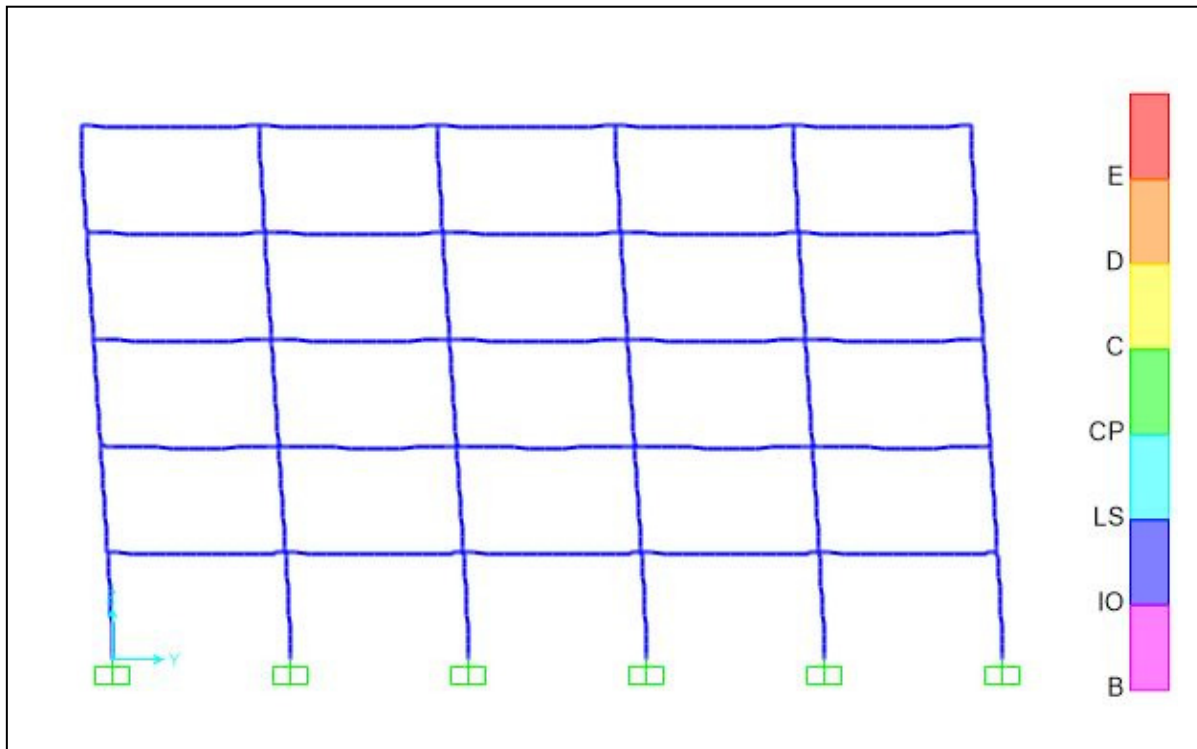
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X

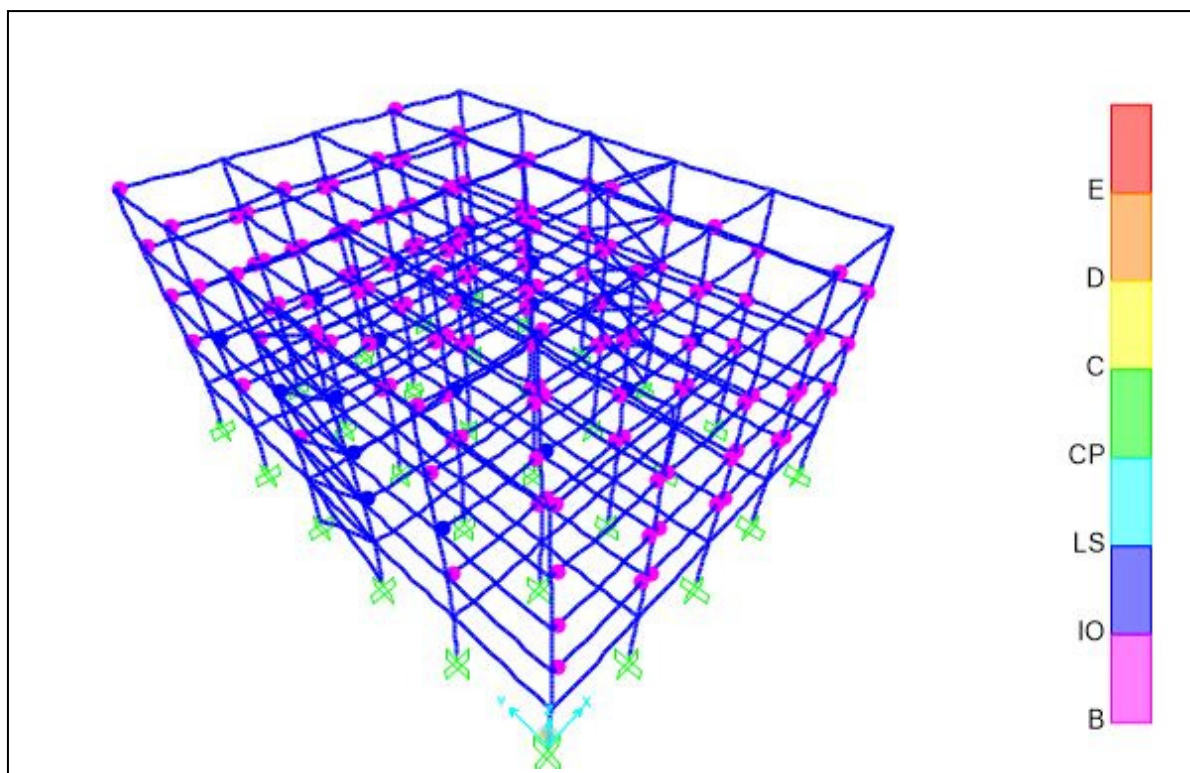
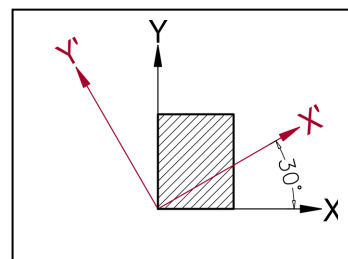


➤ δυσμενέστερο Υ

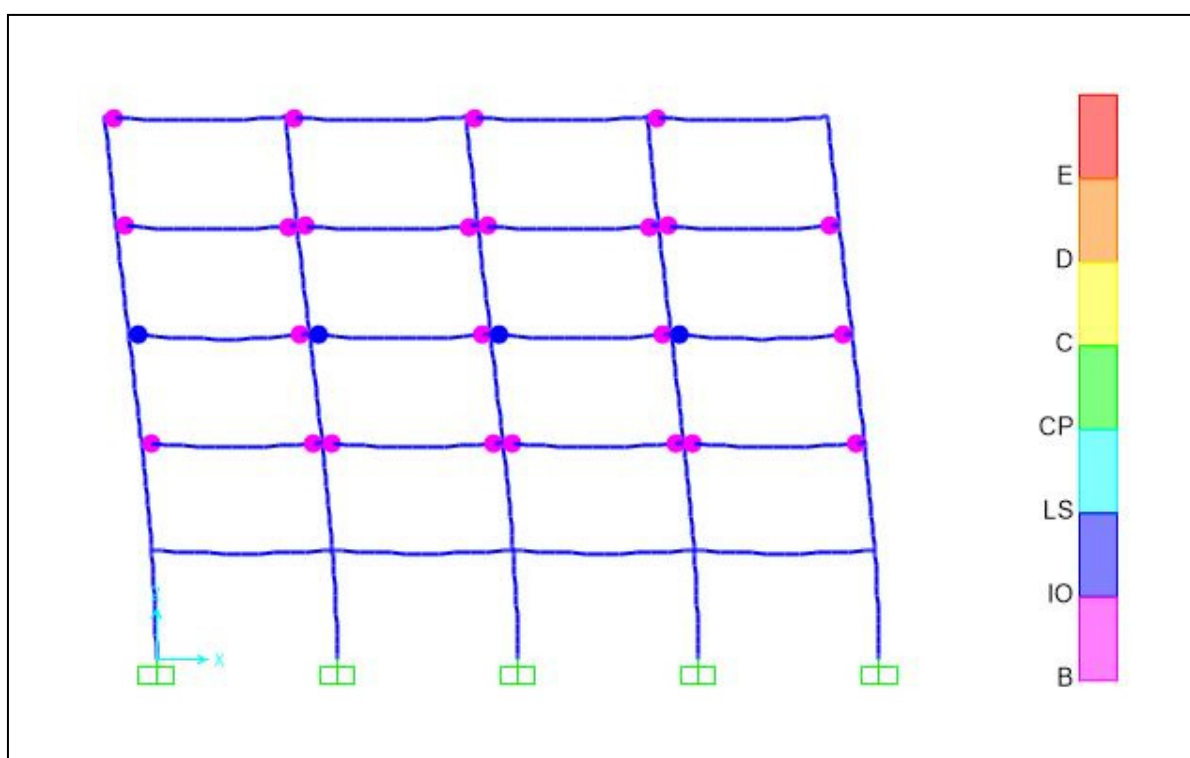


6.4.1.3 30°

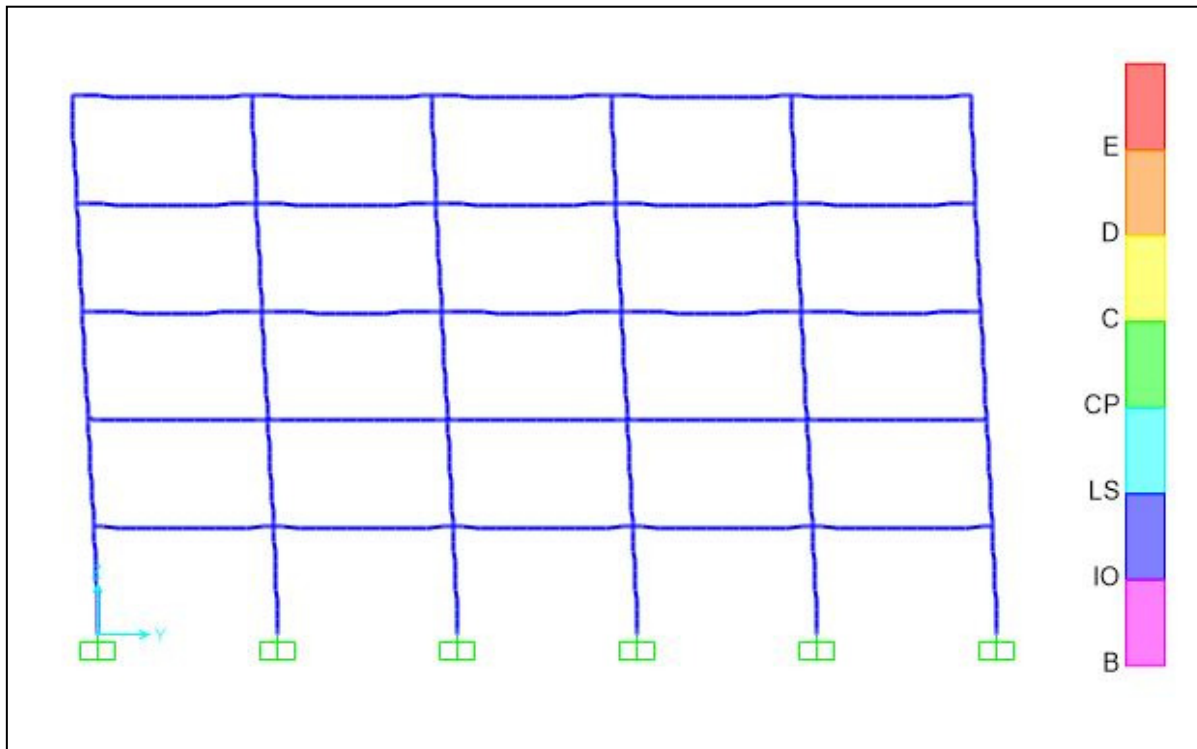
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X

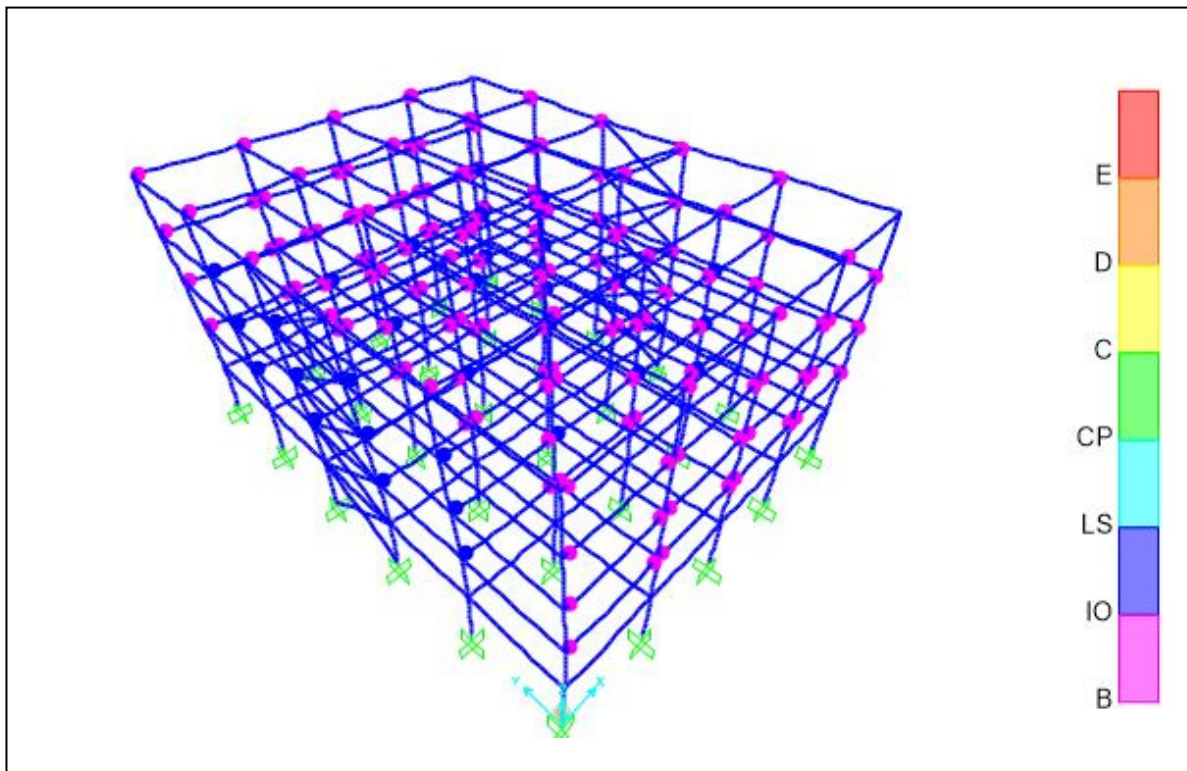
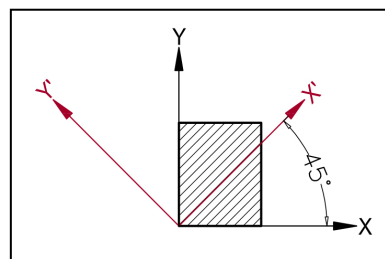


➤ δυσμενέστερο Υ

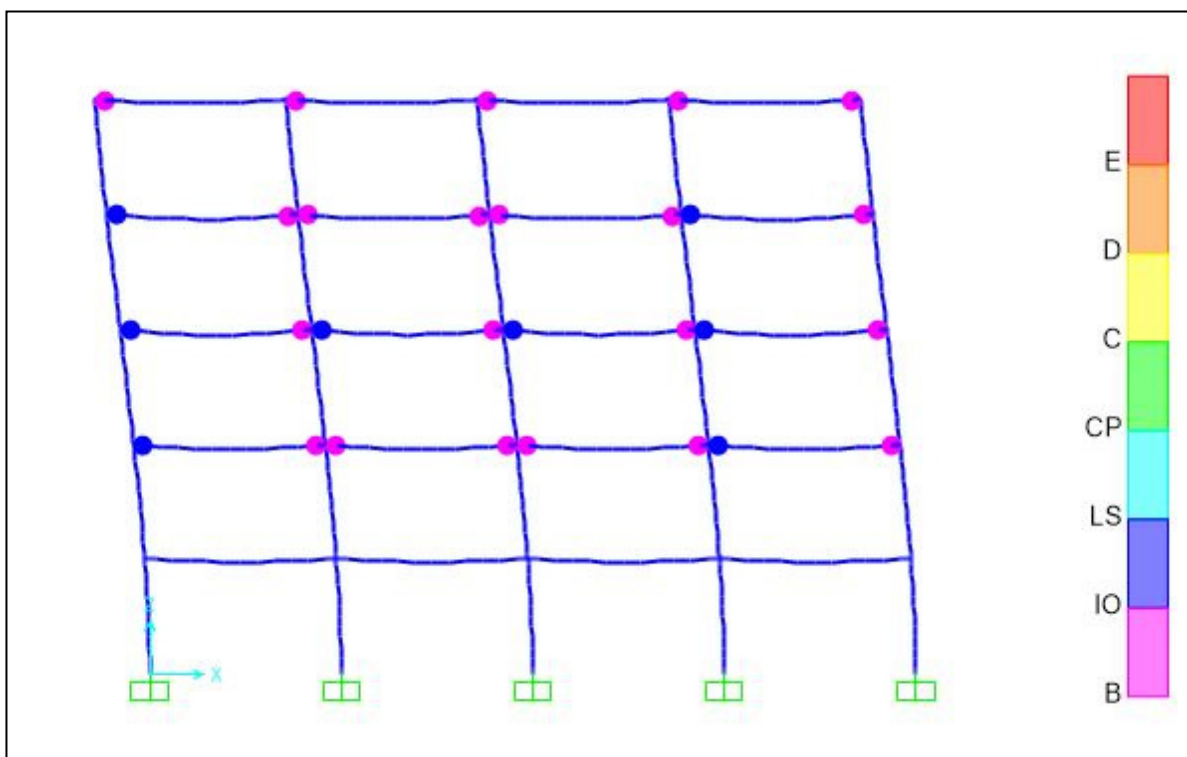


6.4.1.4 45°

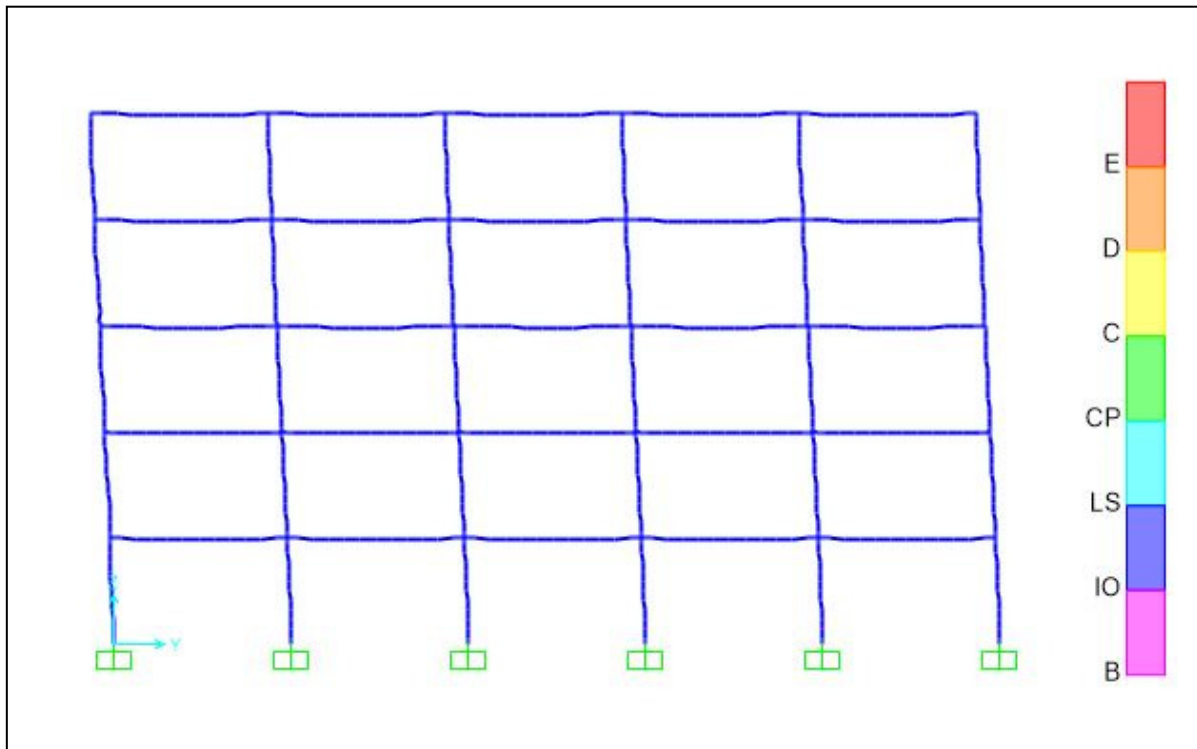
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X

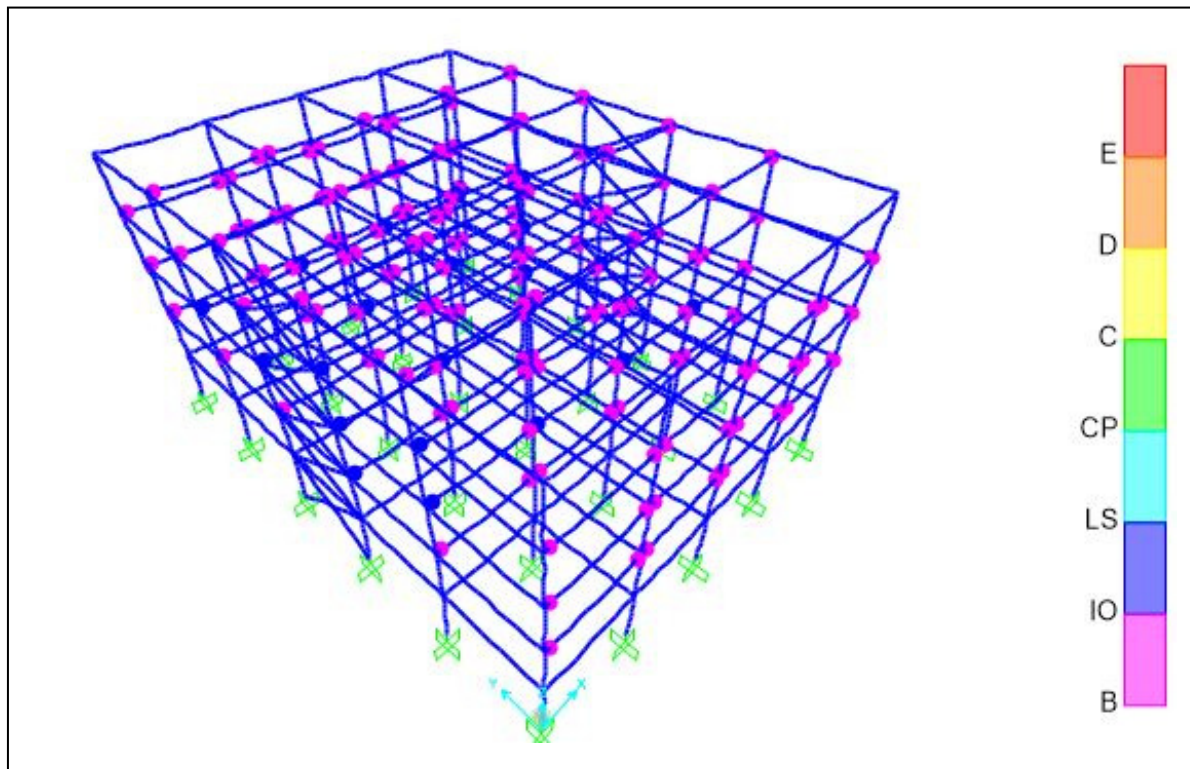
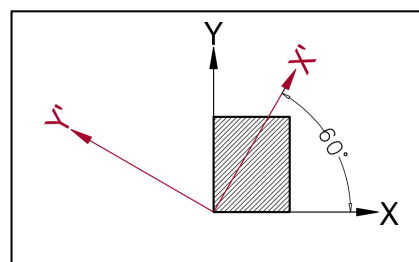


➤ δυσμενέστερο Υ

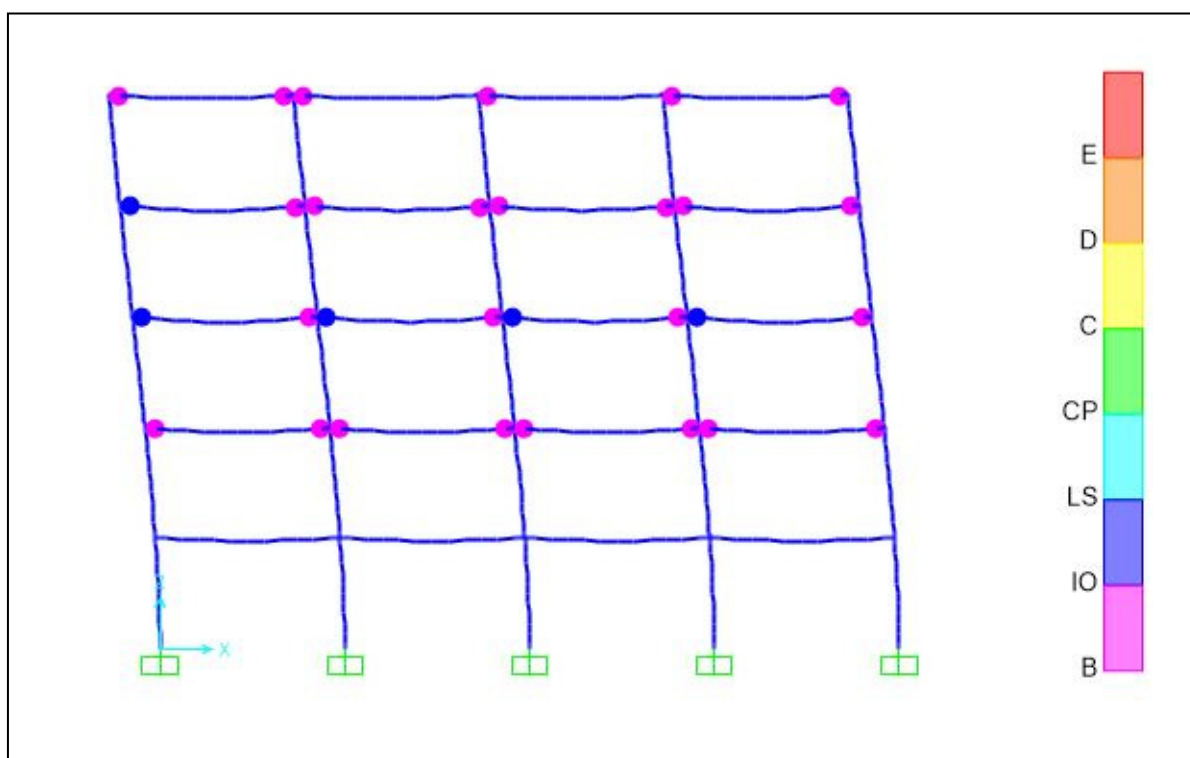


6.4.1.5 60°

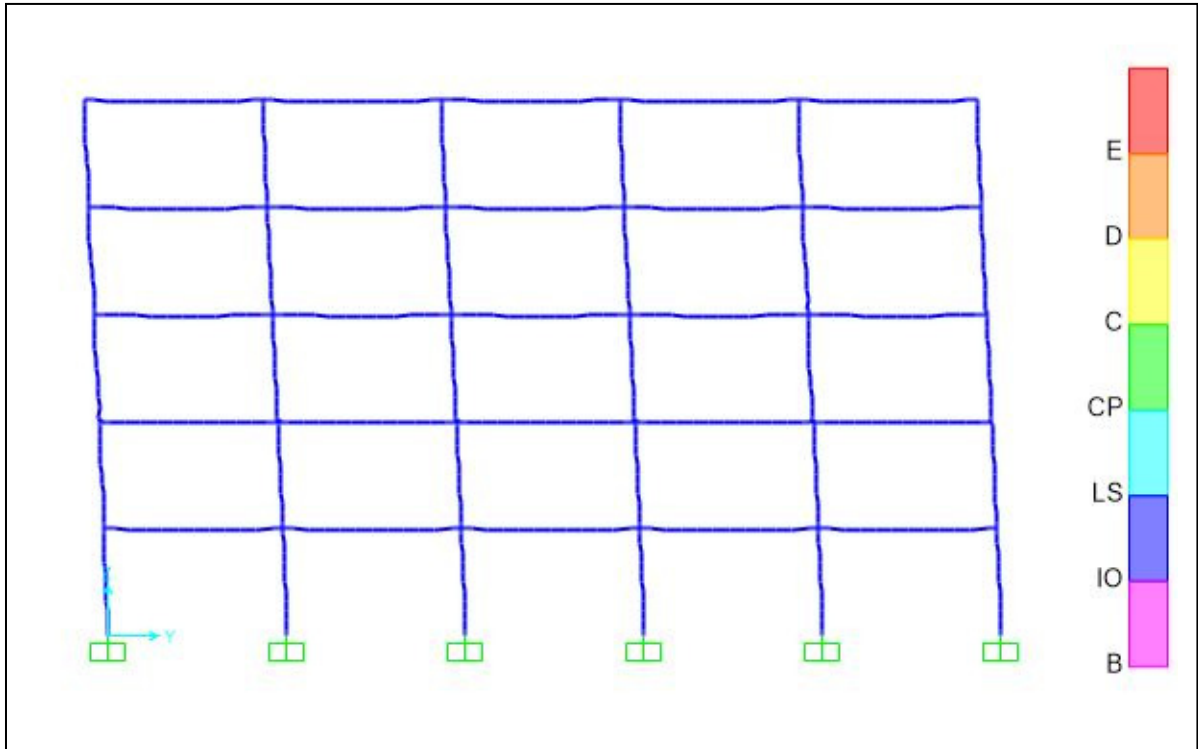
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X

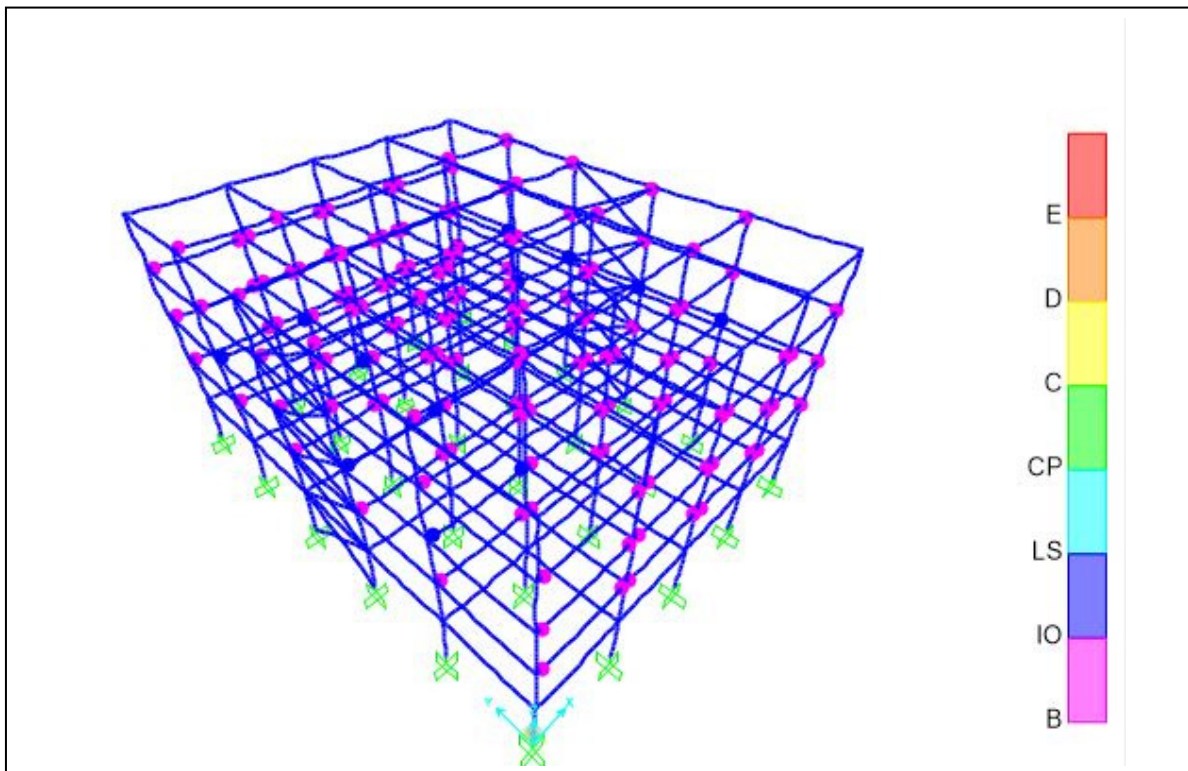
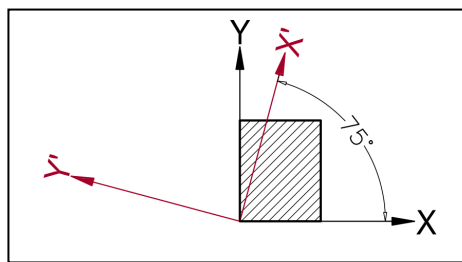


➤ δυσμενέστερο Υ

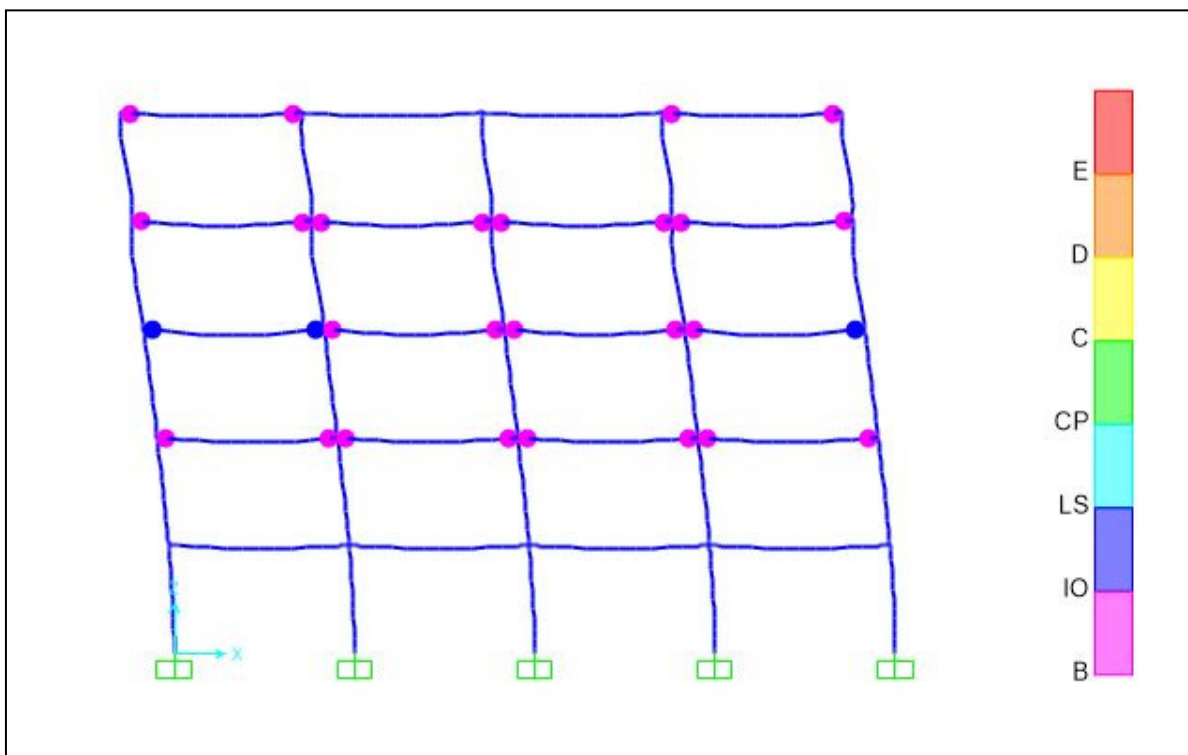


6.4.1.6 75°

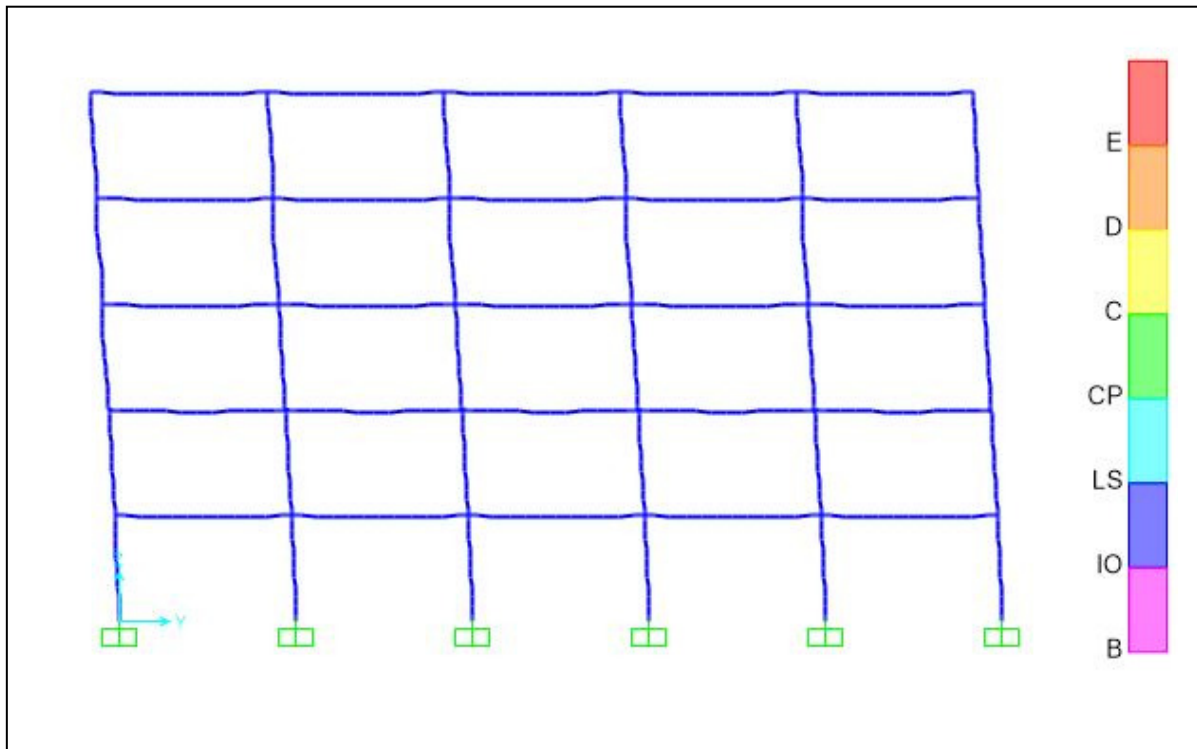
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X

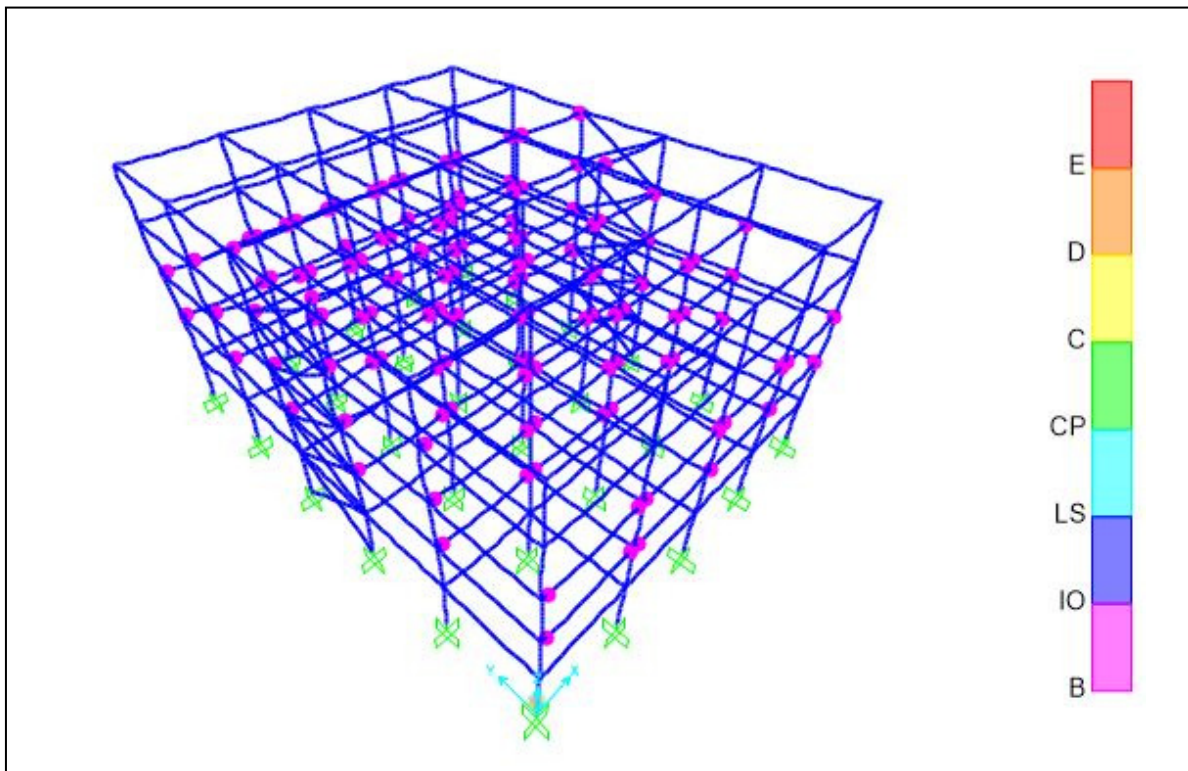
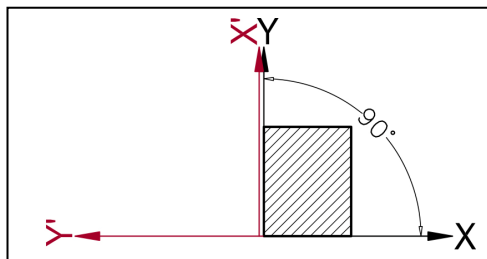


➤ δυσμενέστερο Υ

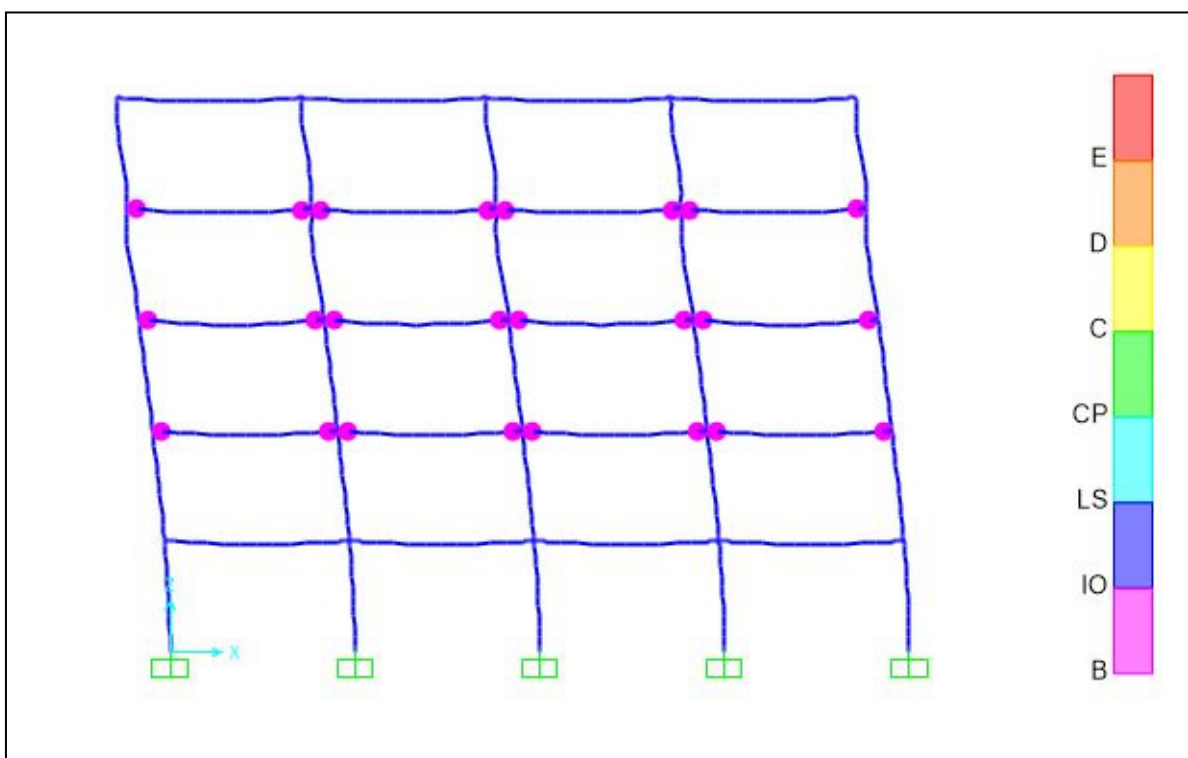


6.4.1.7 90°

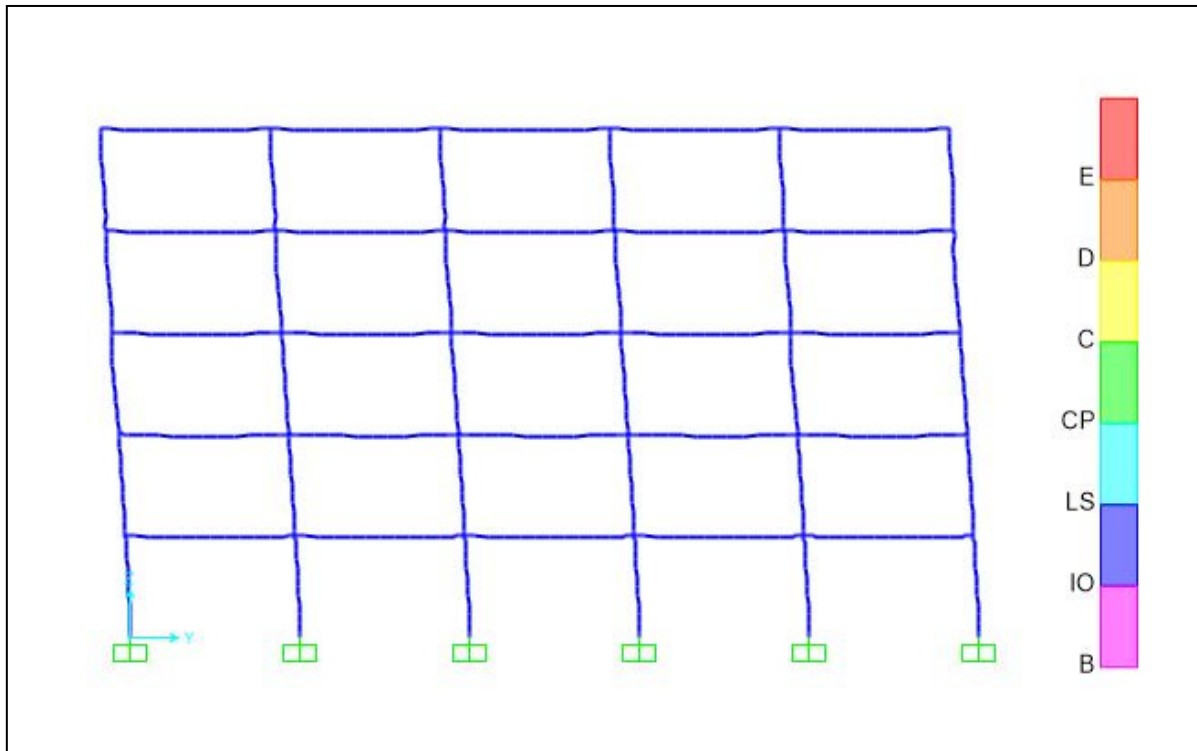
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X



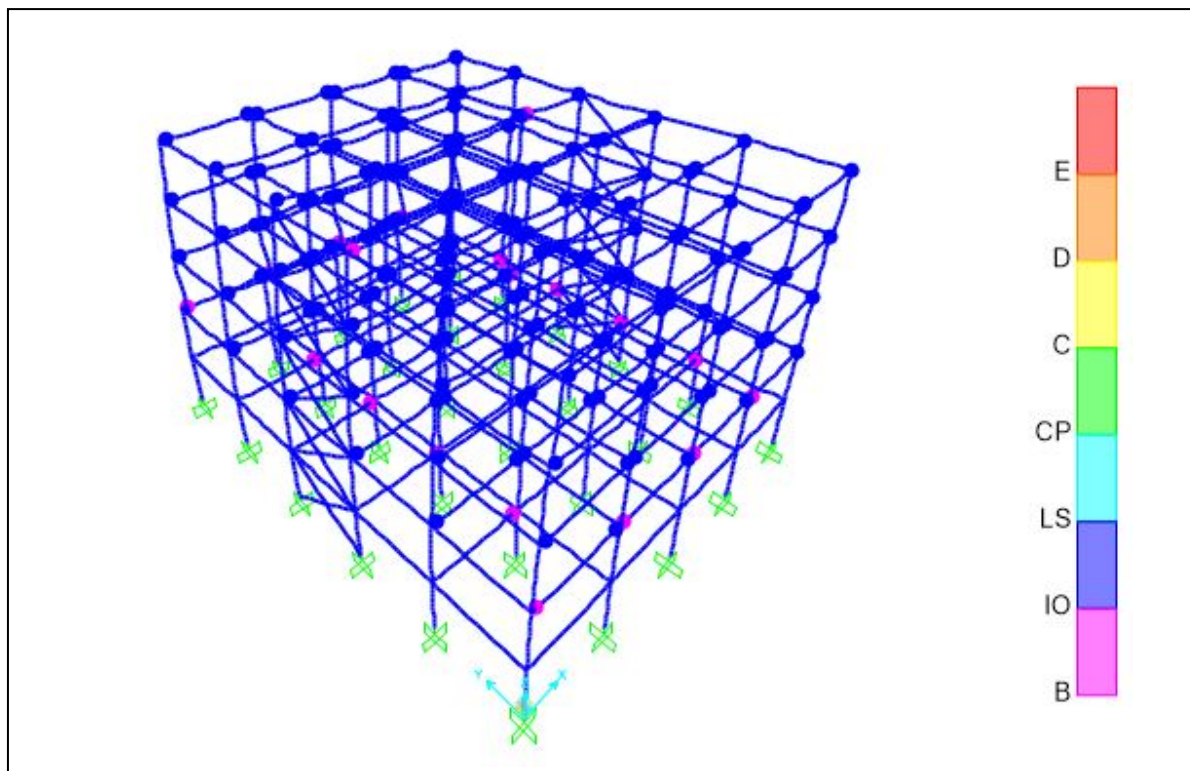
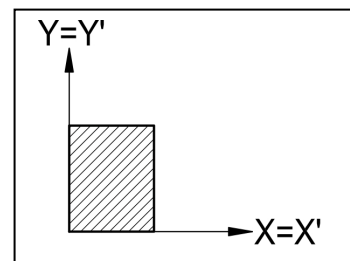
➤ δυσμενέστερο Υ



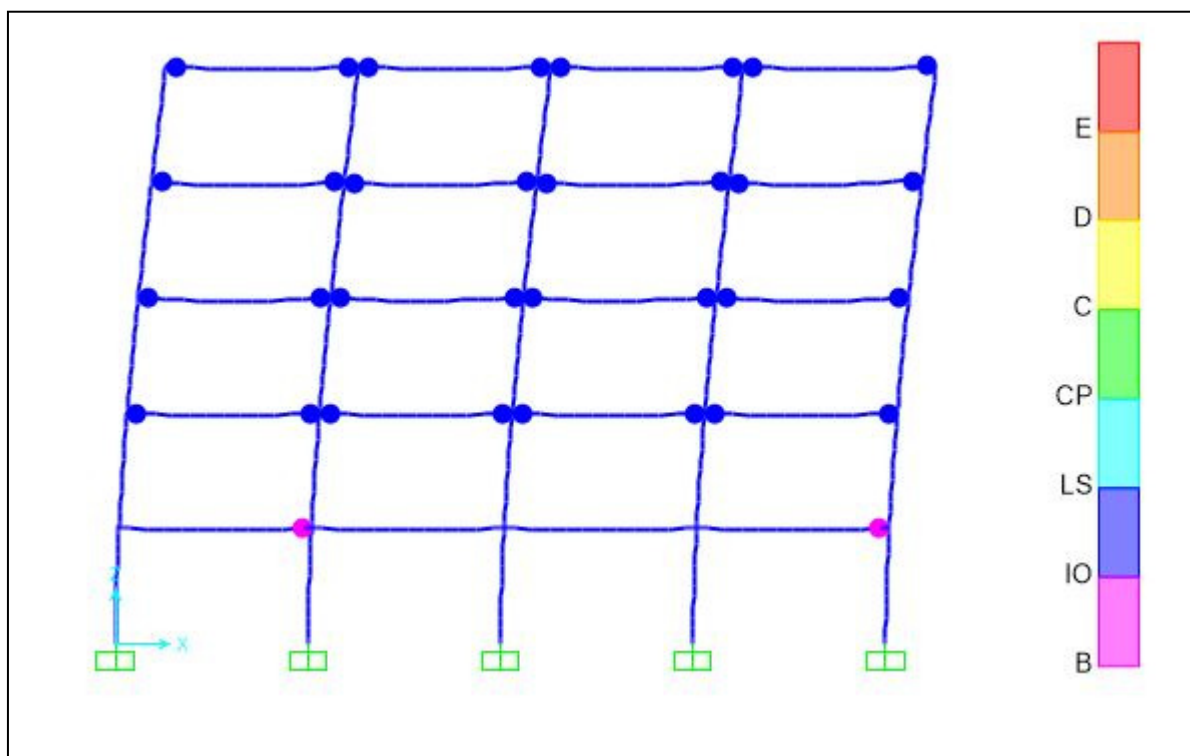
6.4.2 Σεισμός Duzce (0,5g)

6.4.2.1 0°

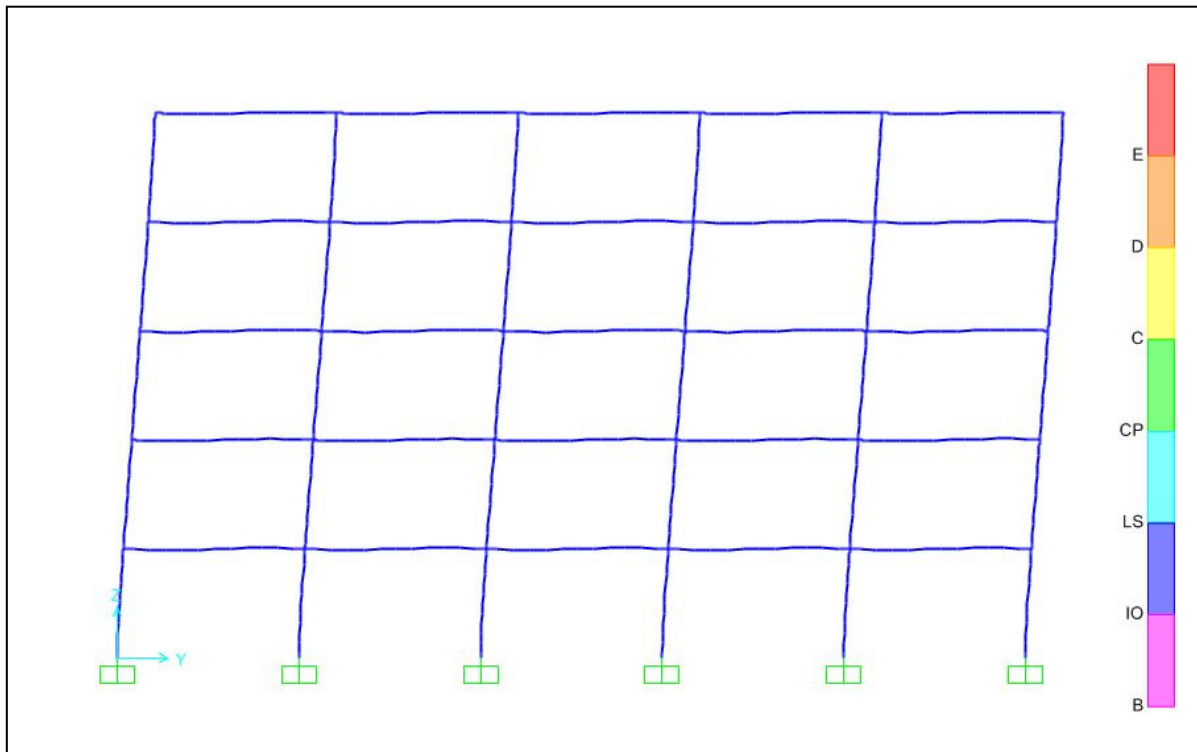
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X

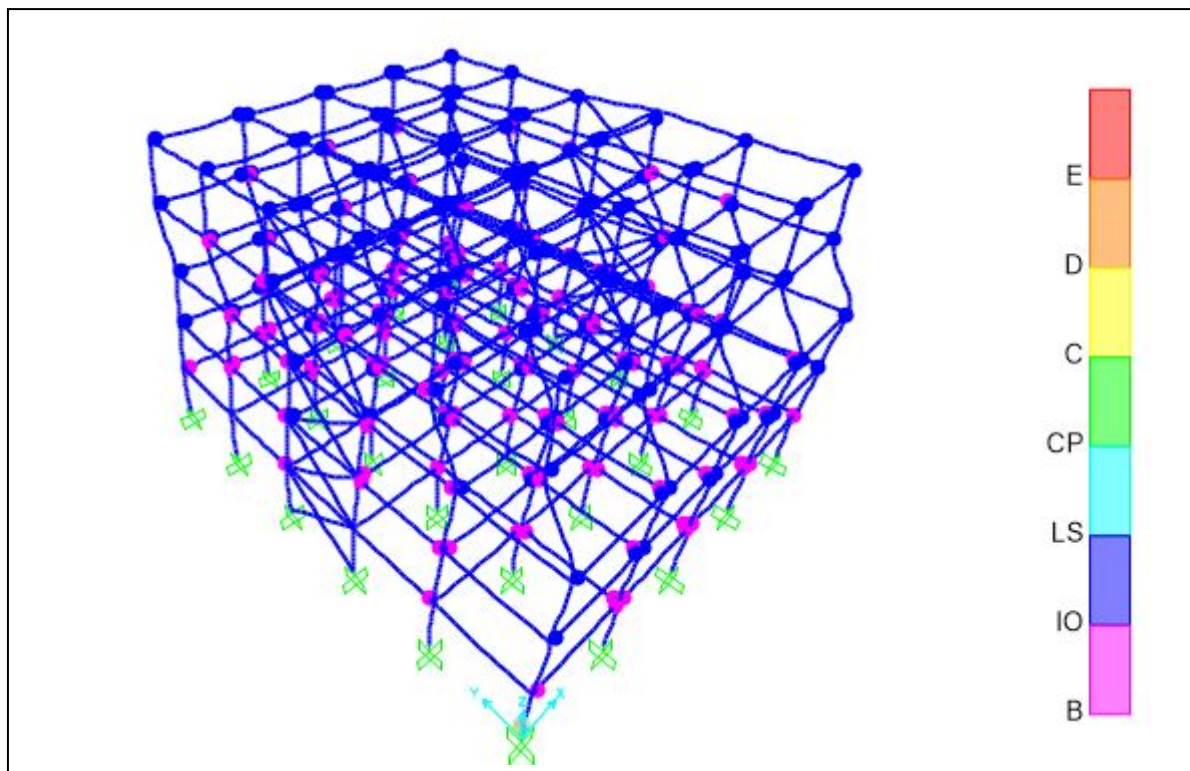
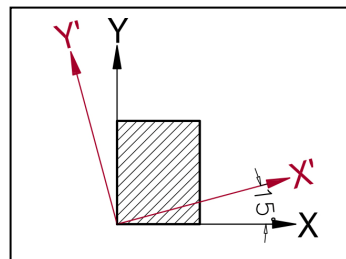


➤ δυσμενέστερο Υ

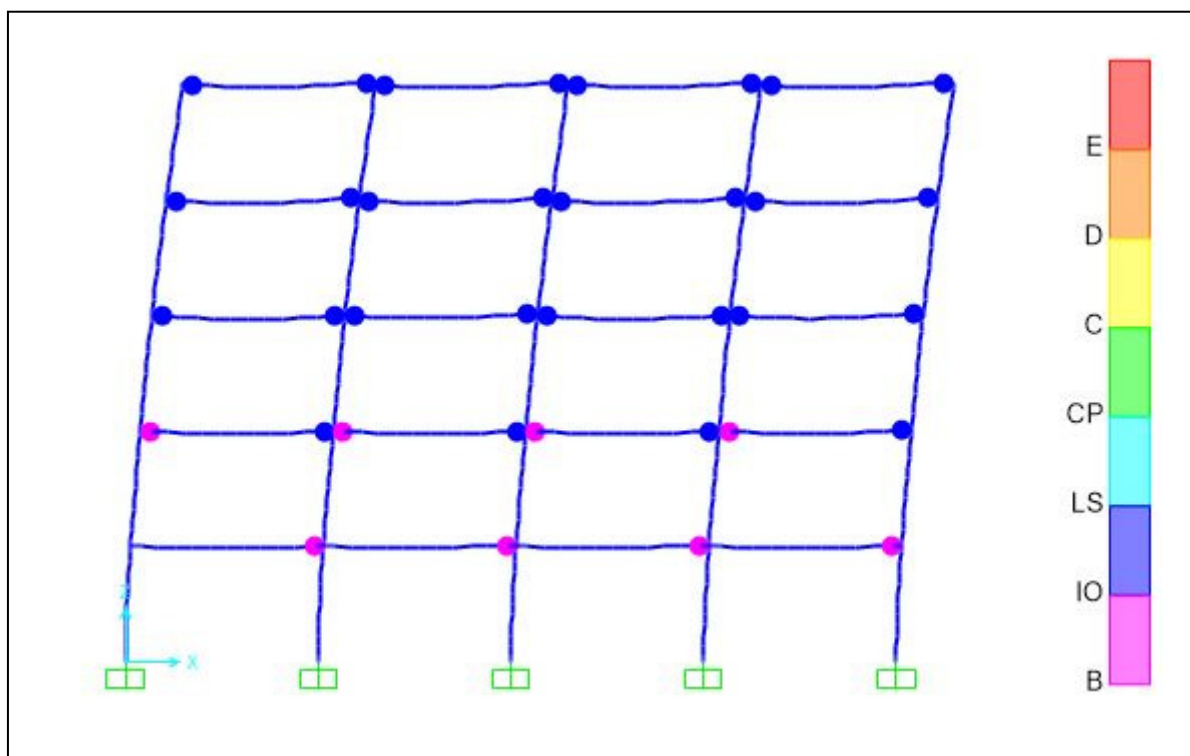


6.4.2.2 15°

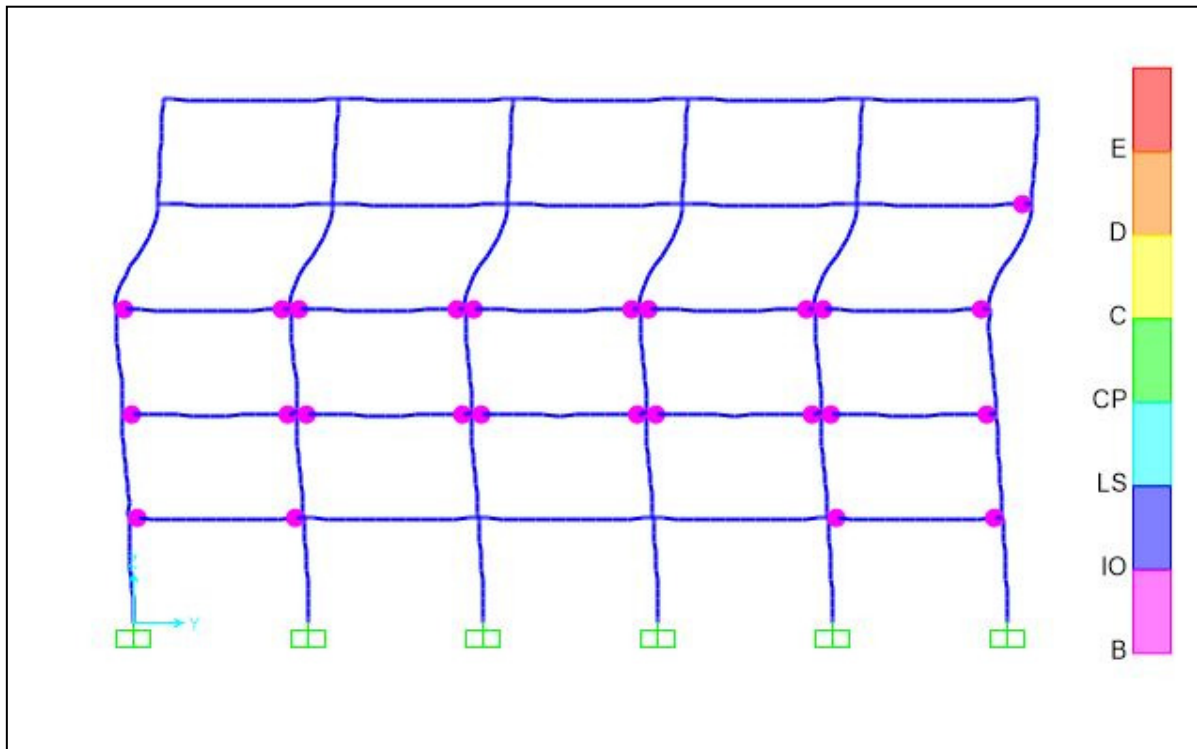
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X

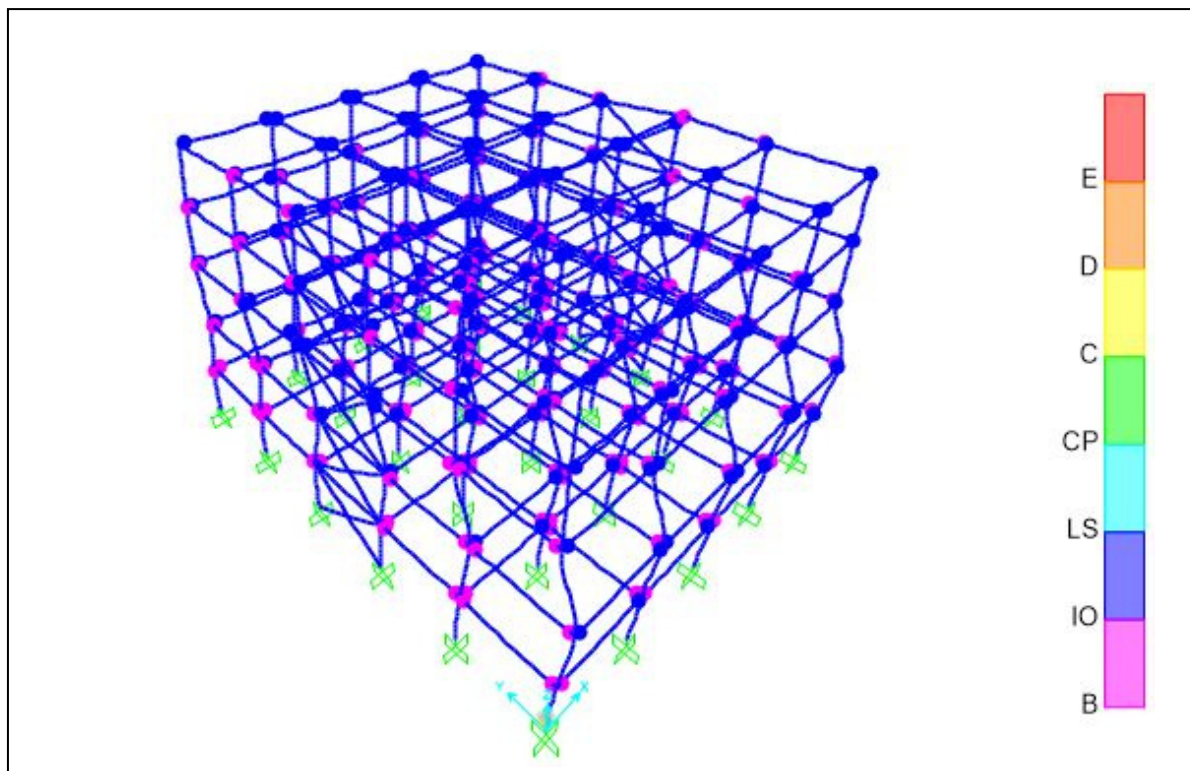
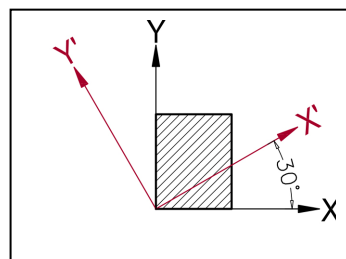


➤ δυσμενέστερο Υ

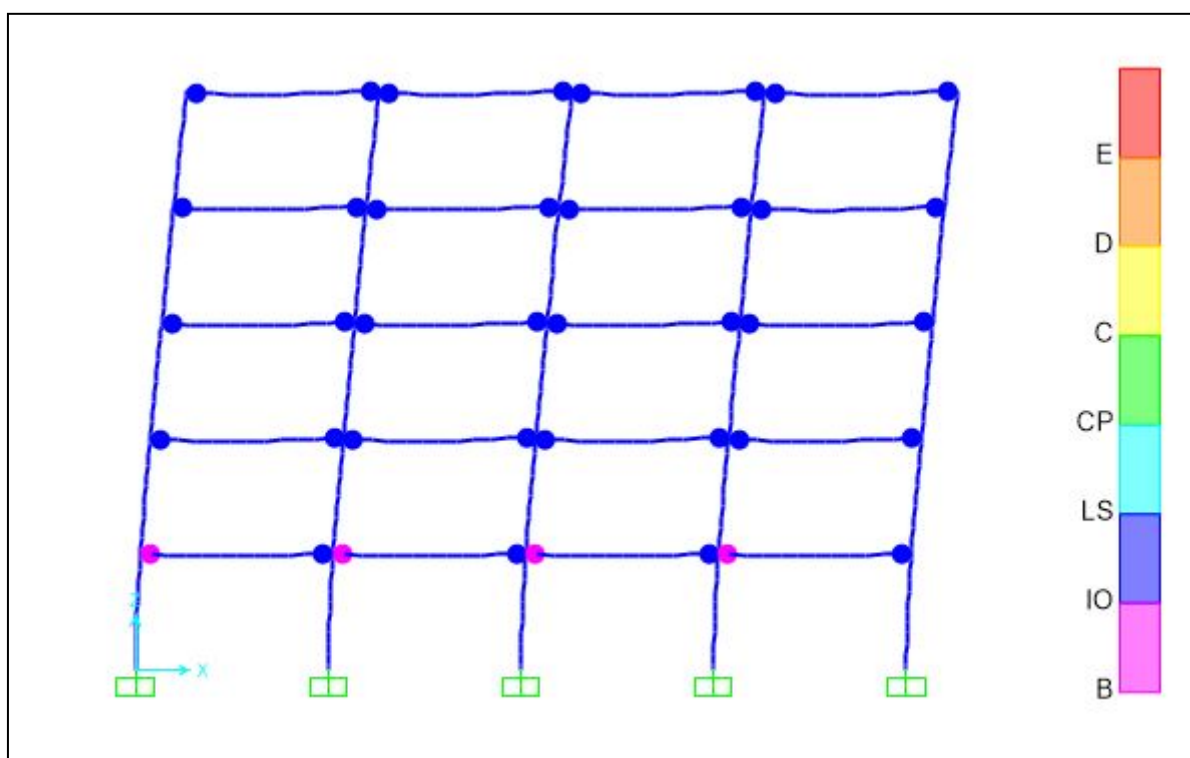


6.4.2.3 30°

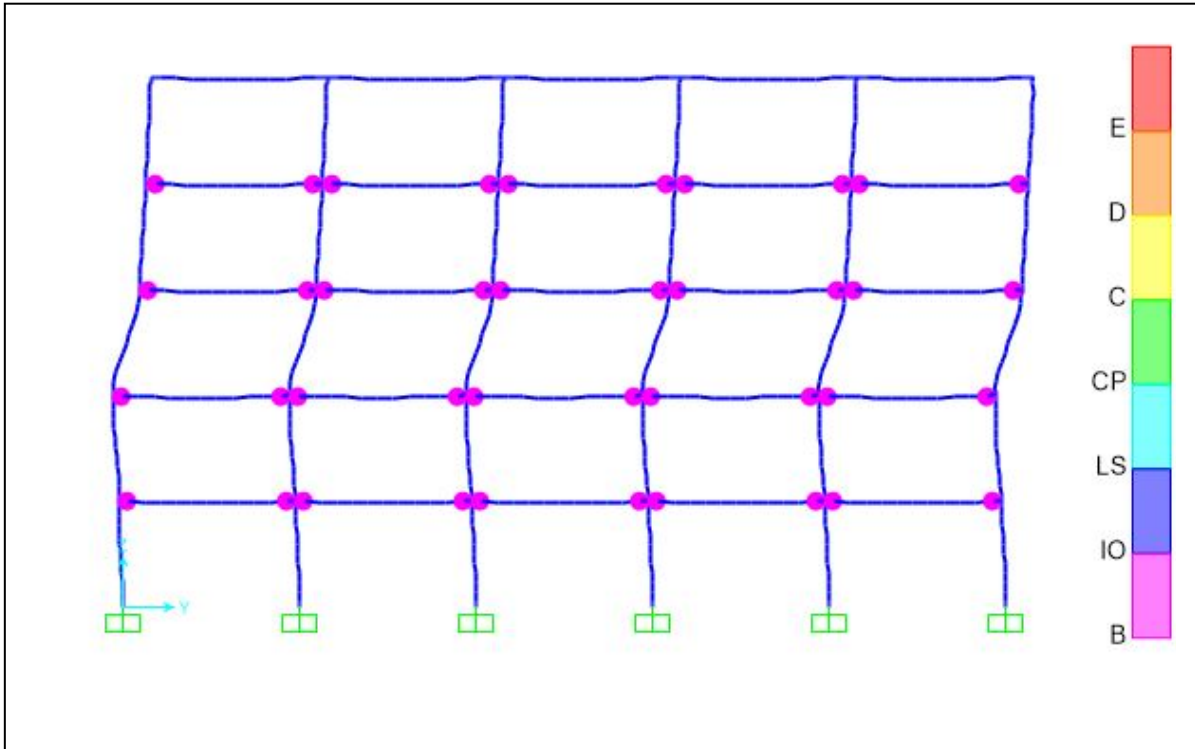
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X

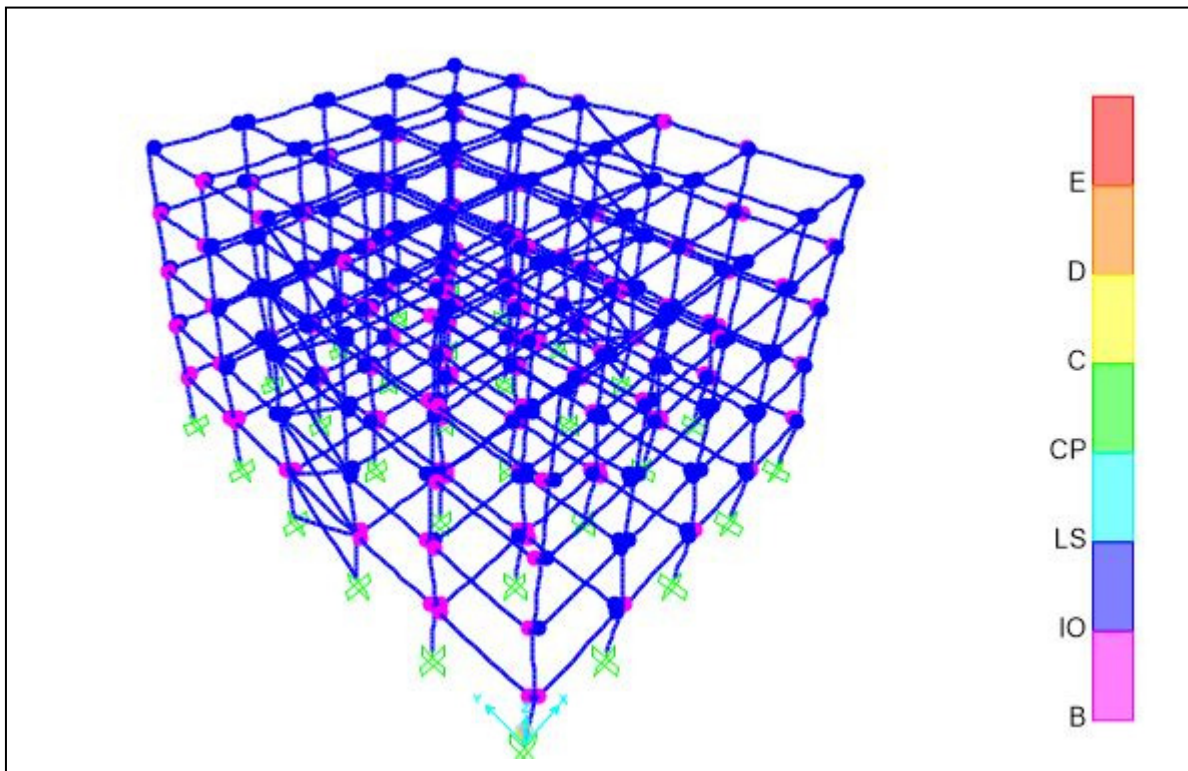
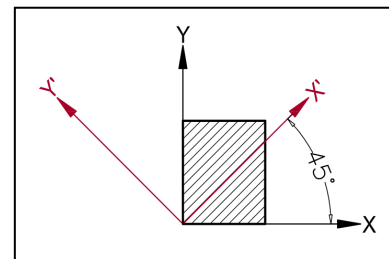


➤ δυσμενέστερο Υ

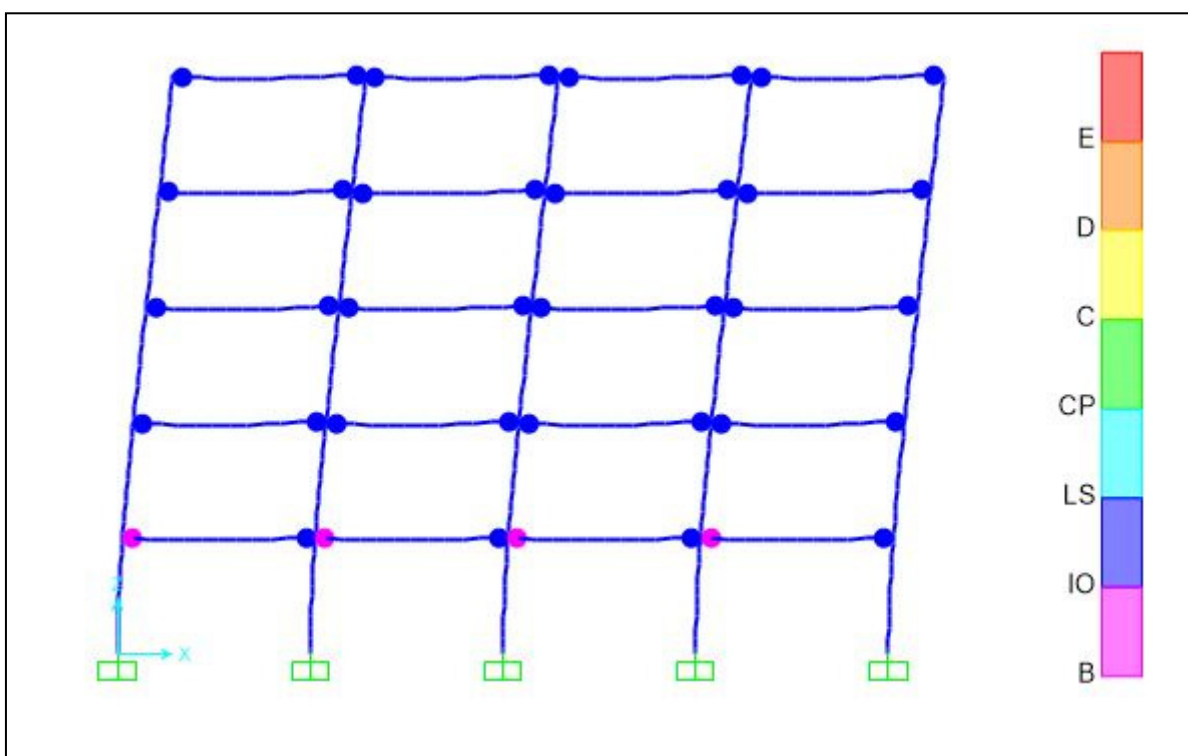


6.4.2.4 45°

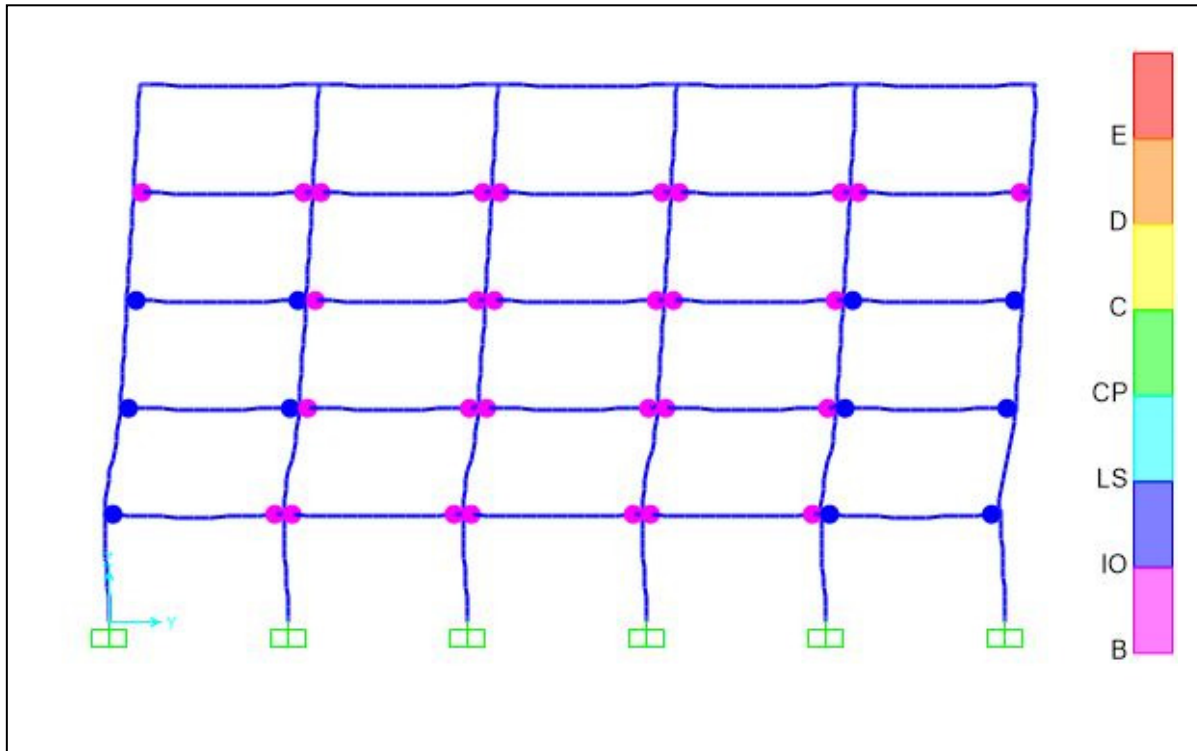
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X

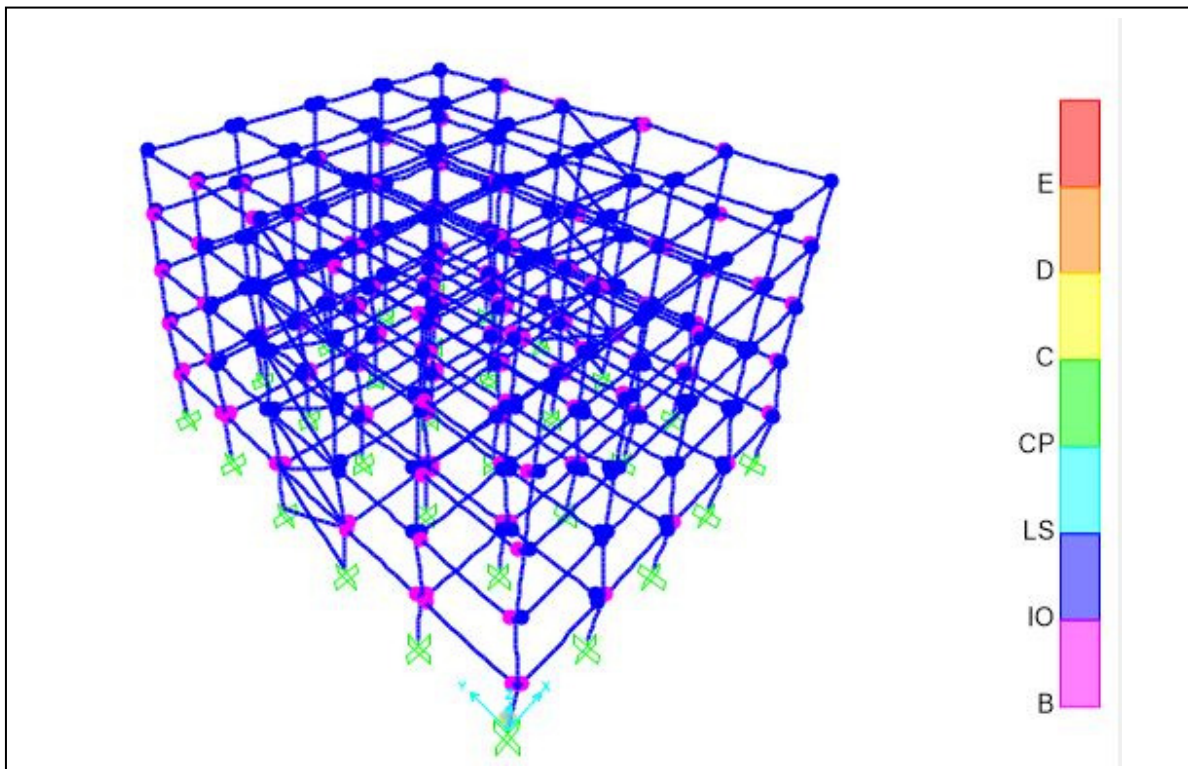
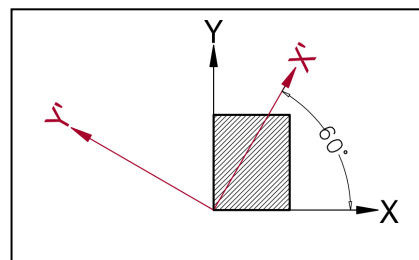


➤ δυσμενέστερο Υ

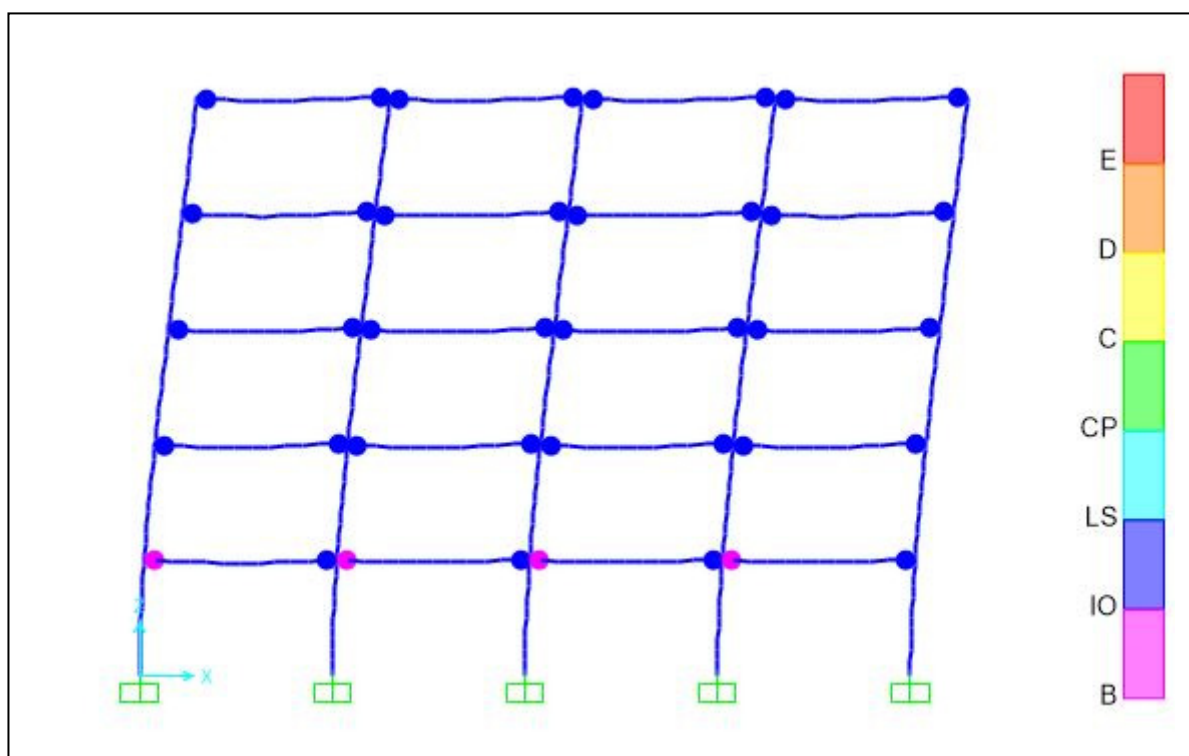


6.4.2.5 60°

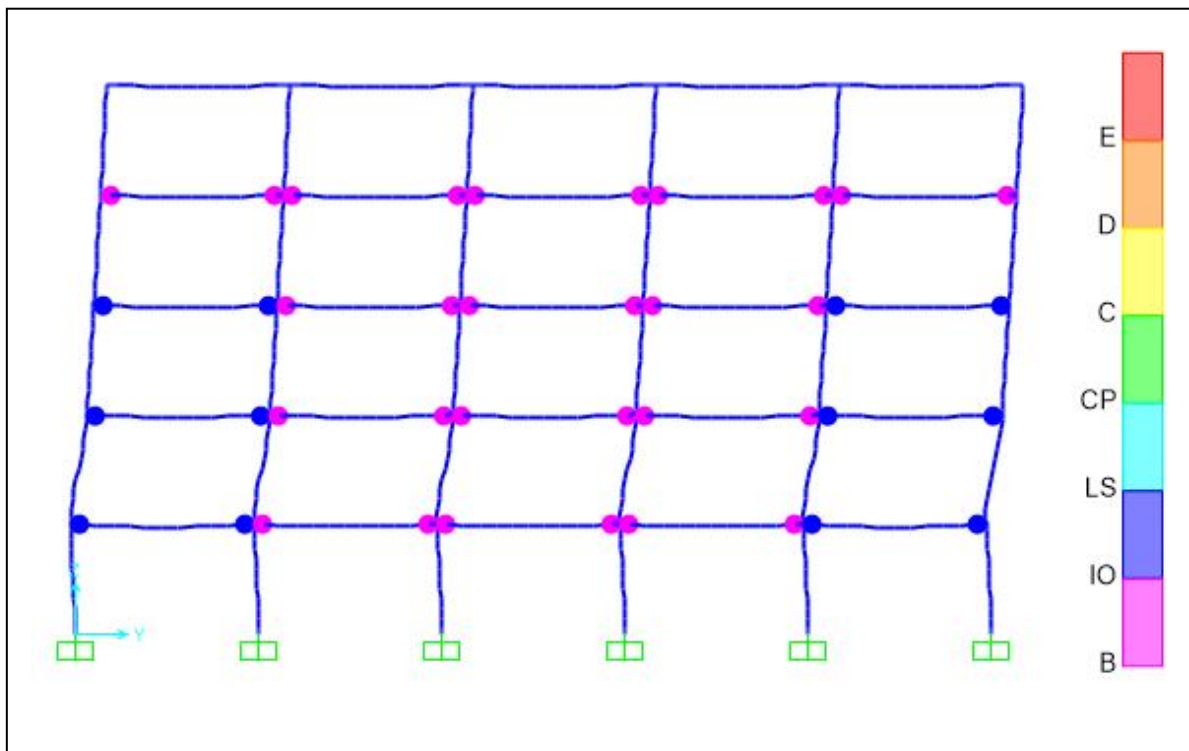
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X

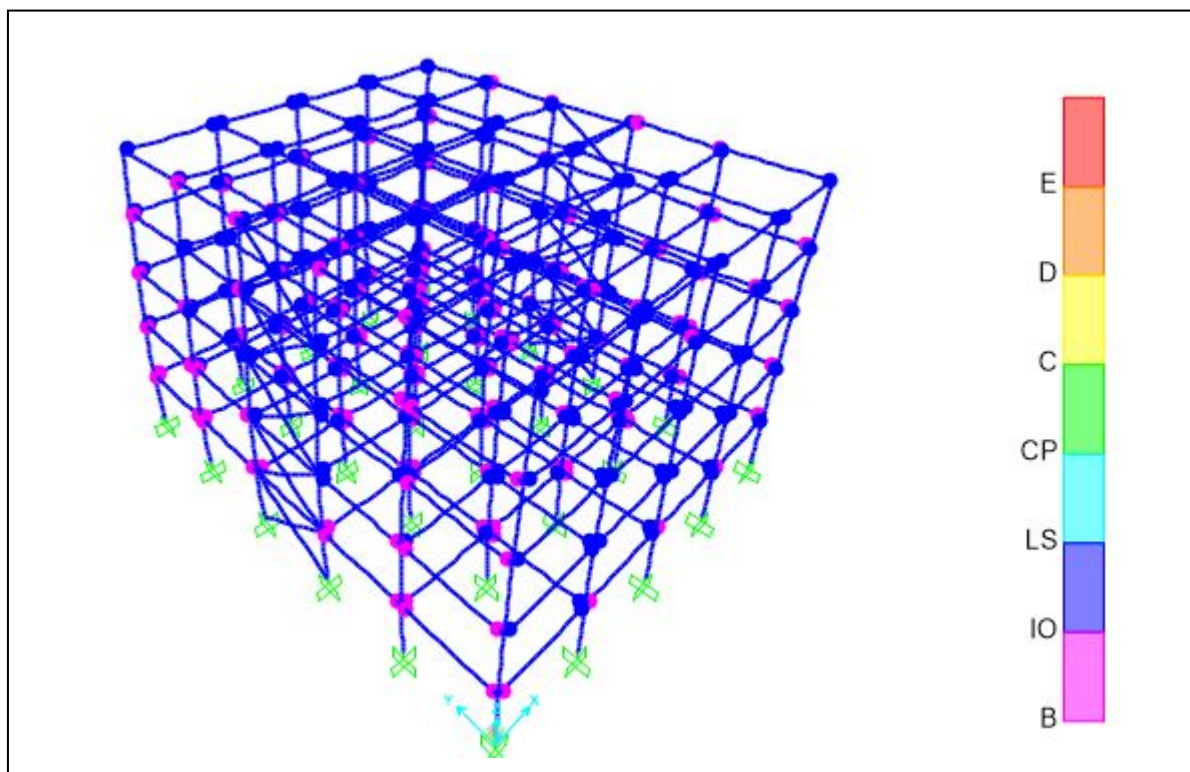
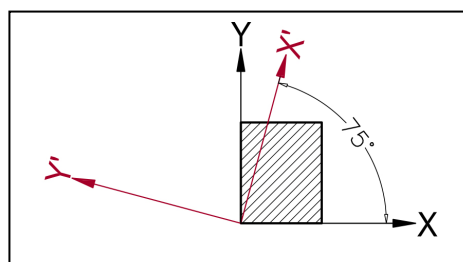


➤ δυσμενέστερο Υ

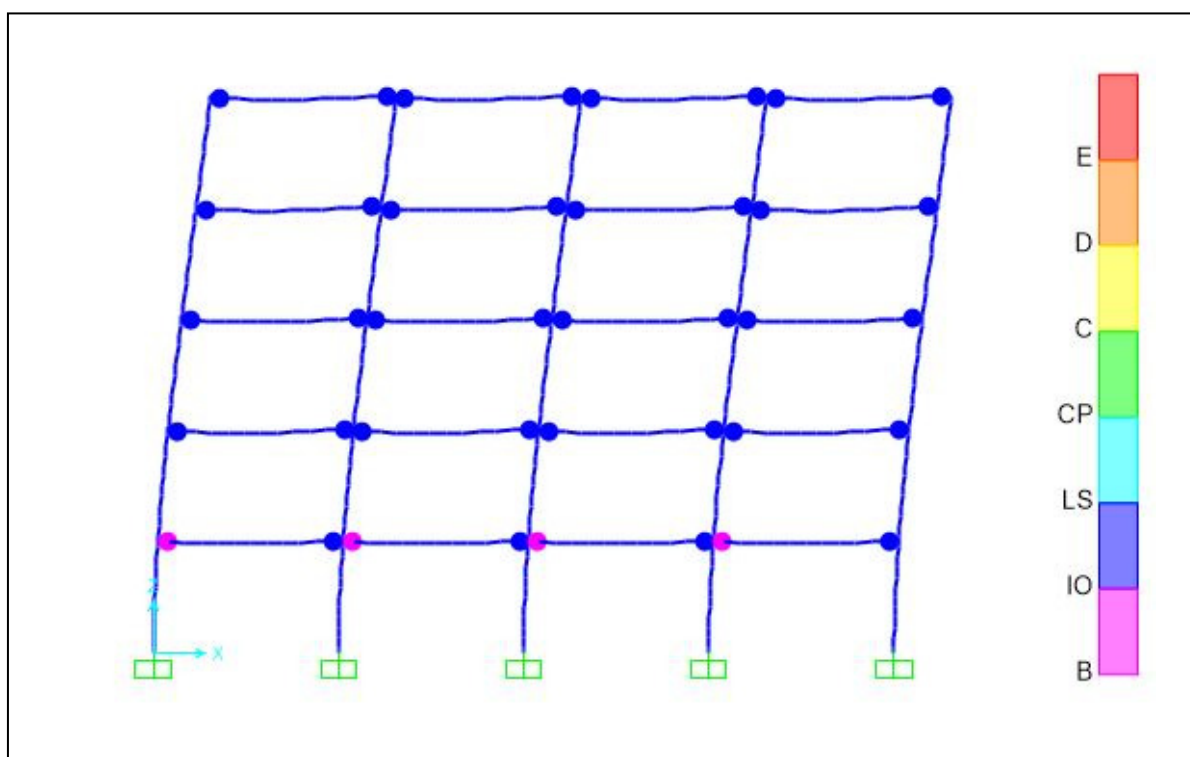


6.4.2.6 75°

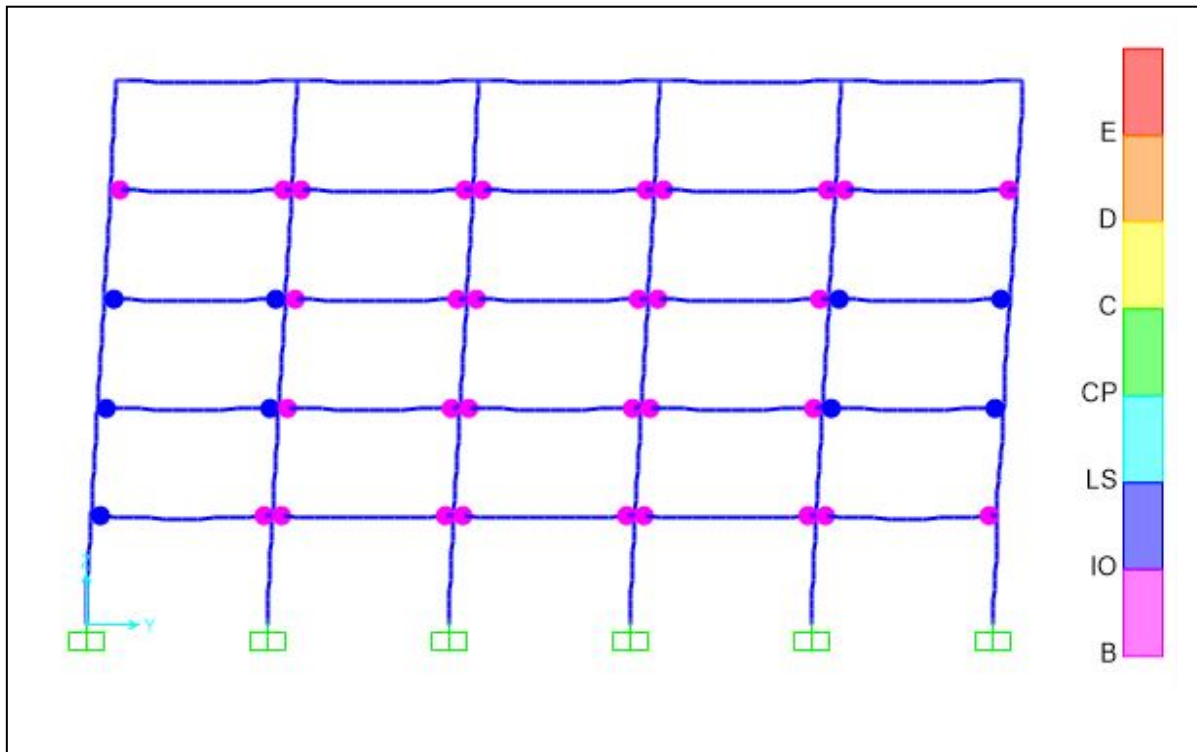
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X

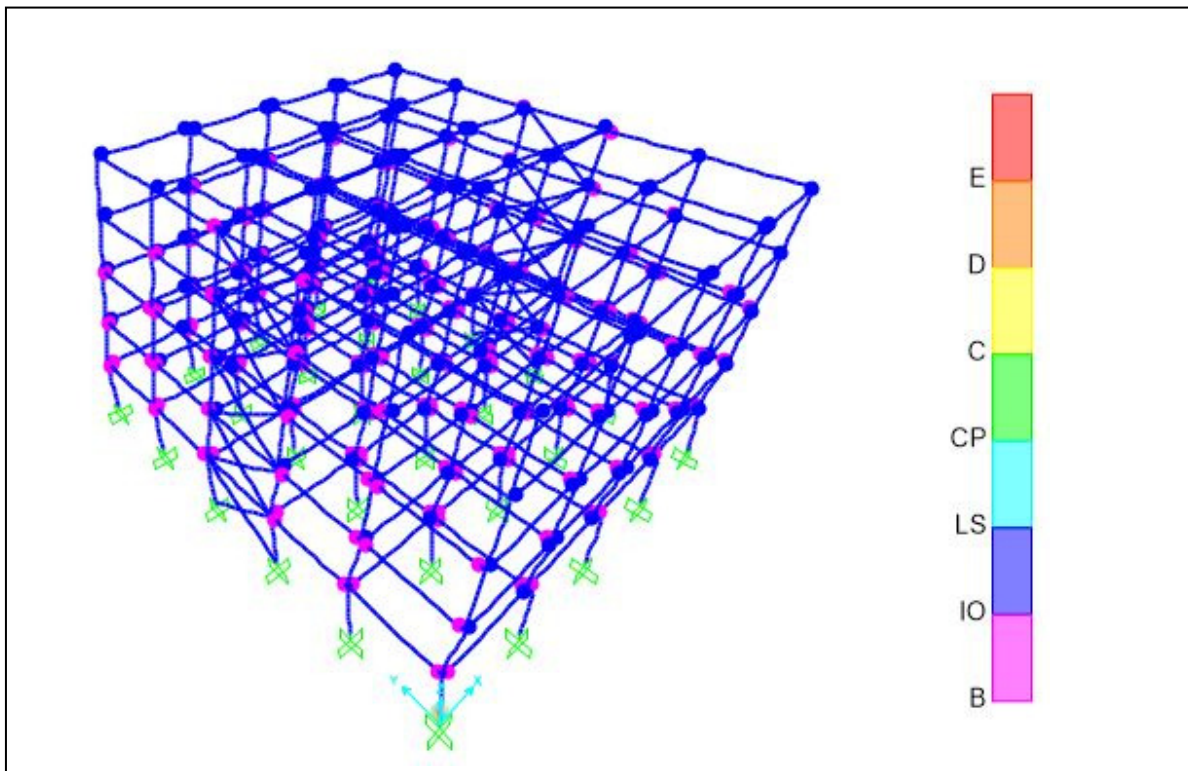
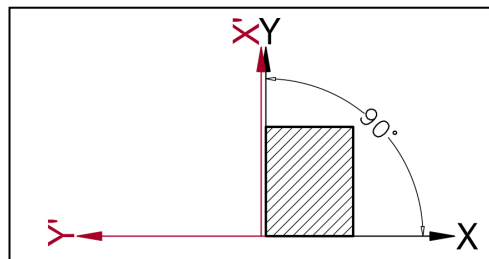


➤ δυσμενέστερο Υ

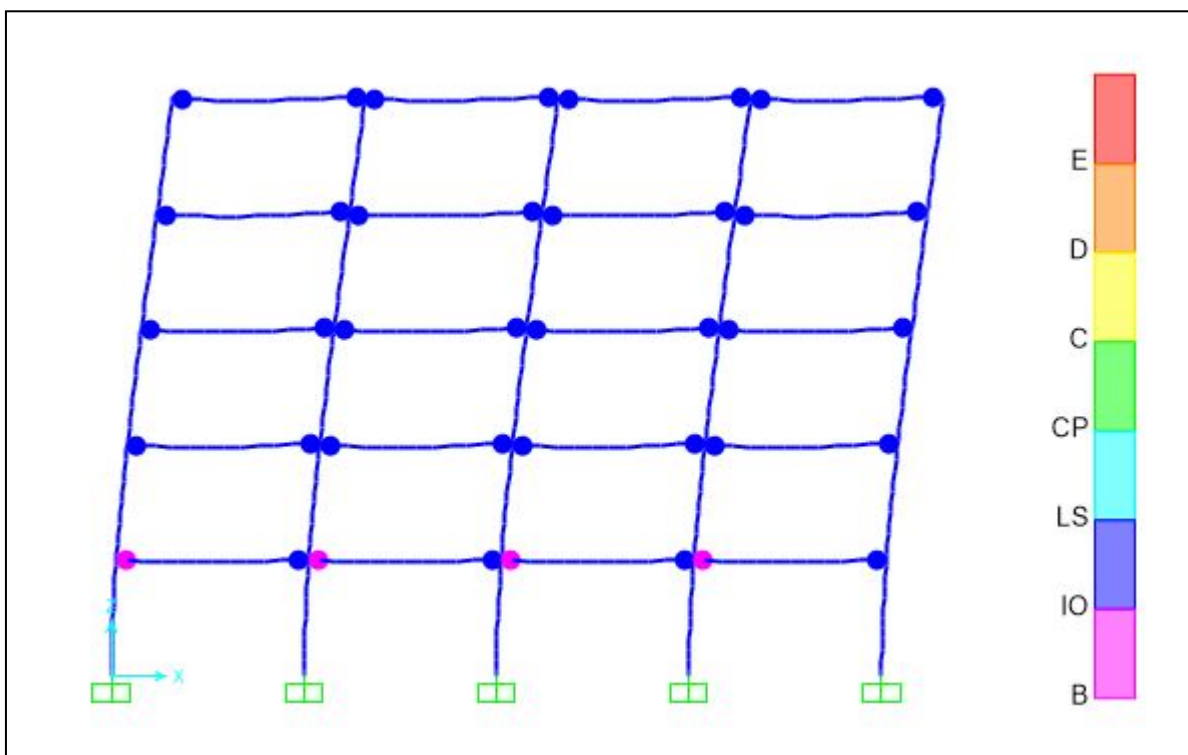


6.4.2.7 90°

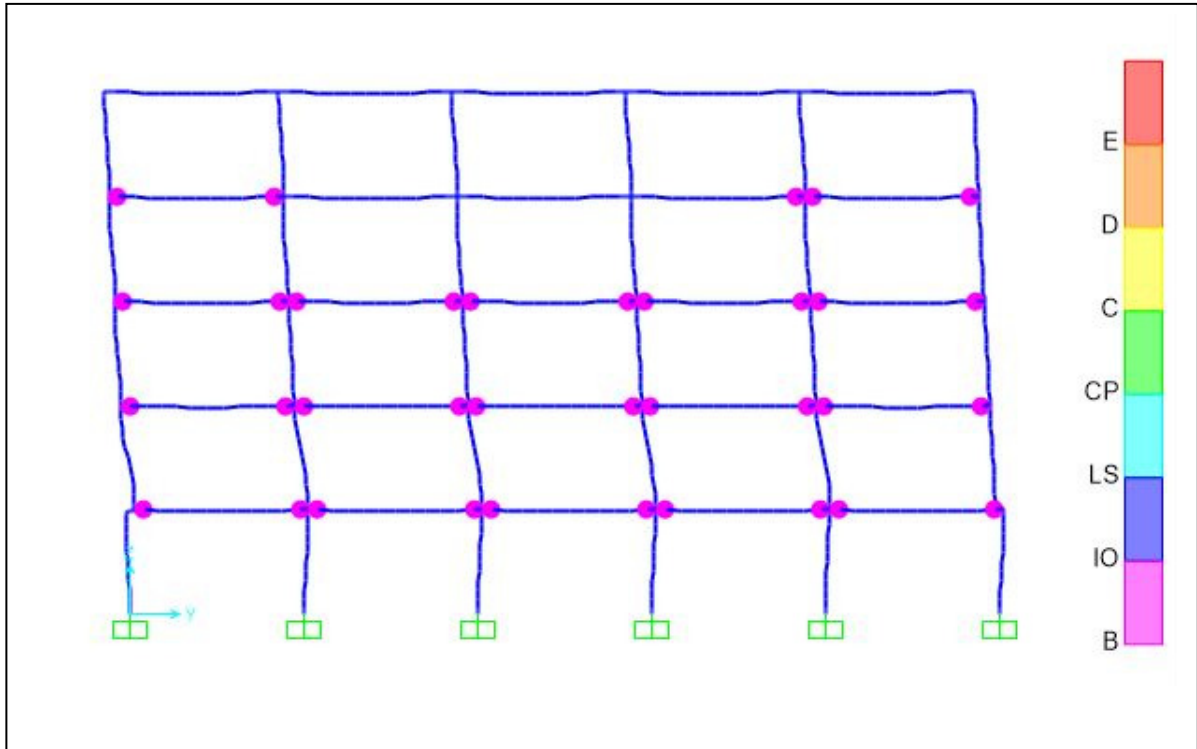
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X



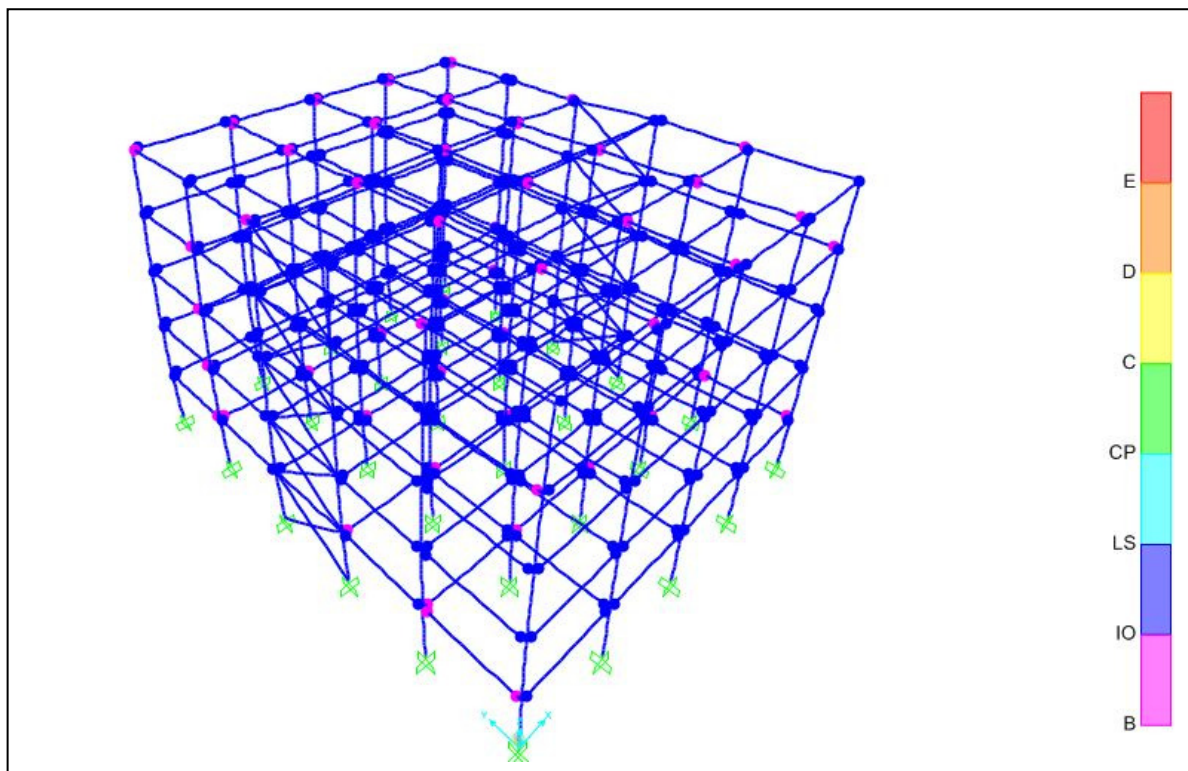
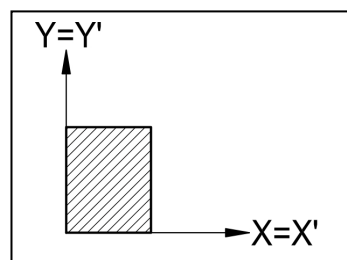
➤ δυσμενέστερο Υ



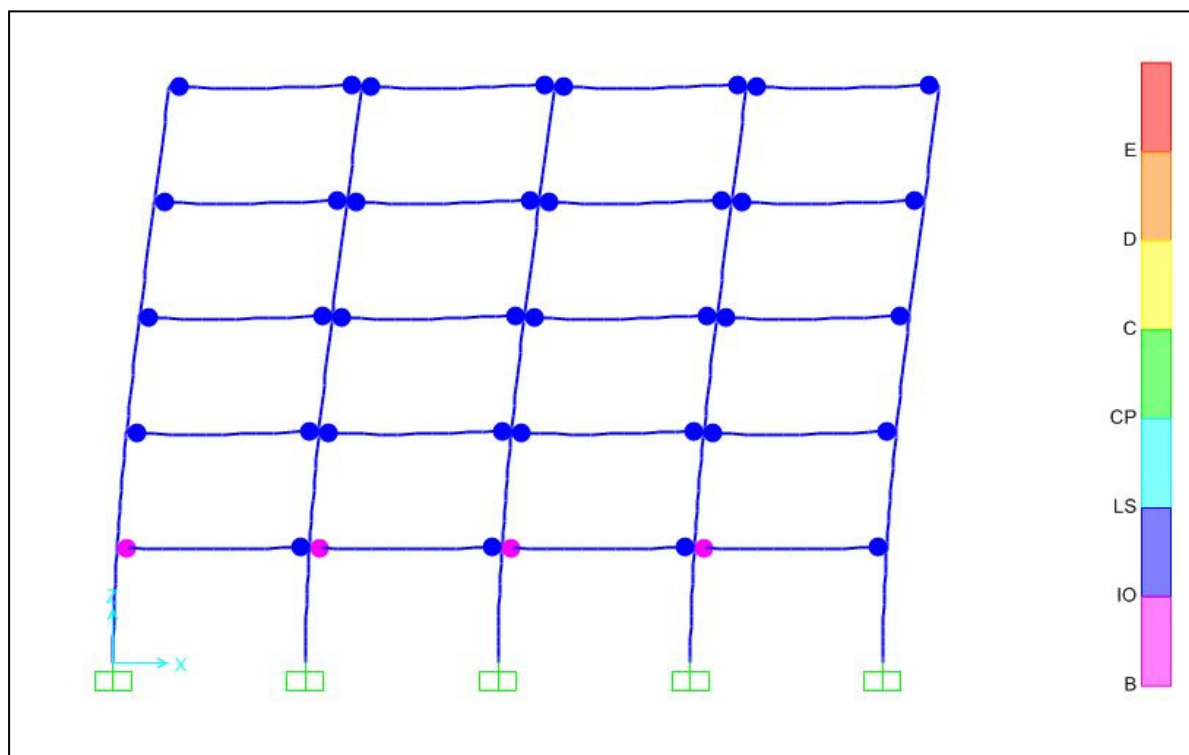
6.4.3 Σεισμός San Fernando- Pacoima Dam (1g)

6.4.3.1 0°

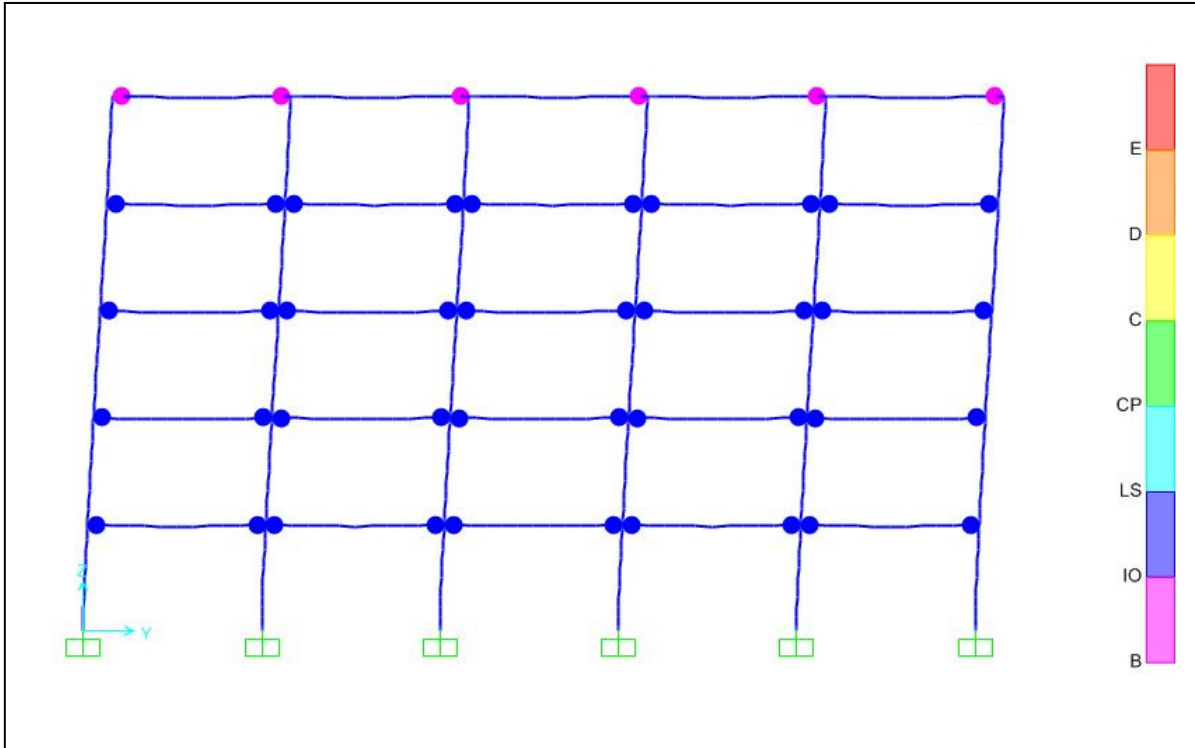
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X

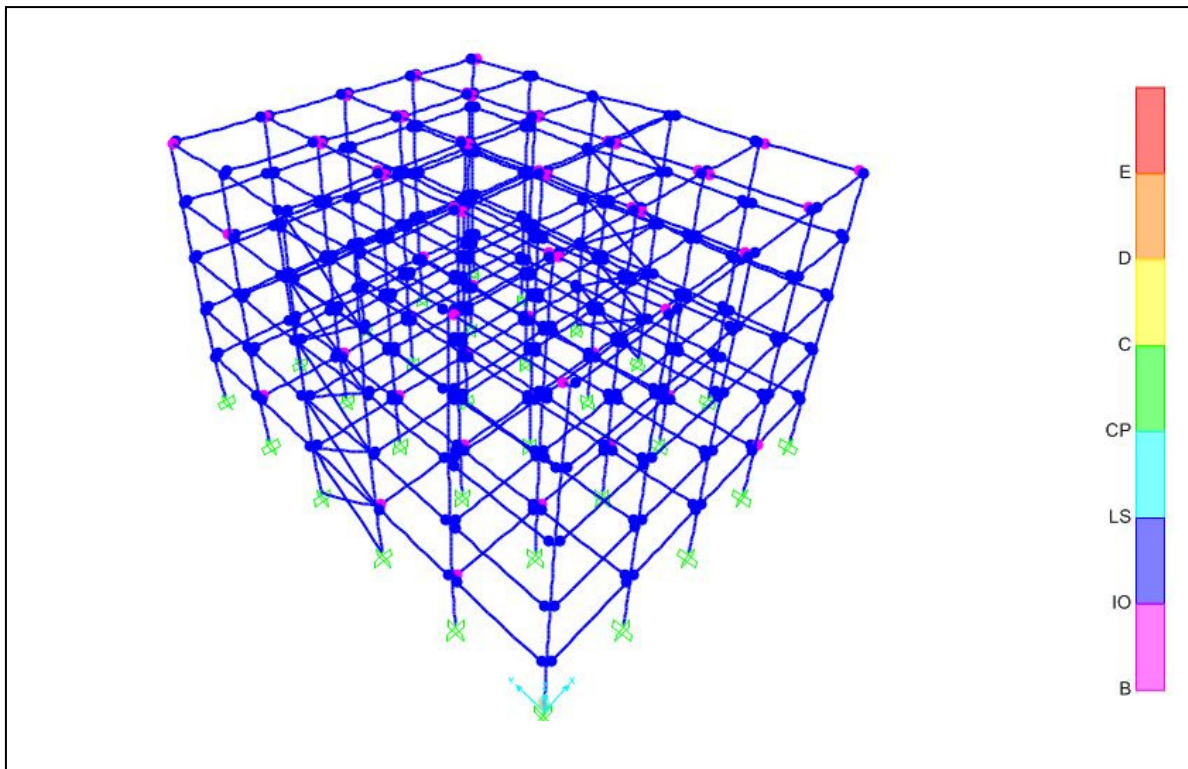
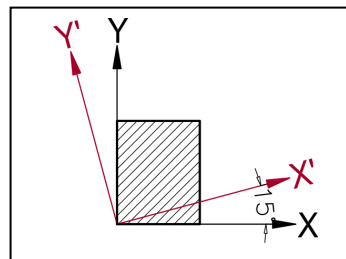


➤ δυσμενέστερο Υ

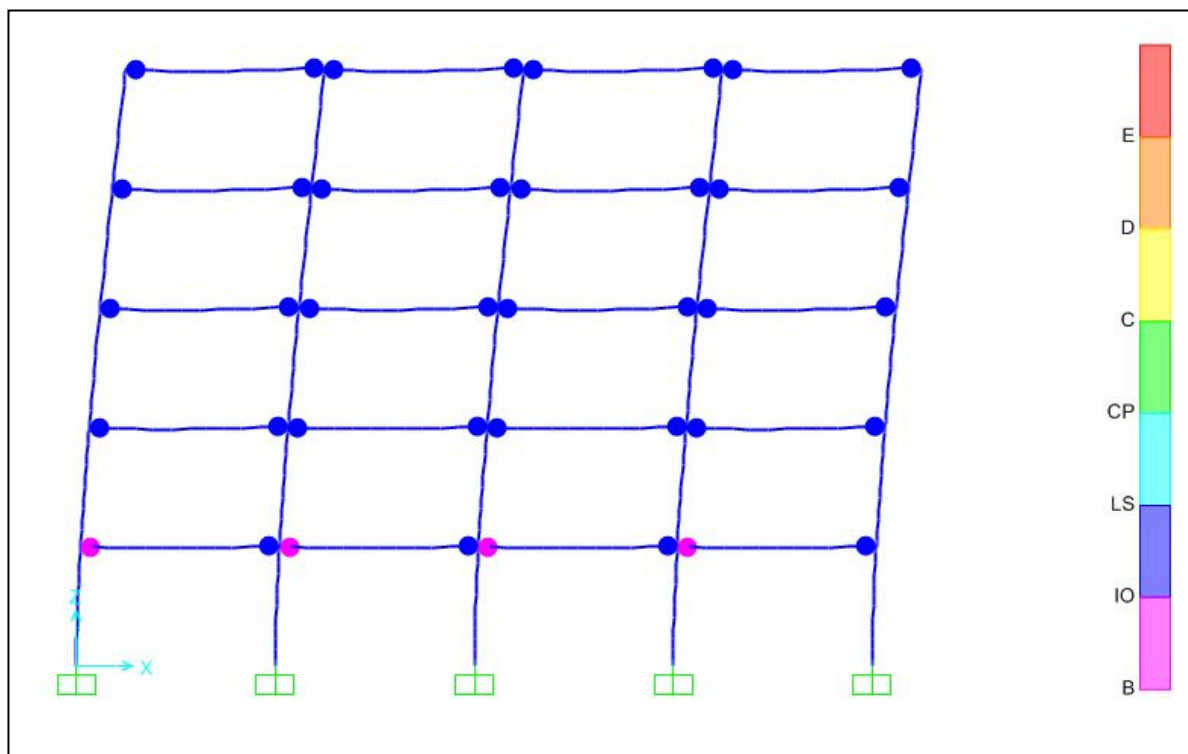


6.4.3.2 15°

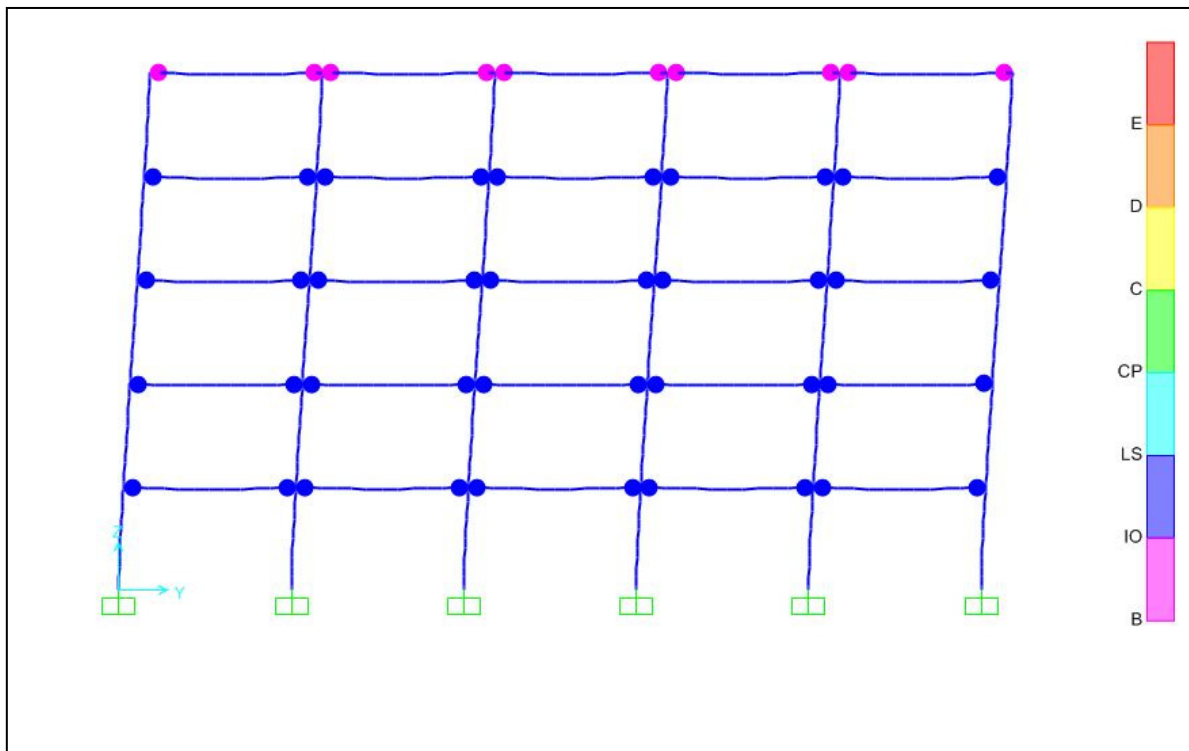
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X

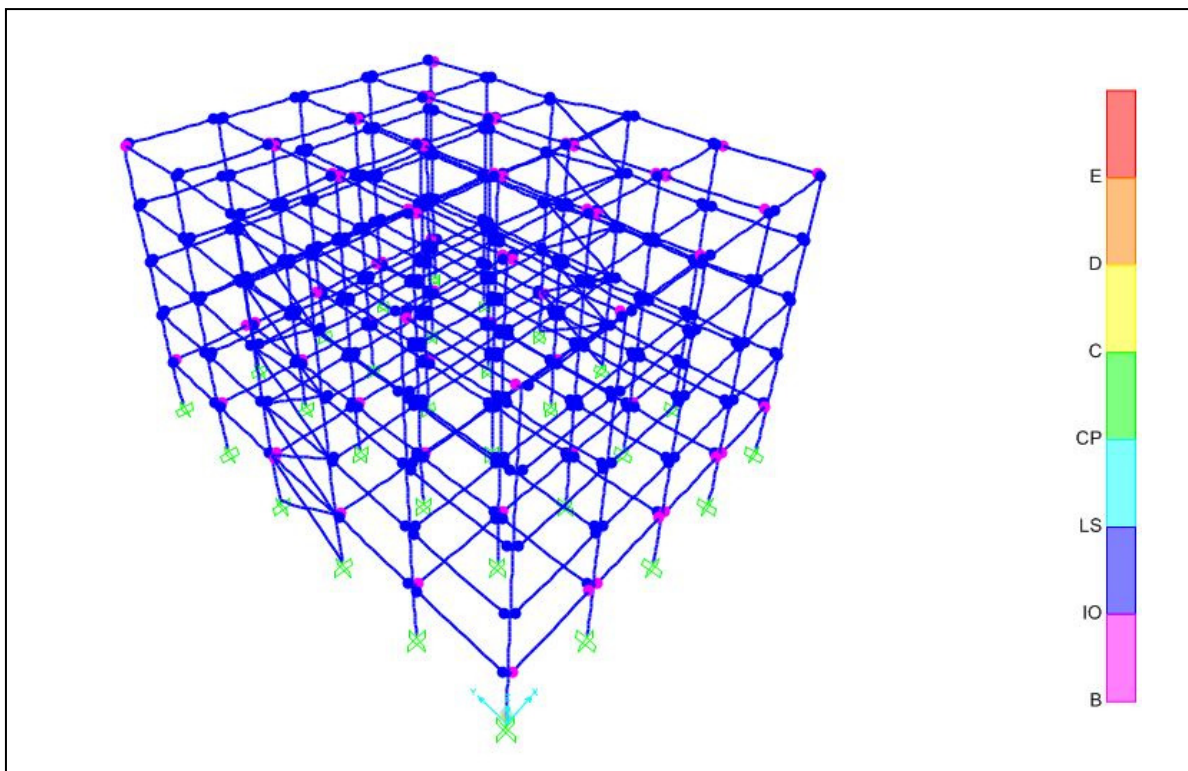
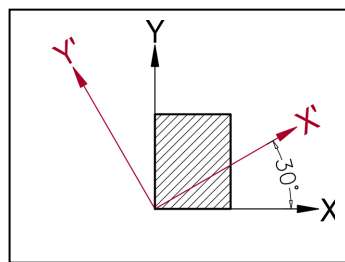


➤ δυσμενέστερο Υ

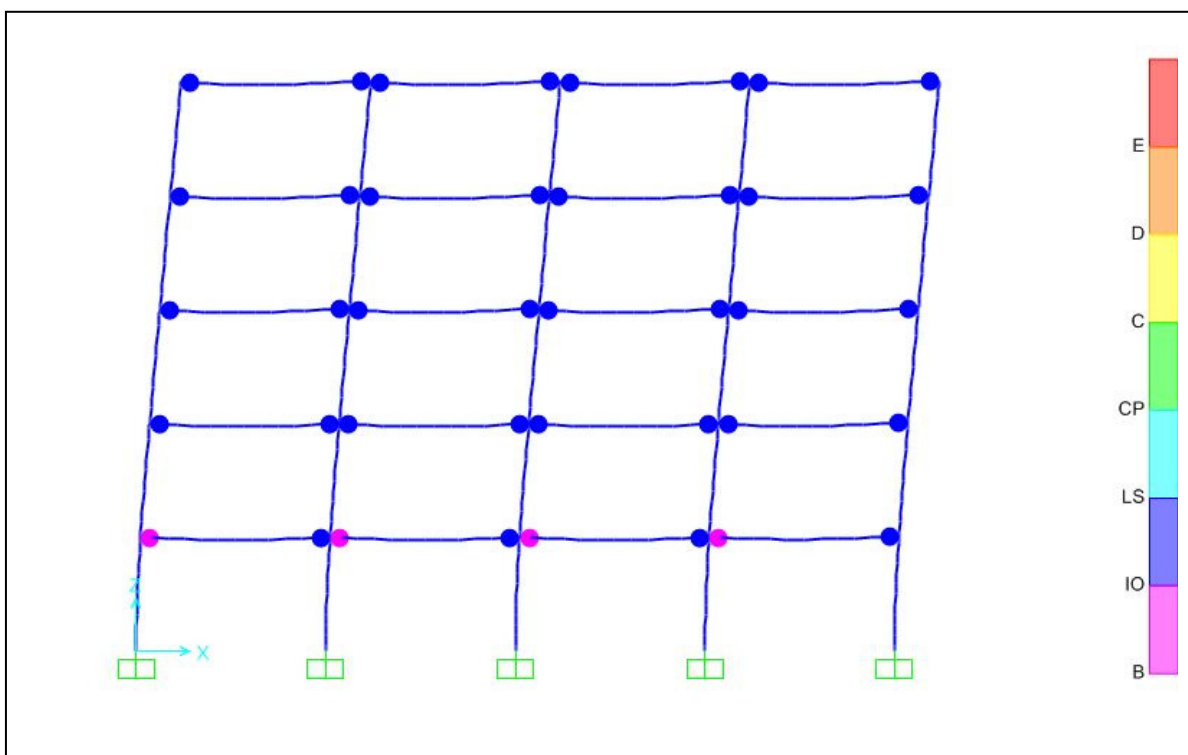


6.4.3.3 30°

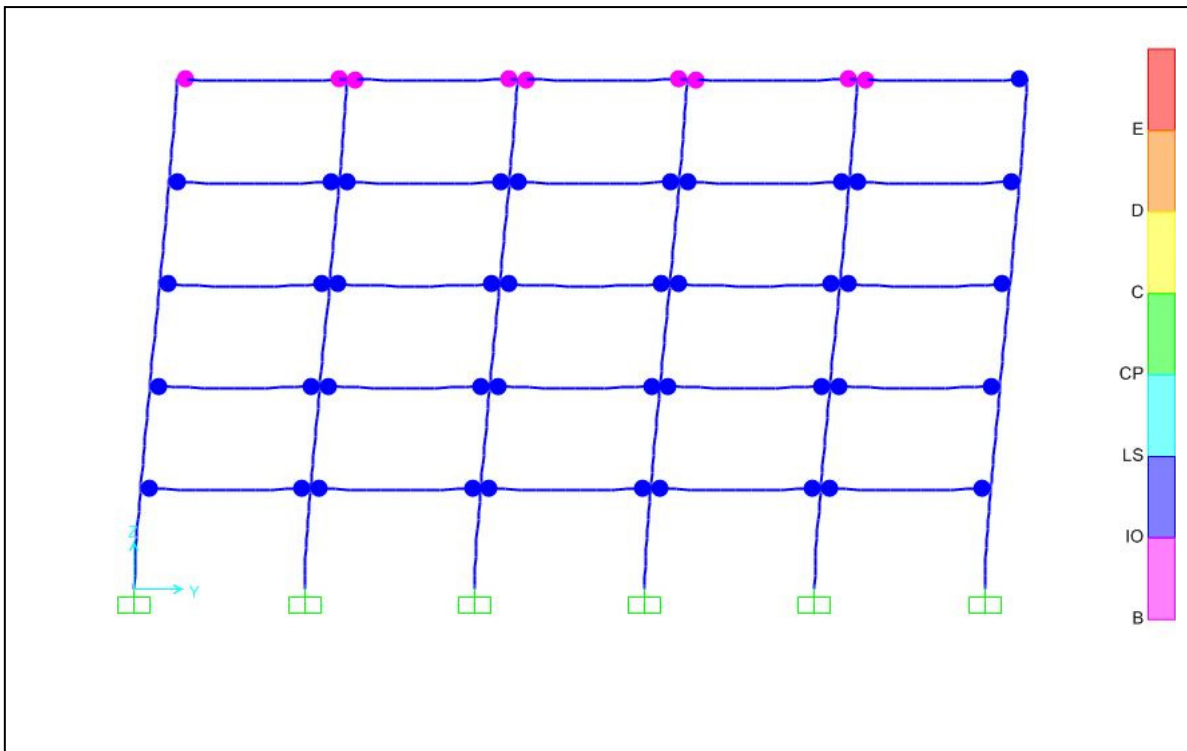
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X

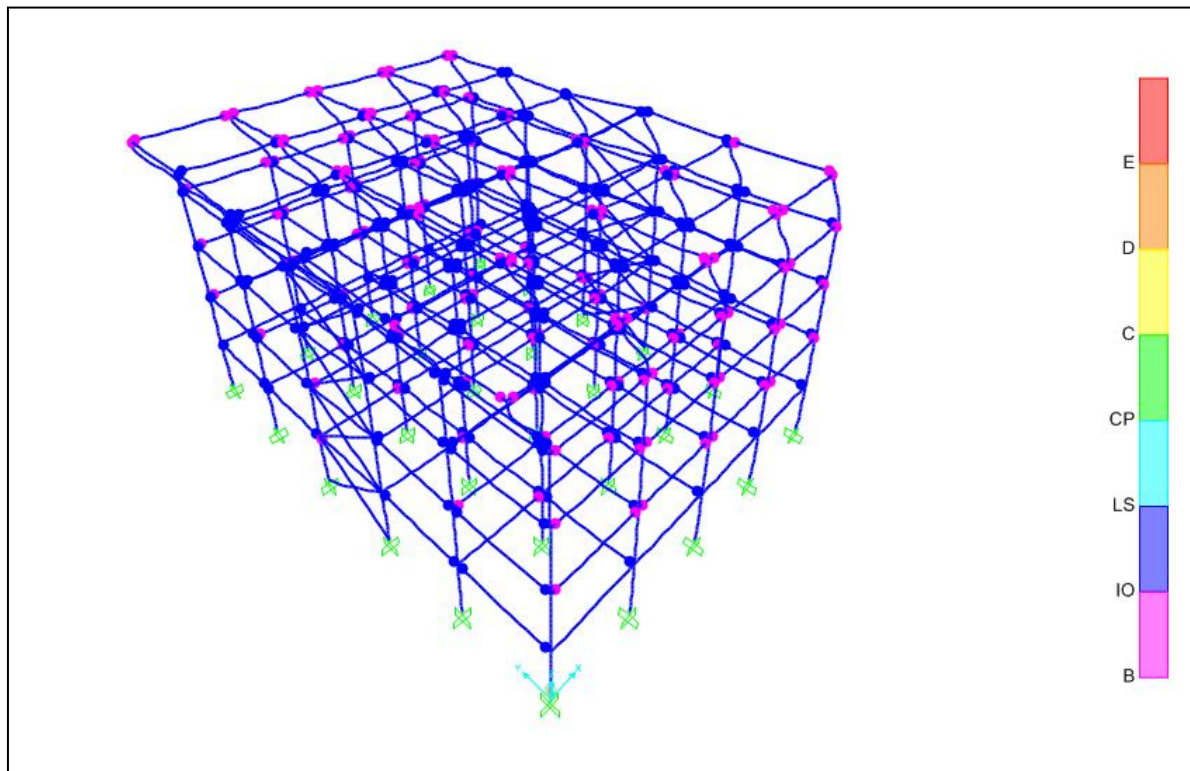
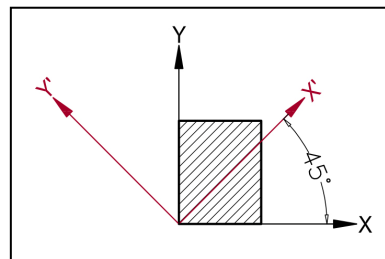


➤ δυσμενέστερο Υ

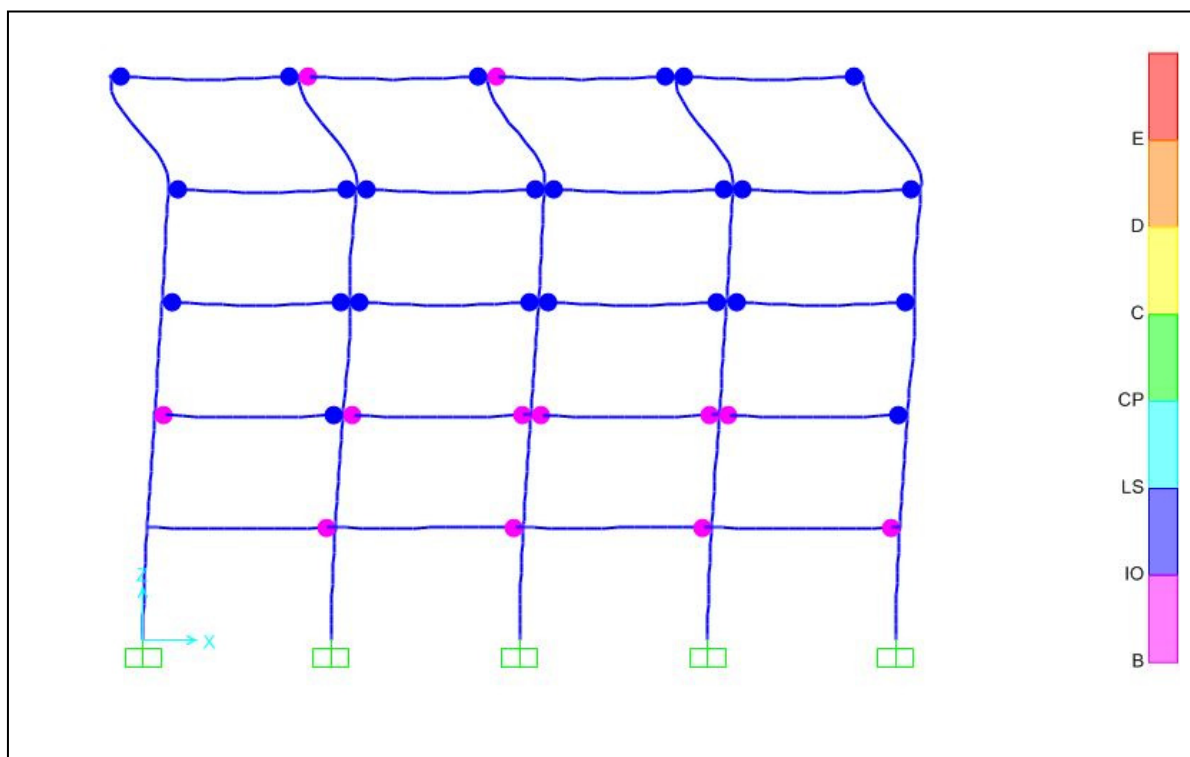


6.4.3.4 45°

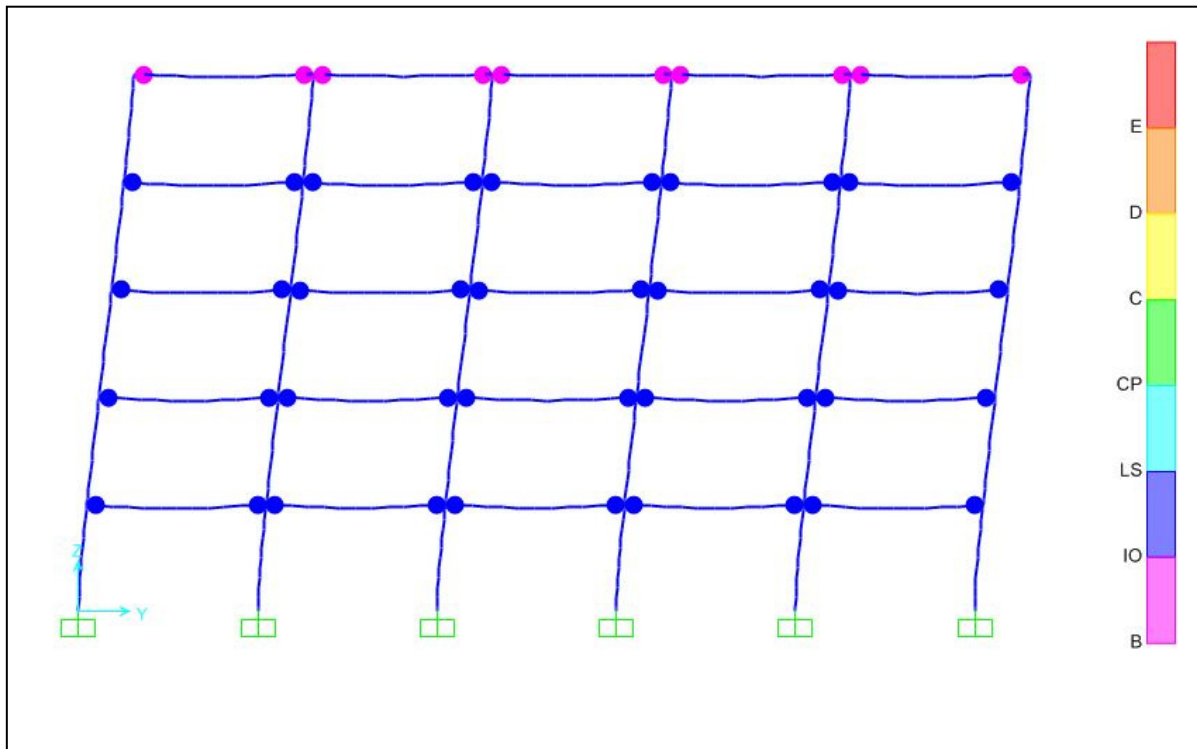
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X

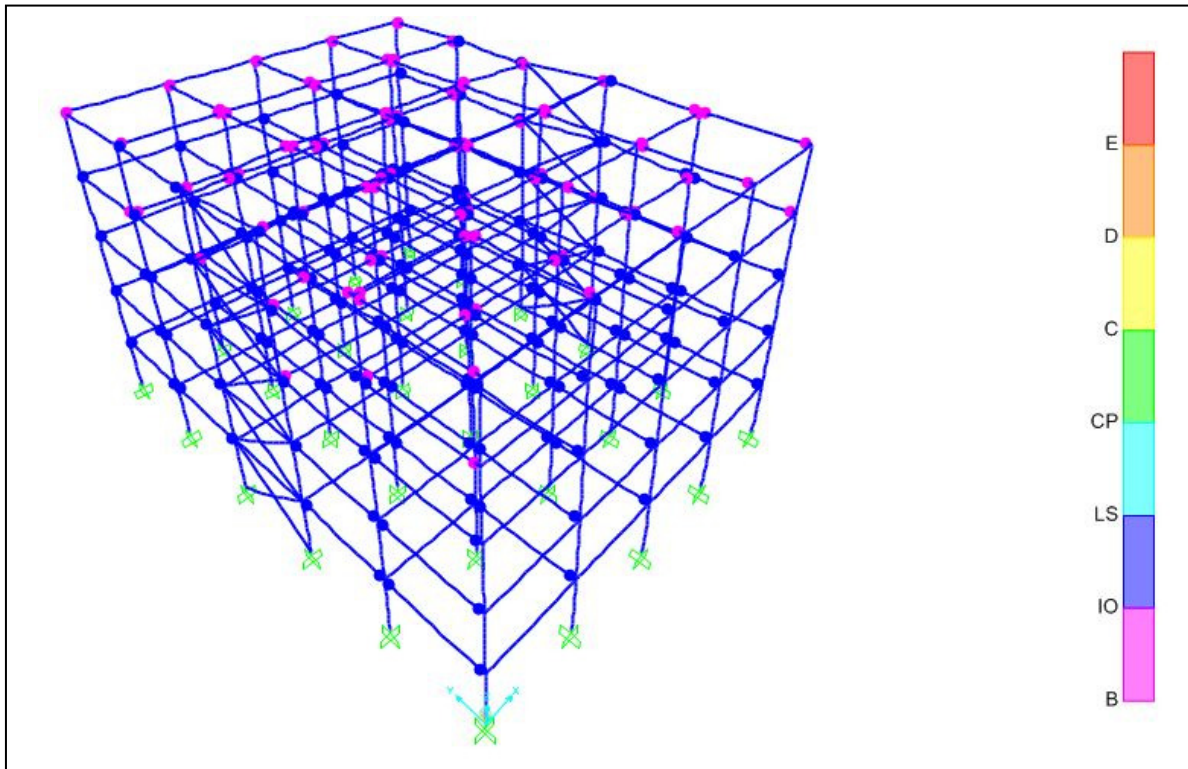
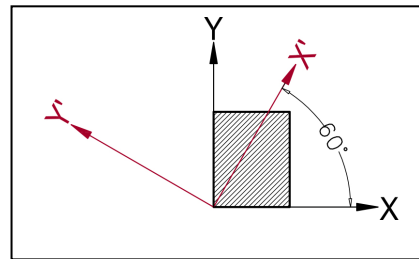


➤ δυσμενέστερο Υ

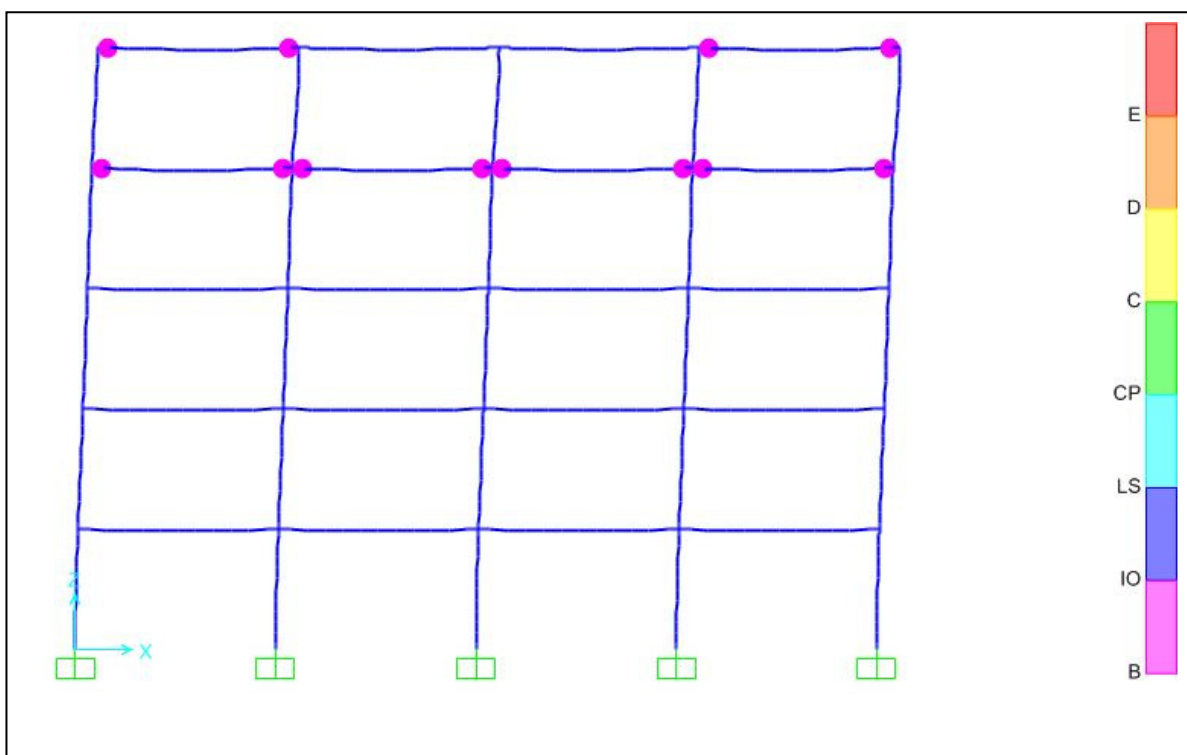


6.4.3.5 60°

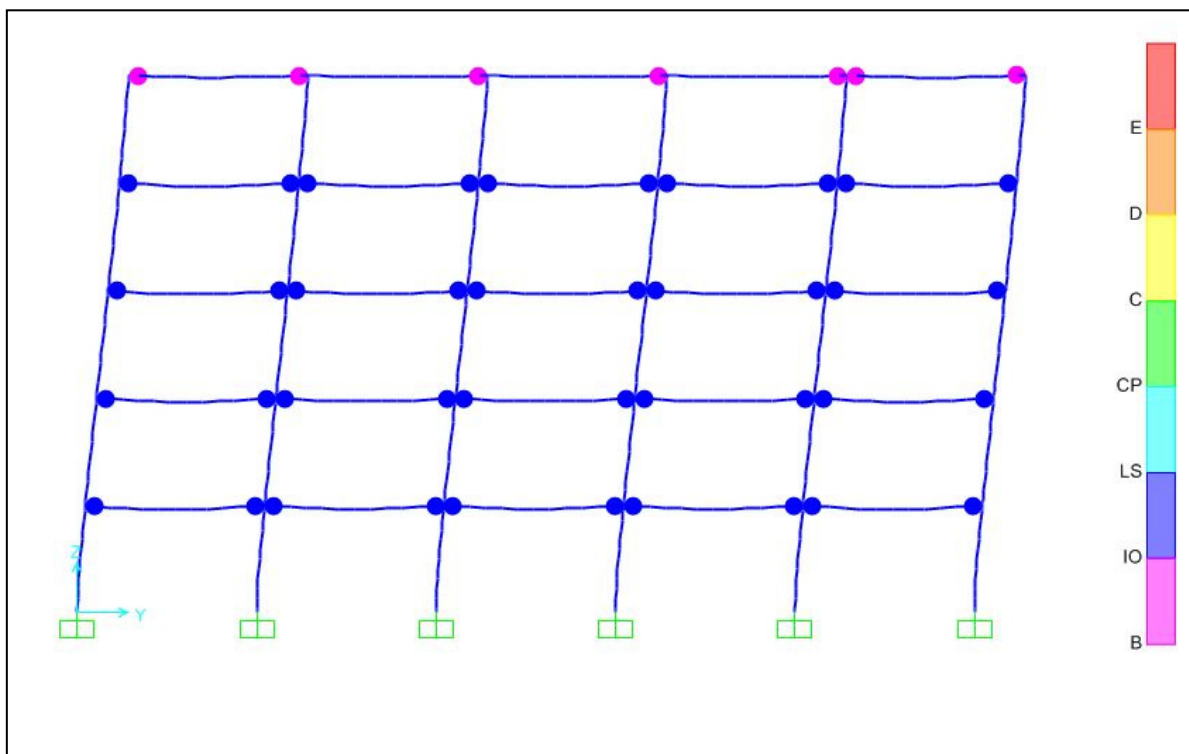
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X

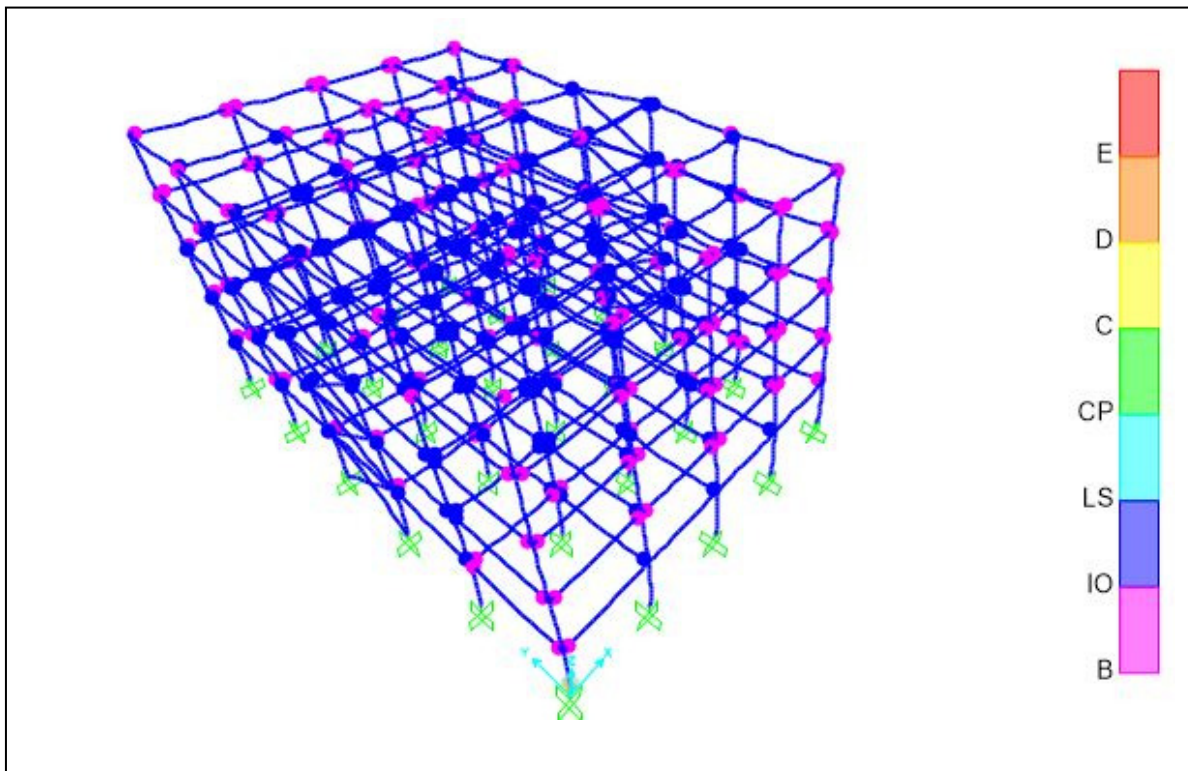
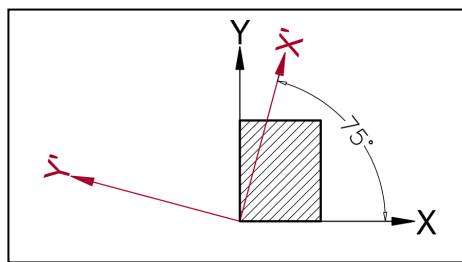


➤ δυσμενέστερο Υ

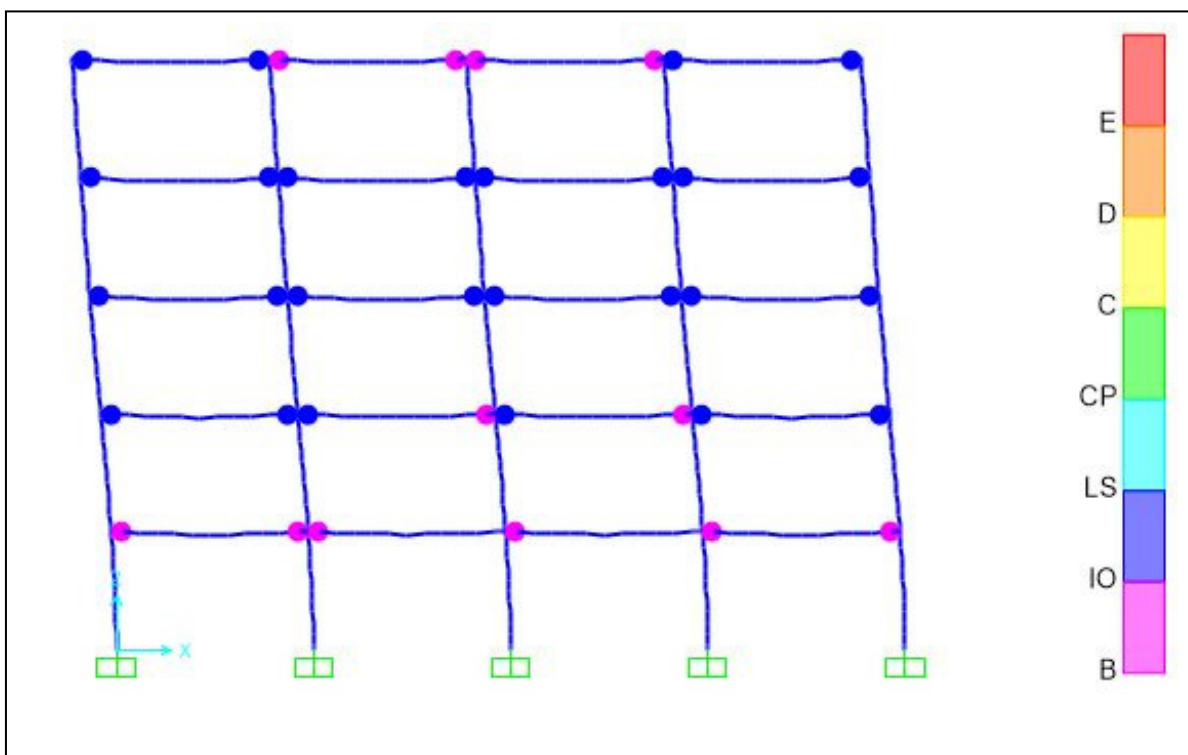


6.4.3.6 75°

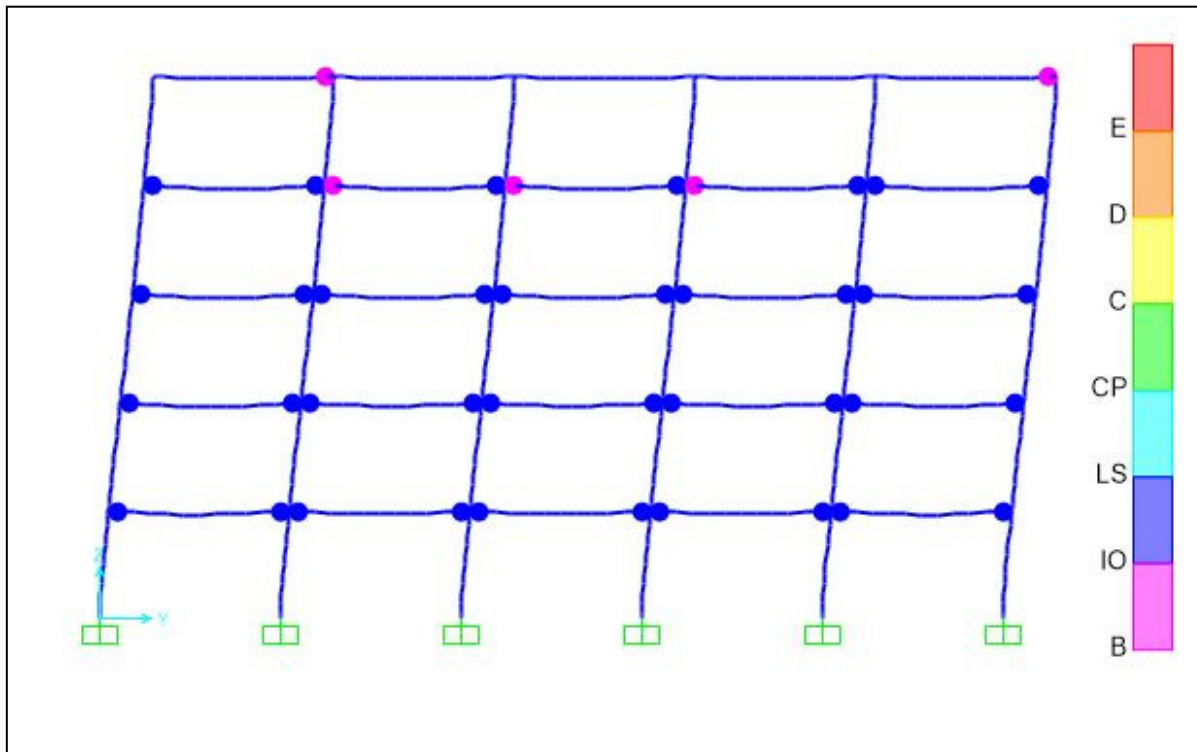
➤ προοπτικό



➤ δυσμενέστερο X

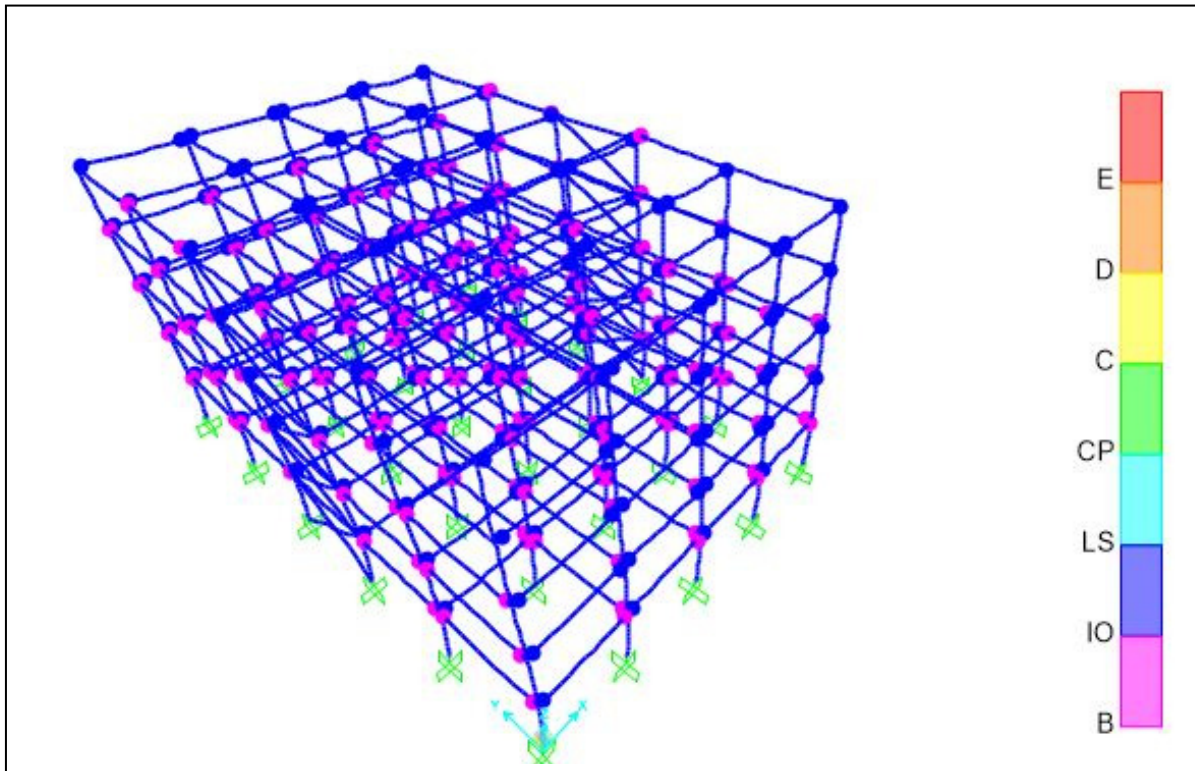
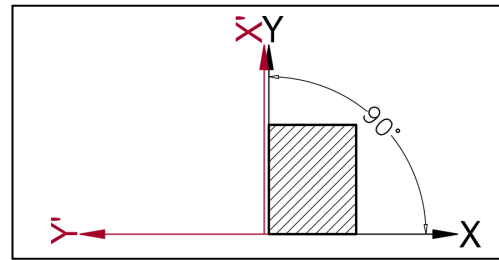


➤ δυσμενέστερο Υ

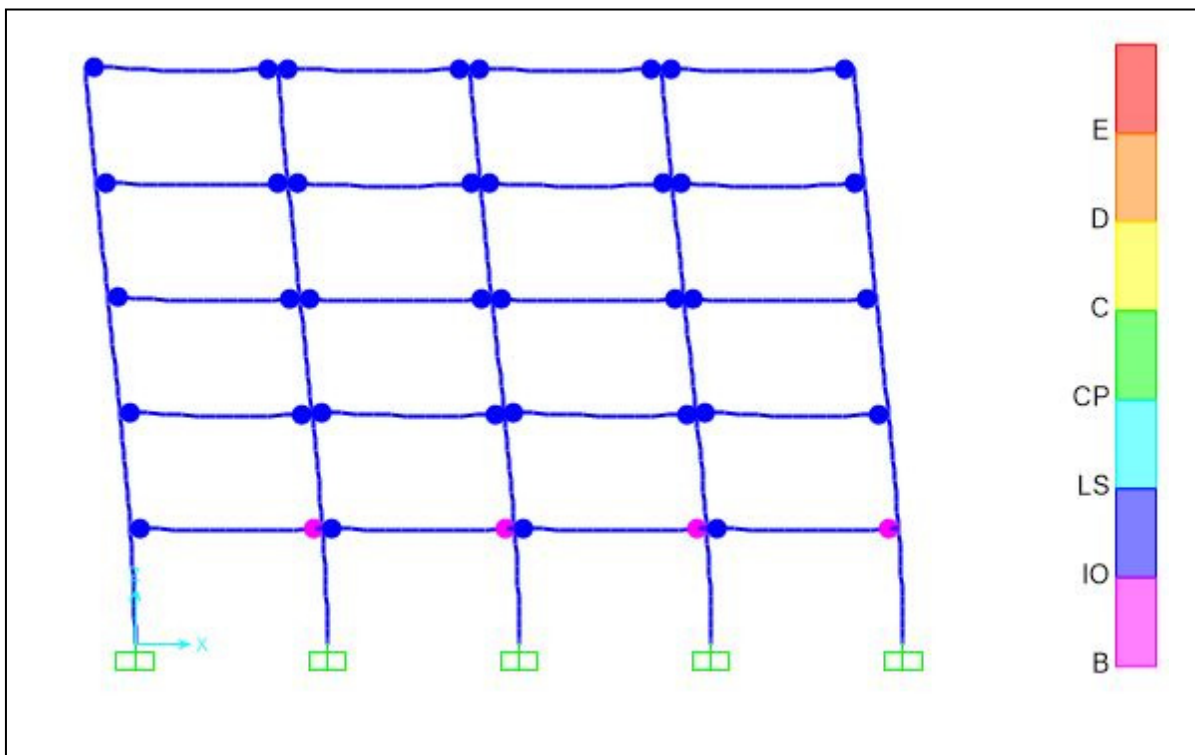


6.4.3.7 90°

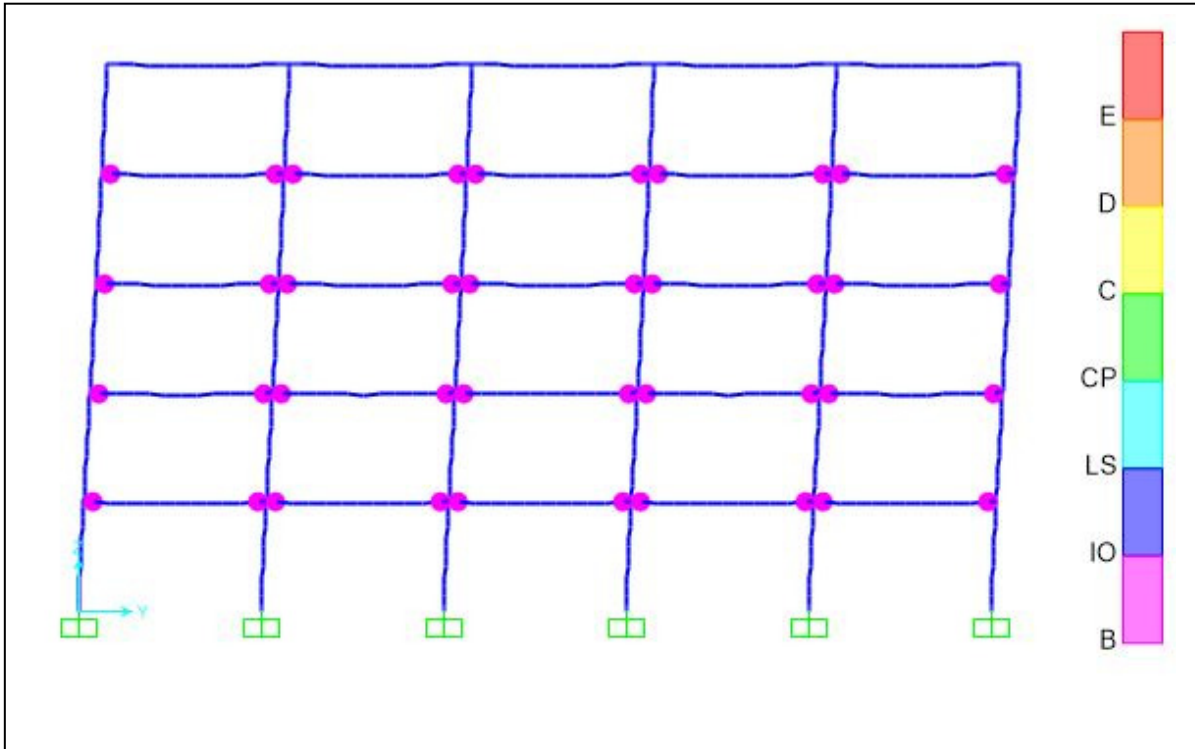
➤ προοπτικό



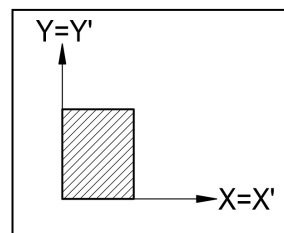
➤ δυσμενέστερο X



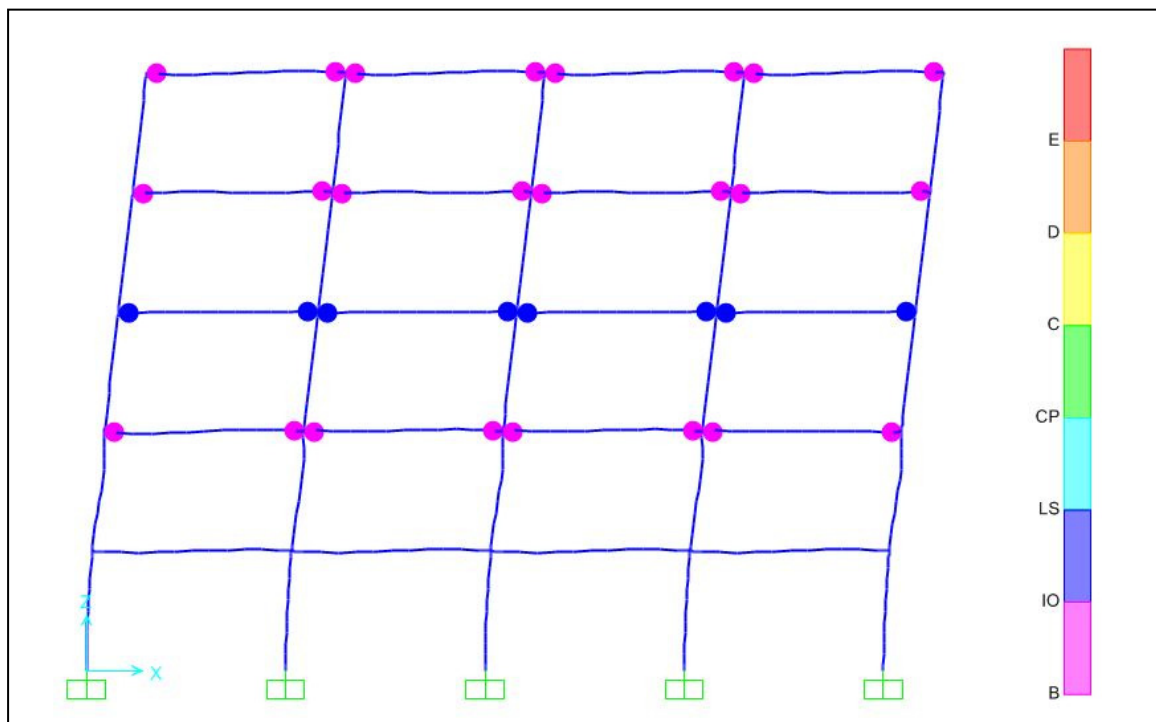
➤ δυσμενέστερο Υ



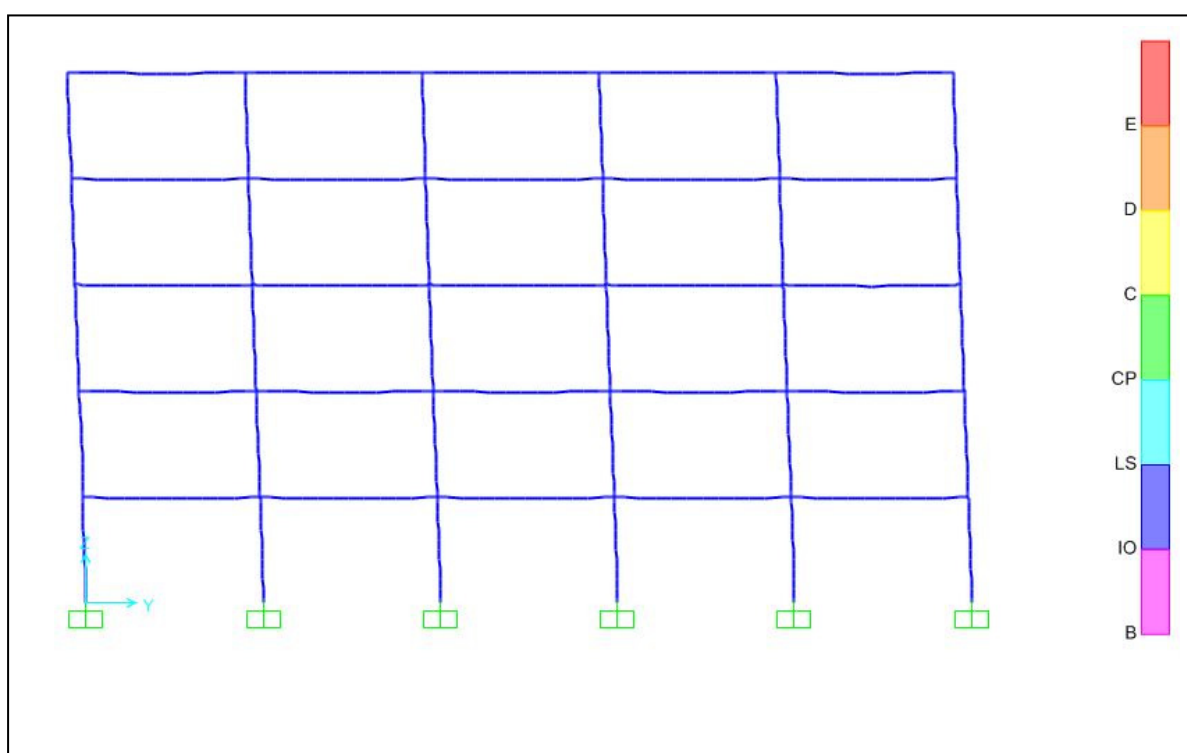
6.4.4 Σεισμός Imperial Valley (0,5g)



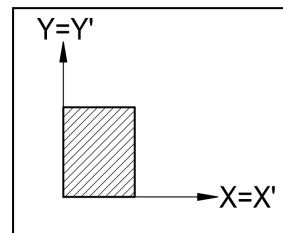
➤ δυσμενέστερο X



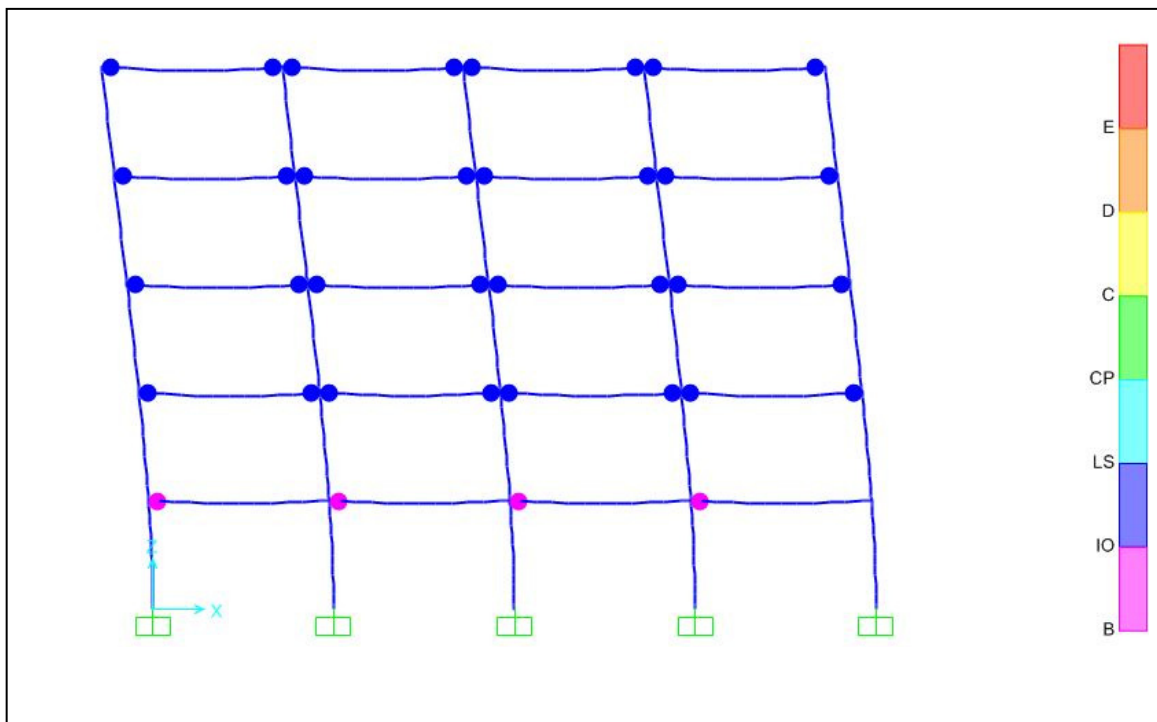
➤ δυσμενέστερο Y



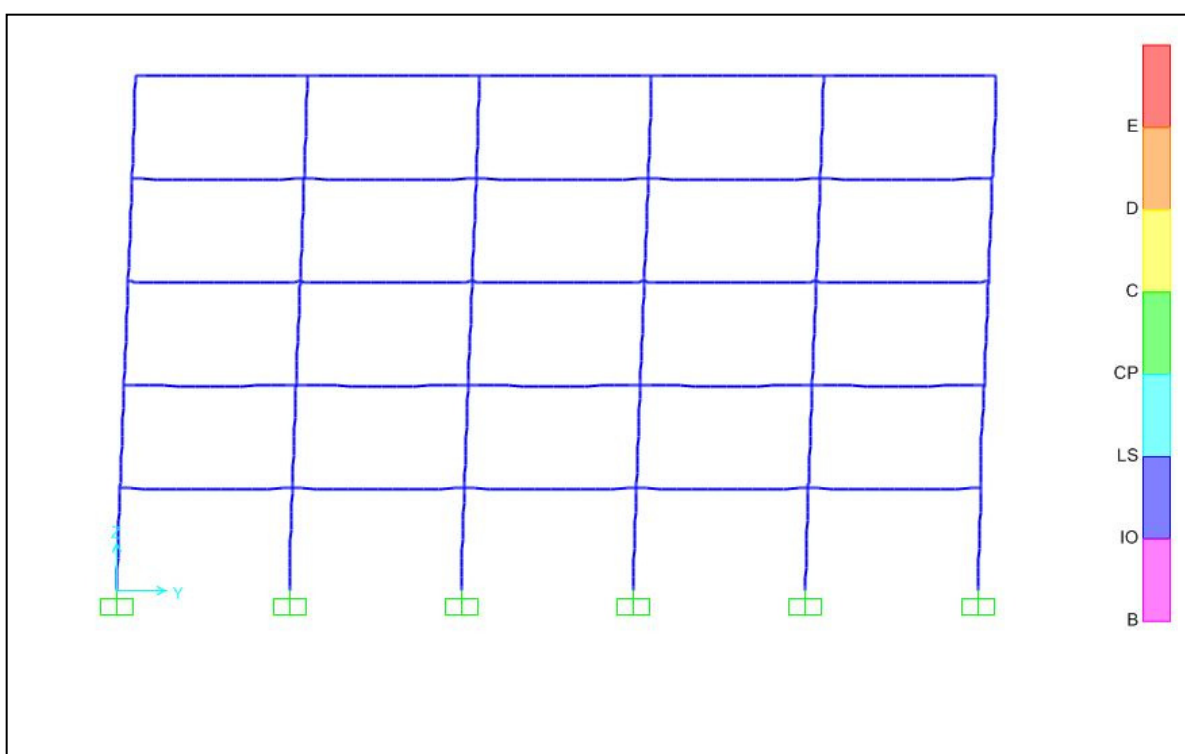
6.4.5 Σεισμός San Salvador (0,5g)



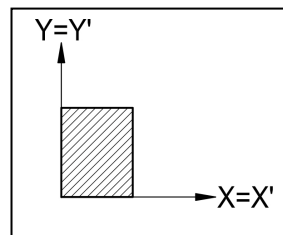
➤ δυσμενέστερο X



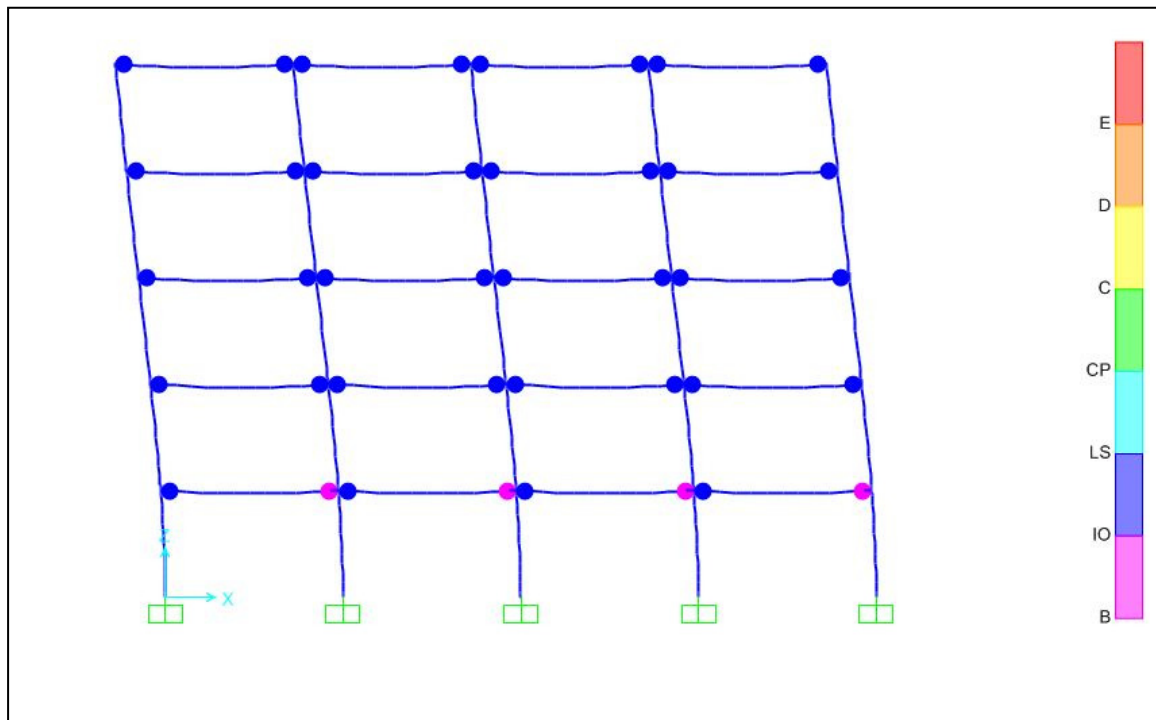
➤ δυσμενέστερο Y



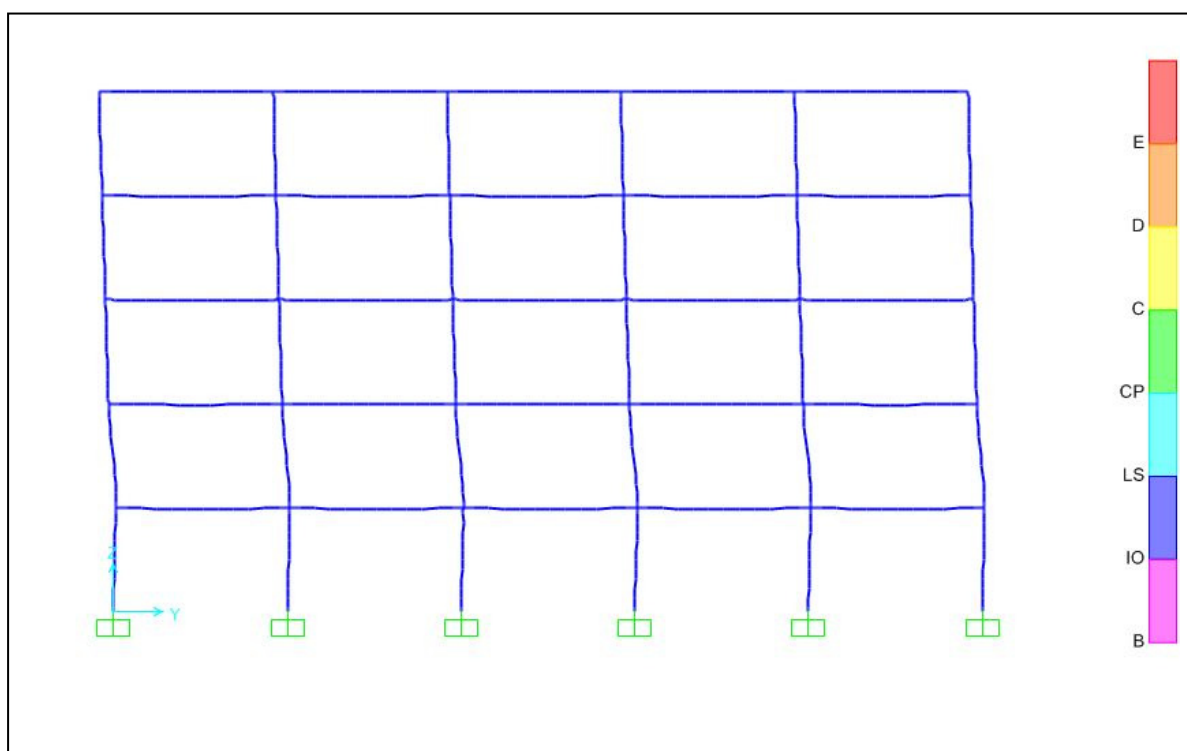
6.4.6 Σεισμός Darfield (0,5g)



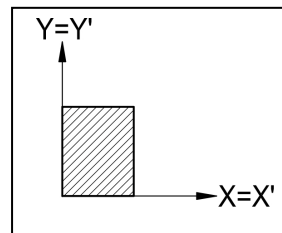
➤ δυσμενέστερο X



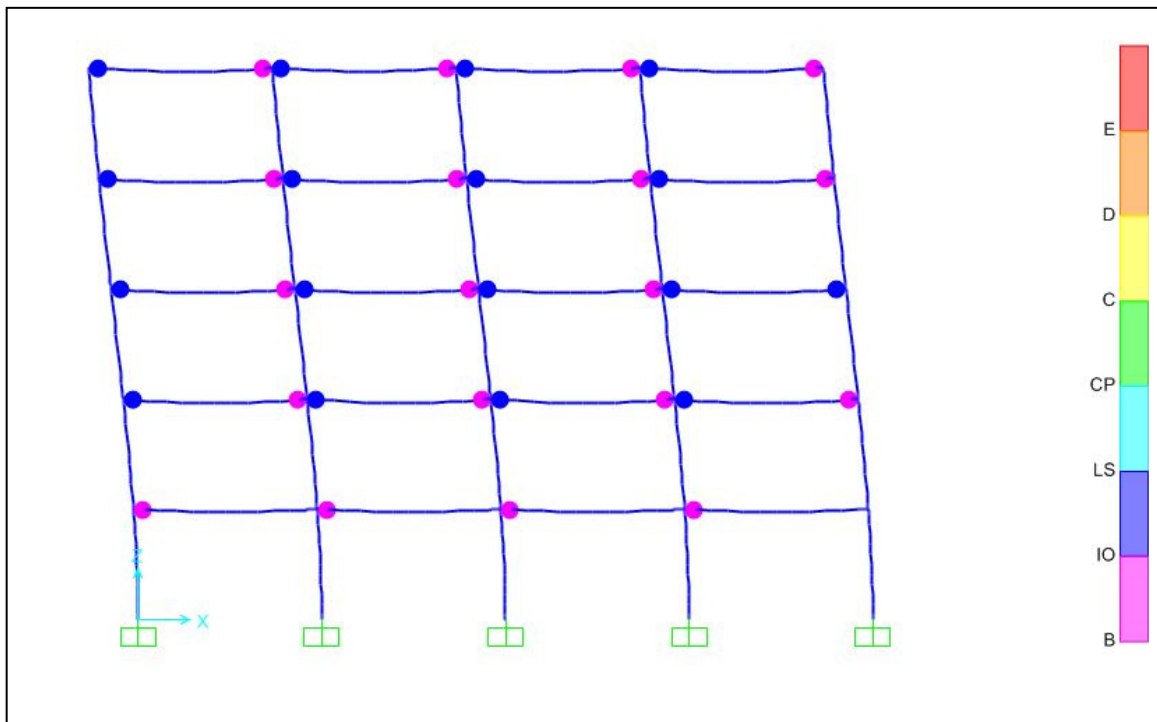
➤ δυσμενέστερο Y



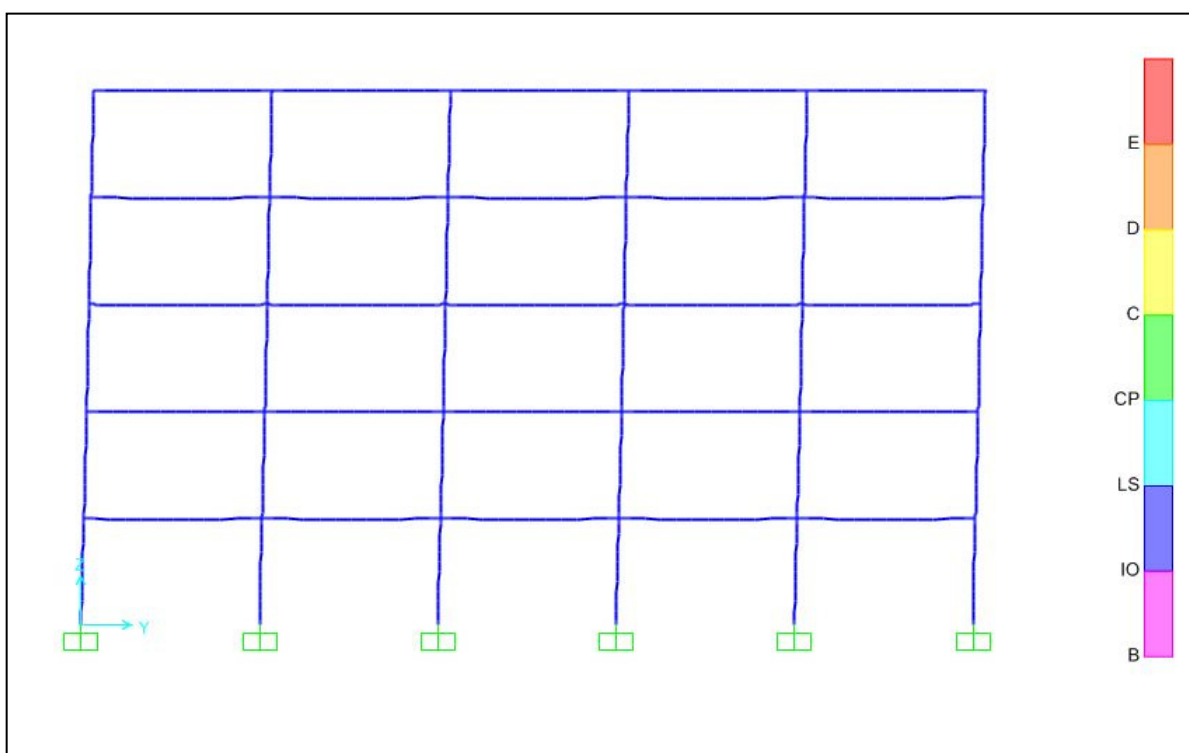
6.4.7 Σεισμός Christchurch (0,5g)

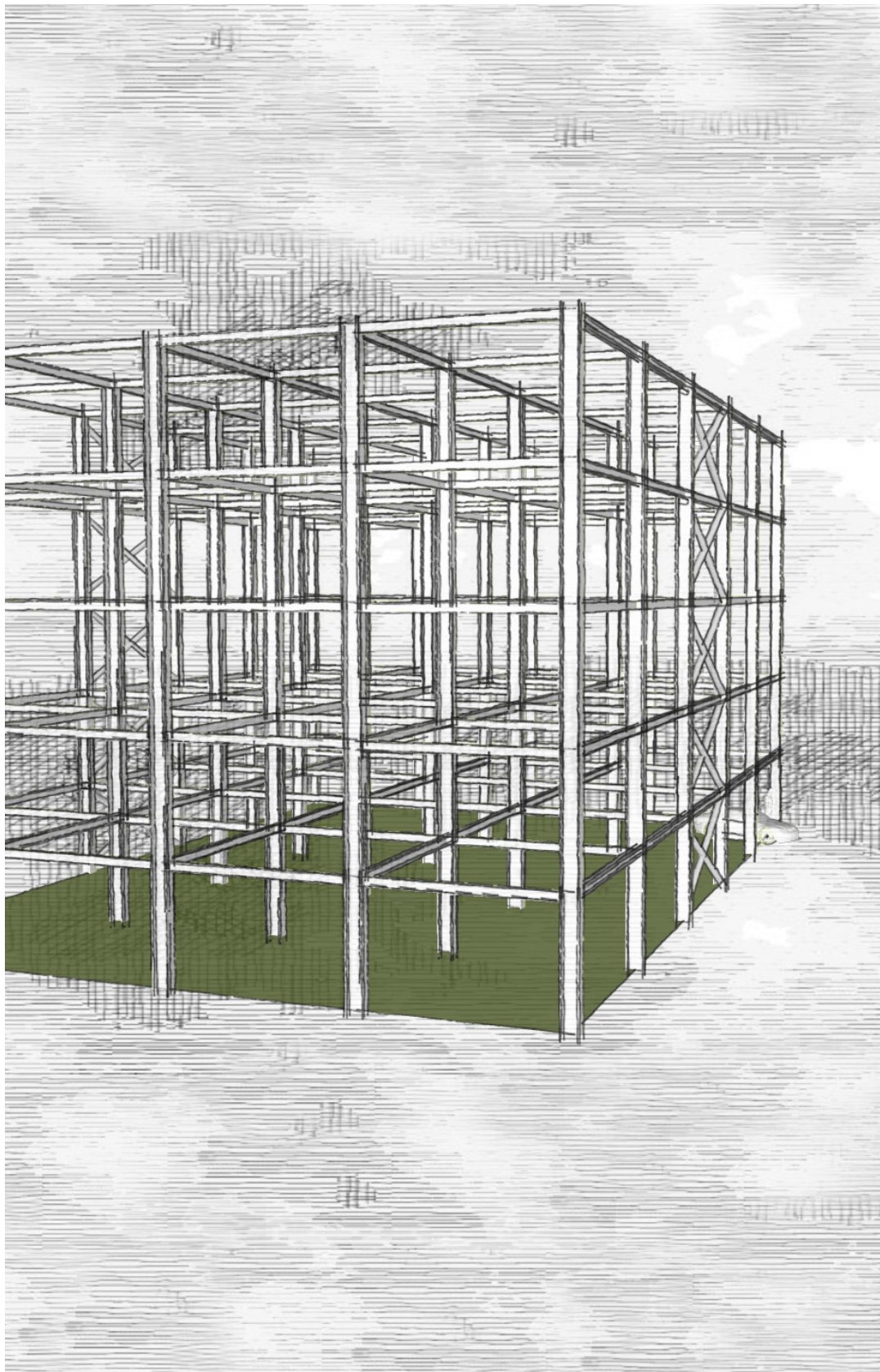


➤ δυσμενέστερο X



➤ δυσμενέστερο Y





7 Συμπεράσματα

Η ελαστική ανάλυση με χρήση καμπύλων ολιγοκυκλικής κόπωσης είναι μια ανάλυση που χρήζει οπωσδήποτε έρευνας καθόσον με τη βασική της παραδοχή ότι ένας μικρός αριθμός κύκλων επανάληψης κάποιων φορτίσεων δύναται να προξενήσει τόσο μεγάλες μετελαστικές παραμορφώσεις σε μια κατασκευή που θα την οδηγήσουν σε αστοχία η και κατάρρευση, μπορεί να δώσει στον μηχανικό μια γρήγορη εκτίμηση της συσσωρευμένης βλάβης που έχει υποστεί η κατασκευή. Ταυτόχρονα μπορεί να χρησιμεύσει και ως μια γρήγορη μέθοδος σχεδιασμού μιας κατασκευής. Η παρούσα εργασία μελετά την εφαρμοσιμότητα της σε σεισμούς κοντινού πεδίου ,μέσα από την τρισδιάστατη ανάλυση δυο μοντέλων σε 7 διαφορετικούς σεισμούς έκαστο(5 κοντινού πεδίου και 2 όχι), τόσο ελαστικά όσο και ανελαστικά. Οι σεισμοί σχεδιασμού στην ελαστική ανάλυση (την ολιγοκυκλική) ,η οποία είναι και η υπό εξέταση ανάλυση , μεγεθύνθηκαν με κατάλληλο συντελεστή ούτως ώστε ο μέσος ορος των ριζών των τετραγώνων των συνιστωσών καθενός να υπερβαίνουν το φάσμα σχεδιασμού κατά 1,3 φορές. Ταυτόχρονα τα αποτελέσματα της ολιγοκυκλικής ανάλυσης πολλαπλασιάστηκαν με το πηλίκο της μέγιστης ανελαστικής προς την μέγιστη ελαστική μετακίνηση του ισοδυνάμου προς το κτήριο μονοβαθμίου ταλαντωτή, καθώς η μέθοδος των ίσων μετακινήσεων δεν εφαρμόζεται σε σεισμούς κοντινού πεδίου.

Για το διώροφο ο δείκτης συσσωρευμένης βλάβης (ID) παίρνει τη μέγιστη τιμή του στην διεύθυνση X του σεισμού Northridge (0,161), ενώ για το πενταώροφο στη διεύθυνση X για το σεισμό Loma Prieta χωρίς παλμό κατευθυντικότητας (0,642). Παρατηρείται επομένως ότι τα αποτελέσματα της ολιγοκυκλικής συμβαδίζουν με τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης μιας και σε καμία δεν υπήρξε αστοχία καμιάς κατασκευής

Επικουρικά , πραγματοποιήθηκαν και ανελαστικές αναλύσεις σε 3 σεισμούς αντίστοιχους με το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα για $a_g = 0,36, 0,5$ και 1 g εφαρμοσμένους υπό 7 διαφορετικές διευθύνσεις στο πενταώροφο κτήριο και σε 4 σεισμούς αντίστοιχους με το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα για $a_g = 0,5\text{g}$ εφαρμοσμένους υπό μια διεύθυνση έτσι ώστε να διαπιστωθεί το αξιόπιστο του σχεδιασμού. Ούτε εκεί υπήρξε αστοχία.

Η συμφωνία επομένως των αποτελεσμάτων της ολιγοκυκλικής με την ανελαστική ανάλυση στη φάση σχεδιασμού και η μη αστοχία της κατασκευής στη φάση έλεγχου, οδηγούν στα εξής συμπεράσματα:

- **Η ελαστική ανάλυση με τη χρήση των καμπυλών ολιγοκυκλικής κόπωσης μπορεί να εφαρμοστεί σε σεισμούς κοντινού πεδίου**
- **Για την εφαρμογή αυτή η χρήση του συντελεστή α που αναφέρθηκε παραπάνω καθίσταται απαραίτητη.**

Βιβλιογραφία

1. Bannantine A. J., Comer J. J., Handrock L. J. (1997). «Fundamentals of metal fatigue analysis», Prentice Hall, New Jersey.
2. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Chorpa K. A. (2007). «Δυναμική των κατασκευών, θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική, 3η έκδοση», Αναγνωστόπουλος Σ. (επιμ. , μφ.), Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
4. Ερμόπουλος Ι. (2008). «Σιδηρές και σύμμικτες γέφυρες, ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 1 έως 8, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Κατσικαδέλης Ι. (2012). «Δυναμική ανάλυση των κατασκευών, θεωρία και εφαρμογές», Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα
6. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
7. Castiglioni A. C., Mouzakis P. H., Carydis G. P. (2007). "Constant and Variable Amplitude Cyclic Behavior of Welded Steel Beam-to-Column Connections" Journal of Earthquake Engineering, 11:6, 876-902
8. Eurocode 8, EN 1998-1 (2004). "Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings".
9. Eurocode 3, EN 1993-1-8 (2005). "Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints".
10. Eurocode 3, EN 1993-1-9 (2005). "Design of steel structures – Part 1-9: Fatigue".
11. Κυρζίδης Μ. Ι. (2009). "Σχεδιασμός πλαισίων από χάλυβα με τη χρήση καμπυλών ολιγοκυκλικής κόπωσης".
12. Μπαρουλάκη Μ. (2012). "Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα με τη χρήση καμπυλών ολιγοκυκλικής κόπωσης-Επιρροή του αριθμού κύκλων".
13. Σπυριδώνη Κ. (2016) ""Σχεδιασμός κτηρίων από χάλυβα με τη χρήση καμπυλών ολιγοκυκλικής κόπωσης"
14. Computers & Structures, Inc. (2015). "SAP2000, version 18, CSI Analysis Reference Manual".

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

A. Γενικά

Η εξίσωση κίνησης για ένα γραμμικό μονοβάθμιο σύστημα που υπόκειται σε εξωτερική δύναμη είναι:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$$

Η συνολική λύση της διαφορικής εξίσωσης κίνησης αποτελείται από τη γενική λύση $u_c(t)$ και τη μερική λύση $u_t(t)$, δηλαδή

$$u(t) = u_c(t) + u_t(t)$$

Η γενική λύση είναι η λύση της εξίσωσης κίνησης όταν το μονοβάθμιο σύστημα εκτελεί ελεύθερη ταλάντωση, δηλαδή

$$u_c(t) = A \cos \omega t + B \sin \omega t, \quad \omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Όταν η εξωτερική δύναμη $p(t)$ εκφράζεται ως μία τυχούσα χρονική συνάρτηση τότε η μερική λύση $u_t(t)$ δίνεται από τη σχέση

$$u_t(t) = \frac{1}{m\omega} \int_0^t p(\tau) \sin[\omega(t - \tau)] d\tau$$

Στην περίπτωση που υπάρχει απόσβεση οι παραπάνω εξισώσεις μετασχηματίζονται σε:

$$u_c(t) = e^{-\xi\omega t} (A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t), \quad \omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \text{ και } \omega_D = \omega \sqrt{1 - \zeta^2}$$

$$u_t(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t p(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin[\omega_D(t - \tau)] d\tau$$

Η σχέση που δίνει τη μερική λύση της διαφορικής εξίσωσης είναι γνωστή ως *Ολοκλήρωμα Duhamel*, ο αναλυτικός υπολογισμός του οποίου όμως παρουσιάζει σημαντικές δυσκολίες, ιδιαίτερος όταν λαμβάνεται υπόψη και η απόσβεση. Το πρόβλημα αυτό μπορεί να αντιμετωπιστεί με αριθμητικές βηματικές μεθόδους χρονικής ολοκλήρωσης της διαφορικής εξίσωσης.

B. Μέθοδοι Χρονικών Βημάτων

Η εξίσωση κίνησης που πρέπει να επιλυθεί αριθμητικά είναι:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \dot{u}) = p(t) = -m\ddot{u}_g$$

με αρχικές συνθήκες $u_0 = u(0)$ και $\dot{u}_0 = \dot{u}(0)$.

Η εφαρμοζόμενη δύναμη $p(t)$ δίνεται με ένα πλήθος διακριτών τιμών $p_i = p(t_i)$, $i=0$ έως N . Το χρονικό διάστημα $\Delta t_i = t_{i+1} - t_i$ λαμβάνεται συνήθως σταθερό, αν και αυτό δεν είναι απαραίτητο. Η απόκριση προσδιορίζεται για τις χρονικές στιγμές t_i , που συμβολίζονται ως χρονικές στιγμές i . Η μετατόπιση, η ταχύτητα και η επιτάχυνση του μονοβάθμιου συστήματος είναι $u_i, \dot{u}_i, \ddot{u}_i$. Την χρονική στιγμή i , οι τιμές αυτές ικανοποιούν την εξίσωση:

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + (f_s)_i = p_i \quad (1)$$

όπου $(f_s)_i$ είναι η δύναμη αντίστασης τη χρονική στιγμή i . Για ένα γραμμικώς ελαστικό σύστημα ισχύει $(f_s)_i = ku_i$, ενώ αν το σύστημα είναι ανελαστικό η δύναμη θα είναι εξαρτημένη από τη μετατόπιση και την ταχύτητα τη χρονική στιγμή i .

Την χρονική στιγμή $i+1$ θα ισχύει:

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + (f_s)_{i+1} = p_{i+1} \quad (2)$$

Γ. Ανάλυση Γραμμικής Απόκρισης

Έχουν αναπτυχθεί πολλές αριθμητικές μέθοδοι, οι πιο γνωστές από τις οποίες είναι:

- Η μέθοδος κεντρικών διαφορών (Central Difference Method)
- Η μέθοδος Houbold
- Η μέθοδος θ του Wilson (Wilson θ –Method)
- Η μέθοδος Newmark

Με τις μεθόδους αυτές το δυναμικό βέλος υπολογίζεται βήμα προς βήμα. Εκκινούν με το δεδομένο ότι το βέλος $u(0)$, η ταχύτητα $\dot{u}(0)$ και η επιτάχυνση $\ddot{u}(0)$ 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. Η πρώτη παραδοχή είναι ότι 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 στη 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. Η δεύτερη παραδοχή είναι ότι το βέλος, η ταχύτητα και η επιτάχυνση σε κάθε χρονικό διάστημα Δt μεταβάλλονται σύμφωνα με κάποιο γνωστό νόμο. Η ακρίβεια, η ευστάθεια και η αποτελεσματικότητα της λύσεως εξαρτώνται από την παραδοχή του νόμου μεταβολής του βέλους, της ταχύτητας και της επιταχύνσεως στο χρονικό διάστημα Δt και από το μέγεθος του χρονικού διαστήματος Δt .

Γ.1. Μέθοδος Newmark

Η διαδικασία στηρίζεται στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1}$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1}$$

Οι παράμετροι β και γ ορίζουν τη μεταβολή της επιτάχυνσης σε ένα χρονικό βήμα και προσδιορίζουν τα χαρακτηριστικά της ευστάθειας και της ακρίβειας της μεθόδου. Τυπική επιλογή για το γ είναι $\frac{1}{2}$ και το $\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$ είναι ικανοποιητικό από όλες τις απόψεις, συμπεριλαμβανομένης και της ακρίβειας. Οι δύο αυτές εξισώσεις, σε συνδυασμό με την εξίσωση ισορροπίας (2) στο τέλος κάθε χρονικού βήματος, παρέχουν τη βάση για τον υπολογισμό των $u_{i+1}, \dot{u}_{i+1}, \ddot{u}_{i+1}$ τη χρονική στιγμή $i+1$ από τα γνωστά $u_i, \dot{u}_i, \ddot{u}_i$ τη χρονική στιγμή i . Για την εφαρμογή αυτών των υπολογισμών απαιτούνται επαναλήψεις. Παρακάτω φαίνεται συνοπτικά η πορεία της μεθόδου:

- Αρχικοί υπολογισμοί
 - $\ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m}$
 - Επιλογή Δt
 - $\hat{k} = k + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} c + \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} m$
 - $a = \frac{1}{\beta \Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c, b = \frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c$
- Υπολογισμοί για κάθε χρονικό βήμα i
 - $\Delta \hat{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i$

$$\begin{aligned} \circ \Delta u_i &= \frac{\Delta \hat{p}_i}{\hat{k}} \\ \circ \Delta \dot{u}_i &= \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \ddot{u}_i \\ \circ \Delta \ddot{u}_i &= \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i \\ \circ u_{i+1} &= u_i + \Delta u_i, \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i, \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i \end{aligned}$$

- Επανάληψη για το επόμενο χρονικό βήμα. Αντικατάσταση του i με το $i+1$ και επανάληψη των βημάτων 2.1 έως 2.5 για το επόμενο χρονικό βήμα.

Δ. Ανάλυση Μη Γραμμικής Απόκρισης

Η μέθοδος Newmark μπορεί να επεκταθεί και σε μη γραμμικά συστήματα. Πρόκειται για την πιο δημοφιλή μέθοδο για σεισμικές αναλύσεις λόγω της ανώτερης ακριβείας της. Παρακάτω φαίνονται τα βασικά βήματα της διαδικασίας:

- Αρχικοί υπολογισμοί
 - $\ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - (f_s)_0}{m}$
 - Επιλογή Δt
 - $a = \frac{1}{\beta \Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c$, $b = \frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right) c$
- Υπολογισμοί για κάθε χρονικό βήμα i
 - $\Delta \hat{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i$
 - Προσδιορισμός της εφαπτομενικής δυσκαμψίας k_i
 - $\hat{k}_i = k_i + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} c + \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} m$
 - Επίλυση για το Δu_i από τα \hat{k}_i και $\Delta \hat{p}_i$ με χρήση της επαναληπτικής διαδικασίας της αντίστοιχης μεθόδου για γραμμικά συστήματα
 - $\Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \ddot{u}_i$
 - $\Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i$
 - $u_{i+1} = u_i + \Delta u_i, \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i, \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i$
- Επανάληψη για το επόμενο χρονικό βήμα. Αντικατάσταση του i με το $i+1$ και επανάληψη των βημάτων 2.1 έως 2.7 για το επόμενο χρονικό βήμα.

Όπως φαίνεται και παραπάνω, η μέθοδος Newmark για μη γραμμικά συστήματα προσεγγίζει εκείνη των γραμμικών, με τη μόνη διαφορά ότι η δυσκαμψία k των γραμμικών συστημάτων αντικαθίσταται από την εφαπτομενική δυσκαμψία k_i στην περίπτωση των μη γραμμικών. Η δυσκαμψία αυτή πρέπει να εκτιμάται στην αρχή κάθε χρονικού βήματος.

Ε. Απόσβεση

Όταν χρησιμοποιούνται μέθοδοι όπως η απευθείας ολοκλήρωση της διαφορικής εξίσωσης, η γνώση του μητρώου απόσβεσης είναι απαραίτητη. Στις περιπτώσεις αυτές το μητρώο απόσβεσης προκύπτει από τα μητρώα μάζας και δυσκαμψίας, σύμφωνα με τη μέθοδο Rayleigh.

Έστω ότι είναι:

$$C = a_0 M$$

όπου a_0 σταθερά. Η σχέση αυτή μπορεί να γραφτεί ως:

$$\varphi_n^T C \varphi_m = a_0 \varphi_n^T M \varphi_m$$

Ή αλλιώς :

$$\varphi_n^T C \varphi_m = \alpha_0 M_n \text{ αν } n = m \text{ και } \varphi_n^T C \varphi_m = 0 \text{ αν } n \neq m$$

Έτσι έχουμε τελικά $C_n = \alpha_0 M_n$, η οποία σε συνδυασμό με την $C_n = 2\xi_n M_n \omega_n$ δίνει:

$$\alpha_0 = 2\xi_n \omega_n$$

Όσον αφορά τη δυσκαμψία θα ισχύει $C = \alpha_1 K$. Εργαζόμενοι όπως και στην περίπτωση του μητρώου μάζας θα έχουμε:

$$\varphi_n^T C \varphi_m = \alpha_1 \varphi_n^T K \varphi_m$$

Ή αλλιώς:

$$\varphi_n^T C \varphi_m = \alpha_1 \omega_n^2 M_n \text{ αν } n = m \text{ και } \varphi_n^T C \varphi_m = 0 \text{ αν } n \neq m$$

Τελικά θα ισχύει: $\alpha_1 \omega_n^2 M_n = C_n = 2\xi_n M_n \omega_n$, από την οποία προκύπτει:

$$\alpha_1 = \frac{2\xi_n}{\omega_n}$$

Επίσης θεωρούμε πως ο γραμμικός συνδυασμός $C = \alpha_0 M + \alpha_1 K$ ικανοποιεί τη συνθήκη ορθογωνικότητας και επειδή έχει δύο ελεύθερες παραμέτρους, α_0 και α_1 , επιτρέπει τον προσδιορισμό του μητρώου C ώστε δύο ιδιομορφές να έχουν δεδομένο λόγο απόσβεσης. Πράγματι ισχύει ότι:

$$\Phi_n^T C \Phi_n = 2\xi_n M_n \omega_n = \alpha_0 M_n + \alpha_1 M_n \omega_n^2$$

$$\Phi_m^T C \Phi_m = 2\xi_m M_m \omega_m = \alpha_0 M_m + \alpha_1 M_m \omega_m^2$$

Οι εξισώσεις αυτές παρέχουν το παρακάτω γραμμικό σύστημα εξισώσεων

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_n} & \omega_n \\ \frac{1}{\omega_m} & \omega_m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_0 \\ \alpha_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_n \\ \xi_m \end{Bmatrix}$$

Από το οποίο προσδιορίζονται οι συντελεστές α_0 και α_1 ως:

$$\alpha_0 = \frac{2\omega_n \omega_m (\omega_n \xi_m - \omega_m \xi_n)}{\omega_n^2 - \omega_m^2}$$

$$\alpha_1 = \frac{2(\omega_n \xi_n - \omega_m \xi_m)}{\omega_n^2 - \omega_m^2}$$

Όταν $\xi_n = \xi_m = \xi$, παραδοχή η οποία είναι λογική, οι ανωτέρω σχέσεις δίνουν

$$\alpha_0 = \frac{2\xi \omega_n \omega_m}{\omega_n + \omega_m}$$



