

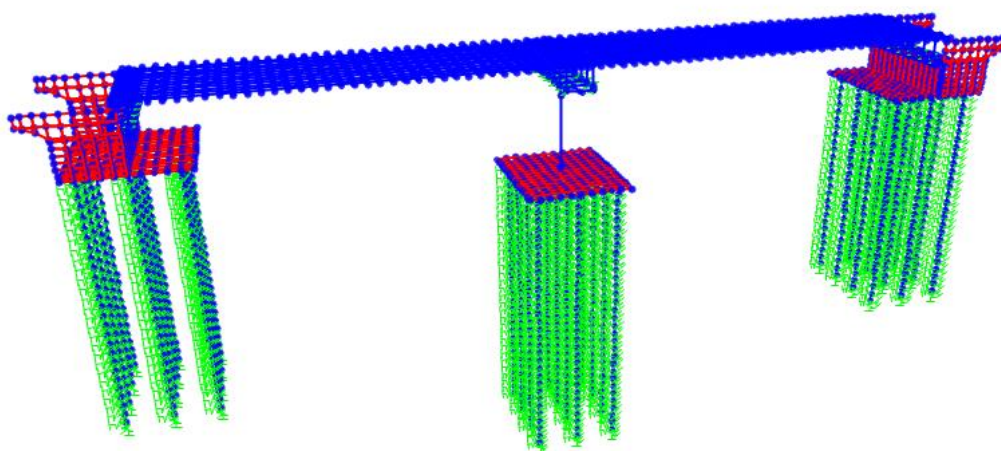


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με
πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Γλυκοφρίδη-Φράγκου Μάρθα



ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ:
ΨΥΧΑΡΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2013

Ευχαριστίες

Πρωτίστως, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή της διπλωματικής μου εργασίας κ. Ιωάννη Ψυχάρη, για τη συνεχή του καθοδήγηση και τη βοήθεια που μου παρείχε καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησής της. Επιπλέον ευχαριστώ ιδιαίτερω τους κ. Γεώργιο Μπουκοβάλα και κ. Ιωάννη Χαλούλο για την συνεισφορά τους στην προσέγγιση των γεωτεχνικών θεμάτων που πραγματεύεται η διπλωματική εργασία. Τέλος, θα ήθελα να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου στην οικογένεια μου και τους στενούς μου φίλους για τη διαρκή στήριξη τους στην προσπάθεια αυτή. Ιδιαίτερω ευχαριστώ το φίλο μου Εμμανουήλ Μπαχλαβά, η βοήθεια του οποίου ήταν καταλυτική για την επιτυχή ολοκλήρωση της εργασίας.

Περιεχόμενα

1	Εισαγωγή.....	21
1.1	Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών	21
1.2	Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών.....	22
1.3	Αρχές Αντισεισμικού Σχεδιασμού Γεφυρών	26
2	Περιγραφή τεχνικού έργου	28
2.1	Γενικά.....	28
2.2	Γενική διάταξη της γέφυρας.....	29
2.3	Υλικά κατασκευής.....	31
3	Προσομοίωση της γέφυρας στο SAP2000.....	33
3.1	Φορέας ανωδομής	33
3.1.1	Πλάκα καταστρώματος.....	33
3.1.2	Προεντεταμένα δοκάρια	35
3.1.3	Εφέδρανα.....	36
3.2	Μεσόβαθρο	41
3.2.1	Σύνδεση μεσόβαθρου-δοκού στέψης	42
3.2.2	Κεφαλόδεσμος-Πάσσαλοι μεσόβαθρου.....	43
3.3	Ακρόβαθρο.....	44
3.3.1	Κύριο σώμα ακρόβαθρου.....	44
3.3.2	Κεφαλόδεσμος-Πάσσαλοι ακρόβαθρου.....	45
3.4	Υπολογισμός μάζας φορέα.....	46
3.4.1	Ίδιο βάρος φορέα	46
3.4.2	Λοιπά μόνιμα φορτία	48
3.4.3	Κινητά φορτία.....	48
4	Σύνοψη Γεωτεχνικής Έκθεσης	53
4.1	Γενικά στοιχεία	53
4.2	Μηχανικά χαρακτηριστικά	54
4.2.1	Γωνία τριβής μη συνεκτικών στρώσεων	54
4.2.2	Αστράγγιστη διατμητική αντοχή συνεκτικών στρώσεων.....	55
4.3	Οριζόντιες ελατηριακές σταθερές	56
4.3.1	Υπολογισμός απομειωτικών συντελεστών α_i	59
4.4	Σταθερά κατακόρυφου ελατηρίου αιχμής.....	61
4.5	Φάσματα σχεδιασμού φυσικού εδάφους	63
5	Προσομοίωση του εδάφους στο SAP2000	65

5.1	Μοντέλο με τη θεώρηση εδάφους υπό βελτίωση.....	65
5.1.1	Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων για το έδαφος υπό βελτίωση	65
5.1.2	Προσδιορισμός καμπύλων πιέσεων-υποχωρήσεων p - y για το έδαφος υπό βελτίωση.....	69
5.2	Μοντέλο με τη θεώρηση φυσικού εδάφους υπό ρευστοποίηση	72
5.2.1	Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων για το έδαφος υπό ρευστοποίηση	72
5.2.2	Προσδιορισμός καμπύλων πιέσεων-υποχωρήσεων p - y για το έδαφος υπό βελτίωση.....	76
6	Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας Πασσάλων	79
6.1	Φέρουσα Ικανότητα Πασσάλων σε θλιπτικό φορτίο.....	79
6.1.1	Μέθοδος Meyerhof(1976).....	80
6.1.2	Μέθοδος DIN4014.....	88
6.2	Προσδιορισμός μήκους Πασσάλων	95
6.2.1	Ακρόβαθρο	96
6.2.2	Μεσόβαθρο.....	97
6.3	Φέρουσα Ικανότητα Πασσάλων σε εφελκυστικό φορτίο.....	97
7	Υπολογισμός εντατικών μεγεθών σχεδιασμού.....	99
7.1	Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού	99
7.1.1	Φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού	99
7.1.2	Υπολογιστική σεισμική ένταση	101
7.1.3	Σεισμικός συνδυασμός δράσεων.....	102
7.2	Υπολογισμός της σεισμικής απόκρισης.....	104
7.2.1	Υπολογισμός των ιδιοπεριόδων ταλάντωσης για βελτιωμένο έδαφος.....	104
7.2.2	Υπολογισμός των ιδιοπεριόδων ταλάντωσης για φυσικό έδαφος υπό ρευστοποίηση	105
7.3	Διαστασιολόγηση για σεισμικό συνδυασμό δράσεων	107
7.3.1	Διαστασιολόγηση μεσόβαθρου σε κάμψη.....	108
7.3.2	Διαστασιολόγηση Πασσάλων σε κάμψη	114
8	Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης(pushover analysis).....	121
8.1	Γενικά.....	121
8.2	Προσδιορισμός της αντοχής και της πλαστιμότητας των κρίσιμων διατομών	121
8.2.1	Περιγραφή ανάλυσης διατομών με το πρόγραμμα SAP2000.....	122
8.2.2	Αποτελέσματα ανάλυσης διατομών.....	123
8.2.3	Εισαγωγή της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων στο πρόγραμμα SAP2000	128

8.3	Στατική Ανελαστική Ανάλυση.....	135
8.3.1	Περιγραφή της μεθόδου	135
8.3.2	Στοχευμένη μετακίνηση	135
8.3.3	Εφαρμογή της στατικής ανελαστικής μεθόδου στο SAP2000	136
8.4	Αποτελέσματα αποτίμησης του φορέα	140
8.4.1	Αποτίμηση της κατασκευής για βελτιωμένο έδαφος με θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους	140
8.4.2	Αποτίμηση της κατασκευής για βελτιωμένο έδαφος με θεώρηση καμπύλων δύναμης υποχώρησης $p-y$	144
8.4.3	Αποτίμηση της κατασκευής για φυσικό έδαφος υπό ρευστοποίηση με θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους.....	146
8.4.4	Αποτίμηση της κατασκευής για φυσικό έδαφος υπό ρευστοποίηση με θεώρηση καμπύλων δύναμης υποχώρησης $p-y$	149
8.4.5	Διερεύνηση της εντατικής κατάστασης των πασσάλων για την περίπτωση φυσικού εδάφους υπό ρευστοποίηση	154
9	Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης	160
9.1	Σεισμικές καταγραφές	160
9.2	Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας για την περίπτωση εδάφους υπό βελτίωση.....	167
9.2.1	Γενικά στοιχεία	167
9.2.2	Προσδιορισμός του συντελεστή συμπεριφοράς q και του δείκτη πλαστιμότητας μ	170
9.2.3	Διαγράμματα ροπής-πλαστικής στροφής μεσόβαθρου.....	179
9.2.4	Διαγράμματα ροπής-πλαστικής στροφής πασσάλων	182
9.3	Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας για την περίπτωση εδάφους υπό ρευστοποίηση	186
9.3.1	Γενικά στοιχεία	186
9.3.2	Προσδιορισμός του συντελεστή συμπεριφοράς q και του δείκτη πλαστιμότητας μ	189
9.3.3	Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής μεσόβαθρου	197
9.3.4	Διαγράμματα ροπής-πλαστικής στροφής πασσάλων	200
9.4	Σύγκριση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας για τα δύο μοντέλα εδαφικής κατάστασης	207
10	Συμπεράσματα.....	211
10.1	Σεισμός σχεδιασμού.....	211
10.2	Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της στατικής ανελαστικής ανάλυσης.....	211

10.3 Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης.....	213
--	-----

Περιεχόμενα Σχημάτων

Σχήμα 1.1: Πραγματική μη γραμμική και ιδεατή γραμμικώς-ελαστική καμπύλη φορτίου μετατόπισης.....	22
Σχήμα 1.2: Κατανομή σεισμικών φορτίων σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιομορφή.....	23
Σχήμα 1.3: Κατανομή σεισμικών φορτίων με τριγωνική κατανομή.....	24
Σχήμα 1.4: Μετατροπή καμπύλης αντίστασης κατασκευής σε φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.....	25
Σχήμα 2.1: Εγκάρσια τομή της γέφυρας στην περιοχή του μεσόβαθρου.....	29
Σχήμα 2.2: Εγκάρσια τομή της γέφυρας στην περιοχή των ακρόβαθρων.....	30
Σχήμα 2.3: Κατά μήκος τομή της γέφυρας στην περιοχή του μεσόβαθρου.....	30
Σχήμα 2.4: Κατά μήκος τομή της γέφυρας στην περιοχή των ακρόβαθρων.....	31
Σχήμα 3.1: Προσδιορισμός αβαρούς σκυροδέματος C30/37.....	34
Σχήμα 3.2: Προσδιορισμός διαμήκων στοιχείων σκυροδέματος.....	34
Σχήμα 3.3: Προσδιορισμός διατομής ακραίας δοκού στο άκρο και στο μέσο του ανοίγματος της γέφυρας.....	35
Σχήμα 3.4: Παραμόρφωση στρώσης ελαστομερούς σε θλίψη διάτμηση και κάμψη..	36
Σχήμα 3.5: Προσανατολισμός του στοιχείου Nllink σε σχέση με το καθολικό σύστημα αξόνων της κατασκευής.....	39
Σχήμα 3.6: Προσομοίωση εφεδράνου με στοιχείο Rubber Isolator και προσδιορισμός της οριζόντιας δυστημσίας.....	40
Σχήμα 3.7: Προσδιορισμός διατομής άκαμπτων στοιχείων.....	41
Σχήμα 3.8: Σύνδεση των ελαστομεταλλικών εφεδράνων με τη δοκό στέψης μέσω άκαμπτων γραμμικών στοιχείων.....	42
Σχήμα 3.9: Προσδιορισμός του κεφαλόδεσμου του μεσόβαθρου μέσω πεπερασμένων στοιχείων.....	43
Σχήμα 3.10: Προσδιορισμός της διατομής και του υλικού των πασσάλων του μεσόβαθρου.....	44
Σχήμα 3.11: Σύνδεση των κόμβων των πεπερασμένων στοιχείων.....	45
Σχήμα 3.12: Προσομοίωμα της γέφυρας στο SAP2000.....	46
Σχήμα 3.13: Προσδιορισμός των φορτίων σε κάθε λωρίδα κυκλοφορίας.....	49
Σχήμα 3.14: Τρόπος εισαγωγής της πρόσθετης μάζας.....	51
Σχήμα 3.15: Τρόπος εισαγωγής των πρόσθετων φορτίων στους κόμβους της ανωδομής.....	52
Σχήμα 4.1: Υπολογισμός συντελεστών α_L και α_Q για την απομείωση της οριζόντιας ελατηριακής σταθεράς σύμφωνα με το DIN1054.....	58
Σχήμα 4.2: Απομειωτικός συντελεστής α_i ως συνάρτηση της διεύθυνσης της φόρτισης και της θέσης του πασσάλου εντός της ομάδας.....	58
Σχήμα 4.3: Φάσμα επιτάχυνσης στην επιφάνεια του εδάφους υπό βελτίωση για την περίπτωση των δύο σεισμικών σεναρίων.....	64
Σχήμα 5.1: Μοντέλο εδαφικής αντίδρασης εγκάρσια φορτισμένου πασσάλου και καμπύλες p-y.....	70
Σχήμα 5.2: Διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης ελατηρίου εδάφους (Βελτιωμένο Έδαφος).....	72
Σχήμα 5.3: Διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης ελατηρίου εδάφους (Φυσικό Έδαφος υπό Ρευστοποίηση).....	78
Σχήμα 5.4: Προσδιορισμός καμπύλης δύναμης-υποχώρησης στο SAP2000.....	78

Σχήμα 6.1: Υπολογισμός συντελεστών N_c, N_q συναρτήσει της γωνίας τριβής φ° και του μήκους έμπηξης του πασσάλου στο φέρων στρώμα	81
Σχήμα 6.2: Υπολογισμός κρίσιμου βάθους έμπηξης L_c	82
Σχήμα 6.3: Υπολογισμός συντελεστή φέρουσας ικανότητας «α» κατά Tomlinson ...	83
Σχήμα 6.4: Διάγραμμα οριακής πλευρικής τριβής σε συνάρτηση με το βάθος	92
Σχήμα 6.5: Διάγραμμα οριακής αντίστασης αιχμής σε συνάρτηση με το βάθος	93
Σχήμα 6.6: Διάγραμμα Φέρουσας Ικανότητας πασσάλου σε θλιπτικό φορτίο	94
Σχήμα 7.1: Προσδιορισμός φάσματος επιταχύνσεων για εδαφικό συντελεστή $S=1.35$	100
Σχήμα 7.2: Προσδιορισμός φάσματος επιταχύνσεων για εδαφικό συντελεστή $S=0.80$	100
Σχήμα 7.3: Εισαγωγή φάσματος για σεισμό στη διαμήκη διεύθυνση του φορέα	102
Σχήμα 7.4:Εισαγωγή φάσματος για σεισμό στην εγκάρσια διεύθυνση του φορέα..	102
Σχήμα 7.5:Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος C20	108
Σχήμα 7.6: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα B500C.....	108
Σχήμα 7.7: Προσδιορισμός τελικής όπλισης μεσόβαθρου	112
Σχήμα 7.8: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για τη διαστασιολόγηση των πασσάλων .	116
Σχήμα 8.1:Μεθοδολογία υπολογισμού διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων.....	122
Σχήμα 8.2: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για τον πόδα του μεσόβαθρου, για $N_{g+g'+0.2q}=-19380\text{KN}$	125
Σχήμα 8.3: Διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων και αντίστοιχο διγραμμικό για τον πόδα του μεσόβαθρου, για $N_{g+g'+0.2q}=-19380\text{KN}$	126
Σχήμα 8.4: Διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων και αντίστοιχο διγραμμικό για τη διατομή του πασσάλου, για $N=-1900\text{KN}$	127
Σχήμα 8.5: Γενικευμένη σχέση φορτίου-παραμόρφωσης για στοιχεία Ο/Σ.....	129
Σχήμα 8.6: Διάγραμμα $M_u/M_y-\varphi_p$ για για τη διατομή του μεσόβαθρου για $N_{g+g'+0.2q}=-19380\text{KN}$	130
Σχήμα 8.7:Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για τη διατομή πασσάλου	133
Σχήμα 8.8: :Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για τη διατομή μεσόβαθρου	134
Σχήμα 8.9: Ορισμός διαγραμμάτων $M-\varphi_p$ πλαστικών αρθρώσεων διατομής μεσόβαθρου	137
Σχήμα 8.10: Ορισμός διαγραμμάτων $M-\varphi_p$ πλαστικών αρθρώσεων διατομής πασσάλου	137
Σχήμα 8.11: Ορισμός καμπύλης αλληλεπίδρασης $P-M_{3-3}$ για τη διατομή μεσόβαθρου στο SAP2000	138
Σχήμα 8.12: Ορισμός καμπύλης αλληλεπίδρασης $P-M_{3-3}-M_{2-2}$ για τη διατομή πασσάλου στο SAP2000.....	138
Σχήμα 8.13: Καθορισμός φόρτισης PUSH-X στο πρόγραμμα SAP2000.....	139
Σχήμα 8.14: Καμπύλη αντοχής του φορέα κατά τη διαμήκη έννοια (Βελτιωμένο Έδαφος- Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους)	140
Σχήμα 8.15: Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Βελτιωμένο Έδαφος- Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους)	141
Σχήμα 8.16: Καμπύλη αντοχής του φορέα κατά την εγκάρσια έννοια (Βελτιωμένο Έδαφος- Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους)	142
Σχήμα 8.17: Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Βελτιωμένο Έδαφος- Θεώρηση «άπειρα» ελαστικών ελατηρίων εδάφους)	143
Σχήμα 8.18: Καμπύλη αντοχής του φορέα κατά την εγκάρσια έννοια με θεώρηση ελαστικών και ελαστοπλαστικών ελατηρίων (Βελτιωμένο Έδαφος)	144

Σχήμα 8.19: Καμπύλη αντοχής του φορέα κατά τη διαμήκη έννοια (Φυσικό Έδαφος υπό Ρευστοποίηση- Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους).....	146
Σχήμα 8.20: Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Φυσικό Έδαφος υπό Ρευστοποίηση- Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους)	147
Σχήμα 8.21: Καμπύλη αντοχής του φορέα κατά την εγκάρσια έννοια (Φυσικό Έδαφος υπό Ρευστοποίηση- Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους).....	148
Σχήμα 8.22: Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Φυσικό Έδαφος υπό Ρευστοποίηση- Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους)..	149
Σχήμα 8.23: Καμπύλη αντοχής του φορέα κατά τη διαμήκη έννοια με θεώρηση ελαστικών και ελαστοπλαστικών ελατηρίων (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση)..	150
Σχήμα 8.24: Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Φυσικό Έδαφος υπό Ρευστοποίηση- Θεώρηση καμπύλων p-y)	152
Σχήμα 8.25: Καμπύλη αντοχής του φορέα κατά την εγκάρσια έννοια με θεώρηση ελαστικών και ελαστοπλαστικών ελατηρίων (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση).	153
Σχήμα 8.26: Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Φυσικό Έδαφος υπό Ρευστοποίηση- Θεώρηση καμπύλων p-y).....	154
Σχήμα 8.27: Διάγραμμα ροπών για κάμψη πασσάλου περί τον άξονα 3-3	156
Σχήμα 8.28: Διάγραμμα ροπών για κάμψη πασσάλου περί τον άξονα 2-2	157
Σχήμα 8.29: Νέα καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση).....	158
Σχήμα 8.30: Νέα καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση)	159
Σχήμα 9.1: Χαρακτηριστικό Φάσμα Επιταχύνσεων σεισμού κοντινού πεδίου	160
Σχήμα 9.2: Επιταχυνσιογράφημα Imperial Valley-06(EC County), διεύθυνση Α	161
Σχήμα 9.3: Επιταχυνσιογράφημα Imperial Valley-06(EC County), διεύθυνση Β	162
Σχήμα 9.4: Επιταχυνσιογράφημα Imperial Valley-06(EI Centro Array#6), διεύθυνση Α	162
Σχήμα 9.5: Επιταχυνσιογράφημα Imperial Valley-06(EI Centro Array#6), διεύθυνση Β	163
Σχήμα 9.6: Επιταχυνσιογράφημα Superstition Hills-02, διεύθυνση Α.....	163
Σχήμα 9.7: Επιταχυνσιογράφημα Superstition Hills-02, διεύθυνση Β.....	164
Σχήμα 9.8: Επιταχυνσιογράφημα Erzican, Turkey, διεύθυνση Α	164
Σχήμα 9.9: Επιταχυνσιογράφημα Erzican, Turkey, διεύθυνση Β	165
Σχήμα 9.10: Επιταχυνσιογράφημα Northridge-01, διεύθυνση Α	165
Σχήμα 9.11: Επιταχυνσιογράφημα Northridge-01, διεύθυνση Β	166
Σχήμα 9.12: Επιταχυνσιογράφημα Kobe, Japan, διεύθυνση Α	166
Σχήμα 9.13: Επιταχυνσιογράφημα Kobe, Japan, διεύθυνση Β	167
Σχήμα 9.14: Προσδιορισμός των ζευγών (δ_{max}, V) και (V_{max}, δ) πάνω στην καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Βελτιωμένο Έδαφος).....	168
Σχήμα 9.15: Προσδιορισμός των ζευγών (δ_{max}, V) και (V_{max}, δ) πάνω στην καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Βελτιωμένο Έδαφος)	170
Σχήμα 9.16: Διάγραμμα δύναμης μετακίνησης συστήματος μεσόβαθρου-εφεδράνων	171
Σχήμα 9.17: Καμπύλη ικανότητας μεσόβαθρου κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Βελτιωμένο Έδαφος).....	174
Σχήμα 9.18: Διάγραμμα συντελεστή συμπεριφοράς q και δείκτη πλαστιμότητας μ μεσόβαθρου (Βελτιωμένο Έδαφος).....	178
Σχήμα 9.19: Διάγραμμα λόγων (μ/q) και (T_x/T_p) (Βελτιωμένο Έδαφος).....	178

Σχήμα 9.20: Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής για τη διατομή του πόδα του μεσόβαθρου-Superstition Hills-02 (Βελτιωμένο Έδαφος).....	179
Σχήμα 9.21: Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής για τη διατομή του πόδα του μεσόβαθρου-Erzican, Turkey	180
Σχήμα 9.22: Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής για τη διατομή του πόδα του μεσόβαθρου-Northridge-01(Βελτιωμένο Έδαφος)	181
Σχήμα 9.23: Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής για τη διατομή του πόδα του μεσόβαθρου-Kobe,Japan (Βελτιωμένο Έδαφος)	181
Σχήμα 9.24: Διάγραμμα ροπής M_{2-2} -πλαστικής στροφής θ_2 για τη διατομή του πασσάλου, Superstition Hills-02 (Βελτιωμένο Έδαφος).....	182
Σχήμα 9.25: Διάγραμμα ροπής M_{3-3} -πλαστικής στροφής θ_3 για τη διατομή του πασσάλου, Superstition Hills-02 (Βελτιωμένο Έδαφος).....	183
Σχήμα 9.26: Διάγραμμα ροπής M_{2-2} -πλαστικής στροφής θ_2 για τη διατομή του πασσάλου, Northridge-01 (Βελτιωμένο Έδαφος).....	184
Σχήμα 9.27: Διάγραμμα ροπής M_{3-3} -πλαστικής στροφής θ_3 για τη διατομή του πασσάλου, Northridge-01 (Βελτιωμένο Έδαφος).....	184
Σχήμα 9.28: Διάγραμμα ροπής M_{2-2} -πλαστικής στροφής θ_2 για τη διατομή του πασσάλου, Kobe,Japan(Βελτιωμένο Έδαφος)	185
Σχήμα 9.29: Διάγραμμα ροπής M_{3-3} -πλαστικής στροφής θ_3 για τη διατομή του πασσάλου, Kobe,Japan (Βελτιωμένο Έδαφος)	185
Σχήμα 9.30: Προσδιορισμός των ζευγών (δ_{max} , V) και (V_{max} , δ) πάνω στην καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Φυσικό Έδαφος)	187
Σχήμα 9.31: Προσδιορισμός των ζευγών (δ_{max} , V) και (V_{max} , δ) πάνω στην καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Φυσικό Έδαφος)..	189
Σχήμα 9.32: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση).....	190
Σχήμα 9.33: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας φορέα κατά την εγκάρσια διεύθυνση.....	192
Σχήμα 9.34: Καμπύλη ικανότητας μεσόβαθρου κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση).....	193
Σχήμα 9.35: Διάγραμμα συντελεστή συμπεριφοράς q και δείκτη πλαστιμότητας μ μεσόβαθρου (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση)	196
Σχήμα 9.36: Διάγραμμα λόγων (μ/q) και (T_x/T_p).....	197
Σχήμα 9.37: Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής για τη διατομή του πόδα του μεσόβαθρου-Superstition Hills-02 (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση).....	198
Σχήμα 9.38: Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής για τη διατομή του πόδα του μεσόβαθρου-Erzican, Turkey (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση).....	198
Σχήμα 9.39: Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής για τη διατομή του πόδα του μεσόβαθρου-Northridge-01 (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση).....	199
Σχήμα 9.40: Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής για τη διατομή του πόδα του μεσόβαθρου-Kobe,Japan	200
Σχήμα 9.41: Διάγραμμα ροπής M_{2-2} -πλαστικής στροφής θ_2 για τη διατομή του πασσάλου, Imperial Valley (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση)	201
Σχήμα 9.42: Διάγραμμα ροπής M_{3-3} -πλαστικής στροφής θ_3 για τη διατομή του πασσάλου, Imperial Valley (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση)	201
Σχήμα 9.43: Διάγραμμα ροπής M_{2-2} -πλαστικής στροφής θ_2 για τη διατομή του πασσάλου, Superstition Hills-02 (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση)	202

Σχήμα 9.44: Διάγραμμα ροπής M_{3-3} -πλαστικής στροφής θ_3 για τη διατομή του πασσάλου, Superstition Hills-02 (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση)	202
Σχήμα 9.45: Διάγραμμα ροπής M_{2-2} -πλαστικής στροφής θ_2 για τη διατομή του πασσάλου, Erzican, Turkey (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση)	203
Σχήμα 9.46: Διάγραμμα ροπής M_{3-3} -πλαστικής στροφής θ_3 για τη διατομή του πασσάλου, Erzican, Turkey (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση)	204
Σχήμα 9.47: Διάγραμμα ροπής M_{2-2} -πλαστικής στροφής θ_2 για τη διατομή του πασσάλου, Northridge-01(Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση)	204
Σχήμα 9.48: Διάγραμμα ροπής M_{3-3} -πλαστικής στροφής θ_3 για τη διατομή του πασσάλου, Northridge-01 (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση)	205
Σχήμα 9.49: Διάγραμμα ροπής M_{2-2} -πλαστικής στροφής θ_2 για τη διατομή του πασσάλου, Kobe, Japan	205
Σχήμα 9.50: Διάγραμμα ροπής M_{3-3} -πλαστικής στροφής θ_3 για τη διατομή του πασσάλου, Kobe, Japan (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση)	206
Σχήμα 9.51: Διάγραμμα λόγων μέγιστων πλαστικών στροφών μεσόβαθρου	209
Σχήμα 9.52: Διάγραμμα λόγων μέγιστων πλαστικών στροφών πασσάλων	210
Σχήμα 10.1: Καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση για τα δύο σενάρια εδαφικών συνθηκών	212
Σχήμα 10.2: Καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά την εγκάρσια διεύθυνση και για τα δύο σενάρια εδαφικών συνθηκών	213
Σχήμα 10.3: Διάγραμμα λόγων μέγιστης πλαστικής στροφής διατομής μεσόβαθρου	214
Σχήμα 10.4: Διάγραμμα λόγων μέγιστης πλαστικής στροφής διατομής πασσάλων	215

Περιεχόμενα Πινάκων

Πίνακας 3.1: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά εφεδράνου για $G=1000\text{kPa}$	38
Πίνακας 3.2: Μηχανικά χαρακτηριστικά εφεδράνου για $G=1000\text{kPa}$	38
Πίνακας 3.3: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά εφεδράνου για $G=1500\text{kPa}$	38
Πίνακας 3.4: Μηχανικά χαρακτηριστικά εφεδράνου για $G=1500\text{kPa}$	38
Πίνακας 3.5: Υπολογισμός του ίδιου βάρους της κατασκευής με βάση το υλικό	47
Πίνακας 3.6: Υπολογισμός του ίδιου βάρους της κατασκευής με βάση τη διατομή...	47
Πίνακας 4.1: Εκτίμηση μηχανικών χαρακτηριστικών στη Θέση 2(Φυσικό έδαφος)..	56
Πίνακας 4.2: Εκτίμηση μηχανικών χαρακτηριστικών στη Θέση 2(Βελτιωμένο έδαφος)	56
Πίνακας 4.3: Σταθερά k_h (MPa/m) οριζόντιων εδαφικών ελατηρίων για τη Θέση 2 (Φυσικό έδαφος με ρευστοποίηση).....	57
Πίνακας 4.4: Σταθερά k_h (MPa/m) οριζόντιων εδαφικών ελατηρίων για τη Θέση 2 (Βελτιωμένο έδαφος).....	57
Πίνακας 4.5: Σταθερά k_{hx} (kPa/m) οριζόντιων εδαφικών ελατηρίων για τη Θέση 2 (Φυσικό έδαφος υπό ρευστοποίηση).....	59
Πίνακας 4.6: Σταθερά k_{hy} (kPa/m) οριζόντιων εδαφικών ελατηρίων για τη Θέση 2 (Φυσικό έδαφος υπό ρευστοποίηση).....	60
Πίνακας 4.7: Σταθερά k_{hx} (kPa/m) οριζόντιων εδαφικών ελατηρίων για τη Θέση 2 (Βελτιωμένο έδαφος).....	60
Πίνακας 4.8: Σταθερά k_{hy} (kPa/m) οριζόντιων εδαφικών ελατηρίων για τη Θέση 2 (Βελτιωμένο έδαφος).....	61
Πίνακας 4.9: Σταθερά κατακόρυφων K_v εδαφικών ελατηρίων για τη θέση 2.....	62
Πίνακας 4.10: Σταθερά κατακόρυφων K_v εδαφικών ελατηρίων για τη θέση 2.....	62
Πίνακας 4.11: Τιμές του συντελεστή R_s για την περίπτωση ομάδας αιωρούμενων πασσάλων κατά Roulos&Davis(1974)	63
Πίνακας 5.1: Σταθερές K_x ελατηρίων μεσόβαθρου (Βελτιωμένο έδαφος).....	66
Πίνακας 5.2: Σταθερές K_x ελατηρίων μεσόβαθρου στα σημεία διεπιφάνειας διαδοχικών στρωμάτων(Βελτιωμένο έδαφος).....	66
Πίνακας 5.3: Σταθερές K_y ελατηρίων μεσόβαθρου (Βελτιωμένο Έδαφος).....	66
Πίνακας 5.4: Σταθερές K_y ελατηρίων μεσόβαθρου στα σημεία διεπιφάνειας διαδοχικών στρωμάτων(Βελτιωμένο Έδαφος).....	67
Πίνακας 5.5: Συντελεστής μείωσης της κατακόρυφης ελατηριακής σταθεράς λόγω ύπαρξης ομάδας πασσάλων στην περιοχή του μεσόβαθρου.....	67
Πίνακας 5.6: Σταθερές K_x ελατηρίων ακρόβαθρων(Βελτιωμένο Έδαφος)	67
Πίνακας 5.7: Σταθερές K_x ελατηρίων ακρόβαθρων στα σημεία διεπιφάνειας διαδοχικών στρωμάτων(Βελτιωμένο Έδαφος).....	68
Πίνακας 5.8: Σταθερές K_y ελατηρίων ακρόβαθρων(Βελτιωμένο Έδαφος)	68
Πίνακας 5.9: Σταθερές K_y ελατηρίων ακρόβαθρων στα σημεία διεπιφάνειας διαδοχικών στρωμάτων(Βελτιωμένο Έδαφος).....	68
Πίνακας 5.10: Συντελεστής μείωσης της κατακόρυφης ελατηριακής σταθεράς λόγω ύπαρξης ομάδας πασσάλων στην περιοχή των ακρόβαθρων	68
Πίνακας 5.11: Προσδιορισμός βασικών παραμέτρων μεθοδολογίας API(2002).....	71
Πίνακας 5.12: Προσδιορισμός μέγιστης δύναμης και μετακίνησης διαρροής των ελατηρίων του εδάφους κατά τη διεύθυνση Χ(Βελτιωμένο Έδαφος)	71
Πίνακας 5.13: Προσδιορισμός μέγιστης δύναμης και μετακίνησης διαρροής των ελατηρίων του εδάφους κατά τη διεύθυνση Υ(Βελτιωμένο Έδαφος)	72

Πίνακας 5.14: Σταθερές K_x ελατηρίων μεσόβαθρου (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση).....	73
Πίνακας 5.15: Σταθερές K_x ελατηρίων μεσόβαθρου στα σημεία διεπιφάνειας διαδοχικών στρωμάτων (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)	73
Πίνακας 5.16: Σταθερές K_y ελατηρίων μεσόβαθρου(Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση).....	74
Πίνακας 5.17: Σταθερές K_y ελατηρίων μεσόβαθρου στα σημεία διεπιφάνειας διαδοχικών στρωμάτων(Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση)	74
Πίνακας 5.18: Σταθερές K_x ελατηρίων ακρόβαθρων (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση).....	75
Πίνακας 5.19: Σταθερές K_x ελατηρίων ακρόβαθρων στα σημεία διεπιφάνειας διαδοχικών στρωμάτων(Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση)	75
Πίνακας 5.20: Σταθερές K_y ελατηρίων ακρόβαθρων(Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση).....	75
Πίνακας 5.21: Σταθερές K_y ελατηρίων ακρόβαθρων στα σημεία διεπιφάνειας διαδοχικών στρωμάτων(Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση)	76
Πίνακας 5.22: Υπολογισμός απομειωτικού συντελεστή Brandeberg(Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση)	77
Πίνακας 5.23: Προσδιορισμός μέγιστης δύναμης και μετακίνησης διαρροής των ελατηρίων του εδάφους κατά τη διεύθυνση Χ(Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση) ..	77
Πίνακας 5.24 Προσδιορισμός μέγιστης δύναμης και μετακίνησης διαρροής των ελατηρίων του εδάφους κατά τη διεύθυνση Υ(Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση) ..	77
Πίνακας 6.1: Προσδιορισμός παραμέτρων Meyerhof(1976) για το στρώμα 1	84
Πίνακας 6.2: Προσδιορισμός παραμέτρων Meyerhof(1976) για το στρώμα 2	84
Πίνακας:6.3 Προσδιορισμός παραμέτρων Meyerhof(1976) για το στρώμα 4	84
Πίνακας 6.4: Προσδιορισμός παραμέτρων Meyerhof(1976) για το στρώμα 6	84
Πίνακας 6.5: Υπολογισμός πλευρικής τριβής k αντίστασης αιχμής σε βάθος $z=24m$ (Βελτιωμένο Έδαφος).....	85
Πίνακας 6.6: Υπολογισμός πλευρικής τριβής k αντίστασης αιχμής σε βάθος $z=28m$ (Βελτιωμένο Έδαφος).....	85
Πίνακας 6.7:Υπολογισμός πλευρικής τριβής k αντίστασης αιχμής σε βάθος $z=31m$ (Βελτιωμένο Έδαφος).....	86
Πίνακας 6.8:Υπολογισμός πλευρικής τριβής k αντίστασης αιχμής σε βάθος $z=34m$ (Βελτιωμένο Έδαφος).....	86
Πίνακας 6.9:Υπολογισμός πλευρικής τριβής k αντίστασης αιχμής σε βάθος $z=43m$ (Βελτιωμένο Έδαφος).....	87
Πίνακας 6.10:Υπολογισμός πλευρικής τριβής k αντίστασης αιχμής σε βάθος $z=50m$ (Βελτιωμένο Έδαφος).....	87
Πίνακας 6.11: Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας κατά Meyerhof(1976)	88
Πίνακας 6.12: Τιμές της οριακής αντίστασης αιχμής σε συνεκτικά εδάφη(DIN4014)	89
Πίνακας 6.13: Τιμές της οριακής αντίστασης αιχμής σε μη συνεκτικά εδάφη(DIN4014)	89
Πίνακας 6.14:Τιμές της οριακής αντίστασης πλευρικής τριβής σε συνεκτικά εδάφη(DIN4014).....	90
Πίνακας 6.15:Τιμές της οριακής αντίστασης πλευρικής τριβής σε μη συνεκτικά εδάφη(DIN4014).....	90
Πίνακας 6.16: Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας κατά DIN4014	91

Πίνακας 6.17: Κρίσιμες αξονικές δυνάμεις για τον προσδιορισμό του μήκους των πασσάλων.....	95
Πίνακας 7.1: Δυναμικά χαρακτηριστικά φορέα (Βελτιωμένο Έδαφος).....	104
Πίνακας 7.2: Δυναμικά χαρακτηριστικά φορέα (Φυσικό Έδαφος)	105
Πίνακας 7.3: Δυσμενέστεροι συνδυασμοί εντατικών μεγεθών στην κεφαλή και τον πόδα του μεσόβαθρου για κύριο σεισμό στη διεύθυνση Χ-Χ	109
Πίνακας 7.4: Δυσμενέστεροι συνδυασμοί εντατικών μεγεθών στην κεφαλή και τον πόδα του μεσόβαθρου για κύριο σεισμό στη διεύθυνση Υ-Υ	109
Πίνακας 7.5: Υπολογισμός απαιτούμενου οπλισμού A_{sy} μεσόβαθρου	110
Πίνακας 7.6: Υπολογισμός απαιτούμενου οπλισμού A_{sx} μεσόβαθρου	111
Πίνακας 7.7: Προσδιορισμός κρίσιμων αξονικών δυνάμεων για το μεσόβαθρο	113
Πίνακας 7.8: Προσδιορισμός ενεργού δυσκαμψίας διατομής μεσόβαθρου	113
Πίνακας 7.9: Δρώντα εντατικά μεγέθη μεσόβαθρου για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων «Διαστασιολόγηση Χ»	114
Πίνακας 7.10: Δρώντα εντατικά μεγέθη μεσόβαθρου για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων «Διαστασιολόγηση Υ»	114
Πίνακας 7.11: Εύρεση απαιτούμενου οπλισμού για την πρώτη σειρά πασσάλων του αριστερού ακρόβαθρου	116
Πίνακας 7.12: Εύρεση απαιτούμενου οπλισμού για τη δεύτερη σειρά πασσάλων του αριστερού ακρόβαθρου	117
Πίνακας 7.13: Εύρεση απαιτούμενου οπλισμού για την τρίτη σειρά πασσάλων του αριστερού ακρόβαθρου	117
Πίνακας 7.14: Εύρεση απαιτούμενου οπλισμού για την πρώτη σειρά πασσάλων του δεξιού ακρόβαθρου	118
Πίνακας 7.15: Εύρεση απαιτούμενου οπλισμού για τη δεύτερη σειρά πασσάλων του δεξιού ακρόβαθρου	119
Πίνακας 7.16: Εύρεση απαιτούμενου οπλισμού για την τρίτη σειρά πασσάλων του δεξιού ακρόβαθρου	119
Πίνακας 7.17: Εύρεση απαιτούμενου οπλισμού για την πρώτη σειρά πασσάλων του μεσόβαθρου.....	119
Πίνακας 7.18: Εύρεση απαιτούμενου οπλισμού για τη δεύτερη σειρά πασσάλων του μεσόβαθρου.....	120
Πίνακας 7.19: Εύρεση απαιτούμενου οπλισμού για την τρίτη σειρά πασσάλων του μεσόβαθρου.....	120
Πίνακας 8.1: Ζεύγη τιμών Μ-φ διατομής μεσόβαθρου για αξονική δύναμη $N_{g+g'+0.2q}=-19380KN$	124
Πίνακας 8.2: Ζεύγη τιμών Μ-φ διατομής πασσάλου για αξονική δύναμη $N=-1900KN$	127
Πίνακας 8.3: Διαδικασία υπολογισμού της πλαστικής καμπυλότητας για τη διατομή του μεσόβαθρου για $N_{g+g'+0.2q}=-19380KN$	130
Πίνακας 8.4: Χαρακτηριστικές τιμές διαγραμμάτων $M_u/M_y-\phi_p$ για τη διατομή του μεσόβαθρου για $N_{g+g'+0.2q}=-19380KN$	130
Πίνακας 8.5 Υπολογισμός της πλαστικής καμπυλότητας για τη διατομή των πασσάλων του μεσόβαθρου για 26 τιμές της αξονικής δύναμης.....	131
Πίνακας 8.6 Υπολογισμός πλαστικής καμπυλότητας για τη διατομή των πασσάλων των ακρόβαθρων για 13 τιμές της αξονικής δύναμης.....	132
Πίνακας 8.7: Υπολογισμός διαγράμματος αλληλεπίδρασης για τη διατομή πασσάλου	133

Πίνακας 8.8: Υπολογισμός διαγράμματος αλληλεπίδρασης για τη διατομή μεσόβαθρου.....	134
Πίνακας 8.9: Διακύμανση τέμνουσας και συνολική αντοχή φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Βελτιωμένο Έδαφος- Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους).....	141
Πίνακας 8.10: Μεταβολή της ιδιοπεριόδου της δεύτερης ιδιομορφής για σταθερά αυξανόμενη οριζόντια φόρτιση.....	145
Πίνακας 8.11: Μεταβολή της ιδιοπεριόδου της δεύτερης ιδιομορφής για σταθερά αυξανόμενη οριζόντια φόρτιση.....	151
Πίνακας 8.12: Μεταβολή της ιδιοπεριόδου της πρώτης ιδιομορφής για σταθερά αυξανόμενη οριζόντια φόρτιση.....	153
Πίνακας 9.1: Λίστα σεισμικών καταγραφών.....	161
Πίνακας 9.2: Μέγιστες τιμές μετακίνησης ανωδομής και τέμνουσας βάσης κατά τη διεύθυνση Χ (Βελτιωμένο Έδαφος).....	167
Πίνακας 9.3: Μέγιστες τιμές μετακίνησης ανωδομής και τέμνουσας βάσης κατά τη διεύθυνση Υ (Βελτιωμένο Έδαφος).....	169
Πίνακας 9.4: Προσδιορισμός συντελεστή συμπεριφοράς q φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Βελτιωμένο Έδαφος).....	173
Πίνακας 9.5: Προσδιορισμός δείκτη πλαστιμότητας μ φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση(Βελτιωμένο Έδαφος).....	174
Πίνακας 9.6: Υπολογισμός σχετικής μετακίνησης μεσόβαθρου κατά τη διαμήκη διεύθυνση.....	175
Πίνακας 9.7:Προσδιορισμός δείκτη πλαστιμότητας μ μεσόβαθρου κατά τη διαμήκη διεύθυνση.....	176
Πίνακας 9.8: Προσδιορισμός συντελεστή συμπεριφοράς q μεσόβαθρου κατά τη διαμήκη διεύθυνση.....	176
Πίνακας 9.9: Προσδιορισμός λόγων $(\mu_x/q_x)_{\text{μεσόβαθρου}}$ και (T_x/T_p) για Βελτιωμένο Έδαφος.....	177
Πίνακας 9.10: Μέγιστες πλαστικές στροφές διατομής πασσάλου (Βελτιωμένο Έδαφος).....	186
Πίνακας 9.11: Μέγιστες τιμές μετακίνησης ανωδομής και τέμνουσας βάσης κατά τη διεύθυνση Χ (Φυσικό Έδαφος υπό Ρευστοποίηση).....	187
Πίνακας 9.12: Μέγιστες τιμές μετακίνησης ανωδομής και τέμνουσας βάσης κατά τη διεύθυνση Υ (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση).....	188
Πίνακας 9.13: Προσδιορισμός συντελεστή συμπεριφοράς q φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Φυσικό Έδαφος υπό Ρευστοποίηση).....	191
Πίνακας 9.14: Προσδιορισμός δείκτη πλαστιμότητας μ φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Φυσικό Έδαφος υπό Ρευστοποίηση).....	191
Πίνακας 9.15: Προσδιορισμός συντελεστή συμπεριφοράς q φορέα κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Φυσικό Έδαφος υπό Ρευστοποίηση).....	192
Πίνακας 9.16: Προσδιορισμός δείκτη πλαστιμότητας μ κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Φυσικό Έδαφος υπό Ρευστοποίηση).....	193
Πίνακας 9.17: Υπολογισμός σχετικής μετακίνησης μεσόβαθρου κατά τη διαμήκη διεύθυνση(Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση).....	194
Πίνακας 9.18: Προσδιορισμός δείκτη πλαστιμότητας μ μεσόβαθρου κατά τη διαμήκη διεύθυνση(Φυσικό Έδαφος υπό Ρευστοποίηση).....	195
Πίνακας 9.19: Προσδιορισμός δείκτη συμπεριφοράς q μεσόβαθρου κατά τη διαμήκη διεύθυνση(Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση).....	195

Πίνακας 9.20: Προσδιορισμός λόγων $(\mu_x/q_x)_{\text{μεσόβαθρου}}$ και (T_x/T_P) (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση).....	196
Πίνακας 9.21 Μέγιστες πλαστικές στροφές διατομής πασσάλου (Φυσικό Έδαφος υπό Ρευστοποίηση).....	207
Πίνακας 9.22: Λόγος μέγιστων πλαστικών στροφών μεσόβαθρου.....	208
Πίνακας 9.23: Λόγος μέγιστων πλαστικών στροφών θ_2 πασσάλων.....	208
Πίνακας 9.24: Λόγος μέγιστων πλαστικών στροφών θ_3 πασσάλων.....	209

Περίληψη

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετάται η σεισμική συμπεριφορά μιας γέφυρας άνω διάβασης της Εγνατίας Οδού. Η γέφυρα στηρίζεται σε ένα μεσόβαθρο μορφής τοιχίου και δύο συμπαγή ακρόβαθρα. Η σύνδεση της ανωδομής με το μεσόβαθρο και τα ακρόβαθρα πραγματοποιείται μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων ενώ η θεμελίωση όλη της γέφυρας γίνεται μέσω πασσάλων. Η γεωμετρία του φορέα είναι εντελώς συμμετρική λόγω της κατασκευής του μεσόβαθρου στο μέσο της γέφυρας.

Η παρούσα γέφυρα παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον λόγω των εδαφικών συνθηκών που επικρατούν στην περιοχή. Το υπέδαφος στην περιοχή της μελέτης έχει δημιουργηθεί από ποτάμιες αποθέσεις, αποτελείται δε από μεγάλο πάχους ρευστοποιήσιμα χαλαρά ιλυο-αμμώδη υλικά, και αποθέσεις μαλακής αργίλου, χαρακτηρίζεται δε από μεγάλη ανομοιογένεια. Λόγω του μεγάλου μήκους της γέφυρας, από την αξιολόγηση των δύο γεωτρήσεων που πραγματοποιήθηκαν αποφασίστηκε να μελετηθεί η Θέση 2 στην περιοχή των βάθρων M9 και M10 του Τεχνικού ΤΥ2. Για τη συγκεκριμένη θέση η γεωτεχνική μελέτη υπέδειξε υψηλό κίνδυνο εκτεταμένης ρευστοποίησης. Ως εκ τούτου, για τη μείωση του κινδύνου ρευστοποίησης και την παράλληλη αναβάθμιση των συνθηκών θεμελίωσης θεωρήθηκε βελτίωση του εδάφους με κατασκευή χαλικοπασσάλων με χρήση της μεθόδου βαθιάς δονητικής συμπύκνωσης.

Η μελέτη και ο αντισεισμικός σχεδιασμός της γέφυρας γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8, του ΕΚΩΣ2000 και της Ε39/99. Αρχικά για τη διαστασιολόγηση του φορέα γίνεται αποδεκτή η παραδοχή του βελτιωμένου εδάφους. Για τις δεδομένες εδαφικές συνθήκες επανεξετάζεται το μήκος των πασσάλων της προμελέτης που έχει προσδιοριστεί για φυσικό έδαφος υπό ρευστοποίηση. Για τον προσδιορισμό του μήκους των πασσάλων εξετάζονται δύο διαφορετικές μεθοδολογίες οι οποίες βασίζονται στον διορθωμένο αριθμό κρούσεων N_{SPT} και οι οποίες είναι η μέθοδος Meyerhof (1976) για εμπυγνηόμενους πασσάλους και η μέθοδος του κανονισμού DIN4014 για τους έγχυτους πασσάλους γεφυρών. Παράλληλα γίνεται μία αξιολόγηση των μεθοδολογιών καθώς και των παραδοχών για τις οποίες είναι συμβατές.

Για τη διαστασιολόγηση του φορέα εφαρμόζεται η δυναμική φασματική μέθοδος, με χρήση του προγράμματος SAP2000. Η διαστασιολόγηση πραγματοποιείται για τα κρίσιμα μέλη του φορέα δηλαδή το μεσόβαθρο και τους πασσάλους.

Ακολουθεί η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με χρήση στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Αρχικά προσδιορίζονται τα χαρακτηριστικά της ανελαστικής συμπεριφοράς των κρίσιμων διατομών. Κατά την αποτίμηση ελέγχεται η σεισμική συμπεριφορά της γέφυρας για τις περιπτώσεις του βελτιωμένου και του ρευστοποιήσιμου εδάφους. Με εφαρμογή στατικής ανελαστικής μεθόδου, στις δύο κύριες διευθύνσεις του φορέα εντοπίζονται οι πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας. Παράλληλα γίνεται μία αξιολόγηση της προσομοίωσης του εδάφους με απολύτως ελαστικά ελατήρια και με τη μορφή καμπύλων δύναμης-υποχώρησης (p - y).

Τέλος εξετάζεται η σεισμική συμπεριφορά της γέφυρας για διάφορες σεισμικές διεγέρσεις κοντινού πεδίου. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στον συντελεστή συμπεριφοράς και το δείκτη πλαστιμότητας του μεσόβαθρου για τις περιπτώσεις

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

ανελαστικής συμπεριφοράς της γέφυρας. Επίσης για κάθε μοντέλο εδαφικών συνθηκών αναλύεται η πιθανότητα τοπικής αστοχίας των κρίσιμων διατομών καθώς και η σειρά αστοχίας των κρίσιμων μελών.

Από την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας για τα δύο σενάρια εδαφικών συνθηκών προέκυψαν μερικά αξιολογικά συμπεράσματα. Αρχικά, η κατανομή των ελατηρίων κατά μήκος των πασσάλων επηρεάζει σημαντικά τόσο το μέγεθος των εντατικών μεγεθών όσο και τη θέση εμφάνισης των μεγίστων. Από την ανελαστική στατική ανάλυση αποδείχτηκε ότι οι βλάβες στους πασσάλους εμφανίζονται σε διαφορετικά βάθη για το βελτιωμένο και το ρευστοποιήσιμο έδαφος. Η διαστασιολόγηση με θεώρηση βελτιωμένου εδάφους μπορεί να οδηγήσει σε αμέλεια των ζημιών που ενδέχεται να δημιουργηθούν κατά την ρευστοποίηση του εδάφους στη διάρκεια του σεισμού. Επίσης η σειρά αστοχίας των κρίσιμων μελών διαφέρει για τις δύο περιπτώσεις εδαφικών συνθηκών. Για το ενδεχόμενο της ρευστοποίησης, οι πάσσαλοι διαρρέουν πρώτοι ανακουφίζοντας το μεσόβαθρο με την απομείωση των εντατικών μεγεθών. Αντίθετα για το ενδεχόμενο βελτίωσης του εδάφους το μεσόβαθρο είναι το κρίσιμο μέλος το οποίο υφίσταται σοβαρότατες ζημιές ανάλογα με το επίπεδο της επιβαλλόμενης σεισμικής διέγερσης.

Abstract

The present diploma thesis focuses on the numerical assessment of the seismic response of an existing two-span overpass which is part of the Egnatia Odos Motorway. The connection of the prestressed-concrete superstructure to the pier and abutments is accomplished through elastomeric bearings while the bridge is founded on piles. The geometry is symmetric as the pier lies in the middle of the bridge span.

The overpass is of particular interest because of the prevailing soil conditions in the area. The foundation subsoil consists of altering liquefiable loose silty-sandy materials of great thickness and soft clay deposits. After the evaluation of the findings of two boreholes that were performed, it was decided to investigate region B that corresponds to the piers M9 and M10 of the initial overpass. Therefore, to mitigate the risk of liquefaction and to upgrade the conditions of the foundation, the soil was improved with the construction of stone columns using the deep vibrational compaction method.

The seismic design of the bridge is evaluated in accordance with the provisions of EC8 and Greek Codes EKOS2000, E39/99. For the dimensioning of the bridge, it is initially assumed that the soil is improved. The piles' length is reconsidered, given the fact that the original design was based on looser soil conditions. To determine the piles' length two different methodologies are put into practice, which are based on the number of corrected N_{SPT} values ie the methodology of Meyerhof (1976) for driven piles and the methodology described in DIN4014 for bore shafts. Parallel an evaluation of the assumptions under which the two methodologies are compatible is performed.

For the dimensioning of the bridge under seismic conditions, the dynamic modal response spectrum analysis method is employed, with the aid of the software SAP2000. The design is carried out for the critical members of the bridge ie. the pier and the piles.

Furthermore, the structure response is assessed via pushover analysis after the determination of the inelastic behavior of the critical sections. In the assessment of the seismic behavior of the bridge, two scenarios are applied: the scenario of improved soil and the scenario of liquefiable soil. By applying the pushover analysis in the longitudinal as well as in the transverse direction, the potential failure mechanisms are identified. Also an evaluation of effect of interaction simulation using elastic springs and non-linear force-displacement (p-y) curves is carried out.

Finally, the seismic response of the bridge is examined for various near-field strong motion recordings. Particular emphasis is paid on the calculation of behavior factor and of the ductility index of the pier, for the cases of the inelastic response of the bridge. Also the likelihood of local failure of the critical sections, as well as the order of critical failure modes, is analyzed for each case of soil conditions considered.

From the assessment of the bridge response for each case of soil conditions, remarkable conclusions have emerged. Initially, the distribution of the soil springs significantly affects both the size of internal forces and the position of the maximum forces along the pile. With the aid of pushover analysis, it was proven that the piles' damages appear in different depths for each case of soil conditions. The design with the hypothesis of improved soil could lead to neglect of possible damages in case of

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

liquefaction during an earthquake. Also the order of critical failure modes differs in both cases. In case of liquefaction, the piles yield firstly. Thus the pier is relieved due to the redistribution of internal forces. In contrast, for the case of improved soil the crucial section is the pier which is damaged severely depending on the earthquake recording.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

1 Εισαγωγή

1.1 Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών

Για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης μιας κατασκευής απαιτείται η επίλυση των δυναμικών εξισώσεων ισορροπίας η οποία μπορεί να γίνει είτε με τη μέθοδο της επαλληλίας των ιδιομορφών (mode superposition method) είτε με την άμεση χρονική ολοκλήρωση των δυναμικών εξισώσεων ισορροπίας (direct integration method). Η τελευταία συνίσταται στην επίλυση με αριθμητική ολοκλήρωση μικρού βήματος της εξίσωσης κίνησης

$$[M]\ddot{u}+[C]\dot{u}+[K]u=p \quad (1.1)$$

Με δεδομένη την εξωτερική φόρτιση ενός σεισμού υπολογίζονται τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη της κατασκευής σε κάθε χρονική στιγμή του σεισμικού συμβάντος. Όταν όμως καλούμαστε να κάνουμε σχεδιασμό, θα πρέπει να λάβουμε υπόψη όλους τους πιθανούς σεισμούς οι οποίοι ενδέχεται να πλήξουν την κατασκευή κατά τη διάρκεια ζωής της. Με δεδομένη την αδυναμία πρόβλεψης με την απαιτούμενη ακρίβεια των χαρακτηριστικών μελλοντικών σεισμών το όλο πρόβλημα αντιμετωπίζεται με πιθανοτικές θεωρήσεις.

Με δεδομένες τις παραπάνω αδυναμίες, οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί, έχουν θεσπίσει απλοποιητικές μεθόδους για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών, οι οποίες δεν απαιτούν πλήρη δυναμική ανάλυση της κατασκευής και δεν λαμβάνουν ευθέως υπόψη την επιρροή των μη γραμμικοτήτων της γεωμετρίας και του υλικού. Οι μέθοδοι αυτές βασίζονται σε παραδοχές που ισχύουν κατά κανόνα σε συμβατικές κατασκευές κανονικού τύπου χωρίς σημαντικές ιδιαιτερότητες των δυναμικών τους χαρακτηριστικών, και οι οποίες καταλήγουν σε μία «ισοδύναμη» ελαστική ανάλυση αντί της πλήρους δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης.

Η ισοδύναμη ελαστική ανάλυση βασίζεται στην παρακάτω παραδοχή: η κατασκευή θεωρείται ως ένα ιδεατό ελαστικό σύστημα του οποίου η μέγιστη απόκριση υπολογίζεται από ελαστικό φάσμα απόκρισης (φάσμα σχεδιασμού με $q=1$). Η σεισμική φόρτιση σχεδιασμού της κατασκευής P_d λαμβάνεται ίση με:

$$P_d=P_e/q \quad (1.2)$$

όπου:

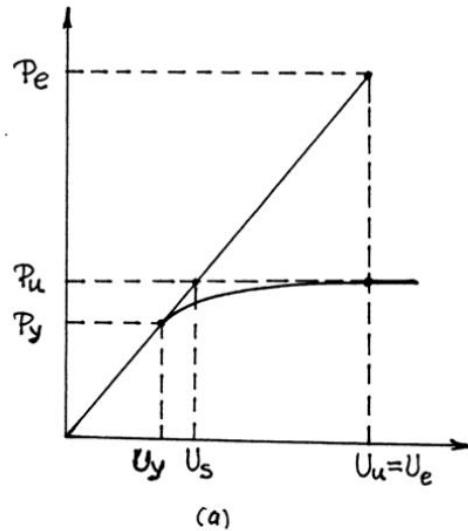
P_e : η μέγιστη σεισμική φόρτιση που θα παραλάβει η κατασκευή

q : ο συντελεστής συμπεριφοράς

Θεωρείται δηλαδή ότι η κατασκευή μπορεί να σχεδιαστεί με μικρότερη φόρτιση από εκείνη που αναμένεται να παραλάβει, λόγω της δυνατότητάς της να παραμορφωθεί αρκετά πέραν της ελαστικής περιοχής χωρίς να καταρρεύσει. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εκφράζει την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά ενέργεια με πλαστική συμπεριφορά χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή της. Η τιμή του q εξαρτάται από τον τρόπο ανάπτυξης των μετελαστικών περιοχών, τον

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

βαθμό υπερστατικότητας, την υστερητική και ιξώδη απόσβεση καθώς και από άλλα χαρακτηριστικά της κατασκευής.



Σχήμα 1.1: Πραγματική μη γραμμική και ιδεατή γραμμικώς-ελαστική καμπύλη φορτίου μετατόπισης

1.2 Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών

Η ελαστική ανάλυση και κυρίως η ελαστική δυναμική ανάλυση είναι σε θέση να δώσει μια καλή εικόνα της σεισμικής απόκρισης ενός φορέα, μειονεκτεί όμως στο ότι δεν είναι σε θέση να προβλέψει τους μηχανισμούς αστοχίας και να λάβει υπόψη της την ανακατανομή της έντασης κατά τη διάρκεια της προοδευτικής κατάρρευσης του φορέα. Προκειμένου να γίνει αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μίας κατασκευής που σχεδιάστηκε σύμφωνα με τους κανονισμούς, εφαρμόζονται μέθοδοι υπολογισμού της μετελαστικής της συμπεριφοράς.

Ο πλέον αξιόπιστος έλεγχος της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών μπορεί να προσδιορισθεί με τον ακριβή υπολογισμό των μετελαστικών παραμορφώσεων και εντατικών μεγεθών για ένα σύνολο σεισμικών διεγέρσεων που είναι πιθανό να πλήξουν την κατασκευή. Ο υπολογισμός αυτός είναι εφικτός μόνο με τη διενέργεια του ανελαστικού δυναμικού υπολογισμού με την άμεση χρονική ολοκλήρωση των δυναμικών εξισώσεων κίνησης επομένως η καταλληλότερη μέθοδος ελέγχου είναι η Προσαυξητική Δυναμική Ανάλυση (incremental dynamic analysis). Η παραπάνω διαδικασία έχει μεγάλες απαιτήσεις υπολογιστικής ισχύος ακόμα και για συνήθεις κατασκευές

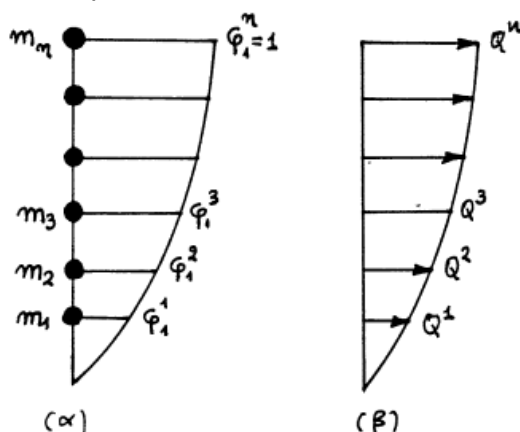
Για τον λόγο αυτό έχουν αναπτυχθεί προσεγγιστικές μέθοδοι αποτίμησης-ελέγχου της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών οι οποίες μετατρέπουν το ανελαστικό δυναμικό πρόβλημα σε ανελαστικό στατικό μέσω των οποίων υπολογίζονται χαρακτηριστικές παράμετροι της απόκρισης της κατασκευής (μετακινήσεις, στροφές, εντατικά μεγέθη). Η πιο διαδεδομένη ονομάζεται Προσαυξητική Στατική Ανάλυση (static pushover analysis). Οι τιμές των χαρακτηριστικών παραμέτρων όπως υπολογίζονται από την ανάλυση αυτή, αντιστοιχούν στις διατιθέμενες τιμές της κατασκευής, οι οποίες συγκρίνονται με τις απαιτούμενες τιμές που προκύπτουν λογιστικά μέσω των κανονιστικών διατάξεων.

Δύο προσεγγιστικές μέθοδοι με ευρεία αποδοχή, οι οποίες βασίζονται στην προσαυξητική στατική ανάλυση, είναι η μέθοδος της σεισμικής αποτίμησης με επιβολή μετατοπίσεων(displacement-based seismic design method) και η μέθοδος της φασματικής ικανότητας(capacity spectrum method) με επιβολή δυνάμεων. Η μέθοδος της φασματικής ικανότητας θεωρείται ότι είναι πιο κοντά στη δυναμική ανάλυση στην οποία επιβάλλονται αδρανειακές δυνάμεις και έχει υιοθετηθεί από τους αμερικάνικους κανονισμούς ATC-40(Applied Technology Council) και FEMA356(Federal Emergency Management Agency)

Η προσαυξητική στατική ανάλυση διακρίνεται ανάλογα με τη μορφή και τον τρόπο επιβολής των φορτίων σε:

Στατική Προσαυξητική Ανάλυση με φορτία ιδιομορφικής κατανομής σταθερής αναλογίας

Η μέθοδος αυτή υπολογισμού των στατικών οριζόντιων φορτίων βασίζεται στις παραδοχές της απλοποιημένης φασματικής ή ισοδύναμης στατικής μεθόδου για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών όπου οι αδρανειακές δυνάμεις προσδιορίζονται με βάση τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής και το φάσμα σχεδιασμού. Οι δυνάμεις κατανέμονται καθ' ύψος της κατασκευής έτσι ώστε να προσεγγίζουν τις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά τη σεισμική διέγερση, σύμφωνα με το Σχήμα 1.2.



Σχήμα 1.2: Κατανομή σεισμικών φορτίων σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιομορφή

Το φορτίο που αντιστοιχεί σε κάθε στάθμη k είναι:

$$Q_k = \frac{w_k \varphi_1^k}{\sum_k w_k \varphi_1^k} V_b \quad (1.3)$$

όπου:

w_k : το βάρος της στάθμης k

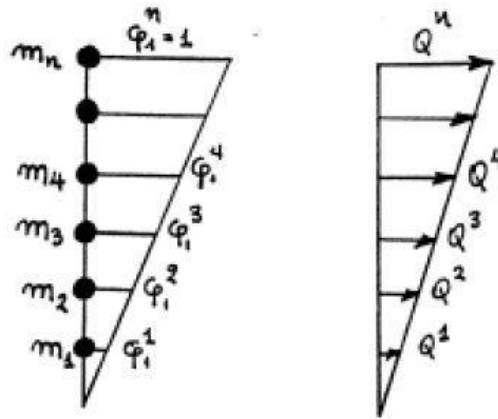
φ_1^k : η συνιστώσα της θεμελιώδους ιδιομορφής στη στάθμη k

V_b : η τιμή της τέμνουσας βάσης

Στατική Προσαυξητική Ανάλυση με φορτία γραμμικής κατανομής σταθερής αναλογίας

Μία προσέγγιση της καθ' ύψος κατανομής των σεισμικών φορτίων με βάση την πρώτη ιδιομορφή μπορεί να γίνει από μία τριγωνική καθ' ύψος κατανομή.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος



Σχήμα 1.3: Κατανομή σεισμικών φορτίων με τριγωνική κατανομή

Τότε οι τιμές της θεμελιώδους ιδιομορφής δίνονται από τη σχέση

$$\varphi_1^k = h_k / h_n \quad (1.4)$$

όπου:

h_k : είναι το ύψος της στάθμης k από το έδαφος

Με την παραδοχή ότι η τέμνουσα δύναμη Q^k υπολογίζεται από τη σχέση:

$$Q^k = \frac{w_k h_k}{\sum_k w_k h_k} V_b \quad (1.5)$$

Στατική Προσαυξητική Ανάλυση με φορτία ιδιομορφικής κατανομής μεταβαλλόμενης αναλογίας

Κατά τη φόρτιση του φορέα με σταθερά κατακόρυφα φορτία και σταδιακά αυξανόμενα οριζόντια φορτία μεταβάλλεται τόσο η θεμελιώδη ιδιοπερίοδος όσο και η θεμελιώδης ιδιομορφή του φορέα λόγω του σταδιακού σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Μια ακριβέστερη προσομοίωση των σεισμικών οριζόντιων δράσεων επιτυγχάνεται με την προσομοίωση της καθ' ύψος κατανομής των σεισμικών φορτίων σύμφωνα με την τρέχουσα πρώτη ιδιομορφή του αντίστοιχου βήματος φόρτισης λαμβάνοντας υπόψη το διαδοχικό σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στο φορέα.

Στατική Προσαυξητική Ανάλυση με φορτία πολύ-ιδιομορφικής κατανομής σταθερής η μεταβαλλόμενης αναλογίας

Σε φορείς των οποίων η δυναμική απόκριση επηρεάζεται σημαντικά και από ανώτερες, πέραν της θεμελιώδους ιδιομορφής θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή ικανού αριθμού ιδιομορφών και κατά την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής προσαυξητικής ανάλυσης. Υπενθυμίζεται ότι στη δυναμική φασματική μέθοδο ανάλυσης ο αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη εξαρτάται από το άθροισμα των αντίστοιχων ιδιομορφικών μαζών τους. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντευόμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Έτσι όλες οι ιδιομορφές των οποίων το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών αντιστοιχεί συνήθως στο 90% της συνολικής ταλαντευόμενης μάζας θεωρούνται ότι συμμετέχουν ενεργά στη δυναμική απόκριση του συστήματος. Στην περίπτωση της στατικής προσαυξητικής ανάλυσης μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η κατανομή των οριζόντιων φορτίων από ένα μικρό σχετικά

Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή

αριθμό ιδιομορφών και να υπολογίσουμε τα αντίστοιχα οριζόντια φορτία που αντιστοιχούν σε αυτές τις ιδιομορφές.

Οι προσεγγιστικές μέθοδοι ελέγχου που προτείνουν οι κανονισμοί στηρίζονται στη θεωρία των φασμάτων απόκρισης επομένως είναι απαραίτητος ο μετασχηματισμός της καμπύλης αντίστασης στην καμπύλη φασματικής ικανότητας ενός ιδεατού ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Για την κατασκευή του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος λαμβάνεται η κατανομή φορτίων καθ' ύψος που χρησιμοποιείται για την εύρεση της καμπύλης αντίστασης του φορέα. Συνήθως χρησιμοποιείται η κατανομή των φορτίων σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιομορφή. Σύμφωνα με την εξίσωση (1.3) και για κανονικοποιημένους συντελεστές των μετακινήσεων έτσι ώστε $\varphi_{top}=1$, το πολυβάθμιο και το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα συνδέονται με τη σχέση:

$$Q = \Gamma * Q^* \quad (1.6)$$

όπου:

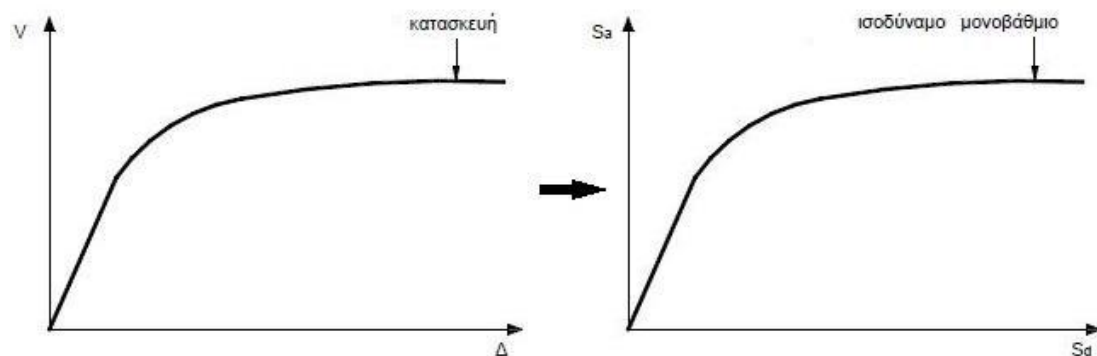
Q^* : το μέγεθος(δύναμη, μετακίνηση) στο αντίστοιχο μονοβάθμιο σύστημα

Q : το αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα

Γ : ο συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από την εξίσωση

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2} \quad (1.7)$$

Γίνεται λοιπόν φανερό ότι η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος δεν ισούται με τη θεμελιώδη ιδιομορφή του πολυβάθμιου, ακόμα και εάν η κατανομή των φορτίων ακολουθεί την 1^η ιδιομορφή.



Σχήμα 1.4: Μετατροπή καμπύλης αντίστασης κατασκευής σε φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Η μετατροπή της καμπύλης αντίστασης σε φάσμα αντίστασης μορφής ADRS του ισοδύναμου μονοβάθμιου πραγματοποιείται μέσω των σχέσεων:

$$S_a = \frac{V}{a m_{o\lambda}} \quad (1.8)$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma} \quad (1.9)$$

όπου :

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

V: η τέμνουσα βάσης του πολυβάθμιου

$m_{ολ}$: η συνολική μάζα του πολυβάθμιου

Δ : η μετακίνηση κορυφής

α : το ποσοστό της συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση και ισούται

$$F = \frac{[\sum m_i \phi_i]^2}{m_{ολ} \sum m_i \phi_i^2} = \frac{\Gamma \sum m_i \phi_i}{m_{ολ}} = \Gamma \frac{m^*}{m_{ολ}} \quad (1.10)$$

1.3 Αρχές Αντισεισμικού Σχεδιασμού Γεφυρών

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός γεφυρών σύμφωνα με την εγκύκλιο E39/99 και γενικότερα με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς θα πρέπει να εξασφαλίζει τις ακόλουθες δύο απαιτήσεις:

- Μετά από το σεισμό σχεδιασμού η γέφυρα θα πρέπει να διατηρήσει την ακεραιότητα της και επαρκή εναπομένουσα αντοχή ώστε να επιτρέψει τη διέλευση κυκλοφορίας άμεσης ανάγκης. Οι βλάβες που ενδεχομένως να υποστεί πρέπει να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες.
- Υπό την επίδραση σεισμών μικρότερης έντασης και μεγαλύτερης συχνότητας από το σεισμό σχεδιασμού οι βλάβες πρέπει να είναι ελάχιστες ώστε να μην απαιτούν μείωση της κυκλοφορίας ούτε ανάγκη άμεσης επιδιόρθωσης.

Όσον αφορά το σεισμό σχεδιασμού αυτός ορίζεται από τον EC8 εκτός βεβαίως αν γίνει ειδική σεισμολογική μελέτη. Γενικά ο σεισμός σχεδιασμού ορίζεται ως ο σεισμός που έχει 10 ή 19% πιθανότητα να εμφανισθεί σε 50 ή 100 χρόνια αντίστοιχα. Ένας τέτοιος σεισμός έχει περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια. Ωστόσο ανάλογα με τη σπουδαιότητα του έργου ο σεισμός σχεδιασμού μπορεί να ορισθεί με την επιλογή μιας αποδεκτής πιθανότητας υπέρβασης p , μέσα στην υπολογιστική διάρκεια ζωής του έργου t_d , οπότε η περίοδος επαναφοράς του σεισμού σχεδιασμού θα δίνεται από τη σχέση:

$$t_r = \frac{1}{[1 - (1 - p)^{1/t_d}]} \quad (1.11)$$

Σε επίπεδο καθορισμού του σεισμού σχεδιασμού, η διαφορά στην περίοδο επαναφοράς αντικατοπτρίζεται στην τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_i . Για την περίοδο επαναφοράς των 475 χρόνων η τιμή του συντελεστή είναι ίση με 1. Από την άλλη, στην περίπτωση που δεν γίνει στατιστική αξιολόγηση των υπαρχόντων σεισμολογικών δεδομένων που να επιτρέπει με συμφωνία του κυρίου του έργου τον καθορισμό της σεισμικής δράσης με βάση τιμές των παραμέτρων σχεδιασμού διαφορετικές από τις προαναφερόμενες, η διαφοροποίηση του συντελεστή ασφαλείας μπορεί να επιτευχθεί μέσω των ακόλουθων συντελεστών σπουδαιότητας:

- Σε γέφυρες επαρχιακών ή αγροτικών οδών θα λαμβάνεται γενικά $\gamma_i = 0.85$
- Σε ιδιαίτερα σημαντικές μεγάλες γέφυρες και εφόσον δεν γίνει ειδική σεισμολογική μελέτη, θα λαμβάνεται με συμφωνία του Κυρίου του Έργου $\gamma_i = 1.30$.

Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή

Η ικανοποίηση των δύο θεμελιωδών απαιτήσεων που αναφέρθηκαν παραπάνω θεωρείται ότι εξασφαλίζεται με την τήρηση των ακόλουθων κριτηρίων (κριτήρια συμμόρφωσης):

- Ποιότητα υλικών
- Έλεγχοι αντοχής των διατομών
- Εξασφάλιση τοπικής πλαστιμότητας σε όλες τις περιοχές στις οποίες προβλέπεται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων. Το κριτήριο αυτό εξασφαλίζεται έμμεσα με την τήρηση των σχετικών κανόνων μόρφωσης και όπλισης
- Έλεγχοι μετακινήσεων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

2 Περιγραφή τεχνικού έργου

2.1 Γενικά

Το τεχνικό έργο που εξετάζεται είναι μία γέφυρα άνω διάβασης στο τμήμα 60.2.2 της Εγνατίας Οδού, η οποία συνδέει τις περιοχές Ριζιανά και Λευκώνα. Πρόκειται για την επονομαζόμενη Γέφυρα ΤΥ2 η οποία γεφυρώνει τον ποταμό Στρυμόνα, από τη Χ.Θ. 6+825 έως τη Χ.Θ. 7+302. Η οδική γέφυρα αποτελείται από δύο ανεξάρτητα καταστρώματα, ένα για κάθε κλάδο κυκλοφορίας. Κάθε κλάδος περιλαμβάνει αμφιέριστα ανοίγματα μήκους 43.5m το κάθε ένα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το οδόστρωμα έχει πλάτος 11.45m και τα πεζοδρόμια από 1m το καθένα, με συνολικό πλάτος καταστρώματος 13.45m. Η διατομή του οδοστρώματος διαμορφώνεται μονοκλινής με κλίση 2.5% για την καλύτερη απορροή των όμβριων.

Το κατάστρωμα υλοποιείται με προκατασκευασμένες προεντεταμένες δοκούς μορφής Τ συνολικού ύψους 2.3m (2.05m το ύψος δοκού και 0.25m το πάχος της πλάκας του καταστρώματος). Κάθε άνοιγμα αποτελείται από φορείς αμφιέριστων πλακοδοκών που περιλαμβάνουν 7 προεντεταμένες δοκούς (σε κάθε κλάδο) και πλάκα καταστρώματος η οποία απαρτίζεται από προκατασκευασμένες πλάκες (πρόπλακες) που τοποθετούνται πάνω στις δοκούς και χυτή επί τόπου στρώση σκυροδέματος που ολοκληρώνει την πλάκα καταστρώματος και την ανωδομή. Στις περιοχές των στηρίξεων του φορέα οι διαστάσεις του κορμού και των πελμάτων των δοκών είναι αυξημένες σε σχέση με το υπόλοιπο τμήμα του φορέα.

Επιλέγεται ο σχεδιασμός του φορέα με σεισμική μόνωση με σκοπό τη μείωση της απόκρισης της γέφυρας (δυνάμεις, μετακινήσεις) υπό οριζόντια σεισμικά φορτία. Κατά το σχεδιασμό του συστήματος σεισμικής μόνωσης επιδιώκεται η απομείωση της σεισμικής απόκρισης με την αύξηση της δυνατότητας απορρόφησης ενέργειας από την κατασκευή και με την επιμήκυνση των θεμελιωδών ιδιοπεριόδων της κατασκευής. Πρόσθετα δεδομένα για την επιλογή των στοιχείων της σεισμικής μόνωσης είναι η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων της ανωδομής, η επαρκής δυσκαμψία υπό λειτουργικές οριζόντιες δράσεις (άνεμος, τροχοπέδηση) και η κατά το δυνατόν μικρότερη εξάρτηση των μηχανικών ιδιοτήτων των μονωτήρων από παράγοντες όπως η γήρανση και η θερμοκρασία του περιβάλλοντος.

Οι δοκοί συνδέονται με τα μεσόβαθρα και ακρόβαθρα μέσω κυκλικών ελαστομεταλλικών εφεδράνων τύπου ALGABLOC NB4 τα οποία επιτρέπουν τις οριζόντιες μετακινήσεις και στροφές. Οι διαστάσεις τους είναι $\Phi 800\text{mm} \times 305\text{mm} (180)\text{mm}$ και αποτελούνται από 10 στρώσεις ελαστομερούς (305mm συνολικό ύψος εφεδράνου και 180mm καθαρό πάχος ελαστομερούς). Στην περιοχή των μεσόβαθρων τα εφέδρανα εδράζονται σε δοκό στέψης η οποία συνδέεται μονολιθικά με το κύριο σώμα του μεσόβαθρου. Αντίθετα στην περιοχή των ακρόβαθρων τα εφέδρανα εδράζονται απευθείας στο εκάστοτε ακρόβαθρο.

Το κύριο σώμα του μεσόβαθρου αποτελείται από τοίχιο διαστάσεων $8.35\text{m} \times 1.5\text{m}$. Ανάλογα με την εκάστοτε τοπογραφική θέση διαμορφώνεται διαφορετικό ύψος μεσόβαθρου, στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής όμως θεωρείται ύψος μεσόβαθρου 8m. Η θεμελίωση επιτυγχάνεται με 12 πασσάλους

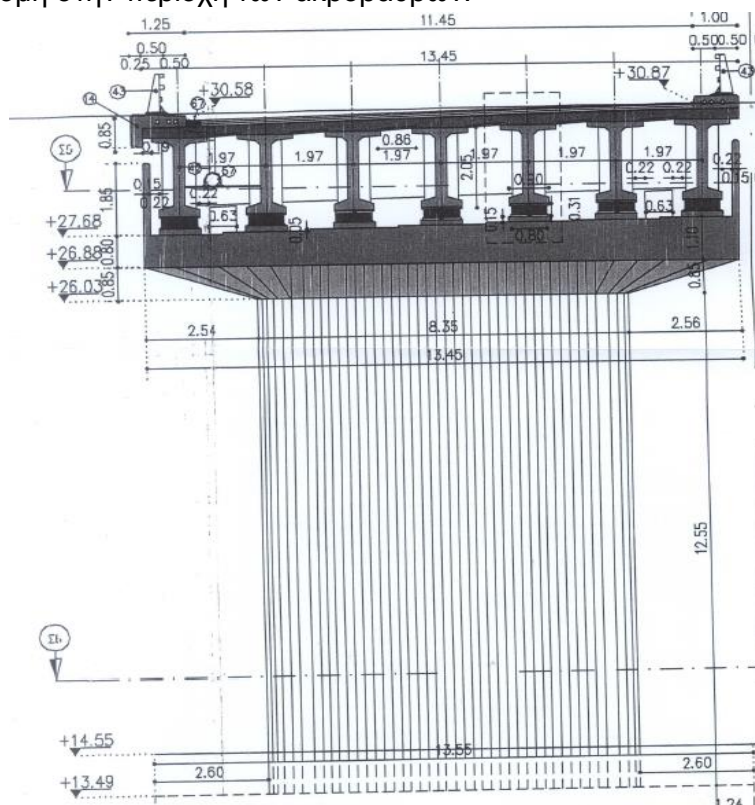
Κεφάλαιο 2: Περιγραφή τεχνικού έργου

διαμέτρου 1.5m και μήκους 49m, οι οποίοι συνδέονται με το μεσόβαθρο μέσω κεφαλόδεσμου διαστάσεων 15.8m*13.55m*2m. Μεταξύ των αμφιέριστων φορέων στην περιοχή των μεσόβαθρων κατασκευάζεται μία πλάκα συνέχειας η οποία συνδέεται αρθρωτά με τα διαδοχικά ανοίγματα προκειμένου να αποφευχθούν οι αρμοί.

Τα ακρόβαθρα προβλέπονται συμπαγή με ύψος που λαμβάνεται ίσο με 4m, με πτερυγότοιχους για τον εγκιβωτισμό του επιχώματος πίσω από αυτά και θεμελίωση με 12 πασσάλους διαμέτρου 1.5m και μήκους 45m οι οποίοι διατάσσονται σε ορθογώνιο κάναβο 3*4 μέσω κεφαλόδεσμου διαστάσεων 11.3m*13.45m*1.8m.

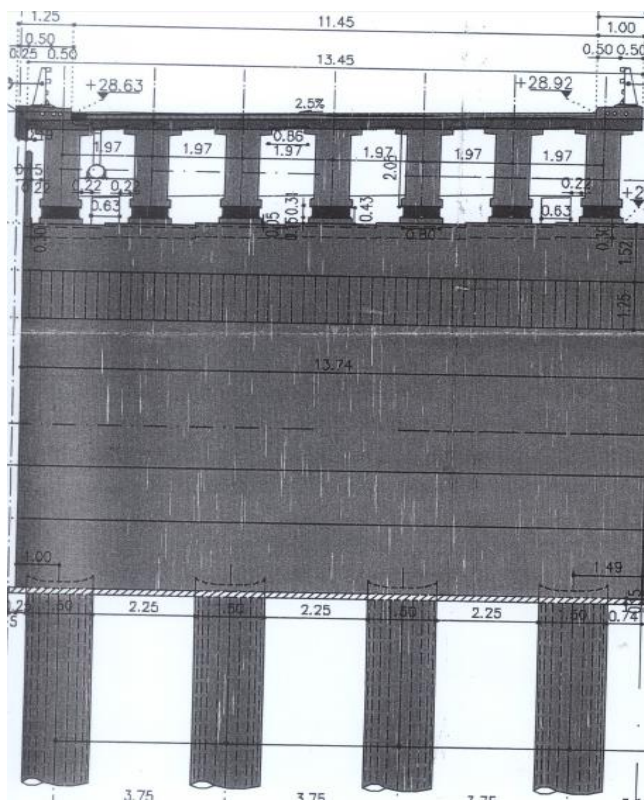
2.2 Γενική διάταξη της γέφυρας

Τα σχέδια της γέφυρας που μελετάται δίνονται στα σχήματα 2.1, 2.2, 2.3 και 2.4. Συγκεκριμένα ακολουθεί εγκάρσια τομή στο μέσο του ανοίγματος, εγκάρσια τομή στην περιοχή των στηρίξεων, κατά μήκος τομή στην περιοχή του μεσόβαθρου και κατά μήκος τομή στην περιοχή των ακρόβαθρων.

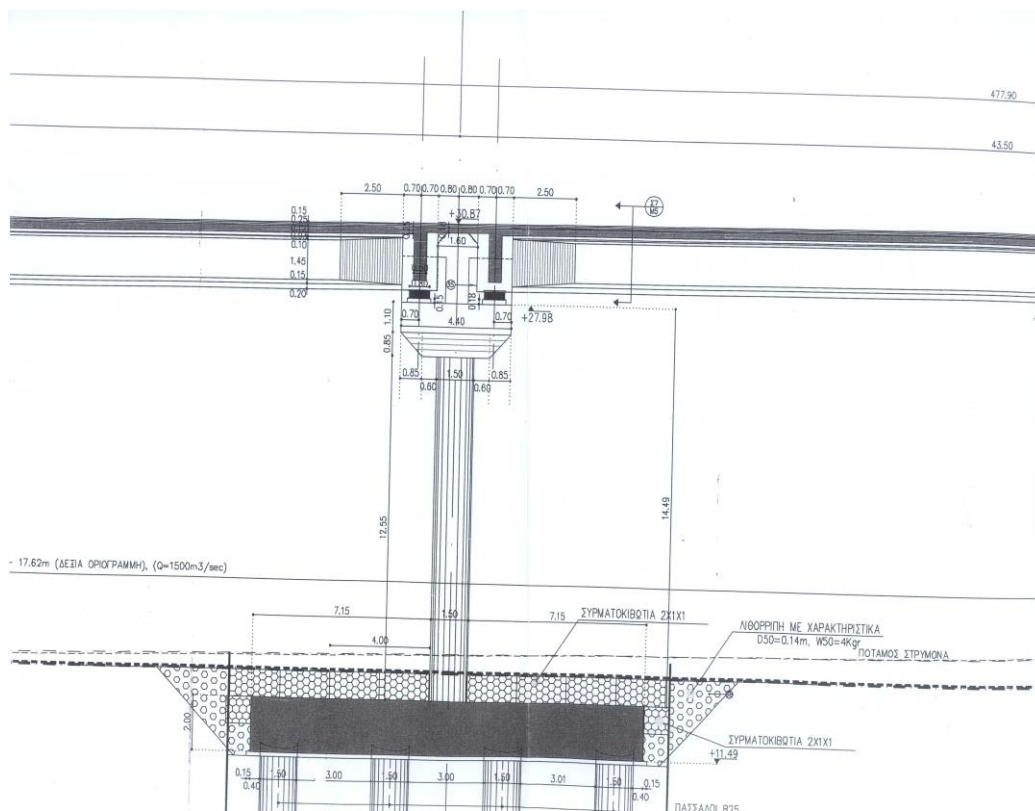


Σχήμα 2.1: Εγκάρσια τομή της γέφυρας στο μέσο του ανοίγματος

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος



Σχήμα 2.2: Εγκάρσια τομή της γέφυρας στην περιοχή των στηρίξεων



Σχήμα 2.3: Κατά μήκος τομή της γέφυρας στην περιοχή του μεσόβαθρου

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο
έδαφος

κατηγορία σκυροδέματος και προκύπτει από τον πίνακα 2.2, παράγραφο §2.5.2 του
ΕΚΩΣ2000.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

3 Προσομοίωση της γέφυρας στο SAP2000

Το στατικό σύστημα της γέφυρας αποτελείται από:

- Τον φορέα ανωδομής
- Τα βάθρα (ακρόβαθρα-μεσόβαθρα)
- Τη θεμελίωση

3.1 Φορέας ανωδομής

Όπως προαναφέρθηκε το κάθε κατάστρωμα αποτελείται από επτά προεντεταμένα δοκάρια, πρόπλακες και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Για την προσομοίωση όλων των παραπάνω στοιχείων χρησιμοποιούνται γραμμικά στοιχεία δοκού (6 βαθμοί ελευθερίας σε κάθε κόμβο).

3.1.1 Πλάκα καταστρώματος

Η πλάκα καταστρώματος αποτελείται από πρόπλακες διαστάσεων $0.86\text{m} \times 0.05\text{m}$ καθώς και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Το συνολικό πάχος της πλάκας μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος είναι 0.25m . Η κλίση του οδοστρώματος για την απορροή των όμβριων δεν λαμβάνεται υπόψη. Για την προσομοίωση της χρησιμοποιείται εσχάρα εγκάρσιων και διαμήκων στοιχείων σκυροδέματος. Οι πρόπλακες προσομοιώνονται με 6 διαμήκη στοιχεία τα οποία απέχουν μεταξύ τους 1.97m . Κατά την εγκάρσια διεύθυνση, ορίζεται η απόσταση μεταξύ των διαδοχικών στοιχείων σκυροδέματος ίση με 1.2m , η οποία είναι η απόσταση μεταξύ των μεταξονίων ενός τυπικού φορτηγού. Δεδομένου ότι το συνολικό άνοιγμα είναι 43.5m , τελικά χρησιμοποιούνται 36 εγκάρσια στοιχεία σκυροδέματος πλάτους 1.2m και 2 στοιχεία πλάτους 0.15m (συνολικά 38 στοιχεία).

Στο προσομοίωμα της γέφυρας στο SAP2000, το ίδιο βάρος της κατασκευής λαμβάνεται αυτομάτως υπόψη μέσω της εισαγωγής στα επί μέρους υλικά που συνθέτουν τον φορέα, κατανεμημένης μάζας και βάρους ανά όγκο, ίσο με το ειδικό βάρος του σκυροδέματος, το οποίο είναι 25KN/m^3 . Το φορτίο του ίδιου βάρους κάθε διατομής λαμβάνεται υπόψη, εφόσον δοθεί ο συντελεστής 1 στην επιλογή για την ενεργοποίηση της μάζας και του βάρους του υλικού. Παράλληλα κατά των ορισμό των φορτίσεων (*load cases*), στη φόρτιση των μόνιμων φορτίων (*DEAD*), ορίζεται ο συντελεστής 1, ως πολλαπλασιαστής του ειδικού βάρους.

Στην περίπτωση της πλάκας σκυροδέματος, για να ληφθεί υπόψη το βάρος της (χωρίς να υπολογιστεί διπλά λόγω της ύπαρξης των εγκάρσιων και διαμήκων στοιχείων) αποφασίστηκε να ληφθεί το βάρος των στοιχείων της πρόπλακας μηδενικό. Για το σκοπό αυτό δημιουργείται ένα υλικό *C30/37-Avares*, στο οποίο η κατανεμημένη μάζα ορίζεται μηδενική.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: C30/37-Avares

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 0

Mass per Unit Volume: 0

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 32000000

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 5.500E-06

Shear Modulus, G: 13333333

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 20000

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

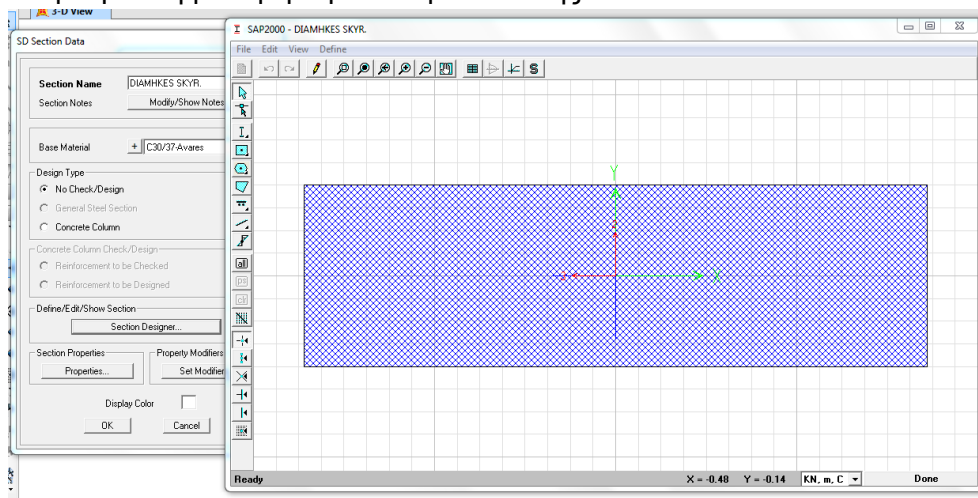
Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Σχήμα 3.1: Προσδιορισμός αβαρούς σκυροδέματος C30/37

Παρακάτω στο σχήμα 3.2 φαίνεται η διατομή των διαμήκων στοιχείων όπως αυτή ορίζεται στο πρόγραμμα. Για τα διαμήκη στοιχεία παράλληλα με τη δημιουργία του υλικού C30/37-Avares ορίζονται μηδενικοί και οι συντελεστές της μάζας και του βάρους στην καρτέλα *Frame Property/ Stiffness Modification Factors*.

Τέλος η πλάκα συνέχειας συνδέει τα ανοίγματα μεταξύ τους. Τοποθετείται στο τέλος κάθε δοκού και την ενώνει με αυτή του επόμενου ανοίγματος. Με βάση την E39/99 η πλάκα συνέχειας αντικαθιστά τους αρμούς πάνω από τα μεσόβαθρα και επιτρέπεται να ρηγματώνεται. Για την πλάκα συνέχειας μήκους 1.5m που συνδέει τα διαδοχικά ανοίγματα χρησιμοποιείται διατομή ίδια με αυτή του διαμήκους σκυροδέματος. Με τον μηδενισμό της ροπής κατά τον κύριο άξονα (Frame releases M₃₋₃), επιτυγχάνεται η αρθρωτή σύνδεση της πλάκας συνέχειας με το κάθε άνοιγμα και αποφεύγεται η μεταφορά ροπών μέσω αυτής.

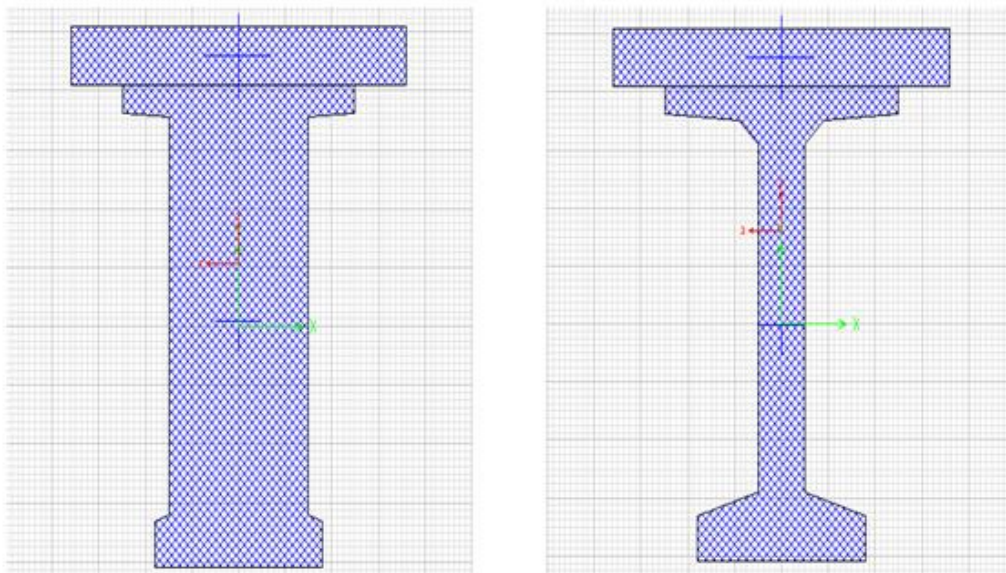


Σχήμα 3.2: Προσδιορισμός διαμήκων στοιχείων σκυροδέματος

3.1.2 Προεντεταμένα δοκάρια

Οι αποστάσεις των δοκών μεταξύ τους είναι 1.97m ενώ το άνω πέλμα των ακραίων δοκών απέχει από το άκρο του καταστρώματος 0.19m. Το καθαρό ύψος κάθε δοκού είναι 2.05m, οι διαστάσεις άνω πέλματος 1.25m*0.12m και οι αντίστοιχες του κάτω πέλματος 0.90m*0.2m ενώ το πάχος του κορμού μεταβάλλεται κατά μήκος της δοκού. Στην περιοχή των στηρίξεων και σε μήκος 1.4m από κάθε άκρο οι δοκοί εμφανίζουν πεπλατυσμένο κορμό πλάτους 0.75m, από 1.4m έως 3.9m ο κορμός μεταβάλλεται από 0.75m σε 0.25m, ενώ στο υπόλοιπό μήκος ο κορμός παραμένει σταθερός και ίσος με 0.25m. Στο μοντέλο που δημιουργήθηκε θεωρήθηκε πως τα δοκάρια εμφανίζουν κορμό 0.75m σε μήκος 3.9m από κάθε άκρο. Με αυτό τον τρόπο λαμβάνεται λίγο μεγαλύτερη η μάζα της κατασκευής, η διαφορά όμως είναι αμελητέα.

Για να ληφθεί υπόψη η συνεργασία δοκού-πλάκα σκυροδέματος και η αυξημένη δυσκαμψία των δοκών λόγω της συνεργασίας αυτής, θεωρείται σύστημα πλακοδοκού. Συγκεκριμένα για τις ακραίες δοκούς υπολογίζεται συνεργαζόμενο πλάτος 1.8m ενώ για τις ενδιάμεσες δοκούς συνεργαζόμενο πλάτος 1.97m. Για την προσομοίωση της ακριβούς γεωμετρίας χρησιμοποιείται η εντολή *Section Designer*. Ενδεικτικά παρουσιάζονται οι διατομές των ακραίων δοκών.



Σχήμα 3.3: Προσδιορισμός διατομής ακραίας δοκού στο άκρο και στο μέσο του ανοίγματος της γέφυρας

Στην προσομοίωση αυτή το κύριο σώμα των δοκών λαμβάνεται κανονικά με το βάρος του (υλικό C30/37), ενώ για το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας σκυροδέματος θεωρείται C30/37- *Avares*. Η θεώρηση αυτή γίνεται γιατί το βάρος της πλάκας σκυροδέματος λαμβάνεται υπόψη από τα 38 εγκάρσια στοιχεία σκυροδέματος.

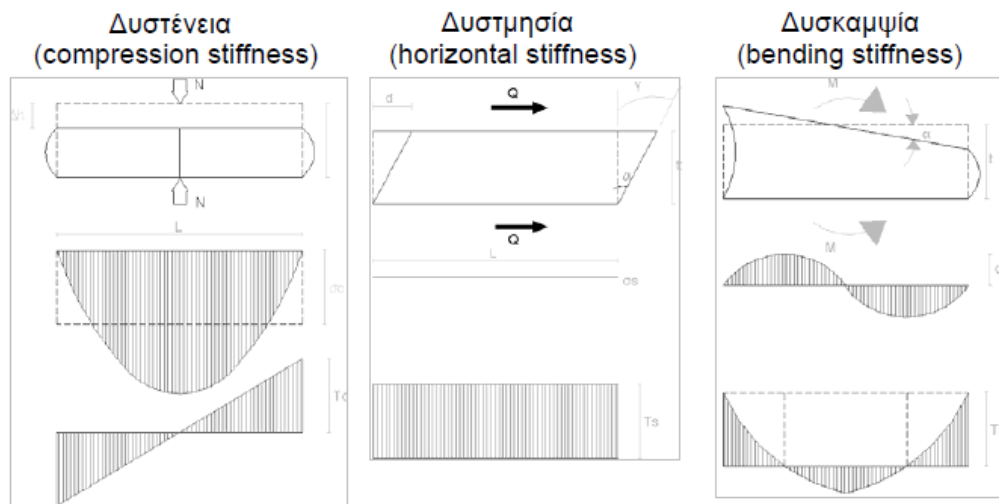
Σε όλα τα γραμμικά στοιχεία δοκού που χρησιμοποιούνται για την ανωδομή, για να γίνει σωστά η σύνδεση μεταξύ των διαφορετικών στοιχείων επιλέγεται η εντολή *Assign Automatic Frame Mesh=> Auto Mesh Frame => at Intermediate Joints* και *at Intersction with Other Frames, Area Edges and Solid Edges*. Με αυτό τον τρόπο δημιουργείται κόμβος σε κάθε κοινό σημείο τομής μεταξύ των διατομών και

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

επιτυγχάνεται η σωστή κατανομή των φορτίων λόγω ίδιου βάρους και λοιπών φορτίων.

3.1.3 Εφεδρανα

Τα εφεδρανα αποτελούνται από αλληπάλληλα στρώματα ελαστικού τα οποία είναι κολλημένα με ειδική επεξεργασία σε λεπτές πλάκες χάλυβα έτσι ώστε να έχουν μεγάλη οριζόντια ευκαμψία αλλά και να διασφαλίζουν πολύ μικρές παραμορφώσεις στην κατακόρυφη διεύθυνση. Έχουν τη δυνατότητα παραλαβής κατακόρυφων και οριζόντιων δυνάμεων, μετακινήσεων στο επίπεδο τους και στροφών περί 3 άξονες. Η σύνδεση τους με την ανωδομή και το άνω τμήμα των μεσόβαθρων-ακρόβαθρων επιτυγχάνεται μέσω ειδικών μεταλλικών πλακών. Στο σχήμα 3.4 παρουσιάζονται οι κυριότερες μηχανικές ιδιότητες των ελαστομεταλλικών εφεδράνων.



Σχήμα 3.4: Παραμόρφωση στρώσης ελαστομερούς σε θλίψη διάτμηση και κάμψη

Η δυστημσία του εφεδράνου δίνεται από τη σχέση:

$$K_h = \frac{GA}{t_r} \quad (3.1)$$

όπου:

G: το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς

A: το πλήρες εμβαδό της διατομής του ελαστομερούς

t_r : το συνολικό πάχος του ελαστομερούς

Η δυστένεια του εφεδράνου δίνεται από τη σχέση:

$$K_v = \frac{5AGS^2}{t_r} + 5Gt_r S^2 \quad (3.2)$$

όπου:

S: συντελεστής σχήματος ο οποίος για κυκλικά εφεδρανα είναι ίσος με:

$$S = \frac{D}{4t_i} \quad (3.3)$$

t_r : το συνολικό πάχος ελαστομερούς

t_i : το πάχος μίας στρώσης ελαστομερούς

Η καμπτική δυσκαμψία του εφεδράνου, υπολογίζεται με βάση τη θεωρία κάμψης, κατά την οποία το στοιχείο του εφεδράνου προσομοιάζεται με στοιχείο δοκού. Το στοιχείο δοκού που χρησιμοποιείται έχει γεωμετρικά χαρακτηριστικά (I_x και I_y) όμοια με αυτά του εφεδράνου. Η καμπτική δυσκαμψία του εφεδράνου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$K_b = \frac{E_c I_{eff}}{H} \quad (3.4)$$

Για παραδοχή ασυμπίεστου υλικού η ενεργός καμπτική δυσκαμψία είναι:

$$K_{bx} = K_{by} = \frac{E_c \pi D^4}{64(3H)} \quad (3.5)$$

όπου:

H: το συνολικό ύψος του στοιχείου και για κυκλικό εφέδρανο ισχύει

$$S = 6GS^2 \quad (3.6)$$

Η δυστρεψία του εφεδράνου περί άξονα κατακόρυφο στο επίπεδο του μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα και να αγνοηθεί. Στην περίπτωση μας θεωρούμε:

$$K_\theta = \frac{GI_\theta}{H} \quad (3.7)$$

όπου:

$$I_\theta = I_x + I_y \quad (3.8)$$

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή G, σύμφωνα με τις Οδηγίες για τη Μελέτη Γεφυρών Με Σεισμική Μόνωση, οι ιδιότητες των μονωτήρων είναι δυνατόν να επηρεάζονται από τη θερμοκρασία, τη γήρανση, την προπαραμόρφωση, την ταχύτητα της κίνησης, τη συσσωρευμένη διαδρομή και τη ρύπανση. Για τους παραπάνω λόγους προτείνεται να πραγματοποιηθούν δύο αναλύσεις. Στην μια ανάλυση θα χρησιμοποιηθούν οι Ανώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού (ΑΤΠΣ), για τον υπολογισμό των μέγιστων δυνάμεων στην υποδομή και στην ανωδομή. Στην άλλη, θα χρησιμοποιηθούν οι Κατώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού (ΚΤΠΣ), για τον υπολογισμό των μέγιστων μετακινήσεων του συστήματος μόνωσης. Έτσι από την παράγραφο §5.2.3.6 προκύπτει:

- ΚΤΠΣ : $G_{b,min} = G_b = 1.1G_g = 990 \approx 1000 \text{ kPa}$
- ΑΤΠΣ : $G_{b,max} = 1.5 * G_b = 1500 \text{ kPa}$

Με βάση τις παραπάνω τιμές υπολογίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εφεδράνων για τις δύο περιπτώσεις αναλύσεων. Για μέτρο διάτμησης ίσο με 1000kPa προκύπτει:

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Πίνακας 3.1: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά εφεδράνου για $G=1000\text{kPa}$

$G(\text{KN/m}^2)$	1000
S	11
$E_c(\text{KN/m}^2)$	740741
d (m)	0.8
$A(\text{m}^2)$	0.503
t_r (m)	0.18
H (m)	0.305
$I_x(\text{m}^4)$	0.0201
I_y (m ⁴)	0.0201
I_θ (m ⁴)	0.0402

Πίνακας 3.2: Μηχανικά χαρακτηριστικά εφεδράνου για $G=1000\text{kPa}$

K_h (KN/m)	2792.53
K_v (KN/m)	1834893.09
$K_{b,x}$ (KNm/rad)	16277.02
$K_{b,y}$ (KNm/rad)	16277.02
K_θ (KNm/rad)	131.84

Για μέτρο διάτμησης ίσο με 1500kPa προκύπτει:

Πίνακας 3.3: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά εφεδράνου για $G=1500\text{kPa}$

$G(\text{KN/m}^2)$	1500
S	11
$E_c(\text{KN/m}^2)$	1111111
d (m)	0.8
$A(\text{m}^2)$	0.503
t_r (m)	0.18
H (m)	0.305
$I_x(\text{m}^4)$	0.0201
I_y (m ⁴)	0.0201
I_θ (m ⁴)	0.0402

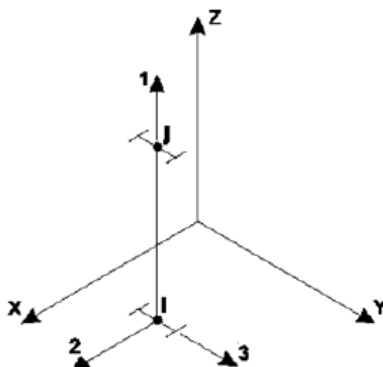
Πίνακας 3.4: Μηχανικά χαρακτηριστικά εφεδράνου για $G=1500\text{kPa}$

K_h (KN/m)	4188.79
K_v (KN/m)	2752339.63
$K_{b,x}$ (KNm/rad)	24415.53
$K_{b,y}$ (KNm/rad)	24415.53
K_θ (KNm/rad)	197.77

Κεφάλαιο 3: Προσομοίωση της γέφυρας στο SAP2000

Η προσομοίωση των ελαστομεταλλικών εφεδράνων στο SAP2000 γίνεται με τα στοιχεία *Link/Support Properties=>Rubber Isolator*. Κάθε στοιχείο αποτελείται από έξι διαφορετικά ελατήρια και εκφράζει διαφορετικό τρόπο λειτουργίας-καταπόνησης του στοιχείου. Για κάθε ελατήριο υπάρχει η δυνατότητα να οριστεί ελαστική ενεργός δυσκαμψία σε περίπτωση ελαστικής ανάλυσης και μη γραμμική σχέση δύναμης-παραμόρφωσης έτσι ώστε να χρησιμοποιηθούν σε μη γραμμικές αναλύσεις. Στην παρούσα διπλωματική και σύμφωνα με ΟΜΣΜ τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (5%) μπορούν να θεωρηθούν ως γραμμικά ελαστικά στοιχεία με διαμητική και ενδεχομένως θλιπτική παραμόρφωση. Η συμπεριφορά τους μπορεί να προσεγγιστεί λοιπόν σαν συμπεριφορά γραμμικών ελαστικών στοιχείων.

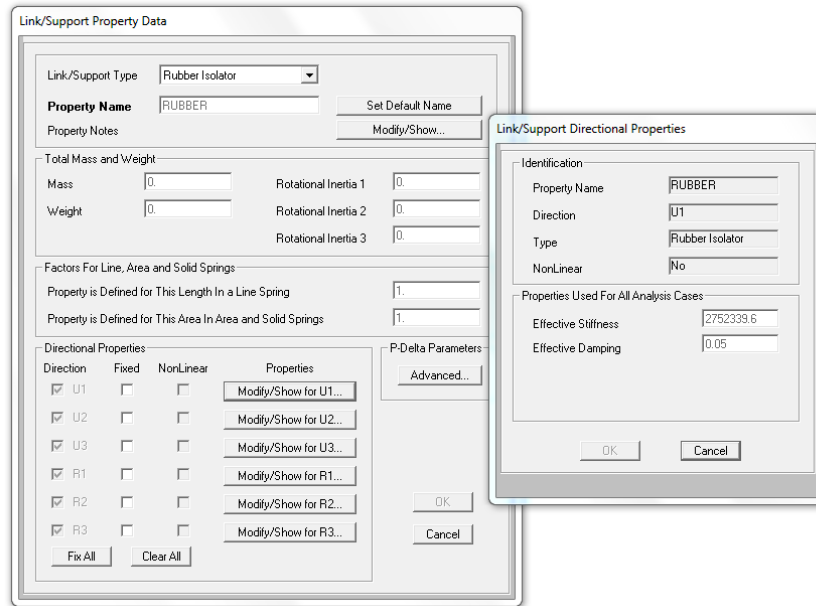
Τα εφέδρανα εισάγονται στο πρόγραμμα μέσω δίκρομβων ελατηρίων μήκους 0.18m όσο είναι το πάχος του ελαστομερούς (συνολικό πάχος εφεδράνου 0.305m) ενώ οι μεταλλικές βάσεις τους προσομοιάζονται με άκαμπτα στοιχεία. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί κατά την προσομοίωση των στοιχείων Link όσον αφορά τον προσανατολισμό των τοπικών αξόνων τους σε σχέση με το καθολικό σύστημα. Ο τοπικός άξονας 1 ορίζεται κατά μήκος του στοιχείου ενώ οι άξονες 2 και 3 ορίζουν το επίπεδο που είναι κάθετο στον άξονα του στοιχείου. Έτσι στην περίπτωση των κατακόρυφων Link που προσομοιάζουν τα εφέδρανα ο άξονας 1 ταυτίζεται με τον καθολικό άξονα Z, ο άξονας 2 με τον καθολικό άξονα X και ο άξονας 3 με τον καθολικό άξονα Y. Τέλος η μάζα και το βάρος των στοιχείων Link θεωρήθηκαν ίσα με 0.



Σχήμα 3.5: Προσανατολισμός του στοιχείου Nlink σε σχέση με το καθολικό σύστημα αξόνων της κατασκευής

Ενδεικτικά στο σχήμα 3.6 φαίνεται ο τρόπος εισαγωγής της δυστένειας των εφεδράνων μέσω της ελατηριακής σταθεράς U_1 για μέτρο διάτμησης $G=1500\text{kPa}$.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος



Σχήμα 3.6: Προσομοίωση εφεδράνου με στοιχείο Rubber Isolator και προσδιορισμός της οριζόντιας δυστημσίας.

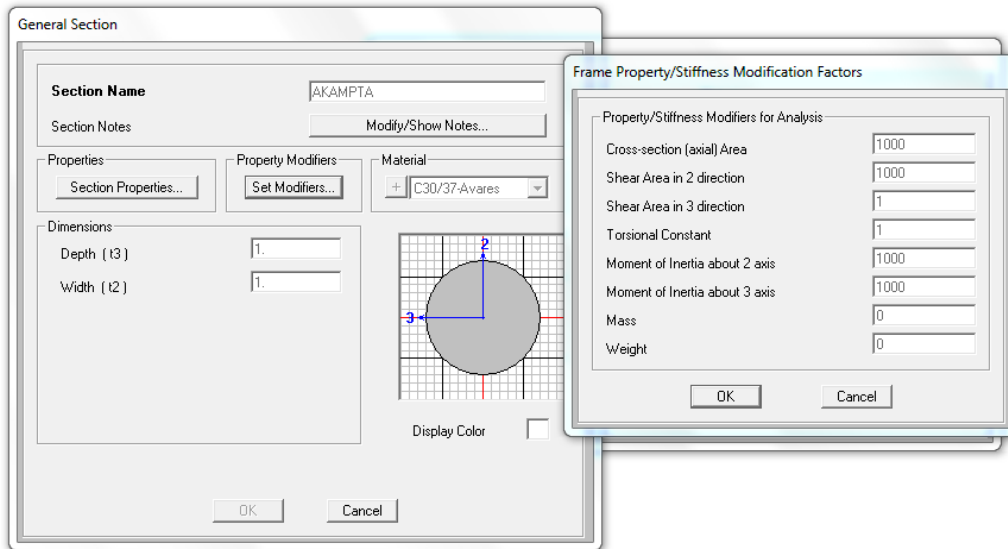
Στο σημείο αυτό πρέπει να τονιστεί ο τρόπος σύνδεσης των εφεδράνων με τις προεντεταμένες δοκούς. Στην περιοχή των βάθρων οι κύριες δοκοί συνδέονται μέσω διαδοκίδων οι οποίες διευκολύνουν την έδραση των κύριων δοκών στα εφέδρανα. Οι διαδοκίδες αποτελούνται από σκυρόδεμα B35 και έχουν ύψος 1.7m και πλάτος 0.5m. Τέλος για τη σωστή τοποθέτηση των εφεδράνων στο άκρο των κύριων δοκών χρησιμοποιούνται άκαμπτα στοιχεία. Όπως προαναφέρθηκε οι κύριες δοκοί προσομοιάζονται ως πλακοδοκοί και ως *insertion point* θεωρείται η άνω ίνα τους.

Για αυτό το λόγο χρησιμοποιούνται άκαμπτα στοιχεία τα οποία συνδέουν την άνω ίνα των πλακοδοκών με το κ.β τους καθώς και άκαμπτα στοιχεία που συνδέουν το κ.β. με την κάτω ίνα της διατομής. Δεδομένου ότι το συνεργαζόμενο πλάτος διαφέρει για τις ακραίες και ενδιάμεσες δοκούς, από την εντολή *Section Designer* προκύπτει :

- για τις ακραίες δοκούς: $y_{cg} = 0.2641\text{m}$, όπου y_{cg} η απόσταση του κέντρου βάρους της πλακοδοκού από το κέντρο βάρους της προεντεταμένης δοκού. Άρα η απόσταση του κέντρου βάρους της πλακοδοκού από την άνω ίνα είναι:
 $(1.025 - 0.2641 + 0.25) = 1.0109\text{m}$ και ανάλογα η απόσταση από την κάτω ίνα $(2.3 - 1.0109) = 1.2891\text{m}$.
- για τις ενδιάμεσες δοκούς: $y_{cg} = 0.2818\text{m}$, όπου y_{cg} η απόσταση του κέντρου βάρους της πλακοδοκού από το κέντρο βάρους της προεντεταμένης δοκού. Άρα η απόσταση του κέντρου βάρους της πλακοδοκού από την άνω ίνα είναι:
 $(1.025 - 0.2818 + 0.25) = 0.9932\text{m}$ και ανάλογα η απόσταση από την κάτω ίνα $(2.3 - 0.9932) = 1.3068\text{m}$

Τα άκαμπτα στοιχεία ορίζονται μέσω της εντολής *Define => Section Properties => Frame Sections => Add New Property*. Για να θεωρηθεί η διατομή τους αρκετά δύσκαμπτη, ορίζεται κυκλική διατομή διαμέτρου 1m, ενώ προσαυξάνονται με κατάλληλους συντελεστές η στρεπτική, καμπτική και αξονική δυσκαμψία. Τέλος για

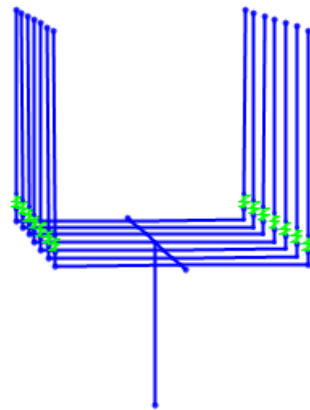
να μην αλλοιωθεί το μητρώο μάζας θεωρείται η μάζα τους μηδενική. Όλα τα παραπάνω φαίνονται αναλυτικά στο σχήμα 3.7.



Σχήμα 3.7: Προσδιορισμός διατομής άκαμπτων στοιχείων

3.2 Μεσόβαθρο

Το μεσόβαθρο συνδέεται μονολιθικά στην κορυφή του με τη δοκό στέψης ύψους 1.95m, τραπεζοειδούς διατομής. Στην άνω στάθμη της δοκού στέψης εδράζονται συνολικά 14 εφέδρανα (7 από κάθε άνοιγμα της γέφυρας). Δεδομένου ότι τόσο η δοκός στέψης όσο και το κύριο σώμα του βάθρου προσομοιάζονται με γραμμικά στοιχεία στη στάθμη του κέντρου βάρους τους, θα πρέπει να γίνει η σύνδεση των κόμβων των εφεδράνων και των κόμβων της δοκού στέψης. Η σύνδεση αυτή πραγματοποιείται και πάλι μέσω άκαμπτων στοιχείων, έτσι ώστε να επιτευχθεί η συμβατότητα των μετατοπίσεων. Με τη βοήθεια των άκαμπτων στοιχείων, οι συνδεδεμένοι κόμβοι συμπεριφέρονται ως ένα τρισδιάστατο στερεό σώμα. Επομένως σε μία συμμετρική φόρτιση αναμένεται να έχουν κοινές στροφές αλλά διαφορετικές μετακινήσεις. Στο σχήμα 3.8 φαίνεται ο τρόπος σύνδεσης των εφεδράνων με τη δοκό στέψης του μεσόβαθρου:



Σχήμα 3.8: Σύνδεση των ελαστομεταλλικών εφεδράνων με τη δοκό στέψης μέσω άκαμπτων γραμμικών στοιχείων

3.2.1 Σύνδεση μεσόβαθρου-δοκού στέψης

Όπως προαναφέρθηκε το μεσόβαθρο συνδέεται μονολιθικά με τη δοκό στέψης. Στην γέφυρα αφετηρίας το ύψος των μεσόβαθρων μεταβάλλεται ανάλογα με την τοπογραφική θέση. Στην περίπτωση της παρούσας διπλωματικής, επειδή εξετάζονται δύο μόνο ανοίγματα της γέφυρας επιλέχθηκε το ύψος του μεσόβαθρου ίσο με 8m. Η γεωμετρική μορφή του είναι επιμήκης με δύο ημικύκλια στα άκρα. Λόγω αδυναμίας του προγράμματος να τοποθετήσει οπλισμό στις περιοχές αυτές, ορίζεται ισοδύναμη ορθογωνική διατομή με ίδιο εμβαδό και ροπή αδρανείας. Έτσι το πλάτος του μεσόβαθρου παρέμεινε ίδιο με την αρχική μελέτη και ίσο με 1.5m ενώ το μήκος του μεταβλήθηκε από 8.35m σε 8m. Για την προσομοίωση χρησιμοποιείται γραμμικό στοιχείο δοκού, όπως και στην περίπτωση της δοκού στέψης.

Ωστόσο η προσομοίωση του μεσόβαθρου με ένα γραμμικό στοιχείο δοκού στο χώρο έχει ως αποτέλεσμα να θεωρεί το πρόγραμμα τη δοκό στέψης ως σύνολο δύο προβόλων μήκους 6.725m ο καθένας, δίνοντας δυσανάλογα μεγάλες ροπές στην τελευταία. Στην πραγματικότητα η σύνδεση μεσόβαθρου-δοκού στέψης πρόκειται για σύνδεση δοκού-υποστυλώματος. Η περιοχή σύνδεσης τους εμφανίζει μεγάλη δυσκαμψία, η οποία δεν λαμβάνεται υπόψη με την απλή προσομοίωση μέσω γραμμικών στοιχείων. Για να γίνει λοιπόν πιο ρεαλιστική η προσομοίωση, θεωρείται άκαμπτη η περιοχή αλληλοεπικάλυψης της μιας διατομής από την άλλη ως εξής:

- Στη δοκό στέψης και για μήκος 4 m εκατέρωθεν του σημείου σύνδεσης με το μεσόβαθρο, ορίζεται μέσω της εντολής *End Length Offsets* άκαμπτη περιοχή με *Rigid-zone Factor* ίσο με 1. Έτσι η δοκός στέψης λειτουργεί ως πρόβολος μήκους 2.725 m έναντι των 4m.
- Στο μεσόβαθρο και για μήκος ίσο με την απόσταση του ύψους της δοκού στέψης δηλαδή για μήκος 1.95m, ορίστηκε ομοίως άκαμπτη περιοχή με *Rigid-zone Factor* 1. (Η σύνδεση του μεσόβαθρου και της δοκού στέψης γίνεται στην άνω ίνα της τελευταίας)

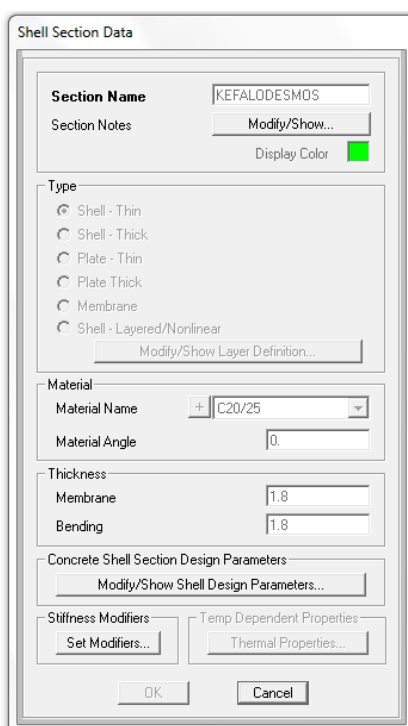
Με τον τρόπο αυτό μειώνονται σημαντικά οι ροπές στις μη-άκαμπτες περιοχές. Εναλλακτικά στις ανωτέρω περιοχές εφαρμόζονται άκαμπτες διατομές για να ελεγχθεί η αποτελεσματικότητα της παραπάνω μεθόδου. Πιο συγκεκριμένα, στη δοκό στέψης και για μήκος 4 εκατέρωθεν του σημείου σύνδεσης με το μεσόβαθρο, εφαρμόζεται μια τετραγωνική άκαμπτη διατομή με διαστάσεις ίσες με το μισό πλάτος

του μεσόβαθρου, δηλαδή 4*4m. Αντίστοιχα, στο μεσόβαθρο και σε μήκος 1.95m ορίζεται μία τετραγωνική άκαμπτη περιοχή με διαστάσεις το πλάτος της δοκού στέψης, δηλαδή 2.7*2.7m. Τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων συνέκλιναν, ωστόσο προτιμήθηκε η πρώτη μέθοδος.

3.2.2 Κεφαλόδεσμος-Πάσσαλοι μεσόβαθρου

Η θεμελίωση της γέφυρας γίνεται μέσω πασσάλων μεγάλου μήκους, λόγω των ιδιαίτερων γεωτεχνικών συνθηκών που επικρατούν στην περιοχή και της αυξημένης πιθανότητας ρευστοποίησης κατά τη διάρκεια του σεισμού. Οι συνδέσεις μεσόβαθρο-κεφαλόδεσμος και κεφαλόδεσμος-πάσσαλοι είναι μονολιθικές. Για την προσομοίωση του κεφαλόδεσμου χρησιμοποιούνται πεπερασμένα στοιχεία. Πιο συγκεκριμένα, μέσω της εντολής *Define => Area Sections* επιλέγονται πεπερασμένα στοιχεία τύπου *Shell*, στα οποία ορίζονται το υλικό C20/25 (B25) και το πάχος τους ίσο με 1.8m, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.9.

Οι διαστάσεις του κεφαλόδεσμου όπως ορίζονται στην αρχική μελέτη είναι 15.8m*13.55m. Ο διαχωρισμός του στα επιμέρους πεπερασμένα στοιχεία γίνεται με πρώτο κριτήριο τη θέση των πασσάλων, έτσι ώστε κάθε πάσσαλος να έχει κοινό κόμβο με τον κεφαλόδεσμο τον κόμβο ενός πεπερασμένου στοιχείου. Στη συνέχεια, τα αρχικά πεπερασμένα στοιχεία διαιρούνται σε μικρότερα έτσι ώστε ο λόγος των πλευρών τους να μην ξεπερνά την αναλογία 1/3. Η σύνδεση των γειτονικών πεπερασμένων στοιχείων επιτυγχάνεται μέσω των κοινών κόμβων τους και την επιλογή *Automatic Area Mesh=>Mesh area based on Points on Area Edges*.



Σχήμα 3.9: Προσδιορισμός του κεφαλόδεσμου του μεσόβαθρου μέσω πεπερασμένων στοιχείων

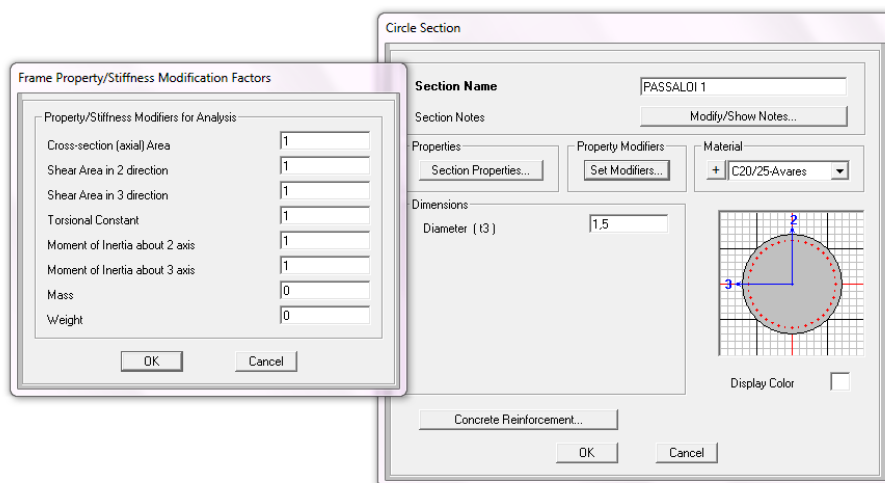
Οι πάσσαλοι συνδέονται με τον κεφαλόδεσμο μονολιθικά. Επειδή ο κοινό τους κόμβοι βρίσκονται στο επίπεδο του κέντρου βάρους του κεφαλόδεσμου, ένα

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

τμήμα των πασσάλων (όσο το μισό πάχος του κεφαλόδεσμου), θεωρείται άκαμπτο. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιείται και πάλι η εντολή *End-Length-Offsets*. Το συνολικό μήκος των πασσάλων είναι 49m σύμφωνα με την αρχική μελέτη. Ωστόσο, όπως θα αναλυθεί και στη συνέχεια στο κεφάλαιο 6, το μήκος των πασσάλων επαναπροσδιορίζεται μετά τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητάς τους.

Λόγω της διατομής και του μήκους των πασσάλων, προκύπτει τεράστια μάζα πασσάλων η οποία προστίθεται στη συνολική μάζα της κατασκευής. Κατά τις δυναμικές αναλύσεις και σύμφωνα με τη δυναμική φασματική ανάλυση απαιτούνται τόσες ιδιομορφές έτσι ώστε το σύνολο της δρώσας ιδιομορφικής μάζας να ισούται τουλάχιστον με το 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής. Αν και αυτή η θεώρηση είναι συντηρητική για την περίπτωση των γεφυρών, ενώ έχει μεγαλύτερη σημασία στην περίπτωση των κτιριακών κατασκευών αποφασίστηκε να ληφθεί υπόψη. Για να λυθεί το πρόβλημα της ιδιομορφικής μάζας, θεωρείται μηδενική η μάζα των πασσάλων. Ο καθορισμός της διατομής των πασσάλων φαίνεται στο σχήμα 3.10.

Τέλος οι πάσσαλοι διαιρούνται σε επιμέρους τμήματα μήκους 1m ο καθένας. Στα άκρα των επιμέρους τμημάτων τοποθετούνται τα κατάλληλα ελατήρια τα οποία προσομοιάζουν το έδαφος ανάλογα με το εκάστοτε βάθος, σύμφωνα με τη γεωτεχνική μελέτη που πραγματοποιήθηκε. Ο προσδιορισμός και η τοποθέτηση των ελατηρίων παρατίθεται αναλυτικά στο κεφάλαιο 5.



Σχήμα 3.10: Προσδιορισμός της διατομής και του υλικού των πασσάλων του μεσόβαθρου

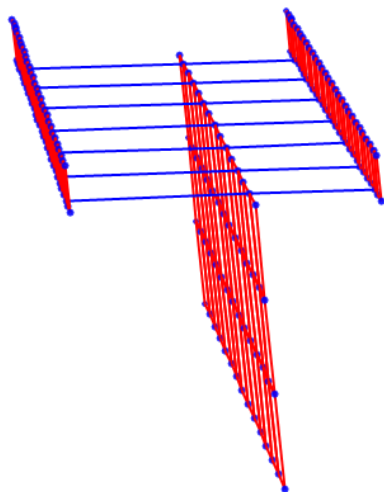
3.3 Ακρόβαθρο

3.3.1 Κύριο σώμα ακρόβαθρου

Τα ακρόβαθρα της γέφυρας αφετηρίας είναι απλά βάθρα βαρύτητας από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το ύψος τους δεν είναι σταθερό, κυμαίνεται από 10.5m για το ακρόβαθρο A1 έως 12m για το ακρόβαθρο A2. Μεταβλητή επίσης είναι και η γεωμετρία της διατομής τους. Κάθε ακρόβαθρο έχει πλάτος 13.74m και απέχει με αρμό 3cm από το ακρόβαθρο του γειτονικού κλάδου. Πάνω σε αυτά εδράζονται κατευθείαν τα 7 ελαστομεταλλικά εφέδρανα. Τέλος για τον αποτελεσματικό πλευρικό εγκιβωτισμό των επιχωμάτων, το κύριο σώμα των ακρόβαθρων συνδέεται μονολιτικά με πτερυγότοιχους πάχους 1.2m.

Στο σημείο αυτό αξίζει να σημειωθεί ότι στις πιο πολλές περιπτώσεις τα ακρόβαθρα δεν λαμβάνονται υπόψη στην προσομοίωση. Η επιλογή αυτή σχετίζεται με τη σύνδεση της ανωδομής και των ακρόβαθρων μέσω των εφεδράνων. Δεδομένης της ευκαμψίας των εφεδράνων συγκριτικά με τα δύσκαμπτα ακρόβαθρα, θεωρείται πως η σύνδεση πραγματοποιείται απευθείας στο έδαφος θεμελίωσης. Ωστόσο επειδή στην παρούσα διπλωματική εξετάζεται η συμπεριφορά της γέφυρας σε ρευστοποιήσιμο έδαφος, κρίνεται απαραίτητη η προσομοίωση των ακρόβαθρων τα οποία δεν θεωρούνται τελείως δύσκαμπτα.

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής αποφασίστηκε το ύψος του ακρόβαθρου να ληφθεί ίσο με 4m. Το συνολικό σώμα των βάθρων μαζί με τους πτερυγότοιχους, προσομοιάστηκε με πεπερασμένα στοιχεία τύπου *Shell*. Για την καλύτερη απόδοση της γεωμετρίας χρησιμοποιούνται πεπερασμένα στοιχεία διαφορετικού πάχους (*Area* 0.7m, *Area* 1.4m και άλλες). Τέλος για τη συσχέτιση των μετατοπίσεων των κόμβων των πεπερασμένων στοιχείων που ανήκουν σε διαφορετικά επίπεδα, χρησιμοποιούνται και πάλι άκαμπτα στοιχεία.



Σχήμα 3.11: Σύνδεση των κόμβων των πεπερασμένων στοιχείων

3.3.2 Κεφαλόδεσμος-Πάσσαλοι ακρόβαθρου

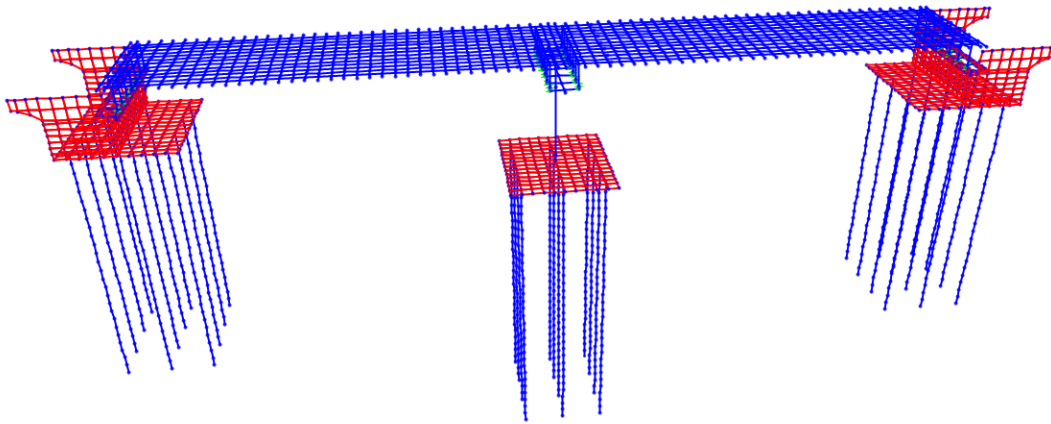
Ομοίως με το μεσόβαθρο, οι συνδέσεις ακρόβαθρο-κεφαλόδεσμος και κεφαλόδεσμος-πάσσαλοι είναι μονολιθικές. Για την προσομοίωση του κεφαλόδεσμου χρησιμοποιείται ο ίδιος τύπος πεπερασμένων στοιχείων με την περίπτωση του κεφαλόδεσμου του μεσόβαθρου. Σύμφωνα με τη μελέτη, οι διαστάσεις του κεφαλόδεσμου των ακρόβαθρων είναι 11.30m*13.75m. Ο διαχωρισμός στα επιμέρους πεπερασμένα στοιχεία γίνεται με πρώτο κριτήριο τη θέση των πασσάλων, έτσι ώστε κάθε πάσσαλος να έχει ένα κοινό κόμβο με τον κεφαλόδεσμο, τον κόμβο ενός πεπερασμένου στοιχείου.

Όσον αφορά τους πασσάλους των ακρόβαθρων, ακολουθείται η ίδια διαδικασία. Προσομοιάζονται δηλαδή με γραμμικά στοιχεία δοκού, με την ίδια διατομή η οποία χρησιμοποιείται και για τους πασσάλους του μεσόβαθρου. Σύμφωνα με την αρχική μελέτη το μήκος των πασσάλων στα ακρόβαθρα είναι 45m. Ωστόσο όπως προαναφέρθηκε, κατά τη διαδικασία της προσομοίωσης γίνεται επαναπροσδιορισμός του μήκους των πασσάλων. Τέλος και στην περίπτωση αυτή

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

πραγματοποιείται διαίρεση των γραμμικών στοιχείων σε πεπερασμένα τμήματα μήκους 1m.

Στο σχήμα 3.12 φαίνεται η τελική μορφή του προσομοιώματος στο SAP2000.



Σχήμα 3.12: Προσομοίωμα της γέφυρας στο SAP2000

3.4 Υπολογισμός μάζας φορέα

Σύμφωνα με την εγκύκλιο Ε39/99, η μάζα του συστήματος υπολογίζεται από το σύνολο των μόνιμων και πρόσθετων μόνιμων φορτίων της γέφυρας, αυξημένο κατά ένα τμήμα των φορτίων κυκλοφορίας. Το τμήμα αυτό είναι ίσο με $\psi_{21} \cdot Q_{1k}$ όπου $\psi_{21}=0.20$ για τις οδικές γέφυρες. Στα μόνιμα διακρίνουμε το ίδιο βάρος του φορέα καθώς και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία. Τα κινητά φορτία αντιπροσωπεύουν το βάρος των οχημάτων που κινούνται επί της γέφυρας. Επίσης με βάση την Ε39/99, επιτρέπεται το σύνολο του φορτίου να λαμβάνεται ομοιόμορφα κατανεμημένο σε ολόκληρο το μήκος του φορέα. Στη συνέχεια ακολουθεί ο υπολογισμός των παραπάνω φορτίων ξεχωριστά.

3.4.1 Ίδιο βάρος φορέα

Το ίδιο βάρος του φορέα λαμβάνεται αυτόματα από το πρόγραμμα με βάση το ειδικό βάρος του σκυροδέματος το οποίο έχει την τιμή 25KN/m^3 , και θέτοντας κατά τον ορισμό των *Load Pattern* στα μόνιμα φορτία (*DEAD*) *Self-Weight Multiplier* ίσο με τη μονάδα. Η συνολική μάζα της κατασκευής υπολογίζεται απευθείας από το πρόγραμμα με έναν από τους παρακάτω τρόπους.

Κεφάλαιο 3: Προσομοίωση της γέφυρας στο SAP2000

- Υπολογισμός με βάση το υλικό και άρα το ειδικό βάρος που έχουμε χρησιμοποιήσει.

Πίνακας 3.5: Υπολογισμός του ίδιου βάρους της κατασκευής με βάση το υλικό

Στοιχείο	Υλικό	Βάρος(KN)
Frame	C20/25	5135
Frame	C20/25-Avares	0
Frame	C30/37	29789
Frame	C30/37-Avares	0
Area	C20/25	31792
Link	N.A.	0
Συνολικό Βάρος(KN)		66715

- Υπολογισμός με βάση τις διατομές που έχουμε χρησιμοποιήσει

Πίνακας 3.6: Υπολογισμός του ίδιου βάρους της κατασκευής με βάση τη διατομή

Διατομή	Στοιχείο	Βάρος(KN)
DIAMHKES SKYR.	Frame	0
EGARSIO SKYR.0.15 m	Frame	25
EGARSIO SKYR. 1.2 m	Frame	7263
DOKOS 1,8/0,75	Frame	1625
DOKOS 1,8/0,25	Frame	4385
DOKOS 1,97/0,25	Frame	11328
DOKOS 1,97/0,75	Frame	4147
DEUTEROUSA DOKOS	Frame	990
AKAMPTA	Frame	0
VASH EFEDRANOU	Frame	93
EGARSIO SKYR. 0.30m	Frame	25
PLAKA SUNEXEIAS	Frame	0
DOKOS STEPSHS	Frame	2642
MESOVATHRO	Frame	2400
PASSALOI 1-SD	Frame	0
PASSALOI 2-SD	Frame	0
KEFALODESMOS	Area	20569
AREA 1.4m	Area	283
AREA 0.7m	Area	141
AREA 2.95m	Area	3720
AREA 2.375m	Area	998
AREA 1.8m	Area	1453
PTERYGOTOIXOS	Area	4628
RUBBER	Link	0
Συνολικό Βάρος(KN)		66715

Όπως παρατηρείται και με τους δύο τρόπους προκύπτει ότι το βάρος της κατασκευής είναι ίσο με 66715KN και άρα η μάζα της κατασκευής λόγω ιδίων βαρών είναι ίση με 6800KNs²/m.

3.4.2 Λοιπά μόνιμα φορτία

Στα λοιπά μόνιμα φορτία περιλαμβάνονται το βάρος του οδοστρώματος, το βάρος των πεζοδρομίων καθώς και των στηθαίων ασφάλειας. Για κάθε ένα από αυτά γίνονται αποδεκτές οι παρακάτω παραδοχές:

- Για το στηθαίο ασφαλείας θεωρούμε φορτίο 1.50KN/m οπότε για το ένα άνοιγμα της γέφυρας συνολικού μήκους 43.5m έχουμε:

$$g_1=1.5*43.5*2=130.5\text{KN} \quad (3.9)$$

- Για το οδόστρωμα από το σχέδιο λεπτομερειών προκύπτει πως το συνολικό πάχος του είναι $d=14\text{cm}$ (αντιολισθηρά στρώση κυκλοφορίας πάχους 4cm, ασφαλτική στρώση κυκλοφορίας 5cm, ασφαλτικές στρώσεις και υλικά οδοστρωσίας 5cm). Άρα:

$$g_2=20*0.14*11.45*43.5=1394.61\text{KN} \quad (3.10)$$

- Για το πεζοδρόμιο επίσης από το σχέδιο λεπτομερειών έχουμε:

$$g_{31}=25*1*0.3*43.5=326.25\text{KN} \quad (3.11)$$

$$g_{32}=25*(1*0.3*43.5+0.85*0.25*43.5)=557.34375\text{KN} \quad (3.12)$$

Άρα το συνολικό βάρος των πεζοδρομίων θα είναι:

$$g_3=g_{31}+g_{32}=883.59375\text{KN} \quad (3.13)$$

Συνεπώς τα λοιπά μόνιμα φορτία στο ένα άνοιγμα της γέφυρας είναι:

$$g'=g_1+g_2+g_3=2408.70375\text{KN} \quad (3.14)$$

Αν λάβουμε υπόψη μας και το συντελεστή ταλάντωσης της γέφυρας έχουμε:

$$\varphi=1.4-0.008*1 \quad (3.15)$$

όπου:

l: το καθαρό άνοιγμα της γέφυρας δηλαδή η απόσταση μεταξύ των εφεδράνων προκύπτει ότι:

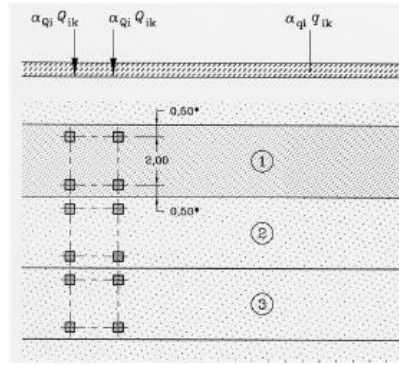
$$\varphi=1.4-0.008*40.875=1.073\text{m} \quad (3.16)$$

το οποίο μπορεί να θεωρηθεί ίσο με τη μονάδα.

3.4.3 Κινητά φορτία

Κάθε άνοιγμα της γέφυρας έχει πλάτος : $w=11.45\text{m}$ άρα έχουμε 3 λωρίδες κυκλοφορίας πλάτους 3m η κάθε μία και μία εναπομένουσα επιφάνεια πλάτους 2.45m . Από τις 3 λωρίδες κυκλοφορίας η μία ονομάζεται κύρια λωρίδα (Κ.Λ.) και οι υπόλοιπες δευτερεύουσες λωρίδες (Δ.Λ.) Η κατανομή των φορτίων σε κάθε λωρίδα φαίνεται στο σχήμα 3.13.

Κεφάλαιο 3: Προσομοίωση της γέφυρας στο SAP2000



- (1) Λωρίδα 1 : $Q1k = 300 \text{ kN}$; $q1k = 9 \text{ kN/m}^2$
- (2) Λωρίδα 2 : $Q2k = 200 \text{ kN}$; $q2k = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- (3) Λωρίδα 3 : $Q3k = 100 \text{ kN}$; $q3k = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Σχήμα 3.13: Προσδιορισμός των φορτίων σε κάθε λωρίδα κυκλοφορίας

Σύμφωνα με το σχήμα Σχήμα 3.13:

- Η κύρια λωρίδα θεωρείται με κατανεμημένο φορτίο 9KN/m^2 καθώς και ένα φορτηγό βάρους 600KN . Άρα

$$q_1 = 9 \cdot 3 \cdot 43.5 + 600 = 1774.5 \text{ KN} \quad (3.17)$$

- Η μία δευτερεύουσα λωρίδα θεωρείται με κατανεμημένο φορτίο 2.5KN/m^2 και ένα φορτηγό βάρους 400KN . Έτσι έχουμε:

$$q_2 = 2.5 \cdot 3 \cdot 43.5 + 400 = 726.25 \text{ KN} \quad (3.18)$$

- Η δεύτερη δευτερεύουσα λωρίδα θεωρείται με κατανεμημένο φορτίο 2.5KN/m^2 και ένα φορτηγό 200KN . Οπότε:

$$q_3 = 2.5 \cdot 3 \cdot 43.5 + 200 = 526.25 \text{ KN} \quad (3.19)$$

- Για την εναπομένουσα λωρίδα κυκλοφορίας θεωρείται μόνο κατανεμημένο φορτίο ίσο με 2.5 KN/m^2 . Προκύπτει λοιπόν:

$$q_4 = 2.5 \cdot 2.45 \cdot 43.5 = 266.4375 \text{ KN} \quad (3.20)$$

- Για το κινητό φορτίο στο πεζοδρόμιο (μέχρι το κιγκλίδωμα), στις οδικές γέφυρες ως τιμή συνδυασμού με τα κινητά φορτία κυκλοφορίας θεωρείται τιμή ίση με 3KN/m^2 . Προκύπτει ότι έχουμε 50cm πεζοδρομίου δεξιά και αριστερά οπότε:

$$q_5 = (0.5 \cdot 2) \cdot 3 \cdot 43.5 = 130.5 \text{ KN} \quad (3.21)$$

Επομένως το συνολικό κινητό φορτίο στο πρώτο άνοιγμα της γέφυρας είναι:

$$q_a = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 = 3423.9375 \text{ KN} \quad (3.22)$$

Για το δεύτερο άνοιγμα της γέφυρας και για δυσμενή φόρτιση του συνόλου της γέφυρας, θεωρείται ότι δεν υπάρχουν βαρέα και ελαφριά φορτηγά αλλά μόνο κατανεμημένο κινητό φορτίο. Με ανάλογο τρόπο έχουμε για το δεύτερο άνοιγμα:

- Η κύρια λωρίδα θεωρείται με κατανεμημένο φορτίο 9KN/m^2 , άρα

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

$$q_1 = 9 \cdot 3 \cdot 43.5 = 1174.5 \text{KN} \quad (3.23)$$

- Κάθε μία από τις δευτερεύουσες λωρίδες κυκλοφορίες καθώς και η εναπομένουσα λωρίδα θεωρούνται με κατανεμημένο φορτίο 2.5KN/m^2 . Άρα κάθε μία από τις δευτερεύουσες λωρίδες έχει:

$$q_2 = 2.5 \cdot 3 \cdot 43.5 = 326.25 \text{KN} \quad (3.24)$$

- και η εναπομένουσα λωρίδα:

$$q_3 = 2.5 \cdot 2.45 \cdot 43.5 = 266.4375 \text{KN} \quad (3.25)$$

- Για το κινητό φορτίο στο πεζοδρόμιο, ομοίως με πριν υπολογίζεται:

$$q_4 = (0.5 \cdot 2) \cdot 3 \cdot 43.5 = 130.5 \text{KN} \quad (3.26)$$

Επομένως το συνολικό κινητό φορτίο στο δεύτερο άνοιγμα της γέφυρας είναι:

$$q_\beta = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 = 2223.9375 \text{KN} \quad (3.27)$$

Συνοψίζοντας για το πρώτο άνοιγμα της γέφυρας το συνολικό φορτίο λόγω των λοιπών μόνιμων και του 20% των κινητών φορτίων είναι:

$$G_\alpha = 2408.70375 + 0.2 \cdot 3423.9375 = 3093.49125 \text{KN} \quad (3.28)$$

Για το δεύτερο άνοιγμα της γέφυρας ομοίως:

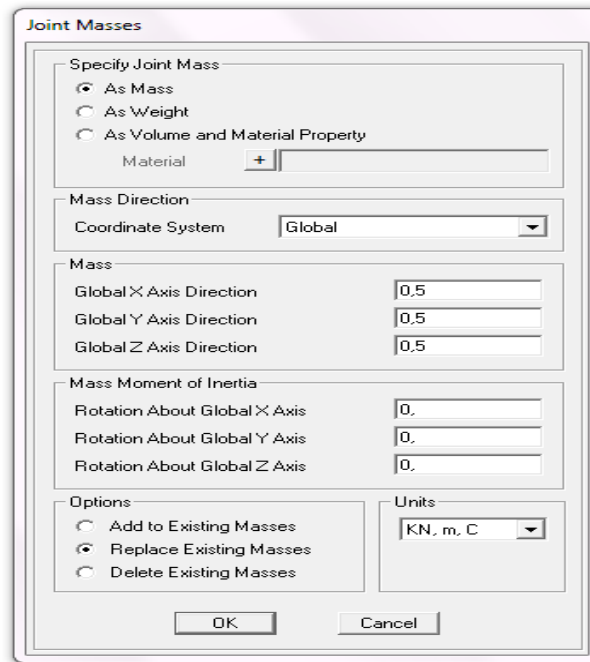
$$G_\beta = 2408.70375 + 0.2 \cdot 2223.9375 = 2853.49125 \text{KN} \quad (3.29)$$

Άρα το συνολικό πρόσθετο φορτίο στη γέφυρα είναι ίσο με:

$$G = G_\alpha + G_\beta = 5946.9825 \text{KN} \quad (3.30)$$

Το φορτίο αυτό διανέμεται στους 1218 κόμβους της ανωδομής. Επομένως κάθε κόμβος παραλαμβάνει πρόσθετο φορτίο ίσο με 4.89KN . Η ισοδύναμη μάζα η οποία κατανέμεται σε κάθε κόμβο λόγω λοιπών μόνιμων και κινητών φορτίων είναι ίση με $4.89/9.81 = 0.5 \text{KN} \cdot \text{s}^2/\text{m}$.

Η εισαγωγή των επιπρόσθετων μαζών στο πρόγραμμα γίνεται ως εξής: Επιλέγονται οι κόμβοι της ανωδομής και στη συνέχεια *Assign* => *Joint Masses* όπως φαίνεται στο σχήμα 3.14.



Σχήμα 3.14: Τρόπος εισαγωγής της πρόσθετης μάζας

Στη συνέχεια προσδιορίζονται οι βασικοί τύπων φορτίων. Από την επιλογή *Define=>Load Pattern* προστίθενται στον τύπο φορτίου λόγω ίδιου βάρους της κατασκευής τα εξής *Load Patterns* : *LOIPA MONIMA* με *Type DEAD* και *Self-Weight Multiplier 0* καθώς και *KINHHTA* με *Type Live* και *Self-Weight Multiplier 0*. Ο συντελεστής του βάρους τίθεται ίσος με 0 γιατί το βάρος και άρα η μάζα λόγω των λοιπών φορτίων υπολογίζεται και εφαρμόζεται απευθείας στους κόμβους.

Έπειτα εισάγονται τα κατακόρυφα πρόσθετα φορτία τα οποία εφαρμόζονται στους κόμβους της ανωδομής.

- Όσον αφορά τα λοιπά μόνιμα, όπως υπολογίστηκε παραπάνω $g'=2408.70375\text{KN}$ επομένως σε κάθε κόμβο της ανωδομής αντιστοιχεί πρόσθετο μόνιμο φορτίο:

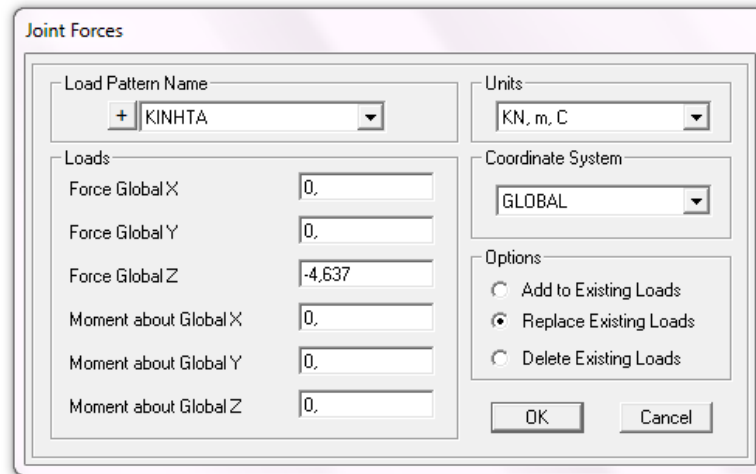
$$\frac{2408.70375 * 2}{1218} = 3.955\text{KN} \quad (3.31)$$

- Για το σύνολο των κινητών υπολογίστηκε $q=(3423.9375+2223.9375)=5647.875\text{KN}$, επομένως σε κάθε κόμβο της ανωδομής αντιστοιχεί πρόσθετο κινητό φορτίο:

$$\frac{5647.875}{1218} = 4.637\text{KN} \quad (3.32)$$

Με επιλογή όλων των κόμβων της ανωδομής, επιλέγεται *Assign=>Joint Loads=>Forces=>Load Pattern Name: LOIPA MONIMA=>Force Global Z:-3.955KN*. Το πρόσημο είναι αρνητικό γιατί τα θετικά του καθολικού άξονα Z είναι προς τα πάνω. Ομοίως με επιλογή κόμβων της ανωδομής, επιλέγεται *Assign=>Joint Loads=>Forces=>Load Pattern Name: KINHHTA=>Force Global Z: -4.637KN*. Στο σχήμα 3.15 φαίνεται ο τρόπος εισαγωγής των πρόσθετων κινητών φορτίων στους κόμβους της ανωδομής.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος



Σχήμα 3.15: Τρόπος εισαγωγής των πρόσθετων φορτίων στους κόμβους της ανωδομής

Τέλος ορίζεται ο τρόπος με τον οποίο το πρόγραμμα λαμβάνει τη μάζα της κατασκευής στις δυναμικές αναλύσεις. Έτσι επιλέγεται *Define=>Mass source=>From Elements and Additional Masses*.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

4 Σύνοψη Γεωτεχνικής Έκθεσης

4.1 Γενικά στοιχεία

Το υπέδαφος στην περιοχή της μελέτης έχει δημιουργηθεί από ποτάμιες αποθέσεις, αποτελείται δε από μεγάλο πάχους ρευστοποιήσιμα χαλαρά ιλυο-αμμώδη υλικά και αποθέσεις μαλακής αργίλου, χαρακτηρίζεται δε από μεγάλη ανομοιογένεια. Η στάθμη του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα ταυτίζεται πρακτικά με την επιφάνεια του εδάφους. Λόγω της σπουδαιότητας του έργου, αλλά και της διαπιστωθείσας ανομοιομορφίας του εδάφους, η γεωτεχνική διερεύνηση ήταν πραγματικά εκτεταμένη, αποτελούμενη από 8 γεωτρήσεις 40-50m βάθους και άλλες 8 στατικές πενετρομετρήσεις CPT 15-30m βάθους. Από αυτές τις έρευνες αξιολογήθηκαν οι ακόλουθες θέσεις:

- Θέση 1:Γεώτρηση ΓΠ8 και πενετρομετρήσεις Π5 και Π5', στην περιοχή των βάθρων Μ6 και Μ7 του Τεχνικού ΤΥ2.
- Θέση 2:Γεώτρηση ΝΓΠ3 και πενετρομέτρηση Π7, στην περιοχή των βάθρων Μ9 και Μ10 του τεχνικού ΤΥ2.

Οι παραπάνω θέσεις επελέγησαν γιατί αντιπροσωπεύουν δύο σχετικά ακραίες εδαφικές συνθήκες, όπου η σεισμική απόκριση του εδάφους και του Τεχνικού αναμένεται να είναι αρκετά διαφορετικές, και ενδέχεται να προκαλέσουν πρόσθετη ένταση στο φορέα. Συγκεκριμένα, η πρώτη θέση αντιστοιχεί στις αργιλικές κυρίως αποθέσεις, οι οποίες δεν θα ρευστοποιηθούν σε περίπτωση σεισμού, αντίθετα με τη δεύτερη θέση η οποία αντιστοιχεί σε μεγάλο πάχους ρευστοποιήσιμες ιλυο-αμμώδεις αποθέσεις. Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής αποφασίστηκε να θεωρηθεί ως υπέδαφος αυτό της θέσης 2, λόγω του υψηλού κινδύνου ρευστοποίησης.

Η στρωματογραφία του εδάφους για τη δεύτερη θέση διαμορφώνεται ως εξής:

- Στρώση 1(0m-28m): Ιλυώδης Άμμος και τοπικά ιλύες μη πλαστικές
- Στρώση 2 (28-31): Άργιλος χαμηλής πλαστιμότητας
- Στρώση 3 (31-34): Ιλυώδης Άμμος και τοπικά αργιλώδης άμμος χαμηλής πλαστιμότητας
- Στρώση 4(34-43): Άργιλος χαμηλής πλαστιμότητας
- Στρώση 5(43-50): Μη πλαστικές ιλύες και τοπικά καλά διαβαθμισμένη-ιλυώδης άμμο

Ο έλεγχος ρευστοποίησης έγινε σύμφωνα με την ψευδοστατική μέθοδο των Youd and Idriss(2001), με σκοπό να γίνει ο διαχωρισμός των εδαφικών στρώσεων σε «ρευστοποιήσιμες» και «μη-ρευστοποιήσιμες» (N.L.), καθώς και ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης. Κατά την ανάλυση, εξετάστηκαν δύο πιθανά σεισμικά σενάρια, ένα μεγέθους $M=6.7$ με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $PGA=0.22g$, και ένα μεγέθους $M=7$, με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $PGA=0.32g$. Από τα αποτελέσματα προέκυψε ότι:

- Στη θέση 2, τόσο για την περίπτωση σεισμικής δόνησης $M=6.7$ όσο και για την περίπτωση $M=7.0$, διαπιστώνεται υψηλός κίνδυνος εκτεταμένης ρευστοποίησης(από 0 έως 20m).

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Για τη μείωση του κινδύνου ρευστοποίησης και την αναβάθμιση των συνθηκών θεμελίωσης, θεωρήθηκε βελτίωση του υπεδάφους με κατασκευή χαλικοπασσάλων με χρήση της μεθόδου βαθιάς δονητικής συμπύκνωσης, ώστε να συμπυκνωθούν οι μεταξύ των χαλικοπασσάλων χαλαροί μη συνεκτικοί σχηματισμοί. Για την εξάλειψη του κινδύνου ρευστοποίησης προέκυψε τετραγωνικός κάρναβος χαλικοπασσάλων διαμέτρου $D=0.80\text{m}$, αξονικής απόστασης $S=1.60\text{m}$ και μήκους $L=24\text{m}$. Για μεγαλύτερα βάθη αυξάνεται σημαντικά ο αριθμός κρούσεων και επομένως δεν υπάρχει λόγος επέκτασης της βελτίωσης του εδάφους

4.2 Μηχανικά χαρακτηριστικά

Η εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών των στρωμάτων προέκυψε από αξιολόγηση εργαστηριακών δοκιμών και επιτόπου δοκιμών SPT στις θέσεις των γεωτρήσεων. Για βάθη όπου ο αριθμός κρούσεων N_{SPT} ήταν μεγαλύτερος από 100 έγινε γραμμική αναγωγή για διεύθυνση 30 cm.

4.2.1 Γωνία τριβής μη συνεκτικών στρώσεων

Χρησιμοποιήθηκε η εμπειρική σχέση του Dunham:

$$\varphi = \sqrt{12N_{1,60}} + 25 \quad (4.1)$$

όπου:

$N_{1,60}$: διορθωμένος αριθμός κρούσεων ο οποίος υπολογίζεται με βάση τον αριθμό κρούσεων N_{SPT} σύμφωνα με τη σχέση:

$$N_{1,60} = N_{SPT} C_N \frac{ER_m}{60} \quad (4.2)$$

όπου:

C_N : διορθωτικός συντελεστής λόγω τάσεως υπερκείμενων γαιών και λαμβάνεται από τη σχέση

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}}\right)^{0.5} \quad (4.3)$$

όπου:

P_a : ατμοσφαιρική πίεση

$(ER_m)/60$: διορθωτικός συντελεστής λόγω ενέργειας κρούσεως ο οποίος εξαρτάται από τον τρόπο εκτέλεσης της δοκιμής SPT. Στην παρούσα εφαρμογή θεωρήθηκε ίσος με τη μονάδα.

Η επίδραση του ποσοστού ιλύος λήφθηκε υπόψη μετατρέποντας το διορθωμένο αριθμό κρούσεων $N_{1,60}$, σε ισοδύναμο αριθμό κρούσεων για καθαρή άμμο σύμφωνα με την εξίσωση:

$$(N_{1,60})_{cs} = \alpha + \beta(N_{1,60}) \quad (4.4)$$

όπου:

α και β συντελεστές εξαρτημένοι εμπειρικά από το ποσοστό ιλύος (FC) και υπολογίζονται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\alpha=0, \text{ όταν } FC \leq 5\% \quad (4.5)$$

$$\alpha = \exp\left[1.76 - \left(\frac{190}{FC^2}\right)\right], \text{ όταν } 5\% \leq FC \leq 35\% \quad (4.6)$$

$$\alpha=5, \text{ όταν } FC \geq 35\% \quad (4.7)$$

$$\beta=1, \text{ όταν } FC \leq 5\% \quad (4.8)$$

$$\beta = \left[0.99 + \left(\frac{FC^{1.5}}{1000}\right)\right], \text{ όταν } 5\% \leq FC \leq 35\% \quad (4.9)$$

$$\beta=1.2, \text{ όταν } FC \geq 35\% \quad (4.10)$$

Για την περίπτωση βελτίωσης του εδάφους εκτιμήθηκε η γωνία τριβής φ^* λαμβάνοντας υπόψη τον αυξημένο αριθμό κρούσεων SPT. Στη συνέχεια η τιμή αυτή απομειώθηκε, με βάση τη μέγιστη τιμή του λόγου υπερπιέσεων πόρων $r_{u,max}$ έτσι ώστε να ληφθεί υπόψη η ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων και η απομείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους. Η τελική τιμή της γωνίας τριβής, φ_{eq} , υπολογίστηκε από τη σχέση:

$$\tan \varphi_{eq} = (1 - r_{u,max}) \tan \varphi^* \quad (4.11)$$

όπου:

$$r_{u,max} = 0.30$$

4.2.2 Αστράγγιστη διατμητική αντοχή συνεκτικών στρώσεων

Χρησιμοποιήθηκε η εμπειρική σχέση του Sowers (1979) για ιλεις και αργίλους χαμηλής πλαστιμότητας:

$$c_u = 3.75 N_{SPT} \quad (4.12)$$

Σύμφωνα με τις παραπάνω εμπειρικές σχέσεις πραγματοποιήθηκε ο υπολογισμός των μηχανικών χαρακτηριστικών του εδάφους. Τα αποτελέσματα παρατίθενται αναλυτικά στον πίνακα 4.1 για την περίπτωση εδάφους υπό βελτίωση και στον πίνακα 4.2 για την περίπτωση εδάφους υπό ρευστοποίηση. Για τις περιπτώσεις που ο έλεγχος κατέδειξε σημαντικό κίνδυνο ρευστοποίησης οι τιμές της παραμένουσας γωνίας τριβής δίδονται σε παρένθεση δίπλα στις τιμές για το μη ρευστοποιημένο έδαφος.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Πίνακας 4.1: Εκτίμηση μηχανικών χαρακτηριστικών στη Θέση 2 (Φυσικό έδαφος)

Βάθος (m)	Σχετική πυκνότητα Dr(%)	Γωνία τριβής φ°	Αστράγγιστη διατμητική αντοχή c _u (kPa)	Μέτρο συμπίεσης E _s (MPa)
0-24	60	31(6)	-	6
24-28	95	40	-	25
28-31	-	-	120	30
31-34	95	40	-	30
34-43	-	-	250	55
43-50	95	42	-	38

Πίνακας 4.2: Εκτίμηση μηχανικών χαρακτηριστικών στη Θέση 2 (Βελτιωμένο έδαφος)

Βάθος (m)	Σχετική πυκνότητα Dr(%)	Γωνία τριβής φ°	Αστράγγιστη διατμητική αντοχή c _u (kPa)	Μέτρο συμπίεσης E _s (MPa)
0-24	85	34	-	20
24-28	95	37	-	25
28-31	-	-	120	30
31-34	95	42	-	30
34-43	-	-	250	55
43-50	95	42	-	38

4.3 Οριζόντιες ελατηριακές σταθερές

Με βάση τα χαρακτηριστικά αυτά γίνεται η εκτίμηση των οριζόντιων ελατηριακών σταθερών που είναι απαραίτητες για τη διαστασιολόγηση των πασσάλων λόγω οριζόντιας στατικής και σεισμικής φόρτισης μέσω της μεθόδου ελαστικής δοκού επί ελατηριωτού εδάφους Winkler. Στην εν λόγω μεθοδολογία, ο πάσσαλος διακριτοποιείται σε πεπερασμένα τμήματα μήκους L, στο μέσο των οποίων προσαρμόζονται οριζόντια ελατήρια για την προσομοίωση των εδαφικών αντιδράσεων. Η δύναμη των ελατηρίων υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F = k_h B L y \quad (4.13)$$

όπου:

F: Δύναμη ελατηρίου-εδαφική αντίδραση

k_h: Οριζόντια Ελατηριακή Σταθερά

B: Διάμετρος Πασσάλου

L: Μήκος πεπερασμένου τμήματος πασσάλου

Κατά DIN1054, οι τιμές των οριζόντιων ελατηριακών σταθερών για πάσσαλο με διάμετρο μεγαλύτερο από 1m(όπως στην περίπτωση μας) και για περίπτωση στατικής φόρτισης υπολογίζεται από τη σχέση :

$$k_h = E_s \quad (4.14)$$

όπου:

E_s : το μέτρο συμπίεσης του εδάφους

Στην περίπτωση δυναμικής φόρτισης οι ανωτέρω τιμές θα πρέπει να αυξηθούν λόγω μικρότερου εύρους επιβαλλόμενων παραμορφώσεων, ωστόσο στην παρούσα μελέτη θεωρήθηκε συντηρητικά ότι οι τιμές του συντελεστή k_h παραμένουν σταθερές. Επίσης για την περίπτωση ρευστοποίησης, οι ελατηριακές τιμές που προκύπτουν δεν χρειάζονται απομείωση σύμφωνα με τον Ιαπωνικό κανονισμό Γεφυρών (JRA, 2002), βάσει των τιμών του συντελεστή ασφαλείας του βελτιωμένου εδάφους.

Οι τιμές των δεικτών εδάφους για το φυσικό έδαφος υπό ρευστοποίηση και το βελτιωμένο έδαφος συνοψίζονται παρακάτω τόσο για στατική όσο και για δυναμική φόρτιση.

Πίνακας 4.3: Σταθερά k_h (MPa/m) οριζόντιων εδαφικών ελατηρίων για τη Θέση 2 (Φυσικό έδαφος με ρευστοποίηση)

Βάθος (m)	Στατική Φόρτιση	Δυναμική Φόρτιση
0-10	6	2
10-20	6	4
20-24	6	5
24-28	25	25
28-31	30	30
31-34	30	30
34-43	55	55
43-50	38	38

Πίνακας 4.4: Σταθερά k_h (MPa/m) οριζόντιων εδαφικών ελατηρίων για τη Θέση 2 (Βελτιωμένο έδαφος)

Βάθος (m)	Στατική Φόρτιση	Δυναμική Φόρτιση
0-24	20	20
24-28	25	25
28-31	30	30
31-34	30	30
34-43	55	55

Ωστόσο σύμφωνα με τον κανονισμό DIN1054 οι παραπάνω τιμές της οριζόντιας ελατηριακής σταθεράς πρέπει να απομειωθούν για την περίπτωση ομάδας πασσάλων σύμφωνα με τις σχέσεις (4.15) και (4.16):

$$k_{h,i} = \alpha_i^{1.33} k_h \quad , \text{για } l/L \geq 4 \quad (4.15)$$

$$k_{h,i} = \alpha_i k_h \quad , \text{για } l/L \leq 2 \quad (4.16)$$

όπου:

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

I: το μήκος του πασσάλου

L: το ελαστικό μήκος υπολογισμένο ως εξής

$$L = \left(\frac{EI}{k_h B} \right)^{0.25} \quad (4.17)$$

όπου:

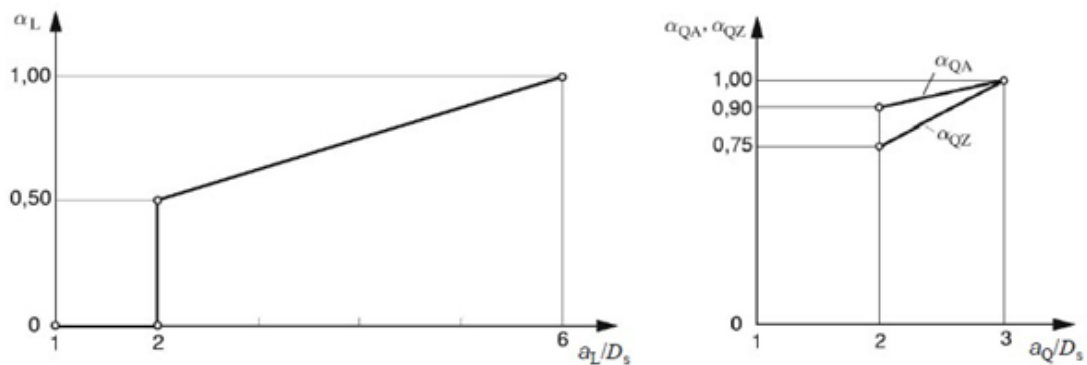
EI: η καμπτική δυσκαμψία

B: η διάμετρος του πασσάλου

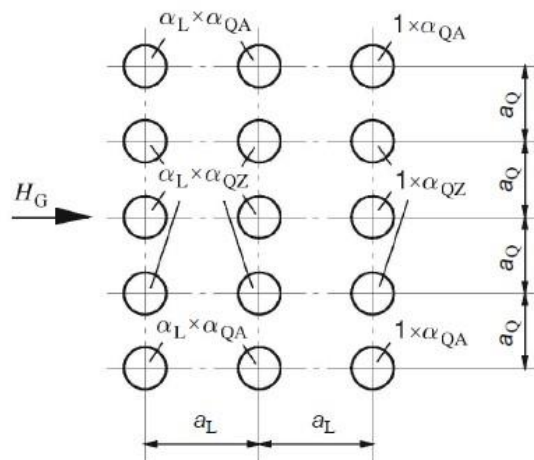
Για ενδιάμεσες τιμές του λόγου I/L οι τιμές της απομειωμένης σταθεράς μπορούν να υπολογιστούν με γραμμική παρεμβολή. Ο συντελεστής α_i δίνεται από τη σχέση:

$$\alpha_i = \alpha_L \alpha_Q \quad (4.18)$$

όπου οι συντελεστές α_L και α_Q εξαρτώνται από τις αποστάσεις a_L και a_Q μεταξύ των πασσάλων στην παράλληλη και στην εγκάρσια διεύθυνση σε σχέση με τη φορά φόρτισης, καθώς και τη θέση του πασσάλου στην ομάδα. Οι τιμές των α_L και α_Q υπολογίζονται σύμφωνα με το σχήμα 4.1 και εφαρμόζονται σε κάθε πάσσαλο σύμφωνα με το σχήμα 4.2.



Σχήμα 4.1: Υπολογισμός συντελεστών α_L και α_Q για την απομείωση της οριζόντιας ελατηριακής σταθεράς σύμφωνα με το DIN1054.



Σχήμα 4.2: Απομειωτικός συντελεστής α_i ως συνάρτηση της διεύθυνσης της φόρτισης και της θέσης του πασσάλου εντός της ομάδας.

4.3.1 Υπολογισμός απομειωτικών συντελεστών α_i

Για φορά φόρτισης κατά Χ, η απόσταση των πασσάλων για διεύθυνση παράλληλη με τη φορά φόρτισης είναι $a_L=4.5m$ και η απόσταση των πασσάλων για διεύθυνση εγκάρσια στη φορά φόρτισης είναι $a_Q=3.75m$. Από τα διαγράμματα έχουμε:

- Για $a_L/D_s=4.5/1.2=3.75$, $\alpha_L=0.5+(3.75-2)*(1-0.5)/(6-2)=0.71875$
- Για $a_Q/D_s=3.75/1.2= 3.125$, $\alpha_{QA}=\alpha_{QZ}=1$.

Επομένως για τους ακραίους πασσάλους κατά Χ δεν εφαρμόζεται συντελεστής απομείωσης, ενώ για τους εσωτερικούς πασσάλους κατά Χ προκύπτει $\alpha_i=0.71875$.

Ομοίως, για φορά φόρτισης κατά Υ, η απόσταση των πασσάλων για διεύθυνση παράλληλη με τη φορά φόρτισης είναι $a_L=3.75m$ και η απόσταση των πασσάλων για διεύθυνση εγκάρσια στη φορά φόρτισης είναι $a_Q=4.5m$. Από τα διαγράμματα έχουμε:

- Για $a_L/D_s=3.75/1.2=3.125$, $\alpha_L=0.5+(3.125-2)*(1-0.5)/(6-2)=0.640625$
- Για $a_Q/D_s=4.5/1.2= 3.75$, $\alpha_{QA}=\alpha_{QZ}=1$.

Επομένως για τους ακραίους πασσάλους κατά Υ δεν εφαρμόζεται συντελεστής απομείωσης, ενώ για τους εσωτερικούς πασσάλους κατά Υ προκύπτει $\alpha_i=0.640625$.

Με βάση τα παραπάνω γίνεται η απομείωση των οριζόντιων ελατηριακών σταθερών και τα αποτελέσματα παρατίθενται σε πίνακες, τόσο για την περίπτωση του φυσικού εδάφους υπό ρευστοποίηση όσο και για την περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους. Αρχικά για την περίπτωση του φυσικού εδάφους υπό ρευστοποίηση:

- Για κύρια φόρτιση κατά Χ οι τιμές των δεικτών του εδάφους διαμορφώνονται ως εξής:

Πίνακας 4.5: Σταθερά k_{hx} (kPa/m) οριζόντιων εδαφικών ελατηρίων για τη Θέση 2 (Φυσικό έδαφος υπό ρευστοποίηση)

Βάθος (m)	Ελαστικό μήκος L	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
		k_h (kPa/m)	k_h (kPa/m)
0-10	5.92	2000	1289
10-20	4.98	4000	2578
20-24	4.71	5000	3223
24-28	3.15	25000	16113
28-31	3.01	30000	19336
31-34	3.01	30000	19336
34-43	2.59	55000	35450
43-50	2.84	38000	24492

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

- Για κύρια φόρτιση κατά Υ οι τιμές των δεικτών του εδάφους διαμορφώνονται ως εξής:

Πίνακας 4.6: Σταθερά k_{hy} (kPa/m) οριζόντιων εδαφικών ελατηρίων για τη Θέση 2 (Φυσικό έδαφος υπό ρευστοποίηση)

Βάθος (m)	Ελαστικό μήκος L	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
		k_h (kPa/m)	k_h (kPa/m)
0-10	5.92	2000	1105
10-20	4.98	4000	2211
20-24	4.71	5000	2763
24-28	3.15	25000	13816
28-31	3.01	30000	16579
31-34	3.01	30000	16579
34-43	2.59	55000	30395
43-50	2.84	38000	21000

Αντίστοιχα για την περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους:

- Για κύρια φόρτιση κατά Χ οι τιμές των δεικτών του εδάφους διαμορφώνονται ως εξής:

Πίνακας 4.7: Σταθερά k_{hx} (kPa/m) οριζόντιων εδαφικών ελατηρίων για τη Θέση 2 (Βελτιωμένο έδαφος)

Βάθος (m)	Ελαστικό μήκος L	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
		k_h (kPa/m)	k_h (kPa/m)
0-24	3.33	20000	12891
24-28	3.15	25000	16113
28-31	3.01	30000	19336
31-34	3.01	30000	19336
34-43	2.59	55000	35450
43-50	2.84	38000	24492

- Για κύρια φόρτιση κατά Υ οι τιμές των δεικτών του εδάφους διαμορφώνονται ως εξής:

Πίνακας 4.8: Σταθερά k_{hy} (kPa/m) οριζόντιων εδαφικών ελατηρίων για τη Θέση 2 (Βελτιωμένο έδαφος)

Βάθος (m)	Ελαστικό μήκος L	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
		k_h (kPa/m)	k_h (kPa/m)
0-24	3.33	20000	11053
24-28	3.15	25000	13816
28-31	3.01	30000	16579
31-34	3.01	30000	16579
34-43	2.59	55000	30395
43-50	2.84	38000	21000

4.4 Σταθερά κατακόρυφου ελατηρίου αιχμής

Η εκτίμηση της σταθεράς του ελατηρίου αιχμής, που εφαρμόζεται στην αιχμή του πασσάλου, πραγματοποιήθηκε μέσω της ακόλουθης σχέσης για τον υπολογισμό καθίζησης μεμονωμένου πασσάλου:

$$\rho = \frac{Q}{E_{εδ.} \cdot L} I \quad (4.19)$$

όπου:

ρ : η καθίζηση του πασσάλου

Q: το φορτίο επί του πασσάλου

$E_{εδ.}$: το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους

Ο συντελεστής I δίνεται από τη σχέση:

$$I = I_p R_h R_y \quad (4.20)$$

όπου:

I_p : Συντελεστής επιρροής για την περίπτωση συμπίεστου πασσάλου

R_h : Διορθωτικός συντελεστής λόγω παρουσίας «ασυμπίεστου» εδάφους σε πεπερασμένο βάθος

R_y : Διορθωτικός συντελεστής για την περίπτωση λόγου Poisson διάφορου του $\nu = 0.5$.

Ο συντελεστής I_p υπολογίζεται συναρτήσει του λόγου L/d όπου L το μήκος και d η διάμετρος του πασσάλου, καθώς και του λόγου $K = E_p/E_{εδ.}$, όπου E_p το μέτρο ελαστικότητας του πασσάλου. Οι υπόλοιποι όροι αγνοήθηκαν καθώς καμία από τις δύο γεωτρήσεις δεν υπέδειξε παρουσία άκαμπτων σχηματισμών, ενώ η συνεχής εναλλαγή συνεκτικών και μη συνεκτικών στρώσεων οδηγεί σε τιμές του λόγου Poisson μεταξύ 0.45-0.5. Τελικά, η σταθερά του ελατηρίου αιχμής λήφθηκε ίση με:

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

$$K_v = \frac{Q}{\rho} = \frac{E_{εδ} \cdot L}{I_p} \quad (4.21)$$

Στους πίνακες 4.9 και 4.10 φαίνονται οι τιμές της σταθεράς του κατακόρυφου ελατηρίου K_v που υπολογίστηκαν τόσο για το φυσικό έδαφος υπό ρευστοποίηση όσο και για το βελτιωμένο έδαφος για διάφορα μήκη και διαμέτρους πασσάλων.

Πίνακας 4.9: Σταθερά κατακόρυφων K_v εδαφικών ελατηρίων για τη θέση 2 (Φυσικό έδαφος υπό ρευστοποίηση)

L (m)	K_v (MN/m)			
	D=80cm	100	120	150
15	37	40	42	44
20	44	48	51	55
25	58	61	65	71
30	96	104	109	119
35	138	151	162	174

Πίνακας 4.10: Σταθερά κατακόρυφων K_v εδαφικών ελατηρίων για τη θέση 2 (Βελτιωμένο έδαφος)

L (m)	K_v (MN/m)			
	D=80cm	100	120	150
15	115	124	132	140
20	137	150	160	172
25	161	178	191	208
30	194	210	224	246
35	226	251	271	295

Για την περίπτωση ομάδας πασσάλων η καθίζηση είναι σημαντικά μεγαλύτερη σε σχέση με αυτή του μεμονωμένου πασσάλου. Η αύξηση αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι κάθε πάσσαλος στην ομάδα μετακινείται τόσο λόγω του φορτίου που φέρει όσο και λόγω της μετακίνησης των γειτονικών πασσάλων. Για να ληφθούν τα παραπάνω φαινόμενα αλληλεπίδρασης στην ανάλυση, η κατακόρυφη σταθερά του ελατηρίου που εφαρμόζεται στην αιχμή του πασσάλου πρέπει να απομειωθεί σύμφωνα με τη σχέση:

$$K_{v,g} = \frac{K_{v,i}}{R_s} \quad (4.22)$$

όπου:

$K_{v,g}$: κατακόρυφη ελατηριακή σταθερά μεμονωμένου πασσάλου

$K_{v,i}$: κατακόρυφη ελατηριακή σταθερά για πάσσαλο εντός ομάδας

R_s : συντελεστής απομείωσης.

Κεφάλαιο 4: Σύνοψη Γεωτεχνικής Έκθεσης

Σύμφωνα με τους Poulos & Davis(1974) ο συντελεστής R_s διαφοροποιείται για πασσάλους τριβής και πασσάλους αιχμής. Ωστόσο όπως αναλύεται στο κεφάλαιο 6 το μεγαλύτερο ποσοστό της αντίστασης οφείλεται σε τριβή του παρακείμενου εδάφους. Ως εκ τούτου, χρησιμοποιείται συντηρητικά ο συντελεστής R_s που αφορά αιωρούμενους πασσάλους. Η χρήση του πίνακα 4.11 προϋποθέτει την εκτίμηση των εξής μεγεθών:

- Λόγος μήκους πασσάλου προς διάμετρο, L/B
- Λόγος αξονικής απόστασης προς διάμετρο, e/B . Θεωρείται μία μέση τιμή της εγκάρσιας και διαμήκους αξονικής απόστασης.
- Συντελεστής ακαμψίας πασσάλου, $K=E_p/E$, όπου E_p και E το μέτρο ελαστικότητας του πασσάλου και του εδάφους αντίστοιχα. Για κατηγορία σκυροδέματος C20/25 το μέτρο ελαστικότητας του πασσάλου είναι $E_p=29\text{GPa}=29000\text{MPa}$. Για θεώρηση αιχμής του πασσάλου σε βάθος 28-34m, το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους είναι $E=30\text{MPa}$. Συνεπώς ο σχετικός λόγος μπορεί να θεωρηθεί ίσος με 1000.
- Αριθμός n πασσάλων στην ομάδα (τετραγωνική διάταξη). Στην περίπτωση μας που η διάταξη των πασσάλων είναι 3*4 λαμβάνεται μία μέση τιμή των τετραγωνικών διατάξεων 3*3 και 4*4.

Πίνακας 4.11: Τιμές του συντελεστή R_s για την περίπτωση ομάδας αιωρούμενων πασσάλων κατά Poulos&Davis(1974)

Λόγος μή- κους προς διάμετρο L/B	Λόγος αξ. αποστάσεως προς διάμ. e/B	ΛΟΓΟΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ R_s ΑΡΙΘΜΟΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΣΤΗΝ ΟΜΑΔΑ, n															
		4				9				16				25			
		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥ K															
		10	100	1000	∞	10	100	1000	∞	10	100	1000	∞	10	100	1000	∞
10	2	1.83	2.25	2.54	2.62	2.78	3.80	4.42	4.48	3.76	5.49	6.40	6.53	4.75	7.20	8.48	8.68
	5	1.40	1.73	1.88	1.90	1.83	2.49	2.82	2.85	2.26	3.25	3.74	3.82	2.68	3.98	4.70	4.75
	10	1.21	1.39	1.48	1.50	1.42	1.76	1.97	1.99	1.63	2.14	2.46	2.46	1.85	2.53	2.95	2.95
25	2	1.99	2.14	2.65	2.87	3.01	3.64	4.84	5.29	4.22	5.38	7.44	8.10	5.40	7.25	10.28	11.25
	5	1.47	1.74	2.09	2.19	1.98	2.61	3.48	3.74	2.46	3.54	4.96	5.34	2.95	4.48	6.50	7.03
	10	1.25	1.46	1.74	1.78	1.49	1.95	2.57	2.73	1.74	2.46	3.42	3.63	1.98	2.98	4.28	4.50
100	2	2.56	2.31	2.26	3.16	4.43	4.05	4.11	6.15	6.42	6.14	6.50	9.92	8.48	8.40	9.25	14.35
	5	1.88	1.88	2.01	2.64	2.80	2.94	3.38	4.87	3.74	4.05	4.98	7.54	4.68	5.18	6.75	10.55
	10	1.47	1.56	1.76	2.28	1.95	2.17	2.73	3.93	2.45	2.80	3.81	5.82	2.95	3.48	5.00	7.88

4.5 Φάσματα σχεδιασμού φυσικού εδάφους

Σύμφωνα με τη γεωτεχνική μελέτη η σεισμική απόκριση του φυσικού εδάφους στις θέσεις των γεωτρήσεων υπολογίστηκε υποθέτοντας ότι η σεισμική διέγερση μπορεί να προσομοιωθεί ως ένα σύνολο οριζόντια πολωμένων διαμηθικών κυμάτων, που μεταδίδονται κατακόρυφα, από το σεισμικό υπόβαθρο προς την επιφάνεια του εδάφους. Ως σεισμικό υπόβαθρο ορίζεται το δύσκαμπτο ελαστικό μέσο επί του οποίου επικάθονται οι σχετικά πιο μαλακές αποθέσεις του εδάφους, και μέσω του οποίου μεταδίδονται τα σεισμικά κύματα πριν από την άφιξη τους στην ελεύθερη επιφάνεια. Από τα δεδομένα των γεωτρήσεων προκύπτει πως στη θέση 2 ο αριθμός κρούσεων SPT, και επομένως η δυσκαμψία του εδάφους αυξάνεται σημαντικά στα 22-24m βάθος.

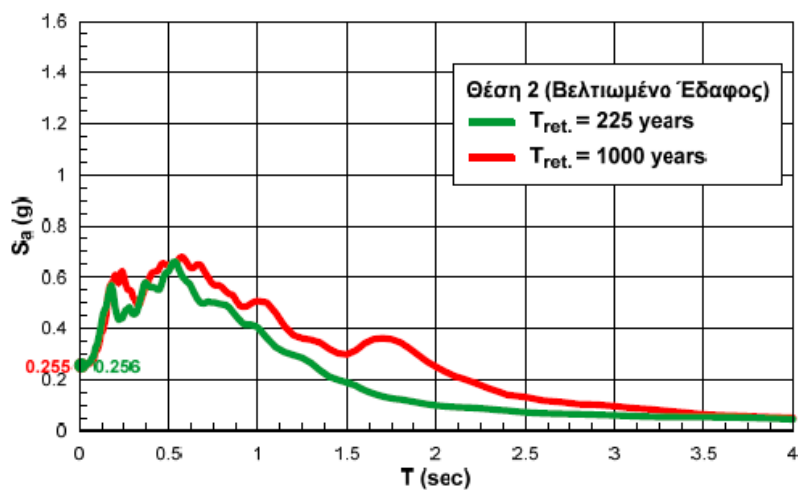
Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Για την εκτίμηση των φασμάτων σχεδιασμού του φυσικού εδάφους χρησιμοποιήθηκαν 2 σεισμικά σενάρια.

- Σενάριο 1: Περίοδος επαναφοράς: T_{ret} :225έτη
Μέγεθος σεισμού: $M=6.7$
Μέγιστη επιτάχυνση στο αναδυόμενο βραχώδες υπόβαθρο:
 PGA_b : 0.22g
- Σενάριο 2: Περίοδος επαναφοράς: T_{ret} :1000έτη
Μέγεθος σεισμού: $M=7.0$
Μέγιστη επιτάχυνση στο αναδυόμενο βραχώδες υπόβαθρο:
 PGA_b : 0.32g

Για κάθε ένα από τα δύο αυτά σενάρια επελέγησαν 7 χρονοϊστορίες σεισμικών διεγέρσεων έτσι ώστε το προκύπτον μέσο φάσμα απόκρισης να συμφωνεί με το αντίστοιχο που προβλέπεται από τον EC8, για έδαφος κατηγορίας B και μέγιστη επιτάχυνση PGA_b :0.22g και PGA_b :0.32g. Με βάση τα αποτελέσματα που προέκυψαν προτάθηκε:

- Αρχικά ο σχεδιασμός να γίνει για την περίπτωση του εδάφους υπό βελτίωση και σύμφωνα με το δεύτερο σεισμικό σενάριο. Όπως προκύπτει από το φάσμα επιτάχυνσης στην επιφάνεια του εδάφους, η εδαφική επιτάχυνση για το δεύτερο σεισμικό σενάριο είναι 0.255g. Επιπλέον το φάσμα στην επιφάνεια του εδάφους μπορεί να προσεγγιστεί από το αντίστοιχο της κατηγορίας D του EC-8 με εδαφικό συντελεστή $S=0.8$.



Σχήμα 4.3: Φάσμα επιτάχυνσης στην επιφάνεια του εδάφους υπό βελτίωση για την περίπτωση των δύο σεισμικών σεναρίων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

5 Προσομοίωση του εδάφους στο SAP2000

5.1 Μοντέλο με τη θεώρηση εδάφους υπό βελτίωση

5.1.1 Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων για το έδαφος υπό βελτίωση

Όπως προαναφέρθηκε αρχικά αποφασίστηκε η διαστασιολόγηση να πραγματοποιηθεί για την περίπτωση του εδάφους υπό βελτίωση. Κάθε πάσσαλος διαιρείται σε πεπερασμένα τμήματα μήκους 1m. Σε κάθε κόμβο των πεπερασμένων τμημάτων τοποθετείται ένα γραμμικό ελατήριο με σταθερά ελατηρίου K η οποία είναι ίση με:

$$K = k_h B L \quad (5.1)$$

όπου:

k_h : είναι η σταθερά των οριζόντιων εδαφικών ελατηρίων όπως προέκυψε από τη γεωτεχνική μελέτη

B: διάμετρος του πασσάλου (m)

L: μήκος επιρροής κάθε ελατηρίου (ίσο με 1m για όλα τα ελατήρια εκτός από το πρώτο και το τελευταίο που έχουν εύρος επιρροής 0.5m)

Για την περίπτωση κόμβων που βρίσκονται στη διεπιφάνεια δύο διαδοχικών στρωμάτων, αν k_{h1} και k_{h2} είναι οι σταθερές των οριζόντιων εδαφικών ελατηρίων των στρωμάτων, l_1 και l_2 είναι το εύρος επιρροής του ελατηρίου στα αντίστοιχα στρώματα τότε η σταθερά ελατηρίου K είναι ίση με:

$$K = k_{h1} l_1 + k_{h2} l_2 \quad (5.2)$$

όπου:

$$l_1 + l_2 = 1m$$

Για να γίνει σωστά η τοποθέτηση των ελατηρίων λαμβάνουμε υπόψη ότι τα βάθη που προέκυψαν από τη γεωτεχνική μελέτη έχουν αφετηρία το φυσικό έδαφος και όχι τη θέση της κεφαλής των πασσάλων. Επομένως θα πρέπει να γίνει εκ νέου υπολογισμός της σταθερά K με αφετηρία την κεφαλή των πασσάλων. Επιπλέον όπως αναφέρθηκε, η γεωτεχνική μελέτη βασίστηκε στα αποτελέσματα γεωτρήσεων που πραγματοποιήθηκαν στα μεσόβαθρα M9, M10 και όχι στα ακρόβαθρα. Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής θα θεωρηθεί ότι τόσο η στρωματογραφία όσο και η θέση των πασσάλων σε σχέση με το φυσικό έδαφος είναι ίδια στην περιοχή του μεσόβαθρου και των ακρόβαθρων. Τέλος όπως υπολογίζεται στο κεφάλαιο 6 το απαιτούμενο μήκος των πασσάλων στην περιοχή του μεσόβαθρου είναι 30m και στην περιοχή των ακρόβαθρων 25m.

Με βάση τα παραπάνω γίνεται ο υπολογισμός των σταθερών K, ο οποίος παρατίθεται παρακάτω. Από τα σχέδια της προμελέτης στα μεσόβαθρα M9, M10 προκύπτει ότι η κεφαλή του πασσάλου βρίσκεται σε βάθος 3m από το φυσικό έδαφος.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

5.1.1.1 Μεσόβαθρο

- Οι σταθερές οριζόντιων ελατηρίων K για κύρια φόρτιση κατά X φαίνονται στον πίνακα 5.1.

Πίνακας 5.1: Σταθερές K_x ελατηρίων μεσόβαθρου (Βελτιωμένο έδαφος)

Βάθος (m)	h' (m)	L	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
			k_h (kPa/m)	k_h (kPa/m)	K (KN/m)	K (KN/m)
3	0	3.33	20000	12891	12000	7734
4-24	1-21	3.33	20000	12891	24000	15469
24-28	21-25	3.15	25000	16113	30000	19336
28-31	25-28	3.01	30000	19336	36000	23203
31-32	28-29	3.01	30000	19336	36000	23203
33	30	3.01	30000	19336	18000	11602

όπου:

h' : : το βάθος με αφετηρία την κεφαλή του πασσάλου

- Οι σταθερές οριζόντιων ελατηρίων K στα σημεία διεπιφάνειας των διαδοχικών στρωμάτων, για κύρια φόρτιση κατά X φαίνονται στον πίνακα 5.2.

Πίνακας 5.2: Σταθερές K_x ελατηρίων μεσόβαθρου στα σημεία διεπιφάνειας διαδοχικών στρωμάτων (Βελτιωμένο έδαφος)

Βάθος (m)	Ακραίοι πάσσαλοι		Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι		Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
	k_{h1} (kPa/m)	k_{h2} (kPa/m)	K (KN/m)	k_{h1} (kPa/m)	k_{h2} (kPa/m)	K (KN/m)
24	20000	25000	27000	12891	16113	17403
28	25000	30000	33000	16113	19336	21270
31	30000	30000	36000	19336	19336	23203

- Ομοίως για κύρια φόρτιση κατά Y επαναλαμβάνεται η ίδια διαδικασία. Οι σταθερές οριζόντιων ελατηρίων K για κύρια φόρτιση κατά Y φαίνονται στον πίνακα 5.3.

Πίνακας 5.3: Σταθερές K_y ελατηρίων μεσόβαθρου (Βελτιωμένο έδαφος)

Βάθος (m)	h' (m)	L	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
			k_h (kPa/m)	k_h (kPa/m)	K (KN/m)	K (KN/m)
3	0	3.33	20000	11053	12000	6632
4-24	1-21	3.33	20000	11053	24000	13263
24-28	21-25	3.15	25000	13816	30000	16579
28-31	25-28	3.01	30000	16579	36000	19895
31-32	28-29	3.01	30000	16579	36000	19895
33	30	3.01	30000	16579	18000	9948

Κεφάλαιο 5: Προσομοίωση του εδάφους στο SAP2000

- Οι σταθερές οριζόντιων ελατηρίων K στα σημεία διεπιφάνειας των διαδοχικών στρωμάτων, για κύρια φόρτιση κατά Y φαίνονται στον πίνακα 5.4.

Πίνακας 5.4: Σταθερές K_y ελατηρίων μεσόβαθρου στα σημεία διεπιφάνειας διαδοχικών στρωμάτων (Βελτιωμένο έδαφος)

Βάθος (m)	Ακραίοι πάσσαλοι		Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι		Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
	k_{h1} (kPa/m)	k_{h2} (kPa/m)	K (KN/m)	k_{h1} (kPa/m)	k_{h2} (kPa/m)	K (KN/m)
24	20000	25000	27000	11053	13816	14921
28	25000	30000	33000	13816	16579	18237
31	30000	30000	36000	16579	16579	19895

Για τη στήριξη του μεμονωμένου πασσάλου στο έδαφος ισχύει $K_v=224.000\text{KN/m}$ για μήκος πασσάλου $L_b=30\text{m}$ και διάμετρο $B=1.20\text{m}$. Για την απομείωση στην κατακόρυφη ελατηριακή σταθερά λόγω ύπαρξης της ομάδας πασσάλων εφαρμόζεται η μέθοδος Ρουίος & Davis όπως αυτή προτάθηκε. Στον πίνακα 5.5 συνοψίζεται η απομείωση στην κατακόρυφη ελατηριακή σταθερά.

Πίνακας 5.5: Συντελεστής μείωσης της κατακόρυφης ελατηριακής σταθεράς λόγω ύπαρξης ομάδας πασσάλων στην περιοχή του μεσόβαθρου

R_s							
$L/B=25$	n=9		n=16		n=9	n=16	n=12
	s/B=2	s/B=5	s/B=2	s/B=5	s/B=3.438	s/B=3.438	s/B=3.438
	4.84	3.48	7.44	4.96	4.19	6.25	5.07

Όπως προκύπτει από τον παραπάνω πίνακα η διορθωμένη τιμή του ελατηρίου που εφαρμόζεται στην αιχμή των πασσάλων είναι ίση με $K_v'=44159\text{KN/m}$.

5.1.1.2 Ακρόβαθρα

- Οι σταθερές οριζόντιων ελατηρίων K για κύρια φόρτιση κατά X φαίνονται στον πίνακα 5.6.

Πίνακας 5.6: Σταθερές K_x ελατηρίων ακρόβαθρων (Βελτιωμένο έδαφος)

Βάθος (m)	h' (m)	L	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
			k_h (kPa/m)	k_h (kPa/m)	K (KN/m)	K (KN/m)
3	0	3.33	20000	12891	12000	7734
4-24	1-21	3.33	20000	12891	24000	15469
24-27	21-24	3.15	25000	16113	30000	19336
28	25	3.01	30000	16113	15000	9668

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

- Οι σταθερές οριζόντιων ελατηρίων K στα σημεία διεπιφάνειας των διαδοχικών στρωμάτων, για κύρια φόρτιση κατά X φαίνονται στον πίνακα 5.7.

Πίνακας 5.7: Σταθερές K_x ελατηρίων ακρόβαθρων στα σημεία διεπιφάνειας διαδοχικών στρωμάτων (Βελτιωμένο έδαφος)

Βάθος (m)	Ακραίοι πάσσαλοι		Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι		Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
	k_{h1} (kPa/m)	k_{h2} (kPa/m)	K (KN/m)	k_{h1} (kPa/m)	k_{h2} (kPa/m)	K (KN/m)
24	20000	25000	27000	12891	16113	17403

- Ομοίως για κύρια φόρτιση κατά Y επαναλαμβάνεται η ίδια διαδικασία. Οι σταθερές οριζόντιων ελατηρίων K για κύρια φόρτιση κατά Y φαίνονται στον πίνακα 5.8.

Πίνακας 5.8: Σταθερές K_y ελατηρίων ακρόβαθρων (Βελτιωμένο έδαφος)

Βάθος (m)	h' (m)	L	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
			k_h (kPa/m)	k_h (kPa/m)	K (KN/m)	K (KN/m)
3	0	3.33	20000	11053	12000	6632
4-24	1-21	3.33	20000	11053	24000	13263
24-27	21-24	3.15	25000	13816	30000	16579
28	25	3.01	25000	13816	15000	8290

- Οι σταθερές οριζόντιων ελατηρίων K στα σημεία διεπιφάνειας των διαδοχικών στρωμάτων, για κύρια φόρτιση κατά Y φαίνονται στον πίνακα 5.9.

Πίνακας 5.9: Σταθερές K_y ελατηρίων ακρόβαθρων στα σημεία διεπιφάνειας διαδοχικών στρωμάτων (Βελτιωμένο έδαφος)

Βάθος (m)	Ακραίοι πάσσαλοι		Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι		Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
	k_{h1} (kPa/m)	k_{h2} (kPa/m)	K (KN/m)	k_{h1} (kPa/m)	k_{h2} (kPa/m)	K (KN/m)
24	20000	25000	27000	11053	13816	14921

Για τη στήριξη του μεμονωμένου πασσάλου στο έδαφος ισχύει $K_v=191.000\text{KN/m}$ για μήκος πασσάλου $L_b=25\text{m}$ και διάμετρο $B=1.20\text{m}$. Για την απομείωση στην κατακόρυφη ελατηριακή σταθερά λόγω ύπαρξης της ομάδας πασσάλων εφαρμόζεται η μέθοδος Roulos & Davis όπως αυτή προτάθηκε. Στον πίνακα 5.10 συνοψίζεται η απομείωση στην κατακόρυφη ελατηριακή σταθερά

Πίνακας 5.10: Συντελεστής μείωσης της κατακόρυφης ελατηριακής σταθεράς λόγω ύπαρξης ομάδας πασσάλων στην περιοχή των ακρόβαθρων

R_s							
$L/B=25$	n=9		n=16		n=9	n=16	n=12
	s/B=2	s/B=5	s/B=2	s/B=5	s/B=3.438	s/B=3.438	s/B=3.438
	4.84	3.48	7.44	4.96	4.19	6.25	5.07

Όπως προκύπτει από τον παραπάνω πίνακα η διορθωμένη τιμή του ελατηρίου που εφαρμόζεται στην αιχμή των πασσάλων είναι ίση με $K_v'=37653\text{KN/m}$.

5.1.2 Προσδιορισμός καμπύλων πιέσεων-υποχωρήσεων p-y για το έδαφος υπό βελτίωση

Όστοςο η θεώρηση προσομοίωσης του εδάφους με απολύτως ελαστικά ελατήρια δεν είναι ρεαλιστική. Η συμπεριφορά των πασσάλων σε οριζόντιες φορτίσεις εξαρτάται από πολλούς παράγοντες όπως: την ευκαμψία των πασσάλων σε σχέση με την ακαμψία του περιβάλλοντος εδάφους-κυρίως των ανωτέρων στρωμάτων-, τη σχέση τάσεων-παραμορφώσεων και την αντοχή του εδάφους, καθώς και τις συνθήκες δεσμεύσεως ή όχι της κεφαλής του πασσάλου.

Η κεφαλή του πασσάλου ανάλογα από το εάν είναι μεμονωμένος η εάν ανήκει σε ομάδα πασσάλων, καθώς και από τις ειδικότερες συνθήκες στήριξης της μπορεί να θεωρηθεί ως ελεύθερη, ως αρθρωτή ή ακόμα ως πλήρως πακτωμένη. Ανάλογα δε από τα χαρακτηριστικά των διαγραμμάτων οριζόντιων φορτίων-μετατοπίσεων ολόκληρου του πασσάλου οι πάσσαλοι μπορούν να χαρακτηρισθούν:

- ως άκαμπτοι (κοντοί) στην περίπτωση που περιστρέφονται γύρω από ένα σημείο περιστροφής, σε κάποιο βάθος κατά μήκος του πασσάλου, χωρίς ουσιαστική παραμόρφωση τους περί τον άξονα συμμετρίας τους.
- ως εύκαμπτοι (μακροί) εφόσον η συμπεριφορά τους κατά την οριζόντια φόρτιση μπορεί να προσομοιαστεί με αυτή μιας ελαστικής δοκού εντός ελαστικού εδάφους.

Ένας κοντός, άκαμπτος πάσσαλος, υπό την επενέργεια ενός οριζόντιου φορτίου περιστρέφεται γύρω από ένα σημείο περιστροφής εντός του εδάφους και η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του βασίζεται κυρίως στην αντοχή του περιβάλλοντος εδάφους. Αντίθετα η συμπεριφορά ενός μακρού, εύκαμπτου πασσάλου, θεωρείται αντίστοιχη με αυτή της πεδילוδοκού επί ελαστικού εδάφους. Στην περίπτωση αυτή η φέρουσα ικανότητα του συστήματος πάσσαλος έδαφος συνδέεται κυρίως με την κάμψη του πασσάλου λόγω οριζόντιας φόρτισης και των εξ αυτής παραγόμενων καμπτικών ροπών.

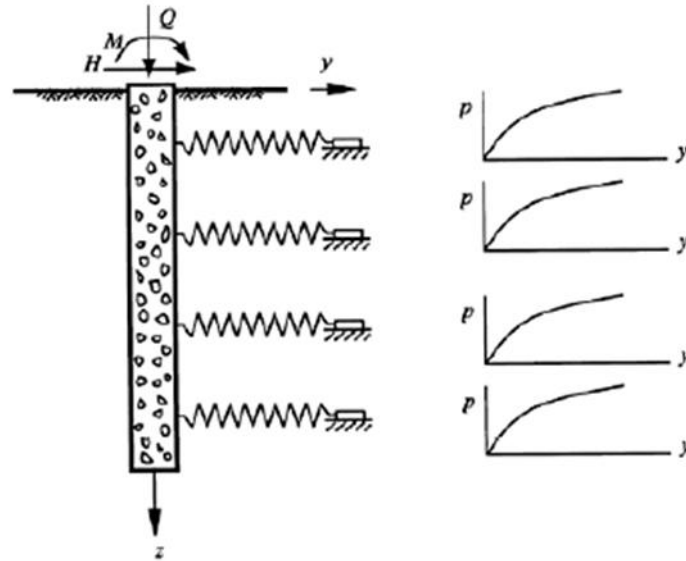
Όπως προκύπτει από τα παραπάνω το πρόβλημα της αντοχής καθώς και της συμπεριφοράς γενικότερα των πασσάλων υπό οριζόντιες φορτίσεις είναι εξαιρετικά πολύπλοκο. Για αυτό οι συνήθως χρησιμοποιούμενες μέθοδοι ανάλυσης θα πρέπει να χαρακτηρισθούν ως προσεγγιστικές, τόσο λόγω της αβεβαιότητας του πασσάλου κατά την επιβαλλόμενη φόρτιση, όσο και λόγω των αβεβαιοτήτων ως προς τον τρόπο αντίδρασης του εδάφους που περιβάλλει τον πάσσαλο.

Η αντίδραση του εδάφους στην παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου, λόγω οριζόντιων φορτίων επ' αυτού, μπορεί να εκφρασθεί με διάφορους τρόπους. Στην περίπτωση μας αποφασίστηκε να εφαρμοστεί ο επόμενος:

- **Καμπύλες πιέσεων –υποστηρίξεων p-y**

Οι καμπύλες αυτές συνδέουν τις εδαφικές αντιδράσεις με την παραμόρφωση του πασσάλου, για διάφορα βάθη κατά μήκος του πασσάλου κάτω από την επιφάνεια του εδάφους.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος



Σχήμα 5.1: Μοντέλο εδαφικής αντίδρασης εγκάρσια φορτισμένου πασσάλου και καμπύλες p-y

Για τον προσδιορισμό των καμπύλων p-y χρησιμοποιείται η απλουστευτική μέθοδος API(2002), η οποία βασίζεται σε αποδοχή συγκεκριμένου μηχανισμού θραύσης για το σύστημα πάσσαλος-έδαφος καθώς και σε ισοδιανομή της οριζόντιας δύναμης στους κατακόρυφους πασσάλους για την περίπτωση ομάδας πασσάλων. Σύμφωνα με τη μεθοδολογία αυτή η μέγιστη εδαφική τάση p_{ult} ανάλογα με το βάθος z δίνεται από τη σχέση:

$$p_{ult} = A \min \left\{ \begin{array}{l} (C_1 z + C_2 D) \gamma' z \\ C_3 D \gamma' z \end{array} \right. \quad (5.3)$$

όπου:

$$C_1 = 0.115 * 10^{0.0405\phi}$$

$$C_2 = 0.571 * 10^{0.022\phi}$$

$$C_3 = 0.646 * 10^{0.0555\phi}$$

ϕ : γωνία τριβής του εδάφους

A=0.9 για δυναμικές αναλύσεις

γ' : υπό άνωση ειδικό βάρος εδάφους

Αντίστοιχα η μέγιστη δύναμη του εδάφους P_{ult} δίνεται από τη σχέση:

$$P_{ult} = p_{ult} D \Delta z \quad (5.4)$$

όπου:

D: διάμετρος πασσάλου (στην περίπτωση μας D=1.2m)

Δz : το εύρος επιρροής του ελατηρίου.

Για τον προσδιορισμό των καμπύλων πίεσης-υποστήριξης p-y ,είναι απαραίτητη η γνώση τόσο της μέγιστης δύναμης του εδάφους όσο και της

μετακίνησης διαρροής του εδάφους. Η μετακίνηση διαρροής του εδάφους προκύπτει από τη σχέση:

$$\delta_y = \frac{P_{ult}}{K} \quad (5.5)$$

όπου:

δ_y : μετακίνηση διαρροής εδάφους

P_{ult} : μέγιστη εδαφική δύναμη

K:σταθερά οριζόντιου εδαφικού ελατηρίου

Σύμφωνα με τις παραπάνω παραδοχές και λαμβάνοντας υπόψη την απομείωση των ελατηριακών σταθερών, όπως αυτές προέκυψαν σύμφωνα με τον κανονισμό DIN1054 ανάλογα με τη θέση του πασσάλου στην ομάδα, υπολογίζονται τόσο η μέγιστη εδαφική δύναμη όσο και η μετακίνηση διαρροής του εδάφους. Σημειώνεται ότι ο προσδιορισμός των καμπύλων p-y πραγματοποιείται μόνο για τα πρώτα μέτρα εδάφους(στρώμα 1) δεδομένου ότι με την αύξηση του βάθους :

- μειώνονται οι μετακινήσεις των πασσάλων λόγω εγκάρσιας φόρτισης
- αυξάνεται κατά πολύ η μετακίνηση διαρροής του εδάφους. Στην περίπτωση αυτή το έδαφος αναμένεται να συμπεριφερθεί ελαστικά.

Τα αποτελέσματα παρατίθενται αναλυτικά στους πίνακες 5.11,5.12 και 5.13.

Πίνακας 5.11: Προσδιορισμός βασικών παραμέτρων μεθοδολογίας API(2002)

ϕ°	34
C_1	2.74
C_2	3.20
C_3	49.80
A	0.9
D	1.2

Πίνακας 5.12: Προσδιορισμός μέγιστης δύναμης και μετακίνησης διαρροής των ελατηρίων του εδάφους κατά τη διεύθυνση X (Βελτιωμένο έδαφος)

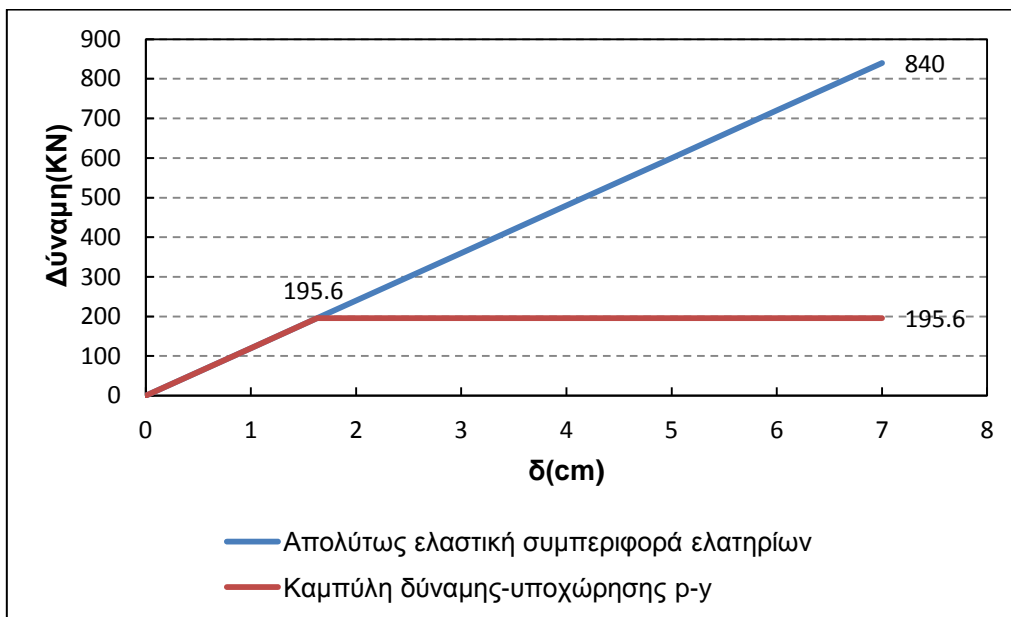
Βάθος (m)	σ'_{vo} (kPa)	p_{ult} (kPa)	Δz (m)	P_{ult} (KN)	Ακραίοι πάσσαλοι		Ενδιάμεσοι πάσσαλοι	
					K(KN/m)	δ_y (cm)	K(KN/m)	δ_y (cm)
3	30	325	0.5	195	12000	1.63	7734	2.52
4	40	533	1	639	24000	2.66	15469	4.13
5	50	789	1	947	24000	3.95	15469	6.12

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Πίνακας 5.13: Προσδιορισμός μέγιστης δύναμης και μετακίνησης διαρροής των ελατηρίων του εδάφους κατά τη διεύθυνση Υ (Βελτιωμένο έδαφος)

Βάθος (m)	σ'_{vo} (kPa)	p_{ult} (kPa)	Δz (m)	P_{ult} (KN)	Ακραίοι πάσσαλοι		Ενδιάμεσοι πάσσαλοι	
					K(KN/m)	δ_y (cm)	K(KN/m)	δ_y (cm)
3	30	325	0.5	195	12000	1.63	6632	2.94
4	40	533	1	639	24000	2.66	13263	4.82
5	50	789	1	947	24000	3.95	13263	7.14

Στο σχήμα 5.2 φαίνεται ενδεικτικά το διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης ελατηρίου εδάφους για βάθος $z=3m$.



Σχήμα 5.2: Διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης ελατηρίου εδάφους (Βελτιωμένο έδαφος)

5.2 Μοντέλο με τη θεώρηση φυσικού εδάφους υπό ρευστοποίηση

5.2.1 Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων για το έδαφος υπό ρευστοποίηση

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας, αποφασίστηκε να διερευνηθεί η συμπεριφορά της γέφυρας για την περίπτωση που δεν λειτουργήσει αποτελεσματικά η βελτίωση του εδάφους με την κατασκευή των χαλικοπασσάλων μέσω βαθιάς δονητικής συμπύκνωσης. Στο σημείο αυτό σημειώνεται ότι η διαστασιολόγηση των κρίσιμων μελών της γέφυρας και ο προσδιορισμός του μήκους των πασσάλων πραγματοποιείται για τη θεώρηση εδάφους υπό βελτίωση.

Παρατηρείται ότι οι τιμές των οριζόντιων εδαφικών ελατηρίων είναι διαφορετικές από τις αντίστοιχες του βελτιωμένου εδάφους μόνο για τα πρώτα 24m, όπου και είναι υψηλός ο κίνδυνος της ρευστοποίησης. Σύμφωνα με τις οδηγίες του κανονισμού DIN1054, πραγματοποιείται η απομείωση των οριζόντιων ελατηριακών σταθερών, όπως και στην περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους έτσι ώστε να ληφθεί υπόψη η επίδραση της ομάδας των πασσάλων. Τα αποτελέσματα της απομείωσης

Κεφάλαιο 5: Προσομοίωση του εδάφους στο SAP2000

παρατίθενται στους πίνακες, ξεχωριστά για την περίπτωση του μεσόβαθρου και των ακρόβαθρων.

5.2.1.1 Μεσόβαθρο

- Οι σταθερές οριζόντιων ελατηρίων K για κύρια φόρτιση κατά X φαίνονται στον πίνακα 5.14.

Πίνακας 5.14: Σταθερές K_x ελατηρίων μεσόβαθρου (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Βάθος (m)	h' (m)	L	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
			k_h (kPa/m)	k_h (kPa/m)	K (KN/m)	K (KN/m)
3	0	5.92	2000	1289	1200	773
4-10	1-7	5.92	2000	1289	2400	1547
10-20	7-17	4.98	4000	2578	4800	3094
20-24	17-21	4.71	5000	3223	6000	3867
24-28	21-25	3.15	25000	16113	30000	19336
28-32	25-28	3.01	30000	19336	36000	23203
33	30	3.01	30000	19336	18000	11602

- Οι σταθερές οριζόντιων ελατηρίων K στα σημεία διεπιφάνειας των διαδοχικών στρωμάτων, για κύρια φόρτιση κατά X φαίνονται στον πίνακα 5.15.

Πίνακας 5.15: Σταθερές K_x ελατηρίων μεσόβαθρου στα σημεία διεπιφάνειας διαδοχικών στρωμάτων (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Βάθος (m)	Ακραίοι πάσσαλοι		Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι		Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
	k_{h1} (kPa/m)	k_{h2} (kPa/m)	K (KN/m)	k_{h1} (kPa/m)	k_{h2} (kPa/m)	K (KN/m)
10	2000	4000	3600	1289	2578	2320
20	4000	5000	5400	2578	3223	3481
24	5000	25000	18000	3223	16113	11602
28	25000	30000	33000	16113	19336	21270

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

- Ομοίως για κύρια φόρτιση κατά Υ επαναλαμβάνεται η ίδια διαδικασία. Οι σταθερές οριζόντιων ελατηρίων K για κύρια φόρτιση κατά Υ φαίνονται στον πίνακα 5.16.

Πίνακας 5.16: Σταθερές K_y ελατηρίων μεσόβαθρου (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Βάθος (m)	h' (m)	L	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
			k_h (kPa/m)	k_h (kPa/m)	K(KN/m)	K(KN/m)
3	0	5.92	2000	1105	1200	663
4-10	1-7	5.92	2000	1105	2400	1326
10-20	7-17	4.98	4000	2211	4800	2653
20-24	17-21	4.71	5000	2763	6000	3316
24-28	21-25	3.15	25000	13816	30000	16579
28-32	25-28	3.01	30000	16579	36000	19895
33	30	3.01	30000	16579	18000	9948

- Οι σταθερές οριζόντιων ελατηρίων K στα σημεία διεπιφάνειας των διαδοχικών στρωμάτων, για κύρια φόρτιση κατά Υ φαίνονται στον πίνακα 5.17.

Πίνακας 5.17: Σταθερές K_y ελατηρίων μεσόβαθρου στα σημεία διεπιφάνειας διαδοχικών στρωμάτων (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Βάθος (m)	Ακραίοι πάσσαλοι		Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι		Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
	k_{h1} (kPa/m)	k_{h2} (kPa/m)	K(KN/m)	k_{h1} (kPa/m)	k_{h2} (kPa/m)	K(KN/m)
10	2000	4000	3600	1105	2211	1990
20	4000	5000	5400	2211	2763	2984
24	5000	25000	18000	2763	13816	9948
28	25000	30000	33000	13816	16579	18237

Για τη στήριξη του μεμονωμένου πασσάλου στο έδαφος ισχύει $K_v=109.000\text{KN/m}$ για μήκος πασσάλου $L_b=30\text{m}$ και διάμετρο $B=1.20\text{m}$. Για την απομείωση λόγω ύπαρξης της ομάδας πασσάλων, σύμφωνα με τη μέθοδο Roulos & Davis όπως αυτή προτάθηκε, προκύπτει $K_v'=21488\text{KN/m}$.

5.2.1.2 Ακρόβαθρα

- Οι σταθερές οριζόντιων ελατηρίων K για κύρια φόρτιση κατά X φαίνονται στον πίνακα 5.18.

Πίνακας 5.18: Σταθερές K_x ελατηρίων ακρόβαθρων (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Βάθος (m)	h' (m)	L	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
			k_h (kPa/m)	k_h (kPa/m)	K(KN/m)	K(KN/m)
3	0	5.92	2000	1289	1200	773
4-10	1-7	5.92	2000	1289	2400	1547
10-20	7-17	4.98	4000	2578	4800	3094
20-24	17-21	4.71	5000	3223	6000	3867
24-27	21-24	3.15	25000	16113	30000	19336
28	25	3.15	25000	16113	15000	9668

- Οι σταθερές οριζόντιων ελατηρίων K στα σημεία διεπιφάνειας των διαδοχικών στρωμάτων, για κύρια φόρτιση κατά X φαίνονται στον πίνακα 5.19.

Πίνακας 5.19: Σταθερές K_x ελατηρίων ακρόβαθρων στα σημεία διεπιφάνειας διαδοχικών στρωμάτων (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Βάθος (m)	Ακραίοι πάσσαλοι		Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι		Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
	k_{h1} (kPa/m)	k_{h2} (kPa/m)	K(KN/m)	k_{h1} (kPa/m)	k_{h2} (kPa/m)	K(KN/m)
10	2000	4000	3600	1289	2578	2320
20	4000	5000	5400	2578	3223	3481
24	5000	25000	18000	3223	16113	11602

- Ομοίως για κύρια φόρτιση κατά Y επαναλαμβάνεται η ίδια διαδικασία. Οι σταθερές οριζόντιων ελατηρίων K για κύρια φόρτιση κατά Y φαίνονται στον πίνακα 5.20.

Πίνακας 5.20: Σταθερές K_y ελατηρίων ακρόβαθρων (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Βάθος (m)	h' (m)	L	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι	Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
			k_h (kPa/m)	k_h (kPa/m)	K(KN/m)	K(KN/m)
3	0	5.92	2000	1105	1200	663
4-10	1-7	5.92	2000	1105	2400	1326
10-20	7-17	4.98	4000	2211	4800	2653
20-24	17-21	4.71	5000	2763	6000	3316
24-27	21-24	3.15	25000	13816	30000	16579
28	25	3.15	25000	13816	15000	8290

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

- Οι σταθερές οριζόντιων ελατηρίων K στα σημεία διεπιφάνειας των διαδοχικών στρωμάτων, για κύρια φόρτιση κατά Y φαίνονται στον πίνακα 5.21.

Πίνακας 5.21: Σταθερές K_y ελατηρίων ακρόβαθρων στα σημεία διεπιφάνειας διαδοχικών στρωμάτων (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Βάθος (m)	Ακραίοι πάσσαλοι		Ακραίοι πάσσαλοι	Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι		Ενδιάμεσοι Πάσσαλοι
	k_{h1} (kPa/m)	k_{h2} (kPa/m)	K (KN/m)	k_{h1} (kPa/m)	k_{h2} (kPa/m)	K (KN/m)
10	2000	4000	3600	1105	2211	1990
20	4000	5000	5400	2211	2763	2984
24	5000	25000	18000	2763	13816	9948

Για τη στήριξη του μεμονωμένου πασσάλου στο έδαφος ισχύει $K_v=65000\text{KN/m}$ για μήκος πασσάλου $L_b=25\text{m}$ και διάμετρο $B=1.20\text{m}$. Για την απομείωση λόγω ύπαρξης της ομάδας πασσάλων, σύμφωνα με τη μέθοδο Roulos & Davis όπως αυτή προτάθηκε, προκύπτει $K_v'=12814\text{KN/m}$.

5.2.2 Προσδιορισμός καμπύλων πιέσεων-υποχωρήσεων p - y για το έδαφος υπό βελτίωση

Ομοίως με την περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους, ο προσδιορισμός των καμπύλων πίεσης-υποχώρησης p - y βασίζεται στη μεθοδολογία API(2002). Για την περίπτωση του εδάφους υπό ρευστοποίηση προτείνονται τα εξής:

- Υπολογίζεται η μέγιστη δύναμη του βελτιωμένου εδάφους για βάθος z κατά μήκος του πασσάλου.
- Για τον υπολογισμό της μέγιστης δύναμης του εδάφους υπό ρευστοποίηση απαιτείται ο προσδιορισμός του απομειωτικού συντελεστή Brandeberg σύμφωνα με τη σχέση:

$$m_p = 0.00036 [(N_{1,60})_{cs}]^2 + 0.0009(N_{1,60})_{cs} + 0.05 \quad (5.6)$$

όπου:

$(N_{1,60})_{cs}$: ο διορθωμένος ισοδύναμος αριθμός κρούσεων $N_{1,60}$ για καθαρή άμμο σύμφωνα με τη σχέση (Youd and Idris, 2001) όπως περιγράφηκε στο κεφάλαιο 4.

Σύμφωνα με τις παραπάνω παραδοχές και οδηγίες γίνεται ο υπολογισμός της μέγιστης δύναμης του εδάφους υπό ρευστοποίηση για βάθος z κατά μήκος του πασσάλου. Τα αποτελέσματα παρατίθενται στους πίνακες 5.22,5.23 και 5.24.

Πίνακας 5.22: Υπολογισμός απομειωτικού συντελεστή Brandeberg (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Βάθος(m)	N _{SPT}	FL(%)	σ'_{vo} (kPa)	C _N	N _{1,60}	a	b	(N _{1,60}) _{cs}	m _p
3	7	26	30	1.81	13	4.39	1.12	19	0.19
4	6	26	40	1.57	9	4.39	1.12	15	0.14
5	6	67	50	1.40	8	5	1.2	15	0.15
6	6	67	60	1.28	8	5	1.2	14	0.14
7	8	67	70	1.18	9	5	1.2	16	0.16
8	11	67	80	1.11	12	5	1.2	20	0.21
9	11.5	67	90	1.04	12	5	1.2	19	0.20
10	12	67	100	0.99	12	5	1.2	19	0.20

Πίνακας 5.23: Προσδιορισμός μέγιστης δύναμης και μετακίνησης διαρροής των ελατηρίων του εδάφους κατά τη διεύθυνση X (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

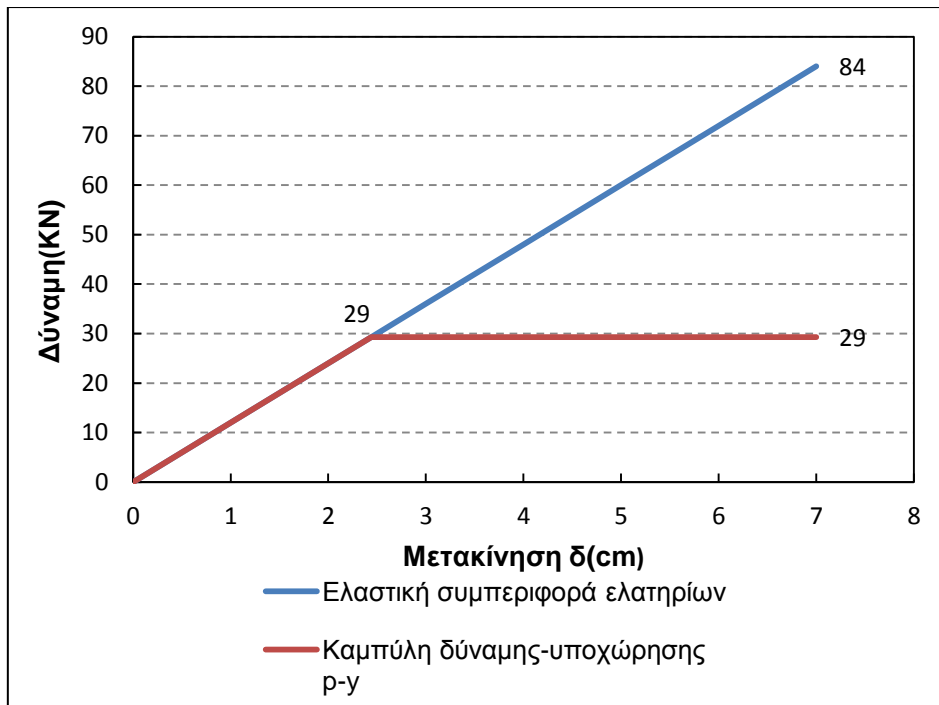
					Ακραίοι πάσσαλοι		Ενδιάμεσοι πάσσαλοι	
Βάθος (m)	σ'_{vo} (kPa)	p_{ult} (kPa)	Δz (m)	P _{ult} (KN)	K(KN/m)	δ_y (cm)	K(KN/m)	δ_y (cm)
3	30	257	0.5	29	1200	2.44	773	3.79
4	40	417	1	70	2400	2.92	1547	4.53
5	50	614	1	111	2400	4.61	1547	7.15
6	60	849	1	143	2400	5.94	1547	9.22

Πίνακας 5.24 Προσδιορισμός μέγιστης δύναμης και μετακίνησης διαρροής των ελατηρίων του εδάφους κατά τη διεύθυνση Y (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

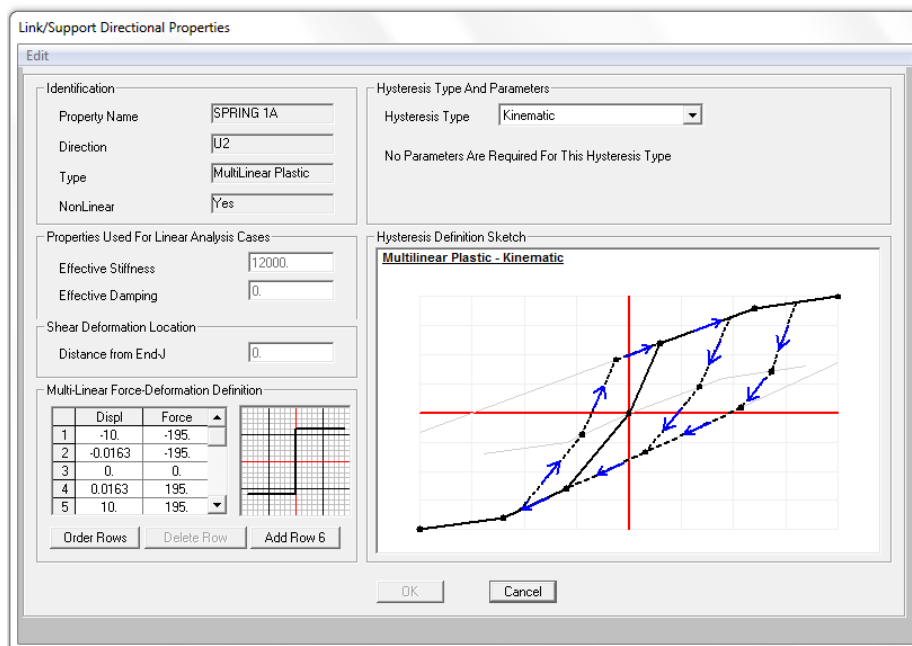
					Ακραίοι πάσσαλοι		Ενδιάμεσοι πάσσαλοι	
Βάθος (m)	σ'_{vo} (kPa)	p_{ult} (kPa)	Δz (m)	P _{ult} (KN)	K(KN/m)	δ_y (cm)	K(KN/m)	δ_y (cm)
3	30	257	0.5	29	1200	2.44	663	4.41
4	40	417	1	70	2400	2.92	1326	5.28
5	50	614	1	111	2400	4.61	1326	8.34
6	60	849	1	143	2400	5.94	1326	10.76

Στο σχήμα 5.3 φαίνεται ενδεικτικά το διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης ελατηρίου εδάφους για βάθος z=3m στην περίπτωση του φυσικού εδάφους υπό ρευστοποίηση. Τέλος στο σχήμα 5.4 παρατίθεται ενδεικτικά ο τρόπος προσδιορισμού των καμπύλων δύναμης-υποχώρησης (p-y) στο SAP2000.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος



Σχήμα 5.3: Διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης ελατηρίου εδάφους (Φυσικό έδαφος υπό Ρευστοποίηση)



Σχήμα 5.4: Προσδιορισμός καμπύλης δύναμης-υποχώρησης στο SAP2000

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

6 Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας Πασσάλων

Σύμφωνα με την προμελέτη, το μήκος το πασσάλων ορίζεται ίσο με 45m και 49m στην περιοχή των ακρόβαθρων και του μεσόβαθρου αντίστοιχα. Όπως προαναφέρθηκε στην περίπτωση της παρούσας διπλωματικής, η διαστασιολόγηση των κρίσιμων μελών του φορέα πραγματοποιείται για την περίπτωση του εδάφους υπό βελτίωση. Για το λόγο αυτό, κρίνεται σκόπιμο να επαναπροσδιοριστεί το μήκος των πασσάλων σύμφωνα με τις βελτιωμένες εδαφικές συνθήκες. Συγκεκριμένα εξετάζεται το απαραίτητο μήκος πασσάλων έτσι ώστε να αναλαμβάνονται από τη θεμελίωση τόσο τα κατακόρυφα όσο και τα οριζόντια σεισμικά φορτία προσαυξημένα με τους κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας.

Για τον προσδιορισμό του μήκους των πασσάλων είναι απαραίτητη η εύρεση της φέρουσας ικανότητας των πασσάλων. Για την τελευταία εξετάζονται δύο διαφορετικές μεθοδολογίες οι οποίες βασίζονται στον διορθωμένο αριθμό κρούσεων N_{SPT} . Η πρώτη είναι η μέθοδος Meyerhof (1976) για εμπυγνηόμενους πασσάλους η οποία με κατάλληλες τροποποιήσεις μπορεί να εφαρμοστεί στους έγχυτους πασσάλους των γεφυρών. Η δεύτερη είναι η μέθοδος που προβλέπεται από τον κανονισμό DIN4014 για τους έγχυτους πασσάλους. Παράλληλα γίνεται μία αξιολόγηση των μεθοδολογιών καθώς και των παραδοχών για τις οποίες είναι συμβατές.

6.1 Φέρουσα Ικανότητα Πασσάλων σε θλιπτικό φορτίο

Η ανάληψη του θλιπτικού φορτίου από τους πασσάλους γίνεται μέσω της ανάπτυξης πλευρικής τριβής Q_s και αντίστασης αιχμής Q_p . Έτσι η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου είναι ίση με:

$$Q_u = Q_{su} + Q_{pu} \quad (6.1)$$

όπου:

Q_{su} : η οριακή αντίσταση πλευρικής τριβής

Q_{pu} : η οριακή αντίσταση αιχμής

και δίνονται από τις σχέσεις:

$$Q_{su} = \pi B \sum_i^n f_{sui} \Delta z_i \quad (6.2)$$

$$Q_{pu} = A_p q_{pu} \quad (6.3)$$

όπου:

B: διάμετρος κυλινδρικού πασσάλου

f_{sui} : οριακή πλευρική τριβή i-οστής στρώσης (πάχους Δz_i)

q_{pu} : οριακή μοναδιαία αντίσταση αιχμής

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

A_p : εμβαδόν αιχμής πασσάλου

Οι μεθοδολογίες που εφαρμόζονται διαφέρουν ως προς τον υπολογισμό των μεγεθών f_{su} και q_{pu} και παρατίθενται αναλυτικά παρακάτω.

6.1.1 Μέθοδος Meyerhof(1976)

6.1.1.1 Εκτίμηση οριακής μοναδιαίας αντίστασης αιχμής q_{pu}

- Αστράγγιστη ταχεία φόρτιση κορεσμένων αργίλων

Για την περίπτωση αιχμής των πασσάλων σε αργιλικό έδαφος θεωρείται ότι η αντοχή των πασσάλων αυξάνει με την πάροδο του χρόνου λόγω στερεοποίησης της αργίλου (αύξηση των οριζόντιων ενεργών τάσεων). Άρα δυσμενέστερη είναι η αστράγγιστη (ταχεία) φόρτιση πασσάλων σε αργίλους, σε σύγκριση με την αντίστοιχη ανάλυση μέσω ενεργών τάσεων ($\varphi \neq 0$). Σύμφωνα με τη μέθοδο Meyerhof(1976) η μοναδιαία αντίσταση αιχμής για αστράγγιστη φόρτιση κορεσμένων αργίλων είναι ίση με :

$$q_{pu} = (6 \div 9)c_u + \sigma_v \quad (6.4)$$

όπου:

$(6 \div 9) \cdot c_u$ αναλόγως του βάθους έμπηξης (L_b) στο φέρον στρώμα. 6: για $L_b/B=0$, 9: για $L_b/B > 4$, γραμμική παρεμβολή ενδιάμεσως.

c_u : αστράγγιστη διατμητική αντοχή της αργίλου

σ_v : κατακόρυφη ολική τάση στην αιχμή του πασσάλου.

Λαμβάνοντας υπόψη το υπό άνωση βάρος του πασσάλου μπορεί να θεωρηθεί ότι:

$$q_{pu} = (6 \div 9)c_u + \gamma_{εδ}H - \gamma_{\text{πασσαλ}}H \quad (6.5)$$

όπου:

για $\gamma_{εδ} = 20 \div 21 \text{KN/m}^3$ και $\gamma_{\text{πασσαλ}} = 25 \text{KN/m}^3$ η συνεισφορά των δύο όρων αλληλοαναιρείται και η σχέση απλοποιείται ως εξής

$$q_{pu} = (6 \div 9)c_u \quad (6.6)$$

Επομένως για την περίπτωση αστράγγιστης ταχείας φόρτισης κορεσμένων αργίλων, η αντίσταση αιχμής εξαρτάται από την αστράγγιστη διατμητική αντοχή και το μήκος έμπηξης στο φέρον στρώμα.

- Μη συνεκτικά-εδάφη ($\varphi \neq 0$)

Σύμφωνα με τη μέθοδο Meyerhof(1976) για την περίπτωση πασσάλων σε μη συνεκτικό έδαφος η αντίστοιχη μοναδιαία αντίσταση αιχμής είναι ίση με:

$$q_{pu} = \sigma'_v N'_q \quad (6.7)$$

όπου:

N'_q : συντελεστής φέρουσας ικανότητας ο οποίος εξαρτάται από τη γωνία τριβής του εδάφους (φ°) και το βάθος έμπηξης (L_b) στο φέρον στρώμα.

Κεφάλαιο 6: Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας Πασσάλων

σ'_v : κατακόρυφη ενεργός τάση στην αιχμή του πασσάλου ή στο κρίσιμο βάθος έμπτυξης L_c (όποιο είναι μικρότερο), δηλαδή:

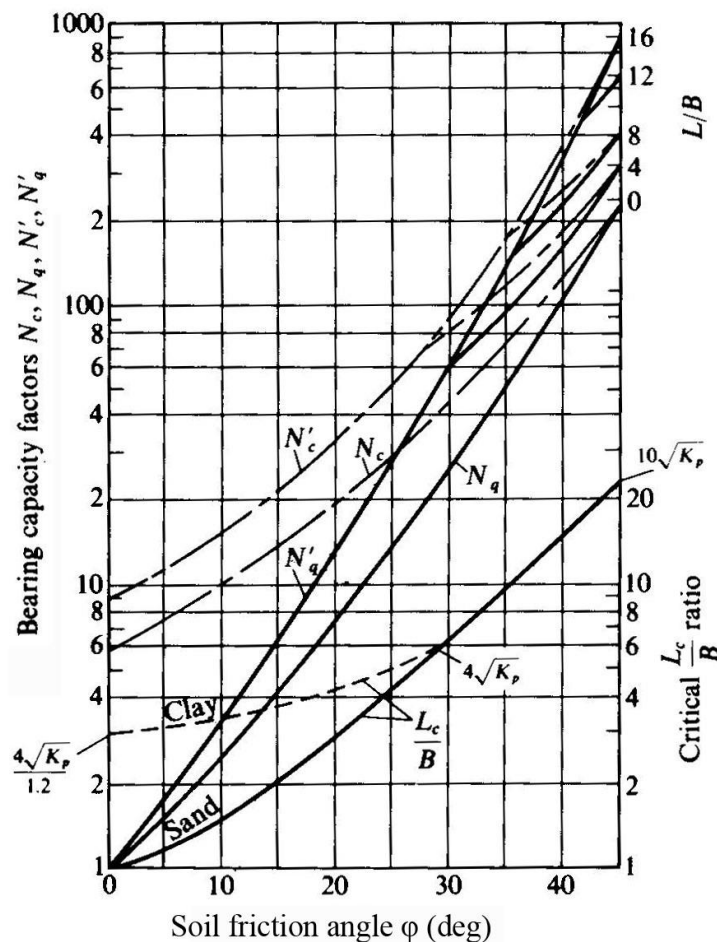
$$\sigma'_v = \min\{\gamma' L, \gamma' L_c\} \quad (6.8)$$

όπου:

η τιμή του κρίσιμου βάθους (L_c) εξαρτάται από τη γωνία τριβής (ϕ°) και τη διάμετρο του πασσάλου (B).

Οι τιμές του συντελεστή φέρουσας ικανότητας προκύπτουν από το σχήμα σελ.179 του βιβλίου Θεμελιώσεων Τεχνικών Έργων του Μ. Καββαδά, εκδόσεων ΕΜΠ. Σύμφωνα με το διάγραμμα:

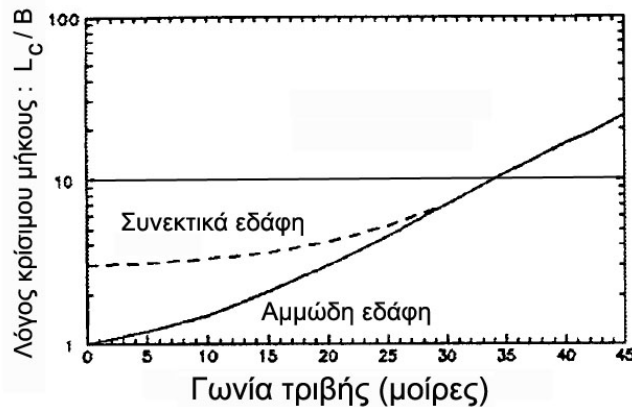
- Για $L_b/B=0$ (μηδενική διείσδυση στο φέρον στρώμα): Η τιμή του N_q' λαμβάνεται από την κατώτερη καμπύλη του σχήματος (καμπύλη N_q)
- Για $L_b/B \geq 4$: Η τιμή του N_q' λαμβάνεται από την ανώτερη καμπύλη του σχήματος (καμπύλη N_q'). Για $\phi > 30^\circ$, η τιμή εξαρτάται από την τιμή του L_b/B (καμπύλες για 4, 8, 12, 16 στο άνω δεξιά άκρο του σχήματος).
- Για $0 < L_b/B < 4$: Η τιμή του N_q' λαμβάνεται με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των ανώτερων καμπυλών (N_q') και των κατώτερων καμπυλών (N_q).



Σχήμα 6.1: Υπολογισμός συντελεστών N_c, N_q συναρτήσει της γωνίας τριβής ϕ° και του μήκους έμπτυξης του πασσάλου στο φέρον στρώμα

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Η τιμή του κρίσιμου βάθους έμπτυξης (L_c) προκύπτει ομοίως από το βιβλίο Θεμελιώσεων Τεχνικών Έργων του Μ. Καββαδά, εκδόσεων ΕΜΠ σύμφωνα με το σχήμα:



Σχήμα 6.2: Υπολογισμός κρίσιμου βάθους έμπτυξης L_c

Επιπλέον ορίζεται μία μέγιστη τιμή της οριακής μοναδιαίας αντίστασης αιχμής q_{pu} σε άμμους ανάλογα με το μήκος διείσδυσης στο φέρον στρώμα. Για μήκος διείσδυσης μεγαλύτερο από το κρίσιμο μήκος, δηλαδή για:

- $L_b > L_c$ αλλά και $L_b > 10B$,

$$q_{pu} = \sigma'_v N'_q \leq (\gamma' L_c) N'_q = q_{Lc} \quad (6.9)$$

Αντίθετα για μήκος διείσδυσης στο φέρον στρώμα μικρότερο από το κρίσιμο μήκος διείσδυσης αλλά και μικρότερο από $10B$, δηλαδή για:

- $L_b < L_c$ και $L_b < 10B$,

$$q_{pu} = \sigma'_v N'_q \leq \frac{L_b}{10B} q_{10B} \leq (0.005 N'_q) \tan \varphi \quad (6.10)$$

όπου:

q_{pu} : τιμή σε MPa

Ενίστε, στην ανωτέρω μέγιστη τιμή του q_{pu} , προστίθεται η τιμή του $q_{pu} = q_0$ που αντιστοιχεί στην ανώτερη (μη φέρουσα) εδαφική στρώση:

$$q_{pu} = \sigma'_v N'_q \leq q_0 + \frac{L_b}{10B} (q_{10B} - q_0) \quad (6.11)$$

Τέλος όπως προαναφέρθηκε η παραπάνω μεθοδολογία εφαρμόζεται κυρίως στους εμπυγνήμενους πασσάλους. Παρόλα αυτά προτείνεται η χρήση της και στους έγχυτους πασσάλους των γεφυρών με τις εξής τροποποιήσεις.

- Για την περίπτωση αιχμής σε άμμους θεωρείται ότι: q_{pu} (έγχυτου πασσάλου) = $(0.33 \div 0.5) * q_{pu}$ (εμπυγνήμενου πασσάλου). Η μείωση οφείλεται στην χαλάρωση του εδάφους κάτω από την αιχμή του πασσάλου λόγω εκσκαφής.
- Για την περίπτωση αιχμής σε συνεκτικά εδάφη: προτείνεται η χρήση της ίδιας σχέσης με τους εμπυγνήμενους πασσάλους και με τις ίδιες τιμές των παραμέτρων, επειδή η ενεργοποίηση της οριακής αντοχής αιχμής απαιτεί σημαντική καθίζηση της αιχμής, οπότε η όποια διατάραξη του εδάφους λόγω εκσκαφής του πασσάλου αναιρείται.

Εκτίμηση πλευρικής οριακής τριβής f_{su}

- Αστράγγιστη (ταχεία) φόρτιση κορεσμένων αργίλων.

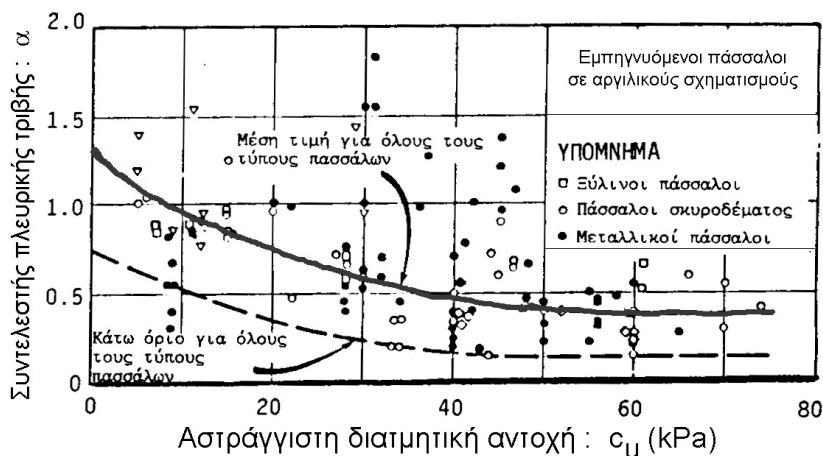
Για την περίπτωση πλευρικής τριβής σε συνεκτικά εδάφη εφαρμόζεται η μέθοδος Tomlinson σύμφωνα με την οποία:

$$f_{su} = \alpha c_u \quad (6.12)$$

όπου:

«α»: συντελεστής φέρουσας ικανότητας κατά Tomlinson με βάση αποτελέσματα δοκιμαστικών φορτίσεων σε εμπυγνήμενους πασσάλους.

Ο συντελεστής αυτός εξαρτάται από την αστράγγιστη διατμητική αντοχή της αργίλου, όπως προκύπτει από το διάγραμμα σελ. 184 του βιβλίου Θεμελιώσεων Τεχνικών Έργων του Μ. Καββαδά, εκδόσεων ΕΜΠ. Για την περίπτωση έγχυτων πασσάλων η τιμή του συντελεστή λαμβάνεται μειωμένη κατά 20%.



Σχήμα 6.3: Υπολογισμός συντελεστή φέρουσας ικανότητας «α» κατά Tomlinson

- Μη συνεκτικά-εδάφη ($\phi \neq 0$)

Για την περίπτωση πλευρικής τριβής σε μη-συνεκτικά αμμόδη εδάφη εφαρμόζεται η ακόλουθη σχέση:

$$f_{su} = K \sigma'_v \tan \delta \quad (6.13)$$

όπου:

K: συντελεστής οριζόντιας πίεσης γαιών,

δ : γωνία τριβής στη διεπιφάνεια πασσάλου-εδάφους,

σ'_v : κατακόρυφη ενεργός τάση στο βάθος υπολογισμού της f_{su} (σε βάθος $L_b/2$ από την οροφή του στρώματος όπου L_b το βάθος διείσδυσης στο εκάστοτε στρώμα).

Επιπλέον για βάθος έμπηξης μεγαλύτερο από το κρίσιμο ισχύει:

$$f_{su}(L > L_{cr}) = f_{su}(L = L_{cr}) \quad (6.14)$$

δηλαδή η οριακή μοναδιαία αντίσταση πλευρικής τριβής παραμένει σταθερή για βάθη μεγαλύτερα από το κρίσιμο.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

6.1.1.2 Εύρεση παραμέτρων μεθόδου Meyerhof(1976)

Όπως προκύπτει από τα παραπάνω, κρίσιμα μεγέθη για την εύρεση της φέρουσας ικανότητας είναι η γωνία τριβής (φ°) για τα μη-συνεκτικά εδάφη και η αστράγγιστη διατμητική αντοχή (c_u) για τα συνεκτικά. Η εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών αναφέρθηκε αναλυτικά στο κεφάλαιο 4.

- Στρώμα 1: Μη-συνεκτικό : $h=24m$, $(L_b/B)_{min}=0$, $(L_b/B)_{max}=17.5$, $\varphi=34^\circ$

Πίνακας 6.1: Προσδιορισμός παραμέτρων Meyerhof(1976) για το στρώμα 1

(L_b/B)	N_q	L_{cr}	κ	δ°
0	48	10B	0.8	25
4	90			
>8	110			
$0 < L_b/B < 4$	$10.5L_b/B + 48$			

- Στρώμα 2: Μη συνεκτικό : $h=4m$, $(L_b/B)_{min}=0$, $(L_b/B)_{max}=3.33$, $\varphi=37^\circ$

Πίνακας 6.2: Προσδιορισμός παραμέτρων Meyerhof(1976) για το στρώμα 2

(L_b/B)	N_q	L_{cr}	κ	δ°
0	70	13B	0.8	25
4	120			
$0 < L_b/B < 4$	$12.5L_b/B + 70$			

- Στρώμα 3: Συνεκτικό : $h=3m$, για $c_u=120$ kPa, $\alpha_{εμπ}=0.45$ και $\alpha_{εγχυτ}=0.36$.
- Στρώμα 4: Μη-συνεκτικό: $h=3m$, $(L_b/B)_{min}=0$, $(L_b/B)_{max}=2.5$, $\varphi=42^\circ$

Πίνακας:6.3 Προσδιορισμός παραμέτρων Meyerhof(1976) για το στρώμα 4

(L_b/B)	N_q	L_{cr}	κ	δ°
0	150	20B	1	30
4	200			
$0 < L_b/B < 4$	$12.5L_b/B + 150$			

- Στρώμα 5: Συνεκτικό : $h=9m$, για $c_u=250$ kPa, $\alpha_{εμπ}=0.45$ και $\alpha_{εγχυτ}=0.36$.
- Στρώμα 6: Μη συνεκτικό : $h=7m$, $(L_b/B)_{min}=0$, $(L_b/B)_{max}=5.83$, $\varphi=42^\circ$

Πίνακας 6.4: Προσδιορισμός παραμέτρων Meyerhof(1976) για το στρώμα 6

(L_b/B)	N_q	L_{cr}	κ	δ°
0	150	20B	1	30
4	200			
>8	300			
$0 < L_b/B < 4$	$12.5L_b/B + 150$			
$4 < L_b/B < 8$	$25 * L_b/B + 100$			

Η εκτίμηση της οριακής πλευρικής τριβής και της οριακής αντίστασης αιχμής πραγματοποιήθηκε στο Excel μετά τον προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών και των παραμέτρων Meyerhof(1976) για κάθε στρώμα ξεχωριστά.

Κεφάλαιο 6: Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας Πασσάλων

- Στο πρώτο στρώμα, το μέγιστο μήκος έμπηξης είναι 21m καθώς η κεφαλή του πασσάλου βρίσκεται σε βάθος 3m. Για να διευκολυνθεί η σύγκριση με τη μέθοδο DIN θεωρείται ότι η αιχμή του πασσάλου ενεργοποιείται για βάθος μεγαλύτερο των 20m. Επομένως για $L_b > 20m > L_{cr}$ και $L_b > 15$, ισχύει η σχέση (6.9). Παράλληλα θεωρείται απομείωση 30% για την αιχμή του πασσάλου στην άμμο. Παρακάτω παρατίθεται η πλευρική τριβή και αντίσταση αιχμής για αιχμή πασσάλου σε βάθος $z=24m$.

Πίνακας 6.5: Υπολογισμός πλευρικής τριβής κ αντίστασης αιχμής σε βάθος $z=24m$ (Βελτιωμένο έδαφος)

h (m)	24	k	0.8
φ°	34	δ°	25
L_{cr} (m)	12	f_{s1}(kPa)	27.978
L_b (m)	21	f_{s2}(kPa)	44.766
L_b/B	17.50	$Q_{s1,1}$(KN)	949
N_q	110	$Q_{s1,2}$(KN)	2025
$\sigma'_{v(z=3m)}$(kPa)	30	Q_{s1}(MN)	2.974
$\sigma'_{v(L_{cr})}$ (kPa)	120	q_o (kPa)	13200
Αιχμή στην άμμο		Q_p(MN)	4.479

- Στο δεύτερο στρώμα, το μέγιστο μήκος έμπηξης είναι 4m. Επειδή το μήκος έμπηξης είναι μικρότερο από L_{cr} και από $10B$, θα πρέπει να ισχύει η σχέση (6.10). Η τελευταία θεώρηση είναι ιδιαίτερα συντηρητική καθώς δεν λαμβάνεται υπόψη η ιδιαίτερα μεγάλη μοναδιαία οριακή αντίσταση αιχμής του στρώματος 1 (13200kPa). Για αυτό το λόγο λαμβάνεται υπόψη η σχέση (6.11), με μείωση 30% για έγχυτο πάσσαλο. Παρακάτω παρατίθενται η αντίσταση αιχμής και η πλευρική τριβή που αναπτύσσονται στο στρώμα 2 για αιχμή πασσάλου σε βάθος $z=28m$.

Πίνακας 6.6: Υπολογισμός πλευρικής τριβής κ αντίστασης αιχμής σε βάθος $z=28m$ (Βελτιωμένο έδαφος)

h (m)	4	k	0.8
φ°	37	δ°	25
L_{cr} (m)	15.6	$\sigma'_{v(z=24)}$(kPa)	240
L_b (m)	4	σ'_{v,L_b} (kPa)	280
L_b/B	3.33	$\sigma'_{v,μέσο}$(kPa)	260
N_q	112	f_{s2}(kPa)	97
q_o (kPa)	13200	Q_{s2}(MN)	1.463
q_{Lb} (kPa)	1402	q_{pu1}(kPa)	1402
q_{pu} (kPa)	31267	q_{pu2}(kPa)	10202
Αιχμή στην άμμο		Q_{p2}(MN)=	11.539
		Q_p(MN)=	3.462

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

- Στο τρίτο στρώμα, το μέγιστο μήκος έμπηξης είναι 3m. Για την περίπτωση αυτή $\frac{L_b}{B} = 2.5$ οπότε προκύπτει $q_{pu} = 7.5 * c_u$. Στον παρακάτω πίνακα φαίνεται η αντίσταση αιχμής και η πλευρική τριβή που αναπτύσσονται στο στρώμα 3 για αιχμή πασσάλου σε βάθος $z=31m$.

Πίνακας 6.7:Υπολογισμός πλευρικής τριβής κ αντίστασης αιχμής σε βάθος $z=31m$ (Βελτιωμένο έδαφος)

h (m)	3	L_b(m)=	3
c_u (kPa)	120	L_b/B=	2.5
α	0.36	q_{pu} (kPa)=	945
f_{s3}(kPa)	43.2	q_o (kPa)=	14602
Q_{s3} (MN)	0.489	Q_{p3}(MN)=	1.069

- Στο τέταρτο στρώμα το μέγιστο μήκος έμπηξης είναι 3m. Ομοίως με το στρώμα 2, επειδή το μήκος έμπηξης είναι μικρότερο από L_{cr} και από $10B$, θα πρέπει να ισχύει η σχέση (6.10). Η τελευταία θεώρηση είναι ιδιαίτερα συντηρητική για αυτό λαμβάνεται υπόψη το άθροισμα των αιχμών των ανωτέρων στρωμάτων ($q_o = 14602 + 945 = 15547 kPa$). Ομοίως και εδώ λήφθηκε απομείωση 30% για την αιχμή στην άμμο. Παρακάτω παρατίθεται η πλευρική τριβή που αναπτύσσονται πλήρως στο στρώμα καθώς και η αντίσταση αιχμής για αιχμή πασσάλου σε βάθος $z=34m$.

Πίνακας 6.8:Υπολογισμός πλευρικής τριβής κ αντίστασης αιχμής σε βάθος $z=34m$ (Βελτιωμένο έδαφος)

h (m)	3	k	1
φ°	42	δ°	30
L_{cr} (m)	24	σ'_{v(z=31)}(kPa)	313
L_b (m)	3	σ'_{v,Lb} (kPa)	343
L_b/B	2.50	σ'_{v,μέσο}(kPa)	328
N_q	181	f_{s4}(kPa)	189
q_o (kPa)	15547	Q_{s4}(MN)	2.142
q_{Lb} (kPa)	2040	q_{pu1}(kPa)	2040
q_{pu} (kPa)	62169	q_{pu2}(kPa)	13701
Αιχμή στην άμμο		Q_{p4}(MN)=	15.495
		Q_p(MN)=	3.462

- Στο πέμπτο στρώμα, το μέγιστο μήκος έμπηξης είναι 9m. Για την περίπτωση αυτή $\frac{L_b}{B} = 7.5$ οπότε προκύπτει $q_{pu} = 9 * c_u$. Παρακάτω παρατίθεται η πλευρική τριβή που αναπτύσσονται πλήρως στο στρώμα καθώς και η αντίσταση αιχμής για πάσσαλο σε βάθος $z=43m$.

Πίνακας 6.9:Υπολογισμός πλευρικής τριβής κ αντίστασης αιχμής σε βάθος z=43m (Βελτιωμένο έδαφος)

h (m)	9	L_b(m)=	9
c_u (kPa)	250	L_b/B=	7.50
α	0.36	q_{pu} (kPa)=	2250
f_{s5}(kPa)	90	q_o (kPa)=	17587
Q_{s5} (MN)	3.054	Q_{p5}(MN)=	2.545

- Τέλος στο έκτο στρώμα το μέγιστο μήκος έμπηξης είναι 7m. Ομοίως με τα στρώματα 2 και 4, επειδή το μήκος έμπηξης είναι μικρότερο από L_{cr} και από 10B, θα πρέπει να ισχύει η σχέση (6.10). Η τελευταία θεώρηση είναι ιδιαίτερα συντηρητική για αυτό λαμβάνεται υπόψη το άθροισμα των αιχμών των ανωτέρων στρωμάτων (q_o=17587+2250=19837kPa). Ομοίως και εδώ λήφθηκε απομείωση 30% για την αιχμή στην άμμο. Παρακάτω παρατίθεται η πλευρική τριβή που αναπτύσσονται πλήρως στο στρώμα καθώς και η αντίσταση αιχμής για πάσσαλο σε βάθος z=50m.

Πίνακας 6.10:Υπολογισμός πλευρικής τριβής κ αντίστασης αιχμής σε βάθος z=50m (Βελτιωμένο έδαφος)

h (m)	7	k	1
φ°	42	δ°	30
L_{cr} (m)	24	σ'_{v(z=43)}(kPa)	442
L_b (m)	7	σ'_{v,Lb} (kPa)	512
L_b/B	5.83	σ'_{v,μέσο}(kPa)	477
N_q	246	f_{s6}(kPa)	275
q_o (kPa)	19837	Q_{s6}(MN)	7.268
q_{Lb} (kPa)	6456	q_{pu1}(kPa)	6456
q_{pu} (kPa)	125867	q_{pu2}(kPa)	14722
Αιχμή στην άμμο		Q_{p6}(MN)=	16.650
		Q_p(MN)=	4.99493

Με βάση τα παραπάνω υπολογίζεται η φέρουσα ικανότητα για πάσσαλο διαμέτρου B=1.2m. Για να διευκολυνθεί η σύγκριση με τον κανονισμό DIN, τα πιθανά μήκη των πασσάλων (και η αντίστοιχη φέρουσα ικανότητα) καθορίζονται από τα βάθη z των γεωτρήσεων. Σε κάθε δοκιμή υπολογίζεται η οριακή αντίσταση αιχμής ενώ για την οριακή πλευρική τριβή αθροίζονται οι αντιστάσεις πλευρικών τριβών που αναπτύσσονται στα εκάστοτε στρώματα.

Πίνακας 6.11: Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας κατά Meyerhof(1976)

z (m)	L _b (m)	Q _{su} (MN)	Q _p (MN)	Q _u (MN)
2	-	-	-	-
4	1	0.049	0	0.049
6	3	0.190	0	0.190
8	5	0.387	0	0.387
10	7	0.640	0	0.640
13.5	10.5	1.202	0	1.202
15.5	12.5	1.540	0	1.540
18	15	1.962	0	1.962
20	17	2.299	0	2.299
22	19	2.237	4.479	6.716
24	21	2.974	4.479	7.453
26	23	3.678	3.926	7.603
28	25	4.437	3.462	7.899
30	27	4.763	0.984	5.747
32	29	5.618	5.040	10.657
34	31	7.067	4.648	11.716
36	33	7.746	2.050	9.796
39	36	8.764	2.545	11.309
41	38	9.442	2.545	11.987
44	41	11.094	6.374	17.468
46	43	13.105	5.740	18.845
48	45	15.203	5.226	20.429
50	47	17.389	4.995	22.383

6.1.2 Μέθοδος DIN4014

Για την εφαρμογή της μεθόδου είναι απαραίτητη η γνώση της αντοχής αιχμής κώνου q_c στη δοκιμή CPT για τα μη-συνεκτικά εδάφη και η αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u για τα συνεκτικά. Ελλείψει δεδομένων των γεωτρήσεων πραγματοποιήθηκε μετατροπή του αριθμού κρούσεων N_{SPT} σε αντοχή αιχμής κώνου q_c σύμφωνα με τις προτεινόμενες τιμές του λόγου N_{SPT}/q_c . Συγκεκριμένα για την περίπτωση των μη-συνεκτικών στρωμάτων της θέσης 2 όπου επικρατεί ιλυώδης άμμος προτείνεται:

$$\frac{q_c}{N} = 0.30 \quad (6.15)$$

όπου:

q_c : σε MPa.

Κεφάλαιο 6: Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας Πασσάλων

Για βάθη $z < 24\text{m}$, όπου γίνεται βελτίωση του εδάφους, γίνεται απομείωση της q_c με βάση τη μέγιστη τιμή του λόγου υπερπίεσεων $r_{u,max}$ όπως αυτή χρησιμοποιήθηκε στη μέθοδο Meyerhof. Δηλαδή για $z < 24\text{m}$..:

$$q_c = 0.30N_{SPT}(1 - r_{u,max}) = 0.21N_{SPT} \quad (6.16)$$

Έτσι σε κάθε βάθος z η καταγεγραμμένη τιμή N_{SPT} μετατρέπεται σε q_c . Για τον υπολογισμό της μοναδιαίας οριακής αντίστασης αιχμής στην άμμο λαμβάνεται μία μέση τιμή q_c με εύρος B m άνω και $1.5B$ m κάτω του εκάστοτε βάθους.

6.1.2.1 Εκτίμηση οριακής μοναδιαίας αντίστασης αιχμής q_{pu}

- Συνεκτικά Εδάφη

Σύμφωνα με τον κανονισμό DIN4014 η οριακή μοναδιαία αντίσταση αιχμής εξαρτάται από την αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u . Προβλέπονται οι παρακάτω τιμές:

Πίνακας 6.12: Τιμές της οριακής αντίστασης αιχμής σε συνεκτικά εδάφη (DIN4014)

c_u (kPa)	q_{pu} (MPa)
0	0
100	0.8
≥ 200	1.5

Για ενδιάμεσες τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής επιτρέπεται η γραμμική παρεμβολή, ενώ για την εφαρμογή απαιτείται ελάχιστη διείσδυση βάσης του πασσάλου κατά $3B$ στο φέρον στρώμα.

- Μη-συνεκτικά εδάφη

Σύμφωνα με τον κανονισμό DIN4014 η οριακή μοναδιαία αντίσταση αιχμής εξαρτάται από την αντοχή αιχμής κώνου στη δοκιμή CPT (q_c). Ομοίως για την εφαρμογή απαιτείται ελάχιστη διείσδυση βάσης του πασσάλου κατά $3B$ στο φέρον στρώμα ενώ αμελείται η αντίσταση αιχμής του πασσάλου για $q_c \leq 10\text{MPa}$. Στην περίπτωση αυτή ο πάσσαλος λειτουργεί ως πάσσαλος τριβής κυρίως. Για ενδιάμεσες τιμές της q_c επιτρέπεται η γραμμική παρεμβολή.

Πίνακας 6.13: Τιμές της οριακής αντίστασης αιχμής σε μη συνεκτικά εδάφη (DIN4014)

q_c (MPa)	q_{pu} (MPa)
≤ 10	0
10	2
15	3
20	3.5
≥ 25	4

Στο σημείο αυτό διευκρινίζεται ότι για τη χρήση των πινάκων απαιτείται:

- έμπηξη πασσάλου με διάμετρο από 0.30m έως 3m κατά τουλάχιστον 2.50m εντός της εν λόγω εδαφικής στρώσης.
- Πάχος της εν λόγω στρώσης, κάτω από την αιχμή του πασσάλου, τουλάχιστον ίσο με τρεις φορές τη διάμετρο της αιχμής του πασσάλου, και όχι μικρότερο από 1.5m .

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

- Χαρακτηριστική αντοχή CPT μεγαλύτερη ή ίση με 10MPa.

6.1.2.2 Εκτίμηση οριακής μοναδιαίας αντίστασης πλευρικής τριβής f_{su}

- Συνεκτικά εδάφη

Σύμφωνα με τον κανονισμό DIN4014 η οριακή μοναδιαία αντίσταση πλευρικής τριβής εξαρτάται από την αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u . Προβλέπονται οι παρακάτω τιμές:

Πίνακας 6.14: Τιμές της οριακής αντίστασης πλευρικής τριβής σε συνεκτικά εδάφη (DIN4014)

c_u (kPa)	f_{su} (kPa)
25	25
100	40
≥ 200	60

- Μη συνεκτικά εδάφη

Σύμφωνα με τον κανονισμό DIN4014 η οριακή μοναδιαία αντίσταση αιχμής εξαρτάται από την αντοχή αιχμής κώνου στη δοκιμή CPT (q_c). Προβλέπονται οι παρακάτω τιμές:

Πίνακας 6.15: Τιμές της οριακής αντίστασης πλευρικής τριβής σε μη συνεκτικά εδάφη (DIN4014)

q_c (MPa)	f_{su} (kPa)
0	0
5	40
10	80
≥ 15	120

Με βάση τις παραπάνω προβλεπόμενες τιμές υπολογίζονται αρχικά οι τιμές της οριακής πλευρικής τριβής f_{su} , και της οριακής μοναδιαίας αντίστασης αιχμής q_{pu} . Στη συνέχεια ακολουθεί ο υπολογισμός των τιμών της οριακής αντίστασης πλευρικής τριβής Q_{su} και της οριακής αντίστασης αιχμής Q_{pu} . Για τυχαίο βάθος $z=i$ m ισχύει:

$$Q_{su,i} = Q_{su,i-1} + f_{su,i} \pi B (z_i - z_{i-1}) \quad (6.17)$$

όπου:

$Q_{su,i-1}$: οριακή αντίσταση πλευρικής τριβής των στρωμάτων άνω του βάθους $z=i$

$f_{su,i}$: η οριακή μοναδιαία πλευρική τριβή που αναπτύσσεται στο βάθος $z=i$

z_{i-1} : το βάθος των στρωμάτων άνω του βάθους $z=i$

B : διάμετρος του πασσάλου

και

$$Q_{pu,i} = \pi \frac{B^2}{4} q_{pu,i} \quad (6.18)$$

όπου:

Κεφάλαιο 6: Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας Πασσάλων

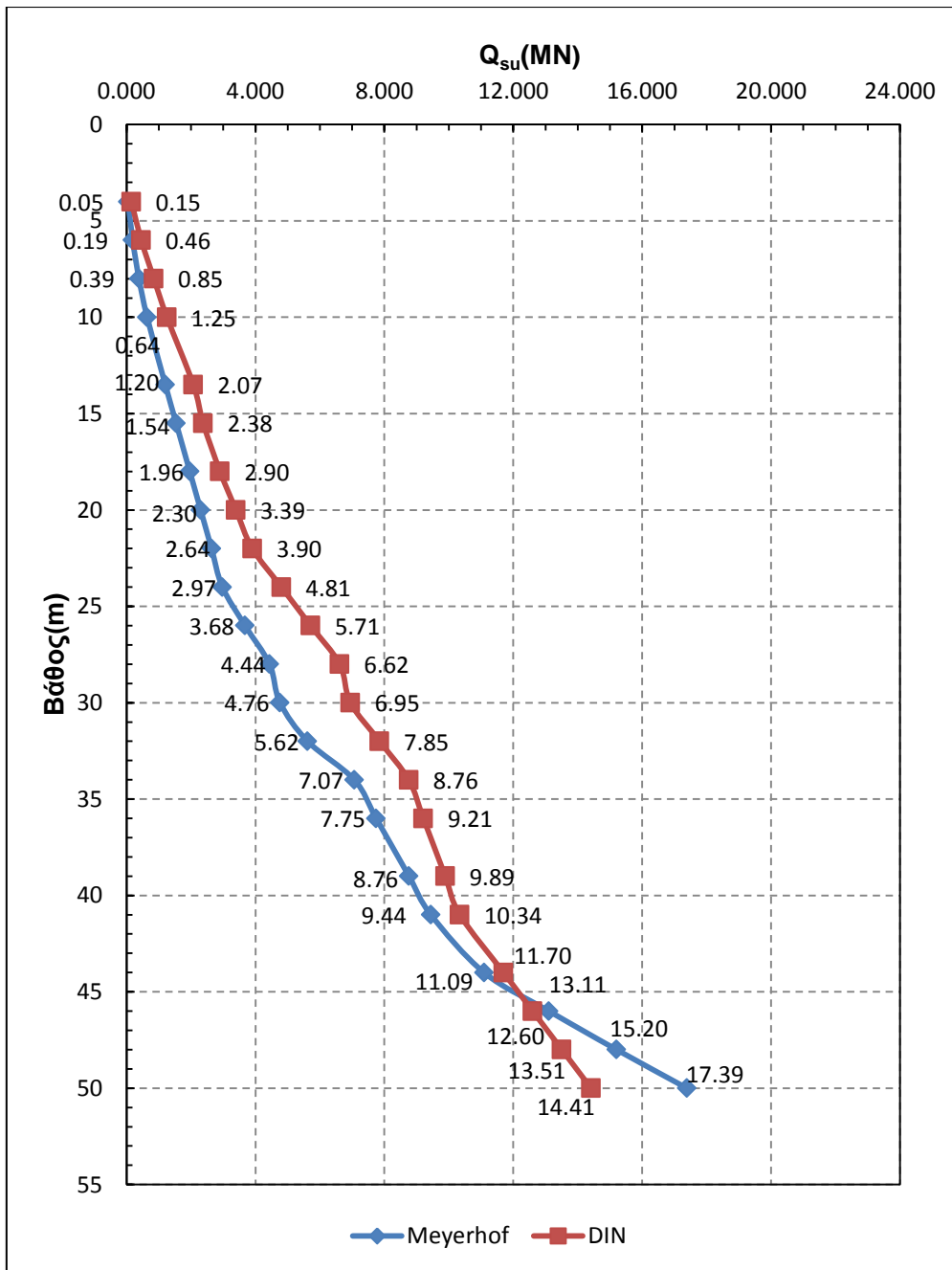
$q_{pu,i}$: η οριακή μοναδιαία αντίσταση αιχμής για εύρος B_m άνω και $1.5B_m$ κάτω του βάθους $z=i$

Πίνακας 6.16: Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας κατά DIN4014

z (m)	N_{SPT}	q_c (MPa)	f_{su} (kPa)	Q_{su} (MN)	z_{min}	z_{max}	q_c' (MPa)	q_{pu} (MPa)	Q_{pu} (MN)	Q_{ult} (MN)
2	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	24	5.04	40.32	0.15	2.80	5.80	5.04	0.00	0.00	0.15
6	24	5.04	40.32	0.46	4.80	7.80	5.78	0.00	0.00	0.46
8	31	6.51	52.08	0.85	6.80	9.80	6.62	0.00	0.00	0.85
10	32	6.72	53.76	1.25	8.80	11.80	6.72	0.00	0.00	1.25
13.5	37	7.77	62.16	2.07	12.30	15.30	6.41	0.00	0.00	2.07
15.5	24	5.04	40.32	2.38	14.30	17.30	5.99	0.00	0.00	2.38
18	33	6.93	55.44	2.90	16.80	19.80	7.56	0.00	0.00	2.90
20	39	8.19	65.52	3.39	18.80	21.80	8.30	0.00	0.00	3.39
22	40	8.40	67.2	3.90	20.80	23.80	12.39	2.48	2.80	6.70
24	78	16.38	120	4.81	22.80	25.80	17.94	3.29	3.73	8.53
26	65	19.50	120	5.71	24.80	27.80	21.75	3.68	4.16	9.87
28	80	24.00	120	6.62	26.80	29.80	24.00	3.90	4.41	11.03
30	64	-	44	6.95	-	-	-	0.98	1.10	8.05
32	136	40.91	120	7.85	30.80	33.80	33.20	4.00	4.52	12.38
34	85	25.50	120	8.76	32.80	35.80	25.50	4.00	4.52	13.28
36	143	-	60	9.21	-	-	-	1.50	1.70	10.91
39	176	-	60	9.89	-	-	-	1.50	1.70	11.58
41	90	-	60	10.34	-	-	-	1.50	1.70	12.04
44	120	36.00	120	11.70	42.80	45.80	43.00	4.00	4.52	16.22
46	167	50.00	120	12.60	44.80	47.80	51.47	4.00	4.52	17.13
48	176	52.94	120	13.51	46.80	49.80	50.15	4.00	4.52	18.03
50	158	47.37	120	14.41	48.80	51.80	47.37	4.00	4.52	18.94

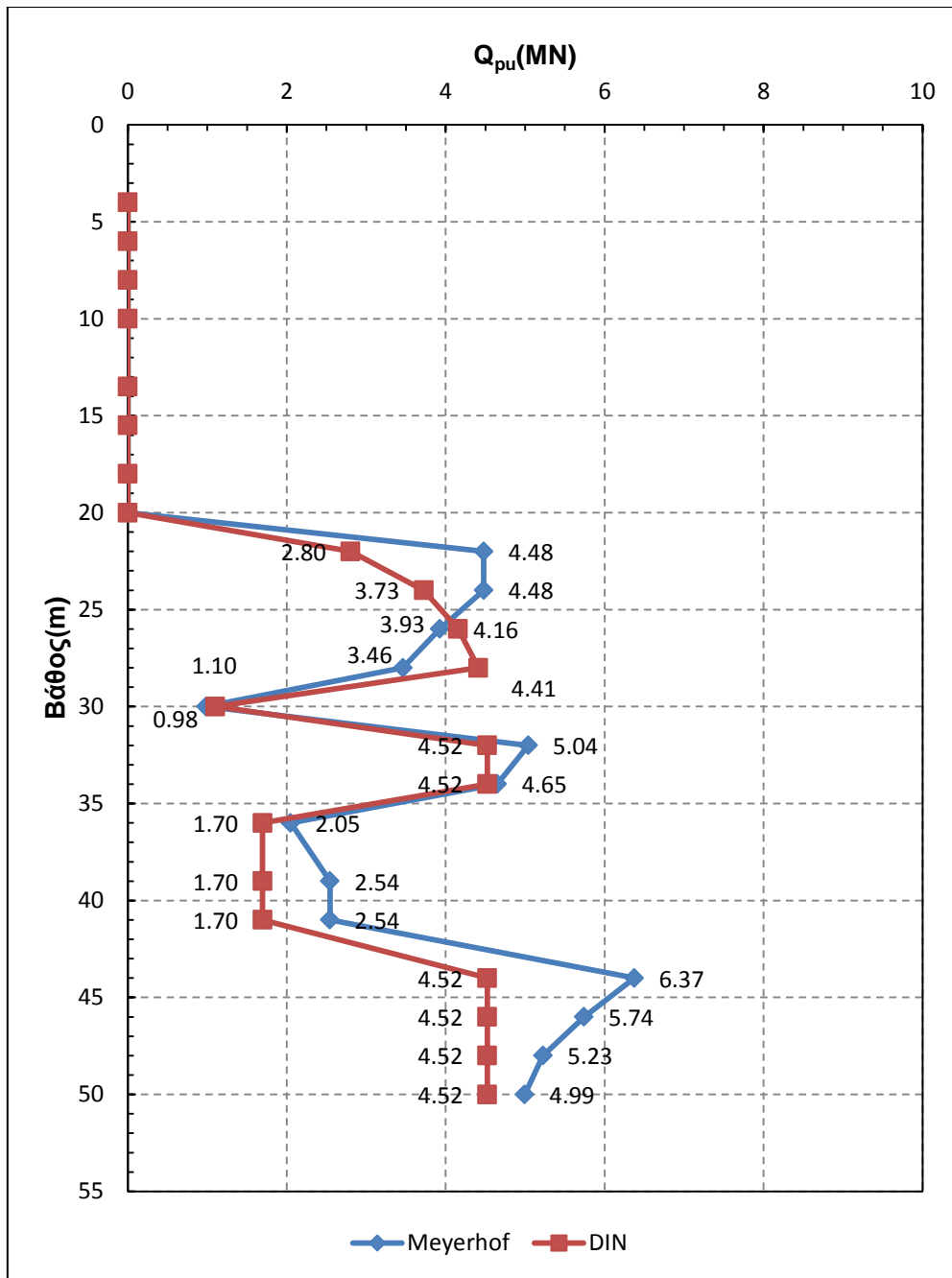
Όπως παρατηρείται για βάθη $z < 22m$ η q_c' (μέση αντοχή αιχμής κώνου) είναι μικρότερη από 10MPa για αυτό δεν λαμβάνεται υπόψη η αντίσταση αιχμής. Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα $Q_{su}-z$, $Q_{pu}-z$, $Q_{ult}-z$ όπως προέκυψαν από την εφαρμογή των δύο μεθόδων.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος



Σχήμα 6.4: Διάγραμμα οριακής πλευρικής τριβής σε συνάρτηση με το βάθος

Σύμφωνα με τη μεθοδολογία του Meyerhof(1976) η οριακή αντίσταση πλευρικής τριβής f_{su} παραμένει σταθερή για βάθη μεγαλύτερα από το L_{cr} , κάτι το οποίο δεν προβλέπεται από τον κανονισμό DIN4014. Για αυτό το λόγο, κατά Meyerhof, η πλευρική τριβή αυξάνει με μικρότερο ρυθμό στα μη-συνεκτικά εδάφη. Ενδεικτικά για $z=13.5m(\approx L_{cr})$: $Q_{su-Meyerhof}=1.20MPa$ και $Q_{su-DIN}=2.07MPa$ ενώ για $z=24m(>L_{cr})$: $Q_{su-Meyerhof}=2.97MPa$ και $Q_{su-DIN}=4.81MPa$. Η διαφορά αρχίζει να αμβλύνεται στα συνεκτικά στρώματα και κυρίως για $z>34m$ όπου η άργιλος χαρακτηρίζεται από υψηλή αστράγγιστη διατμητική αντοχή.

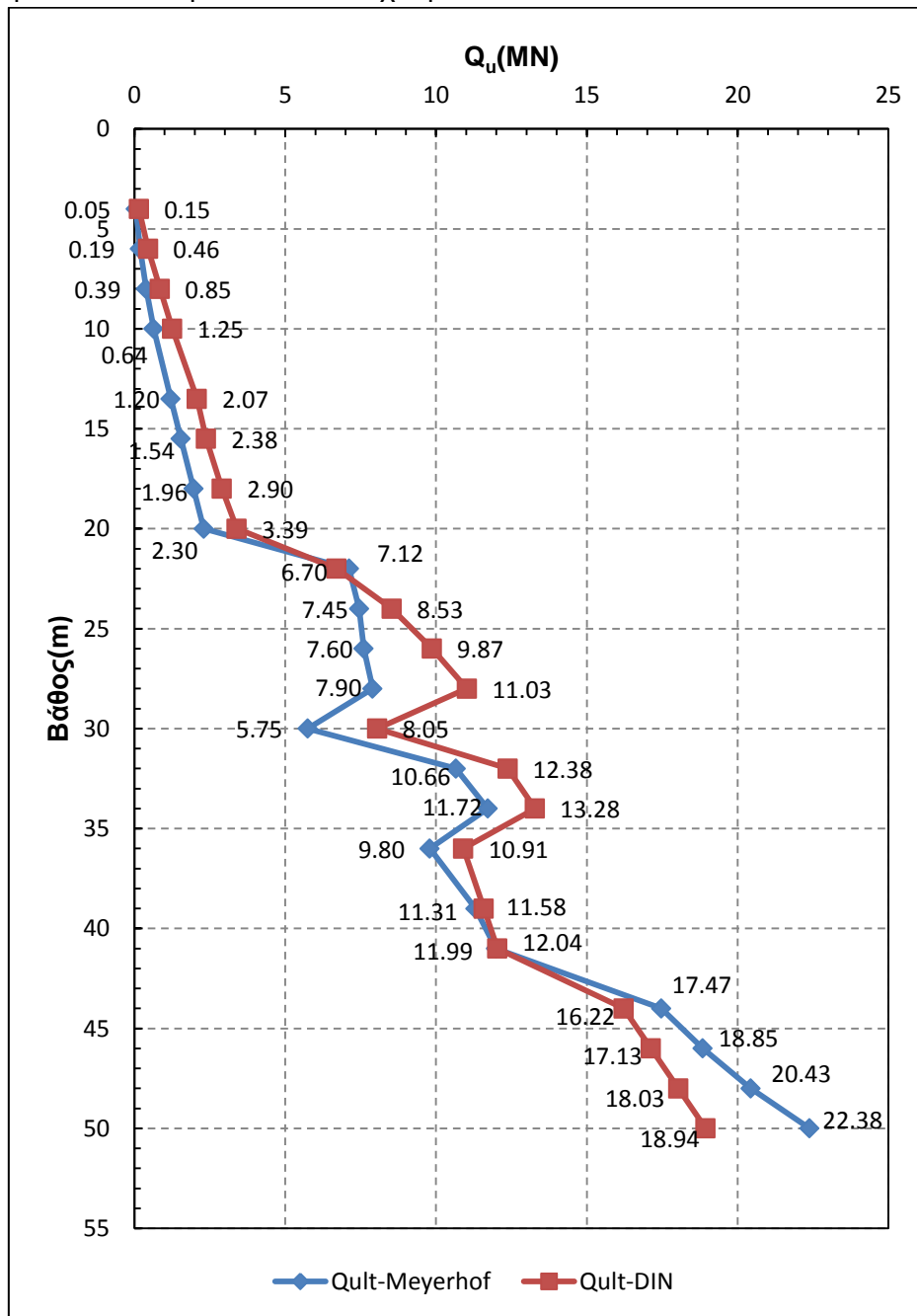


Σχήμα 6.5: Διάγραμμα οριακής αντίστασης αιχμής σε συνάρτηση με το βάθος

Και στις δύο μεθόδους υπάρχει πτώση της οριακής αντίστασης αιχμής στα συνεκτικά στρώματα, για βάθη z τα οποία κυμαίνονται από 28-31m και 34-43m. Στα μη-συνεκτικά στρώματα παρατηρούνται μικρές διαφορές ανάμεσα στις δύο μεθόδους. Κατά Meyerhof(1976), ομοίως με την πλευρική τριβή, θεωρείται ότι η αντίσταση αιχμής παραμένει σταθερή για βάθη μεγαλύτερα από L_{cr} . Για αυτό το λόγο το διάγραμμα είναι σταθερό για $22 < z < 24$ m. Αντίθετα στο ίδιο βάθος, κατά DIN και για $q_c < 25$ MPa παρατηρείται συνεχή αύξηση της Q_{pu} . Στις υπόλοιπες μη-συνεκτικές στρώσεις η Q_{pu} κατά DIN4014 είναι σταθερή (ίση με 4.52MPa) αφού $q_c > 25$ MPa. Η μεγαλύτερη απόκλιση με τη μέθοδο Meyerhof(1976) παρατηρείται για $43 < z < 48$ m, λόγω της θεώρησης συμμετοχής και των ανώτερων στρώσεων στην αντοχή αιχμής.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Η φέρουσα ικανότητα του μεμονωμένου πασσάλου προκύπτει από το άθροισμα των ανωτέρω και τελικά έχουμε



Σχήμα 6.6: Διάγραμμα Φέρουσας Ικανότητας πασσάλου σε θλιπτικό φορτίο

Η φέρουσα ικανότητα μεταβάλλεται όμοια και στις δύο μεθόδους. Τα αποτελέσματα παρά τις διαφορές τους, θεωρούνται αξιόπιστα δεδομένων των αβεβαιοτήτων που υπεισέρχονται στην κάθε μία. Αρχικά η μεθοδολογία του Meyerhof(1976), η οποία χρησιμοποιείται κυρίως στους εμπυγνηόμενους πασσάλους, περιλαμβάνει ένα πλήθος παραμέτρων που εξαρτώνται από τη γωνία τριβής και την αστράγγιστη διατμητική αντοχή. Από την άλλη ο υπολογισμός της αντοχής αιχμής κώνου q_c κατά DIN4014 πραγματοποιήθηκε εμπειρικά. Παρόλα αυτά για την εκτίμηση του μήκους των πασσάλων αποφασίστηκε να χρησιμοποιηθεί η

μέθοδος που προβλέπει ο κανονισμός DIN4014 λόγω πιο ευρέας χρήσης της στις μελέτες.

Σημειώνεται ότι η φέρουσα ικανότητα που υπολογίστηκε αφορά ένα μεμονωμένο πάσσαλο. Για την περίπτωση ομάδας πασσάλων εξετάζεται αν θα πρέπει να γίνει απομείωση στη φέρουσα ικανότητα. Καταρχάς η αντίσταση αιχμής Q_{pu} συνήθως δεν επηρεάζεται από την αλληλεπίδραση των πασσάλων της ομάδας (σε πολύ μικρές αποστάσεις πασσάλων, η αντίσταση αιχμής αυξάνει). Η αντίσταση πλευρικής τριβής Q_{su} ενίοτε μειώνεται λόγω της αλληλεπίδρασης των πασσάλων της ομάδας. Παρόλα αυτά στην περίπτωση μη-συνεκτικών εδαφών, λόγω της συμπύκνωσης της άμμου, η μείωση αυτή αναιρείται. Ενίοτε λοιπόν, η φέρουσα ικανότητα της ομάδας είναι μεγαλύτερη από το άθροισμα των φερουσών ικανοτήτων των πασσάλων. Για αυτό το λόγο θεωρούμε:

$$Q_{u,i} = Q_u \quad (6.19)$$

όπου:

Q_u :: η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου σε θλιπτικό φορτίο

$Q_{u,i}$: η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου της ομάδας σε θλιπτικό φορτίο.

6.2 Προσδιορισμός μήκους Πασσάλων

Το μήκος των πασσάλων πρέπει να είναι τέτοιο ώστε η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου να είναι μεγαλύτερη από τη δρώσα αξονική δύναμη συμπεριλαμβανομένων των συντελεστών ασφαλείας (FS). Για τις τιμές των τελευταίων ορίστηκε:

- FS=2 για τα κατακόρυφα φορτία
- FS=1.30 για τα οριζόντια σεισμικά φορτία

Από την επίλυση με το SAP2000 προκύπτουν οι δυσμενέστερες τιμές των δρώντων αξονικών δυνάμεων. Τα αποτελέσματα παρατίθενται στον πίνακα 6.17 τόσο για την περιοχή των ακρόβαθρων όσο και για την περιοχή του μεσόβαθρου.

Πίνακας 6.17: Κρίσιμες αξονικές δυνάμεις για τον προσδιορισμό του μήκους των πασσάλων

Θέση	Συνδυασμός Φόρτισης	N(KN)
Ακρόβαθρο	Σεισμικός Συνδυασμός	-2416
	Κατακόρυφα Φορτία	-2379
Μεσόβαθρο	Σεισμικός Συνδυασμός	-3400
	Κατακόρυφα Φορτία	-3339

6.2.1 Ακρόβαθρο

6.2.1.1 Έλεγχος για την περίπτωση των κατακόρυφων φορτίων

Δεδομένου ότι στο πρόγραμμα δεν έχει ληφθεί υπόψη η μάζα των πασσάλων, αυτή θα πρέπει να συνυπολογισθεί. Επομένως η δρώσα αξονική δύναμη στην αιχμή του πασσάλου είναι ίση με:

$$N' = N + 1.35(\gamma_{\text{σκυροδεμ.}} - \gamma_w)\pi \frac{B^2}{4} L \quad (6.20)$$

όπου:

N' : η αξονική δύναμη στην κεφαλή του πασσάλου

$\gamma_{\text{σκυροδεμ.}}$: το ειδικό βάρος του σκυροδέματος(=25KN/m³)

γ_w : το ειδικό βάρος του νερού(=10KN/m³)

B: διάμετρος πασσάλου

L: μήκος πασσάλου

Αντίστοιχα η ελάχιστη φέρουσα ικανότητα του πασσάλου για τα κατακόρυφα φορτία είναι:

$$P_{u,\min} = 2N' \quad (6.21)$$

Λόγω των περιορισμών που θέτει ο κανονισμός DIN4014 θα πρέπει να ισχύει για την αιχμή:

- $t_{\min}=2.5\text{m}$, όπου t_{\min} το ελάχιστο μήκος έμπηξης στο φέρων στρώμα
- $h_{\min}=3.6\text{m}$, και h_{\min} το ελάχιστο υπολειπόμενο μήκος του εν λόγω στρώματος.

Οι περιορισμοί αυτοί προφανώς δεν ικανοποιούνται για αιχμή του πασσάλου στα τρία πρώτα στρώματα. Θεωρώντας την αιχμή του πασσάλου σε βάθος $z=28\text{m}$ το αντίστοιχο μήκος του είναι ίσο με $L=25\text{m}$. Οπότε σύμφωνα με τις εξισώσεις (6.20) και (6.21)

- $N'_{\text{ακρόβαθρ.}} = N_{\text{ακρόβαθρ.}} + 1.35 \cdot 15 \cdot \pi \cdot B^2 / 4 \cdot L = 2379 + 1.35 \cdot 15 \cdot \pi \cdot 1.2^2 / 4 \cdot 25 = 2952 \text{KN}$
- $P_{u,\min} = 2 \cdot N'_{\text{ακρόβαθρ.}} = 5903 \text{KN} \approx 5.9 \text{MN} < P_{u,\text{DIN}} = 11.03 \text{MN}$.

Στην περίπτωση αυτή $t=3\text{m} > t_{\min}$ αλλά $h=0\text{m} < h_{\min}$, ωστόσο επειδή η οριακή αντίσταση πλευρικής τριβής Q_{su} είναι αρκετά μεγαλύτερη από την οριακή αντίσταση αιχμής Q_{pu} μπορεί να θεωρηθεί ότι η πρώτη αναλαμβάνει εξολοκλήρου το θλιπτικό φορτίο. Δηλαδή για $Q_{su}=6.62 \text{MN} > Q_{pu}=4.41 \text{MN}$ μπορούν να αμεληθούν οι συντηρητικές προϋποθέσεις του DIN4014 και να θεωρηθεί αποδεκτή η αιχμή στη στάθμη $z=28\text{m}$. Εξάλλου, όπως προαναφέρθηκε, οι πάσσαλοι θεωρούνται αιωρούμενοι, δηλαδή είναι πάσσαλοι κυρίως τριβής.

6.2.1.2 Έλεγχος για την περίπτωση των οριζόντιων σεισμικών φορτίων

Ομοίως με την περίπτωση των κατακόρυφων φορτίων, το αξονικό φορτίο στην αιχμή του πασσάλου λόγω οριζόντιων σεισμικών φορτίων είναι ίσο με:

$$N' = N + 1.00(\gamma_{\text{σκυροδεμ.}} - \gamma_w)\pi \frac{B^2}{4} L \quad (6.22)$$

Αντίστοιχα η ελάχιστη φέρουσα ικανότητα του πασσάλου για τα οριζόντια σεισμικά φορτία είναι:

$$P_{u,\min} = 1.3N' \quad (6.23)$$

Οπότε σύμφωνα με τις εξισώσεις (6.22) και (6.23) προκύπτει:

- $N'_{\text{ακρόβαθρ.}} = N_{\text{ακρόβαθρ.}} + 1.00 \cdot 15 \cdot \pi \cdot B^2 / 4 \cdot L = 2416 + 1.00 \cdot 15 \cdot \pi \cdot 1.2^2 / 4 \cdot 25 = 2840 \text{KN}$
- $P_{u,\min} = 1.3 \cdot N'_{\text{ακρόβαθρ.}} = 3692 \text{KN} \approx 3.7 \text{MN} < P_{u,\text{DIN}} = 11.03 \text{MN}$

Από τα παραπάνω είναι προφανές ότι οι πάσσαλοι των ακρόβαθρων με μήκος L ίσο με 25m επαρκούν για την ανάληψη τόσο των κατακόρυφων όσο και των οριζόντιων σεισμικών φορτίων.

6.2.2 Μεσόβαθρο

Η διαδικασία επαναλαμβάνεται όπως αυτή περιγράφεται για τον προσδιορισμό του μήκους των πασσάλων στην περιοχή των ακρόβαθρων.

6.2.2.1 Έλεγχος για την περίπτωση των κατακόρυφων φορτίων

Θεωρώντας την αιχμή του πασσάλου σε βάθος $z=33\text{m}$ το αντίστοιχο μήκος του είναι ίσο με $L=30\text{m}$. Ομοίως η δρώσα αξονική στην αιχμή του πασσάλου λαμβάνοντας υπόψη το υπό άνωση ίδιο βάρος των πασσάλων είναι:

- $N'_{\text{μεσόβαθρ.}} = N_{\text{μεσόβαθρ.}} + 1.35 \cdot 15 \cdot \pi \cdot B^2 / 4 \cdot L = 3339 + 1.35 \cdot 15 \cdot \pi \cdot 1.2^2 / 4 \cdot 30 = 4026 \text{KN}$
- $P_{u,\min} = 2 \cdot N'_{\text{μεσόβαθρ.}} = 8052 \text{KN} \approx 8.05 \text{MN} < P_{u,\text{DIN}} = 13.28 \text{MN}$.

Στην περίπτωση αυτή $t=2\text{m} < t_{\min}$ και $h=1\text{m} < h_{\min}$, ωστόσο επειδή η οριακή αντίσταση πλευρικής τριβής Q_{su} είναι αρκετά μεγαλύτερη από την οριακή αντίσταση αιχμής Q_{pu} μπορεί να θεωρηθεί ότι η πρώτη αναλαμβάνει εξολοκλήρου το θλιπτικό φορτίο. Δηλαδή για $Q_{su}=8.76 \text{MN} > Q_{pu}=4.65 \text{MN}$ μπορεί να αμεληθούν οι συντηρητικές προϋποθέσεις του DIN4014 και να θεωρηθεί αποδεκτή η αιχμή στη στάθμη $z=33\text{m}$.

6.2.2.2 Έλεγχος για την περίπτωση των οριζόντιων σεισμικών φορτίων

Σύμφωνα με τις εξισώσεις (5.22) και (5.23) προκύπτει:

- $N'_{\text{μεσόβαθρ.}} = N_{\text{μεσόβαθρ.}} + 1.00 \cdot 15 \cdot \pi \cdot B^2 / 4 \cdot L_b = 3400 + 1.00 \cdot 15 \cdot \pi \cdot 1.2^2 / 4 \cdot 30 = 3910 \text{KN}$
- $P_{u,\min} = 1.3 \cdot N'_{\text{μεσόβαθρ.}} = 5083 \text{KN} \approx 5.1 \text{MN} < P_{u,\text{DIN}} = 13.28 \text{MN}$

Από τα παραπάνω είναι προφανές ότι οι πάσσαλοι του μεσόβαθρου με μήκος L ίσο με 30m επαρκούν για την ανάληψη τόσο των κατακόρυφων όσο και των οριζόντιων σεισμικών φορτίων.

6.3 Φέρουσα Ικανότητα Πασσάλων σε εφελκυστικό φορτίο

Στο σημείο αυτό κρίνεται σκόπιμο να γίνει υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας των πασσάλων σε εφελκυστικό φορτίο. Αν και οι πάσσαλοι θλίβονται λόγω των κατακόρυφων φορτίων, πολλές φορές παρατηρούνται εφελκυσμοί στους πασσάλους γεφυρών υπό τη δράση οριζόντιων σεισμικών φορτίων. Η ανάληψη του εφελκυστικού φορτίου από τους πασσάλους γίνεται μέσω της ανάπτυξης πλευρικής τριβής Q_s . Έτσι η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου σε εφελκυστικό φορτίο είναι ίση με:

$$Q_u = Q_{su} \quad (6.24)$$

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

όπου:

Q_{su} : η οριακή αντίσταση πλευρικής τριβής η οποία δίνεται από τη σχέση (6.2)

Επομένως για την περίπτωση των πασσάλων των ακρόβαθρων μήκους 25m η φέρουσα ικανότητα σε εφελκυστικό φορτίο είναι ίση με :

- $Q_u=Q_{su}=6.62MN$

και για την περίπτωση των πασσάλων των μεσόβαθρων μήκους 30m η φέρουσα ικανότητα σε εφελκυσμό είναι:

- $Q_u=Q_{su}=8.76MN$.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

7 Υπολογισμός εντατικών μεγεθών σχεδιασμού

Η ανάλυση της γέφυρας πραγματοποιείται με εφαρμογή των διατάξεων του αντισεισμικού κανονισμού EC8 καθώς και της εγκυκλίου E39/99 που αφορά τον αντισεισμικό υπολογισμό των γεφυρών (σχεδιασμός της γέφυρας με τη μέθοδο των δυνάμεων).

7.1 Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού

7.1.1 Φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού

Σύμφωνα με την εγκύκλιο E39/99 οι γέφυρες με ελαστομεταλλικά εφέδρανα έχουν πρακτικά ελαστική συμπεριφορά καθώς το μέγιστο μέρος της σεισμικής μετακίνησης του φορέα προέρχεται από στοιχείο που παραμένει ελαστικό. Επομένως ο συντελεστής μετελαστικής συμπεριφοράς q ορίζεται ίσος με 1. Βάσει του κανονισμού EC8 το ελαστικό φάσμα απόκρισης των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού καθορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις :

$$S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (n \cdot 2.5 - 1) \right] \quad (7.1)$$

$$S_e(T) = a_g S n \cdot 2.5 \quad (7.2)$$

$$S_e(T) = a_g S n \cdot 2.5 \frac{T_C}{T_D} \quad (7.3)$$

$$S_e(T) = a_g S n \cdot 2.5 \frac{T_C T_D}{T^2} \quad (7.4)$$

όπου:

a_g : μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους η οποία δίνεται από τη σχέση

$$a_g = \gamma_I a_{gR} \quad (7.5)$$

όπου:

a_{gR} : 0.255g σύμφωνα με τη γεωτεχνική μελέτη

γ_I : συντελεστής σπουδαιότητας της κατασκευής ίσος με 1 αφού η σπουδαιότητα έχει ληφθεί υπόψη μέσα από την a_{gR} η οποία αντιστοιχεί σε περίοδο αναφοράς $T=1000$ χρόνια

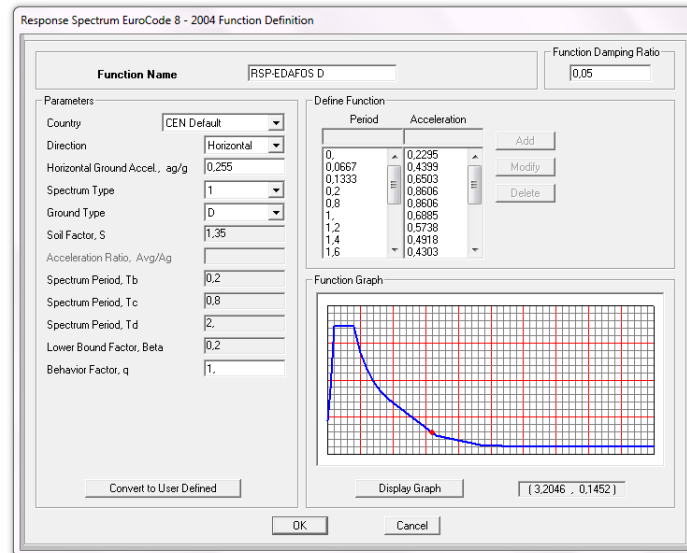
n : διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης διαφορετικό του 5%. Στην περίπτωση μας επειδή $\zeta=5\%$, προκύπτει $n=1$.

S : συντελεστής του εδάφους

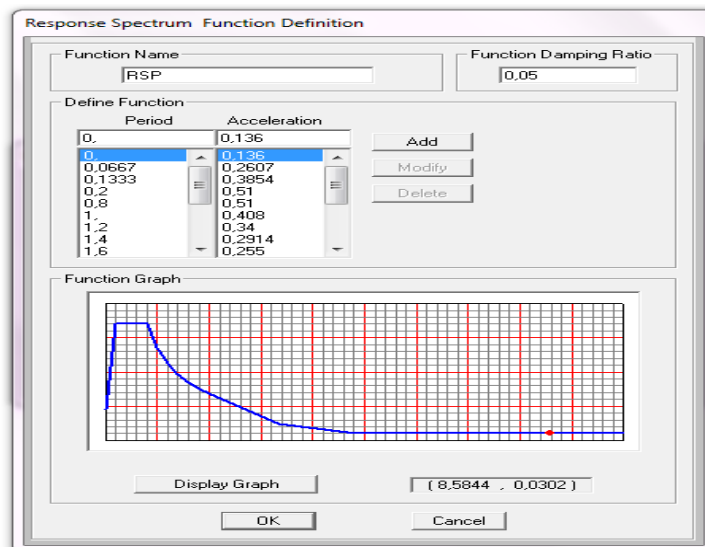
T_B, T_C, T_D : χαρακτηριστικοί περίοδοι του φάσματος.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Σύμφωνα με τη γεωτεχνική μελέτη ο συντελεστής εδάφους S πρέπει να διαφοροποιηθεί σε σχέση με αυτόν που προβλέπει ο EC8 για κάθε σεισμικό σενάριο. Η εισαγωγή των φασμάτων επιταχύνσεων σχεδιασμού στο πρόγραμμα γίνεται ως εξής. Αρχικά ορίζεται το φάσμα που προβλέπει ο EC8 για έδαφος κατηγορίας D, συντελεστή εδάφους 1.35 και $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1.00 \cdot 0.255g = 0.255g$. Στη συνέχεια τροποποιούνται οι τιμές του φάσματος έτσι ώστε το τελικό φάσμα να αντιστοιχεί σε εδαφικό συντελεστή 0.8 διαιρώντας τις τιμές των επιταχύνσεων με το συντελεστή 1.35 και στη συνέχεια πολλαπλασιάζοντας με 0.8. Παρακάτω φαίνεται ο τρόπος εισαγωγής των φασμάτων επιταχύνσεων στο SAP2000.



Σχήμα 7.1: Προσδιορισμός φάσματος επιταχύνσεων για εδαφικό συντελεστή $S=1.35$



Σχήμα 7.2: Προσδιορισμός φάσματος επιταχύνσεων για εδαφικό συντελεστή $S=0.80$

Τέλος στην παρούσα διπλωματική δεν λαμβάνεται υπόψη φάσμα επιταχύνσεων για κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού.

7.1.2 Υπολογιστική σεισμική ένταση

Από τη δυναμική ανάλυση της γέφυρας με τα φάσματα σχεδιασμού προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη ξεχωριστά για τις 2 διευθύνσεις του σεισμού. Η αναμενόμενη σεισμική ένταση υπολογίζεται με βάση την Ε39/99. Σύμφωνα με την τελευταία αν δεν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση του δυσμενέστερου συνδυασμού των διευθύνσεων του σεισμού ο έλεγχος επιτρέπεται να γίνεται για τη δυσμενέστερη από τις παρακάτω σεισμικές εντάσεις:

$$\begin{cases} A_{Ex} + 0.30A_{Ey} + 0.30A_{Ez} \\ A_{Ey} + 0.30A_{Ex} + 0.30A_{Ez} \\ A_{Ez} + 0.30A_{Ex} + 0.30A_{Ey} \end{cases} \quad (7.6)$$

όπου:

A_{Ex} είναι η τιμή οποιουδήποτε από τα εντατικά μεγέθη της διατομής (M_x , M_y , V_x , V_y , N) που προκύπτουν για σεισμό κατά τη διεύθυνση x .

A_{Ey} και A_{Ez} είναι η τιμή του ίδιου μεγέθους που προκύπτει για σεισμό κατά τη διεύθυνση y και z αντίστοιχα.

Το σύμβολο + αντιστοιχεί στην επαλληλία εφόσον προκύπτει δυσμενέστερο αποτέλεσμα. Το πρόσημο των εντατικών μεγεθών εναλλάσσεται σύμφωνα με τη φορά της σεισμικής δράσης.

Η επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων γίνεται με τη μέθοδο της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (CQC). Επομένως, για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης, οι πιθανές ακραίες τιμές exA τυχόντος μεγέθους απόκρισης A (μετακίνηση, εντατικό μέγεθος κλπ.) δίδονται από τη σχέση:

$$exA = \pm \sqrt{(\sum_i \sum_j \epsilon_{ij} E_i E_j)} \quad (7.7)$$

όπου:

A_i : οι ιδιομορφικές τιμές του μεγέθους A

ϵ_{ij} : ο συντελεστής συσχέτισης των ιδιομορφών i και j . Για τις ασυσχέτιστες ιδιομορφές θα ισχύει $\epsilon_{ij}=0$ και εάν όλες οι ιδιομορφές είναι ασυσχέτιστες

$$exA = \pm \sqrt{\sum_i A_i^2} \quad (7.8)$$

Δύο ιδιομορφές i και j με ιδιοπεριόδους T_i και T_j θεωρούνται ασυσχέτιστες όταν $\frac{1}{r} = \frac{T_i}{T_j} \geq 1+0.1\zeta$. Επομένως σε περιπτώσεις που δύο τουλάχιστον ιδιομορφές του συστήματος αντιστοιχούν σε ιδιοπεριόδους που διαφέρουν κατά ποσοστό μικρότερο από το λόγο $10/(10+\zeta)$, όπου ζ το ποσοστό της ιξώδους απόσβεσης, η μέθοδος SRSS μπορεί να οδηγήσει σε μη συντηρητικά αποτελέσματα. Η χωρική επαλληλία γίνεται με τη μέθοδο SRSS. Έτσι για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού, οι πιθανές ακραίες τιμές exA , τυχόντος μεγέθους απόκρισης A , δίνονται από τη σχέση :

$$exA = \sqrt{(exA^x)^2 + (exA^y)^2 + (exA^z)^2} \quad (7.9)$$

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

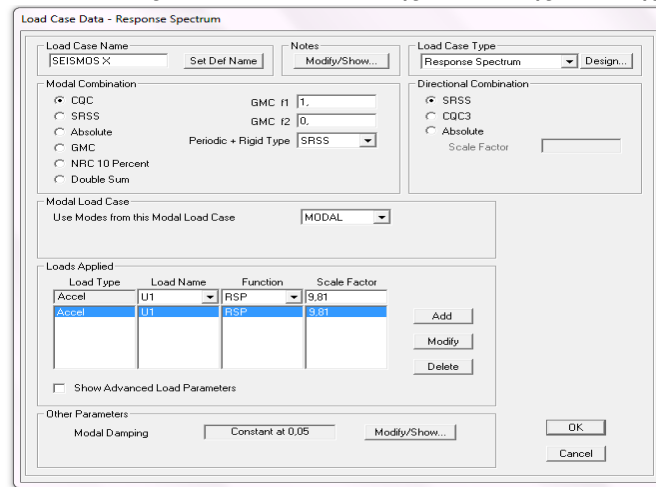
όπου:

ex^X , ex^Y , ex^Z : είναι οι πιθανές ακραίες τιμές του υπόψη μεγέθους για ανεξάρτητη σεισμική δράση κατά τις διευθύνσεις x , y , z αντίστοιχα.

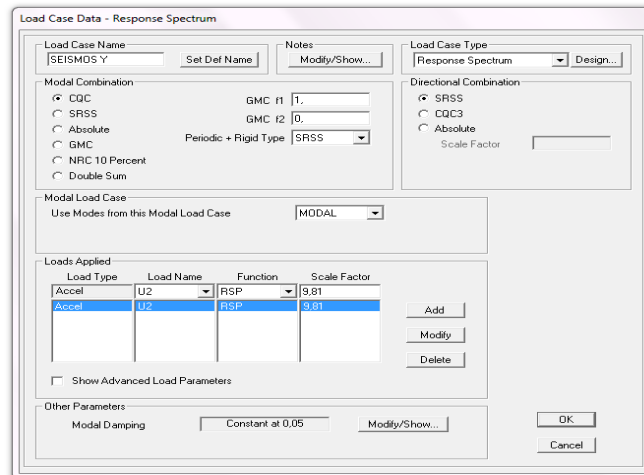
Για τον προσδιορισμό της σεισμικής έντασης και για την εξαγωγή των εντατικών μεγεθών με τα οποία θα γίνει ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας, η χωρική επαλληλία γίνεται με τους ποσοστιαίους συνδυασμούς. Η εισαγωγή των φασμάτων στο SAP2000 πραγματοποιείται μέσω των συναρτήσεων *Response Spectrum* στις οποίες ορίζονται οι παρακάτω περιπτώσεις δυναμικής ανάλυσης:

- για σεισμό κατά $X-X$ στη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας => SEISMOS X
- για σεισμό κατά $Y-Y$ στην εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας => SEISMOS Y

Παρακάτω φαίνεται ο τρόπος προσδιορισμού της σεισμικής δράσης στο SAP2000.



Σχήμα 7.3: Εισαγωγή φάσματος για σεισμό στη διαμήκη διεύθυνση του φορέα



Σχήμα 7.4: Εισαγωγή φάσματος για σεισμό στην εγκάρσια διεύθυνση του φορέα

7.1.3 Σεισμικός συνδυασμός δράσεων

Ο σεισμικός συνδυασμός δράσεων ορίζεται ως εξής :

$$E_d = G_k + P + A_{Ed} + \Psi_{21} Q_{1k} + Q_2 \quad (7.10)$$

όπου:

Κεφάλαιο 7: Υπολογισμός εντατικών μεγεθών σχεδιασμού

G_k : είναι το σύνολο των μόνιμων δράσεων με τη χαρακτηριστική τους τιμή (ίδιο βάρος και πρόσθετα μόνιμα)

P : είναι η τελική τιμή δράσεων από προένταση η οποία αμελείται στην παρούσα διπλωματική

A_{Ed} : είναι ο δυσμενέστερος συνδυασμός δράσεων όπως ορίστηκαν παραπάνω στη σχέση (7.6)

Q_{1k} : είναι η χαρακτηριστική τιμή του μεταβλητού φορτίου κυκλοφορίας

ψ_{21} : ο αντίστοιχος συντελεστής συνδυασμού ίσος προς 0.2 για οδικές γέφυρες

Q_2 : είναι η οιονεί μόνιμη τιμή δράσεων με μεγάλη διάρκεια (π.χ. ώθηση γαιών, άνωση, πίεση ροής)

Εντάσεις καταναγκασμού επιτρέπονται να μην λαμβάνονται υπόψη στο σεισμικό συνδυασμό δράσεων, με εξαίρεση την περίπτωση γεφυρών, στις οποίες η σεισμική δράση λαμβάνεται από ελαστομεταλλικά εφέδρανα. Παρόλα αυτά εντάσεις καταναγκασμού που επιτρέπονται να μην λαμβάνονται υπόψη στο σεισμικό συνδυασμό δράσεων είναι θερμοκρασιακές μεταβολές, ο ερπυσμός και η συστολή ξήρανσης, οι υποχωρήσεις στηρίξεων και οι παραμένουσες εδαφικές μετακινήσεις προερχόμενες από σεισμικά ρήγματα.

Στην περίπτωση όμως των γεφυρών με ελαστομεταλλικά εφέδρανα, όπως στην γέφυρα που εξετάζεται στην παρούσα διπλωματική, επειδή κατά κανόνα μπορεί να θεωρηθεί ερπυστική συμπεριφορά των εφεδράνων αυτού του τύπου ανάλογη με εκείνη του σκυροδέματος, ο μεν ερπυσμός μπορεί να θεωρηθεί ότι δεν προκαλεί ένταση καταναγκασμού (αλλά μόνο μετακινήσεις), η δε συστολή ξήρανσης μπορεί να ληφθεί υπόψη μειωμένη κατά 50% λόγω της επίδρασης του ερπυσμού. Οι δράσεις ανέμου και χιονιού δεν θεωρούνται οιονεί μόνιμες δράσεις με μεγάλη διάρκεια και συνεπώς δεν υπολογίζονται στο σεισμικό συνδυασμό δράσεων. Εξάλλου η επιρροή των θερμοκρασιακών μεταβολών και της γήρανσης στα εφέδρανα λήφθηκε υπόψη με την εφαρμογή Ανώτατων Τιμών Παραμέτρων Σχεδιασμού και Κατώτατων Τιμών Παραμέτρων Σχεδιασμού.

Τελικά ο σεισμικός συνδυασμός δράσεων παίρνει τη μορφή:

$$E_d = G_k + A_{Ed} + \psi_{21} Q_{1k} \quad (7.11)$$

Όστος σύμφωνα με τις Οδηγίες για Μελέτη Γεφυρών Με Σεισμική Μόνωση, στην παράγραφο §6.3 διαφοροποιείται η σεισμική δράση για τον σχεδιασμό της ανωδομής και υποδομής. Δεδομένου ότι η θεώρηση του συντελεστή μεταλαστικής συμπεριφοράς ίσου με 1 είναι αρκετά συντηρητική, ο κανονισμός αυτός επιτρέπει μία μικρή απομείωση των σεισμικών δυνάμεων σχεδιασμού. Έτσι οι τελευταίες μπορούν να ληφθούν από τις εσωτερικές σεισμικές δυνάμεις $E_{E,A}$ με διαίρεση με συντελεστή συμπεριφοράς με τιμή που να αντιστοιχεί σε ουσιαστικά ελαστική συμπεριφορά δηλαδή $E_E = E_{E,A}/q$ με $q \leq 1.5$. Όλα τα στοιχεία θα ελεγχθούν σε κάμψη έτσι ώστε να ικανοποιούν την ανίσωση $E_d \leq R_d$, όπου E_d είναι η ένταση σχεδιασμού του σεισμικού συνδυασμού δράσεων (§2.6.2 της Ε39/99) με συμβολή από τη σεισμική δράση E_E και R_d είναι η αντοχή σχεδιασμού της διατομής. Παρόλα αυτά ο έλεγχος εδαφικής αστοχίας πρέπει να γίνει με συμβολή σεισμικής δράσης ίση με $E_{E,A}$ επομένως ο έλεγχος των πασσάλων στην κατάσταση αστοχίας θα γίνει για $q=1$.

Με βάση τα παραπάνω ορίζονται οι ακόλουθοι συνδυασμοί δράσεων στο πρόγραμμα :

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

- Κατακόρυφα φορτία: $1g+1g'+0.2q$
- $E_x+0.3E_y$: Συνδυασμός κύριου σεισμού κατά τη διαμήκη διεύθυνση και δευτερεύοντος σεισμού κατά την εγκάρσια διεύθυνση.
- $E_y+0.3E_x$: Συνδυασμός κύριου σεισμού κατά την εγκάρσια διεύθυνση και δευτερεύοντος σεισμού κατά τη διαμήκη διεύθυνση.
- $1g+1g'+0.2q+ (E_x+0.3E_y)/1.5$: Διαστασιολόγηση μεσόβαθρου με κύριο σεισμό Χ-Χ
- $1g+1g'+0.2q+ (E_y+0.3E_x)/ 1.5$: Διαστασιολόγηση μεσόβαθρου με κύριο σεισμό Υ-Υ
- $1g+1g'+0.2q+ E_x+0.3E_y$: Διαστασιολόγηση πασσάλων με κύριο σεισμό Χ-Χ
- $1g+1g'+0.2q+ E_y+0.3E_x$: Διαστασιολόγηση πασσάλων με κύριο σεισμό Υ-Υ

7.2 Υπολογισμός της σεισμικής απόκρισης

Για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης εφαρμόζεται δυναμική φασματική ανάλυση. Κατά την εφαρμογή της μεθόδου υπολογίζονται οι ιδιομορφές του φορέα για την περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους και την περίπτωση του φυσικού εδάφους υπό ρευστοποίηση.

7.2.1 Υπολογισμός των ιδιοπεριόδων ταλάντωσης για βελτιωμένο έδαφος

Πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση του φορέα με το πρόγραμμα SAP2000 για τον υπολογισμό των ιδιοπεριόδων ταλάντωσης.

Πίνακας 7.1: Δυναμικά χαρακτηριστικά φορέα (Βελτιωμένο έδαφος)

Mode	Period(sec)	U_x	U_y	U_z	Sum U_x	Sum U_y	Sum U_z
1	1.439	0.56932	1.53E-07	1.26E-08	0.56932	1.53E-7	1.26E-8
2	1.432	1.5E-07	0.5673	1.97E-06	0.56932	0.5673	1.98E-6
3	1.068	8.3E-11	1.58E-11	1.59E-18	0.56932	0.5673	1.98E-6
4	0.535	2.29E-07	6.42E-09	0.77813	0.56932	0.5673	0.77813
5	0.486	1.05E-06	8.83E-15	1.04E-09	0.56932	0.5673	0.77813
6	0.439	2.7E-10	0.08441	5.73E-05	0.56932	0.65171	0.77819
7	0.429	0.01214	3.75E-09	7.05E-07	0.58146	0.65171	0.77819
8	0.420	7.41E-09	0.01143	0.00012	0.58146	0.66314	0.77831
9	0.416	1.03E-07	1.84E-07	1.14E-09	0.58146	0.66314	0.77831
10	0.387	3.24E-06	3.3E-07	0.06297	0.58147	0.66314	0.84128
11	0.376	0.24559	4.58E-10	2.92E-06	0.82705	0.66314	0.84128
12	0.373	0.00082	9.28E-08	0.00283	0.82787	0.66314	0.84411
13	0.322	0.00153	9.53E-11	7.68E-09	0.8294	0.66314	0.84411
14	0.318	3.03E-10	0.11827	1.59E-06	0.8294	0.78141	0.84411
15	0.315	2.04E-07	2.43E-09	1.85E-11	0.8294	0.78141	0.84411
16	0.309	1.7E-07	2.13E-09	1.62E-11	0.8294	0.78141	0.84411
17	0.279	7.35E-10	3.74E-06	0.1556	0.8294	0.78141	0.99971
18	0.236	5.1E-10	0.03394	5.88E-07	0.8294	0.81535	0.99971
19	0.212	2.51E-07	0.00012	1.39E-08	0.8294	0.81547	0.99971
20	0.212	3.61E-06	1.52E-05	1.56E-09	0.8294	0.81549	0.99971

Κεφάλαιο 7: Υπολογισμός εντατικών μεγεθών σχεδιασμού

Mode	Period(sec)	R _x	R _y	R _z	SumR _x	SumR _y	SumR _z
1	1.439	4.55E-09	7.42E-06	0.00831	4.55E-09	7.42E-06	0.00831
2	1.432	0.00018	1.3E-06	0.37052	0.00018	8.73E-06	0.37883
3	1.068	6.81E-13	1.05E-10	0.13767	0.00018	8.73E-06	0.5165
4	0.535	0.36179	0.51294	1.5E-08	0.36197	0.51295	0.5165
5	0.486	5.28E-10	0.16992	1.88E-08	0.36197	0.68287	0.5165
6	0.439	0.00108	3.75E-05	0.05521	0.36305	0.6829	0.57171
7	0.429	3.71E-07	0.06231	0.00018	0.36305	0.74522	0.57189
8	0.420	0.00852	8.25E-05	0.00759	0.37158	0.7453	0.57948
9	0.416	7.97E-08	1.97E-08	0.07111	0.37158	0.7453	0.6506
10	0.387	0.02887	0.04172	4.77E-07	0.40045	0.78702	0.6506
11	0.376	1.27E-06	0.00061	0.00357	0.40045	0.78763	0.65417
12	0.373	0.0013	0.002	1.03E-05	0.40175	0.78963	0.65418
13	0.322	4.83E-09	0.09489	2.56E-05	0.40175	0.88452	0.6542
14	0.318	0.0898	1.03E-06	0.07721	0.49155	0.88452	0.73141
15	0.315	2.69E-09	5.23E-06	0.00812	0.49155	0.88452	0.73954
16	0.309	2.1E-09	2.87E-07	0.0278	0.49155	0.88452	0.76733
17	0.279	0.07315	0.10252	2.44E-06	0.5647	0.98704	0.76733
18	0.236	0.06885	3.76E-07	0.02216	0.63355	0.98704	0.7895
19	0.212	7.92E-07	6.79E-10	0.00013	0.63355	0.98704	0.78963
20	0.212	1.22E-07	2.88E-07	0.00348	0.63355	0.98704	0.79311

Παρατηρείται ότι οι τιμές των ιδιοπεριόδων των δύο πρώτων ιδιομορφών παρουσιάζουν πολύ κοντινές τιμές. Η πρώτη ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά τη διεύθυνση X με ποσοστό ενεργοποίησης μάζας 57% και η δεύτερη ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά τη διεύθυνση Y με ποσοστό ενεργοποίησης μάζας 57%. Επίσης οι δεσπτόζουσες ιδιομορφές κατά τη διεύθυνση Y είναι επίσης δεσπτόζουσες για στροφική ταλάντωση περί τον άξονα Z.

7.2.2 Υπολογισμός των ιδιοπεριόδων ταλάντωσης για φυσικό έδαφος υπό ρευστοποίηση

Αντίστοιχα η ιδιομορφική ανάλυση για τον φορέα στην περίπτωση του φυσικού εδάφους υπό ρευστοποίηση δίνει τα παρακάτω αποτελέσματα.

Πίνακας 7.2: Δυναμικά χαρακτηριστικά φορέα (Φυσικό έδαφος)

Mode	Period(sec)	U _x	U _y	U _z	SumU _x	SumU _y	SumU _z
1	1.816	3.9E-09	0.72901	3.3E-06	3.9E-09	0.72901	3.3E-06
2	1.724	0.742	3.4E-09	1.9E-08	0.742	0.72901	3.4E-06
3	1.359	2.3E-09	2.5E-11	6.6E-15	0.742	0.72901	3.4E-06
4	0.740	1.2E-07	4.5E-06	0.95862	0.742	0.72901	0.95862
5	0.708	0.00093	2.1E-12	1.7E-08	0.74292	0.72901	0.95862
6	0.680	1.8E-09	0.07892	1.3E-05	0.74292	0.80793	0.95864
7	0.666	2.9E-07	3.6E-07	0.00033	0.74292	0.80793	0.95896
8	0.650	0.12293	1.4E-09	1.1E-06	0.86586	0.80793	0.95897
9	0.616	3.3E-11	1.8E-09	2.3E-12	0.86586	0.80793	0.95897

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

10	0.590	6.6E-07	7.7E-06	0.0107	0.86586	0.80794	0.96967
11	0.533	0.06453	8.6E-09	3.1E-07	0.93039	0.80794	0.96967
12	0.529	1.2E-08	0.04709	2.3E-05	0.93039	0.85503	0.96969
13	0.451	8.3E-12	0.00042	1.2E-08	0.93039	0.85545	0.96969
14	0.450	3.8E-10	1.8E-07	1.3E-12	0.93039	0.85545	0.96969
15	0.391	0.00381	8.4E-12	6.2E-09	0.93419	0.85545	0.96969
16	0.374	1.2E-11	0.08853	4.2E-07	0.93419	0.94398	0.96969
17	0.364	5.1E-07	1.3E-06	5.1E-12	0.9342	0.94398	0.96969
18	0.342	6.2E-08	5.8E-12	4.8E-13	0.9342	0.94398	0.96969
19	0.313	2.4E-10	2.7E-07	0.03013	0.9342	0.94398	0.99982
20	0.300	0.02615	2E-11	2.3E-08	0.96034	0.94398	0.99982
Mode	Period(sec)	R_x	R_y	R_z	SumR_x	SumR_y	SumR_z
1	1.816	0.0064	2.2E-06	0.47622	0.0064	2.2E-06	0.47622
2	1.724	9.6E-09	5E-05	0.01075	0.0064	5.2E-05	0.48698
3	1.359	1.3E-12	5.6E-10	0.22698	0.0064	5.2E-05	0.71396
4	0.740	0.44626	0.63198	2.8E-06	0.45266	0.63203	0.71396
5	0.708	8.1E-09	0.3221	1.4E-05	0.45266	0.95413	0.71397
6	0.680	0.00286	8.8E-06	0.05155	0.45552	0.95414	0.76553
7	0.666	0.00015	0.00017	3.2E-07	0.45567	0.95431	0.76553
8	0.650	5E-07	0.00159	0.00178	0.45567	0.9559	0.7673
9	0.616	6.1E-10	3.2E-09	0.05471	0.45567	0.9559	0.82201
10	0.590	0.00451	0.00707	5.5E-06	0.46018	0.96297	0.82201
11	0.533	2.5E-07	0.00268	0.00095	0.46018	0.96565	0.82297
12	0.529	0.07547	1.6E-05	0.03075	0.53565	0.96566	0.85372
13	0.451	0.00031	7.6E-09	0.00029	0.53596	0.96566	0.85401
14	0.450	6.2E-09	3.8E-10	0.00055	0.53596	0.96566	0.85455
15	0.391	2.6E-09	0.0049	6.3E-05	0.53596	0.97057	0.85462
16	0.374	0.26403	2.7E-07	0.05782	0.79999	0.97057	0.91244
17	0.364	3.9E-06	6.4E-06	0.0001	0.79999	0.97057	0.91254
18	0.342	2.4E-11	9.1E-08	0.02422	0.79999	0.97057	0.93676
19	0.313	0.01423	0.01985	1.8E-07	0.81422	0.99042	0.93676
20	0.300	1.2E-08	0.00632	0.00036	0.81422	0.99674	0.93713

Στην περίπτωση του φυσικού εδάφους οι ιδιοπερίοδοι αυξάνονται, άρα ο φορέας γίνεται πιο εύκαμπτος. Αυτή η διαφορά είναι και η αναμενόμενη δεδομένου ότι το ρευστοποιήσιμο έδαφος προσομοιάζεται με πολύ μαλακά ελατήρια. Βέβαια στην περίπτωση αυτή η πρώτη ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά τη διεύθυνση Y με ποσοστό ενεργοποίησης μάζας 73%, ενώ η δεύτερη ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά τη διεύθυνση X με ποσοστό ενεργοποίησης μάζας 74%. Το γεγονός αυτό μπορεί να ερμηνευθεί λόγω των πολύ μαλακών ελατηρίων τα οποία παρουσιάζουν μικρότερες τιμές κατά τη διεύθυνση Y σε σχέση με τη X, σύμφωνα με τις απομειώσεις κατά DIN1054 που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 5.

7.3 Διαστασιολόγηση για σεισμικό συνδυασμό δράσεων

Η διαστασιολόγηση του φορέα πραγματοποιείται μόνο για το μεσόβαθρο και τους πασσάλους. Αυτές είναι οι κρίσιμες διατομές δηλαδή οι περιοχές σχηματισμού πιθανών πλαστικών αρθρώσεων, κατά την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας. Τόσο το μεσόβαθρο όσο και οι πάσσαλοι είναι κατασκευασμένοι από σκυρόδεμα B25 το οποίο αντιστοιχεί σε σκυρόδεμα C20 σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ2000, ενώ ο οπλισμός που χρησιμοποιείται είναι B500C.

Επειδή δεν γίνεται διαστασιολόγηση με το πρόγραμμα, στα υλικά έχει ενσωματωθεί ο συντελεστής ασφαλείας, εν προκειμένω 1.5 για το σκυρόδεμα και 1.15 για τον χάλυβα. Το πρόγραμμα χρησιμοποιεί το μοντέλο Mander για τον προσδιορισμό του νόμου τάσεων-παραμορφώσεων του απερίσφικτου σκυροδέματος. Σύμφωνα με το παραπάνω μοντέλο:

- Για $\varepsilon_c < 2\varepsilon'_{co} = 2 \cdot 1.613 \cdot 10^{-3} = 3.226 \cdot 10^{-3}$,

όπου:

$\varepsilon'_{co} = 1.613 \cdot 10^{-3}$ η παραμόρφωση του σκυροδέματος για $f'_{co} = 20000/1.5 = 13333 \text{ kPa}$ η τάση του σκυροδέματος δίνεται από τη σχέση:

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x^r}{r - 1 + x^r} \quad (7.12)$$

όπου :

$f'_{co} = f'_{co}$, η μέγιστη τάση του σκυροδέματος

x: η θέση του ουδέτερου άξονα που δίνεται από τη σχέση

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_{cc}} \quad (7.13)$$

όπου:

ε_c : η εκάστοτε παραμόρφωση του σκυροδέματος

$\varepsilon'_{co} = \varepsilon'_{co} = 1.613 \cdot 10^{-3}$ και

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} = 1.9168 \quad (7.14)$$

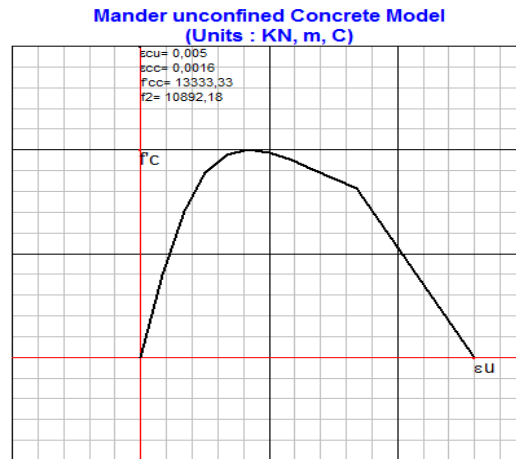
$$E_c = 500 \sqrt{f'_{co}} \quad (7.15)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon'_{cc}} \quad (7.16)$$

- Για $2\varepsilon'_{co} \leq \varepsilon_c \leq 3.50 \cdot 10^{-3}$ η μείωση της τάσης του σκυροδέματος είναι γραμμική και δίνεται από την εξίσωση $\sigma_c = -6140 \cdot \varepsilon_c + 30700$.

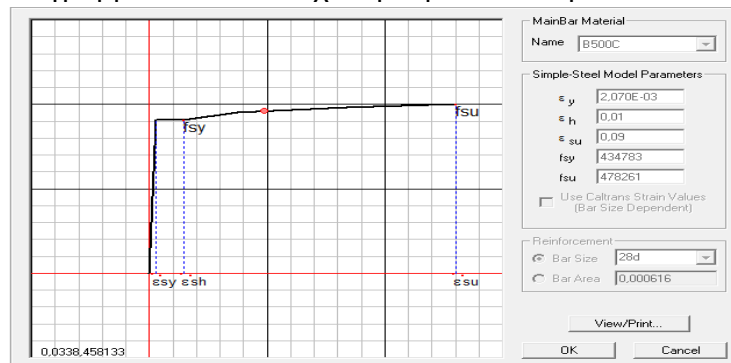
Παρακάτω φαίνεται το σχήμα τάσεων-παραμορφώσεων του σκυροδέματος C20.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος



Σχήμα 7.5: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος C20

Βέβαια το παραπάνω μοντέλο είναι αρκετά συντηρητικό γιατί δεν λαμβάνεται υπόψη η αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος με την τοποθέτηση συνδετήρων λόγω περίσφιξης. Όσον αφορά το χάλυβα, η τάση διαρροής σχεδιασμού του χάλυβα είναι 43.48 KN/cm². Η οριακή παραμόρφωση του χάλυβα σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ2000 είναι ίση με 20‰ αν και σύμφωνα με τον EC8 το όριο αυτό έχει αυξηθεί σημαντικά. Το αντίστοιχο διάγραμμα τάσεων του χάλυβα φαίνεται παρακάτω :



Σχήμα 7.6: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα B500C

7.3.1 Διαστασιολόγηση μεσόβαθρου σε κάμψη.

Η διαστασιολόγηση του μεσόβαθρου γίνεται με βάση τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από το σεισμικό συνδυασμό δράσεων για τον πόδα και την κεφαλή του. Ροπές και τέμνουσες στο βάθρο αναπτύσσονται μόνο για τις σεισμικές δράσεις κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις (X και Y) για τις οποίες όμως δεν αναπτύσσονται αξονικές δυνάμεις. Αντίστοιχα για τις υπόλοιπες μη σεισμικές δράσεις του σεισμικού συνδυασμού αναπτύσσονται μόνο αξονικά φορτία και όχι ροπές και τέμνουσες. Οι κανονισμοί οι οποίοι χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο σε κάμψη είναι οι Ε39/99 και ΕΚΩΣ2000.

Ο υπολογισμός του απαιτούμενου οπλισμού του μεσόβαθρου γίνεται στις περιοχές πιθανών πλαστικών αρθρώσεων (κρίσιμες περιοχές), δηλαδή στον πόδα του μεσόβαθρου. Οι διατομές που ελέγχονται είναι ορθογωνικές με διαστάσεις 8m μήκος και 1.5m πλάτος. Οι συνδυασμοί φόρτισης με τους οποίους γίνεται ο έλεγχος των διατομών του μεσόβαθρου είναι οι ακόλουθοι :

- Διαστασιολόγηση X : $1g+1g'+0.2q+(E_x+0.3E_y)/1.5$

Κεφάλαιο 7: Υπολογισμός εντατικών μεγεθών σχεδιασμού

- Διαστασιολόγηση $Y : 1g+1g'+0.2q+(E_y+0.3E_x)/1.5$

Το μεσόβαθρο υπόκειται σε διαξονική κάμψη. Επειδή υπερβαίνει τους περιορισμούς διαστάσεων των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης που ισχύουν για τις ορθογωνικές διατομές, η διαστασιολόγηση γίνεται για κάθε άξονα ξεχωριστά. Σημειώνεται ότι για κύριο σεισμό κατά τη διεύθυνση X-X προκύπτουν τα μέγιστα εντατικά μεγέθη για τη διεύθυνση Y (διεύθυνση 3 στο τοπικό σύστημα συντεταγμένων), και αντίστοιχα για κύριο σεισμό κατά τη διεύθυνση Y-Y προκύπτουν τα μέγιστα εντατικά μεγέθη για τη διεύθυνση X (διεύθυνση 2 στο τοπικό σύστημα συντεταγμένων). Παρακάτω στους πίνακες 7.3 και 7.4 συνοψίζονται τα εντατικά μεγέθη στην κεφαλή και στον πόδα του μεσόβαθρου για κάθε μία από τις παραπάνω φορτίσεις.

Πίνακας 7.3: Δυσμενέστεροι συνδυασμοί εντατικών μεγεθών στην κεφαλή και τον πόδα του μεσόβαθρου για κύριο σεισμό στη διεύθυνση X-X

		P(KN)	M ₂₋₂ (KNm)	M ₃₋₃ (KNm)
ΠΟΔΑΣ	max	-19370	9441	19535
	min	-19391	-10278	-19523
ΚΕΦΑΛΗ	max	-16970	3838	1833
	min	-16991	-4168	-1830

Πίνακας 7.4: Δυσμενέστεροι συνδυασμοί εντατικών μεγεθών στην κεφαλή και τον πόδα του μεσόβαθρου για κύριο σεισμό στη διεύθυνση Y-Y

		P(KN)	M ₂₋₂ (KNm)	M ₃₋₃ (KNm)
ΠΟΔΑΣ	max	-19365	32442	5866
	min	-19396	-33279	-5853
ΚΕΦΑΛΗ	max	-16965	13175	551
	min	-16996	-13506	-548

7.3.1.1 Διαστασιολόγηση X

Όπως προαναφέρθηκε για αυτό το σεισμικό συνδυασμό δράσεων προκύπτει η μέγιστη ροπή κατά τη διεύθυνση Y-Y του καθολικού συστήματος αξόνων ή εναλλακτικά κατά τη διεύθυνση 3-3 του τοπικού συστήματος αξόνων. Σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα η εύρεση του οπλισμού θα γίνει για τον πόδα του μεσόβαθρου αφού τα εντατικά μεγέθη σε αυτή την περίπτωση είναι δυσμενέστερα. Επιπλέον από τις δύο περιπτώσεις max/min η πρώτη είναι δυσμενέστερη αφού για μεγαλύτερη ροπή η αξονική είναι μικρότερη. Επομένως κρίσιμος είναι ο συνδυασμός $P=-19370\text{KN}$, $M_{3-3}=19535\text{KNm}$.

Για την ευκολότερη εύρεση του οπλισμού δημιουργήθηκε ένα αρχείο Excel. Θεωρώντας επικάλυψη οπλισμού ίση με 5cm, διάμετρο τυπικού διαμήκους οπλισμού ίσου με 25mm και διάμετρο συνδετήρα 14mm, προκύπτει ότι το στατικό ύψος της διατομής είναι ίσο με $d_1=d_2=7.8\text{cm}$.

Πίνακας 7.5: Υπολογισμός απαιτούμενου οπλισμού A_{sy} μεσόβαθρου

Μεγέθη Σχεδιασμού		Δεδομένα		Υπολογισμός δυνάμεων	
M_{sd} (KNm)	19535	b(m)=	8	a=	0.50
N_{sd} (KN)	19370	h(m)=	1.5	F_c (KN)=	28582
f_{cd} (kPa)	13333	d_1 (m)=	0.078	F_{s1} (KN)=	19640
f_{yd} (KN/cm ²)	43.48	d_2 (m)=	0.078	F_{s2} (KN)=	10428
E_s (kN/cm ²)	21000	d(m)=	1.422		
e_{yd}	2.07	ϵ'_{co}	1.613	N(KN)=	19370
		r	1.9169		
		x=	0.796		
Κρίσιμος οπλισμός		Κρίσιμος συνδυασμός		Υπολογισμός ροπών	
A_{s1} (cm ²)	451.72	ϵ_{c2} (‰)=	1.28	ζ' =	0.356
A_{s2} (cm ²)	451.72	ϵ_{s1} (‰)=	2.07	M_{Fc} (KNm)=	15900
		ϵ_{s2} (‰)=	1.10	M_{Fs1} (KNm)=	13198
		x(m)=	0.544	M_{Fs2} (KNm)=	7008
		σ_c (kPa)	13018		
		σ_{s1} (KN/cm ²)=	43.48	M_{rd} (KNm)=	36106
		σ_{s2} (KN/cm ²)=	23.08		

Για την εύρεση του απαιτούμενου οπλισμού θεωρείται πως μετά τη διαρροή του οπλισμού η αντοχή παραμένει σταθερή. Με κρίσιμη λοιπόν την παραμόρφωση του χάλυβα αναζητείται ο απαιτούμενος οπλισμός χάλυβα και η παραμόρφωση του σκυροδέματος ώστε αρχικά να υπάρχει ισορροπία δυνάμεων και έπειτα η διατομή να έχει ροπή αντοχής μεγαλύτερη από τη δρώσα. Στην περίπτωση που υπάρξει ισορροπία δυνάμεων, αλλά η ροπή αντοχής είναι μικρότερη μεταβάλλεται ο οπλισμός και επαναλαμβάνεται η διαδικασία.

Όπως προκύπτει από τον πίνακα 7.5 κατά τη διεύθυνση 3-3 για οπλισμό ίσο με 451.72 cm² (92Φ25) η ροπή αντοχής είναι $M_{rd}=36106$ KNm. Μετά την τοποθέτηση του οπλισμού στη διεύθυνση 2-2 η ροπή αυτή να αναμένεται να αυξηθεί. Για λόγους επαλήθευσης παρατίθεται και η ροπή αντοχής της διατομής όπως αυτή προκύπτει από το SAP2000.

- Για $\epsilon_c = -1.145\%$, $\epsilon_{s1}=2.07\%$, $A_{sy1}=A_{sy2}=451.72$ cm², προκύπτει $M_{Rd,y-y}=36047$ KNm, δηλαδή απόκλιση 0.2%.

7.3.1.2 Διαστασιολόγηση Υ

Αντίστοιχα για αυτό το σεισμικό συνδυασμό δράσεων προκύπτει η μέγιστη ροπή κατά τη διεύθυνση X-X του καθολικού συστήματος αξόνων ή εναλλακτικά κατά τη διεύθυνση 2-2 του τοπικού συστήματος αξόνων. Η διαστασιολόγηση θα γίνει για τον πόδα του μεσόβαθρου και για την περίπτωση max των εντατικών μεγεθών, δηλαδή $M=32442$ KNm και $P=-19365$ KN. Λόγω του μεγάλου ύψους της διατομής για τη διεύθυνση αυτή (h=8m) πρακτικά απαιτείται πολύ μικρός οπλισμός για την ανάληψη της ροπής. Ωστόσο από το κριτήριο του ελάχιστου οπλισμού έχουμε :

- $A_{s,min}=1\%*A_s= 1\%*(800*150)=1200$ cm².

Το κριτήριο αυτό ισχύει για στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα με $\eta_k > 0.08$ όπου:

Κεφάλαιο 7: Υπολογισμός εντατικών μεγεθών σχεδιασμού

$$n_k = \frac{N_c}{f_{ck} A_c} \quad (7.17)$$

όπου:

N_c : μέγιστο ανηγμένο αξονικό φορτίο που προκύπτει από το σεισμικό συνδυασμό δράσεων, με τη θλίψη θετική

A_c : ολική διατομή σκυροδέματος

f_{ck} : χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου

Οπότε για $N_c=19391\text{KN}$, $n_k = \frac{N_c}{f_{ck} \cdot A_c} = \frac{19396}{20000 \cdot 8 \cdot 1.5} = 0.082 > 0.08$. Δεδομένου ότι $A_{s,y}=903.44\text{cm}^2$, απαιτείται οπλισμός τουλάχιστον ίσος με $A_{s,x}=296.56\text{cm}^2$.

Πίνακας 7.6: Υπολογισμός απαιτούμενου οπλισμού A_{sx} μεσόβαθρου

Μεγέθη Σχεδιασμού		Δεδομένα		Υπολογισμός δυνάμεων	
$M_{sd}(\text{KNm})$	32442	$b(\text{m})=$	1.5	$a=$	0.44
$N_{sd}(\text{KN})$	19365	$h(\text{m})=$	8	$F_c(\text{KN})=$	22609
$f_{cd}(\text{kPa})$	13333	$d_1(\text{m})=$	0.078	$F_{s1}(\text{KN})=$	6618
$f_{yd}(\text{KN/cm}^2)$	43.48	$d_2(\text{m})=$	0.078	$F_{s2}(\text{KN})=$	3374
$E_s(\text{kN/cm}^2)$	21000	$d(\text{m})=$	7.922		
e_{yd}	2.07	ε'_{co}	1.613	$N(\text{KN})=$	19365
		r	1.9169		
		$x=$	0.674		
Κρίσιμος οπλισμός		Κρίσιμος συνδυασμός		Υπολογισμός ροπών	
$A_{s1}(\text{cm}^2)$	152.21	$\varepsilon_{c2}(\text{‰})=$	1.09	$\zeta'=$	0.352
$A_{s2}(\text{cm}^2)$	152.21	$\varepsilon_{s1}(\text{‰})=$	2.07	$M_{Fc}(\text{KNm})=$	68750
		$\varepsilon_{s2}(\text{‰})=$	1.06	$M_{Fs1}(\text{KNm})=$	25955
		$x(\text{m})=$	2.727	$M_{Fs2}(\text{KNm})=$	13233
		$\sigma_c(\text{kPa})$	12424		
		$\sigma_{s1}(\text{KN/cm}^2)=$	43.48	$M_{rd}(\text{KNm})=$	107938
		$\sigma_{s2}(\text{KN/cm}^2)=$	22.17		

Προκύπτει λοιπόν ότι για $A_{s,x}=304.42\text{cm}^2$ (62Φ25) η ροπή αντοχής $M_{Rd,x-x}$ της διατομής είναι ίση με 107938KNm. Σύμφωνα με το SAP2000:

- Για $\varepsilon_c = -0.9025\text{‰}$, $\varepsilon_{s1}=2.07\text{‰}$, $A_{sx1}=A_{sx2}=152.21\text{cm}^2$ προκύπτει $M_{Rd,x-x}=110321\text{KNm}$, δηλαδή απόκλιση -2.65%.

7.3.1.3 Τελική όπλιση

Ο οπλισμός που υπολογίστηκε παραπάνω για κάθε διεύθυνση τοποθετείται στην τελική διατομή σε δύο σειρές. Θεωρείται καθαρή απόσταση μεταξύ των σειρών ίση με τη διάμετρο του οπλισμού δηλαδή 2.5cm, έτσι ώστε να μην μειωθεί πολύ ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων. Οι καθαρές αξονικές αποστάσεις μεταξύ των ράβδων οπλισμού διαμορφώνονται ως εξής:

- Ο οπλισμός $A_{sx1}=A_{sx2}=451.72\text{cm}^2$ μοιράζεται σε δύο ίσες σειρές των 46Φ25 (225.86cm^2). Λαμβάνοντας υπόψη την καθαρή επικάλυψη, το πάχος του συνδετήρα και το σύνολο του οπλισμού, η καθαρή απόσταση είναι ίση με:

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

$$s_1 = \frac{b - 2c - 2\varphi_{\text{συνδετήρα}} - 46\varphi_L}{45} = \frac{800 - 2 * 5 - 2 * 1.4 - 16 * 2.5}{15} = 14.9\text{cm} \quad (7.18)$$

όπου:

c:καθαρή επικάλυψη ίση με 5cm

$\varphi_{\text{συνδετήρα}}$: διάμετρος συνδετήρα ίση με 1.4cm

φ_L : διάμετρος διαμήκους οπλισμού ίση με 2.5cm

- Ο οπλισμός $A_{sy1}=A_{sy2}=152.21\text{cm}^2$ μοιράζεται σε δύο σειρές των 16Φ25 και 15Φ25 αντίστοιχα. Ομοίως λαμβάνοντας υπόψη τις παραπάνω παραμέτρους, η καθαρή απόσταση είναι ίση με:

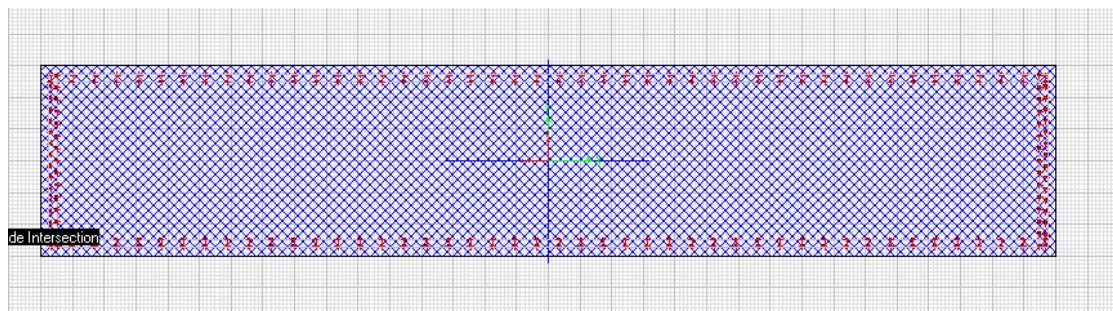
$$s_1 = \frac{b - 2c - 2\varphi_{\text{συνδετήρα}} - 46\varphi_L}{45} = \frac{150 - 2 * 5 - 2 * 1.4 - 16 * 2.5}{15} = 6.5\text{cm} \quad (7.19)$$

$$s_1 = \frac{b - 2c - 2\varphi_{\text{συνδετήρα}} - 46\varphi_L}{45} = \frac{150 - 2 * 5 - 2 * 1.4 - 16 * 2.5}{14} = 7.1\text{cm} \quad (7.20)$$

Σύμφωνα με την παράγραφο §17.4 του ΕΚΩΣ2000 η καθαρή απόσταση οπλισμών εκτός των περιοχών ενώσεων πρέπει να είναι τουλάχιστον ίση με $\max\{\varphi_L, 20\text{mm}\}=25\text{mm}=2.5\text{cm}$. Όταν οι ράβδοι τοποθετούνται σε περισσότερες από μία σειρές, τότε πρέπει να τοποθετούνται η μία επάνω ή πίσω από την άλλη. Η μέγιστη καθαρή απόσταση μεταξύ των διαμήκων ράβδων καθορίζεται έμμεσα σύμφωνα με την παράγραφο §4.2 της Ε39/99. Σε θέσεις που πιθανολογείται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να διατάσσεται εγκάρσιος οπλισμός περίσφιξης κατά προτίμηση μορφής κλειστών συνδετήρων. Η μέγιστη απόσταση μεταξύ των διαδοχικών σκελών των συνδετήρων ορίζεται ίση με $c=\min\{b/3, 200\text{mm}\}$. Οπότε:

- Για $b_1=1.5\text{m}=1500\text{mm}$, $c_1= \min\{b_1/3, 200\text{mm}\}= \min\{1500/3, 200\text{mm}\}=200\text{mm}=20\text{cm}$. Επομένως η μέγιστη καθαρή απόσταση μεταξύ των διαμήκων ράβδων είναι $s_{\max}= c_1-2\varphi_L=20-2*2.5=15\text{cm}$.
- Για $b_2=8\text{m}=8000\text{mm}$, $c_2= \min\{b_2/3, 200\text{mm}\}= \min\{8000/3, 200\text{mm}\}=200\text{mm}=20\text{cm}$. Επομένως η μέγιστη καθαρή απόσταση μεταξύ των διαμήκων ράβδων είναι $s_{\max}= c_2-2\varphi_L=20-2*2.5=15\text{cm}$.

Είναι προφανές λοιπόν ότι η διάταξη που επιλέχθηκε ικανοποιεί τους ανωτέρω περιορισμούς. Παρακάτω στο σχήμα 7.7 φαίνεται η όπλιση του μεσόβαθρου, όπως έγινε η εισαγωγή της στο SAP2000.



Σχήμα 7.7: Προσδιορισμός τελικής όπλισης μεσόβαθρου

7.3.1.4 Εκτίμηση ενεργού δυσκαμψίας μεσόβαθρου

Σύμφωνα με την παράγραφο §2.5.3 της Ε39/99 για τη δυναμική ανάλυση θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη τέτοια δυσκαμψία ώστε να επιτυγχάνεται, κατά το δυνατό, σωστή προσέγγιση της μετακίνησης του φορέα στον ελαστικό κλάδο του ιδεατού ελαστοπλαστικού συστήματος. Η ενεργός δυσκαμψία πλάστιμων στοιχείων σκυροδέματος που χρησιμοποιούνται σε γραμμική σεισμική ανάλυση θα πρέπει να είναι ίση με την τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής.

Η ενεργός δυσκαμψία του μεσόβαθρου προϋποθέτει την εύρεση της υπολογιστικής ροπής αστοχίας και άρα εύρεση του σπλισμού της διατομής. Αρχικά υποτέθηκε ότι η ενεργός δυσκαμψία είναι ίση με το 30% της γεωμετρικής. Ακολούθησε φασματική δυναμική ανάλυση και διαστασιολόγηση του μεσόβαθρου όπως περιγράφηκε παραπάνω. Εν συνεχεία γίνεται εκτίμηση της υπολογιστικής ροπής αστοχίας της διατομής με το δεδομένο σπλισμό και επαλήθευση της ενεργού δυσκαμψίας του βάρου.

Με τη βοήθεια του SAP2000 προέκυψαν οι αξονικές δυνάμεις για τον πόδα και την κεφαλή του μεσόβαθρου. Τα αποτελέσματα παρατίθενται στον πίνακα 7.7. Για την εκτίμηση της υπολογιστικής ροπής αστοχίας λαμβάνεται η αξονική δύναμη λόγω των κατακόρυφων φορτίων δηλαδή $N_{1g+1g'+0.2q}$. Για τον πόδα αυτή είναι ίση με 19381KN και για την κεφαλή είναι ίση με 16981KN.

Πίνακας 7.7: Προσδιορισμός κρίσιμων αξονικών δυνάμεων για το μεσόβαθρο

		Συνδυασμός φόρτισης		N(KN)
ΠΟΔΑΣ	1g+1g'+0.2q			-19381
	Διαστασιολόγηση X	max	-19370	
		min	-19391	
	Διαστασιολόγηση Y	max	-19365	
		min	-19396	
	ΚΕΦΑΛΗ	1g+1g'+0.2q		
Διαστασιολόγηση X		max	-16970	
		min	-16991	
Διαστασιολόγηση Y		max	-16965	
		min	-16996	

Με βάση τις κρίσιμες τιμές της αξονικής δύναμης υπολογίζεται για τον πόδα και την κεφαλή του μεσόβαθρου η δρώσα (ενεργός) δυσκαμψία τόσο για τη διεύθυνση X-X όσο και για τη διεύθυνση Y-Y.

Πίνακας 7.8: Προσδιορισμός ενεργού δυσκαμψίας διατομής μεσόβαθρου

N(KN)		Άξονας	$M_{y,ideal}(KNm)$	$C_{y,ideal}$	$J_{cr}(m^4)$	$J_{un}(m^4)$	J_{cr}/J_{un}
ΠΟΔΑΣ	-19381	x-x	209708	0.000498	14.54	64	0.23
		y-y	42945	0.002591	0.57	2.25	0.25
ΚΕΦΑΛΗ	-16981	x-x	205378	0.000492	14.39	64	0.22
		y-y	41874	0.002578	0.56	2.25	0.25

Η ανάλυση που γίνεται με βάση την τιμή της $E_c I_{eff}$ που βασίζεται σε μια κατ'εκτίμηση του M_{Rd} χρειάζεται απομείωση μόνο εάν η απαιτούμενη εν τέλει τιμή της καμπτικής ικανότητας, $M_{Rd,req}$ είναι σημαντικά μεγαλύτερη από την εκτιμηθείσα τιμή

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

M_{Rd} . Αν $M_{Rd,req} < M_{Rd}$, η διόρθωση θα πρέπει να περιλαμβάνει πολλαπλασιασμό των μετακινήσεων που απορρέουν από την πρώτη ανάλυση επί τον λόγο $M_{Rd} / M_{Rd,req}$.

Στην περίπτωση μας παρατηρούμε ότι ο λόγος της ενεργού δυσκαμψίας προς τη γεωμετρική κυμαίνεται από 0.23 έως 0.25, ενώ αρχικά ο λόγος αυτός είχε υποτεθεί ίσος με 0.30 μεγαλύτερος από τον πραγματικό. Βέβαια το πρόγραμμα SAP2000 δεν λαμβάνει υπόψη τους συνδετήρες και την αύξηση της αντοχής της διατομής λόγω περίσφιγξης. Επομένως η ενεργή δυσκαμψία αναμένεται να είναι μεγαλύτερη. Παρόλα αυτά επιλέχθηκε να μειωθεί η δυσκαμψία στο 25% της γεωμετρικής και να επαναληφθεί η διαδικασία. Η μείωση της δυστένειας στοιχείων σε αξονική δύναμη επιτρέπεται να λαμβάνεται εν γένει ανάλογα προς τη μείωση της δυσκαμψίας.

Όπως αναμενόταν η μικρή μείωση στην ενεργό δυσκαμψία προκάλεσε πολύ μικρή αλλαγή στα δρώντα εντατικά μεγέθη. Παρακάτω γίνεται μία σύγκριση των εντατικών μεγεθών για $I_{eff}/I_g=0.30$ και $I_{eff}/I_g=0.25$

Πίνακας 7.9: Δρώντα εντατικά μεγέθη μεσόβαθρου για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων «Διαστασιολόγηση Χ»

		$I_{eff}=0.25I_g$			$I_{eff}=0.30I_g$		
		P(KN)	M_{2-2} (KNm)	M_{3-3} (KNm)	P(KN)	M_{2-2} (KNm)	M_{3-3} (KNm)
ΠΟΔΑΣ	max	-19369	9400	18512	-19370	9441	19535
	min	-19391	-10234	-18500	-19391	-10278	-19523
ΚΕΦΑΛΗ	max	-16969	3829	1527	-16970	3838	1833
	min	-16991	-4158	-1525	-16991	-4168	-1830

Πίνακας 7.10: Δρώντα εντατικά μεγέθη μεσόβαθρου για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων «Διαστασιολόγηση Υ»

		$I_{eff}=0.25I_g$			$I_{eff}=0.30I_g$		
		P(KN)	M_{2-2} (KNm)	M_{3-3} (KNm)	P(KN)	M_{2-2} (KNm)	M_{3-3} (KNm)
ΠΟΔΑΣ	max	-19365	32300	5558	-19365	32442	5866
	min	-19396	-33134	-5547	-19396	-33279	-5853
ΚΕΦΑΛΗ	max	-16965	13145	459	-16965	13175	551
	min	-16996	-13474	-457	-16996	-13506	-548

Δεδομένου ότι έχει τοποθετηθεί ο ελάχιστος οπλισμός στην διατομή και ότι τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού μειώθηκαν ελάχιστα, προφανώς η διατομή επαρκεί για την ανάληψη της ροπής και στις 2 διευθύνσεις. Άρα ο οπλισμός της διατομής δεν χρήζει μεταβολής. Επιπλέον η αξονική δύναμη λόγω των λοιπών μη σεισμικών φορτίων-συνδυασμός $1g+1g'+0.2q$ - παρέμεινε σταθερή, συνεπώς και η υπολογιστική ροπή αστοχίας της διατομής. Από τα παραπάνω συμπεραίνουμε ότι η ενεργός δυσκαμψία του βάθρου είναι ίση με αυτή που υποτέθηκε δηλαδή $I_{eff}=0.25I_g$.

7.3.2 Διαστασιολόγηση Πασσάλων σε κάμψη

Η διαστασιολόγηση των πασσάλων σε κάμψη πραγματοποιείται για τους εξής συνδυασμούς φόρτισης:

- $1g+1g'+0.2q+ E_x+0.3E_y$ και

Κεφάλαιο 7: Υπολογισμός εντατικών μεγεθών σχεδιασμού

- $1g+1g'+0.2q+ E_y+0.3E_x$

Η διαδικασία που ακολουθείται για τον προσδιορισμό των δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών έχει ως εξής:

- Επαλληλία σύμφωνα με τις προηγούμενες σχέσεις, των εντατικών μεγεθών που προέκυψαν για τα κατακόρυφα φορτία και τις σεισμικές δράσεις.
- Η μορφή της διατομής (κυκλική) επιτρέπει τον υπολογισμό της συνισταμένης των ροπών που δρουν ξεχωριστά στις δύο διευθύνσεις.

Ο υπολογισμός του απαιτούμενου οπλισμού των διατομών γίνεται με το δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων. Οι σχέσεις που χρησιμοποιούνται για τη διαστασιολόγηση των διατομών σε κάμψη είναι οι εξής:

$$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \quad (7.21)$$

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{A_c h f_{cd}} \quad (7.22)$$

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \frac{A_c f_{cd}}{f_{yd}} \quad (7.23)$$

όπου:

N_{Ed} , M_{Ed} : οι δυσμενέστερες τιμές σχεδιασμού αξονικής δύναμης και ροπής αντίστοιχα

v_{Ed} , μ_{Ed} : οι ανηγμένες τιμές σχεδιασμού αξονικής δύναμης και ροπής αντίστοιχα

A_c : το εμβαδό διατομής του πασσάλου

h : η διάμετρος του πασσάλου

f_{cd} : τάση σχεδιασμού σκυροδέματος C20

f_{yd} : τάση σχεδιασμού χάλυβα B500C

ω_{tot} : απαιτούμενο ποσοστό οπλισμού

Οι τιμές του απαιτούμενου οπλισμού ω_{tot} προκύπτουν από διάγραμμα αλληλεπίδρασης. Ωστόσο σύμφωνα με την παράγραφο §4.2.5 της E39/99, σε θλιβόμενα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα με $n_k > 0.08$ το ελάχιστο ποσοστό διαμήκους οπλισμού ορίζεται στο 1% της πραγματικής διατομής. Μάλιστα σε πασσάλους από οπλισμένο σκυρόδεμα θα χρησιμοποιείται ελάχιστο ποσοστό οπλισμού 1% μέχρι βάθους $6D_{πασ}$ από την άνω επιφάνεια της εδαφικής στρώσης που μπορεί να παραλάβει οριζόντια φορτία. Σε μεγαλύτερα βάθη το ποσοστό αυτό μπορεί να μειωθεί σε 0.5%. Δηλαδή:

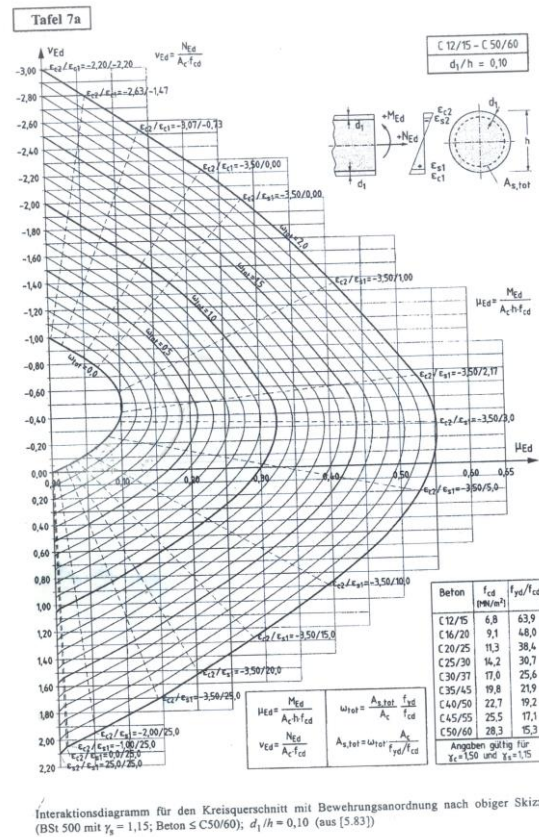
$$A_{s,min} = 0.01 * A_c = 0.01 * \pi * 1.2^2 / 4 = 113 \text{ cm}^2.$$

Σε κάθε ένα από τα βάθη και για κάθε σειρά πασσάλων συγκεντρώνονται τα μεγέθη σχεδιασμού N, M_{2-2}, M_{3-3} και στη συνέχεια υπολογίζονται τα ανηγμένα μεγέθη σχεδιασμού. Για τον προσδιορισμό των δυσμενέστερων συνδυασμών, θεωρούνται 4 κρίσιμοι συνδυασμοί αξονικής-συνολικής ροπής και το αντίστοιχο απαιτούμενο ποσοστό οπλισμού. Οι κρίσιμοι συνδυασμοί είναι οι παρακάτω:

- $\max M$ και αντίστοιχη N
- $\min M$ και αντίστοιχη N
- $\max N$ και αντίστοιχη M

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

- minN και αντίστοιχη M.



Π. Γιαννιόπουλος

10/11

Σχήμα 7.8: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για τη διαστασιολόγηση των πασσάλων

Παρακάτω παρατίθενται αναλυτικά τα αποτελέσματα των κρίσιμων συνδυασμών.

7.3.2.1 Αριστερό ακρόβαθρο

- 1η σειρά πασσάλων($x = -2.42m$)

Πίνακας 7.11: Εύρεση απαιτούμενου οπλισμού για την πρώτη σειρά πασσάλων του αριστερού ακρόβαθρου

	N_{Ed} (KN)	M_{Ed} (KNm)	V_{Ed}	μ_{Ed}	ω_{tot}
maxN (με το αντίστοιχο M)	-904	1123	-0.071	0.073	0.13
minN (με το αντίστοιχο M)	-2410	1198	-0.188	0.078	0.05
maxM (με το αντίστοιχο N)	-908	1255	-0.071	0.082	0.17
minM (με το αντίστοιχο N)	-2011	1074	-0.157	0.070	0.04

Κεφάλαιο 7: Υπολογισμός εντατικών μεγεθών σχεδιασμού

- 2η σειρά πασσάλων($x=2.08m$)

Πίνακας 7.12: Εύρεση απαιτούμενου οπλισμού για τη δεύτερη σειρά πασσάλων του αριστερού ακρόβαθρου

	$N_{Ed}(KN)$	$M_{Ed}(KNm)$	V_{Ed}	μ_{Ed}	ω_{tot}
maxN (με το αντίστοιχο M)	-1043	1210	-0.081	0.079	0.14
minN (με το αντίστοιχο M)	-2260	1221	-0.176	0.079	0.05
maxM (με το αντίστοιχο N)	-1881	1239	-0.147	0.081	0.09
minM (με το αντίστοιχο N)	-1039	1096	-0.081	0.071	0.11

- 3η σειρά πασσάλων($x=6.58m$)

Πίνακας 7.13: Εύρεση απαιτούμενου οπλισμού για την τρίτη σειρά πασσάλων του αριστερού ακρόβαθρου

	$N_{Ed}(KN)$	$M_{Ed}(KNm)$	V_{Ed}	μ_{Ed}	ω_{tot}
maxN (με το αντίστοιχο M)	-889	1056	-0.069	0.069	0.12
minN (με το αντίστοιχο M)	-2324	1269	-0.181	0.082	0.07
maxM (με το αντίστοιχο N)	-2227	1418	-0.174	0.092	0.10
minM (με το αντίστοιχο N)	-986	990	-0.077	0.064	0.10

Από τα παραπάνω προκύπτει πως για το αριστερό ακρόβαθρο, η μέγιστη απαίτηση οπλισμού είναι για $\omega_{tot}=0.17$. Οπότε σύμφωνα με τις σχέσεις (7.21),(7.22) και (7.23) για:

$A_c = \pi \cdot 1.2^2 / 4 = 1.131m^2$, $f_{cd} = 11333kPa$, $f_{yd} = 434783kPa$ προκύπτει :

$A_{s, tot} = \omega_{tot} \cdot \frac{A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 0.17 \cdot 1.131 \cdot (11333 / 434783) = 50.07cm^2 < A_{s, min}$, επομένως θα

τοποθετηθεί ο ελάχιστος οπλισμός. Για τυπική διάμετρος διαμήκους οπλισμού $\Phi 25(4.91cm^2)$, ο απαιτούμενος οπλισμός είναι $23\Phi 25$. Χάριν ευκολίας επιλέγεται να τοποθετηθεί ζυγός αριθμός ράβδων οπλισμού, έστω $28\Phi 25(138cm^2)$.

Για καθαρή επικάλυψη $c=7cm$, τυπική διάμετρο συνδετήρα $\phi_L=1.4cm$:

- $r_1 = r - c - \phi_L = 60 - 7 - 1.4 = 51.6cm$, όπου r_1 : η ακτίνα του πασσάλου στη στάθμη του διαμήκους οπλισμού.
- $\Pi = 2 \cdot \pi \cdot r_1 = 2 \cdot \pi \cdot 51.6 = 324cm$ και $\Pi_1 = \Pi / 4 = 81cm$, όπου Π : η συνολική περίμετρος του πασσάλου στη στάθμη του οπλισμού και Π_1 : η περίμετρος του πασσάλου στο κάθε ένα τεταρτημόριο.
- $n = \frac{28-4}{4} = 6$, όπου n : ο αριθμός των ράβδων σε κάθε τεταρτημόριο
- $s = \frac{(\Pi_1 - (n+2) \cdot \phi_L)}{n+1} = \frac{(81 - 8 \cdot 2.5)}{7} = 8.7cm$, η καθαρή απόσταση μεταξύ των ράβδων διαμήκους οπλισμού.

Σύμφωνα με την παράγραφο §4.2.5 της E39/99, ο οπλισμός αυτός θα τοποθετηθεί για μήκος $6D_{\text{πασ}}$. Για μεγαλύτερα βάθη θα τοποθετηθεί ο μισός οπλισμός, δηλαδή $14\Phi 25(69cm^2)$. Αυτό δικαιολογείται από το γεγονός ότι το διάγραμμα ροπών εμφανίζει τη μέγιστη τιμή του στα πρώτα μέτρα του μήκους του πασσάλου και στη συνέχεια μειώνεται σημαντικά, σχεδόν μηδενίζεται. Λαμβάνοντας υπόψη το μήκος αλληλοεπικάλυψης των οπλισμών προκύπτει:

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

- Για $a \leq 10\Phi_L$ είτε $b \leq 10\Phi_L$,

$$l_o = 2l_{b,net} \quad (7.24)$$

όπου:

a: απόσταση μεταξύ των γειτονικών ενώσεων

b: η απόσταση από την πλησιέστερη επιφάνεια

l_o : το απαιτούμενο μήκος υπερκάλυψης

$l_{b,net}$: το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης.

Για ευθύγραμμη αγκύρωση,

$$l_{b,net} = l_b = \frac{\Phi_L f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad (7.25)$$

όπου:

f_{yd} : τιμή σχεδιασμού της τάσης διαρροής του χάλυβα του διαμήκους οπλισμού

f_{bd} : τιμή σχεδιασμού της τάσης συνάφειας η οποία για σκυρόδεμα C20/25 και περιοχή συνάφειας I είναι ίση με 2.7MPa

Σύμφωνα με τη σχέση (7.25) προκύπτει ότι: $l_{b,net} = l_b = \frac{\Phi_L * f_{yd} = 25 * 500}{4 * 2.7 * 1.15} \approx 1\text{m}$. Επομένως για βάθος $6D_{\text{πασ.}} + l_b = 6 * 1.2 + 1 = 8.2\text{m} \approx 9\text{m}$, τοποθετείται συνολικός διαμήκης οπλισμός 28Φ25 (138cm²), ενώ στο υπόλοιπο μήκος του πασσάλου (16m) τοποθετείται οπλισμός 14Φ25 (69cm²).

7.3.2.2 Δεξί ακρόβαθρο

- 1η σειρά πασσάλων ($x=83.72\text{m}$)

Πίνακας 7.14: Εύρεση απαιτούμενου οπλισμού για την πρώτη σειρά πασσάλων του δεξιού ακρόβαθρου

	N_{Ed} (KN)	M_{Ed} (KNm)	v_{Ed}	μ_{Ed}	ω_{tot}
maxN (με το αντίστοιχο M)	-890	1171	-0.069	0.076	0.14
minN (με το αντίστοιχο M)	-2324	1161	-0.181	0.075	0.04
maxM (με το αντίστοιχο N)	-988	1311	-0.077	0.085	0.16
minM (με το αντίστοιχο N)	-2221	910	-0.173	0.059	0

Κεφάλαιο 7: Υπολογισμός εντατικών μεγεθών σχεδιασμού

- 2η σειρά πασσάλων($x=88.22\text{m}$)

Πίνακας 7.15: Εύρεση απαιτούμενου οπλισμού για τη δεύτερη σειρά πασσάλων του δεξιού ακρόβαθρου

	$N_{Ed}(\text{KN})$	$M_{Ed}(\text{KNm})$	V_{Ed}	μ_{Ed}	ω_{tot}
maxN (με το αντίστοιχο M)	-1043	1236	-0.081	0.080	0.15
minN (με το αντίστοιχο M)	-2260	1196	-0.176	0.078	0.06
maxM (με το αντίστοιχο N)	-1418	1255	-0.111	0.082	0.12
minM (με το αντίστοιχο N)	-1865	1084	-0.145	0.070	0.04

- 3η σειρά πασσάλων($x=92.72\text{m}$)

Πίνακας 7.16: Εύρεση απαιτούμενου οπλισμού για την τρίτη σειρά πασσάλων του δεξιού ακρόβαθρου

	$N_{Ed}(\text{KN})$	$M_{Ed}(\text{KNm})$	V_{Ed}	μ_{Ed}	ω_{tot}
maxN (με το αντίστοιχο M)	-903	1107	-0.07	0.072	0.12
minN (με το αντίστοιχο M)	-2410	1209	-0.188	0.079	0.05
maxM (με το αντίστοιχο N)	-940	1314	-0.073	0.085	0.17
minM (με το αντίστοιχο N)	-1291	1084	-0.101	0.070	0.09

Ομοίως με το αριστερό ακρόβαθρο, η μέγιστη απαίτηση οπλισμού προκύπτει για $\omega_{tot}=0.17$. Οπότε θα τοποθετηθεί και εδώ ο ελάχιστος οπλισμός. Δηλαδή στα πρώτα 9m τοποθετούνται 28Φ25 (138cm^2) και στα υπόλοιπα 16m τοποθετούνται 14Φ25 (69cm^2).

7.3.2.3 Μεσόβαθρο

- 1^η σειρά πασσάλων($x=40.65\text{m}$)

Πίνακας 7.17: Εύρεση απαιτούμενου οπλισμού για την πρώτη σειρά πασσάλων του μεσόβαθρου

	$N_{Ed}(\text{KN})$	$M_{Ed}(\text{KNm})$	V_{Ed}	μ_{Ed}	ω_{tot}
maxN (με το αντίστοιχο M)	-924	2281	-0.072	0.148	0.38
minN (με το αντίστοιχο M)	-3439	2095	-0.268	0.136	0.20
maxM (με το αντίστοιχο N)	-1682	2286	-0.131	0.149	0.34
minM (με το αντίστοιχο N)	-2933	1021	-0.229	0.066	0

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

- 2η σειρά πασσάλων($x=45.15m$)

Πίνακας 7.18: Εύρεση απαιτούμενου οπλισμού για τη δεύτερη σειρά πασσάλων του μεσόβαθρου

	$N_{Ed}(KN)$	$M_{Ed}(KNm)$	V_{Ed}	μ_{Ed}	ω_{tot}
maxN (με το αντίστοιχο M)	-1113	2198	-0.087	0.143	0.36
minN (με το αντίστοιχο M)	-3305	2110	-0.258	0.137	0.23
maxM (με το αντίστοιχο N)	-1884	2313	-0.147	0.15	0.34
minM (με το αντίστοιχο N)	-3241	1233	-0.253	0.08	0

- 3η σειρά πασσάλων($x=49.65m$)

Πίνακας 7.19: Εύρεση απαιτούμενου οπλισμού για την τρίτη σειρά πασσάλων του μεσόβαθρου

	$N_{Ed}(KN)$	$M_{Ed}(KNm)$	V_{Ed}	μ_{Ed}	ω_{tot}
maxN (με το αντίστοιχο M)	-923	2177	-0.072	0.142	0.36
minN (με το αντίστοιχο M)	-3439	2237	-0.268	0.145	0.26
maxM (με το αντίστοιχο N)	-3439	2237	-0.268	0.145	0.26
minM (με το αντίστοιχο N)	-1527	1078	-0.119	0.07	0.07

Για την περίπτωση του μεσόβαθρου η μέγιστη απαίτηση οπλισμού προκύπτει για $\omega_{tot}=0.38$. Οπότε σύμφωνα με τις σχέσεις (7.21),(7.22) και (7.23) και για:

$A_c= \pi \cdot 1.2^2/4= 1.131m^2$, $f_{cd}= 11333kPa$, $f_{yd}= 434783kPa$ προκύπτει :

$$A_{s, tot} = \omega_{tot} \cdot \frac{A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 0.38 \cdot 1.131 \cdot (11333/434783) = 112cm^2 = A_{s,min}, \text{ επομένως θα}$$

τοποθετηθεί και εδώ ο ελάχιστος οπλισμός. Δηλαδή στα πρώτα 9m τοποθετούνται 28Φ25 ($138cm^2$) και στα υπόλοιπα 21m τοποθετούνται 14Φ25 ($69cm^2$).

Για προσομοίωση της έδρασης του πασσάλου στο έδαφος με κατακόρυφο ελατήριο στην αιχμή του, παρουσιάζονται αυξημένα θλιπτικά φορτία κατά μήκος των πασσάλων. Στην περίπτωση αυτή δεν λαμβάνεται υπόψη μείωση της ενεργού δυσκαμψίας αφού λόγω των πολύ μεγάλων αναπτυσσόμενων θλιπτικών φορτίων θεωρείται ότι οι πάσσαλοι λειτουργούν ως προεντεταμένα στοιχεία.

Κεφάλαιο 8

8 Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης(pushover analysis)

8.1 Γενικά

Η αποτίμηση της συμπεριφοράς των κατασκευών αποτελεί μία πολύ σημαντική διαδικασία μελέτης κατά την οποία εξετάζεται η σεισμική απόκριση της κατασκευής και εκτιμώνται παράγοντες όπως η αντοχή, η διαθέσιμη και η απαιτούμενη πλαστιμότητα του φορέα. Κατά την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα προσδιορίζονται οι πιθανές θέσεις σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης και η σειρά εμφάνισης των βλαβών στις κρίσιμες διατομές. Παράλληλα εκτιμάται η απόκριση του φορέα με την επιβολή σταδιακής οριζόντιας φόρτισης μέχρι το σημείο όπου επέρχεται κατάρρευση.

Η ανελαστική στατική ανάλυση είναι μία από τις μεθόδους που χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση των κατασκευών. Με βάση αυτή προσδιορίζεται η διαδοχική σειρά εμφάνισης των σημείων διαρροής και αστοχίας των στοιχείων, η εικόνα παραμόρφωσης του φορέα στην εξεταζόμενη διεύθυνση και ελέγχεται η επάρκεια του φορέα για σεισμική διέγερση που αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού. Εμφανίζει κάποια μειονεκτήματα που αφορούν κυρίως την προσομοίωση της σεισμικής διέγερσης με στατική φόρτιση καθώς και την αδυναμία της να λάβει υπόψη τη συμβολή των ανώτερων ιδιομορφών στην απόκριση της κατασκευής.

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής, εφαρμόζεται αρχικά η μέθοδος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας. Όπως προαναφέρθηκε, κρίσιμες διατομές θεωρούνται αυτές του μεσόβαθρου και των πασσάλων. Κατά την αποτίμηση λαμβάνονται υπόψη οι οπλισμοί όπως αυτοί προέκυψαν από τη διαδικασία της διαστασιολόγησης.

8.2 Προσδιορισμός της αντοχής και της πλαστιμότητας των κρίσιμων διατομών

Η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του έργου που εξετάζεται, γίνεται με την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής μεθόδου (pushover analysis), με τη χρήση του προγράμματος SAP2000. Οι ενδεχόμενες θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων ορίζονται στον πόδα του μεσόβαθρου καθώς και στις διατομές των πασσάλων όπου αναμένεται να αναπτυχθεί η μέγιστη ροπή. Το πρόγραμμα για την προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων ενός φορέα, στα πλαίσια μιας στατικής ανελαστικής ανάλυσης, χρησιμοποιεί το προσομοίωμα συγκεντρωμένης πλαστιμότητας ή σημειακών πλαστικών αρθρώσεων. Το προσομοίωμα αυτό συντίθεται από ένα ελαστικό στοιχείο που στα άκρα του έχει σημειακά στρωφικά ελατήρια. Τα ελατήρια αυτά γίνεται δεκτό ότι ενεργοποιούνται μετά τη διαρροή του στοιχείου, δηλαδή μετά το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στο ένα ή και στα δύο άκρα του στοιχείου και ακολουθούν έναν ανελαστικό νόμο M-θ.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

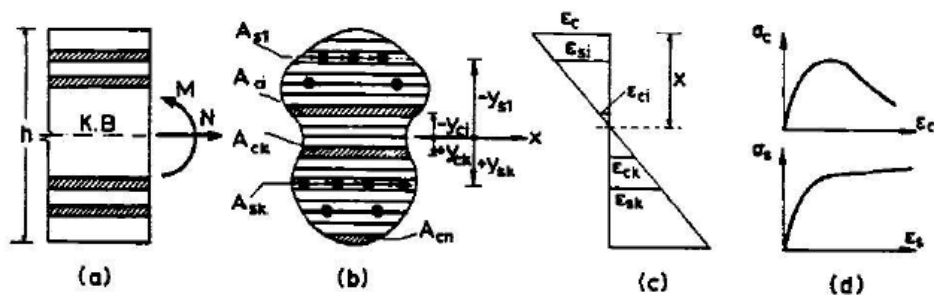
Το πρώτο και πιο κρίσιμο στάδιο για την αποτίμηση μιας κατασκευής είναι η ορθή και κατά το δυνατόν αξιόπιστη εκτίμηση της αντοχής και της διαθέσιμης στροφής στα σημεία των ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων. Απαιτείται δηλαδή η ανάπτυξη ενός νόμου ροπών-στροφών ($M-\theta$) για κάθε ανελαστικό ελατήριο. Τα διαθέσιμα ζεύγη τιμών αντιστοιχούν στη στροφή διαρροής, τη διαθέσιμη πλαστική στροφή, τη ροπή διαρροής και τη ροπή αστοχίας της διατομής. Η διαθέσιμη ικανότητα της πλαστικής στροφής, και εν συνεχεία η ικανότητα πλαστιμότητας μέλους, εξαρτώνται από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής, το ποσοστό διαμήκους οπλισμού, τα μεγέθη ορθής έντασης και το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού που στην περίπτωση μας αγνοείται.

8.2.1 Περιγραφή ανάλυσης διατομών με το πρόγραμμα SAP2000

8.2.1.1 Γενικά

Για την ανάλυση των διατομών χρησιμοποιείται η εντολή *Section Designer* του προγράμματος SAP2000. Δεδομένου ότι δεν λαμβάνεται υπόψη η συμβολή του εγκάρσιου οπλισμού, η ανάλυση γίνεται για απερίσφικτο σκυρόδεμα ενώ για την κατανομή των παραμορφώσεων καθ' ύψος της διατομής γίνεται δεκτή η αρχή της επιπεδότητας των διατομών (Bernoulli).

Η μεθοδολογία που ακολουθείται στο πρόγραμμα συνίσταται σε χωρισμό της διατομής σε λωρίδες (μοντέλο ινών). Τόσο οι λωρίδες του σκυροδέματος όσο και οι διάφορες στρώσεις των οπλισμών καθορίζονται από τις αποστάσεις τους (y_i), από έναν άξονα αναφοράς που είναι το κέντρο βάρους της διατομής του σκυροδέματος. Για δεδομένο αξονικό φορτίο N και δεδομένη τιμή της παραμόρφωσης στην ακραία θλιβόμενη ίνα (ϵ_c), είναι δυνατόν να βρεθεί η ροπή M της διατομής και η αντίστοιχη καμπυλότητα ϕ . Για δεδομένη παραμόρφωση ϵ_{ci} , στο κέντρο της λωρίδας i , καθορίζεται από το διάγραμμα $\sigma_c-\epsilon_c$ η τάση σ_{ci} στη λωρίδα. Αντίστοιχα από τις παραμορφώσεις ϵ_{si} , στις διάφορες στρώσεις οπλισμών, με βάση το διάγραμμα $\sigma_s-\epsilon_s$. Ακολουθείται μια επαναληπτική διαδικασία από το πρόγραμμα, έως ότου προσδιοριστεί το ύψος x για το οποίο πληρούται η συνθήκη ισορροπίας, με την επιδιωκόμενη ακρίβεια.



Σχήμα 8.1: Μεθοδολογία υπολογισμού διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων

Η ροπή που αναλαμβάνει η διατομή υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M = \sum_i^n \sigma_{ci} A_{ci} y_{ci} + \sum_i^m \sigma_{si} A_{si} y_{si} \quad (8.1)$$

και η αντίστοιχη καμπυλότητα υπολογίζεται από τη σχέση:

Κεφάλαιο 8: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover analysis)

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{x} \quad (8.2)$$

Με αυτό τον τρόπο προσδιορίζεται το πλήρες διάγραμμα M-φ της διατομής ενώ εάν η ανάλυση επαναληφθεί για διάφορα επίπεδα αξονικής φόρτισης, είναι δυνατόν και να υπολογιστούν τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης M-N. Στο πρόγραμμα αυτό η αντοχή του σκυροδέματος σε εφελκυσμό αγνοείται, ενώ για τον χάλυβα λαμβάνεται ίδια καμπύλη σ_s - ε_s , για εφελκυσμό και για θλίψη. Το πρόγραμμα κατά την εφαρμογή του διαθέτει τα εξής δύο κριτήρια αστοχίας της διατομής:

- Πτώση της τάσης του σκυροδέματος κάτω από $0.85f_c$ στο φθίνοντα κλάδο
- Θραύση διαμήκους οπλισμού στην εφελκυσμένη ζώνη.

Κάθε μορφή αστοχίας αντιστοιχεί και σε διαφορετική τιμή της παραμόρφωσης σκυροδέματος ε_c . Η μικρότερη των δύο τιμών είναι αυτή που θα καθορίσει την καμπυλότητα αστοχίας της διατομής.

8.2.1.2 Μηχανικές ιδιότητες των υλικών

Κατά την αποτίμηση μιας κατασκευής, χρησιμοποιούνται οι ιδιότητες των υλικών οι οποίες έχουν και τη μεγαλύτερη πιθανότητα να εμφανιστούν στα στοιχεία κατά τη διάρκεια του σεισμικού φαινομένου, ώστε η ανάλυση που θα εφαρμοστεί να δώσει όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστικά αποτελέσματα. Επιπλέον, στον ανελαστικό σχεδιασμό, η χρήση των τιμών σχεδιασμού για τα υλικά δεν οδηγεί πάντα σε αποτελέσματα προς τη μεριά της ασφαλείας. Επομένως, κατά την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής, σε αντιδιαστολή με τη διαστασιολόγηση, χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές των αντοχών των υλικών και όχι οι χαρακτηριστικές τιμές ή οι τιμές σχεδιασμού. Σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ2000, §Σ.2.3.1 οι τιμές αυτές των υλικών είναι οι ακόλουθες:

- Για το σκυρόδεμα: $f_{cm}=f_{ck}+8=28\text{MPa}$
- Για το χάλυβα: $f_{ym}\approx 1.1*f_{yk}= 550\text{MPa}$

Όσον αφορά την κράτυνση του χάλυβα, αυτή λαμβάνεται υπόψη με βάση τον EC8, ίση με 1.15. Ο ελληνικός κανονισμός προτείνει την τιμή 1.10. Όμως η τιμή αυτή κρίνεται ότι οδηγεί σε ιδιαίτερα συντηρητικά αποτελέσματα για τις ροπές αστοχίας της διατομής. Το πρόγραμμα χρησιμοποιεί το μοντέλο Mander για τον προσδιορισμό του νόμου τάσεων-παραμορφώσεων του απερίσφικτου σκυροδέματος.

8.2.2 Αποτελέσματα ανάλυσης διατομών

Για τον προσδιορισμό των διαγραμμάτων ροπών καμπυλοτήτων M-φ, οι αναλύσεις γίνονται για το μεν μεσόβαθρο για το αξονικό φορτίο που προκύπτει από το συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων $g+g'+0.2q$. Όπως προαναφέρθηκε η αξονική δύναμη του μεσόβαθρου οφείλεται κυρίως στα κατακόρυφα φορτία ενώ τα οριζόντια κυρίως συνεισφέρουν στην κάμψη της διατομής. Το αξονικό φορτίο για τον πόδα του μεσόβαθρου, όπου και αναμένεται να δημιουργηθεί η πλαστική άρθρωση, είναι $N_{g+g'+0.2q}=-19380\text{KN}$. Οι χαρακτηριστικές τιμές ενός διαγράμματος M-φ που είναι χρήσιμες για την ανελαστική ανάλυση ενός φορέα είναι οι εξής:

- φ_y : είναι η καμπυλότητα που αντιστοιχεί στην πρώτη διαρροή διαμήκους οπλισμού
- φ_u : είναι η καμπυλότητα που αντιστοιχεί στην παραμόρφωση αστοχίας της διατομής

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

- M_y : είναι η ροπή αντοχής που αντιστοιχεί στην πρώτη διαρροή διαμήκους οπλισμού
- M_u : είναι η ροπή αντοχής που αντιστοιχεί στην παραμόρφωση αστοχίας της διατομής

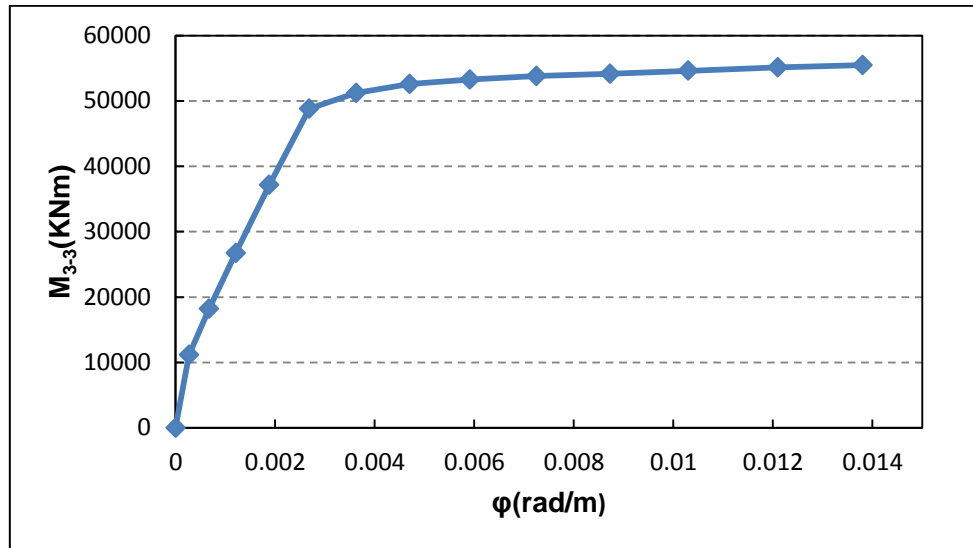
Το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για τη διατομή του πόδα του μεσόβαθρου όπως υπολογίζεται από το SAP2000 παρουσιάζεται στο σχήμα 8.2. Σημειώνεται ότι λόγω της πολύ μεγάλης αντοχής του μεσόβαθρου κατά την ισχυρή διεύθυνση, πρακτικά η διατομή δεν θα διαρρεύσει για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα παρά μόνο για μία πολύ μεγάλη οριζόντια μετακίνηση. Γίνεται λοιπόν δεκτό, ότι η διατομή του πόδα του μεσόβαθρου μπορεί να διαρρεύσει μόνο σε κάμψη κατά την ασθενή διεύθυνση, δηλαδή για κάμψη περί τον άξονα 3 (M_{3-3}). Οι τιμές των ροπών καμπυλοτήτων προκύπτουν για διάφορες τιμές της παραμόρφωσης του σκυροδέματος.

Πίνακας 8.1: Ζεύγη τιμών M-φ διατομής μεσόβαθρου για αξονική δύναμη $N_{g+g'+0.2q}=-19380\text{KN}$.

$\phi(1/m)$	M (KNm)
0	0
0.002588	47252
0.002802	49333
0.002941	49689
0.003154	50235
0.003528	51008
0.003922	51687
0.004337	52222
0.004773	52596
0.005229	52895
0.005707	53161
0.006205	53410
0.006724	53636
0.007263	53791
0.007823	53924
0.008405	54032
0.009006	54216
0.009629	54394
0.0103	54595
0.0109	54795
0.0116	54984
0.0123	55163
0.0131	55329
0.0138	55470

$\phi(1/m)$	M_{ideal} (KNm)
0	0
0.002588	47252
0.002802	51147
0.002941	53687
0.0138	53687

Κεφάλαιο 8: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover analysis)



Σχήμα 8.2: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για τον πόδα του μεσόβαθρου, για $N_{g+g'+0.2q}=-19380\text{KN}$

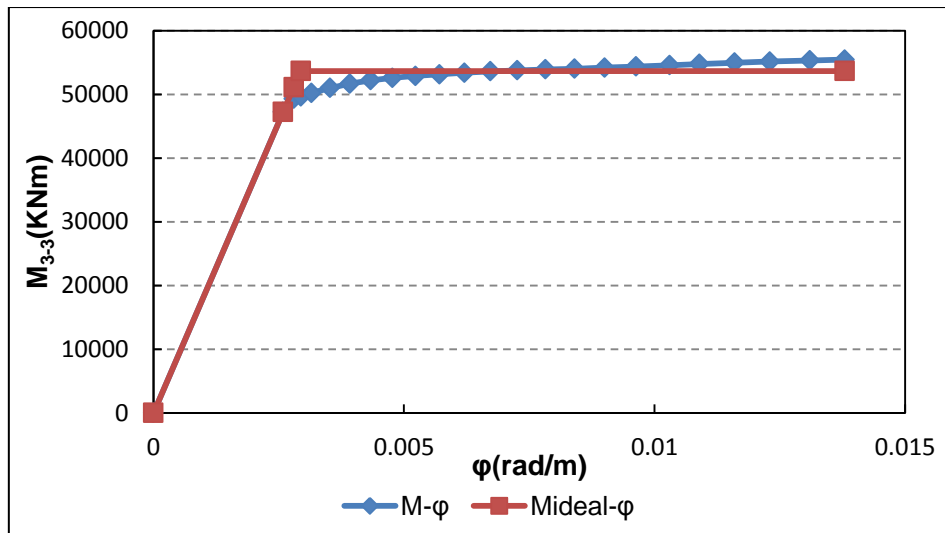
Δεδομένου ότι η ροπή διαρροής που αντιστοιχεί στην πρώτη διαρροή του διαμήκους οπλισμού δεν συμπίπτει κατ' ανάγκη με τη ροπή διαρροής όλης της διατομής, πραγματοποιείται διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων. Η απόκλιση αυτή γίνεται ιδιαίτερα έντονη σε διατομές στις οποίες ο οπλισμός είναι κατανεμημένος σε ολόκληρο το εμβαδόν τους, όπως συμβαίνει στις κυκλικές διατομές των πασσάλων. Στην περίπτωση αυτή η έναρξη της διαρροής του οπλισμού που βρίσκεται στην ακραία ίνα απέχει αρκετά από το να συνεπάγεται την ταυτόχρονη έναρξη της διαρροής σε όλη τη διατομή. Για να λαμβάνεται μία πιο αντιπροσωπευτική τιμή της ροπής διαρροής της διατομής, κρίνεται απαραίτητο να γίνεται διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων. Η διγραμμικοποίηση του διαγράμματος γίνεται με την παρακάτω διαδικασία:

- Ο «ιδεατός» ελαστικός κλάδος διέρχεται από το πρώτο σημείο διαρροής του οπλισμού και παραμένει σταθερός.
- Η τιμή της καμπυλότητας αστοχίας (ϕ_u) διατηρείται σταθερή.
- Μετά το θεωρητικό σημείο διαρροής ($\phi_{y,ideal}$) θεωρείται ότι η ροπή αντοχής της διατομής παραμένει σταθερή.
- Υπολογίζεται το εμβαδό κάτω από το διάγραμμα $M-\phi$ της ανάλυσης, το οποίο θα πρέπει να ισούται με το εμβαδό κάτω από το διγραμμικό διάγραμμα.

Με βάση τις παραπάνω παραδοχές υπολογίζονται οι τιμές $\phi_{y,ideal}$ και $M_{y,ideal}$ του ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος.

Στο σχήμα 8.3 φαίνονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης και το αντίστοιχο διγραμμικό διάγραμμα για τον πόδα του μεσόβαθρου για αξονική δύναμη $N_{g+g'+0.2q} = -19380\text{KN}$.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος



Σχήμα 8.3: Διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων και αντίστοιχο διγραμμικό για τον πόδα του μεσόβαθρου, για $N_{g+g'+0.2q}=-19380\text{KN}$

Η παραπάνω διαδικασία όπως περιγράφηκε εφαρμόστηκε και για τον προσδιορισμό των ανελαστικών νόμων ροπών-καμπυλοτήτων που χαρακτηρίζουν τις ενδεχόμενες θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων των πασσάλων. Στην περίπτωση αυτή όμως τα εντατικά μεγέθη-αξονικές δυνάμεις- μεταβάλλονται έντονα τόσο λόγω της θέσης του πασσάλου στην ομάδα όσο και λόγω της οριζόντιας φόρτισης. Σε αντίθεση με το μεσόβαθρο, όπου η αξονική δύναμη οφείλεται κυρίως σε κατακόρυφα φορτία, στην περίπτωση των πασσάλων η οριζόντια φόρτιση μεταβάλλει έντονα την αξονική δύναμη λόγω κατακόρυφων φορτίων. Έτσι σε κάποιες περιπτώσεις η θλιπτική αξονική δύναμη λόγω κατακόρυφων φορτίων μειώνεται και μάλιστα γίνεται εφελκυστική για πολύ μεγάλες μετακινήσεις, ενώ σε κάποιες άλλες περιπτώσεις αυξάνεται με αποτέλεσμα να παρατηρούνται ισχυρά θλιπτικά φορτία στους πασσάλους.

Προκειμένου να προσδιορισθεί με μεγαλύτερη ακρίβεια ο νόμος M-θ για τα διάφορα επίπεδα αξονικής δύναμης, πραγματοποιήθηκε μία «αρχική» pushover analysis έτσι ώστε να εκτιμηθεί το εύρος μεταβολής της αξονικής δύναμης στους πασσάλους. Αποφασίστηκε να προσδιορισθεί ο νόμος ροπών-καμπυλοτήτων για 26 διαφορετικές τιμές αξονικής δύναμης για τους πασσάλους του μεσόβαθρου, λόγω της μεγάλης απόκλισης που αυτή παρουσιάζει. Στην περίπτωση των πασσάλων των ακρόβαθρων, λόγω μικρότερου εύρους της αξονικής δύναμης ο αντίστοιχος νόμος ροπών καμπυλοτήτων υπολογίστηκε για 13 τιμές αξονικής δύναμης.

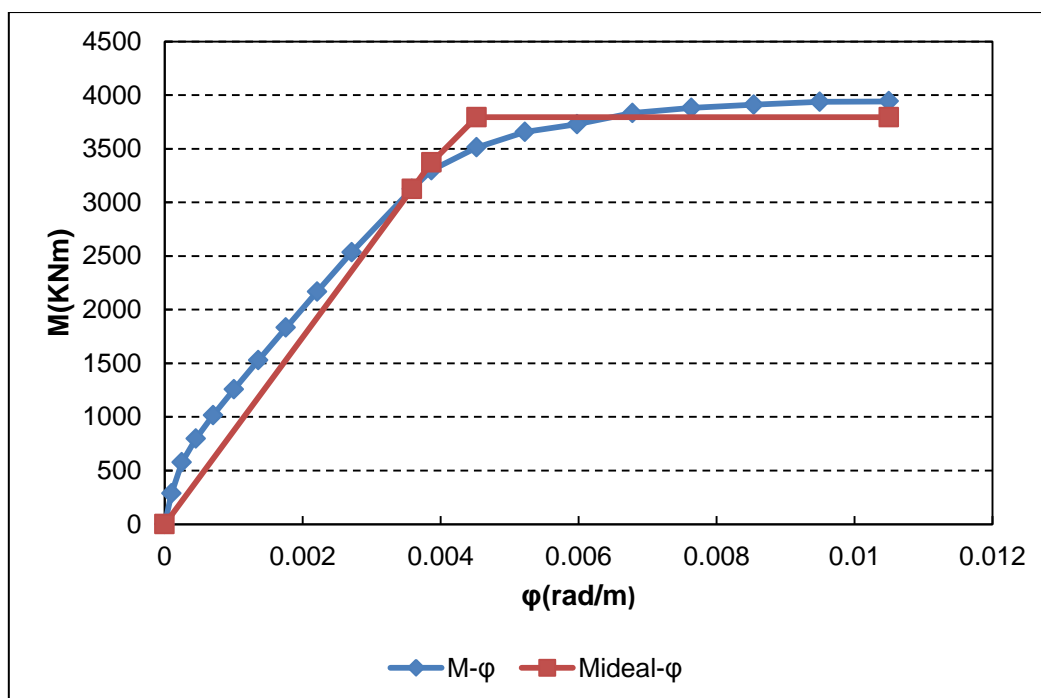
Ομοίως με τη διατομή του μεσόβαθρου, στο σχήμα 8.4 φαίνεται ενδεικτικά το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων και το αντίστοιχο διγραμμικό διάγραμμα για τη διατομή του πασσάλου και για αξονική δύναμη $N=-1900\text{KN}$. Λόγω γεωμετρικής συμμετρίας της κυκλικής διατομής του πασσάλου και συμμετρίας του οπλισμού, η ροπή αντοχής του πασσάλου είναι η ίδια για κάμψη περί τους άξονες 2-2 και 3-3.

Κεφάλαιο 8: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover analysis)

Πίνακας 8.2: Ζεύγη τιμών M-φ διατομής πασσάλου για αξονική δύναμη N=-1900KN.

ϵ_c	$\varphi(\text{rad/m})$	M(KNm)
0	0	0
0.00012	0.000101	286
0.00020	0.000251	577
0.00029	0.000452	796
0.00039	0.000703	1015
0.00050	0.001005	1256
0.00062	0.001356	1527
0.00076	0.001758	1831
0.00091	0.002211	2167
0.00109	0.002713	2535
0.00128	0.003586	3125
0.00149	0.003868	3299
0.00169	0.004522	3512
0.00019	0.005225	3656
0.00212	0.005978	3728
0.00236	0.006782	3832
0.00261	0.007636	3880
0.00288	0.008541	3911
0.00317	0.009495	3937
0.0035	0.0105	3941

φ	$M_{\text{ideal}}(\text{KNm})$
0	0
0.003586	3125
0.003868	3371
0.004522	3794
0.0105	3794



Σχήμα 8.4: Διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων και αντίστοιχο διγραμμικό για τη διατομή του πασσάλου, για N=-1900KN

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Από το παραπάνω διάγραμμα γίνεται εμφανές ότι το πραγματικό σημείο διαρροής διαφέρει αρκετά από το θεωρητικό σημείο διαρροής, δεδομένου ότι η τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής δεν είναι επαπτόμενη στην αρχική δυσκαμψία της διατομής. Όπως προαναφέρθηκε αυτό οφείλεται στην κυκλική διατομή των πασσάλων. Πιο αναλυτικά για τη δεδομένη αξονική δύναμη, $N = -1900\text{KN}$ έχουμε:

- $\varphi_{y,\text{initial}} = 3.586 \cdot 10^{-3}$, $M_{y,\text{initial}} = 3125\text{KNm}$
- $\varphi_{y,\text{ideal}} = 4.353 \cdot 10^{-3}$, $M_{y,\text{ideal}} = M_u = 3794\text{KNm}$, $\varphi_u = 0.0105$
- $\mu_\varphi = 2.41$

Επιπλέον για πολύ μεγάλες τιμές θλιπτικού φορτίου, η καμπυλότητα διαρροής παρουσιάζει πολύ κοντινή τιμή με την καμπυλότητα αστοχίας της διατομής, με αποτέλεσμα η πλαστιμότητα καμπυλοτήτων της διατομής να είναι πολύ μικρή. Ενδεικτικά παρατίθενται η καμπυλότητα διαρροής και αστοχίας, ροπή αντοχής και αστοχίας, πλαστιμότητα καμπυλοτήτων της διατομής του πασσάλου για αξονική δύναμη $N = -6600\text{KN}$.

- $\varphi_{y,\text{initial}} = 4.255 \cdot 10^{-3}$, $M_{y,\text{initial}} = 4506\text{KNm}$
- $\varphi_{y,\text{ideal}} = 4.561 \cdot 10^{-3}$, $M_{y,\text{ideal}} = M_u = 4831\text{KNm}$, $\varphi_u = 7.234 \cdot 10^{-3}$
- $\mu_\varphi = 1.59$

Η διαδικασία αυτή πραγματοποιήθηκε για 26 διαφορετικές τιμές αξονικού φορτίου για τις ενδεχόμενες πλαστικές αρθρώσεις των πασσάλων του μεσόβαθρου και για 13 διαφορετικές τιμές αξονικού φορτίου για τις ενδεχόμενες πλαστικές αρθρώσεις των πασσάλων των ακρόβαθρων.

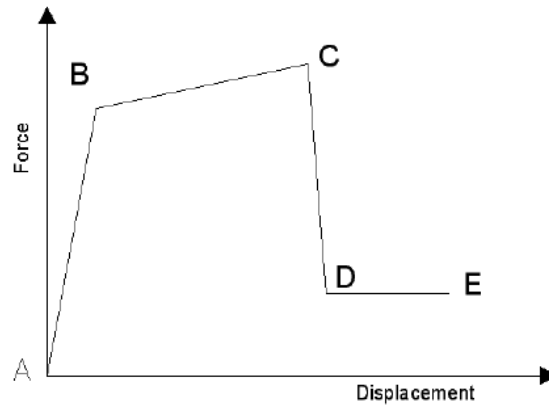
8.2.3 Εισαγωγή της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων στο πρόγραμμα SAP2000

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, το πρόγραμμα SAP2000 για τη στατική ανελαστική ανάλυση, απαιτεί ως δεδομένα εισαγωγής τα διαγράμματα ροπών-στροφών ($M-\theta$) των δομικών στοιχείων ή τα διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων εφόσον είναι γνωστό το μήκος της πλαστικής άρθρωσης. Επιπλέον απαιτείται η εισαγωγή των καμπύλων αλληλεπίδρασης $N-M_y$ για την προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς.

8.2.3.1 Διάγραμμα ροπών-στροφών

Τα στοιχεία O/Σ προσομοιώνονται με μοντέλα σημειακής πλαστιμότητας με διγραμμική συμπεριφορά, για τα οποία έχουν εισαχθεί ανελαστικά διαγράμματα ροπών-στροφών. Στο σχήμα 8.5 παρουσιάζεται η γενικευμένη σχέση φορτίου-παραμόρφωσης για τα στοιχεία O/Σ που χρησιμοποιούνται.

Κεφάλαιο 8: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover analysis)



Σχήμα 8.5: Γενικευμένη σχέση φορτίου-παραμόρφωσης για στοιχεία Ο/Σ

Παρατηρείται ελαστική συμπεριφορά από τη θέση Α (στοιχείο χωρίς ένταση) μέχρι το σημείο διαρροής Β, στη συνέχεια ακολουθεί ο κλάδος διαρροής από το σημείο Β μέχρι το σημείο C, ξαφνική πτώση της αντοχής σε πλευρική φόρτιση μέχρι το σημείο D, συνεχίζει η παραμόρφωση με μειωμένη αντοχή μέχρι το σημείο E, ενώ η τελική κατάρρευση θεωρείται ότι επέρχεται με την εξάντληση αυτού του κλάδου, πέρα από το σημείο E.

Η εκτίμηση της στροφικής διαρροής και της πλαστικής στροφής των μελών της κατασκευής είναι πολύ κρίσιμη καθώς αυτή καθορίζει την επάρκεια ή όχι της κατασκευής κάτω από τα σεισμικά φορτία. Επίσης η σχέση μεταξύ της στροφής διαρροής και της πλαστικής στροφής καθορίζει τη δυνατότητα απόσβεσης ενέργειας μέσα από την ανελαστική παραμόρφωση της κατασκευής.

Σύμφωνα με τον EN1998-2, η πλαστική γωνία στροφής $\theta_{p,u}$ και η συνολική γωνία στροφής θ_u μπορεί προσεγγιστικά να υπολογιστεί με βάση τη συνολική καμπυλότητα της διατομής φ_u και το μήκος πλαστικής άρθρωσης L_p :

$$\theta_u = \theta_y + \theta_{p,u} \quad (8.3)$$

$$\theta_{p,u} = (\varphi_u - \varphi_y)L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right) \quad (8.4)$$

όπου:

L: η απόσταση από τη θέση της πλαστικής άρθρωσης μέχρι το σημείο μηδενισμού του διαγράμματος ροπών. Στην περίπτωση του μεσόβαθρου, που λειτουργεί ως πρόβολος, το μήκος αυτό ισούται με το συνολικό ύψος του μεσόβαθρου (8m)

L_p : το μήκος της πλαστικής άρθρωσης. Για διατομή Ο/Σ, με διαμήκες οπλισμό χαρακτηριστικής αντοχής f_{yk} (MPa) και διάμετρο οπλισμού d_s , το μήκος της πλαστικής άρθρωσης μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$L_p = 0.10L + 0.015f_{yk}d_s \quad (8.5)$$

Η τιμή της διαθέσιμης πλαστικής καμπυλότητας και του μήκους πλαστικής άρθρωσης όπως υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις παραπάνω παραδοχές και σχέσεις για τον πόδα του μεσόβαθρου παρουσιάζεται στον πίνακα 8.3.

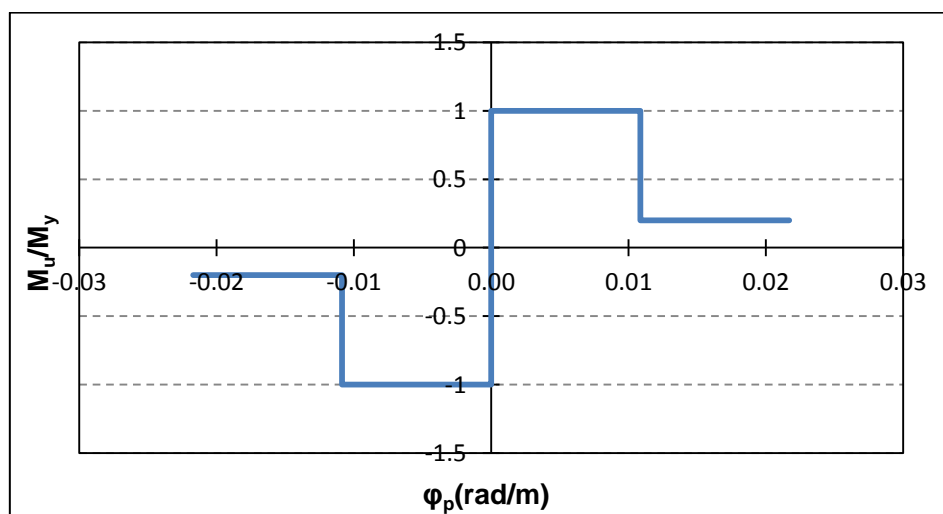
Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Πίνακας 8.3: Διαδικασία υπολογισμού της πλαστικής καμπυλότητας για τη διατομή του μεσόβαθρου για $N_{g+g'+0.2q}=-19380\text{KN}$

$L_p(\text{m})$	1.01
$\varphi_{y, \text{initial}}(\text{rad/m})$	0.002589
$M_y(\text{KNm})$	47385
$\varphi_{y, \text{ideal}}(\text{rad})$	0.002942
$M_u(\text{KNm})$	53840
$\varphi_u(\text{rad})$	0.0138
$\varphi_p(\text{rad/m})$	0.010858
μ_φ	4.69
$\theta_{p,u}(\text{rad})$	0.010239

Πίνακας 8.4: Χαρακτηριστικές τιμές διαγραμμάτων $M_u/M_y-\varphi_p$ για τη διατομή του μεσόβαθρου για $N_{g+g'+0.2q}=-19380\text{KN}$

M_u/M_y	φ_p
-0.2	-0.0217
-0.2	-0.0109
-1	-0.0109
-1	0
0	0
1	0
1	0.0109
0.2	0.0109
0.2	0.0217



Σχήμα 8.6: Διάγραμμα $M_u/M_y-\varphi_p$ για τη διατομή του μεσόβαθρου για $N_{g+g'+0.2q}=-19380\text{KN}$

Κεφάλαιο 8: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover analysis)

Η παραπάνω διαδικασία όπως περιγράφηκε εφαρμόζεται και για τον προσδιορισμό των ανελαστικών νόμων ροπών-καμπυλοτήτων που χαρακτηρίζουν τις ενδεχόμενες θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων των πασσάλων. Όπως προαναφέρθηκε, η διαδικασία αυτή πραγματοποιείται για 26 διαφορετικές τιμές αξονικού φορτίου για τις ενδεχόμενες πλαστικές αρθρώσεις των πασσάλων του μεσόβαθρου και για 13 διαφορετικές τιμές αξονικού φορτίου για τις ενδεχόμενες πλαστικές αρθρώσεις των πασσάλων των ακρόβαθρων. Τα αποτελέσματα των καμπυλοτήτων διαρροής, καμπυλοτήτων αστοχίας και πλαστικών καμπυλοτήτων για όλες τις τιμές αξονικής δύναμης παρατίθενται αναλυτικά στους πίνακες 8.5 και 8.6.

Πίνακας 8.5: Υπολογισμός της πλαστικής καμπυλότητας για τη διατομή των πασσάλων του μεσόβαθρου για 26 τιμές της αξονικής δύναμης

Αξονική δύναμη(KN)	$\varphi_{y,ideal}$ (rad/m)	φ_u (rad/m)	φ_p (rad/m)
-6600	0.00456	0.00723	0.00267
-6000	0.00452	0.00761	0.00309
-5500	0.00450	0.00786	0.00336
-5000	0.00445	0.00807	0.00362
-4500	0.00443	0.00831	0.00388
-4000	0.00442	0.00859	0.00417
-3500	0.00437	0.00892	0.00455
-3200	0.00437	0.00915	0.00478
-3000	0.00437	0.00932	0.00495
-2750	0.00436	0.00955	0.00518
-2600	0.00435	0.00969	0.00533
-2400	0.00433	0.00989	0.00556
-2200	0.00433	0.01010	0.00577
-2150	0.00435	0.01020	0.00585
-1900	0.00435	0.01050	0.00615
-1550	0.00436	0.01090	0.00654
-1260	0.00432	0.01120	0.00688
-1160	0.00432	0.01130	0.00698
-973	0.00433	0.01150	0.00717
-500	0.00435	0.01200	0.00765
0	0.00432	0.01270	0.00838
500	0.00436	0.01350	0.00914
1000	0.00438	0.01440	0.01003
1500	0.00439	0.01540	0.01101
2000	0.00450	0.01640	0.01190
2500	0.00449	0.01770	0.01321

Πίνακας 8.6: Υπολογισμός πλαστικής καμπυλότητας για τη διατομή των πασσάλων των ακρόβαθρων για 13 τιμές της αξονικής δύναμης

Αξονική δύναμη (KN)	$\varphi_{y,ideal}$ (rad/m)	φ_u (rad/m)	φ_p (rad/m)
-3500	0.00437	0.00892	0.00455
-3000	0.00437	0.00932	0.00495
-2200	0.00433	0.01010	0.00577
-1900	0.00435	0.01050	0.00615
-1600	0.00437	0.01080	0.00644
-1450	0.00435	0.01100	0.00665
-1300	0.00433	0.01120	0.00687
-1000	0.00432	0.01140	0.00708
-500	0.00435	0.01200	0.00765
0	0.00432	0.01270	0.00838
200	0.00432	0.01300	0.00868
700	0.00441	0.01390	0.00949
1000	0.00438	0.01440	0.01003

Για τους πασσάλους το μήκος L προκύπτει από το διάγραμμα ροπών κατά μήκος του πασσάλου. Στην περίπτωση αυτή το ζητούμενο μήκος είναι η απόσταση από το σημείο σχηματισμού της πρώτης πλαστικής άρθρωσης μέχρι το σημείο μηδενισμού του διαγράμματος ροπών. Από το Σχήμα 8.27 προκύπτει ότι:

- $L=12\text{m}$ άρα $L_p=0.10 \cdot 12 + 0.015 \cdot 500 \cdot 0.025 = 1.39\text{m}$ για το ρευστοποιήσιμο έδαφος και
- $L=13\text{m}$ άρα $L_p=0.10 \cdot 13 + 0.015 \cdot 500 \cdot 0.025 = 1.49\text{m}$ για το βελτιωμένο έδαφος

8.2.3.2 Καμπύλες αλληλεπίδρασης

Για τη μελέτη της απόκρισης ενός χωρικού μοντέλου, είναι απαραίτητη η γνώση της διαξονικής συμπεριφοράς των διαξονικών πλαστικών αρθρώσεων. Η αξονική δύναμη που αναπτύσσεται κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης, στη διατομή μεν του μεσόβαθρου παραμένει σταθερή, στις διατομές μεν των πασσάλων μεταβάλλεται έντονα ανάλογα με το σεισμικό φορτίο. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, οι ροπές αντοχές των διατομών στις κρίσιμες περιοχές σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων, να μεταβάλλονται συναρτήσει του αξονικού φορτίου που αναπτύσσεται κάθε στιγμή. Κρίνεται απαραίτητος ο ορισμός κατάλληλων καμπύλων αλληλεπίδρασης $N-M_y$ πρωτεύοντος για τους πασσάλους και δευτερεύοντος για το μεσόβαθρο ώστε να είναι δυνατός ο υπολογισμός της αναπτυσσόμενης ροπής αντοχής κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Με αυτό τον τρόπο επιτυγχάνεται μία πιο σαφής εκτίμηση των περιοχών σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων και γενικότερα της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής.

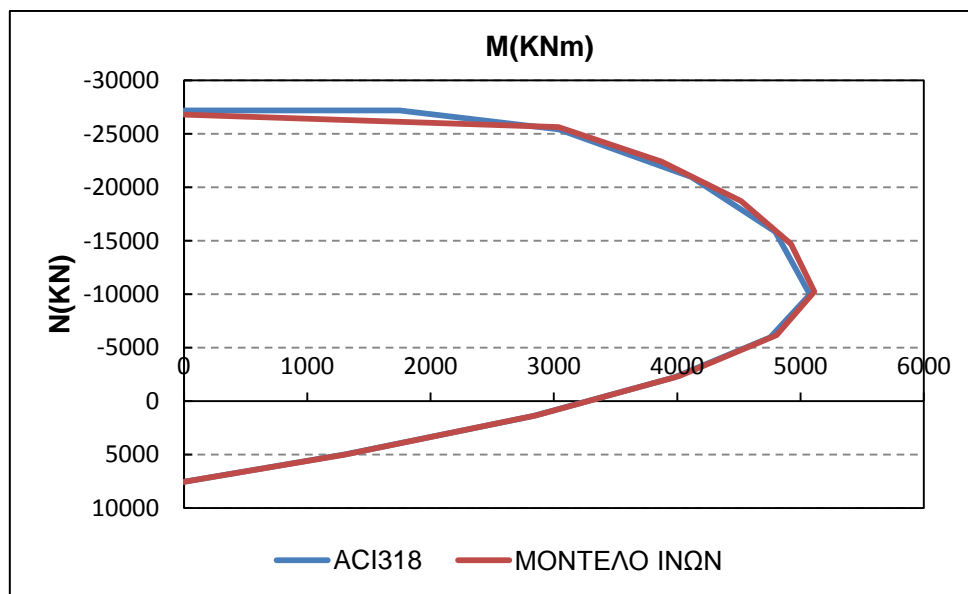
Αρχικά υπολογίστηκε το διάγραμμα αλληλεπίδρασης σύμφωνα με το μοντέλο ινών, όπως αυτό ορίζεται μέσω του *Section Designer*. Στη συνέχεια έγινε σύγκριση με το αντίστοιχο διάγραμμα αλληλεπίδρασης για τη δεδομένη διατομή, το οποίο προβλέπει ο Αμερικάνικος Κανονισμός ACI318. Από τη σύγκριση προέκυψε, ότι ο κανονισμός ACI318 προσεγγίζει ικανοποιητικά το πραγματικό διάγραμμα

Κεφάλαιο 8: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover analysis)

αλληλεπίδρασης. Ενδεικτικά, στα σχήματα 8.7 και 8.8 φαίνεται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης για τη διατομή πασσάλου και μεσόβαθρου για μονοαξονική κάμψη.

Πίνακας 8.7: Υπολογισμός διαγράμματος αλληλεπίδρασης για τη διατομή πασσάλου

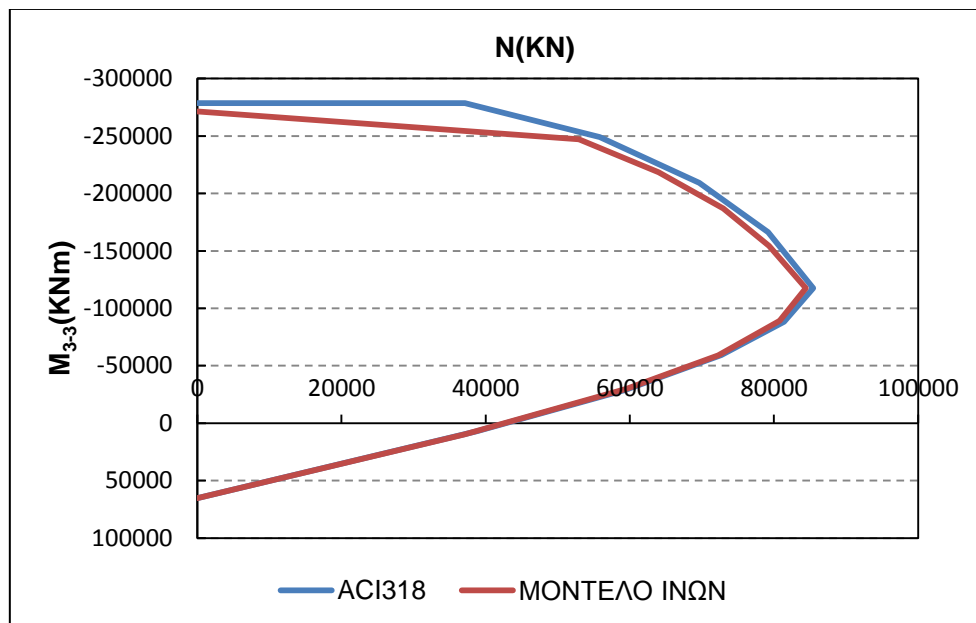
ACI318		ΜΟΝΤΕΛΟ ΙΝΩΝ	
P(KN)	M ₃₋₃ (KNm)	P	M ₃₋₃ (KNm)
-27183	0	-26789	0
-27183	1746	-25639	3037
-25420	3039	-22400	3873
-20965	4116	-18731	4517
-15841	4796	-14701	4924
-9971	5075	-10229	5113
-5963	4754	-6174	4807
-2205	3975	-2327	4015
1408	2827	1320	2860
4979	1312	4991	1307
7561	0	7561	0



Σχήμα 8.7: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για τη διατομή πασσάλου

Πίνακας 8.8: Υπολογισμός διαγράμματος αλληλεπίδρασης για τη διατομή μεσόβαθρου

ACI318		ΜΟΝΤΕΛΟ ΙΝΩΝ	
P(KN)	M ₃₋₃ (KNm)	P	M ₃₋₃ (KNm)
-278499	0	-271315	0
-278499	37111	-247221	52949
-249184	55826	-218469	63982
-209187	69651	-186949	72947
-166227	79183	-154442	79318
-117484	85459	-117475	84409
-88332	81385	-89023	80792
-59453	72689	-59152	72251
-29079	59372	-29995	59585
6972	38767	9887	37034
65352	0	65352	0



Σχήμα 8.8: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για τη διατομή μεσόβαθρου

Παρατηρείται ότι στην περίπτωση του μεσόβαθρου, το μοντέλο ινών και ο κανονισμός ACI318 παρουσιάζουν διαφορές για ισχυρά θλιπτικά φορτία. Στην περίπτωση μας όμως, η αξονική δύναμη του μεσόβαθρου κυμαίνεται ελάχιστα γύρω από την τιμή $N=-19380\text{KN}$. Για το εύρος αυτό, οι δύο μέθοδοι ταυτίζονται οπότε θεωρείται αποδεκτή η υιοθέτηση του διαγράμματος αλληλεπίδρασης όπως αυτός προβλέπεται από τον Αμερικάνικο Κανονισμό.

8.3 Στατική Ανελαστική Ανάλυση

8.3.1 Περιγραφή της μεθόδου

Η μη γραμμική στατική ανάλυση μπορεί να πραγματοποιηθεί επιβάλλοντας δυνάμεις ελέγχου ή μετακινήσεις. Σε κάθε περίπτωση, ο τύπος φόρτισης που θα επιβληθεί στην κατασκευή προέρχεται από κατάλληλο συνδυασμό επιμέρους φορτίσεων η κλιμάκωση των οποίων μπορεί να διαφοροποιηθεί.

Στην πρώτη περίπτωση, κατά την οποία επιβάλλονται δυνάμεις ελέγχου, η κατασκευή υποβάλλεται σε μία σταδιακή διανομή από πλευρικές δυνάμεις και ταυτόχρονα είναι δυνατός ο υπολογισμός των μετακινήσεων κάθε στοιχείου. Συνήθως επιλέγεται αυτός ο τρόπος εφαρμογής στην περίπτωση που είναι γνωστό το μέγεθος της επιβαλλόμενης φόρτισης και αναμένεται η κατασκευή να είναι σε θέση να παραλάβει τη φόρτιση και να μην οδηγηθεί σε κατάρρευση. Όλες οι φορτίσεις επιβάλλονται σταδιακά και η τιμή τους κλιμακώνεται από τη μηδενική μέχρι τη μέγιστη τιμή που προβλέπεται.

Στη δεύτερη περίπτωση, η κατασκευή υποβάλλεται σε συγκεκριμένο προφίλ μετακινήσεων και ταυτόχρονα υπολογίζονται οι πλευρικές δυνάμεις που απαιτούνται για να δημιουργήσουν τη συγκεκριμένη παραμόρφωση. Η μέθοδος με έλεγχο των μετακινήσεων, εφαρμόζεται συνήθως όταν είναι γνωστή η μέγιστη μετακίνηση που μπορεί να πραγματοποιήσει η κατασκευή αλλά δεν είναι γνωστό το μέγιστο φορτίο που μπορεί να παραλάβει. Ενδείκνυται στις περιπτώσεις κατασκευών για τις οποίες υπάρχει κίνδυνος να γίνουν ασταθείς και να χάσουν την ικανότητα τους να παραλάβουν φορτίσεις κατά τη διάρκεια της ανάλυσης.

Στην παρούσα διπλωματική, η ανάλυση της γέφυρας κατά την αποτίμηση, πραγματοποιείται μέσω μιας μέγιστης επιβαλλόμενης μετακίνησης στον κρίσιμο κόμβο του καταστρώματος. Το προφίλ της μετακίνησης, αρχικά χωρίζεται σε συγκεκριμένο αριθμό βημάτων βάσει των οποίων γίνεται τελικά η ανάλυση του φορέα. Σε κάθε βήμα, η κατασκευή πραγματοποιεί συγκεκριμένη μετακίνηση και για κάθε βήμα υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στην κατασκευή για τη δεδομένη κατάσταση παραμόρφωσης. Επομένως δίνεται μια μέγιστη μετακίνηση στο φορέα και παρατηρείται η συμπεριφορά του, βήμα προς βήμα, μέχρι την κατάρρευση του, η οποία μπορεί να πραγματοποιηθεί για μία μετακίνηση μικρότερη από τη μέγιστη που δόθηκε. Αυτό γίνεται για να αναλυθεί ο τρόπος συμπεριφοράς της γέφυρας όχι μόνο για μια συγκεκριμένη σεισμική καταπόνηση, αλλά για να προσδιοριστεί η καμπύλη συμπεριφοράς της.

8.3.2 Στοχευμένη μετακίνηση

Κατά την ανελαστική στατική ανάλυση, η σεισμική δράση εκφράζεται αναφορικά μόνο με τη μέγιστη μετακίνηση του φορέα για την οποία θα γίνει αποτίμηση. Η μετακίνηση αυτή μπορεί να υπολογιστεί με διάφορες προσεγγίσεις, που κατά κανόνα αναφέρονται σε ένα κατάλληλο φάσμα μετακινήσεων που μπορεί να είναι ελαστικό για κατάλληλο ποσοστό απόσβεσης, ή το ανελαστικό για το επίπεδο πλαστιμότητας που αναπτύσσει η προς αποτίμηση κατασκευή για τη δεδομένη σεισμική διέγερση.

Σε αντίθεση με τις κτιριακές κατασκευές όπου η καμπύλη αντίστασης ορίζεται ως προς τη μετακίνηση κορυφής του φορέα, στην περίπτωση των γεφυρών, η μορφή της καμπύλης αντίστασης εξαρτάται από το σημείο όπου θα εφαρμοστεί η

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

μετακίνηση στόχος. Για τον προσδιορισμό του σημείου αυτού προτείνονται στη διεθνή βιβλιογραφία τα παρακάτω:

- Για περιπτώσεις μονολιθικής σύνδεσης ανωδομής-βάθρου μπορεί να ληφθεί το κέντρο μάζας του καταστρώματος ή το ανώτερο σημείο του βάθρου.
- Σε αναλογία με τις κτιριακές κατασκευές, μπορεί να προσδιοριστεί ως το σημείο του καταστρώματος που αντιστοιχεί στη θέση (x_n^*) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή, κατά τη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας. Η θέση αυτή εξαρτάται από τα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά του αντίστοιχου πολυβάθμιου ταλαντωτή για την εξεταζόμενη ιδιομορφή και υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$x_n^* = \frac{\sum_{j=1}^N x_j m_j \varphi_{jn}}{\sum_{j=1}^N m_j \varphi_{jn}} \quad (8.6)$$

όπου:

x_j : η απόσταση της μάζας j από ένα σταθερό σημείο του πολυβάθμιου ταλαντωτή, για παράδειγμα το αριστερό ακρόβαθρο

φ_{jn} : η τιμή της φ_n για τη μάζα j .

- Τέλος άλλες μεθοδολογίες προτείνουν τον κόμβο με τη μέγιστη μετακίνηση για την εξεταζόμενη διεύθυνση, ή την κορυφή του βάθρου με τη μεγαλύτερη πλαστική στροφή για μονολιθική σύνδεση καταστρώματος και βάθρου.

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής αποφασίστηκαν τα εξής για την επιλογή του σημείου της στοχευμένης μετακίνησης:

- Κατά τη διαμήκη διεύθυνση ο φορέας συμπεριφέρεται ως ένας ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής, οπότε η επιλογή του σημείου στοχευμένης μετακίνησης δεν επηρεάζει την καμπύλη ικανότητας του φορέα. Για πρακτικούς λόγους, αποφασίστηκε το σημείο αυτό να ταυτίζεται με το κέντρο μάζας του καταστρώματος.
- Κατά την εγκάρσια διεύθυνση, σύμφωνα με σχετική έρευνα (Themelina S.Paraskeva, 2006) για περιπτώσεις που χρησιμοποιείται μόνο η θεμελιώδης εγκάρσια ιδιομορφή, η ανελαστική στατική ανάλυση μπορεί να πραγματοποιηθεί όπως προτείνουν οι σύγχρονοι κανονισμοί όπως EC8, δηλαδή ως προς το κέντρο μάζας του καταστρώματος.

8.3.3 Εφαρμογή της στατικής ανελαστικής μεθόδου στο SAP2000

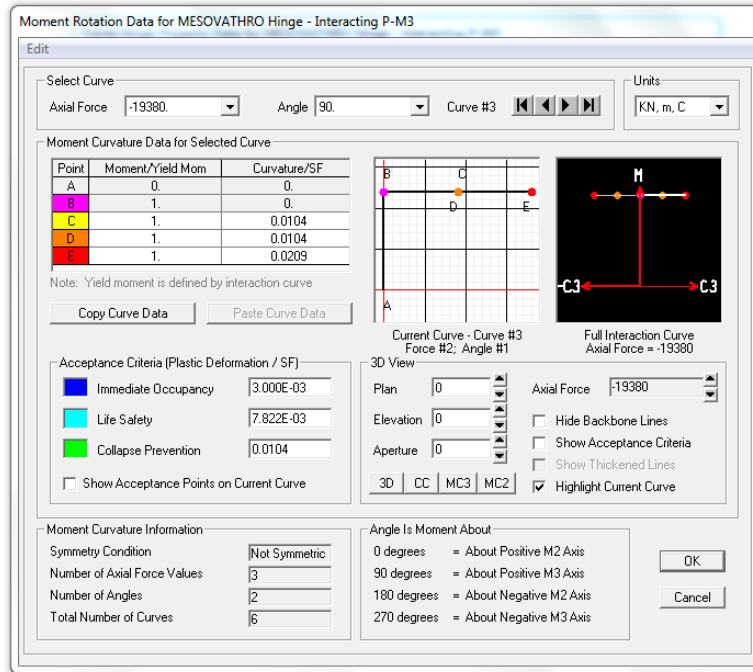
Κατά την εφαρμογή της ανελαστικής μεθόδου, η κατασκευή υποβάλλεται σε κατακόρυφη φόρτιση (φορτία βαρύτητας) και σε συνεχώς αυξανόμενα πλευρικά φορτία, τα οποία αντιπροσωπεύουν τη σεισμική δράση. Τα αυξανόμενα φορτία αυξάνονται μέχρι το σημείο έλεγχου του φορέα να φτάσει τη μετακίνηση στόχο που έχει οριστεί. Τα βασικά στοιχεία για την εφαρμογή της μεθόδου είναι τα ακόλουθα:

- Αρχικά πραγματοποιείται μία δυναμική ανάλυση του φορέα, έτσι ώστε να γίνει η διαστασιολόγηση των μελών στα οποία ενδέχεται να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις.
- Στη συνέχεια καθορίζονται οι ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων στην περιοχή των κρίσιμων διατομών. Στην περίπτωση της γέφυρας όπως προαναφέρθηκε ορίζεται πλαστική όρθωση στον πόδα του μεσόβαθρου, για διαρροή λόγω κάμψης περί τον άξονα 3. Δηλαδή πλαστική άρθρωση που λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης και ροπής για κάμψη περί τον ασθενή άξονα της διατομής (P-M₃₋₃). Για την περίπτωση των πασσάλων, ορίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε κατάλληλο μήκος γύρω από το

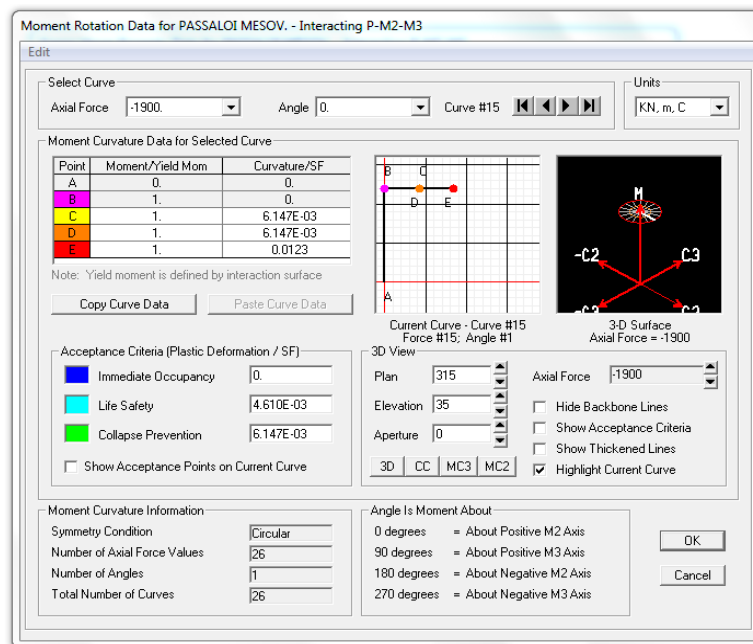
Κεφάλαιο 8: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover analysis)

σημείο όπου αναμένεται να αναπτυχθεί η μέγιστη ροπή. Λόγω της γεωμετρίας της διατομής και του οπλισμού, η ροπή αντοχής του πασσάλου είναι ίδια και για τις δύο διευθύνσεις κάμψης. Στην περίπτωση αυτή, ορίζεται πλαστική άρθρωση η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης και κάμψης περί δύο άξονες(P-M₂₋₂-M₃₋₃).

Στα σχήματα 8.9 και 8.10 φαίνεται ο τρόπος εισαγωγής του διαγράμματος M-φ_p των πλαστικών αρθρώσεων των κρίσιμων διατομών του μεσόβαθρου και των πασσάλων.



Σχήμα 8.9: Ορισμός διαγραμμάτων M-φ_p πλαστικών αρθρώσεων διατομής μεσόβαθρου

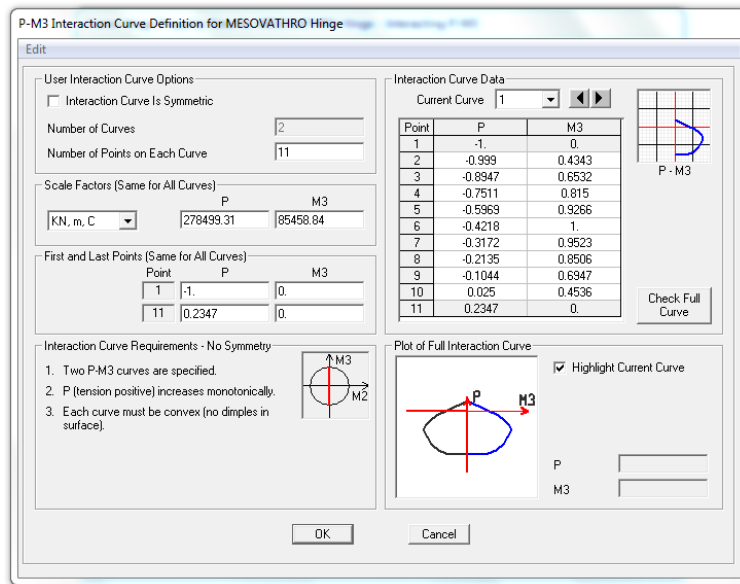


Σχήμα 8.10: Ορισμός διαγραμμάτων M-φ_p πλαστικών αρθρώσεων διατομής πασσάλου

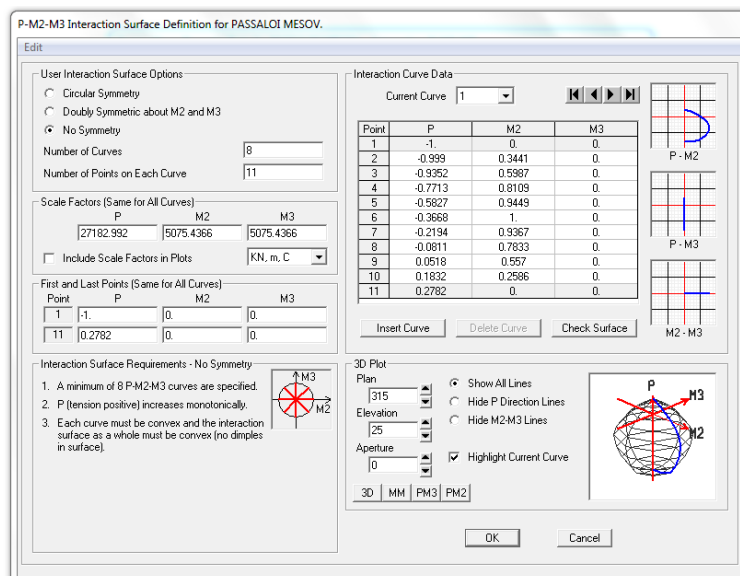
Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Σημειώνεται ότι κατά την εισαγωγή των ανελαστικών νόμων στο πρόγραμμα SAP2000 θεωρείται ότι η αντοχή παραμένει σταθερή και πέραν του σημείου C, έτσι ώστε η διατομή να λαμβάνει θεωρητική «άπειρη» πλαστική στροφή. Αυτό πραγματοποιείται για την αντιμετώπιση προβλημάτων του λογισμικού, ενώ η υπέρβαση ή όχι της διαθέσιμης πλαστικής στροφής ελέγχεται εκ των υστέρων για κάθε διατομή η οποία πλαστικοποιείται.

- Ακολουθεί η εισαγωγή των καμπύλων αλληλεπίδρασης όπως αυτές προκύπτουν αυτόματα από το πρόγραμμα, εφόσον έγινε έλεγχος ότι προσεγγίζουν ικανοποιητικά το διάγραμμα αλληλεπίδρασης που προκύπτει από το μοντέλο ινών. Σύμφωνα με τα σχήματα ορίζονται οι ανηγμένες τιμές των αξονικών φορτίων-ροπών (P-M₃ για το μεσόβαθρο, P-M₂-M₃ για τους πασσάλους) ως προς την αντίστοιχη αντοχή.



Σχήμα 8.11: Ορισμός καμπύλης αλληλεπίδρασης P-M₃₋₃ για τη διατομή μεσόβαθρου στο SAP2000



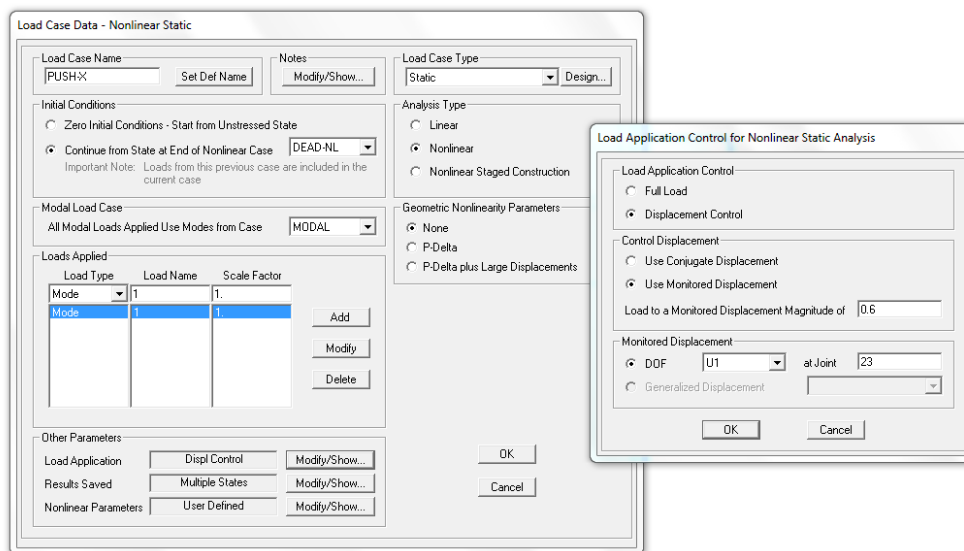
Σχήμα 8.12: Ορισμός καμπύλης αλληλεπίδρασης P-M₃₋₃-M₂₋₂ για τη διατομή πασσάλου στο SAP2000

Κεφάλαιο 8: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover analysis)

Τα φορτία υπολογισμού διαχωρίζονται στα κατακόρυφα τα οποία αντιστοιχούν στον συνδυασμό φόρτισης $g+g'+0.2q$, τα οποία όμως εφαρμόζονται μη-γραμμικά και σε οριζόντια (σεισμικά) τα οποία εφαρμόζονται αυξητικά μέχρι την κατάρρευση του φορέα. Ορίζονται λοιπόν δύο συνδυασμοί φόρτισης: ο πρώτος DEAD-NL ο οποίος αντιστοιχεί στα κατακόρυφα φορτία και ο δεύτερος PUSH που αντιστοιχεί στα οριζόντια φορτία. Πραγματοποιούνται ανελαστικές στατικές αναλύσεις για τις δύο κύριες διευθύνσεις του φορέα. Κατά τη διαμήκη διεύθυνση ορίζεται η φόρτιση PUSH-X με κατανομή φορτίων σύμφωνα με τη δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά τη διαμήκη διεύθυνση. Αντίστοιχα κατά την εγκάρσια διεύθυνση ορίζεται η φόρτιση PUSH-Y με κατανομή φορτίων σύμφωνα με τη δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά την εγκάρσια διεύθυνση.

Στο σχήμα 8.13 παρατίθενται ενδεικτικά όλα τα απαιτούμενα στοιχεία που πρέπει να δηλωθούν στο πρόγραμμα για τον προσδιορισμό του συνδυασμού φόρτισης PUSH-X:

- Αυτός ο συνδυασμός φόρτισης εφαρμόζεται μετά την ολοκλήρωση της μη-γραμμικής ανάλυσης των κατακόρυφων φορτίων.
- Ο τύπος της φόρτισης ακολουθεί τα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά της εξεταζόμενης διεύθυνσης. Για παράδειγμα κατά την αποτίμηση στη διαμήκη έννοια ασκείται η κατανομή των φορτίων που αντιστοιχούν στην πρώτη ιδιομορφή ταλάντωσης, η οποία είναι και η δεσπόζουσα κατά τη διαμήκη έννοια για το βελτιωμένο έδαφος.
- Ο τρόπος της φόρτισης βασίζεται στον έλεγχο των μετακινήσεων (displacement control), δηλαδή το πρόγραμμα θα ακολουθήσει την επαυξητική διαδικασία και θα σταματήσει όταν η μετακίνηση στο σημείο ελέγχου φθάσει μια καθορισμένη τιμή που ορίζεται από το χρήστη.



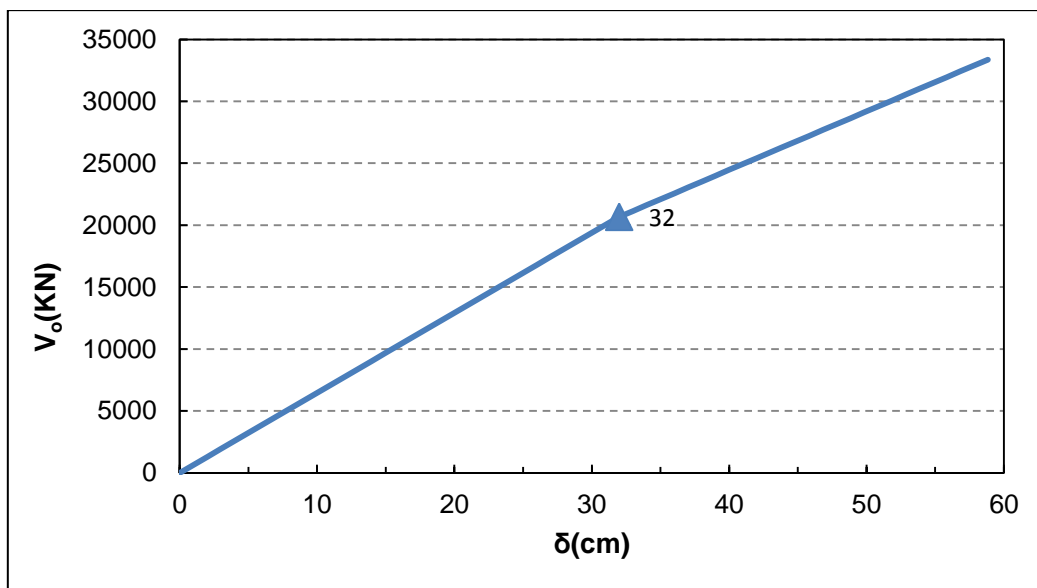
Σχήμα 8.13: Καθορισμός φόρτισης PUSH-X στο πρόγραμμα SAP2000

8.4 Αποτελέσματα αποτίμησης του φορέα

8.4.1 Αποτίμηση της κατασκευής για βελτιωμένο έδαφος με θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους

8.4.1.1 Αποτίμηση κατά τη διαμήκη έννοια

Η φόρτιση που επιβάλλεται σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή ταλάντωσης προκαλεί μεταφορά των κόμβων του καταστρώματος και της υποδομής κατά τη διαμήκη έννοια. Η καμπύλη αστοχίας του φορέα φαίνεται στο σχήμα 8.14, όπου σημειώνεται το σημείο διαρροής κατά τη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στον πόδα του μεσόβαθρου.



Σχήμα 8.14: Καμπύλη αντοχής του φορέα κατά τη διαμήκη έννοια (Βελτιωμένο έδαφος-Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους)

Η πρώτη και μοναδική διαρροή εμφανίζεται με τη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στον πόδα του μεσόβαθρου για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κατά 32cm. Η μορφή της καμπύλης αντίστασης δίνει την εντύπωση ότι η κατασκευή μπορεί να παραλάβει ολοένα αυξανόμενη δύναμη. Είναι προφανές ότι κάτι τέτοιο δεν μπορεί να συμβεί. Όμως υπάρχουν δύο κύριοι λόγοι οι οποίοι δικαιολογούν την μορφή αυτή της καμπύλης αντίστασης. Αρχικά, όπως προαναφέρθηκε, έχει θεωρηθεί ότι οι κρίσιμες διατομές των πλαστικών αρθρώσεων διαθέτουν «άπειρη» πλαστική στροφή. Αυτό δικαιολογεί το γεγονός ότι δεν υπάρχει πτώση στην καμπύλη ικανότητας του φορέα μετά την υπέρβαση της $\theta_{p,u}$. Κατά δεύτερον, η θεώρηση ελαστικής απόκρισης των ελαστομεταλλικών εφεδράνων συμβάλλει στην αύξηση της αναπτυσσόμενης τέμνουσας.

Μετά τη διαρροή του πόδα του μεσόβαθρου, το μεσόβαθρο που προσεγγίζει την λειτουργία προβόλου παραλαμβάνει σταθερή τέμνουσα. Το ίδιο και τα εφέδρανα του μεσόβαθρου λόγω της σύνδεσης του συστήματος. Επομένως η αύξηση της τέμνουσας μετά το σημείο διαρροής οφείλεται στα ελαστομεταλλικά εφέδρανα των ακρόβαθρων τα οποία συνεχίζουν να συμπεριφέρονται ελαστικά και να παραμορφώνονται. Η συνολική τέμνουσα του φορέα λοιπόν υπολογίζεται ως το

Κεφάλαιο 8: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover analysis)

άθροισμα της τέμνουσας του βάθρου και των αντίστοιχων εφεδράνων. Στον πίνακα 8.9 δίνονται οι τιμές των αναπτυσσόμενων τεμνουσών στο βάθρο και στα εφέδρανα, κατά τη σταδιακή φόρτιση του φορέα με οριζόντια φορτία.

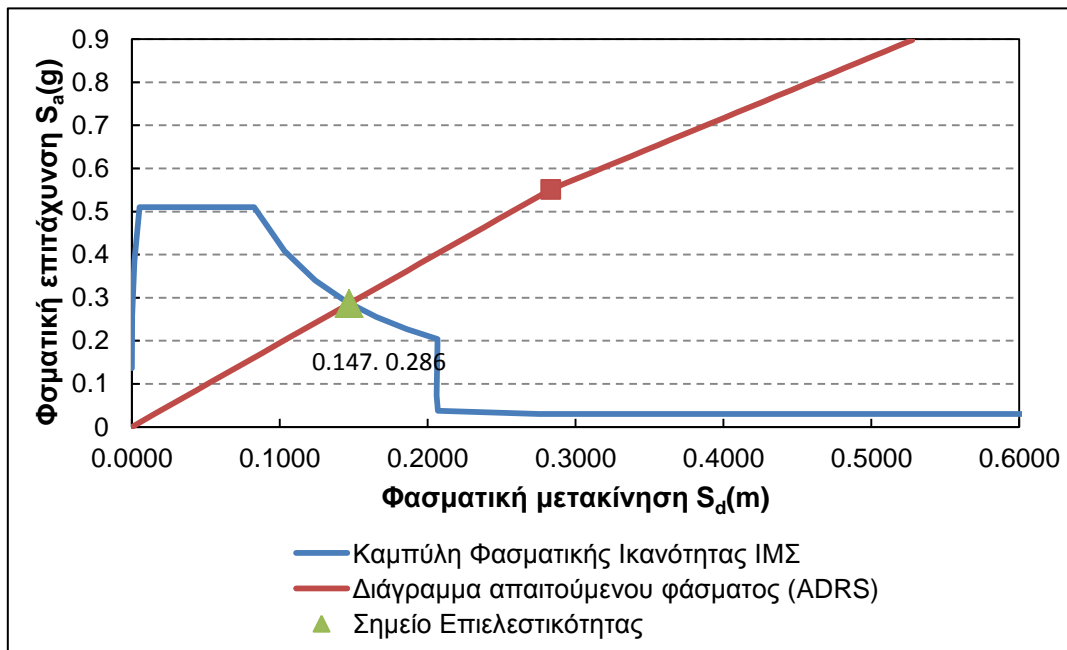
Πίνακας 8.9: Διακύμανση τέμνουσας και συνολική αντοχή φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Βελτιωμένο έδαφος- Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους)

	Τέμνουσα βάθρου (KN)	Τέμνουσα εφεδράνων (KN)	Αντοχή φορέα (KN)
Μηδενική μετακίνηση	0	0	0
Μετακίνηση διαρροής πόδα μεσόβαθρου	6040	14635	20675
Στοχευμένη μετακίνηση	6040	27330	33370

Από τον πίνακα 8.9 προκύπτει ότι το μεγαλύτερο μέρος της τέμνουσας παραλαμβάνεται από τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα. Λόγω της στατικής λειτουργίας του μεσόβαθρου, ακόμα και για μετακινήσεις πριν από τη μετακίνηση διαρροής η συμβολή του βάθρου στην ανάληψη της τέμνουσας είναι της τάξης του 30%. Μετά τη διαρροή, η συμβολή του βάθρου είναι της τάξης του 20%. Φυσικά, το ποσοστό αυτό θα ήταν σημαντικά μικρότερο, αν λαμβανόταν υπόψη η ραγδαία μείωση της ροπής αντοχής του πόδα μετά την υπέρβαση της πλαστικής στρόφης.

Αποτίμηση για το σεισμό σχεδιασμού

Η μετακίνηση στόχος που αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού του φορέα υπολογίζεται από το πρόγραμμα με τη βοήθεια της μεθοδολογίας ATC-40. Η καμπύλη ικανότητας του φορέα μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας του αντίστοιχου μονοβάθμιου ταλαντωτή και υπολογίζεται η μετακίνηση στόχος για το μονοβάθμιο σύστημα.



Σχήμα 8.15: Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Βελτιωμένο έδαφος- Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους)

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Σύμφωνα με την ATC-40:

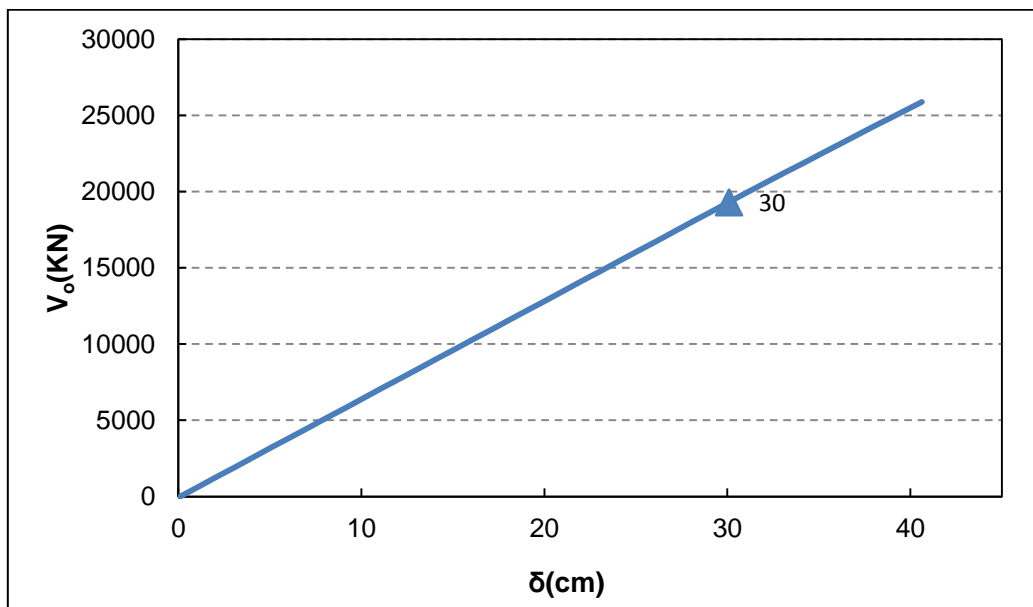
- $S_a=0.286g$, $S_d=0.147m$ για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα
- $T_{eff}= 1.438sec$, $\zeta=0.05$
- $V=10727KN$, $D= 0.165m$ για τον φορέα.

Όπως προκύπτει από την καμπύλη ικανότητας του φορέα (Σχήμα 8.14), για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με 16.5cm η γέφυρα βρίσκεται στον ελαστικό κλάδο. Η απόκριση της γέφυρας είναι και η αναμενόμενη, αφού έχει σχεδιασθεί για ελαστική συμπεριφορά στο σεισμό σχεδιασμού ($q=1$).

8.4.1.2 Αποτίμηση κατά την εγκάρσια έννοια

Η φόρτιση που επιβάλλεται σύμφωνα με τη δεύτερη ιδιομορφή ταλάντωσης προκαλεί μεταφορά των κόμβων του καταστρώματος και της υποδομής κατά την εγκάρσια έννοια. Υπενθυμίζεται ότι για οριζόντια φόρτιση κατά την εγκάρσια έννοια της γέφυρας, η ροπή αντοχής του μεσόβαθρου είναι πολύ μεγάλη, οπότε δεν αναμένεται διαρροή του βάθρου σε αυτή τη διεύθυνση. Σε αυτή την περίπτωση, αναμένεται να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις στους πασσάλους στους οποίους μεταβιβάζεται η τέμνουσα μέσω του συστήματος κεφαλόδεσμος-πάσσαλοι. Κατ'επέκταση αναμένεται μείωση τις δυσκαμψίας της κατασκευής και αλλαγή κλίσης του διαγράμματος $V_o-\delta$ για διαρροή των πασσάλων. Παρόλα αυτά ενώ δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις σε ορισμένες διατομές πασσάλων, η ανάληψη της τέμνουσας από την κατασκευή παρουσιάζεται ολοένα αυξανόμενη.

Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι τα ελατήρια που προσομοιάζουν το έδαφος θεωρούνται ελαστικά. Έτσι ακόμα και εάν έχουμε τοπικά διαρροή της διατομής του πασσάλου, τα ελατήρια στα άκρα κάθε μέλους, συνεχίζουν να παραλαμβάνουν δύναμη για ολοένα αυξανόμενη μετατόπιση. Στο σχήμα παρατίθεται η καμπύλη αντίστασης του φορέα κατά την εγκάρσια έννοια με θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους. Σημειώνεται η πρώτη διαρροή πασσάλου για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με 30cm.



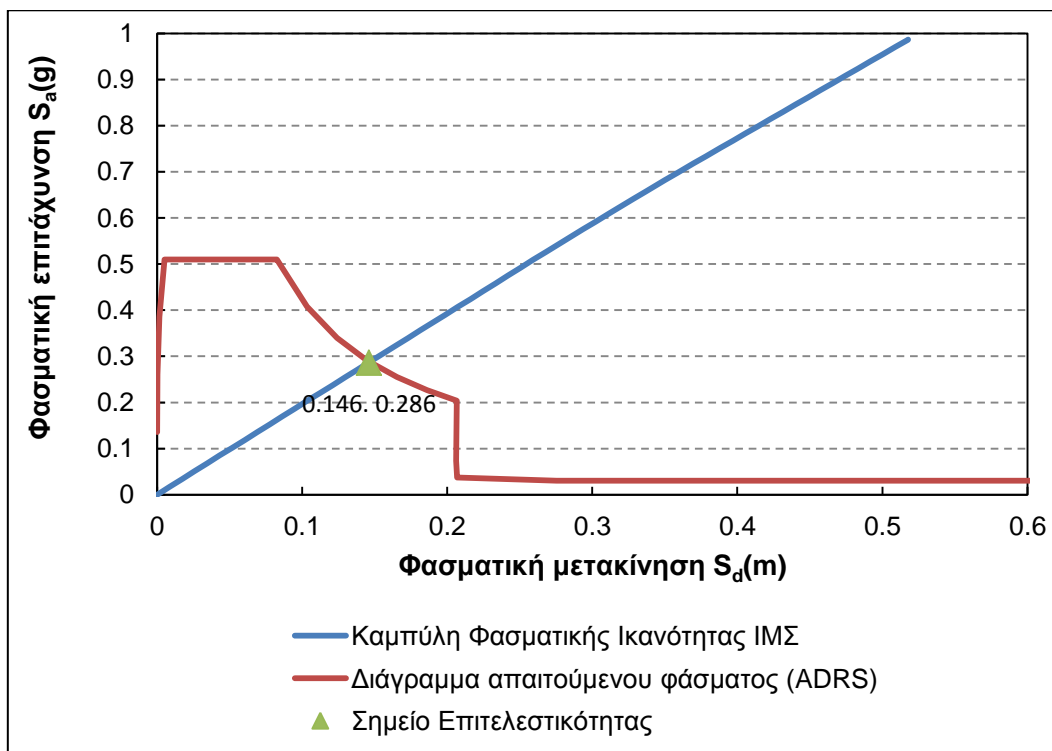
Σχήμα 8.16: Καμπύλη αντοχής του φορέα κατά την εγκάρσια έννοια (Βελτιωμένο έδαφος- Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους)

Κεφάλαιο 8: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover analysis)

Η θεώρηση αυτή όμως είναι δεν είναι ρεαλιστική, διότι σε κάποιες περιπτώσεις η πλαστικοποίηση του εδάφους μπορεί να προηγηθεί της αστοχίας του πασσάλου. Για το σκοπό αυτό, κρίθηκε απαραίτητο να γίνει μία διερεύνηση της αντίδρασης του εδάφους στην παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου, λόγω οριζόντιων φορτίων επί αυτού. Η συμπεριφορά των πασσάλων σε οριζόντιες φορτίσεις εξαρτάται από πολλούς παράγοντες όπως: την ευκαμψία των πασσάλων σε σχέση με την ευκαμψία του περιβάλλοντος εδάφους-κυρίως των ανώτερων στρωμάτων-, τη σχέση τάσεων-παραμορφώσεων και την αντοχή του εδάφους, καθώς και τις συνθήκες δεσμεύσεως ή όχι της κεφαλής του πασσάλου.

Αποτίμηση για το σεισμό σχεδιασμού

Ομοίως, η μετακίνηση στόχος που αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού του φορέα υπολογίζεται από το πρόγραμμα με τη βοήθεια της μεθοδολογίας ATC-40.



Σχήμα 8.17: Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Βελτιωμένο έδαφος- Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους)

Σύμφωνα με την ATC-40:

- $S_a=0.286g$, $S_d=0.146m$ για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα
- $T_{eff}=1.432sec$, $\zeta=0.05$
- $V=10834KN$, $D=0.169m$ για τον φορέα.

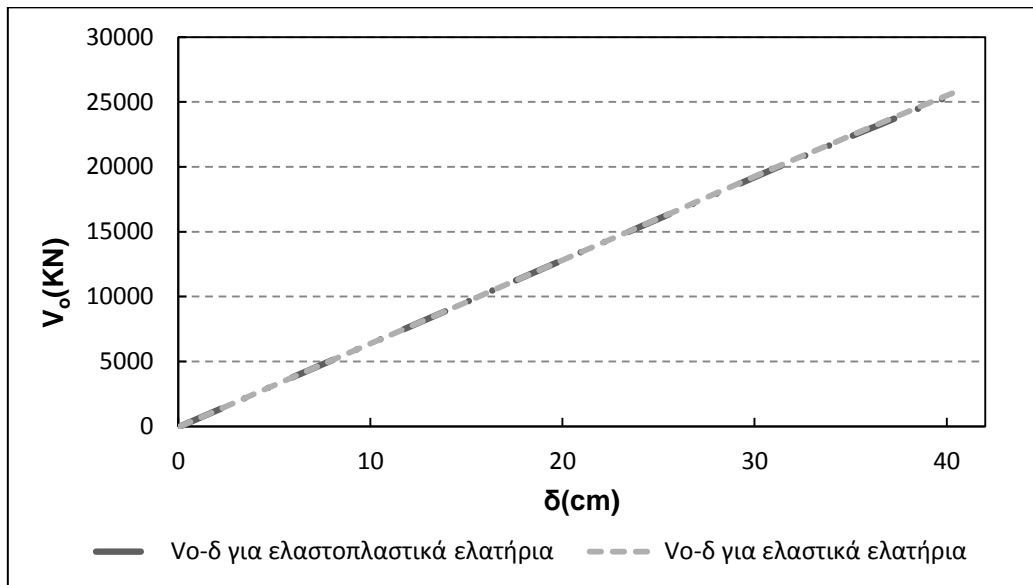
Όπως προκύπτει από την καμπύλη ικανότητας του φορέα (Σχήμα 8.16), για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με 16.9cm η γέφυρα βρίσκεται στον ελαστικό κλάδο. Η απόκριση της γέφυρας είναι και η αναμενόμενη, αφού έχει σχεδιασθεί για ελαστική συμπεριφορά στο σεισμό σχεδιασμού ($q=1$).

8.4.2 Αποτίμηση της κατασκευής για βελτιωμένο έδαφος με θεώρηση καμπύλων δύναμης υποχώρησης $p-y$

8.4.2.1 Αποτίμηση κατά την εγκάρσια έννοια

Μετά τον προσδιορισμό των καμπύλων δύναμης-υποχώρησης $p-y$, επαναλήφθηκε η διαδικασία της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Στο σχήμα 8.18 παρατίθενται τα αποτελέσματα από την ανάλυση του φορέα κατά τη διεύθυνση Y σύμφωνα με τις δύο θεωρήσεις. Είναι εμφανές, ότι η θεώρηση των καμπύλων δύναμης-υποχώρησης δεν επηρεάζει ουσιαστικά την ικανότητα ανάληψης τέμνουσας δύναμης από τον φορέα. Αυτό μπορεί να εξηγηθεί ως εξής:

- Για τη θεώρηση βελτιωμένου-μη ρευστοποιήσιμου- εδάφους, οι ελατηριακές σταθερές είναι αρκετά μεγάλες με αποτέλεσμα για δεδομένη δύναμη, να προκύπτει μικρή εδαφική μετατόπιση. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τα ελατήρια να λαμβάνουν μετατόπιση μικρότερη από τη μετατόπιση διαρροής του εδάφους.



Σχήμα 8.18: Καμπύλη αντοχής του φορέα κατά την εγκάρσια έννοια με θεώρηση ελαστικών και ελαστοπλαστικών ελατηρίων (Βελτιωμένο έδαφος)

Πιο αναλυτικά, οι διαφορές που προκύπτουν είναι αμελητέες, για λόγους όμως σύγκρισης παρατίθενται οι βασικότερες αλλαγές που παρατηρούνται. Για την θεώρηση προσομοίωσης του εδάφους με καμπύλες δύναμης-υποχώρησης:

- Για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κατά 18cm, οι ακραίοι πάσσαλοι σε βάθος 3m λαμβάνουν μετακίνηση $\delta > \delta_y = 1.63\text{cm}$, με αποτέλεσμα λόγω της πλαστικοποίησης αυτών των ελατηρίων να επέλθει μικρή μείωση στη δυσκαμψία της κατασκευής και άρα αύξηση της ιδιοπεριόδου.
- Για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κατά 31cm, αρχίζει η διαρροή των διατομών των πασσάλων.
- Για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κατά 32cm, οι ενδιάμεσοι πάσσαλοι σε βάθος 3m λαμβάνουν μετακίνηση $\delta > \delta_y = 2.94\text{cm}$.
- Για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κατά 39cm, οι ακραίοι πάσσαλοι σε βάθος 4m λαμβάνουν μετακίνηση $\delta > \delta_y = 2.66\text{cm}$.

Για τη θεώρηση προσομοίωσης του εδάφους με ελαστικά ελατήρια, επαληθεύεται ότι η διαρροή των διατομών των πασσάλων αρχίζει για μετακίνηση του

Κεφάλαιο 8: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover analysis)

κόμβου ελέγχου κατά 31cm. Στο σημείο αυτό παρατηρείται μείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής και αύξηση της ιδιοπεριόδου. Η θεώρηση αυτή διαφέρει ελάχιστα από τη θεώρηση των καμπύλων δύναμης-υποχώρησης (p-y), λόγω της πλαστικοποίησης μόνο των ελατηρίων σε βάθος 3m. Τα συμπεράσματα αυτά προκύπτουν εύκολα και από το φάσμα ικανότητας του αντίστοιχου μονοβάθμιου ταλαντωτή, όπου παρουσιάζονται οι μεταβολές της ιδιοπεριόδου σε κάθε βήμα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Παρακάτω παρατίθενται συνοπτικά τα βήματα στα οποία παρατηρούνται οι κυριότερες αλλαγές της ιδιοπεριόδου της δεύτερης ιδιομορφής, σύμφωνα με την οποία επιβάλλεται η φόρτιση.

Πίνακας 8.10: Μεταβολή της ιδιοπεριόδου της δεύτερης ιδιομορφής για σταθερά αυξανόμενη οριζόντια φόρτιση

Θεώρηση καμπύλων p-y			Θεώρηση απολύτως ελαστικών ελατηρίων		
δ (cm)	T _{eff} (sec)	V _o (KN)	δ (cm)	T _{eff} (sec)	V _o (KN)
0	1.4321	0	0	1.4321	0
18	1.4324	11581	18	1.4321	11582
31	1.4350	19901	31	1.4324	19947
40	1.4424	25419	40	1.4379	25873

Το γεγονός ότι ο προσδιορισμός των καμπύλων p-y άλλαξε ελάχιστα την καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά την εγκάρσια έννοια δικαιολογείται από την ευκαμψία των πασσάλων σε σχέση με την ευκαμψία του περιβάλλοντος εδάφους. Στην περίπτωση μας, οι πάσσαλοι είναι εύκαμπτοι (μακροί), το οποίο σημαίνει ότι η αστοχία του συστήματος πάσσαλος-έδαφος για φορτίο μεγαλύτερο του ανεκτού πραγματοποιείται λόγω υπέρβασης της αντοχής του πασσάλου έναντι καμπτικών ροπών. Δηλαδή για θεωρητικά «άπειρη» οριζόντια μετατόπιση αναμένεται αστοχία της διατομής του πασσάλου σε όλο το μήκος του και όχι πλαστικοποίηση του εδάφους που τον περιβάλλει. Αντίθετα αστοχία λόγω θραύσης του εδάφους πραγματοποιείται στην περίπτωση των κοντών πασσάλων. Όπως προκύπτει από τα παραπάνω, το πρόβλημα της αντοχής και γενικότερα της συμπεριφοράς των πασσάλων υπό οριζόντιες φορτίσεις είναι εξαιρετικά πολύπλοκο, για αυτό και οι χρησιμοποιούμενες μέθοδοι θα πρέπει να χαρακτηριστούν ως προσεγγιστικές και μόνο, τόσο λόγω της αβεβαιότητας ως προς τη συμπεριφορά του πασσάλου κατά την επιβαλλόμενη φόρτιση, όσο και λόγω των αβεβαιοτήτων ως προς τον τρόπο αντίδρασης του εδάφους που περιβάλλει τον πάσσαλο.

Αποτίμηση για το σεισμό σχεδιασμού

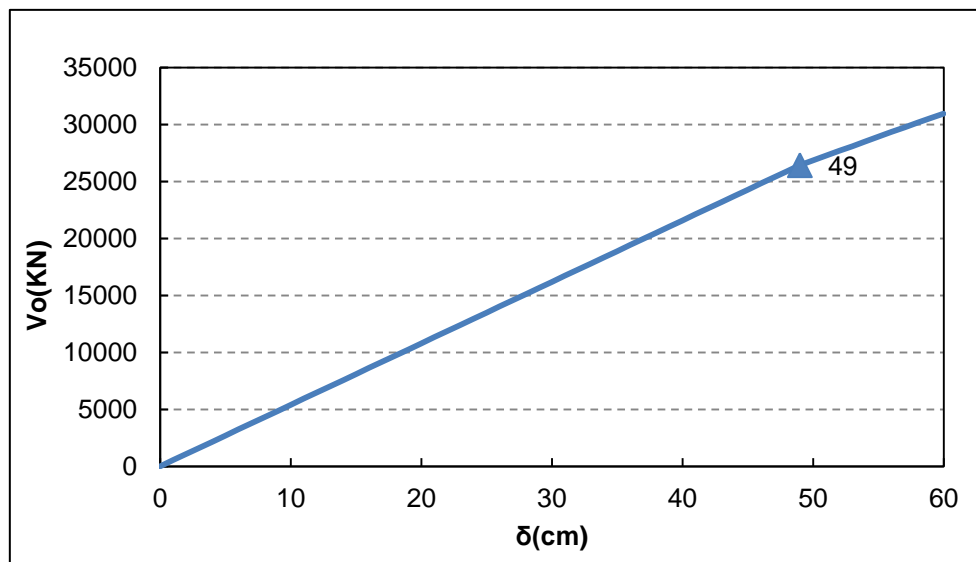
Όπως αναμενόταν η επιβαλλόμενη μετακίνηση για το σεισμό σχεδιασμού με τη θεώρηση των καμπύλων δύναμης-υποχώρησης (p-y), ταυτίζεται με την επιβαλλόμενη μετακίνηση για τη θεώρηση των ελαστικών ελατηρίων. Η στοχευμένη μετακίνηση για τον φορέα αντιστοιχεί σε μετακίνηση του καταστρώματος ίση με 16.9cm. Για τη μετακίνηση αυτή τα ελατήρια του εδάφους συμπεριφέρονται ελαστικά, δηλαδή δεν έχει επέλθει πλαστικοποίηση του εδάφους, ενώ καμία διατομή πασσάλου δεν έχει φτάσει σε όριο διαρροής.

8.4.3 Αποτίμηση της κατασκευής για φυσικό έδαφος υπό ρευστοποίηση με θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους

8.4.3.1 Αποτίμηση κατά τη διαμήκη έννοια

Όπως προαναφέρθηκε οι δεσπόζουσες ιδιομορφές της κατασκευής επηρεάζονται έντονα από τη μεταβολή των σταθερών των ελατηρίων. Για την περίπτωση του φυσικού εδάφους με ρευστοποίηση, οι σταθερές των ελατηρίων είναι ιδιαίτερα απομειωμένες-σχεδόν στο 10% των τιμών των ελατηρίων του εδάφους υπό βελτίωση. Μάλιστα λόγω της μεγαλύτερης απομείωσης των ελατηρίων του εδάφους κατά τη διεύθυνση Y σε σχέση με τη διεύθυνση X όπως προέκυψε από τους περιορισμούς του κανονισμού DIN1054, προκύπτει ότι δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά τη διαμήκη διεύθυνση είναι η ιδιομορφή 2. Σημειώνεται ότι για το βελτιωμένο έδαφος, δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά τη διαμήκη διεύθυνση είναι η ιδιομορφή 1.

Αρχικά, όπως και στην περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους, πραγματοποιήθηκε στατική ανελαστική ανάλυση με θεώρηση ελαστικών ελατηρίων. Η καμπύλη ικανότητας του φορέα φαίνεται στο σχήμα 8.19:



Σχήμα 8.19: Καμπύλη αντοχής του φορέα κατά τη διαμήκη έννοια (Φυσικό έδαφος υπό Ρευστοποίηση- Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους)

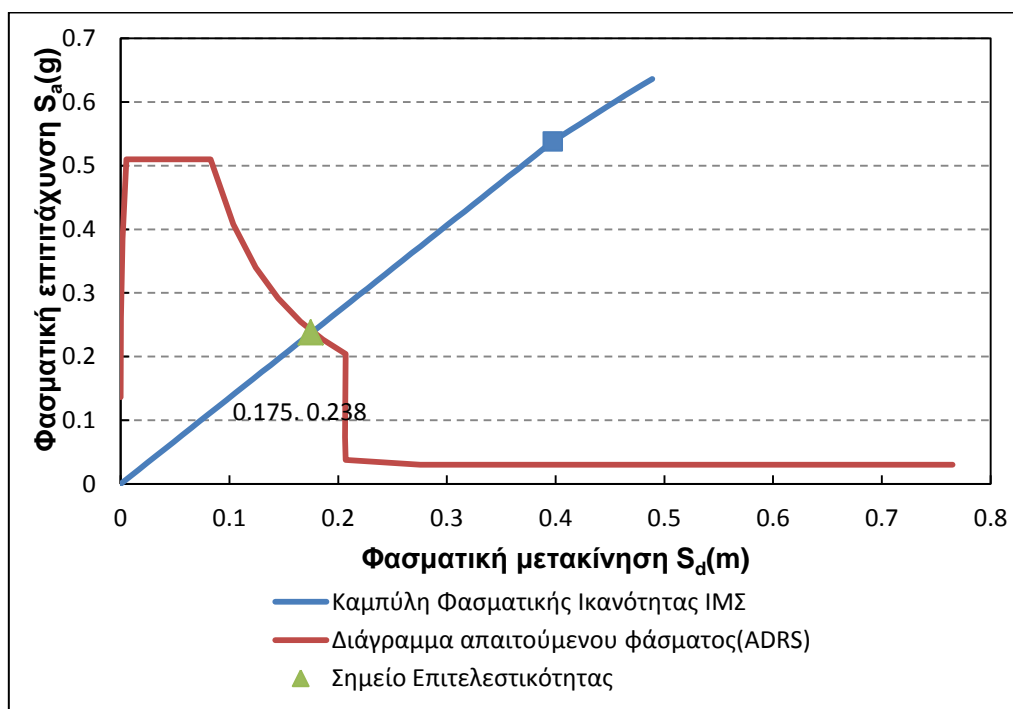
Όπως αναμένεται για επιβολή φορτίων κατά τη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας, δημιουργείται πλαστική άρθρωση στον πόδα του μεσόβαθρου. Όπως φαίνεται και στο σχήμα για διαρροή του πόδα του βάθρου, μειώνεται η δυσκαμψία του συστήματος και άρα και η κλίση της καμπύλης αντοχής του φορέα. Ωστόσο, η διαρροή αυτή πραγματοποιείται για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με 49cm. Υπενθυμίζεται ότι στην περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους, η αντίστοιχη απαιτούμενη μετακίνηση είναι 31cm. Όπως αναμένεται, για την περίπτωση του εδάφους υπό ρευστοποίηση, λόγω μικρότερης δυσκαμψίας αναπτύσσονται μικρότερα εντατικά μεγέθη στα κρίσιμα μέλη της κατασκευής σε κάθε βήμα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Οπότε απαιτείται μεγαλύτερη μετακίνηση του φορέα, έτσι ώστε η δρώσα ροπή του βάθρου να γίνει ίση με τη ροπή διαρροής(για δεδομένη αξονική δύναμη).

Κεφάλαιο 8: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover analysis)

Επίσης, σε αντίθεση με το βελτιωμένο έδαφος, για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με 57cm δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στους πασσάλους σε βάθος 9m. Αυτό παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον δεδομένου ότι σύμφωνα με την κατανομή των ροπών στο βελτιωμένο έδαφος, πλαστικές αρθρώσεις στους πασσάλους αναμένονται να δημιουργηθούν στα πρώτα 2-3m όπου και η ροπή είναι μέγιστη. Στην περίπτωση όμως του εδάφους υπό ρευστοποίηση, η διαφορετική κατανομή των ελατηρίων του εδάφους επηρεάζει σημαντικά την κατανομή των ροπών κατά μήκος του πασσάλου με αποτέλεσμα η μέγιστη τιμή της ροπής να εμφανίζεται σε διαφορετικό βάθος από το αναμενόμενο.

Αποτίμηση για το σεισμό σχεδιασμού

Ομοίως, η μετακίνηση στόχος που αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού του φορέα υπολογίζεται από το πρόγραμμα με τη βοήθεια της μεθοδολογίας ATC-40.



Σχήμα 8.20: Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Φυσικό έδαφος υπό Ρευστοποίηση- Θέωση ελαστικών ελατηρίων εδάφους)

Σύμφωνα με την ATC-40:

- $S_a=0.238g$, $S_d=0.175m$ για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα
- $T_{eff}= 1.724sec$, $\zeta=0.05$
- $V=11674KN$, $D= 0.216m$ για τον φορέα.

Για την περίπτωση του ρευστοποίησιμου εδάφους, η μετακίνηση στόχος που απαιτεί ο σεισμός σχεδιασμού είναι ίση με 21.6cm. Υπενθυμίζεται ότι η μετακίνηση στόχος που απαιτεί ο σεισμός σχεδιασμού για την περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους είναι 16.5cm. Όπως αναμενόταν, κατά τη ρευστοποίηση, λόγω μικρότερης δυσκαμψίας του συστήματος ανωδομής-υποδομής η ιδιοπερίοδος είναι μεγαλύτερη. Στο φάσμα σχεδιασμού, η αύξηση της ιδιοπεριόδου οδηγεί από τη μία σε μικρότερες επιταχύνσεις και άρα μικρότερα εντατικά μεγέθη, από την άλλη όμως οδηγεί σε μεγαλύτερες μετακινήσεις. Παρόλα αυτά, όπως προκύπτει από την καμπύλη

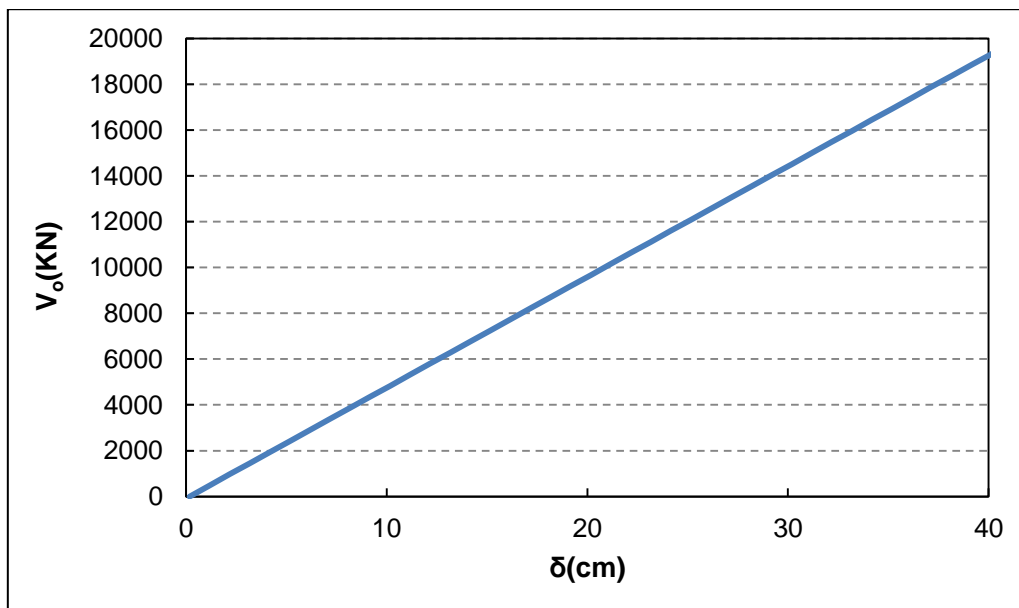
Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

ικανότητας του φορέα(Σχήμα 8.19), για τη μετακίνηση αυτή ο φορέας παραμένει στο ελαστικό τμήμα.

8.4.3.2 Αποτίμηση κατά την εγκάρσια έννοια

Η φόρτιση που επιβάλλεται σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή ταλάντωσης προκαλεί μεταφορά των κόμβων του καταστρώματος και της υποδομής κατά την εγκάρσια έννοια. Υπενθυμίζεται ότι για οριζόντια φόρτιση κατά την εγκάρσια έννοια της γέφυρας, η ροπή αντοχής του μεσόβαθρου είναι πολύ μεγάλη, οπότε δεν αναμένεται διαρροή του βάθρου σε αυτή τη διεύθυνση. Επίσης όπως και στην περίπτωση της στατικής ανελαστικής ανάλυσης κατά τη διαμήκη έννοια, λόγω της μικρής δυσκαμψίας του φορέα στο έδαφος υπό ρευστοποίηση απαιτείται πολύ μεγάλη μετατόπιση έτσι ώστε η δρώσα ροπή στις κρίσιμες διατομές των πασσάλων να γίνει ίση με τη ροπή διαρροής (για δεδομένη αξονική).

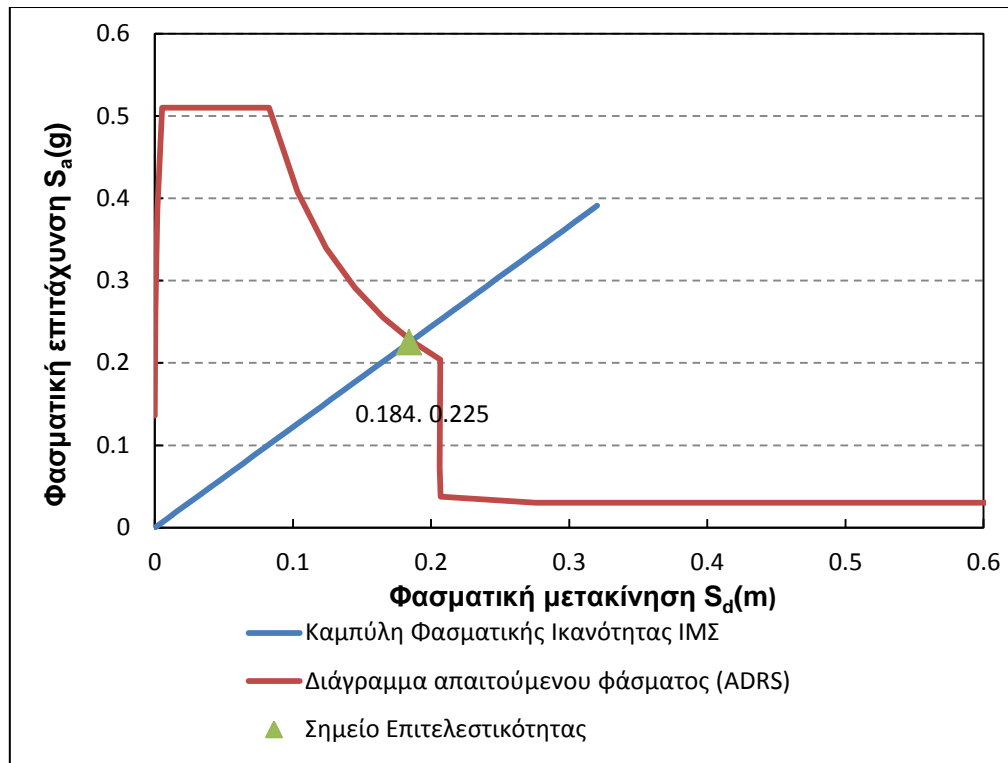
Αυτό έχει ως αποτέλεσμα για τη δεδομένη στοχευμένη μετακίνηση των 40cm που δόθηκε από το χρήστη, να μην διαρρέει καμία διατομή πασσάλου και η καμπύλη αντοχής του φορέα να είναι απολύτως γραμμική. Υπενθυμίζεται ότι για την περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους και κατά την αποτίμηση κατά την εγκάρσια έννοια η έναρξη της διαρροής των πασσάλων γίνεται για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με 31cm. Αναλυτικά η καμπύλη αντοχής του φορέα κατά την εγκάρσια έννοια φαίνεται στο σχήμα 8.21.



Σχήμα 8.21: Καμπύλη αντοχής του φορέα κατά την εγκάρσια έννοια (Φυσικό έδαφος υπό Ρευστοποίηση- Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους)

Αποτίμηση για το σεισμό σχεδιασμού

Ομοίως, η μετακίνηση στόχος που αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού του φορέα υπολογίζεται από το πρόγραμμα με τη βοήθεια της μεθοδολογίας ATC-40.



Σχήμα 8.22: Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Φυσικό έδαφος υπό Ρευστοποίηση- Θεώρηση ελαστικών ελατηρίων εδάφους)

Σύμφωνα με την ATC-40:

- $S_a=0.225g$, $S_d=0.184m$ για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα
- $T_{eff}= 1.816sec$, $\zeta=0.05$
- $V=11127KN$, $D= 0.232m$ για τον φορέα.

Για την περίπτωση του ρευστοποίησιμου εδάφους, η μετακίνηση στόχος που απαιτεί ο σεισμός σχεδιασμού είναι ίση με 23.2cm. Υπενθυμίζεται ότι αντίστοιχη μετακίνηση για την περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους είναι 16.9cm. Παρόλα αυτά, όπως προκύπτει από την καμπύλη ικανότητας του φορέα (Σχήμα 8.21), για τη μετακίνηση αυτή ο φορέας παραμένει στο ελαστικό τμήμα. Δηλαδή καμία διατομή πασσάλου δεν έχει φτάσει σε όριο διαρροής.

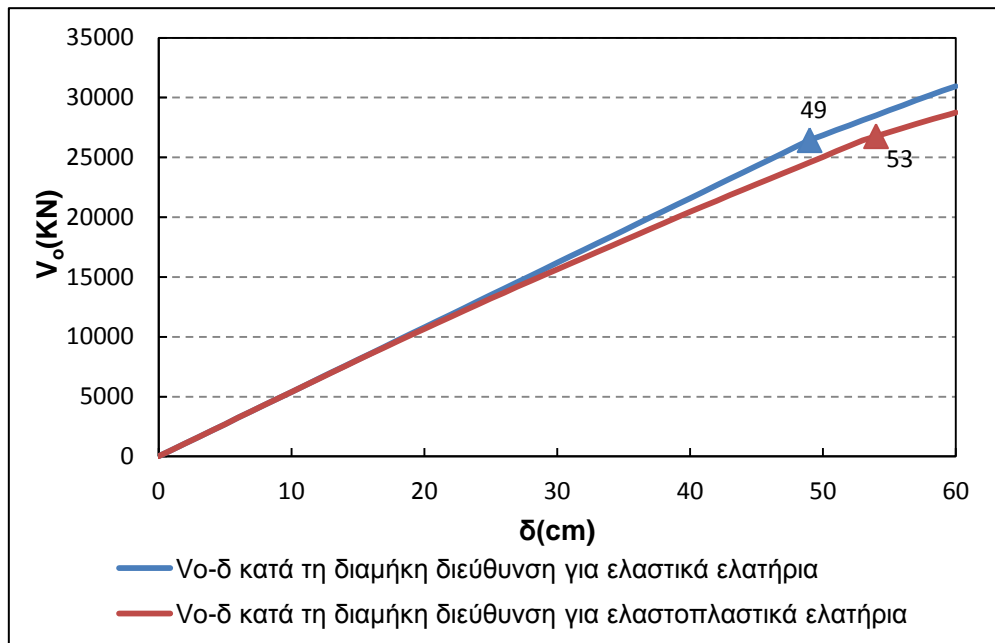
8.4.4 Αποτίμηση της κατασκευής για φυσικό έδαφος υπό ρευστοποίηση με θεώρηση καμπύλων δύναμης υποχώρησης p-y

8.4.4.1 Αποτίμηση κατά τη διαμήκη έννοια

Μετά τον προσδιορισμό των καμπύλων δύναμης-υποχώρησης p-y, επαναλήφθηκε η διαδικασία της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Στο σχήμα παρατίθενται τα αποτελέσματα από την ανάλυση του φορέα κατά τη διεύθυνση X σύμφωνα με τις δύο θεωρήσεις. Στην περίπτωση αυτή είναι εμφανές ότι η θεώρηση των καμπύλων δύναμης-υποχώρησης (p-y) επηρεάζει την καμπύλη ικανότητας του

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

φορέα. Για τη θεώρηση ρευστοποιήσιμου εδάφους, οι ελατηριακές σταθερές είναι αρκετά μικρές με αποτέλεσμα για δεδομένη δύναμη, να προκύπτει μεγάλη εδαφική μετατόπιση η οποία υπερβαίνει τη μετατόπιση διαρροής του εδάφους



Σχήμα 8.23: Καμπύλη αντοχής του φορέα κατά τη διαμήκη έννοια με θεώρηση ελαστικών και ελαστοπλαστικών ελατηρίων (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Για τη θεώρηση προσομοίωσης του εδάφους με καμπύλες δύναμης-υποχώρησης (p-y) πραγματοποιείται σταδιακή πλαστικοποίηση του εδάφους. Για αυτό το λόγο παρατηρείται σταδιακή μεταβολή της κλίσης του διαγράμματος της καμπύλης ικανότητας. Πιο αναλυτικά:

- Για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κατά 13cm οι ακραίοι πάσσαλοι σε βάθος 3m λαμβάνουν μετακίνηση $\delta > \delta_y = 2.44\text{cm}$
- Για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κατά 17cm οι ακραίοι πάσσαλοι σε βάθος 4m λαμβάνουν μετακίνηση $\delta > \delta_y = 2.92\text{cm}$
- Για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κατά 19cm οι ενδιάμεσοι πάσσαλοι σε βάθος 3m λαμβάνουν μετακίνηση $\delta > \delta_y = 3.79\text{cm}$
- Για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κατά 26cm οι ενδιάμεσοι πάσσαλοι σε βάθος 4m λαμβάνουν μετακίνηση $\delta > \delta_y = 4.53\text{cm}$.
- Για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κατά 30cm οι ακραίοι πάσσαλοι σε βάθος 5m λαμβάνουν μετακίνηση $\delta > \delta_y = 4.61\text{cm}$
- Για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κατά 44cm οι ακραίοι πάσσαλοι σε βάθος 6m λαμβάνουν μετακίνηση $\delta > \delta_y = 5.94\text{cm}$.
- Για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου κατά 45cm οι ενδιάμεσοι πάσσαλοι σε βάθος 5m λαμβάνουν μετακίνηση $\delta > \delta_y = 7.15\text{cm}$.

Μετά την ολοκλήρωση της πλαστικοποίησης του εδάφους στα πρώτα μέτρα, ακολουθεί η διαρροή του πόδα του μεσόβαθρου για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με 53cm. Υπενθυμίζεται ότι για τη θεώρηση με τα απολύτως ελαστικά ελατήρια, η αντίστοιχη απαιτούμενη μετακίνηση είναι 49cm. Αυτό υποδηλώνει ότι η διαδοχική πλαστικοποίηση του εδάφους, επηρεάζει τα κρίσιμα μέλη του φορέα μέσω της ανακατανομής της έντασης. Τέλος ομοίως με την περίπτωση των ελαστικών ελατηρίων, δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στους πασσάλους σε βάθος 9m.

Κεφάλαιο 8: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover analysis)

Όπως προαναφέρθηκε η διαφορετική κατανομή των ελατηρίων κατά μήκος του πασσάλου επηρεάζει έντονα το διάγραμμα ροπών και κατ' επέκταση τη θέση δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων.

Η επιρροή των καμπύλων $p-y$ στην καμπύλη ικανότητας του φορέα για την περίπτωση του ρευστοποιημένου εδάφους μπορεί να δικαιολογηθεί λόγω της αλλαγής της ακαμψίας του εδάφους και άρα της αλλαγής της σχέσης της ακαμψίας των πασσάλων σε σχέση με το περιβάλλον έδαφος. Παρακάτω παρατίθενται συνοπτικά τα βήματα στα οποία παρατηρούνται οι κυριότερες αλλαγές της ιδιοπεριόδου της δεύτερης ιδιομορφής, σύμφωνα με την οποία επιβάλλεται η φόρτιση.

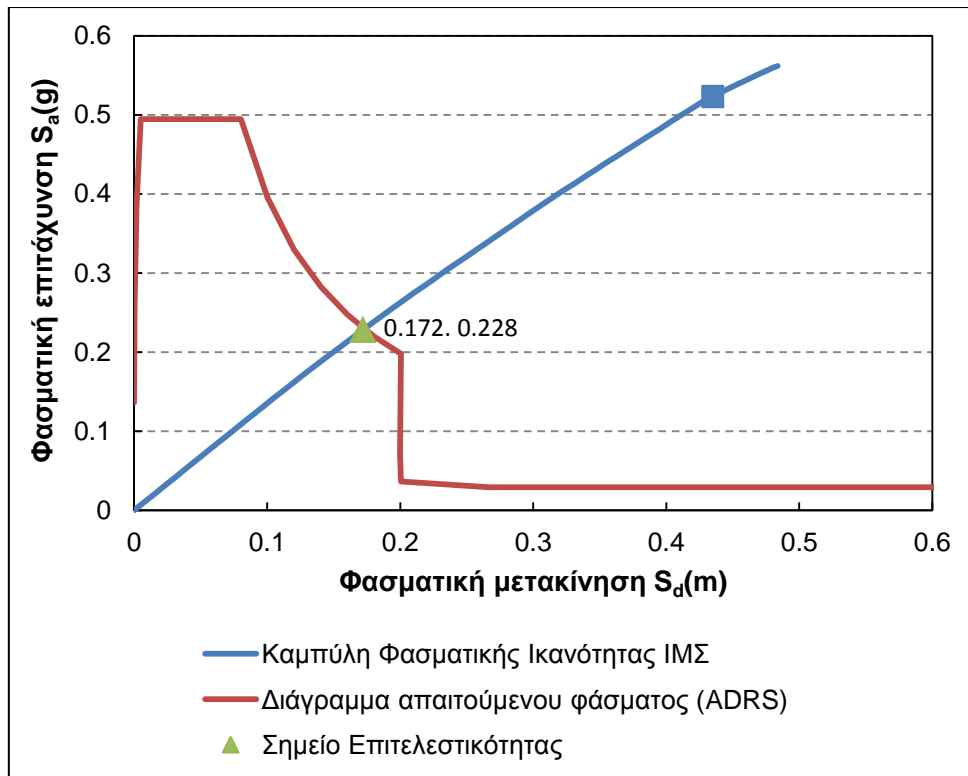
Πίνακας 8.11: Μεταβολή της ιδιοπεριόδου της δεύτερης ιδιομορφής για σταθερά αυξανόμενη οριζόντια φόρτιση

Θεώρηση καμπυλών $p-y$			Θεώρηση απολύτως ελαστικών ελατηρίων		
δ (cm)	T_{eff} (sec)	V_o (KN)	δ (cm)	T_{eff} (sec)	V_o (KN)
0	1.7242	0	0	1.7242	0
13	1.7262	7004	13	1.7242	7015
17	1.7317	9119	17	1.7242	9174
19	1.7367	10150	19	1.7242	10253
26	1.7545	13692	26	1.7242	14030
30	1.7671	15640	30	1.7242	16189
44	1.8027	22301	44	1.7242	23744
45	1.8055	22760	45	1.7242	24283
49	1.8155	24587	49	1.7276	26442
53	1.8242	26415	53	1.7372	28104
54	1.8288	26773	54	1.7402	28520
55	1.8389	27452	55	1.7431	28935
57	1.8444	27781	57	1.7487	29766
58	1.8513	28208	58	1.7521	30164
59	1.8582	28604	59	1.7554	30562
60	1.8614	28741	60	1.7585	30959

Αποτίμηση για το σεισμό σχεδιασμού

Ομοίως, η μετακίνηση στόχος που αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού του φορέα υπολογίζεται από το πρόγραμμα με τη βοήθεια της μεθοδολογίας ATC-40.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος



Σχήμα 8.24: Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Φυσικό έδαφος υπό Ρευστοποίηση- Θεώρηση καμπύλων p-y)

Σύμφωνα με την ATC-40:

- $S_a=0.228g$, $S_d=0.172m$ για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα
- $T_{eff}= 1.742sec$, $\zeta=0.056$
- $V=11311KN$, $D= 0.213m$ για τον φορέα.

Για την περίπτωση του ρευστοποιήσιμου εδάφους με ελαστοπλαστική συμπεριφορά των ελατηρίων, η μετακίνηση στόχος που απαιτεί ο σεισμός σχεδιασμού είναι ίση με 21.3cm. Για τη μετακίνηση αυτή, έχει αρχίσει η πλαστικοποίηση του εδάφους στα πρώτα μέτρα. Ωστόσο η συμπεριφορά των κρίσιμων μελών του φορέα παραμένει ελαστική, όπως και στην περίπτωση της αποτίμησης με απολύτως ελαστικά ελατήρια (Σχήμα 8.23).

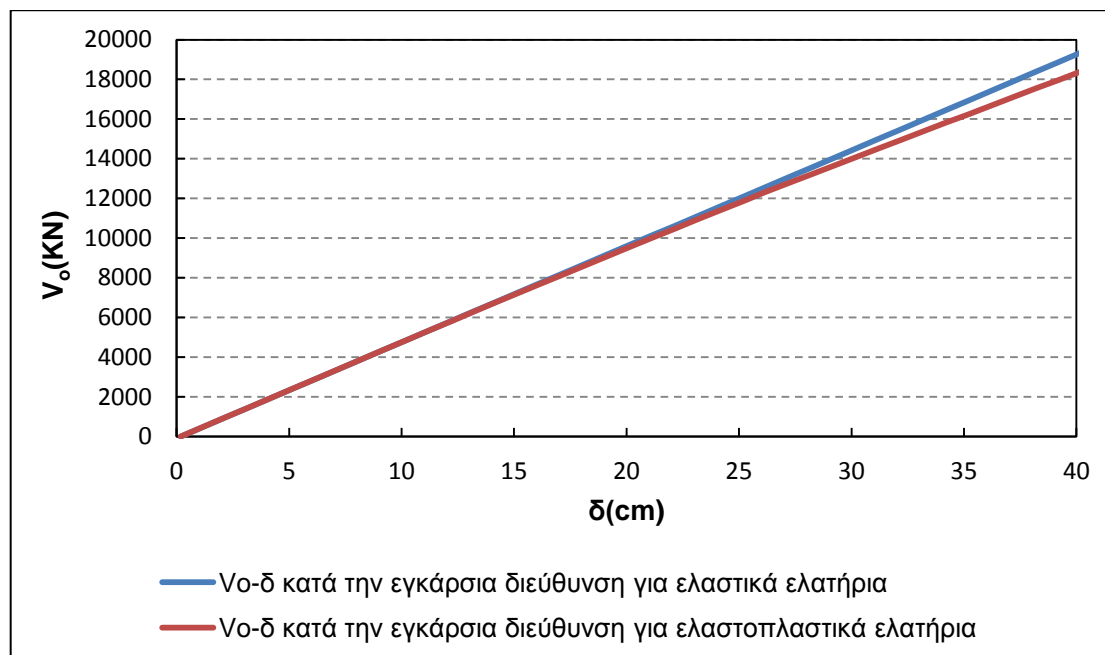
8.4.4.2 Αποτίμηση κατά την εγκάρσια έννοια

Για την περίπτωση στατικής ανελαστικής ανάλυσης κατά την εγκάρσια έννοια, η φόρτιση που επιβάλλεται ακολουθεί την πρώτη ιδιομορφή ταλάντωσης. Όπως και στην περίπτωση της ανάλυσης κατά τη διαμήκη έννοια, λόγω της μικρής σχετικά δυσκαμψίας του φορέα απαιτείται πολύ μεγάλη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου έτσι ώστε η δρώσα ροπή στις κρίσιμες διατομές να γίνει ίση με τη ροπή διαρροής. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, ομοίως με τη θεώρηση των ελαστικών ελατηρίων να μην δημιουργείται καμία πλαστική άρθρωση για τη στοχευμένη μετακίνηση των 40cm που δόθηκε από το χρήστη.

Βέβαια, όπως αναμενόταν, για την προσομοίωση του εδάφους με ελαστοπλαστικά ελατήρια πραγματοποιείται σταδιακή πλαστικοποίηση του εδάφους η οποία έχει ως αποτέλεσμα την αλλαγή της κλίσης της καμπύλης ικανότητας του

Κεφάλαιο 8: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover analysis)

φορέα. Στο σχήμα 8.25 παρατίθενται τα αποτελέσματα από την ανάλυση του φορέα κατά τη διεύθυνση Υ σύμφωνα με τις δύο θεωρήσεις:



Σχήμα 8.25: Καμπύλη αντοχής του φορέα κατά την εγκάρσια έννοια με θεώρηση ελαστικών και ελαστοπλαστικών ελατηρίων (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Παρακάτω παρατίθενται συνοπτικά τα βήματα στα οποία παρατηρούνται οι κυριότερες αλλαγές της ιδιοπεριόδου της πρώτης ιδιομορφής, σύμφωνα με την οποία επιβάλλεται η φόρτιση.

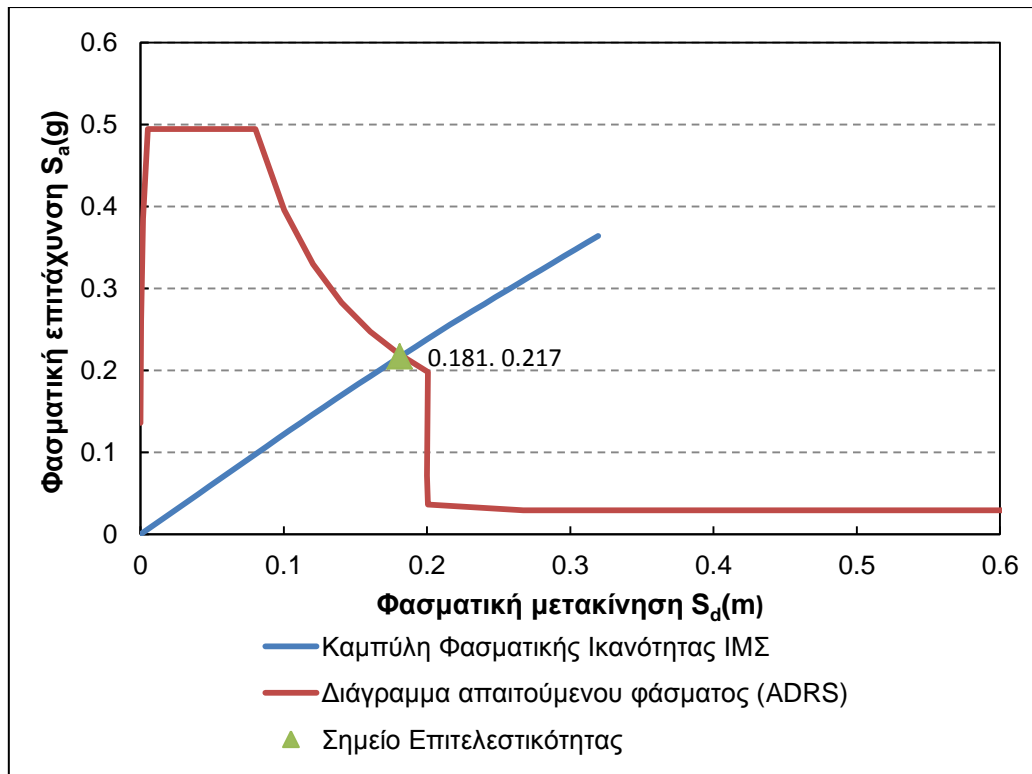
Πίνακας 8.12: Μεταβολή της ιδιοπεριόδου της πρώτης ιδιομορφής για σταθερά αυξανόμενη οριζόντια φόρτιση

Θεώρηση καμπυλών p-y			Θεώρηση απολύτως ελαστικών ελατηρίων		
δ (cm)	T_{eff} (sec)	V_o (KN)	δ (cm)	T_{eff} (sec)	V_o (KN)
0	1.8160	0	0	1.8160	0
11	1.8164	5317	11	1.8160	5319
15	1.8204	7226	15	1.8160	7254
19	1.8271	9104	19	1.8160	9188
26	1.8411	12319	26	1.8160	12573
38	1.8744	17536	38	1.8160	18376
40	1.8788	18396	40	1.8160	19343

Αποτίμηση για το σεισμό σχεδιασμού

Ομοίως, η μετακίνηση στόχος που αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού του φορέα υπολογίζεται από το πρόγραμμα με τη βοήθεια της μεθοδολογίας ATC-40.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος



Σχήμα 8.26: Εύρεση σημείου επιτελεστικότητας κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Φυσικό έδαφος υπό Ρευστοποίηση- Θεώρηση καμπύλων p-y)

Σύμφωνα με την ATC-40:

- $S_a=0.217g$, $S_d=0.181m$ για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα
- $T_{eff}= 1.835sec$, $\zeta=0.056$
- $V=10800KN$, $D= 0.229m$ για τον φορέα.

Για την περίπτωση του ρευστοποιήσιμου εδάφους με ελαστοπλαστική συμπεριφορά των ελατηρίων, η μετακίνηση στόχος που απαιτεί ο σεισμός σχεδιασμού είναι ίση με 22.9cm. Για τη μετακίνηση αυτή, έχει αρχίσει η πλαστικοποίηση του εδάφους στα πρώτα μέτρα. Ωστόσο η συμπεριφορά των κρίσιμων μελών του φορέα παραμένει ελαστική, όπως και στην περίπτωση της αποτίμησης με ελαστικά ελατήρια (Σχήμα 8.25).

8.4.5 Διερεύνηση της εντατικής κατάστασης των πασσάλων για την περίπτωση φυσικού εδάφους υπό ρευστοποίηση

8.4.5.1 Γενικά

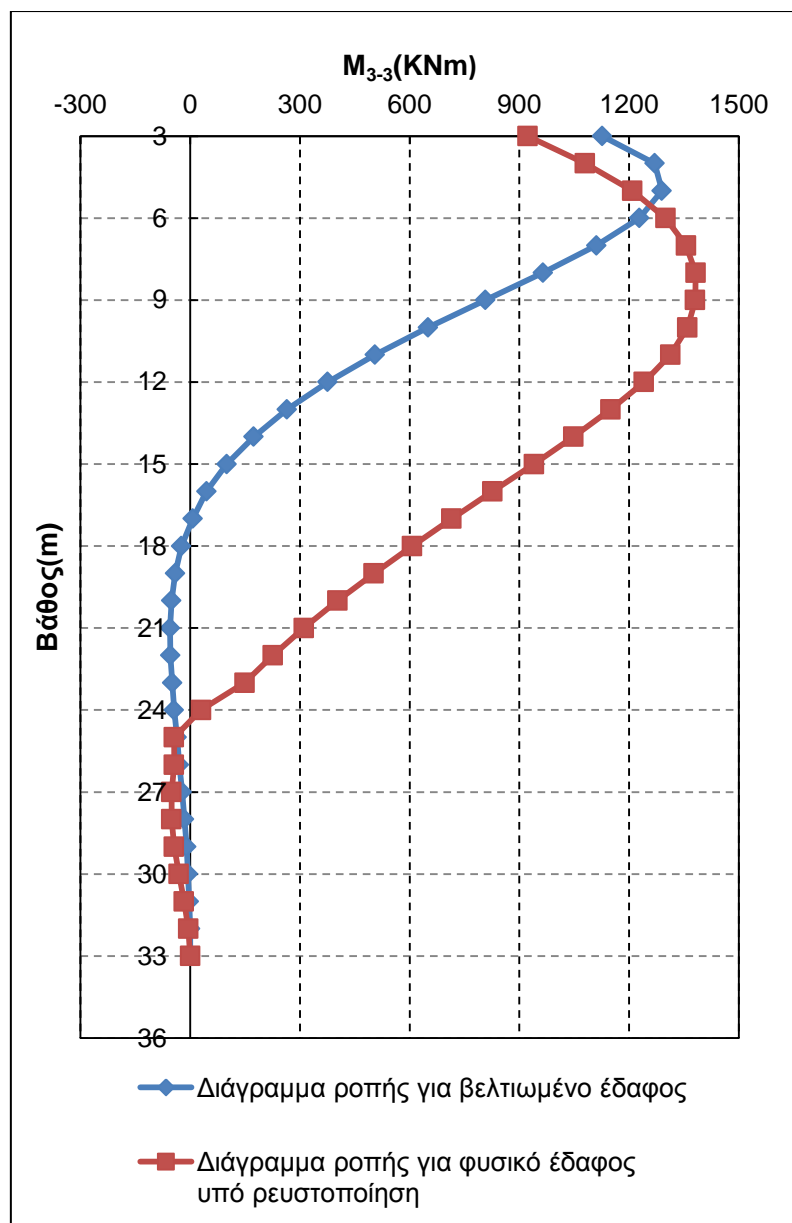
Κατά την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας κατά τη διαμήκη διεύθυνση, διαπιστώθηκε ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στους πασσάλους σε βάθος 5m από την κεφαλή του πασσάλου. Σημειώνεται ότι ο προσδιορισμός των θέσεων των ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων, πραγματοποιήθηκε με βάση το διάγραμμα καμπτικών ροπών των πασσάλων για το βελτιωμένο έδαφος όπου η μέγιστη ροπή εντοπίζεται σε βάθος 2-3m από την κεφαλή του πασσάλου. Στο σημείο αυτό κρίθηκε σκόπιμο να διερευνηθεί ο τρόπος επιρροής των ελατηρίων των εδαφικών αντιδράσεων στο διάγραμμα ροπών των πασσάλων. Παρακάτω παρατίθενται τα διαγράμματα ροπής για κάμψη πασσάλου περί τους

Κεφάλαιο 8: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover analysis)

άξονες 2-2 και 3-3, με την εφαρμογή του φάσματος σχεδιασμού του EC8 στις διευθύνσεις Y και X αντίστοιχα.

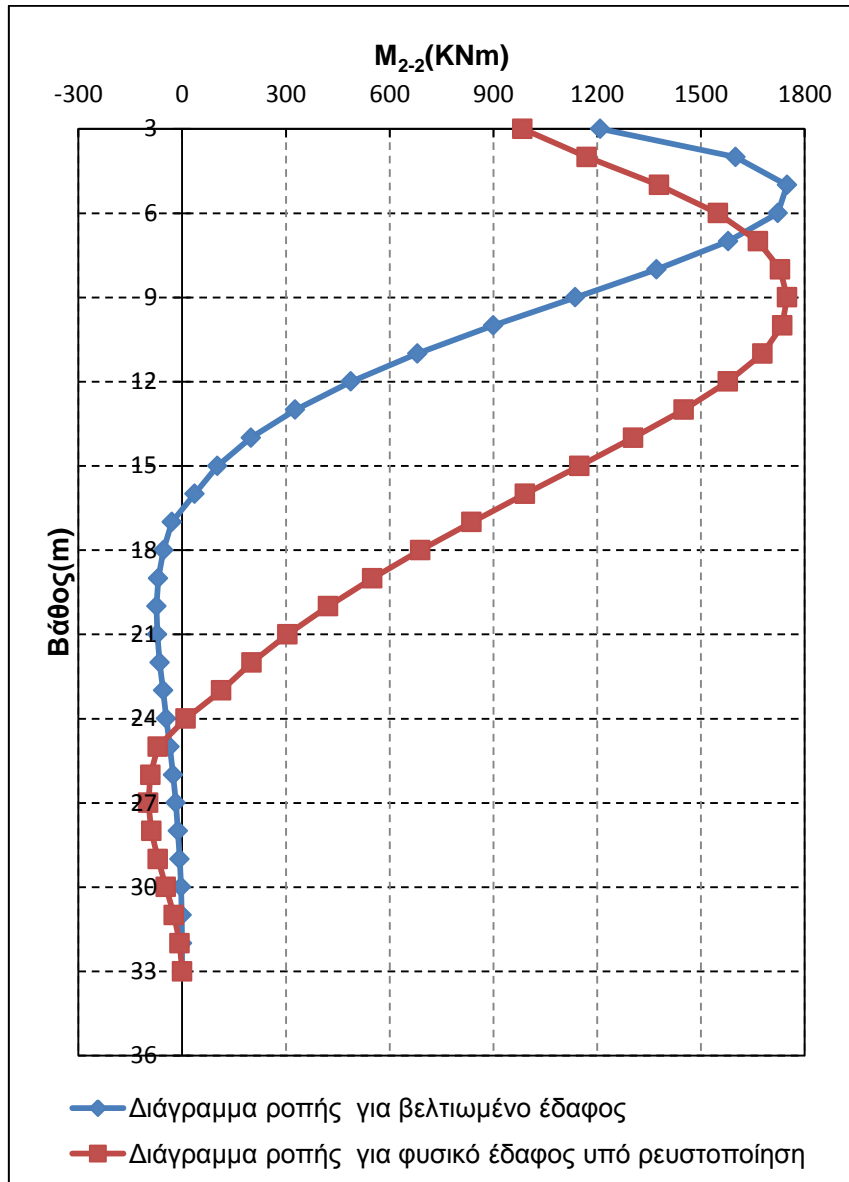
Όπως προκύπτει από τα παρακάτω σχήματα, το φαινόμενο της ρευστοποίησης αλλάζει τόσο το μέγεθος των εντατικών μεγεθών κατά μήκος των πασσάλων όσο και τη θέση της μέγιστης τιμής της ροπής. Για αυτό το λόγο πρέπει να επανεξεταστεί ο προσδιορισμός των θέσεων των ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων, με βάση το διάγραμμα ροπών των πασσάλων για το φυσικό έδαφος υπό ρευστοποίηση. Στην περίπτωση αυτή η μέγιστη ροπή εμφανίζεται σε βάθος 9m από τη στάθμη του φυσικού εδάφους ή εναλλακτικά σε βάθος 6m από την κεφαλή του πασσάλου. Λαμβάνοντας υπόψη το γεγονός ότι ο οπλισμός των πασσάλων μειώνεται στο μισό για μήκος μεγαλύτερο από 9m, αποφασίστηκε η θεώρηση ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων για εύρος 5m πάνω και κάτω από το σημείο της μέγιστης ροπής. Με αυτό τον τρόπο εξετάζεται και η επιρροή της αλλαγής του διαμήκους οπλισμού του πασσάλου στο σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων. Σημειώνεται ότι η διερεύνηση αυτή πραγματοποιείται μόνο για την προσομοίωση εδάφους με θεώρηση καμπύλων p-y, η οποία δίνει πιο ρεαλιστικά αποτελέσματα για την αποτίμηση της συμπεριφοράς του φορέα.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος



Σχήμα 8.27: Διάγραμμα ροπών για κάμψη πασσάλου περί τον άξονα 3-3

Κεφάλαιο 8: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover analysis)

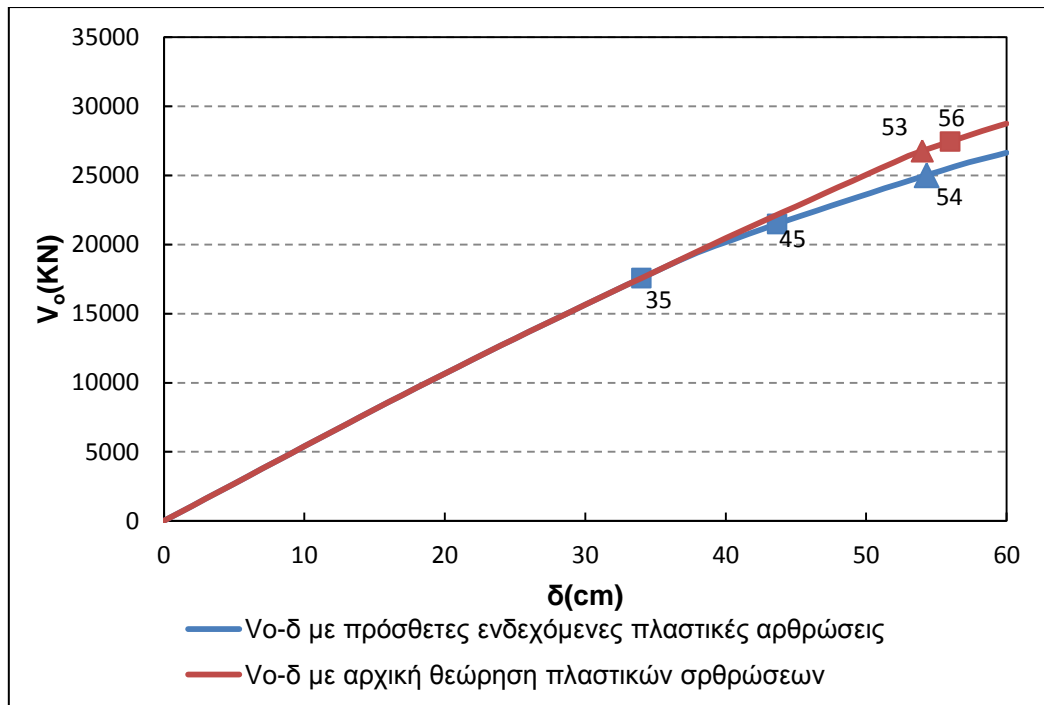


Σχήμα 8.28: Διάγραμμα ροπών για κάμψη πασσάλου περί τον άξονα 2-2

8.4.5.2 Αποτίμηση κατά τη διαμήκη έννοια

Μετά τον προσδιορισμό των νέων πλαστικών αρθρώσεων εφαρμόστηκε και πάλι στατική ανελαστική ανάλυση. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης υποδεικνύουν ότι οι πλαστικές αρθρώσεις δηλαδή οι «βλάβες» στους πασσάλους εμφανίζονται σε διαφορετικά βάθη. Το μεγαλύτερο πρόβλημα εμφανίζεται στο σημείο αλλαγής του διαμήκους οπλισμού των πασσάλων. Για την περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους, η ροπή του πασσάλου στο βάθος αυτό είναι μικρή με αποτέλεσμα να μην ελλοχεύει κίνδυνος δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης. Στην ακραία περίπτωση όμως που η βελτίωση του εδάφους αποδειχθεί αναποτελεσματική και το έδαφος ρευστοποιηθεί, θα δημιουργηθεί βλάβη η οποία μάλιστα δεν θα έχει προβλεφθεί. Αυτό οφείλεται στην μεγάλη εξάρτηση του διαγράμματος ροπών του πασσάλου από τα ελατήρια του εδάφους. Στο σχήμα 8.29 φαίνεται η καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση με τη θεώρηση νέων και παλαιών πλαστικών αρθρώσεων.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος



Σχήμα 8.29: Νέα καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Στο παραπάνω σχήμα με κύβο ορίζονται οι πλαστικές αρθρώσεις στους πασσάλους, ενώ με τρίγωνο ορίζεται η πλαστική άρθρωση στον πόδα του μεσόβαθρου. Πιο αναλυτικά προκύπτει:

- Για το μοντέλο με τις νέες ενδεχόμενες πλαστικές αρθρώσεις, οι πλαστικές αρθρώσεις στους πασσάλους δημιουργούνται πριν από το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στον πόδα του μεσόβαθρου. Η θέση τους, όπως αναφέρθηκε, εντοπίζεται σε μήκος 9m από την κεφαλή του πασσάλου. Είναι αξιοσημείωτο το γεγονός ότι διαρρέουν όλες οι διατομές των πασσάλων στο βάθος αυτό δηλαδή και στην περιοχή των ακρόβαθρων και στην περιοχή των μεσόβαθρων. Ο πρώτος κύβος ορίζει την έναρξη της διαρροής των πασσάλων και ο τελευταίος κύβος ορίζει τη λήξη της διαρροής των πασσάλων στο βάθος αυτό.
- Για το μοντέλο με την αρχική θεώρηση πλαστικών αρθρώσεων, οι πλαστικές αρθρώσεις στους πασσάλους επέρχονται της πλαστικής άρθρωσης στο μεσόβαθρο. Η θέση τους εντοπίζεται σε μήκος 5m από την κεφαλή του πασσάλου, ενώ ο σχηματισμός τους δεν είναι γενικευμένος.

Αποτίμηση για το σεισμό σχεδιασμού

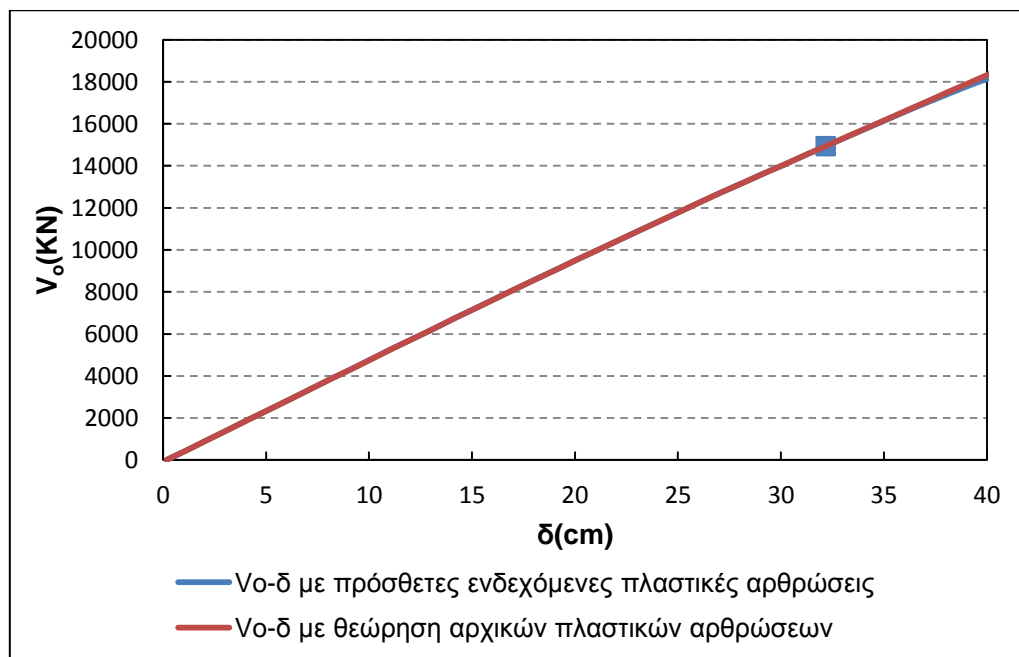
Για την περίπτωση αυτή η μετακίνηση στόχος που απαιτεί ο σεισμός σχεδιασμού είναι ίση με 21.3cm η οποία ταυτίζεται με την αντίστοιχη μετακίνηση στο προηγούμενο μοντέλο. Δεδομένου ότι η μόνη διαφορά τους είναι ως προς τον προσδιορισμό των ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων, το αποτέλεσμα είναι λογικό. Βέβαια για τη μετακίνηση αυτή δεν υπάρχουν «βλάβες» ούτε στους πασσάλους ούτε στο μεσόβαθρο.

8.4.5.3 Αποτίμηση κατά την εγκάρσια έννοια

Σε αντίθεση με την περίπτωση του αρχικού προσδιορισμού των ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων όπου δεν εμφανίστηκε καμία «βλάβη» στους πασσάλους, για

Κεφάλαιο 8: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover analysis)

την νέα αποτίμηση προέκυψε δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στο βάθος αλλαγής του διαμήκους οπλισμού των πασσάλων. Ωστόσο για τη στοχευμένη μετακίνηση που δόθηκε από το χρήστη, το φαινόμενο δεν είναι γενικευμένο με αποτέλεσμα να μην παρουσιάζεται έντονη διαφορά στην καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά την εγκάρσια έννοια. Στο σχήμα 8.30 φαίνεται η καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά την εγκάρσια διεύθυνση με τη θεώρηση νέων και παλαιών θέσεων ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων.



Σχήμα 8.30: Νέα καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Φυσικό Έδαφος με Ρευστοποίηση)

Αποτίμηση για το σεισμό σχεδιασμού

Για την περίπτωση αυτή η μετακίνηση στόχος που απαιτεί ο σεισμός σχεδιασμού είναι ίση με 22.9cm η οποία ταυτίζεται με την αντίστοιχη μετακίνηση στο προηγούμενο μοντέλο. Δεδομένου ότι η μόνη διαφορά τους είναι ως προς τον προσδιορισμό των ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων, το αποτέλεσμα είναι λογικό. Βέβαια για τη μετακίνηση αυτή δεν εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις στους πασσάλους.

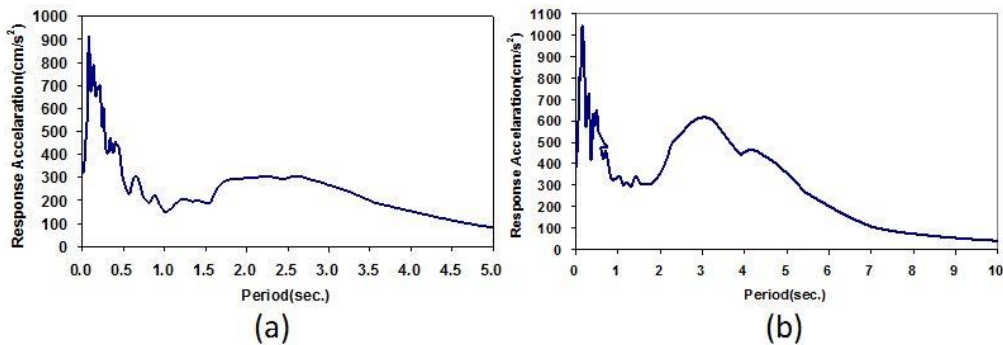
Κεφάλαιο 9

9 Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

9.1 Σεισμικές καταγραφές

Το πιο σημαντικό κριτήριο για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης είναι η εύρεση των κατάλληλων σεισμικών διεγέρσεων. Για το λόγο αυτό, εξετάζονται οι τιμές της φασματικής επιτάχυνσης SA και της φασματικής μετακίνησης SD του ελαστικού φάσματος για έναν μονοβάθμιο ταλαντωτή με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της γέφυρας. Στην περίπτωση μας, η θεμελιώδη ιδιοπερίοδος της κατασκευής είναι ίση με $T_1=1.44\text{sec}$ για την περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους και $T_1=1.82\text{sec}$ για την περίπτωση του εδάφους υπό ρευστοποίηση. Αποδεκτές θεωρούνται οι καταγραφές που για $T=T_1$ δίνουν μεγάλες τιμές SA και στη συνέχεια μεγάλες τιμές SD.

Δεδομένου ότι η γέφυρα που εξετάζεται διαθέτει ελαστομεταλλικά εφέδρανα, πρόκειται για μία ιδιαίτερα εύκαμπτη κατασκευή. Για σεισμικές καταγραφές οι οποίες δίνουν ελαστικά φάσματα επιταχύνσεων σύμφωνα με τον EC8, οι τιμές της φασματικής επιτάχυνσης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή είναι ιδιαίτερα μικρές. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η θεμελιώδη ιδιοπερίοδος της κατασκευής (T_1) πλησιάζει την περίοδο T_D του φάσματος του EC8. Για το λόγο αυτό, οι σεισμικές καταγραφές που εξετάστηκαν προέκυψαν από βάση δεδομένων για σεισμούς κοντινού πεδίου.



Σχήμα 9.1: Χαρακτηριστικό Φάσμα Επιταχύνσεων σεισμού κοντινού πεδίου

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 9.1 το φάσμα επιταχύνσεων του σεισμού κοντινού πεδίου δεν ακολουθεί τη μορφή του χαρακτηριστικού φάσματος επιταχύνσεων του EC8. Τα φάσματα αυτά είναι δυσμενή για κατασκευές με σεισμική μόνωση όπως στην περίπτωση μας, καθώς για μεγάλες ιδιοπερίόδους παρατηρούνται υψηλές επιταχύνσεις και μετακινήσεις. Με δεδομένη την περίοδο του παλμού του σεισμού (T_p), επιλέχθηκαν οι σεισμικές καταγραφές για τις οποίες $T_1 < T_p$. Για διαρροή των κρίσιμων μελών κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης μειώνεται η δυσκαμψία του φορέα και αυξάνεται η ιδιοπερίοδος, με αποτέλεσμα να αυξάνονται ακόμα περισσότερο οι επιβαλλόμενες επιταχύνσεις στην κατασκευή καθώς «κινούμαστε» στον ανιόντα κλάδο του παλμού του σεισμού.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

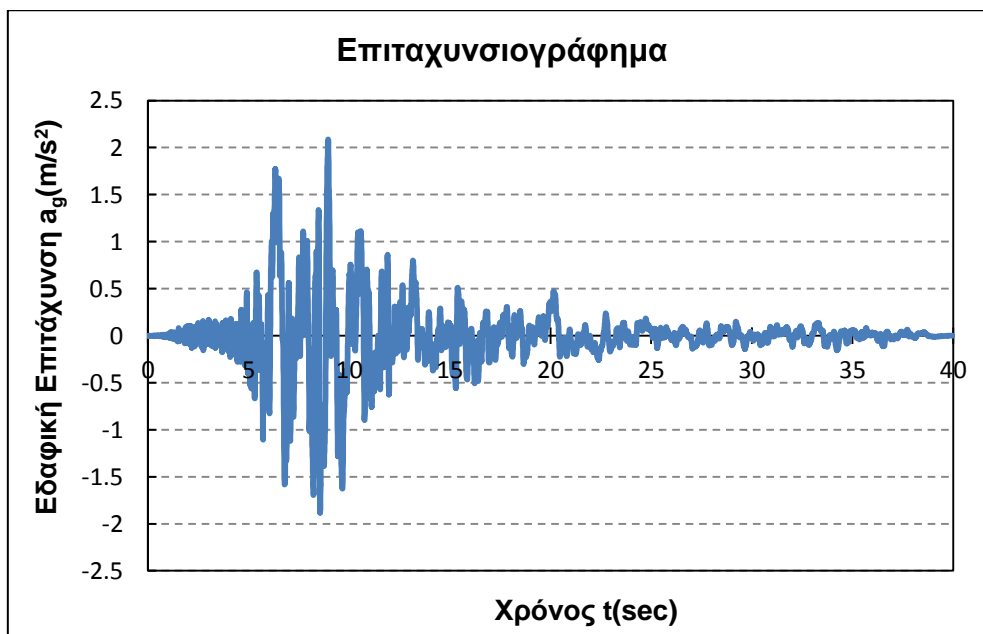
Η βάση δεδομένων που χρησιμοποιήθηκε είναι του NGA (Next Generation Attenuation). Σημειώνεται ότι η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης πραγματοποιείται για τα μοντέλα με την θεώρηση καμπύλων δύναμης-υποχώρησης ($p-y$) για το έδαφος

Στον πίνακα 9.1 καταγράφονται οι σεισμικές διεγέρσεις που επιλέχθηκαν και για κάθε μία δίνεται το μέγεθος M_w του σεισμού, η μέγιστη εδαφική ταχύτητα PGV, η δεσπόζουσα περίοδος του παλμού και η μικρότερη απόσταση R από την επιφάνεια της διάρρηξης. Στη συνέχεια για κάθε χρονοϊστορία παρουσιάζεται το αντίστοιχο επιταχυνσιογράφημα.

Πίνακας 9.1: Λίστα σεισμικών καταγραφών

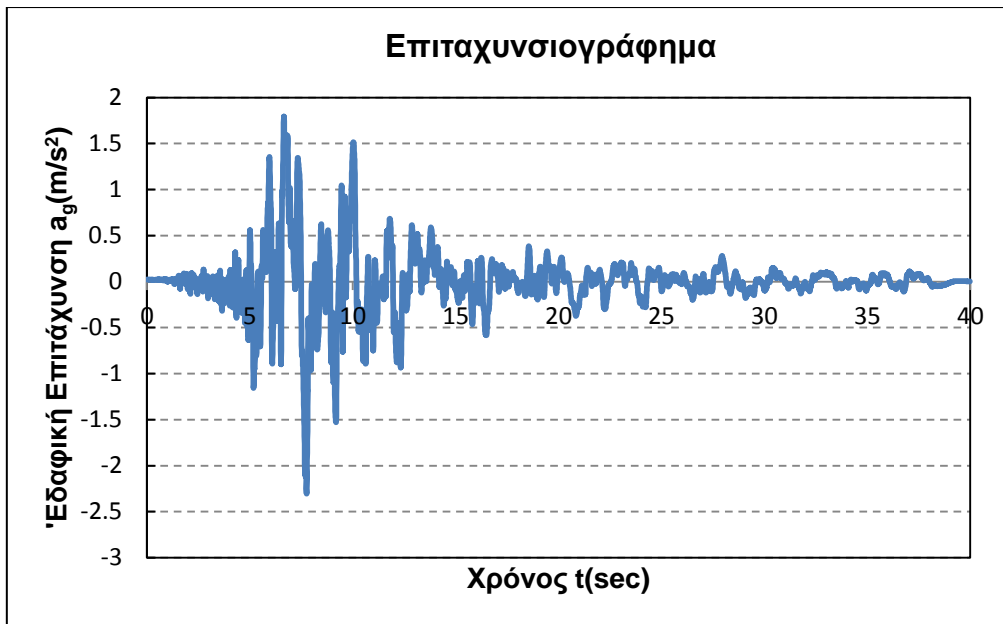
Σεισμικό Γεγονός	Χρονιά	Σταθμός	T_p (sec)	PGV	M_w	R(Km)
Imperial Valley	1979	EC County Center FF	4.5	54.5	6.5	7.3
Imperial Valley	1979	El Centro Array #6	3.8	111.9	6.5	1.4
Superstition Hills -02	1987	Parachute Test Site	2.3	106.8	6.5	1
Erzican, Turkey	1992	Erzincan	2.7	95.4	6.7	4.4
Northridge-01	1994	Sylmar-Converter Station	3.5	130.3	6.7	5.4
Kobe, Japan	1995	Takatori	1.6	169.6	6.9	1.5

Σεισμικό Γεγονός: Imperial Valley-06, Σταθμός: EC County Center FF

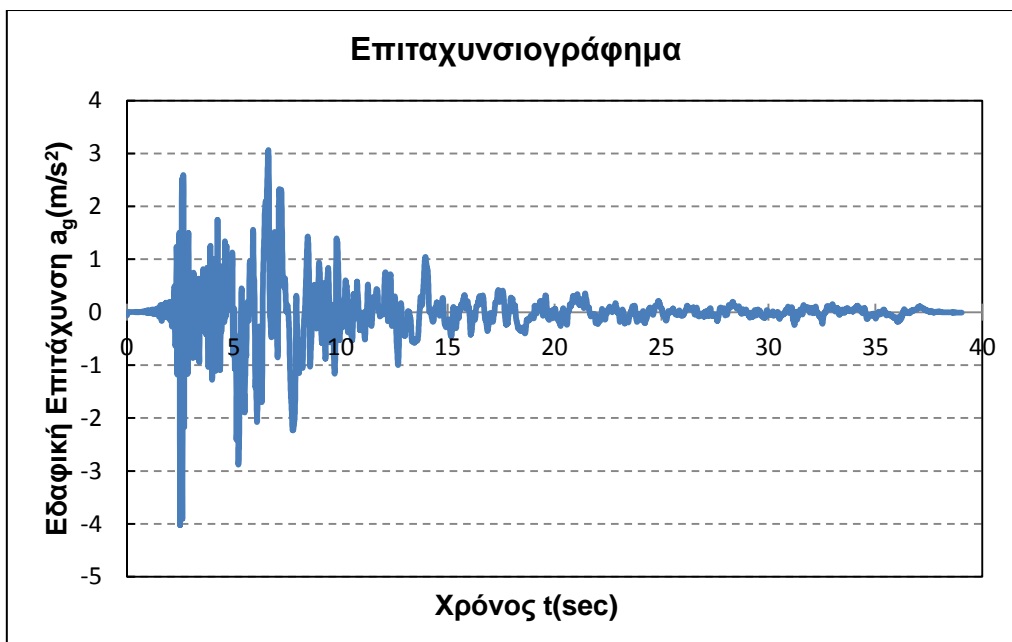


Σχήμα 9.2: Επιταχυνσιογράφημα Imperial Valley-06(ΕC County), διεύθυνση Α

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

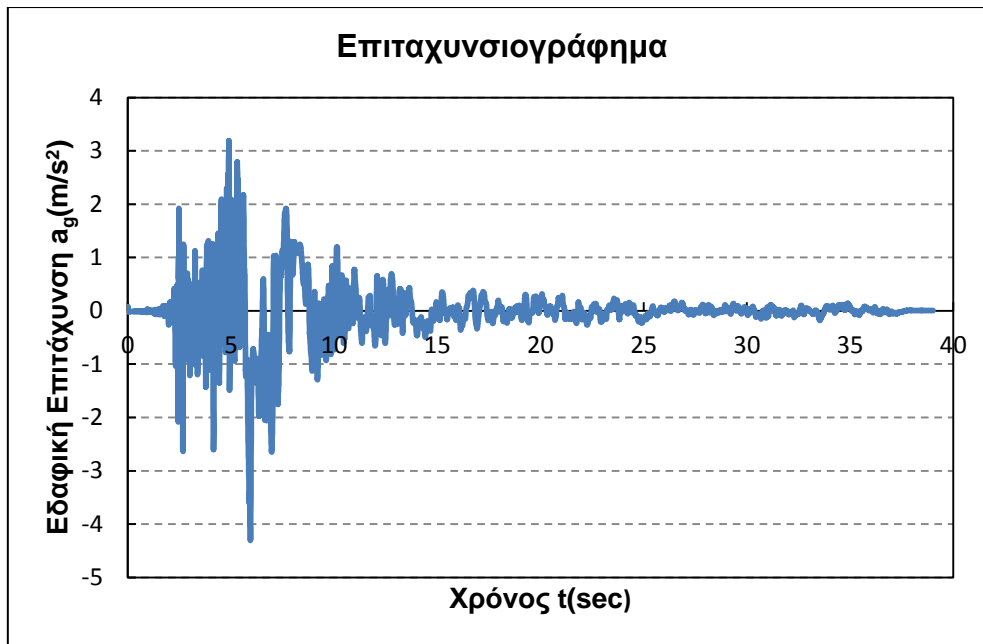


Σχήμα 9.3: Επιταχυνσιογράφημα Imperial Valley-06(EC County), διεύθυνση Β
Σεισμικό Γεγονός: Imperial Valley, Σταθμός: EI Centro Array#6



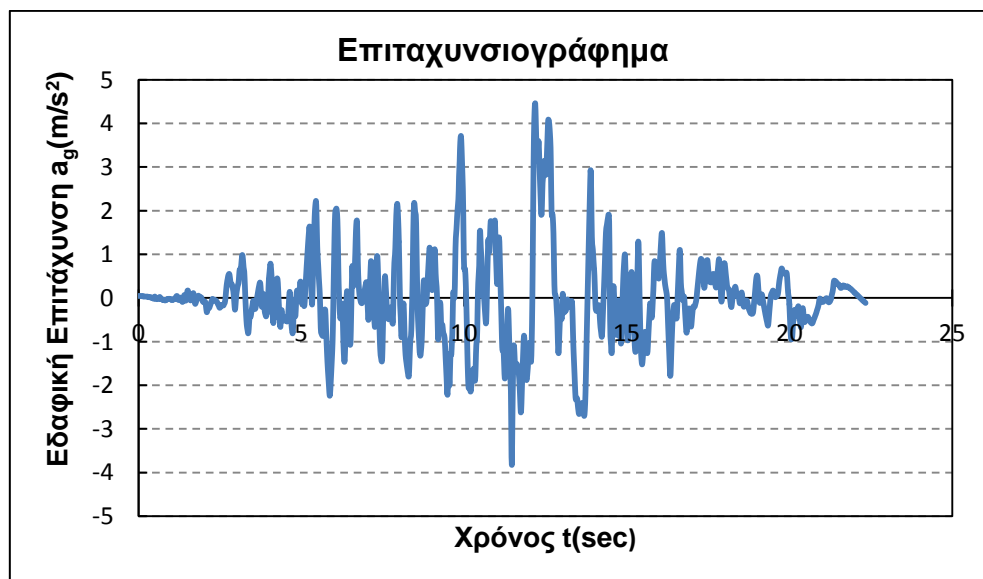
Σχήμα 9.4: Επιταχυνσιογράφημα Imperial Valley-06(EI Centro Array#6), διεύθυνση Α

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος



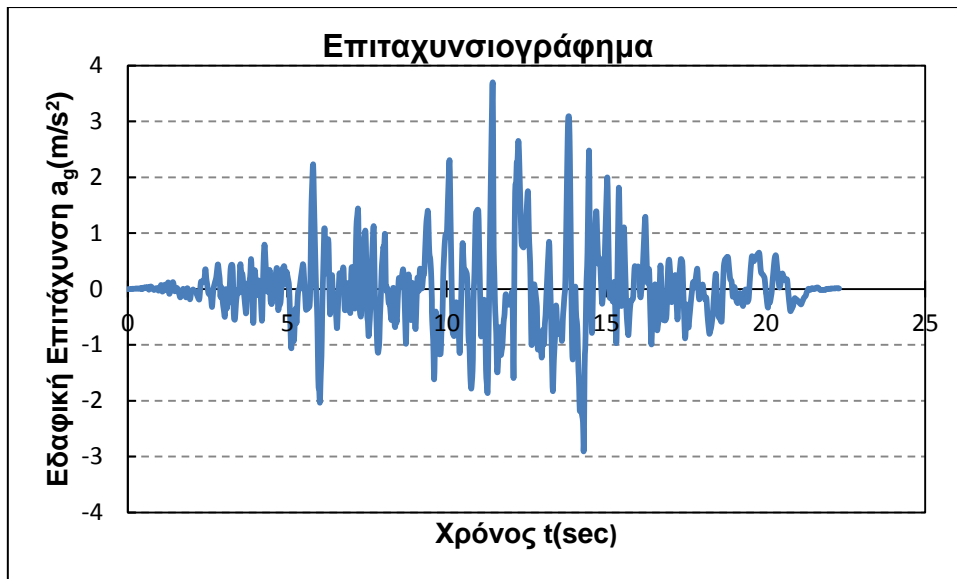
Σχήμα 9.5: Επιταχυνσιογράφημα Imperial Valley-06(EI Centro Array#6), διεύθυνση Β

Σεισμικό Γεγονός : Superstition Hills-02, Σταθμός: Parachute Test Site



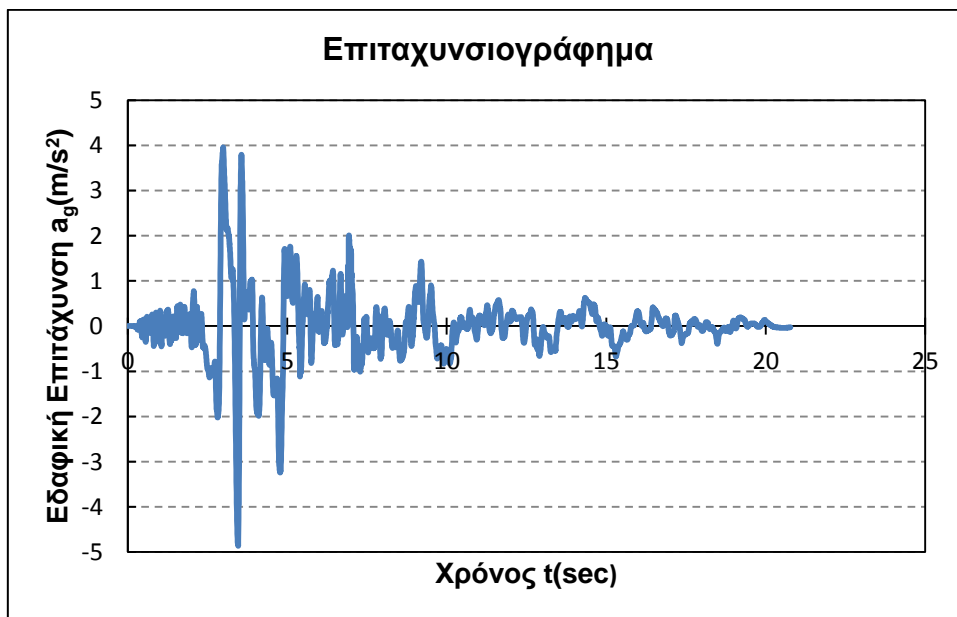
Σχήμα 9.6: Επιταχυνσιογράφημα Superstition Hills-02, διεύθυνση Α

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης



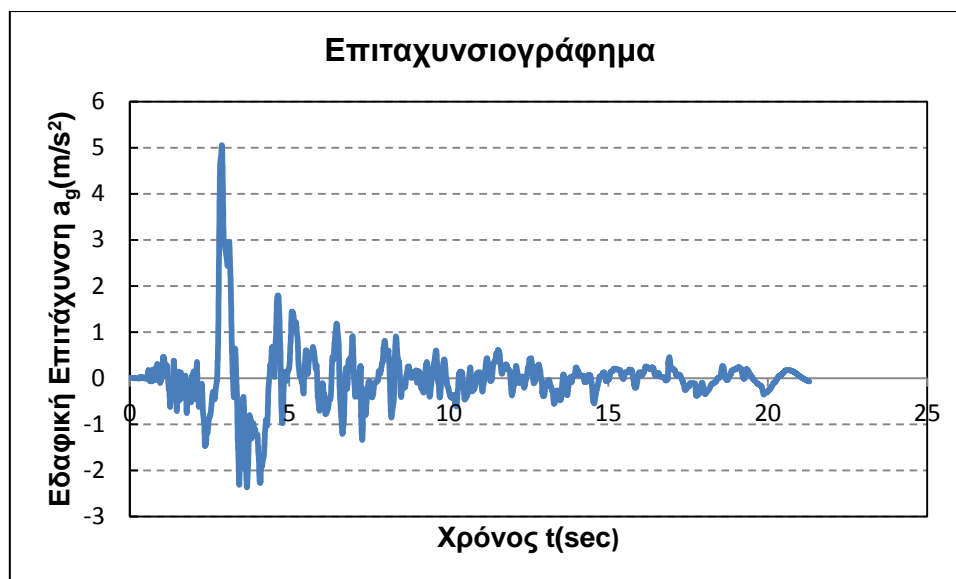
Σχήμα 9.7: Επιταχυνσιογράφημα Superstition Hills-02, διεύθυνση B

Σεισμικό Γεγονός: Erzican, Turkey, Σταθμός: Erzican



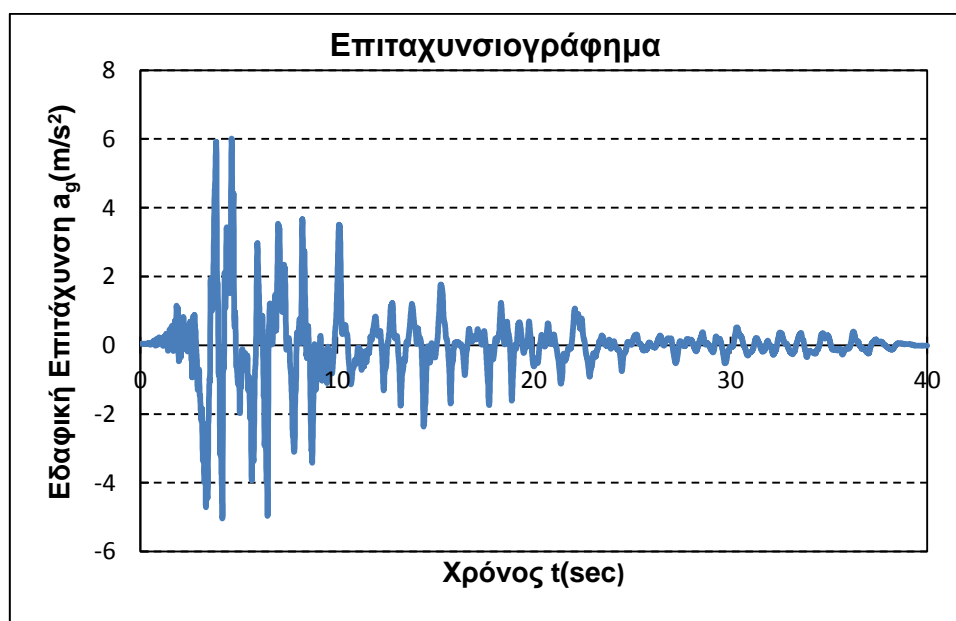
Σχήμα 9.8: Επιταχυνσιογράφημα Erzican, Turkey, διεύθυνση A

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος



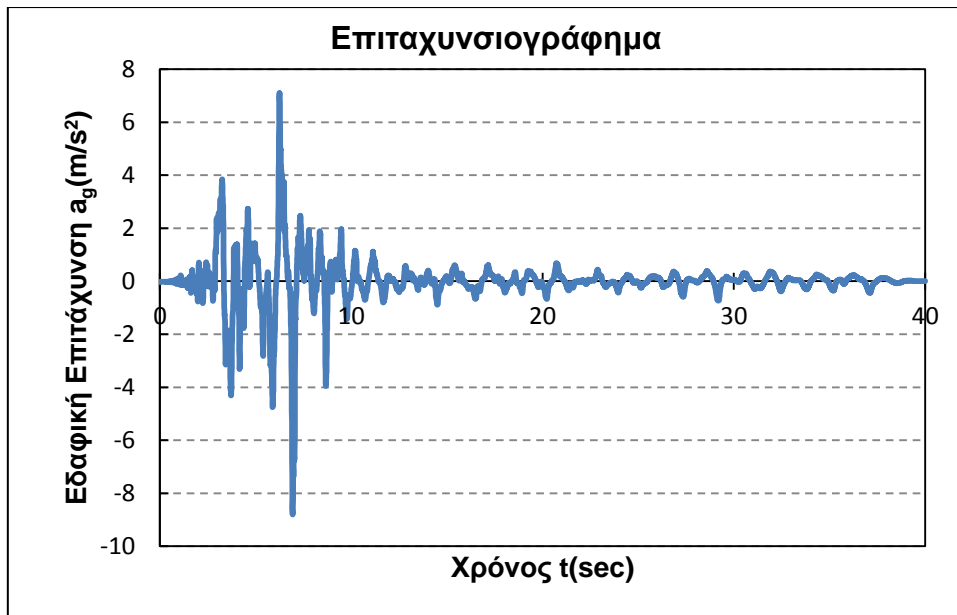
Σχήμα 9.9: Επιταχυνσιογράφημα Erzican, Turkey, διεύθυνση B

Σεισμικό Γεγονός: Northridge-01, Σταθμός: Sylmar-Converter Station



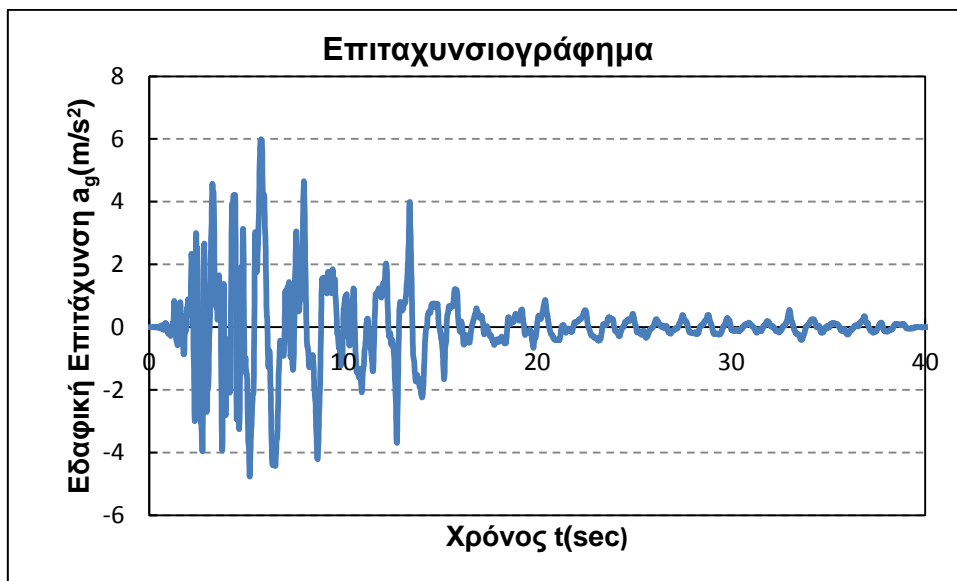
Σχήμα 9.10: Επιταχυνσιογράφημα Northridge-01, διεύθυνση A

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

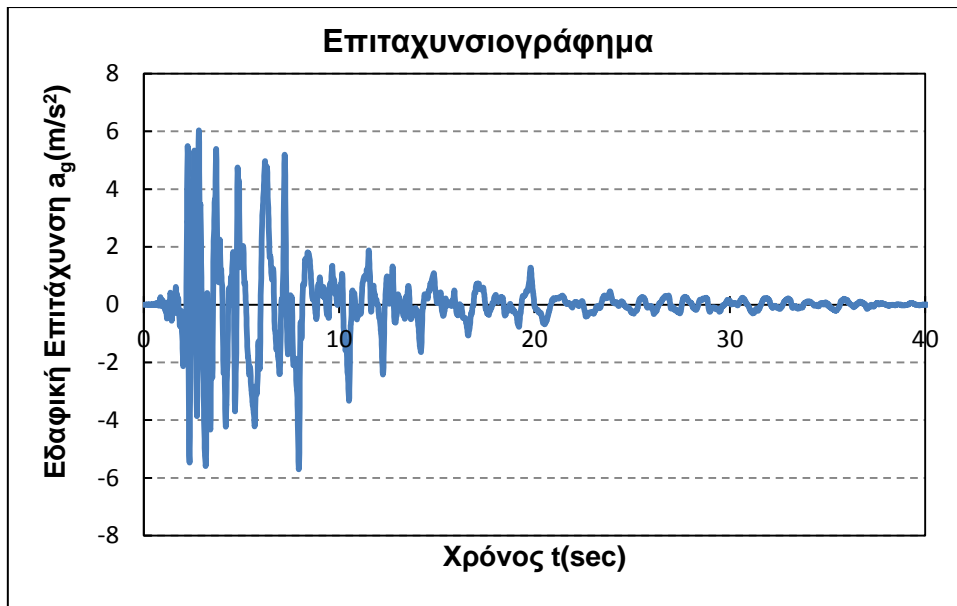


Σχήμα 9.11: Επιταχυνσιογράφημα Northridge-01, διεύθυνση Β

Σεισμικό Γεγονός: Kobe, Japan, Καταγραφή: Takatori



Σχήμα 9.12: Επιταχυνσιογράφημα Kobe, Japan, διεύθυνση Α



Σχήμα 9.13: Επιταχυνσιογράφημα Kobe, Japan, διεύθυνση Β

9.2 Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας για την περίπτωση εδάφους υπό βελτίωση

9.2.1 Γενικά στοιχεία

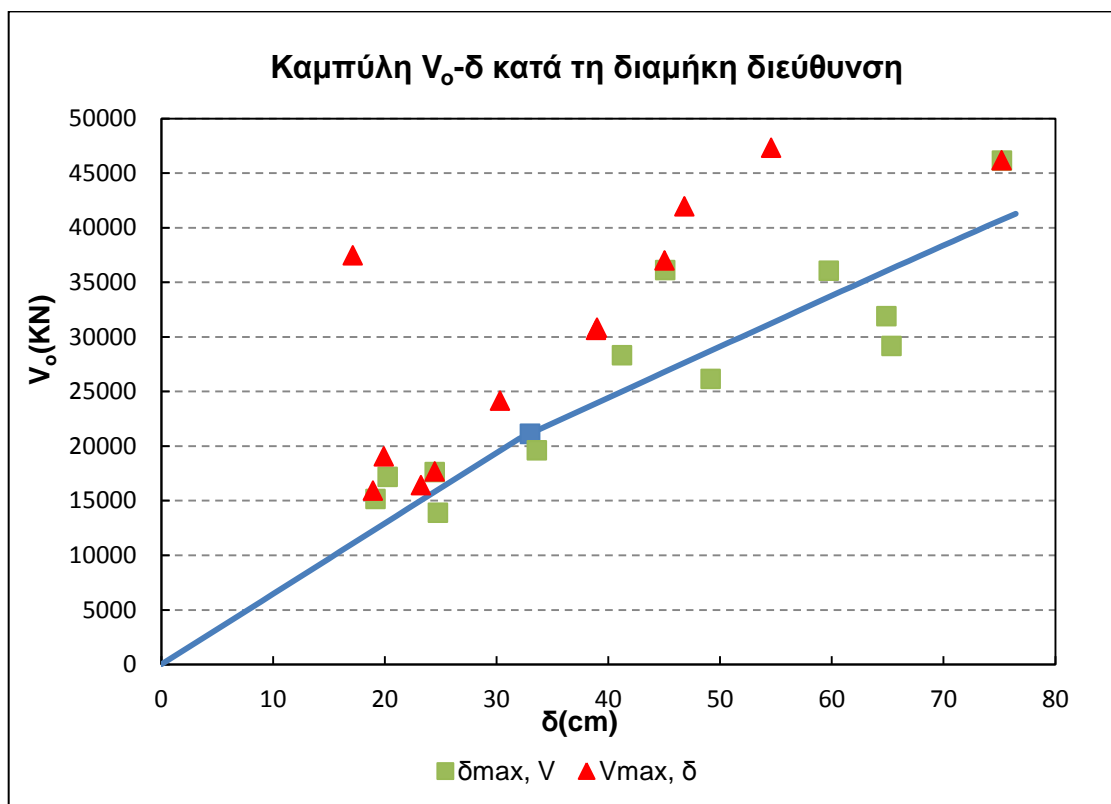
Για κάθε σεισμική διέγερση επιβάλλονται τα επιταχυνσιογραφήματα των διευθύνσεων Α και Β κατά τις κατευθύνσεις Χ και Υ. Σε κάθε περίπτωση θεωρείται ότι οι δύο συνιστώσες του σεισμού επιβάλλονται ταυτόχρονα στην κατασκευή. Για κάθε τέτοιο συνδυασμό προσδιορίζονται η μέγιστη μετακίνηση της ανωδομής με την ταυτόχρονη τέμνουσα βάσης (δ_{max} , V) καθώς και η μέγιστη τέμνουσα βάσης με την ταυτόχρονη μετακίνηση της ανωδομής (V_{max} , δ) και προς τις δύο κατευθύνσεις παραμόρφωσης. Σημειώνεται ότι τα ζεύγη αυτά δεν ταυτίζονται πάντα. Αναλυτικά τα αποτελέσματα παρατίθενται στους πίνακες 9.2 και 9.3. Στη συνέχεια προσδιορίζεται η θέση των σημείων αυτών πάνω στην καμπύλη ικανότητας του φορέα, όπως αυτή προκύπτει από τη στατική ανελαστική ανάλυση.

Πίνακας 9.2: Μέγιστες τιμές μετακίνησης ανωδομής και τέμνουσας βάσης κατά τη διεύθυνση Χ (Βελτιωμένο έδαφος)

Σεισμικό Γεγονός	$\delta_{max}(cm)$	$V(KN)$	$V_{max}(KN)$	$\delta(cm)$
Imperial Valley(EC County Center FF)	24.49	17614	17653	24.49
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	20.27	17169	19038	19.94
Superstition Hills-02	45.11	36095	36996	45.05
Erzican, Turkey	41.24	28300	30630	38.92
Northridge-01	65.36	29161	37453	17.15

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

Kobe, Japan	75.23	46146	46163	75.21
Imperial Valley(EC County Center FF)	24.78	13884	16407	23.26
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	19.20	15132	15912	18.95
Superstition Hills-02	59.76	36047	47292	54.60
Erzican, Turkey	33.63	19606	24146	30.34
Northridge-01	49.17	26145	30833	39.02
Kobe, Japan	64.91	31892	41934	46.82



Σχήμα 9.14: Προσδιορισμός των ζευγών (δ_{\max}, V) και (V_{\max}, δ) πάνω στην καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Βελτιωμένο έδαφος)

Στην καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση προσδιορίζεται η μετακίνηση του κέντρου μάζας της ανωδομής για την οποία πραγματοποιείται διαρροή του πόδα του μεσόβαθρου. Πέραν του σημείου αυτού ο φορέας συμπεριφέρεται ανελαστικά. Υπενθυμίζεται ότι η διαρροή του πόδα του μεσόβαθρου γίνεται για μετακίνηση του σημείου ελέγχου του καταστρώματος ίση με 32cm. Όπως προκύπτει από τον πίνακα 9.2 και το σχήμα 9.14 για τα δύο πρώτα σεισμικά γεγονότα (Imperial Valley-EC County Center FF και Imperial Valley-EI Centro Array#6) η γέφυρα παραμένει στο ελαστικό τμήμα ενώ για τα υπόλοιπα συμπεριφέρεται ανελαστικά. Παρατηρείται ότι για τα σημεία μέγιστης μετακίνησης η απαιτούμενη τέμνουσα βάσης κάθε σεισμού είναι μικρότερη από τη διαθέσιμη ικανότητα της κατασκευής. Ωστόσο για τα σημεία μέγιστης τέμνουσας βάσης, η

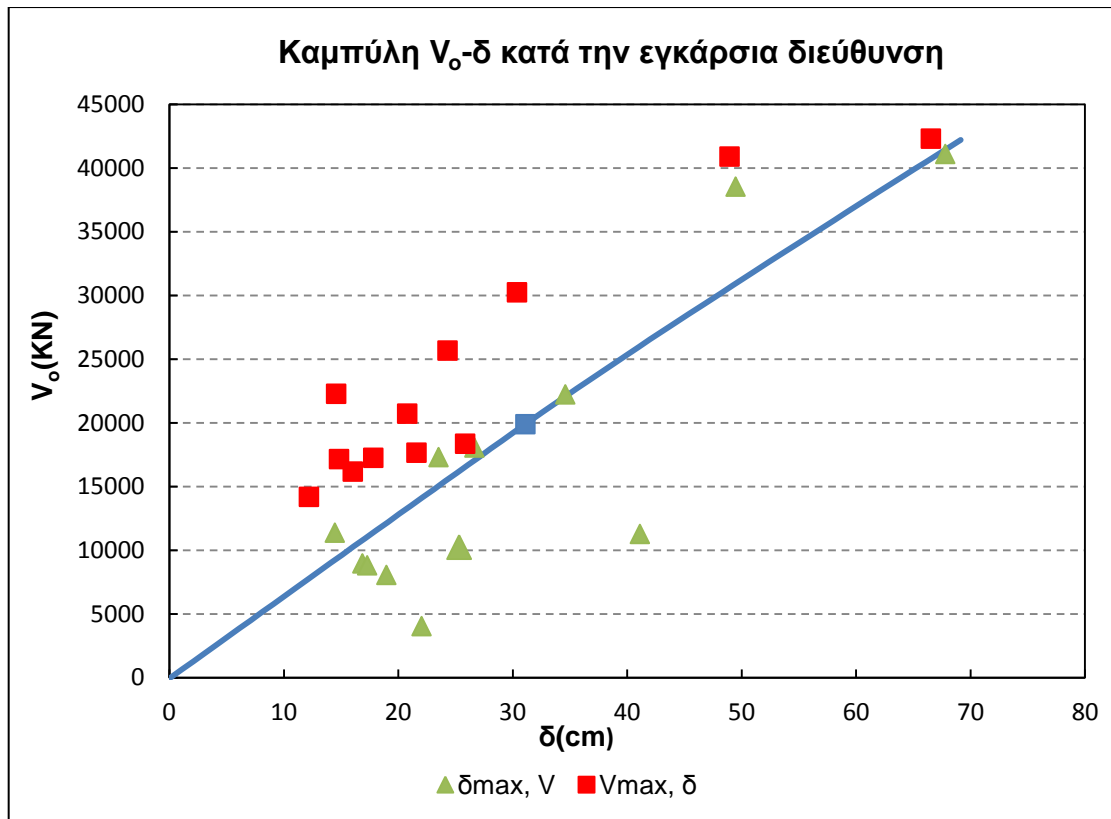
Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

τέμνουσα βάση που απαιτεί κάθε σεισμός υπερβαίνει την αντίστοιχη διαθέσιμη ικανότητα της κατασκευής.

Ομοίως η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για τον προσδιορισμό των συνδυασμών (δ_{max} , V) και (V_{max} , δ) κατά τη διεύθυνση Y .

Πίνακας 9.3: Μέγιστες τιμές μετακίνησης ανωδομής και τέμνουσας βάσης κατά τη διεύθυνση Y (Βελτιωμένο έδαφος)

Σεισμικό Γεγονός	$\delta_{max}(cm)$	$V(KN)$	$V_{max}(KN)$	$\delta(cm)$
Imperial Valley(EC County Center FF)	26.67	18060	18357	25.86
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	23.54	17300	20719	20.8
Superstition Hills-02	16.88	8955	16158	16.04
Erzican, Turkey	17.31	8800	17138	14.85
Northridge-01	34.62	22216	25667	24.31
Kobe, Japan	49.50	38519	40884	48.97
Imperial Valley(EC County Center FF)	25.31	10255	17643	21.61
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	14.47	11361	14183	12.22
Superstition Hills-02	18.98	8055	17249	17.83
Erzican, Turkey	22.06	4042	22268	14.59
Northridge-01	41.13	11258	30239	30.39
Kobe, Japan	67.82	41099	42291	66.55



Σχήμα 9.15: Προσδιορισμός των ζευγών (δ_{max}, V) και (V_{max}, δ) πάνω στην καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Βελτιωμένο έδαφος)

Στην καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά την εγκάρσια διεύθυνση προσδιορίζεται η μετακίνηση του κέντρου μάζας της ανωδομής για την οποία γίνεται η έναρξη της διαρροής των πασσάλων. Η μετακίνηση αυτή είναι ίση με 31cm. Υπενθυμίζεται ότι στη διεύθυνση αυτή δεν είναι κρίσιμη η διαρροή του πόδα του μεσόβαθρου. Όπως προκύπτει από τον πίνακα 9.3 και από το σχήμα 9.15 για τις πρώτες 6 σεισμικές διεγέρσεις δεν πραγματοποιείται καμία διαρροή πασσάλου. Μόνο για την περίπτωση των σεισμικών γεγονότων *Northridge-01* και *Kobe, Japan* παρατηρείται υπέρβαση της αντοχής των πασσάλων. Ωστόσο η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στους πασσάλους δεν είναι γενικευμένη με αποτέλεσμα η συμπεριφορά της γέφυρας κατά την εγκάρσια διεύθυνση να είναι πρακτικά σχεδόν ελαστική. Παρατηρείται ότι για τα σημεία μέγιστης μετακίνησης, η τέμνουσα βάσης που απαιτεί κάθε σεισμός είναι μικρότερη από τη διαθέσιμη ικανότητα ανάληψης τέμνουσας της κατασκευής. Αντίθετα για τα σημεία μέγιστης τέμνουσας, ο σεισμός απαιτεί τέμνουσα μεγαλύτερη από τη διαθέσιμη.

9.2.2 Προσδιορισμός του συντελεστή συμπεριφοράς q και του δείκτη πλαστιμότητας μ

Για πολύ εύκαμπτες κατασκευές, όπως την περίπτωση της γέφυρας που εξετάζεται, η θεωρητική σχέση που συνδέει το συντελεστή συμπεριφοράς q και το δείκτη πλαστιμότητας μ είναι:

$$q = \mu \tag{9.1}$$

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Σκοπός είναι η εύρεση των δύο παραμέτρων και η επαλήθευση ή όχι της θεωρητικής σχέσης που τις συνδέει. Ο δείκτης συμπεριφοράς μιας κατασκευής δίνεται από τη σχέση:

$$q = \frac{V_{\text{elastic}}}{V_y} \quad (9.2)$$

όπου :

V_{elastic} : η μέγιστη τιμή της τέμνουσας όπως αυτή προκύπτει από ελαστική δυναμική ανάλυση

V_y : η τέμνουσα στο σημείο διαρροής

Αντίστοιχα η πλαστιμότητα μ δίνεται από τη σχέση:

$$\mu = \frac{\delta_{\text{max}}}{\delta_y} \quad (9.3)$$

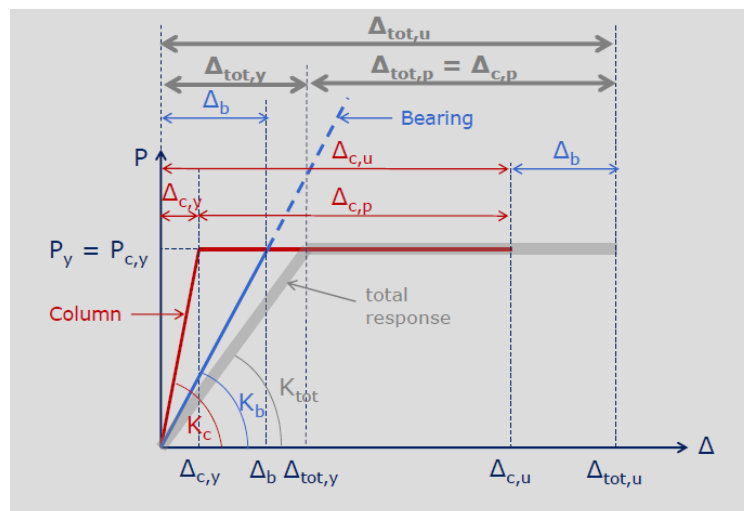
όπου :

δ_{max} : η μέγιστη τιμή της μετακίνησης όπως προκύπτει από ανελαστική δυναμική ανάλυση

δ_y : η μετακίνηση στο σημείο διαρροής

Όπως προκύπτει από το σχήμα 9.15 η συμπεριφορά του φορέα κατά την εγκάρσια διεύθυνση είναι πρακτικά ελαστική. Επομένως ο προσδιορισμός του συντελεστή συμπεριφοράς q και του δείκτη πλαστιμότητας μ έχει νόημα μόνο για τη διαμήκη διεύθυνση. Για την εύρεση του συντελεστή συμπεριφοράς q πραγματοποιήθηκαν ελαστικές δυναμικές αναλύσεις, πέραν των ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων.

Στο σημείο αυτό αξίζει να τονισθεί ότι η πλαστιμότητα του μεσόβαθρου διαφέρει από την πλαστιμότητα όλου του φορέα. Η διαφορά αυτή οφείλεται στη σύνδεση του μεσόβαθρου με το φορέα της ανωδομής μέσω των ελαστομεταλλικών εφεδράνων.



Σχήμα 9.16: Διάγραμμα δύναμης μετακίνησης συστήματος μεσόβαθρου-εφεδράνων

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

Όπως φαίνεται στο σχήμα 9.16, η σύνδεση του μεσόβαθρου με τα εφέδρανα είναι «εν σειρά». Η συνολική δυσκαμψία του συστήματος δίνεται από τη σχέση:

$$K_{\text{tot}} = \frac{K_c K_b}{K_c + K_b} \quad (9.4)$$

όπου:

K_c : η δυσκαμψία του μεσόβαθρου

K_b : η δυσκαμψία των εφεδράνων

Για μετακινήσεις μικρότερες από τη μετακίνηση διαρροής του συστήματος, το σύστημα μεσόβαθρο-εφέδρανα λαμβάνει κοινή τέμνουσα και η κατανομή των ελαστικών μετακινήσεων γίνεται ανάλογα με τη δυσκαμψία του κάθε στοιχείου. Ωστόσο για διαρροή του βάρου η τέμνουσα που παραλαμβάνεται γίνεται σταθερή. Δεδομένου ότι η τέμνουσα είναι κοινή για το σύστημα και ότι η συμπεριφορά των εφεδράνων είναι ελαστική, η παραμόρφωση των εφεδράνων γίνεται σταθερή πέραν του σημείου διαρροής. Στην περίπτωση αυτή το μεσόβαθρο είναι το μόνο στοιχείο που μπορεί να παραλάβει την παραπάνω μετακίνηση μέσω της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς του. Αναλυτικά η πλαστιμότητα του συστήματος δίνεται από τη σχέση:

$$\mu_{\Delta,f} = \frac{\Delta_{\text{tot},u}}{\Delta_{\text{tot},y}} \quad (9.5)$$

όπου :

$\Delta_{\text{tot},u}$: η συνολική μετακίνηση του συστήματος

$\Delta_{\text{tot},y}$: η μετακίνηση διαρροής του συστήματος

οι οποίες δίνονται από τις σχέσεις:

$$\Delta_{\text{tot},u} = \Delta_{c,u} + \Delta_b \quad (9.6)$$

$$\Delta_{\text{tot},y} = \Delta_{c,y} + \Delta_b \quad (9.7)$$

όπου :

$\Delta_{c,u}$: η συνολική μετακίνηση του μεσόβαθρου

$\Delta_{c,y}$: η μετακίνηση διαρροής του μεσόβαθρου

Δ_b : η μέγιστη (ελαστική) μετακίνηση των εφεδράνων

Αντίστοιχα η πλαστιμότητα του μεσόβαθρου δίνεται από τη σχέση:

$$\mu_{\Delta,c} = \frac{\Delta_{c,u}}{\Delta_{c,y}} \quad (9.8)$$

Έστω f ο λόγος της μετακίνησης διαρροής της ανωδομής ως προς τη μετακίνηση διαρροής του μεσόβαθρου:

$$f = \frac{\Delta_{\text{tot},y}}{\Delta_{c,y}} = \frac{\Delta_{c,y} + \Delta_b}{\Delta_{c,y}} = 1 + \frac{\Delta_b}{\Delta_{c,y}} \quad (9.9)$$

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

τότε η σχέση που συνδέει την πλαστιμότητα του συστήματος με την πλαστιμότητα του μεσόβαθρου είναι:

$$\mu_{\Delta,f} = \frac{\mu_{\Delta,c} + f - 1}{f} \quad (9.10)$$

Η τιμή του συντελεστή f εξαρτάται από τη σχετική δυσκαμψία των εφεδράνων ως προς τη δυσκαμψία του μεσόβαθρου. Για μαλακά εφέδρανα η τιμή του συντελεστή f είναι μεγάλη και η πλαστιμότητα του μεσόβαθρου μπορεί να πάρει πολύ μεγάλες τιμές. Αυτός είναι και ο λόγος για τον οποίο οι κανονισμοί επιβάλλουν ο σχεδιασμός των γεφυρών με ελαστομεταλλικά εφέδρανα να γίνεται για πρακτικά ελαστική συμπεριφορά ($q=1$) έτσι ώστε να μην οδηγούμαστε σε μεγάλες πλαστιμότητες βάρου.

9.2.2.1 Προσδιορισμός του συντελεστή συμπεριφοράς q και του δείκτη πλαστιμότητας μ του φορέα

Αρχικά υπολογίζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς q και ο δείκτης πλαστιμότητας μ για τον φορέα της ανωδομής. Σύμφωνα με το σχήμα 9.14 η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση της ανωδομής στο σημείο διαρροής είναι ίσες με:

- $V_{tot,y}^{x-x}$: 20658KN
- $\delta_{tot,y}^{x-x}$: 0.32m

Από τις ελαστικές δυναμικές αναλύσεις προσδιορίζεται η μέγιστη τιμή της ελαστικής τέμνουσας βάσης $V_{tot,elastic}^{x-x}$ κατά απόλυτη τιμή ενώ από τις ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις προσδιορίζεται η μέγιστη ανελαστική μετακίνηση της ανωδομής δ_{tot}^{x-x} επίσης κατά απόλυτη τιμή. Τα αποτελέσματα παρατίθενται στους πίνακες 9.4 και 9.5.

Πίνακας 9.4: Προσδιορισμός συντελεστή συμπεριφοράς q φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Βελτιωμένο έδαφος)

Σεισμικό Γεγονός	$V_{tot, elastic}^{x-x}$ (KN)		$V_{tot, elastic}^{x-x}$ (KN)	$V_{tot,y}^{x-x}$ (KN)	$q_{x,f}$
	max	min			
Imperial Valley(EC County Center FF)	16404	17650	17650	20658	1
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	15909	19037	19037	20658	1
Superstition Hills-02	51024	44985	51024	20658	2.47
Erzican, Turkey	25479	32136	32136	20658	1.56
Northridge-01	42460	45353	45353	20658	2.20
Kobe, Japan	62000	58687	62000	20658	3.00

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

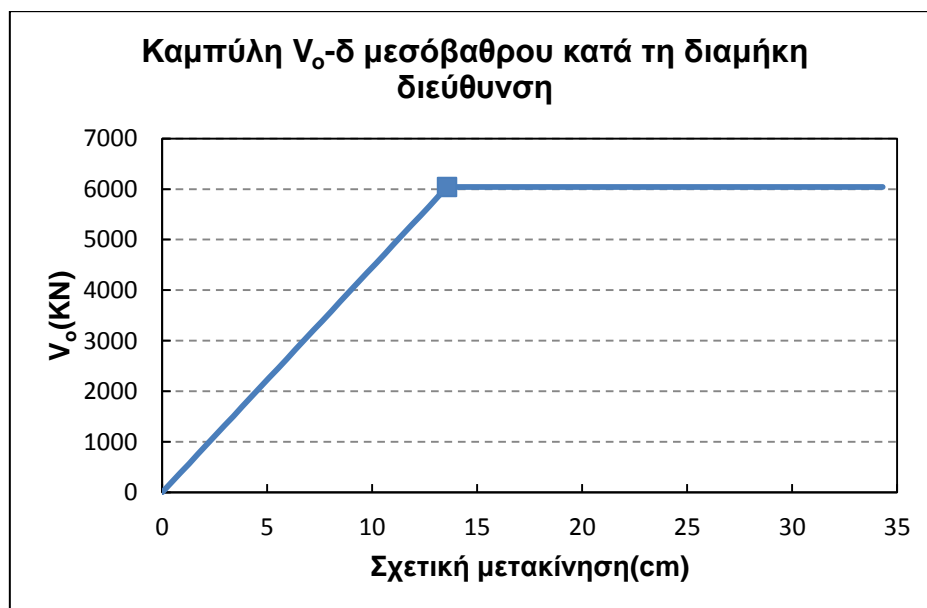
Πίνακας 9.5: Προσδιορισμός δείκτη πλαστιμότητας μ φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Βελτιωμένο έδαφος)

Σεισμικό Γεγονός	$\delta^{x-x}_{tot,u}(cm)$		$\delta^{x-x}_{tot,u}(cm)$	$\delta^{x-x}_{tot,y}(cm)$	$\mu_{x,f}$
	max	min			
Imperial Valley(EC County Center FF)	24.49	24.78	24.78	32	1
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	20.27	19.21	20.27	32	1
Superstition Hills-02	45.11	59.76	59.76	32	1.87
Erzican, Turkey	41.24	33.63	41.24	32	1.29
Northridge-01	65.36	49.17	65.36	32	2.04
Kobe, Japan	75.23	64.91	75.23	32	2.35

Για το συνολικό φορέα παρατηρείται ότι ο δείκτης πλαστιμότητας μ παίρνει μικρότερες τιμές από το συντελεστή συμπεριφοράς q . Αυτή η σχέση είναι και η αναμενόμενη δεδομένου ότι το μεγαλύτερο μέρος των ανελαστικών μετακινήσεων αναμένεται να το παραλάβει το βάθρο.

9.2.2.2 Προσδιορισμός του συντελεστή συμπεριφοράς q και του δείκτη πλαστιμότητας μ του μεσόβαθρου

Για τον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς q και του δείκτη πλαστιμότητας μ του μεσόβαθρου είναι απαραίτητη η γνώση τόσο της τέμνουσας διαρροής όσο και της μετακίνησης διαρροής του μεσόβαθρου. Η καμπύλη ικανότητας του μεσόβαθρου κατά τη διαμήκη διεύθυνση προκύπτει από τη στατική ανελαστική ανάλυση και παρατίθεται στο σχήμα 9.17.



Σχήμα 9.17: Καμπύλη ικανότητας μεσόβαθρου κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Βελτιωμένο έδαφος)

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Όπως προκύπτει από το σχήμα 9.17 η τέμνουσα διαρροής του μεσόβαθρου και η σχετική μετακίνηση διαρροής της κεφαλής ως προς τον πόδα του μεσόβαθρου είναι ίσες με:

- $V_{c,y}^{x-x} = 6040\text{KN}$
- $\delta_{c,y}^{x-x} = 13.57\text{cm}$

Από τις ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις προσδιορίζεται η μέγιστη ανελαστική μετακίνηση του πόδα και της κορυφής του μεσόβαθρου και για τις δύο κατευθύνσεις παραμόρφωσης. Επίσης υπολογίζεται η μέγιστη σχετική μετακίνηση της κεφαλής ως προς τον πόδα και για τις δύο κατευθύνσεις παραμόρφωσης, για κάθε σεισμικό γεγονός. Τα αποτελέσματα παρατίθενται στον πίνακα 9.6.

Πίνακας 9.6: Υπολογισμός σχετικής μετακίνησης μεσόβαθρου κατά τη διαμήκη διεύθυνση

Σεισμικό Γεγονός	Απόλυτη Μετακίνηση(cm)				Σχετική Μετακίνηση(cm)	
	Κεφαλή Μεσόβαθρου		Πόδας Μεσόβαθρου		max	min
	max	min	max	min		
Imperial Valley(EC County Center FF)	12.674	12.41	2.5	2.33	10.17	10.08
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	10.81	10.39	2.18	2.04	8.63	8.35
Superstition Hills-02	29.57	38.69	4.23	4.008	25.34	34.68
Erzican, Turkey	23.33	17	3.77	3.31	19.56	13.69
Northridge-01	42.71	31.73	4	3.93	38.71	27.80
Kobe, Japan	53.58	41.83	5.25	4.23	48.33	37.60

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

Ο προσδιορισμός του δείκτη πλαστιμότητας του μεσόβαθρου συνοψίζεται στον πίνακα 9.7.

Πίνακας 9.7: Προσδιορισμός δείκτη πλαστιμότητας μ μεσόβαθρου κατά τη διαμήκη διεύθυνση

Σεισμικό Γεγονός	$\delta^{x-x}_{c,u}(\text{cm})$		$\delta^{x-x}_{c,u}(\text{cm})$	$\delta^{x-x}_{c,y}(\text{cm})$	$\mu_{x,c}$
	max	min			
Imperial Valley(EC County Center FF)	10.17	10.08	10.17	13.57	1.00
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	8.63	8.35	8.63	13.57	1.00
Superstition Hills-02	25.34	34.68	34.68	13.57	2.56
Erzican, Turkey	19.56	13.69	19.56	13.57	1.44
Northridge-01	38.71	27.80	38.71	13.57	2.85
Kobe, Japan	48.33	37.60	48.33	13.57	3.56

Ομοίως με τον φορέα της ανωδομής υπολογίζεται από τις ελαστικές δυναμικές αναλύσεις η μέγιστη ελαστική τέμνουσα που παραλαμβάνει το βάθρο για κάθε σεισμικό γεγονός. Ο προσδιορισμός του συντελεστή συμπεριφοράς του μεσόβαθρου συνοψίζεται στον πίνακα 9.8.

Πίνακας 9.8: Προσδιορισμός συντελεστή συμπεριφοράς q μεσόβαθρου κατά τη διαμήκη διεύθυνση

Σεισμικό Γεγονός	$V^{x-x}_{c, elastic}(\text{KN})$		$V^{x-x}_{c, elastic}(\text{KN})$	$V^{x-x}_{c,y}(\text{KN})$	$q_{x,c}$
	max	min			
Imperial Valley(EC County Center FF)	4525	4534	4534	6040	1
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	3874	3777	3874	6040	1
Superstition Hills-02	10482	11507	11507	6040	1.91
Erzican, Turkey	7723	7116	7723	6040	1.28
Northridge-01	12988	12768	12988	6040	2.15
Kobe, Japan	16341	14710	16341	6040	2.71

Από τη σύγκριση των πινάκων 9.5 και 9.7 προκύπτει ότι η πλαστιμότητα του μεσόβαθρου είναι μεγαλύτερη από τη συνολική πλαστιμότητα του φορέα της ανωδομής, ωστόσο δεν παρατηρούνται μεγάλες διαφορές μεταξύ τους. Αυτό μπορεί να δικαιολογηθεί από τη σχετική δυσκαμψία των εφεδράνων (14 συνολικά στο μεσόβαθρο) ως προς το μεσόβαθρο. Επίσης πρέπει να ληφθεί υπόψη και το γεγονός ότι μετά τη διαρροή του μεσόβαθρου τα εφέδρανα των ακρόβαθρων συνεχίζουν να συμπεριφέρονται ελαστικά. Τα τελευταία συμμετέχουν σημαντικά στην ανάλυση της

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

ανελαστικής μετακίνησης. Τέλος το μέγεθος της πλαστιμότητας εξαρτάται και από την εκάστοτε σεισμική διέγερση.

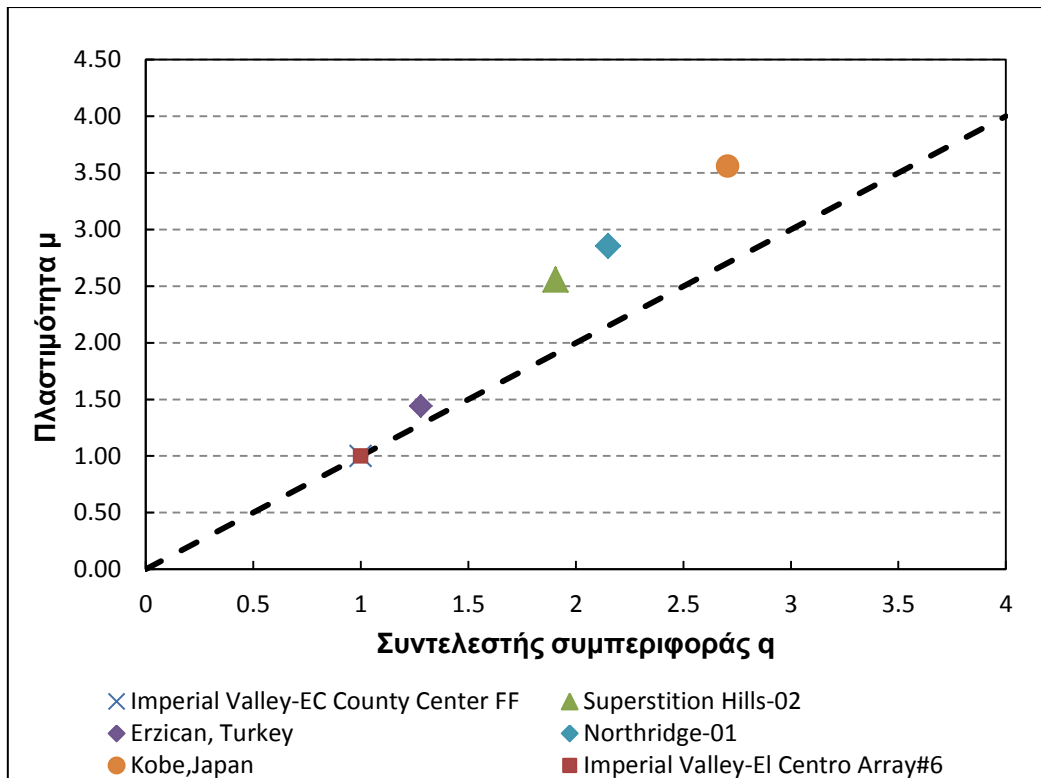
9.2.2.3 Σχέση συντελεστή συμπεριφοράς q και δείκτη πλαστιμότητας μ μεσόβαθρου

Όπως προκύπτει από τους πίνακες 9.7 και 9.8 για τις περιπτώσεις της ανελαστικής απόκρισης της γέφυρας η πλαστιμότητα μ διαφοροποιείται από το δείκτη συμπεριφοράς q . Επομένως δεν ισχύει η θεωρητική σχέση (9.1). Αντίθετα η πλαστιμότητα μ του μεσόβαθρου προκύπτει μεγαλύτερη από το δείκτη συμπεριφοράς q . Η σχέση αυτή μεταξύ των δύο παραμέτρων είναι και η αναμενόμενη για την περίπτωση που η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής T_1 είναι μικρότερη από την περίοδο T_p του παλμού του σεισμού. Στον πίνακα 9.9 προσδιορίζεται ο λόγος της πλαστιμότητας μ προς το συντελεστή συμπεριφοράς q και ο λόγος της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής προς την περίοδο του παλμού του σεισμού. Στο σχήμα 9.18 συνοψίζεται η σχέση των τιμών μ, q σε συνάρτηση με την ιδεατή σχέση (9.1) και στο σχήμα 9.19 συνοψίζεται η σχέση μεταξύ των λόγων (μ/q) και T_x/T_p .

Πίνακας 9.9: Προσδιορισμός λόγων $(\mu_x/q_x)_{\text{μεσόβαθρου}}$ και (T_x/T_p) για Βελτιωμένο έδαφος

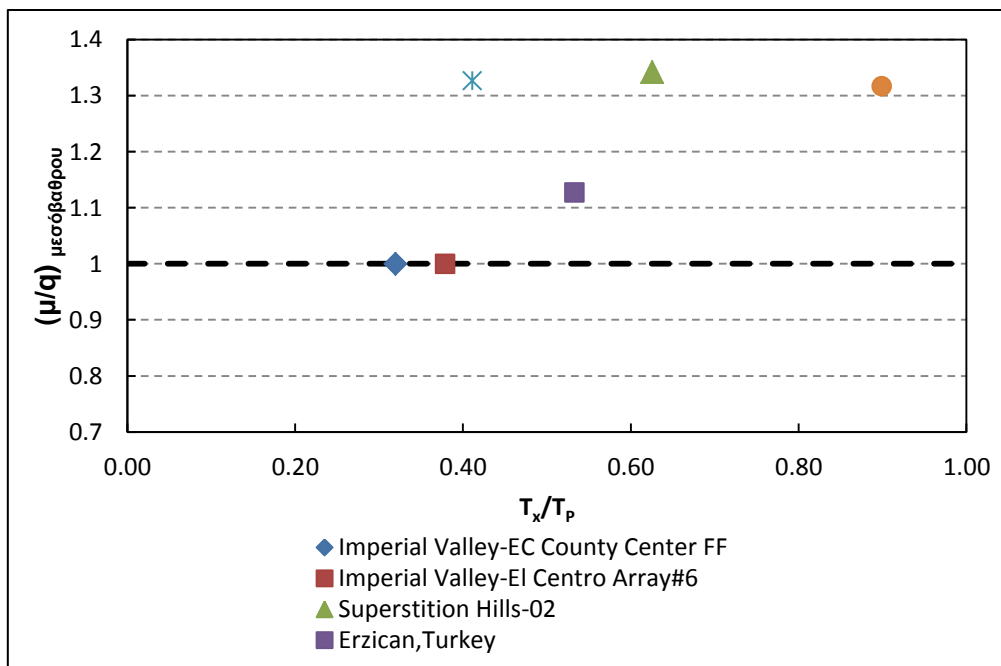
Σεισμικό Γεγονός	$T_p(\text{sec})$	$T_x(\text{sec})$	μ_x	q_x	T_x/T_p	μ_x/q_x
Imperial Valley(EC County Center FF)	4.5	1.4386	1	1	0.32	1
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	3.8	1.4386	1	1	0.38	1
Superstition Hills-02	2.3	1.4386	2.56	1.91	0.63	1.34
Erzican, Turkey	2.7	1.4386	1.44	1.28	0.53	1.13
Northridge-01	3.5	1.4386	2.85	2.15	0.41	1.33
Kobe, Japan	1.6	1.4386	3.56	2.71	0.90	1.32

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης



Σχήμα 9.18: Διάγραμμα συντελεστή συμπεριφοράς q και δείκτη πλασσιμότητας μ μεσόβαθρου (Βελτιωμένο έδαφος)

Για τις περιπτώσεις της ανελαστικής απόκρισης της κατασκευής, η πλασσιμότητα μ είναι μεγαλύτερη από το συντελεστή συμπεριφοράς q . Με διακεκομμένη γραμμή ορίζεται η θεωρητική σχέση (9.1) που συνδέει τις δύο παραμέτρους. Όπως αναμένεται οι τιμές των ζευγών (μ, q) εντοπίζονται στο άνω αριστερό τμήμα του διαγράμματος 9.18.



Σχήμα 9.19: Διάγραμμα λόγων (μ/q) και (T_x/T_P) (Βελτιωμένο έδαφος)

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Παρατηρείται λοιπόν ότι στις περιπτώσεις ανελαστικής απόκρισης της κατασκευής, για λόγο (T_x/T_p) που κυμαίνεται από 0.40 έως 0.9, η απαιτούμενη πλαστιμότητα υπερβαίνει το συντελεστή συμπεριφοράς από 10% έως 30%.

9.2.3 Διαγράμματα ροπής-πλαστικής στροφής μεσόβαθρου

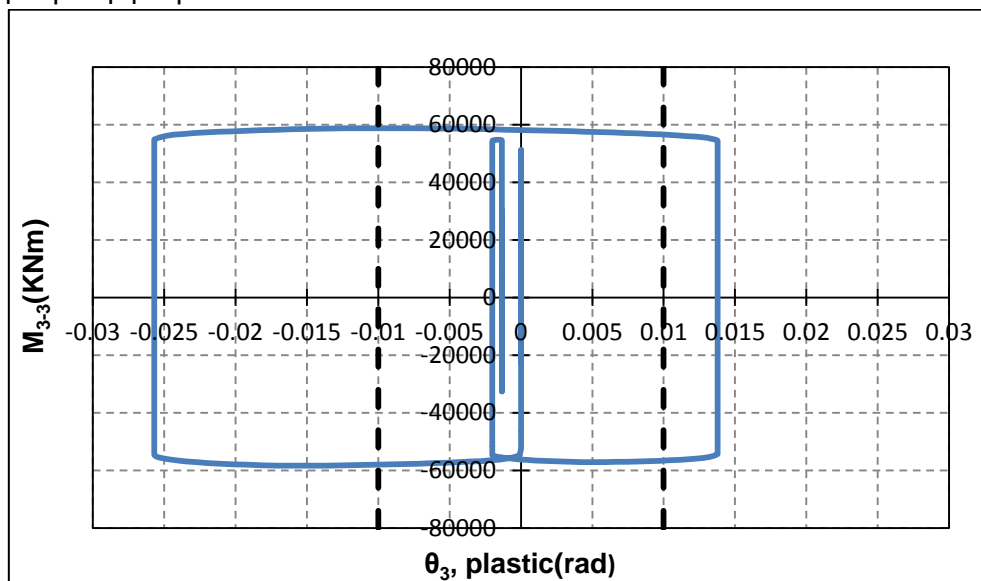
Όπως προέκυψε από κεφάλαιο 9.2.1 η εξεταζόμενη γέφυρα συμπεριφέρεται ανελαστικά κατά τη διαμήκη διεύθυνση για τέσσερις από τις έξι περιπτώσεις σεισμικών διεγέρσεων. Το κρίσιμο μέλος του φορέα για την εξεταζόμενη διεύθυνση είναι το μεσόβαθρο, το οποίο αναλαμβάνει την απορρόφηση της ενέργειας του σεισμού μέσα από την ανάπτυξη πλαστικής στροφής και πλαστικής μετακίνησης. Μέσα από τα διαγράμματα ροπών-πλαστικών στροφών μπορούμε να εκτιμήσουμε την υπέρβαση ή όχι της οριακής πλαστικής στροφής του μέλους πέραν της οποίας επέρχεται σημαντική μείωση στην αντοχή του. Υπενθυμίζεται ότι κατά τον καθορισμό του νόμου ροπών-καμπυλοτήτων ($M-\phi$) των κρίσιμων μελών, θεωρήθηκε ότι τα μέλη διαθέτουν «άπειρη» διαθεσιμότητα πλαστικής στροφής. Από τον πίνακα 8.3 προέκυψε ότι η οριακή πλαστική στροφή της διατομής του μεσόβαθρου είναι ίση με $\theta_{pu}=0.01\text{rad}$.

Σεισμική διέγερση Superstition Hills-02

Για τη σεισμική αυτή διέγερση το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής φαίνεται στο σχήμα 9.20. Οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στροφής και στις δύο διευθύνσεις παραμόρφωσης είναι:

- $\max\theta_p=0.0138\text{rad}$
- $\min\theta_p=-0.0257\text{rad}$

επομένως υπάρχει υπέρβαση της διαθέσιμης πλαστικής στροφής του μέλους κατά τη διάρκεια της επιβαλλόμενης σεισμικής διέγερσης. Η μέγιστη πλαστική στροφή ξεπερνάει τη διαθέσιμη πλαστική στροφή κατά 2.6 φορές, κάτι το οποίο σημαίνει ότι δημιουργούνται σημαντικές βλάβες στον πόδα του μεσόβαθρου για τη δεδομένη σεισμική διέγερση.



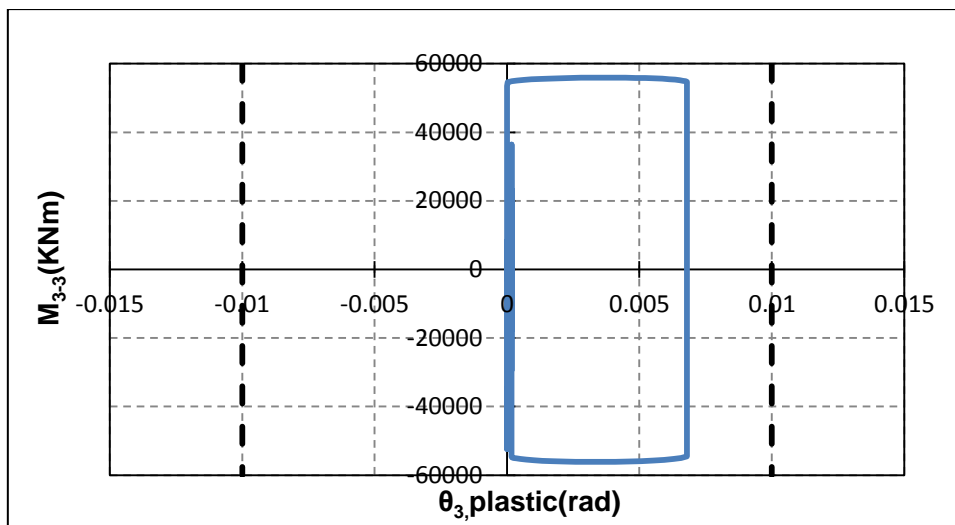
Σχήμα 9.20: Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής για τη διατομή του πόδα του μεσόβαθρου-Superstition Hills-02 (Βελτιωμένο έδαφος)

Σεισμική διέγερση Erzican, Turkey

Για τη σεισμική αυτή διέγερση το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής φαίνεται στο σχήμα 9.21. Οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στροφής και στις δύο διευθύνσεις παραμόρφωσης είναι:

- $\max\theta_p = 0.006798\text{rad}$
- $\min\theta_p = 0\text{rad}$

επομένως δεν υπάρχει υπέρβαση της διαθέσιμης πλαστικής στροφής του μέλους κατά τη διάρκεια της επιβαλλόμενης σεισμικής διέγερσης. Στην περίπτωση αυτή, το μεσόβαθρο συμπεριφέρεται ανελαστικά, οι ζημιές όμως που δημιουργούνται δεν είναι μεγάλες.



Σχήμα 9.21: Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής για τη διατομή του πόδα του μεσόβαθρου-Erzican, Turkey (Βελτιωμένο έδαφος)

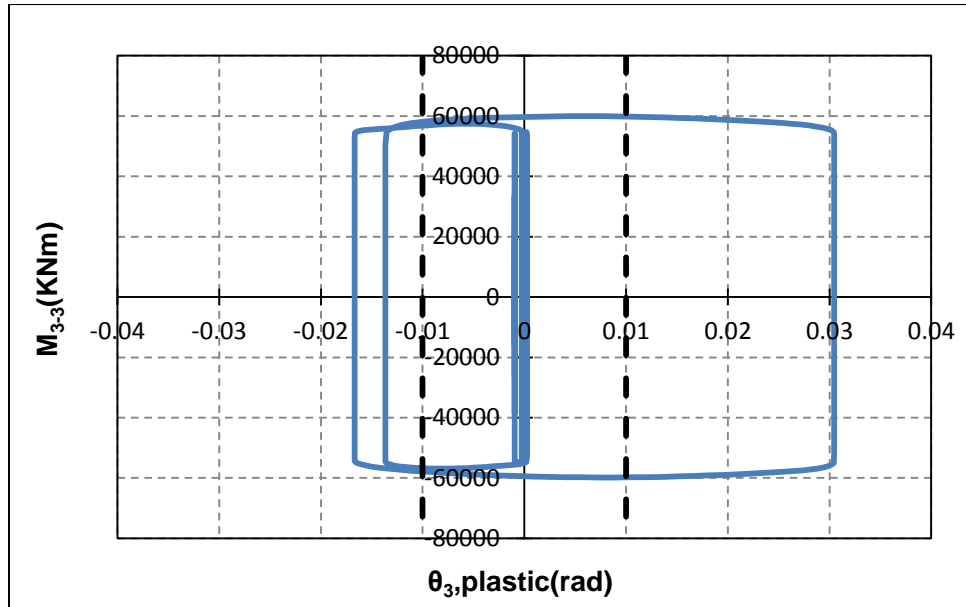
Σεισμική διέγερση Northridge-01

Για τη σεισμική αυτή διέγερση το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής φαίνεται στο σχήμα 9.22. Οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στροφής και στις δύο διευθύνσεις παραμόρφωσης είναι:

- $\max\theta_p = 0.0305\text{rad}$
- $\min\theta_p = -0.0167\text{rad}$

επομένως υπάρχει υπέρβαση της διαθέσιμης πλαστικής στροφής του μέλους κατά τη διάρκεια της επιβαλλόμενης σεισμικής διέγερσης. Η μέγιστη πλαστική στροφή υπερβαίνει τη διαθέσιμη κατά 3 φορές. Επομένως και σε αυτή την περίπτωση οι ζημιές που δημιουργούνται στον πόδα του μεσόβαθρου είναι σημαντικές.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος



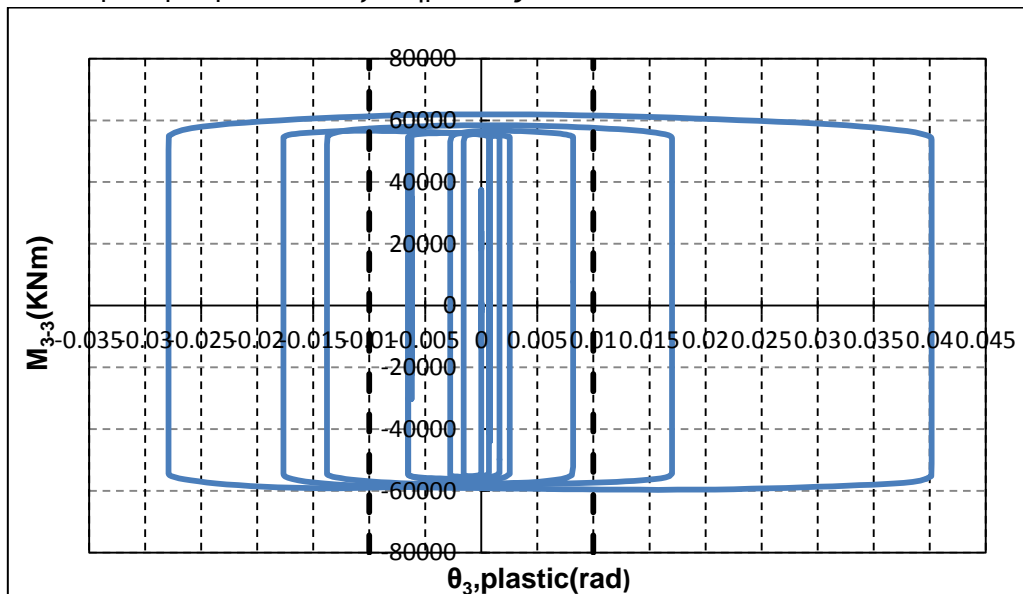
Σχήμα 9.22: Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής για τη διατομή του πόδα του μεσόβαθρου-Northridge-01 (Βελτιωμένο έδαφος)

Σεισμική διέγερση Kobe, Japan

Για τη σεισμική αυτή διέγερση το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής φαίνεται στο σχήμα 9.23. Οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στροφής και στις δύο διευθύνσεις παραμόρφωσης είναι:

- $\max\theta_p=0.0402\text{rad}$
- $\min\theta_p=-0.0279\text{rad}$

επομένως έχουμε υπέρβαση της διαθέσιμης πλαστικής στροφής του μέλους κατά τη διάρκεια της επιβαλλόμενης σεισμικής διέγερσης. Η μέγιστη πλαστική στροφή ξεπερνάει τη μέγιστη κατά 4 φορές, επομένως οι βλάβες που δημιουργούνται στον πόδα του μεσόβαθρου είναι αξιοσημείωτες.



Σχήμα 9.23: Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής για τη διατομή του πόδα του μεσόβαθρου-Kobe, Japan (Βελτιωμένο έδαφος)

9.2.4 Διαγράμματα ροπής-πλαστικής στρωφής πασσάλων

Από τις ενδεχόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων στους πασσάλους, όπως αυτές ορίζονται στο Κεφαλαίο 8 παρατηρείται διαρροή ορισμένων διατομών κυρίως στην περιοχή του μεσόβαθρου. Από τις 6 σεισμικές διεγέρσεις, μόνο στις 3 έχουμε πλαστικοποίηση των πασσάλων. Υπενθυμίζεται ότι λόγω κυκλικής διατομής των πασσάλων, υπάρχει αλληλεπίδραση των ροπών περί τους άξονες 2-2 και 3-3. Για κάθε σεισμική διέγερση προσδιορίζεται η θέση του πασσάλου στην οποία σημειώνεται η μεγαλύτερη πλαστική στρωφή τόσο για τη διεύθυνση 2-2 όσο και για τη διεύθυνση 3-3. Οι θέσεις αυτές δεν ταυτίζονται απαραίτητα. Σε κάθε περίπτωση γίνεται ο έλεγχος υπέρβασης της διαθέσιμης πλαστικής στρωφής.

Σεισμική διέγερση Superstition Hills-02

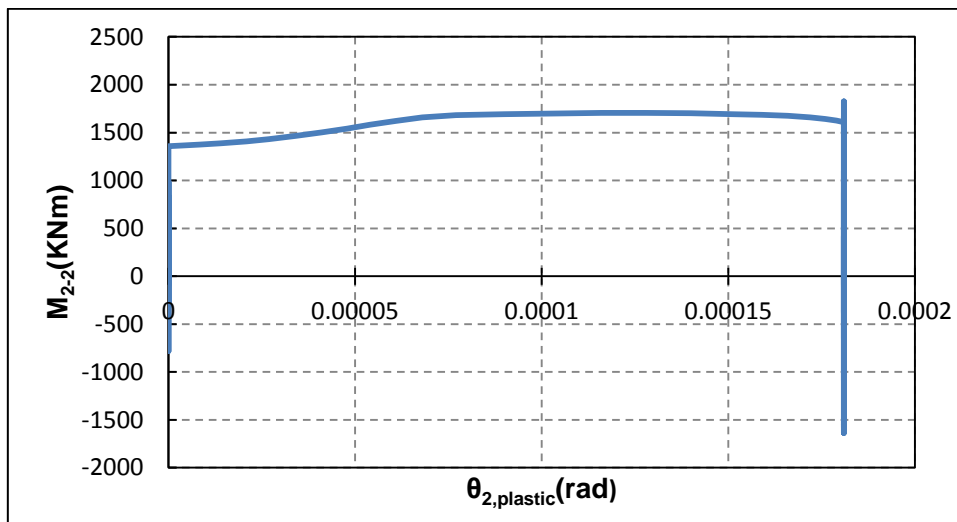
Για τη σεισμική αυτή διέγερση το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στρωφής περί τον άξονα 2-2 φαίνεται στο σχήμα 9.24. Σε αντίθεση με το μεσόβαθρο όπου η αξονική δύναμη είναι περίπου σταθερή, στους πασσάλους η αξονική δύναμη παρουσιάζει έντονες μεταβολές ανάλογα με τη θέση του πασσάλου στην ομάδα. Η μεταφορά της ροπής από τον πόδα του μεσόβαθρου στους πασσάλους μέσω του κεφαλόδεσμου, πραγματοποιείται μέσω ζεύγους αξονικών δυνάμεων. Για αυτό το λόγο τα διαγράμματα ροπής-πλαστικής στρωφής των πασσάλων παρουσιάζουν έντονες μεταβολές, όπως θα παρουσιαστεί στη συνέχεια. Κατά τη διεύθυνση 2-2 οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στρωφής είναι :

- $\max\theta_2=1.81\cdot 10^{-4}\text{rad}$
- $\min\theta_2= 0\text{rad}$

και η διαθεσιμότητα πλαστικής στρωφής είναι ίση με:

- $\theta_{2,\text{pl}}=4.368\cdot 10^{-3}\text{rad}$

επομένως δεν παρατηρείται υπέρβαση της διαθέσιμης πλαστικής στρωφής περί τον άξονα 2-2.



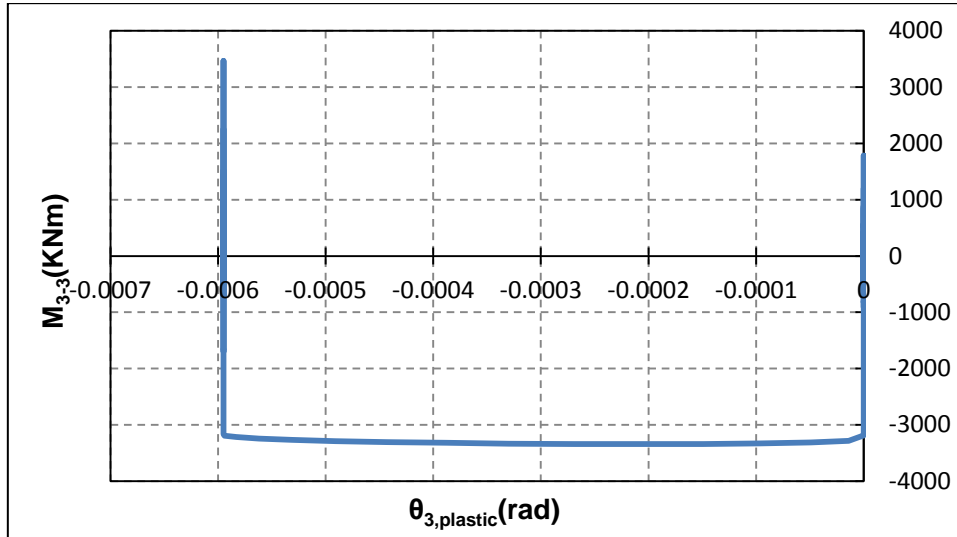
Σχήμα 9.24: Διάγραμμα ροπής $M_{2,2}$ -πλαστικής στρωφής θ_2 για τη διατομή του πασσάλου, Superstition Hills-02 (Βελτιωμένο έδαφος)

Ομοίως το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στρωφής κατά την διεύθυνση 3-3 φαίνεται στο σχήμα 9.25. Οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στρωφής και στις δύο

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

διευθύνσεις παραμόρφωσης και η αντίστοιχη διαθεσιμότητα πλαστικής στροφής είναι είναι:

- $\max\theta_3=0\text{rad}$
- $\min\theta_3=-6*10^{-4}\text{rad}$
- $\theta_{3,\text{pu}}=0.0126\text{rad}$



Σχήμα 9.25: Διάγραμμα ροπής M_{3-3} -πλαστικής στροφής θ_3 για τη διατομή του πασσάλου, Superstition Hills-02 (Βελτιωμένο έδαφος)

Επομένως και σε αυτή την περίπτωση δεν παρατηρείται υπέρβαση της διαθέσιμης πλαστικής στροφής περί τον άξονα 3-3.

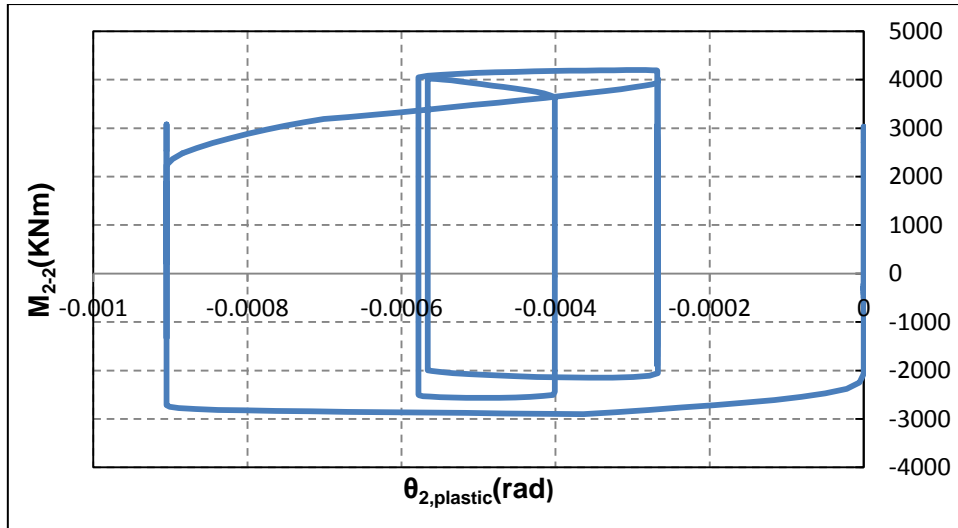
Σεισμική διέγερση Northridge-01

Για τη δεδομένη σεισμική καταγραφή το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής περί άξονα 2-2 φαίνεται στο σχήμα 9.26. Οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στροφής και στις δύο διευθύνσεις παραμόρφωσης και η αντίστοιχη διαθεσιμότητα πλαστικής στροφής είναι είναι:

- $\max\theta_2=0\text{rad}$
- $\min\theta_2=-9*10^{-4}\text{rad}$
- $\theta_{2,\text{pu}}=0.0072\text{rad}$

άρα δεν υπάρχει υπέρβαση της διαθέσιμης πλαστικής στροφής περί τον άξονα 2-2.

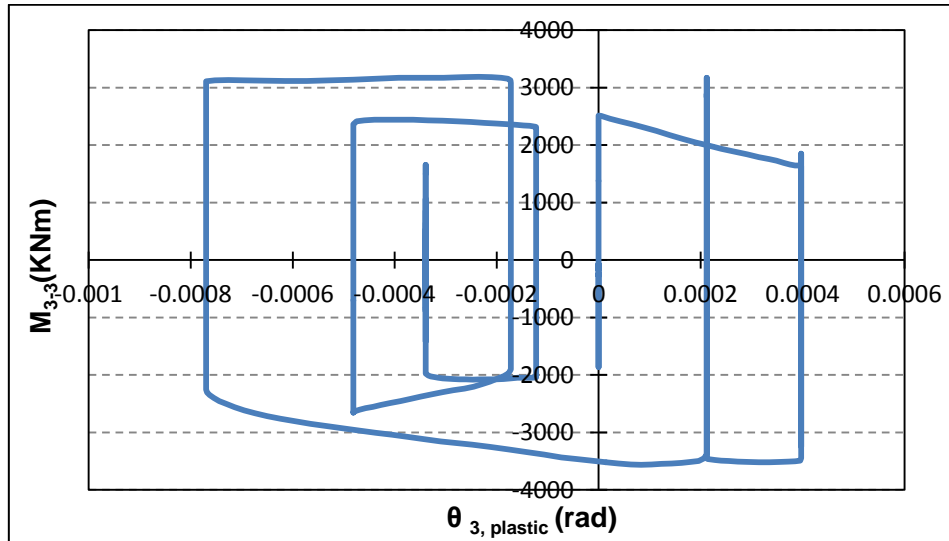
Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης



Σχήμα 9.26: Διάγραμμα ροπής M_{2-2} -πλαστικής στρώσης θ_2 για τη διατομή του πασσάλου, Northridge-01 (Βελτιωμένο έδαφος)

Ομοίως το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στρώσης κατά την διεύθυνση 3-3 φαίνεται στο σχήμα 9.27. Οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στρώσης και στις δύο διευθύνσεις παραμόρφωσης και η αντίστοιχη διαθεσιμότητα πλαστικής στρώσης είναι είναι:

- $\max\theta_3=3.97\cdot 10^{-4}\text{rad}$
- $\min\theta_3=-7.7\cdot 10^{-4}\text{rad}$
- $\theta_{3,pu}=5.93\cdot 10^{-3}\text{rad}$



Σχήμα 9.27: Διάγραμμα ροπής M_{3-3} -πλαστικής στρώσης θ_3 για τη διατομή του πασσάλου, Northridge-01 (Βελτιωμένο έδαφος)

Άρα δεν υπάρχει υπέρβαση της διαθέσιμης πλαστικής στρώσης περί τον άξονα 3-3.

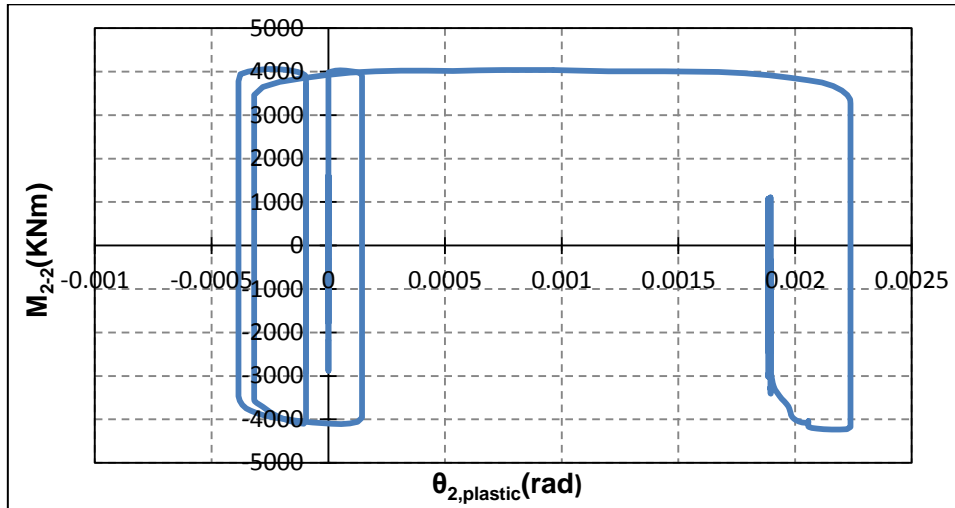
Σεισμική διέγερση Kobe, Japan

Για τη δεδομένη σεισμική καταγραφή το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στρώσης περί τον άξονα 2-2 για τη δυσμενέστερη θέση πασσάλου φαίνεται στο σχήμα 9.28. Οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στρώσης και στις δύο διευθύνσεις παραμόρφωσης και η αντίστοιχη διαθεσιμότητα πλαστικής στρώσης είναι είναι:

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

- $\max\theta_2=2.238\cdot 10^{-3}\text{rad}$
- $\min\theta_2=-3.9\cdot 10^{-4}\text{rad}$
- $\theta_{2,pu}=7.7\cdot 10^{-3}\text{rad}$

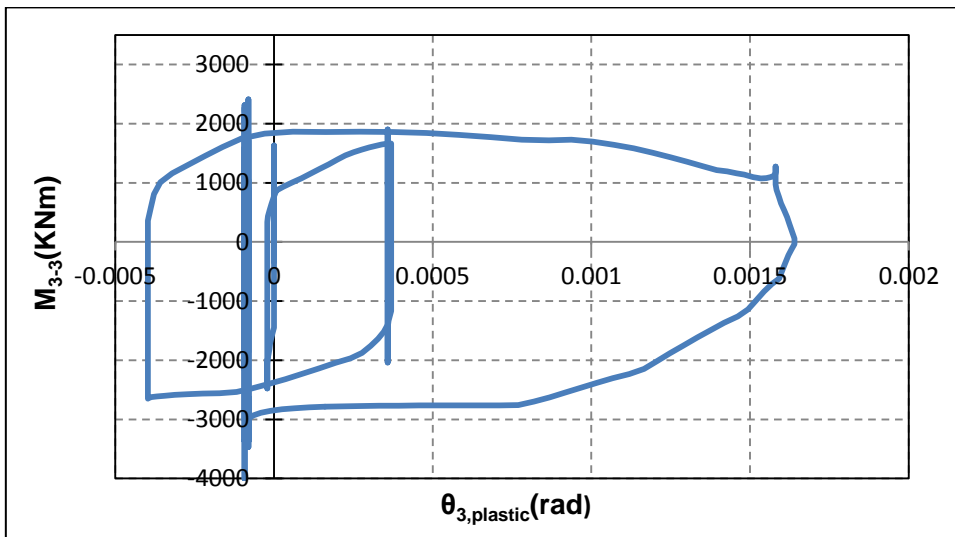
άρα δεν υπάρχει υπέρβαση της διαθέσιμης πλαστικής στροφής περί τον άξονα 2-2.



Σχήμα 9.28: Διάγραμμα ροπής M_{2-2} -πλαστικής στροφής θ_2 για τη διατομή του πασσάλου, Kobe, Japan (Βελτιωμένο έδαφος)

Ομοίως το αντίστοιχο διάγραμμα για τη διεύθυνση 3-3 παρατίθεται στο σχήμα 9.29. Οι αντίστοιχες μέγιστες τιμές και η αντίστοιχη διαθέσιμη πλαστική στροφή είναι:

- $\max\theta_3=1.644\cdot 10^{-3}\text{rad}$
- $\min\theta_3=-4\cdot 10^{-4}\text{rad}$
- $\theta_{3,pu}=1.68\cdot 10^{-3}\text{rad}$



Σχήμα 9.29: Διάγραμμα ροπής M_{3-3} -πλαστικής στροφής θ_3 για τη διατομή του πασσάλου, Kobe, Japan (Βελτιωμένο έδαφος)

Άρα οριακά στη δεδομένη διατομή του πασσάλου η μέγιστη πλαστική στροφή περί τον άξονα 3-3 προσεγγίζει την αντίστοιχη διαθέσιμη. Στον πίνακα 9.10 συνοψίζονται

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

οι μέγιστες πλαστικές στροφές και η διαθέσιμες πλαστικές στροφές για κάθε σεισμική διέγερση.

Πίνακας 9.10: Μέγιστες πλαστικές στροφές διατομής πασσάλου (Βελτιωμένο έδαφος)

Σεισμικό Γεγονός	Έδαφος Βελτιωμένο			
	$\theta_{2,max}(\text{rad})$	$\theta_{2,pu}(\text{rad})$	$\theta_{3,max}(\text{rad})$	$\theta_{3,pu}(\text{rad})$
Imperial Valley	-	-	-	-
Superstition Hills-02	1.810E-4	4.368E-3	6.0E-4	1.26E-2
Erzican, Turkey	-	-	-	-
Northridge-01	9.05E-04	7.2E-3	7.7E-4	5.93E-03
Kobe, Japan	2.238E-3	7.7E-3	1.644E-3	1.68E-03

Προκύπτει λοιπόν ότι οι πάσσαλοι συμπεριφέρονται ικανοποιητικά για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις. Οι βλάβες που αναμένεται να δημιουργηθούν σε αυτούς περιορίζονται επί το πλείστον σε κάποιες τριχοειδείς ρωγμές και δεν επηρεάζουν τη συμπεριφορά των δομικών στοιχείων. Το συμπέρασμα αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό δεδομένου ότι οι πάσσαλοι ως δομικά στοιχεία είναι μη επισκέψιμοι, με αποτέλεσμα να είναι αδύνατη η ανθρώπινη παρέμβαση μετά από κάποιο σεισμικό γεγονός. Αντίθετα στην περίπτωση του μεσόβαθρου παρατηρούνται σημαντικές βλάβες οι οποίες απαιτούν επιδιόρθωση. Από την άλλη, το μεσόβαθρο ως δομικό στοιχείο μπορεί να επιδιορθωθεί σε περίπτωση που υποστεί πολλές ζημιές. Συμπεραίνουμε λοιπόν ότι η απόκριση του συνολικού φορέα είναι ιδιαίτερα ικανοποιητική, αφού η διατομή που αναμένεται να υποστεί τις μεγαλύτερες βλάβες είναι προσβάσιμη στον άνθρωπο.

9.3 Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας για την περίπτωση εδάφους υπό ρευστοποίηση

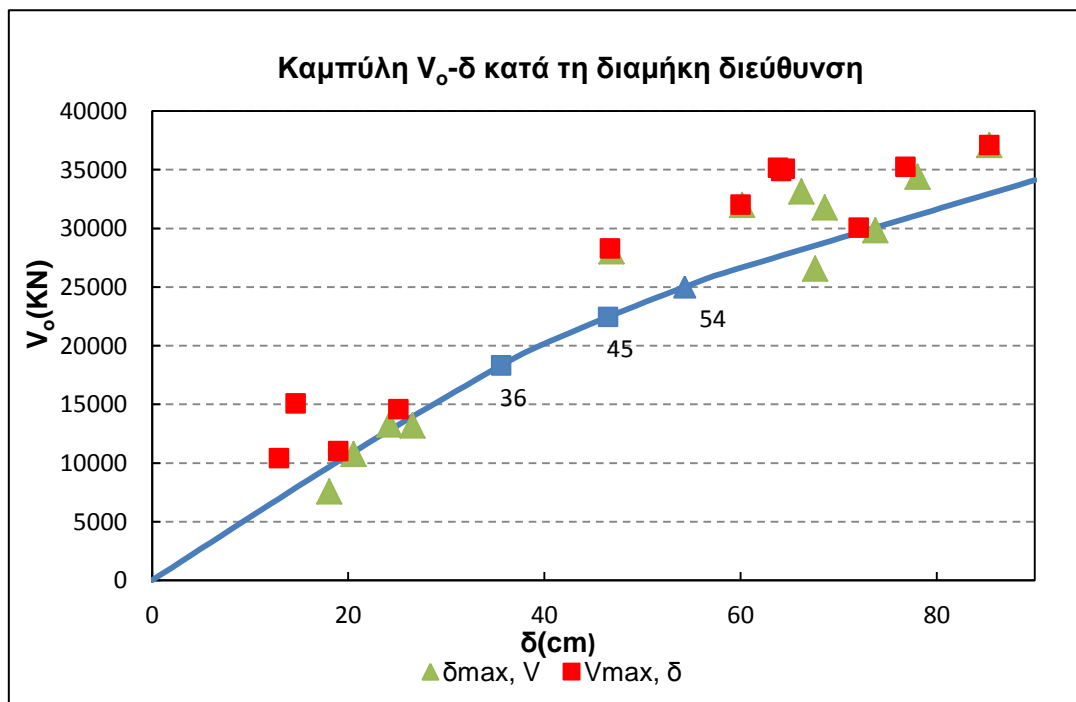
9.3.1 Γενικά στοιχεία

Ομοίως με την περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους, για κάθε σεισμική διέγερση προσδιορίζονται η μέγιστη μετακίνηση της ανωδομής με την ταυτόχρονη τέμνουσα βάσης (δ_{max} , V) καθώς και η μέγιστη τέμνουσα βάσης με την ταυτόχρονη μετακίνηση της ανωδομής (V_{max} , δ) και προς τις δύο κατευθύνσεις παραμόρφωσης. Αναλυτικά τα αποτελέσματα παρατίθενται στους πίνακες 9.11 και 9.12. Στη συνέχεια προσδιορίζεται η θέση των σημείων αυτών πάνω στην καμπύλη ικανότητας του φορέα, όπως αυτή προκύπτει από την ανελαστική στατική ανάλυση.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Πίνακας 9.11: Μέγιστες τιμές μετακίνησης ανωδομής και τέμνουσας βάσης κατά τη διεύθυνση Χ (Φυσικό έδαφος υπό Ρευστοποίηση)

Σεισμικό Γεγονός	$\delta_{max}(cm)$	V(KN)	$V_{max}(KN)$	$\delta(cm)$
Imperial Valley(EC County Center FF)	20.55	10775	11010	19
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	26.56	13204	14598	25.13
Superstition Hills-02	68.60	31770	34881	64.16
Erzican, Turkey	60.16	31993	32021	60
Northridge-01	66.22	33134	35156	63.84
Kobe, Japan	85.37	37099	37099	85.37
Imperial Valley(EC County Center FF)	18.08	7580	10412	12.94
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	24.22	13276	15067	14.64
Superstition Hills-02	78.05	34391	35254	76.83
Erzican, Turkey	46.85	28038	28275	46.71
Northridge-01	73.74	29855	30058	72.04
Kobe, Japan	67.62	26563	35069	64.51



Σχήμα 9.30: Προσδιορισμός των ζευγών (δ_{max}, V) και (V_{max}, δ) πάνω στην καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Φυσικό έδαφος)

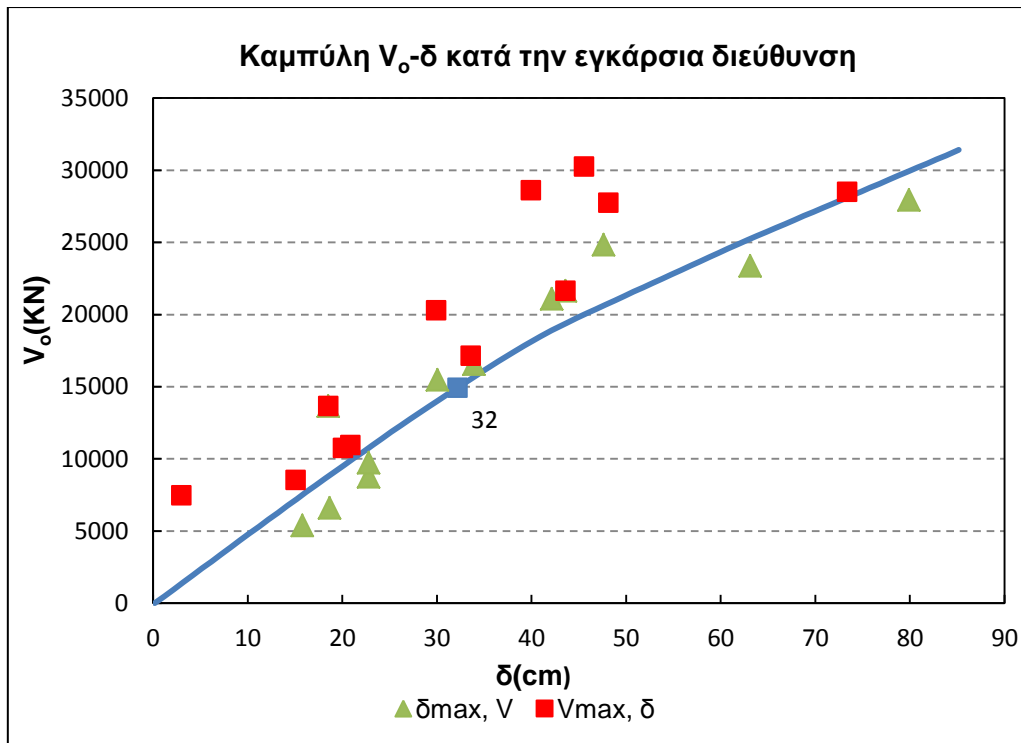
Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

Πάνω στην καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά τη διεύθυνση Χ σημειώνονται τα σημεία για τα οποία παρατηρείται έναρξη της διαρροής του φορέα. Υπενθυμίζεται ότι στην περίπτωση της ρευστοποίησης, η διαρροή του πόδα του μεσόβαθρου επέρχεται της διαρροής των πασσάλων. Όπως προκύπτει από τον πίνακα 9.11 και το σχήμα 9.30 για τα δύο πρώτα σεισμικά γεγονότα (Imperial Valley-EC County Center FF και Imperial Valley-El Centro Array#6) η γέφυρα παραμένει στο ελαστικό τμήμα ενώ για τα υπόλοιπα συμπεριφέρεται ανελαστικά. Σύμφωνα με τη θέση των σημείων (δ_{max} , V) και (V_{max} , δ) πάνω στην καμπύλη ικανότητας του φορέα, για τις περιπτώσεις της ανελαστικής απόκρισης η εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων στους πασσάλους είναι γενικευμένη. Τέλος για τα σημεία μέγιστης μετακίνησης (δ_{max}) και μέγιστης τέμνουσας βάσης (V_{max}), η τέμνουσα βάση που απαιτεί κάθε σεισμός υπερβαίνει επί το πλείστον τη διαθέσιμη ικανότητα της κατασκευής.

Ομοίως η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται και για τη διεύθυνση Υ.

Πίνακας 9.12: Μέγιστες τιμές μετακίνησης ανωδομής και τέμνουσας βάσης κατά τη διεύθυνση Υ (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Σεισμικό Γεγονός	δ_{max} (cm)	V(KN)	V_{max} (KN)	δ (cm)
Imperial Valley(EC County Center FF)	22.78	8760	10763	20.07
Imperial Valley(El Centro Array#6)	43.58	21636	21636	43.58
Superstition Hills-02	22.78	9742	10953	20.84
Erzican, Turkey	30.05	15483	20286	29.91
Northridge-01	47.63	24838	30245	45.55
Kobe, Japan	63.11	23372	27748	48.11
Imperial Valley(EC County Center FF)	18.64	6615	8544	15.07
Imperial Valley(El Centro Array#6)	18.52	13668	13668	18.52
Superstition Hills-02	15.77	5382	7466	3.00
Erzican, Turkey	33.92	16575	17137	33.59
Northridge-01	42.14	21082	28614	39.94
Kobe, Japan	79.89	27948	28496	73.36



Σχήμα 9.31: Προσδιορισμός των ζευγών (δ_{max}, V) και (V_{max}, δ) πάνω στην καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Φυσικό έδαφος)

Στην καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά την εγκάρσια διεύθυνση προσδιορίζεται η μετακίνηση του κέντρου μάζας της ανωδομής για την οποία γίνεται η έναρξη της διαρροής των πασσάλων. Η μετακίνηση αυτή είναι ίση με 32cm. Υπενθυμίζεται ότι στη διεύθυνση αυτή δεν είναι κρίσιμη η διαρροή του πόδα του μεσόβαθρου. Όπως προκύπτει από τον πίνακα 9.12 και από το σχήμα 9.31 για τις 4 από τις 6 σεισμικές διεγέρσεις παρατηρείται διαρροή των πασσάλων. Σε αντίθεση με την περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους, στην περίπτωση της ρευστοποίησης το φαινόμενο της διαρροής των πασσάλων είναι γενικευμένο. Το γεγονός αυτό σε συνδυασμό με την πλαστικοποίηση των πρώτων μέτρων του εδάφους, δικαιολογεί τη μορφή της καμπύλης ικανότητας κατά την εγκάρσια διεύθυνση. Επομένως ο φορέας συμπεριφέρεται ανελαστικά και στις δύο διευθύνσεις. Τέλος παρατηρείται ότι για τα σημεία μέγιστης μετακίνησης (δ_{max}, V) η απαιτούμενη τέμνουσα βάση προσεγγίζει τη διαθέσιμη ικανότητα ανάληψης τέμνουσας, σε αντίθεση με τα σημεία μέγιστης τέμνουσας (V_{max}, δ) όπου υπάρχει υπέρβαση της αντοχής του φορέα.

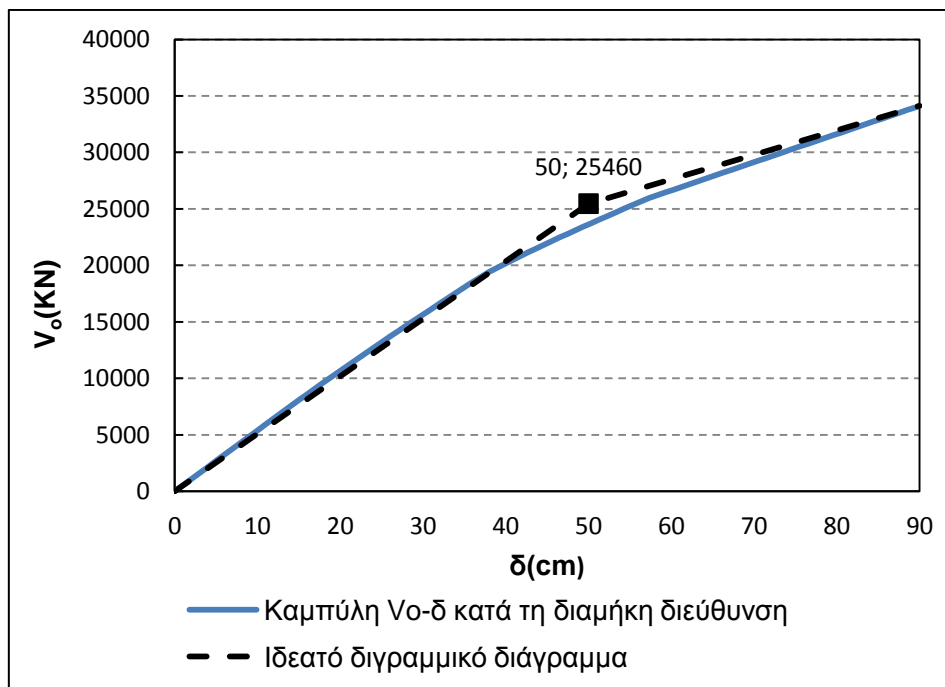
9.3.2 Προσδιορισμός του συντελεστή συμπεριφοράς q και του δείκτη πλαστιμότητας μ

Σύμφωνα με την εξίσωση (9.10) η πλαστιμότητα του φορέα διαφέρει από την πλαστιμότητα του μεσόβαθρου. Ομοίως με την περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους, αρχικά υπολογίζονται οι παράμετροι q, μ για τον φορέα της ανωδομής και στη συνέχεια ακολουθεί ο υπολογισμός των αντίστοιχων παραμέτρων για το μεσόβαθρο.

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

9.3.2.1 Προσδιορισμός του συντελεστή συμπεριφοράς α και του δείκτη πλαστιμότητας μ του φορέα της ανωδομής

Για την εύρεση της τέμνουσας βάσης και της μετακίνησης της ανωδομής στο ιδεατό σημείο διαρροής, η καμπύλη ικανότητας του φορέα μετατρέπεται σε ιδεατή διγραμμική καμπύλη. Η διαδικασία αυτή πραγματοποιείται ξεχωριστά για τις διευθύνσεις X και Y. Το πρώτο κριτήριο για τη διγραμμικοποίηση είναι η αρχική και η τελική καμπύλη να ορίζουν το ίδιο εμβαδό. Το δεύτερο κριτήριο είναι η αρχική και η τελική καμπύλη να έχουν κοινό τον ελαστικό κλάδο. Στο σχήμα 9.32 φαίνεται η καμπύλη ικανότητας και το ιδεατό διγραμμικό διάγραμμα για τη διαμήκη διεύθυνση του φορέα.



Σχήμα 9.32: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Σύμφωνα με το σχήμα 9.32 η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση της ανωδομής στο σημείο διαρροής είναι ίσες με:

- $V_{tot,y}^{x-x}$: 25460KN
- $\delta_{tot,y}^{x-x}$: 0.5m

Από τις ελαστικές δυναμικές αναλύσεις προσδιορίζεται η μέγιστη τιμή της ελαστικής τέμνουσας βάσης $V_{tot,elastic}^{x-x}$ κατά απόλυτη τιμή ενώ από τις ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις προσδιορίζεται η μέγιστη ανελαστική μετακίνηση της ανωδομής δ_{tot}^{x-x} επίσης κατά απόλυτη τιμή. Τα αποτελέσματα παρατίθενται στους πίνακες 9.13 και 9.14.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Πίνακας 9.13: Προσδιορισμός συντελεστή συμπεριφοράς α φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Φυσικό έδαφος υπό Ρευστοποίηση)

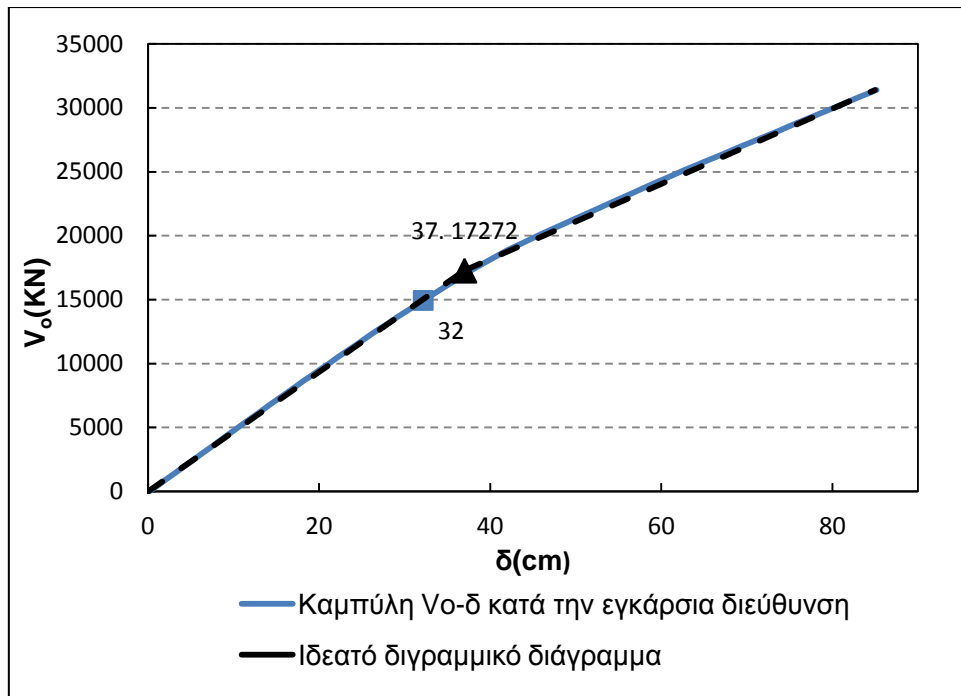
Σεισμικό Γεγονός	$V_{tot, elastic}^{x-x}(\text{KN})$		$V_{tot, elastic}^{x-x}(\text{KN})$	$V_{tot,y}^{x-x}(\text{KN})$	$\alpha_{x,f}$
	max	min			
Imperial Valley(EC County Center FF)	10834	11398	11398	25460	1
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	16251	14693	16251	25460	1
Superstition Hills-02	46428	51697	51697	25460	2.03
Erzican, Turkey	34956	36233	36233	25460	1.42
Northridge-01	48763	53423	53423	25460	2.10
Kobe, Japan	62191	60296	62191	25460	2.44

Πίνακας 9.14: Προσδιορισμός δείκτη πλαστιμότητας μ φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Φυσικό έδαφος υπό Ρευστοποίηση)

Σεισμικό Γεγονός	$\delta_{tot,u}^{x-x}(\text{cm})$		$\delta_{tot,u}^{x-x}(\text{cm})$	$\delta_{tot,y}^{x-x}(\text{cm})$	$\mu_{x,f}$
	max	min			
Imperial Valley(EC County Center FF)	20.55	18.08	20.55	50	1
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	26.56	24.22	26.56	50	1
Superstition Hills-02	68.6	78.05	78.05	50	1.56
Erzican, Turkey	60.16	46.85	60.16	50	1.20
Northridge-01	66.22	73.74	73.74	50	1.47
Kobe, Japan	85.37	67.62	85.37	50	1.71

Για το συνολικό φορέα παρατηρείται ότι ο δείκτης πλαστιμότητας μ_x παίρνει μικρότερες τιμές από το συντελεστή συμπεριφοράς α_x . Αυτή η σχέση είναι και η αναμενόμενη δεδομένου ότι το μεγαλύτερο μέρος των ανελαστικών μετακινήσεων αναμένεται να το παραλάβει το βάθρο καθώς και τα εφέδρανα των ακρόβαθρων. Αντίστοιχα στο σχήμα 9.33 φαίνεται η καμπύλη ικανότητας και το ιδεατό διγραμμικό διάγραμμα για την εγκάρσια διεύθυνση του φορέα.

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης



Σχήμα 9.33: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας φορέα κατά την εγκάρσια διεύθυνση

Σύμφωνα με το σχήμα 9.33 η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση της ανωδομής στο σημείο διαρροής είναι ίσες με:

- $V_{tot,y}^{x-x}$: 17272KN
- $\delta_{tot,y}^{x-x}$: 0.32m

Ομοίως, από τις ελαστικές δυναμικές αναλύσεις προσδιορίζεται η μέγιστη τιμή της ελαστικής τέμνουσας βάσης $V_{tot,elastic}^{y-y}$ κατά απόλυτη τιμή ενώ από τις ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις προσδιορίζεται η μέγιστη ανελαστική μετακίνηση της ανωδομής δ_{tot}^{y-y} επίσης κατά απόλυτη τιμή. Τα αποτελέσματα παρατίθενται στους πίνακες 9.15 και 9.16.

Πίνακας 9.15: Προσδιορισμός συντελεστή συμπεριφοράς q φορέα κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Φυσικό έδαφος υπό Ρευστοποίηση)

Σεισμικό Γεγονός	$V_{tot, elastic}^{y-y}$ (KN)		$V_{tot, elastic}^{y-y}$ (KN)	$V_{tot,y}^{y-y}$ (KN)	$q_{y,f}$
	max	min			
Imperial Valley(EC County Center FF)	8794	10755	10755	17272	1
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	14049	22523	22523	17272	1.30
Superstition Hills-02	8795	12240	12240	17272	1
Erzican, Turkey	19096	21979	21979	17272	1.27
Northridge-01	31326	33500	33500	17272	1.94
Kobe, Japan	40353	39549	40353	17272	2.34

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

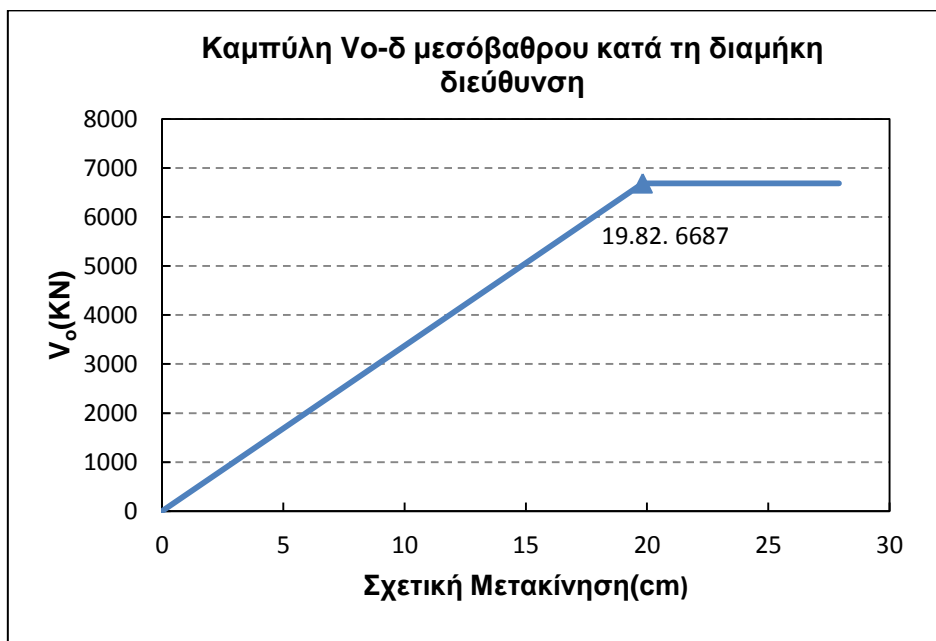
Πίνακας 9.16: Προσδιορισμός δείκτη πλαστιμότητας μ κατά την εγκάρσια διεύθυνση (Φυσικό έδαφος υπό Ρευστοποίηση)

Σεισμικό Γεγονός	$\delta^{y-y}_{tot,u}(cm)$		$\delta^{y-y}_{tot,u}(cm)$	$\delta^{y-y}_{tot,y}(cm)$	$\mu_{y,f}$
	max	min			
Imperial Valley(EC County Center FF)	22.78	18.64	22.78	37	1
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	43.58	18.52	43.58	37	1.18
Superstition Hills-02	22.78	15.77	22.78	37	1
Erzican, Turkey	30.05	33.91	33.91	37	1
Northridge-01	47.63	42.14	47.63	37	1.29
Kobe, Japan	63.11	79.89	79.89	37	2.16

Η συνολική πλαστιμότητα μετακινήσεων του φορέα στη διεύθυνση Y είναι μικρή. Για την περίπτωση αυτή τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα λειτουργούν ελαστικά και παραλαμβάνουν μεγάλο μέρος των μετακινήσεων.

9.3.2.2 Προσδιορισμός του συντελεστή συμπεριφοράς α και του δείκτη πλαστιμότητας μ του μεσόβαθρου

Για τον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς και του δείκτη πλαστιμότητας μ του μεσόβαθρου είναι απαραίτητη η γνώση τόσο της τέμνουσας διαρροής όσο και της μετακίνησης διαρροής του μεσόβαθρου για το ρευστοποιήσιμο έδαφος. Η καμπύλη ικανότητας του μεσόβαθρου κατά τη διαμήκη διεύθυνση προκύπτει από τη στατική ανελαστική ανάλυση και παρατίθεται στο σχήμα 9.34.



Σχήμα 9.34: Καμπύλη ικανότητας μεσόβαθρου κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

Όπως προκύπτει από το σχήμα 9.34 η τέμνουσα διαρροής του μεσόβαθρου και η σχετική μετακίνηση διαρροής της κεφαλής ως προς τον πόδα του μεσόβαθρου είναι ίσες με:

- $V_{c,y}^{x-x} = 6687\text{KN}$
- $\delta_{c,y}^{x-x} = 19.82\text{cm}$

Από τις ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις προσδιορίζεται η μέγιστη ανελαστική μετακίνηση του πόδα και της κορυφής του μεσόβαθρου και για τις δύο κατευθύνσεις παραμόρφωσης. Επίσης υπολογίζεται η μέγιστη σχετική μετακίνηση της κεφαλής ως προς τον πόδα και για τις δύο κατευθύνσεις παραμόρφωσης, για κάθε σεισμικό γεγονός. Τα αποτελέσματα παρατίθενται στον πίνακα 9.17.

Πίνακας 9.17: Υπολογισμός σχετικής μετακίνησης μεσόβαθρου κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Σεισμικό Γεγονός	Απόλυτη Μετακίνηση(cm)				Σχετική Μετακίνηση(cm)	
	Κεφαλή Μεσόβαθρου		Πόδας Μεσόβαθρου		max	min
	max	min	max	min		
Imperial Valley(EC County Center FF)	13.38	11.42	5.22	4.28	8.16	7.14
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	16.95	16.93	6.71	7.13	10.24	9.8
Superstition Hills-02	47.73	57.04	21.78	23.23	25.95	33.81
Erzican, Turkey	42.33	33.06	18.36	14.71	23.97	18.35
Northridge-01	47.94	55.49	21.88	21.85	26.06	33.64
Kobe, Japan	64.12	47.48	25.53	23.5	38.59	23.98

Ο προσδιορισμός του δείκτη πλαστιμότητας του μεσόβαθρου συνοψίζεται στον πίνακα 9.18.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Πίνακας 9.18: Προσδιορισμός δείκτη πλαστιμότητας μ μεσόβαθρου κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Φυσικό έδαφος υπό Ρευστοποίηση)

Σεισμικό Γεγονός	$\delta^{x-x}_{c,u}(\text{cm})$		$\delta^{x-x}_{c,u}(\text{cm})$	$\delta^{x-x}_{c,y}(\text{cm})$	$\mu_{x,c}$
	max	min			
Imperial Valley(EC County Center FF)	8.16	7.14	8.16	19.82	1
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	10.24	9.8	10.24	19.82	1
Superstition Hills-02	25.95	33.81	33.81	19.82	1.71
Erzican, Turkey	23.97	18.35	23.97	19.82	1.21
Northridge-01	26.06	33.64	33.64	19.82	1.70
Kobe, Japan	38.59	23.98	38.59	19.82	1.95

Ομοίως με την περίπτωση του εδάφους υπό βελτίωση υπολογίζεται από τις ελαστικές δυναμικές αναλύσεις η μέγιστη ελαστική τέμνουσα που παραλαμβάνει το βάθρο για κάθε σεισμικό γεγονός. Ο προσδιορισμός του συντελεστή συμπεριφοράς του μεσόβαθρου συνοψίζεται στον πίνακα 9.19.

Πίνακας 9.19: Προσδιορισμός συντελεστή συμπεριφοράς q μεσόβαθρου κατά τη διαμήκη διεύθυνση (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Σεισμικό Γεγονός	$V^{x-x}_{c, elastic}(\text{KN})$		$V^{x-x}_{c, elastic}(\text{KN})$	$V^{x-x}_{c,y}(\text{KN})$	$q_{x,c}$
	max	min			
Imperial Valley(EC County Center FF)	2688	2449	2688	6687	1
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	3127	3132	3132	6687	1
Superstition Hills-02	10901	10414	10901	6687	1.63
Erzican, Turkey	7718	7518	7718	6687	1.15
Northridge-01	12097	12900	12900	6687	1.93
Kobe, Japan	13355	14387	14387	6687	2.15

9.3.2.3 Σχέση συντελεστή συμπεριφοράς q και δείκτη πλαστιμότητας μ μεσόβαθρου

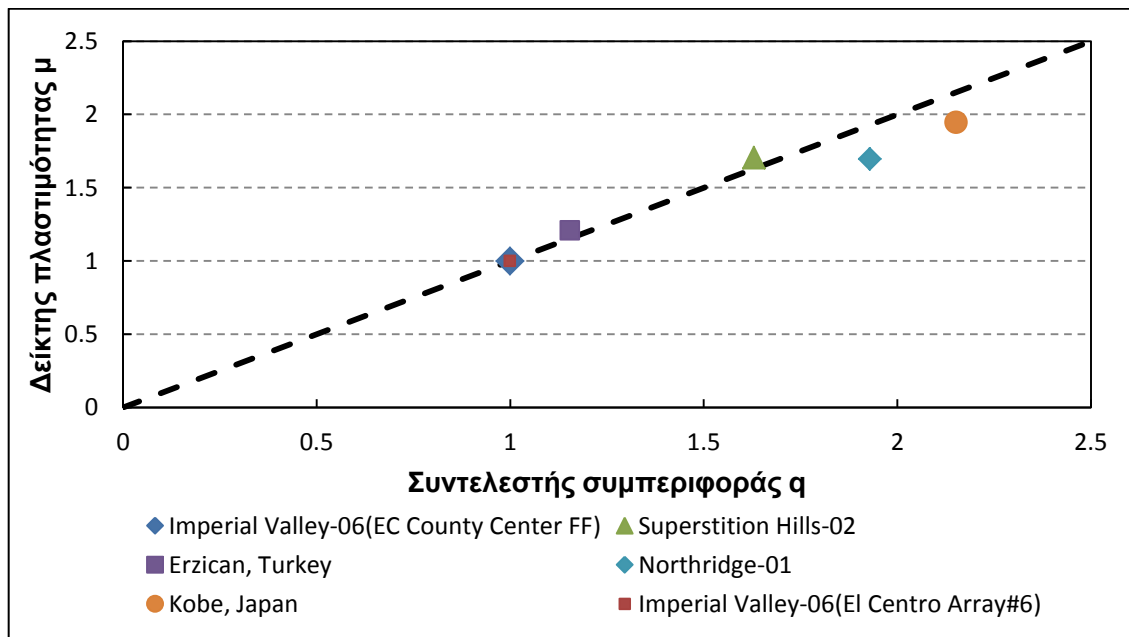
Όπως προκύπτει από τους πίνακες 9.18 και 9.19 για τις περιπτώσεις της ανελαστικής απόκρισης της γέφυρας στο ρευστοποιήσιμο έδαφος η πλαστιμότητα μ διαφοροποιείται από το δείκτη συμπεριφοράς q . Επομένως δεν ισχύει η θεωρητική σχέση (9.1). Για τις σεισμικές διεγέρσεις, των οποίων η περίοδος του παλμού T_p είναι μεγαλύτερη από τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T_1 της κατασκευής, η απαιτούμενη πλαστιμότητα είναι μεγαλύτερη από το συντελεστή συμπεριφοράς. Για τις σεισμικές διεγέρσεις των οποίων η περίοδος παλμού T_p είναι μικρότερη από τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T_1 της κατασκευής, η σχέση που συνδέει τις δύο παραμέτρους αντιστρέφεται. Στον πίνακα 9.20 προσδιορίζεται ο λόγος της πλαστιμότητας μ προς

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

το συντελεστή συμπεριφοράς q και ο λόγος της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής προς την περίοδο του παλμού του σεισμού. Στο σχήμα 9.35 συνοψίζεται η σχέση των τιμών μ, q σε συνάρτηση με την ιδεατή σχέση (9.1) και στο σχήμα 9.36 συνοψίζεται η σχέση μεταξύ των λόγων (μ/q) και T_x/T_P .

Πίνακας 9.20: Προσδιορισμός λόγων (μ_x/q_x)_{μεσόβαθρου} και (T_x/T_P) (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

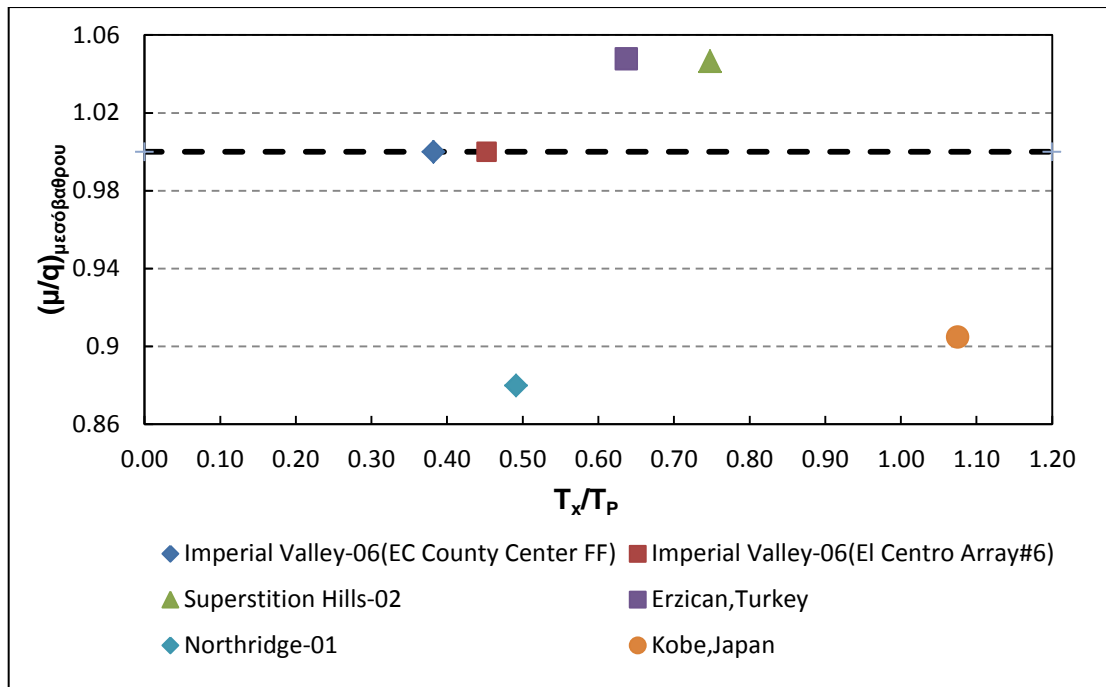
Σεισμικό Γεγονός	T_P (sec)	T_x (sec)	μ_x	q_x	T_x/T_P	μ_x/q_x
Imperial Valley(EC County Center FF)	4.5	1.72	1	1	0.38	1
Imperial Valley(EI Centro Array#6)	3.8	1.72	1	1	0.45	1
Superstition Hills-02	2.3	1.72	1.71	1.63	0.75	1.05
Erzican, Turkey	2.7	1.72	1.21	1.15	0.64	1.05
Northridge-01	3.5	1.72	1.70	1.93	0.49	0.88
Kobe, Japan	1.6	1.72	1.95	2.15	1.08	0.90



Σχήμα 9.35: Διάγραμμα συντελεστή συμπεριφοράς q και δείκτη πλαστικότητας μ μεσόβαθρου (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Για τις περιπτώσεις της ανελαστικής απόκρισης της κατασκευής και για $T_1 < T_P$ η πλαστικότητα μ είναι μεγαλύτερη από το συντελεστή συμπεριφοράς q . Για $T_1 > T_P$, ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μεγαλύτερος από το δείκτη πλαστικότητας μ . Με διακεκομμένη γραμμή ορίζεται η θεωρητική σχέση (9.1) που συνδέει τις δύο παραμέτρους. Όπως αναμένεται οι τιμές των ζευγών (μ, q) εντοπίζονται εκατέρωθεν της διακεκομμένης.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος



Σχήμα 9.36: Διάγραμμα λόγων (M_u/M_y) και (T_x/T_p)

Παρατηρείται λοιπόν ότι στις περιπτώσεις ανελαστικής απόκρισης της κατασκευής, για λόγο (T_x/T_p) που κυμαίνεται από 0.6 έως 0.75, η απαιτούμενη πλαστιμότητα υπερβαίνει το συντελεστή συμπεριφοράς από 5%. Από την άλλη, για λόγο (T_x/T_p) μεγαλύτερο της μονάδας, η απαιτούμενη πλαστιμότητα υπολείπεται του συντελεστή συμπεριφοράς κατά 10%.

9.3.3 Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής μεσόβαθρου

Όπως προκύπτει από τον πίνακα 9.18 η πλαστιμότητα του μέλους του μεσόβαθρου είναι μικρή, κυμαίνεται από 1.20 έως 1.95. Η έννοια της πλαστιμότητας όμως δεν υποδεικνύει τις πιθανές τοπικές αστοχίες στις διατομές των κρίσιμων μελών, εν προκειμένω του μεσόβαθρου. Για το λόγο αυτό κρίνεται απαραίτητος ο έλεγχος των διαγραμμάτων ροπών-πλαστικών στροφών της διατομής του μεσόβαθρου για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις. Παράλληλα για κάθε μία σεισμική διέγερση γίνεται και ο έλεγχος υπέρβασης της οριακής πλαστικής στροφής.

Σεισμική διέγερση Superstition Hills-02

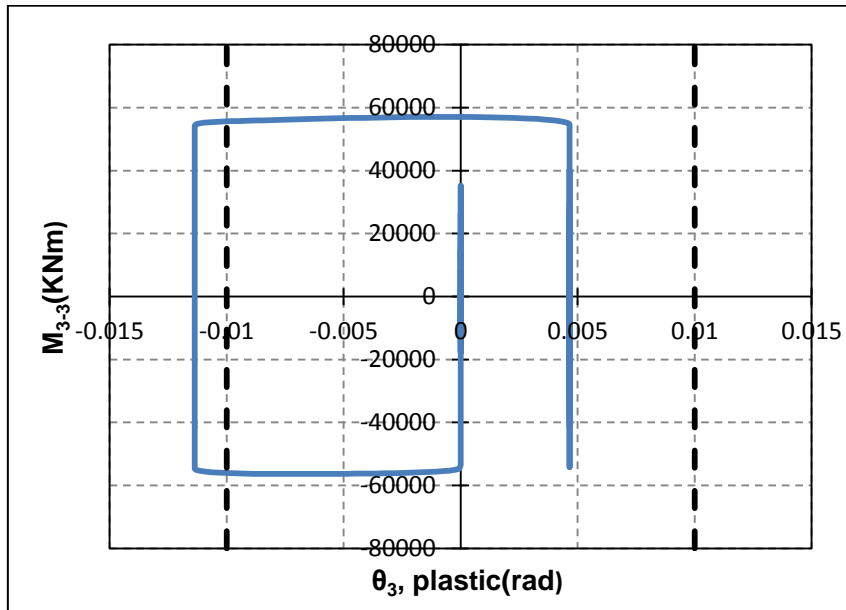
Για τη δεδομένη σεισμική καταγραφή το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής φαίνεται στο σχήμα 9.37. Οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στροφής και στις δύο διευθύνσεις παραμόρφωσης είναι:

- $\max\theta_p = 4.65 \cdot 10^{-3} \text{rad}$
- $\min\theta_p = -0.01136 \text{rad}$

επομένως έχουμε υπέρβαση της διαθέσιμης πλαστικής στροφής του μέλους κατά τη διάρκεια της επιβαλλόμενης σεισμικής διέγερσης. Η μέγιστη πλαστική στροφή ξεπερνάει τη διαθέσιμη πλαστική στροφή, κάτι το οποίο σημαίνει ότι δημιουργούνται βλάβες στον πόδα του μεσόβαθρου για τη δεδομένη σεισμική διέγερση. Υπενθυμίζεται ότι σύμφωνα με το σχήμα 9.20 για την περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους, η αντίστοιχη μέγιστη πλαστική στροφή ξεπερνάει τη διαθέσιμη κατά 2.57

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

φορές. Είναι φανερό ότι το φαινόμενο της ρευστοποίησης δρα ανακουφιστικά υπέρ του μεσόβαθρου.



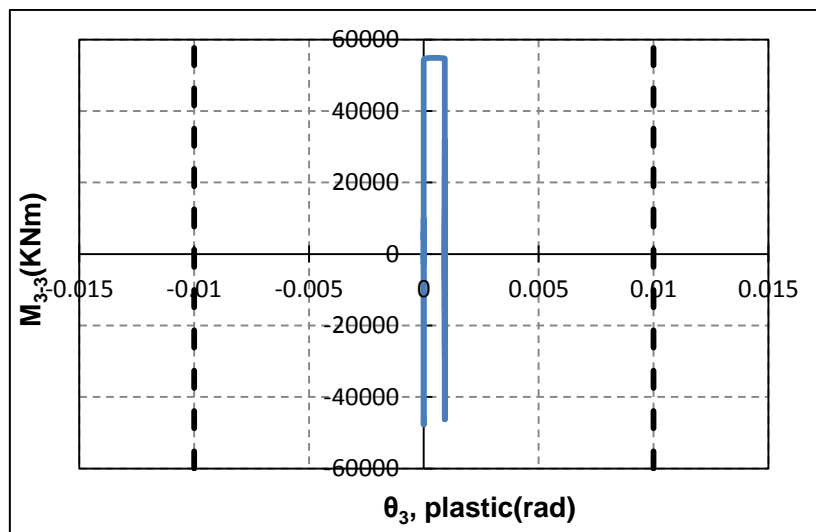
Σχήμα 9.37: Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής για τη διατομή του πόδα του μεσόβαθρου-Superstition Hills-02 (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Σεισμική διέγερση Erzican, Turkey

Για τη δεδομένη σεισμική διέγερση το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής φαίνεται στο σχήμα 9.38. Η διατομή αναπτύσσει πολύ μικρή πλαστική στροφή:

- $\max\theta_p=9.2 \cdot 10^{-4} \text{rad}$
- $\min\theta_p=0 \text{rad}$

η οποία είναι πολύ μικρότερη από την αντίστοιχη διαθέσιμη. Το αποτέλεσμα αυτό είναι λογικό δεδομένου ότι για την περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους, που δρα επιβαρυντικά για το μεσόβαθρο, η μέγιστη πλαστική στροφή προέκυψε μικρότερη από την αντίστοιχη διαθέσιμη.



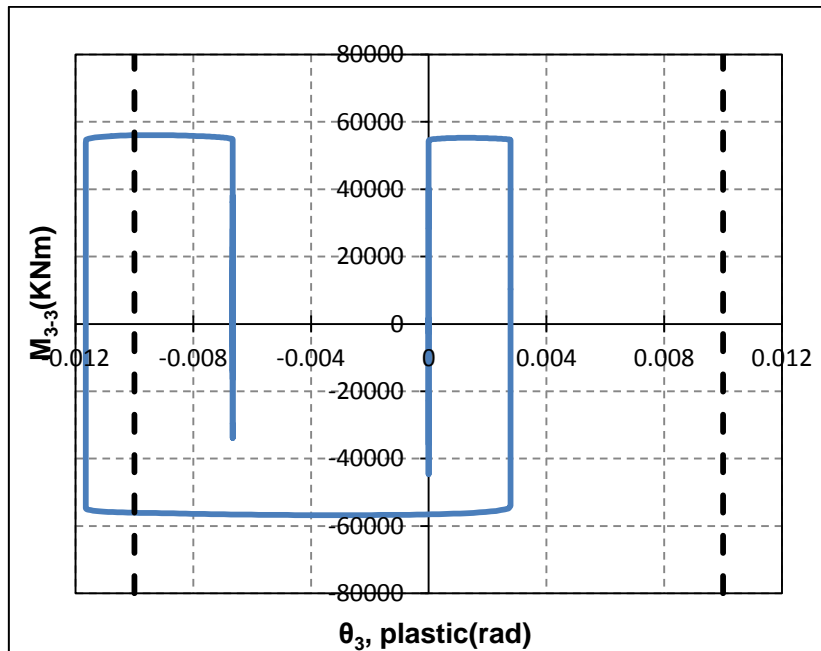
Σχήμα 9.38: Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής για τη διατομή του πόδα του μεσόβαθρου-Erzican, Turkey (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Σεισμική διέγερση Northridge-01

Για τη δεδομένη σεισμική καταγραφή το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής φαίνεται στο σχήμα 9.39. Οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στροφής και στις δύο διευθύνσεις παραμόρφωσης είναι:

- $\max\theta_p=2.775\cdot 10^{-3}\text{rad}$
- $\min\theta_p=-0.01165\text{rad}$

Ομοίως παρατηρείται υπέρβαση της διαθέσιμης πλαστικής στροφής. Ωστόσο η μέγιστη τιμή της θ_p για το έδαφος υπό ρευστοποίηση είναι μικρότερη από την αντίστοιχη τιμή με τη θεώρηση βελτιωμένου εδάφους.



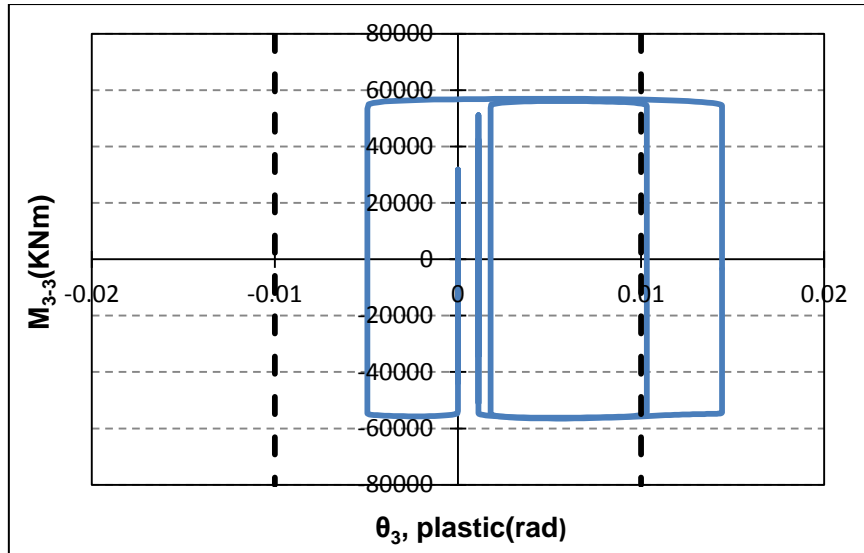
Σχήμα 9.39: Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής για τη διατομή του πόδα του μεσόβαθρου-Northridge-01 (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Σεισμική διέγερση Kobe, Japan

Για τη δεδομένη σεισμική καταγραφή το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής φαίνεται στο σχήμα 9.40. Οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στροφής και στις δύο διευθύνσεις παραμόρφωσης είναι:

- $\max\theta_p=0.014425\text{rad}$
- $\min\theta_p=-4.95\cdot 10^{-3}\text{rad}$

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης



Σχήμα 9.40: Διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής για τη διατομή του πόδα του μεσόβαθρου-Kobe, Japan (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Παρατηρείται λοιπόν υπέρβαση της διαθέσιμης πλαστικής στροφής κατά 1.5 φορές. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι σύμφωνα με το σχήμα 9.23 για το βελτιωμένο έδαφος η μέγιστη πλαστική στροφή είναι 4 φορές μεγαλύτερη από την αντίστοιχη διαθέσιμη.

9.3.4 Διαγράμματα ροπής-πλαστικής στροφής πασσάλων

Σύμφωνα με την καμπύλη ικανότητας του φορέα, όπως αυτή προκύπτει από την ανελαστική στατική ανάλυση, για την περίπτωση του ρευστοποιήσιμου εδάφους, η διαρροή των διατομών των πασσάλων προηγείται της διαρροής του μεσόβαθρου. Το γεγονός αυτό επαληθεύεται και από τις ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις. Σε όλες τις περιπτώσεις ανελαστικής συμπεριφοράς της γέφυρας, η πρώτη διαρροή δημιουργείται στους πασσάλους στο σημείο αλλαγής του διαμήκους σπλισμού. Το γεγονός αυτό δικαιολογεί την ευνοϊκή επιρροή της ρευστοποίησης στη διατομή του μεσόβαθρου όπως αποδείχτηκε στο κεφάλαιο 9.3.3. Για θεώρηση λοιπόν εδάφους υπό ρευστοποίηση, κρίσιμη είναι η αναπτυσσόμενη πλαστική στροφή της διατομής των πασσάλων.

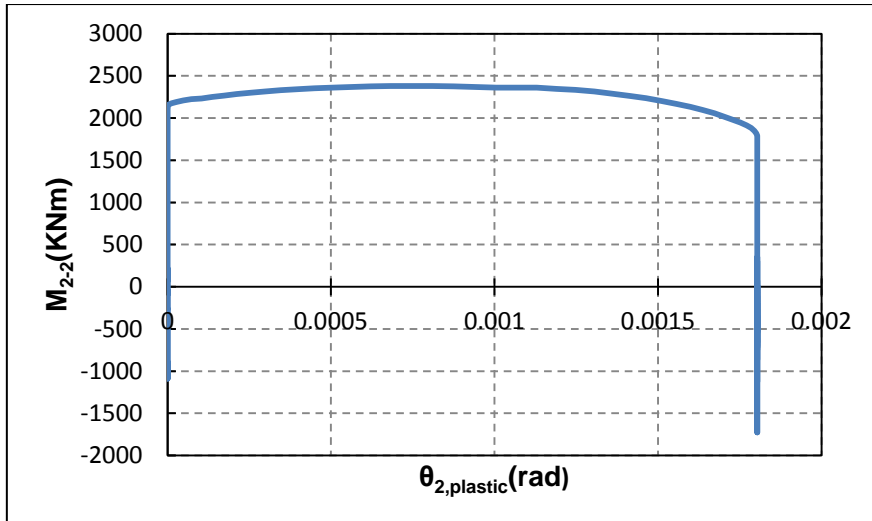
Για κάθε σεισμική διέγερση προσδιορίζεται η θέση του πασσάλου στην οποία σημειώνεται η μεγαλύτερη πλαστική στροφή τόσο για τη διεύθυνση 2-2 όσο και για τη διεύθυνση 3-3. Σε κάθε περίπτωση γίνεται ο έλεγχος υπέρβασης της διαθέσιμης πλαστικής στροφής.

Σεισμική διέγερση Imperial Valley

Σε αντίθεση με το βελτιωμένο έδαφος όπου όλοι οι πάσσαλοι συμπεριφέρονται ελαστικά για τη δεδομένη σεισμική διέγερση, στην περίπτωση του ρευστοποιήσιμου εδάφους δημιουργούνται μερικές πλαστικές αρθρώσεις στους πασσάλους. Το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής περί τον άξονα 2-2 για τη δυσμενέστερη διατομή φαίνεται στο σχήμα 9.41. Κατά τη διεύθυνση αυτή οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στροφής είναι :

- $\max\theta_2=1.804\cdot 10^{-3}\text{rad}$
- $\min\theta_2=0\text{rad}$

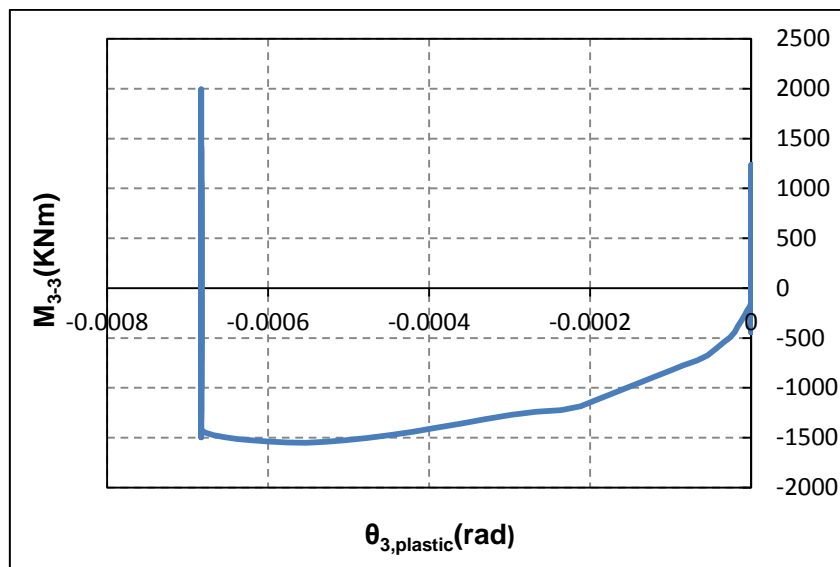
Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος



Σχήμα 9.41: Διάγραμμα ροπής M_{2-2} -πλαστικής στρώσης θ_2 για τη διατομή του πασσάλου, Imperial Valley (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Για οριακή πλαστική στρώση ίση με 0.015 συμπεραίνουμε ότι η διατομή έχει υποστεί μόνο μερικές τριχοειδείς ρωγμές. Αντίστοιχα το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στρώσης κατά την διεύθυνση 3-3 φαίνεται στο σχήμα 9.42. Οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στρώσης και στις δύο διευθύνσεις παραμόρφωσης είναι:

- $\max\theta_3=0\text{rad}$
- $\min\theta_3=-6.8\cdot 10^{-4}\text{rad}$



Σχήμα 9.42: Διάγραμμα ροπής M_{3-3} -πλαστικής στρώσης θ_3 για τη διατομή του πασσάλου, Imperial Valley (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Αντίστοιχα για τη διεύθυνση αυτή, η μέγιστη πλαστική στρώση είναι πολύ μικρότερη από την αντίστοιχη οριακή. ($\theta_{3,pu}=0.015\text{rad}$)

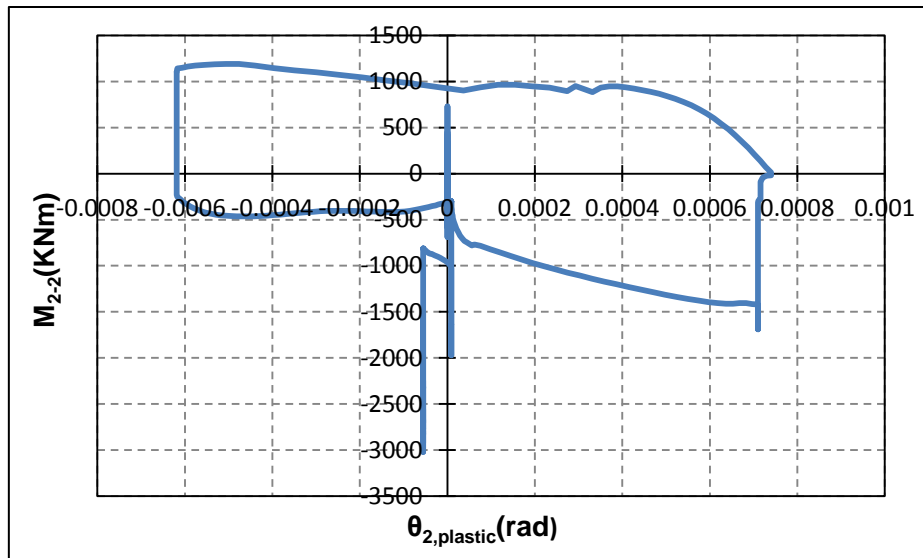
Σεισμική διέγερση Superstition Hills-02

Για τη δεδομένη σεισμική καταγραφή, το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στρώσης περί τον άξονα 2-2 για τη δυσμενέστερη διατομή φαίνεται στο σχήμα 9.43.

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

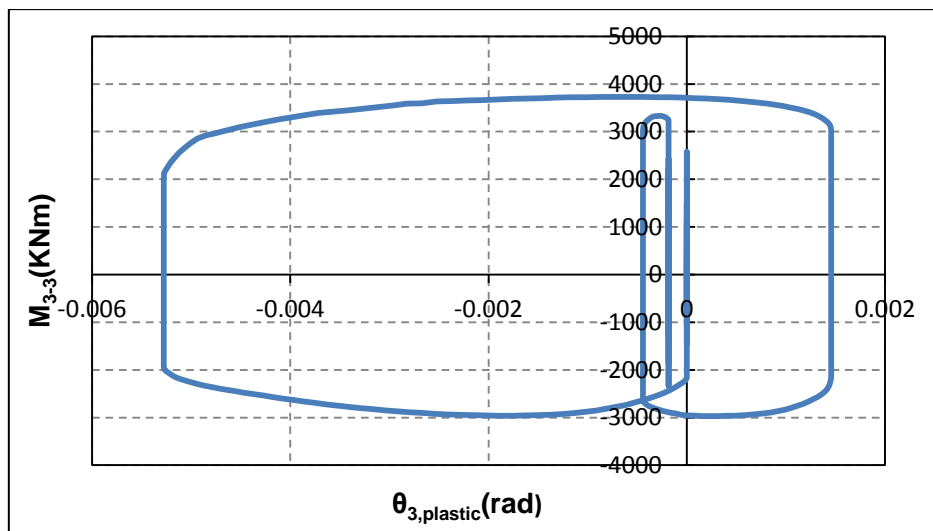
Κατά τη διεύθυνση αυτή οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στρωφής και η τιμή της οριακής πλαστικής στρωφής είναι :

- $\max\theta_2=7.45\cdot 10^{-4}\text{rad}$
- $\min\theta_2=-6.2\cdot 10^{-4}\text{rad}$
- $\theta_{2,\text{pu}}=1.726\cdot 10^{-3}\text{rad}$



Σχήμα 9.43: Διάγραμμα ροπής M_{2-2} -πλαστικής στρωφής θ_2 για τη διατομή του πασσάλου, Superstition Hills-02 (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Άρα και στην περίπτωση αυτή, η αναπτυσσόμενη πλαστική στρωφή κατά τη διεύθυνση 2-2 υποδεικνύει ότι στη διατομή του πασσάλου οι βλάβες είναι μικρές. Για κάμψη περί τον άξονα 3-3 το αντίστοιχο διάγραμμα φαίνεται στο σχήμα 9.44.



Σχήμα 9.44: Διάγραμμα ροπής M_{3-3} -πλαστικής στρωφής θ_3 για τη διατομή του πασσάλου, Superstition Hills-02 (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Όπως προκύπτει από το παραπάνω σχήμα οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στρωφής και η οριακή πλαστική στρωφή κατά τη διεύθυνση 3-3 είναι:

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

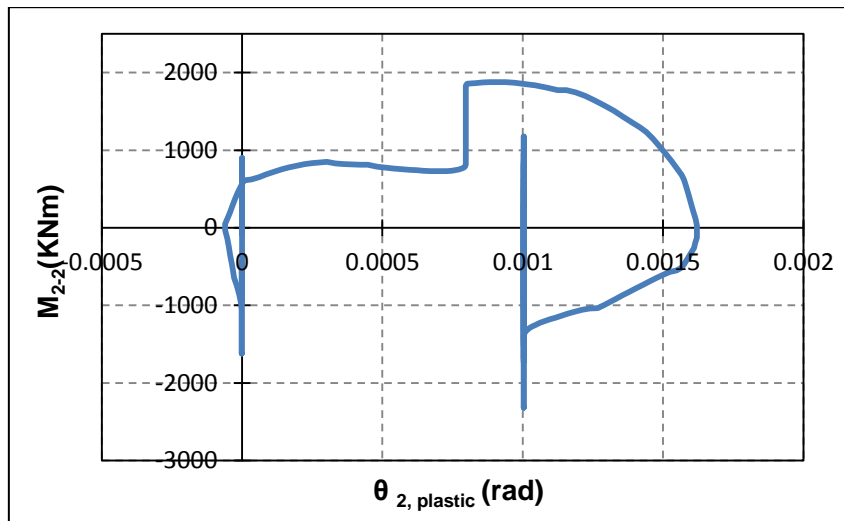
- $\max\theta_3=1.456\cdot 10^{-3}\text{rad}$
- $\min\theta_3= -5.3\cdot 10^{-3}\text{rad}$
- $\theta_{3,\rho\mu}= 0.0145\text{rad}$

Επομένως για κάμψη περί τον άξονα 3-3, οι βλάβες στη δυσμενέστερη διατομή του πασσάλου είναι μικρές.

Σεισμική διέγερση Erzican, Turkey

Για τη δεδομένη σεισμική καταγραφή, το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής περί τον άξονα 2-2 για τη δυσμενέστερη διατομή φαίνεται στο σχήμα 9.45. Κατά τη διεύθυνση αυτή οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στροφής και η τιμή της οριακής πλαστικής στροφής είναι :

- $\max\theta_2=1.63\cdot 10^{-3}\text{rad}$
- $\min\theta_2= -1\cdot 10^{-4}\text{rad}$
- $\theta_{2,\rho\mu}= 4.33\cdot 10^{-3}\text{rad}$



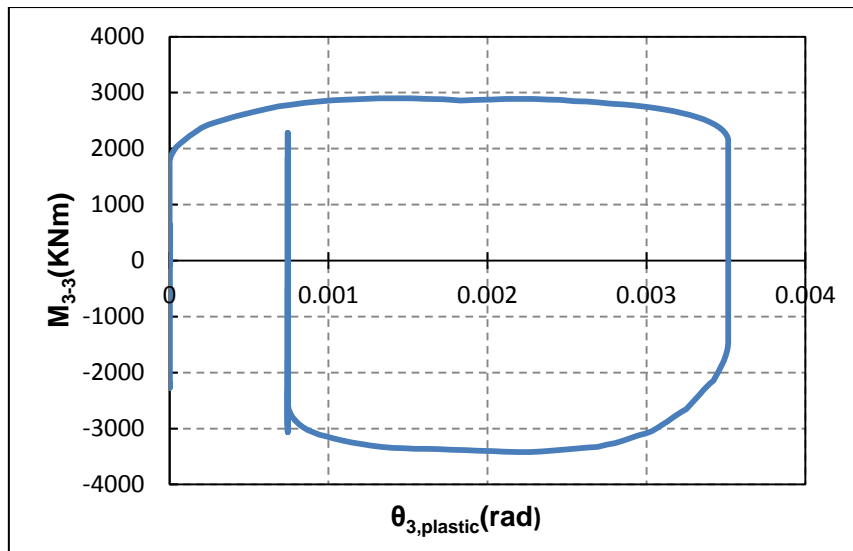
Σχήμα 9.45: Διάγραμμα ροπής M_{2-2} -πλαστικής στροφής θ_2 για τη διατομή του πασσάλου, Erzican, Turkey (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Παρατηρείται λοιπόν ότι η μέγιστη πλαστική στροφή είναι 2.5 φορές μικρότερη από την οριακή πλαστική στροφή. Αντίστοιχα για κάμψη περί τον άξονα 3-3, οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στροφής και στις δύο διευθύνσεις παραμόρφωσης και η οριακή πλαστική στροφή είναι:

- $\max\theta_3=3.515\cdot 10^{-3}\text{rad}$
- $\min\theta_3= 0\text{rad}$
- $\theta_{3,\rho\mu}= 0.0117\text{rad}$

Προκύπτει ότι η μέγιστη πλαστική στροφή κατά τη διεύθυνση 3-3 είναι 3 φορές μικρότερη από την οριακή. Αναλυτικά το αντίστοιχο διάγραμμα φαίνεται στο σχήμα 9.46:

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

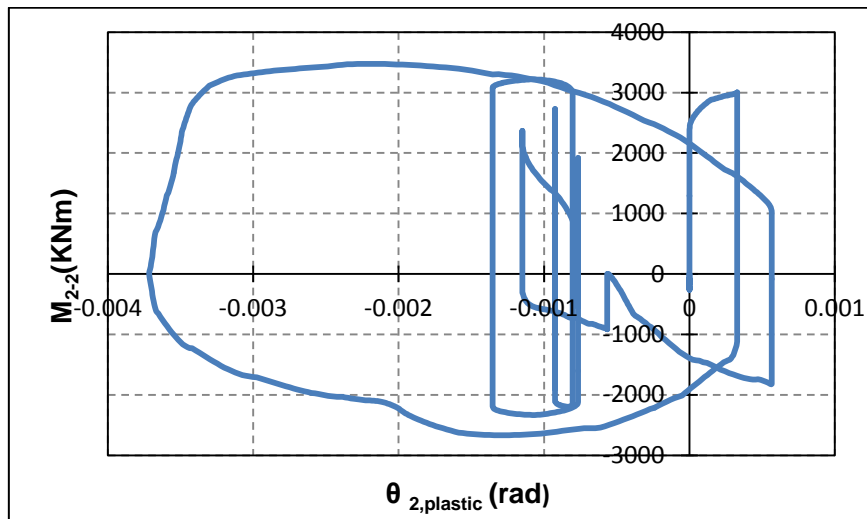


Σχήμα 9.46: Διάγραμμα ροπής M_{3-3} -πλαστικής στρώσης θ_3 για τη διατομή του πασσάλου, Erzican, Turkey (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Σεισμική διέγερση Northridge-01

Για τη δεδομένη σεισμική καταγραφή, το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στρώσης περί τον άξονα 2-2 για τη δυσμενέστερη διατομή φαίνεται στο σχήμα 9.47. Κατά τη διεύθυνση αυτή οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στρώσης και η τιμή της οριακής πλαστικής στρώσης είναι :

- $\max\theta_2=5.67\cdot 10^{-4}\text{rad}$
- $\min\theta_2= -3.72\cdot 10^{-3}\text{rad}$
- $\theta_{2,pu}= 8.26\cdot 10^{-3}\text{rad}$



Σχήμα 9.47: Διάγραμμα ροπής M_{2-2} -πλαστικής στρώσης θ_2 για τη διατομή του πασσάλου, Northridge-01 (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

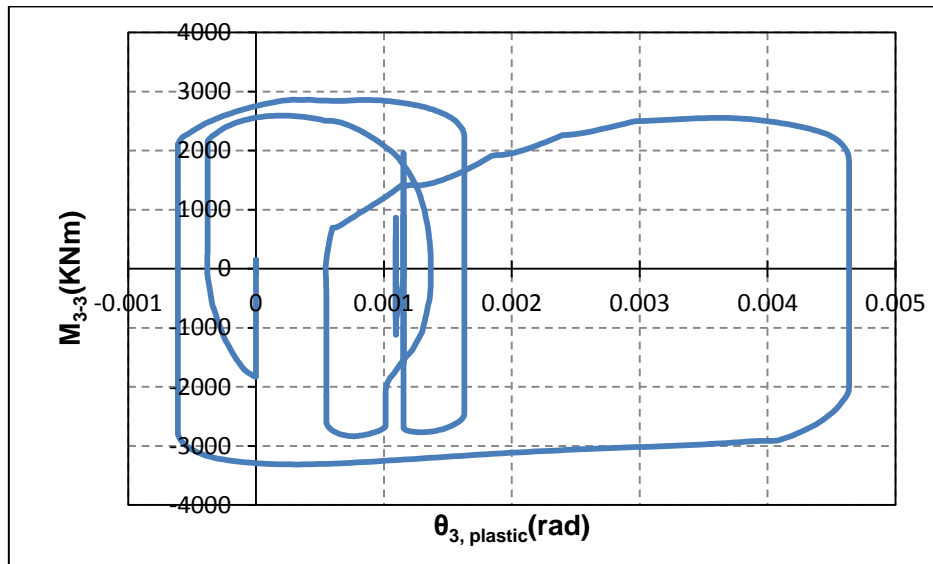
Και σε αυτή την περίπτωση προκύπτει ότι η μέγιστη πλαστική στρώση είναι 2 φορές μικρότερη από την αντίστοιχη οριακή. Επομένως οι βλάβες στη δυσμενέστερη διατομή πασσάλου είναι ανεκτές. Αντίστοιχα για κάμψη περί τον άξονα 3-3, οι

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

μέγιστες τιμές της πλαστικής στροφής και στις δύο διευθύνσεις παραμόρφωσης και η οριακή πλαστική στρόφη είναι:

- $\max\theta_3=4.637\cdot 10^{-3}\text{rad}$
- $\min\theta_3=-6.1\cdot 10^{-4}\text{rad}$
- $\theta_{3,\text{pu}}= 0.01029\text{rad}$

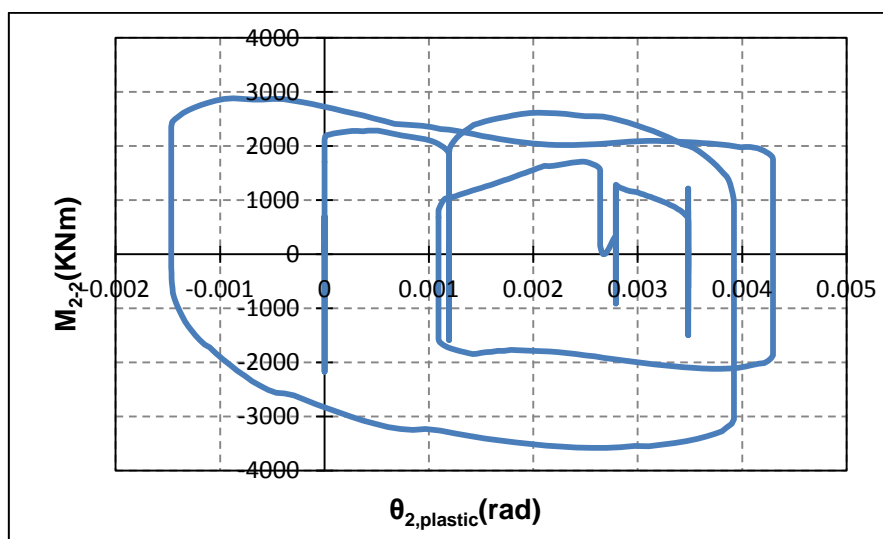
Προκύπτει ότι η μέγιστη πλαστική στρόφη κατά τη διεύθυνση 3-3 είναι 2 φορές μικρότερη από την οριακή. Αναλυτικά το αντίστοιχο διάγραμμα φαίνεται στο σχήμα 9.48.



Σχήμα 9.48: Διάγραμμα ροπής M_{3-3} -πλαστικής στροφής θ_3 για τη διατομή του πασσάλου, Northridge-01 (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Σεισμική διέγερση Kobe, Japan

Για τη δεδομένη σεισμική καταγραφή, το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής περί τον άξονα 2-2 για τη δυσμενέστερη διατομή φαίνεται στο σχήμα 9.49.



Σχήμα 9.49: Διάγραμμα ροπής M_{2-2} -πλαστικής στροφής θ_2 για τη διατομή του πασσάλου, Kobe, Japan (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

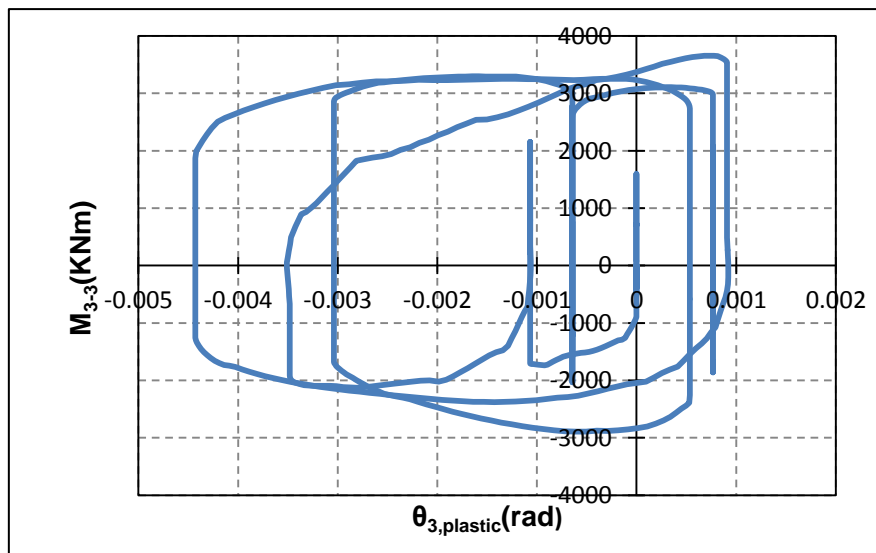
Στη διεύθυνση 2-2 οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στροφής και η τιμή της οριακής πλαστικής στροφής είναι :

- $\max\theta_2=4.294\cdot 10^{-3}\text{rad}$
- $\min\theta_2= -1.47\cdot 10^{-3}\text{rad}$
- $\theta_{2,\text{pu}}= 0.0126\text{rad}$

Παρατηρείται ότι η μέγιστη πλαστική στροφή είναι 3 φορές μικρότερη από την οριακή πλαστική στροφή. Άρα οι βλάβες που αναμένεται να δημιουργηθούν στη δυσμενέστερη διατομή πασσάλου είναι ανεκτές. Αντίστοιχα για κάμψη περί τον άξονα 3-3, οι μέγιστες τιμές της πλαστικής στροφής και στις δύο διευθύνσεις παραμόρφωσης και η οριακή πλαστική στροφή είναι:

- $\max\theta_3=9.21\cdot 10^{-4}\text{rad}$
- $\min\theta_3=-4.43\cdot 10^{-3}\text{rad}$
- $\theta_{3,\text{pu}}= 5.46\cdot 10^{-3}\text{rad}$

Προκύπτει ότι η δυσμενέστερη διατομή του πασσάλου έχει αναπτύξει αρκετή πλαστική στροφή, η οποία όμως είναι μικρότερη από την οριακή. Άρα οι βλάβες που αναμένεται να δημιουργηθούν δεν επηρεάζουν την αντοχή του πασσάλου ως δομικό στοιχείο. Αναλυτικά το διάγραμμα ροπής-πλαστικής στροφής παρατίθεται στο σχήμα 9.50.



Σχήμα 9.50: Διάγραμμα ροπής M_{3-3} -πλαστικής στροφής θ_3 για τη διατομή του πασσάλου, Kobe, Japan (Φυσικό έδαφος με Ρευστοποίηση)

Στον πίνακα 9.21 συνοψίζονται οι μέγιστες πλαστικές στροφές και οι οριακές πλαστικές στροφές όπως αυτές παρουσιάστηκαν παραπάνω για τη δυσμενέστερη διατομή πασσάλων.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Πίνακας 9.21 Μέγιστες πλαστικές στροφές διατομής πασσάλου (Φυσικό έδαφος υπό Ρευστοποίηση)

Σεισμικό Γεγονός	Έδαφος Ρευστοποιήσιμο			
	$\theta_{2,max}(rad)$	$\theta_{2,\rho u}(rad)$	$\theta_{3,max}(rad)$	$\theta_{3,\rho u}(rad)$
Imperial Valley	1.804E-3	1.515E-2	6.83E-04	1.477E-3
Superstition Hills-02	7.450E-4	1.726E-3	5.300E-3	1.452E-2
Erzican, Turkey	1.600E-3	4.330E-3	3.515E-3	1.165E-2
Northridge-01	3.717E-3	8.260E-3	4.637E-3	1.029E-2
Kobe, Japan	4.294E-3	1.260E-2	4.430E-3	5.460E-3

Συμπερασματικά, για την περίπτωση του ρευστοποιήσιμου εδάφους η σεισμική συμπεριφορά της γέφυρας είναι ικανοποιητική. Οι πάσσαλοι αποτελούν τα κρίσιμα μέλη, των οποίων οι διατομές θα πλαστικοποιηθούν πρώτες. Σε όλες τις περιπτώσεις αποδείχτηκε ότι δεν προκύπτουν τοπικές αστοχίες των διατομών τους για τις εξεταζόμενες σεισμικές διεγέρσεις και με την παραδοχή των δεδομένων ελατηριακών σταθερών του εδάφους. Παράλληλα, η πλαστικοποίηση των πασσάλων δρα ελαφρυντικά για το μεσόβαθρο λόγω της ανακατανομής της έντασης. Το μεσόβαθρο πλαστικοποιείται, οι βλάβες που δημιουργούνται όμως είναι πολύ μικρότερες από τις αντίστοιχες στην περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους. Εκτός από το γεγονός ότι οι βλάβες στον πόδα του μεσόβαθρου είναι επισκευάσιμες, η μείωση των σχετικών παραμορφώσεων του μεσόβαθρου δρα ευνοϊκά για την ευστάθεια όλης της κατασκευής.

9.4 Σύγκριση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας για τα δύο μοντέλα εδαφικής κατάστασης

Η βασικότερη διαφορά στη σεισμική συμπεριφορά της γέφυρας για τις δύο περιπτώσεις εδάφους εντοπίζεται στο κρίσιμο μέλος. Στην μεν περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους, το μεσόβαθρο είναι το στοιχείο που πλαστικοποιείται πρώτο και αναλαμβάνει την απορρόφηση της ενέργειας του σεισμού. Οι βλάβες που δημιουργούνται για ορισμένες σεισμικές διεγέρσεις ξεπερνούν τα όρια της διαθέσιμης πλαστικής στροφής. Στη δε περίπτωση του ρευστοποιήσιμου εδάφους, οι πάσσαλοι είναι τα στοιχεία που πλαστικοποιούνται πρώτα. Οι αναλύσεις υπέδειξαν ότι ο πάσσαλος είναι ευάλωτος σε βάθος που ταυτίζεται με το σημείο αλλαγής του διαμήκους οπλισμού του. Παρόλα αυτά η ανελαστική συμπεριφορά τους κρίνεται ικανοποιητική, δεδομένου ότι δεν παρουσιάζεται υπέρβαση της αντίστοιχης διαθέσιμης πλαστικής στροφής.

Για λόγους σύγκρισης παρουσιάζονται οι λόγοι των μέγιστων πλαστικών στροφών όπως αυτοί προκύπτουν από κάθε μοντέλο. Στη μεν περίπτωση του μεσόβαθρου υπολογίζεται ο λόγος της μέγιστης πλαστικής στροφής με τη θεώρηση

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

βελτιωμένου εδάφους προς την αντίστοιχη τιμή με τη θεώρηση του ρευστοποιήσιμου εδάφους. Στη δε περίπτωση των πασσάλων προσδιορίζεται ο λόγος της μέγιστης πλαστικής στρώφης με τη θεώρηση ρευστοποιήσιμου εδάφους προς την αντίστοιχη τιμή με τη θεώρηση βελτιωμένου εδάφους. Τα αποτελέσματα της σύγκρισης παρατίθενται αρχικά στους πίνακες 9.22,9.23 και 9.24 και στη συνέχεια στα σχήματα 9.51 και 9.52.

Πίνακας 9.22: Λόγος μέγιστων πλαστικών στρώφης μεσόβαθρου

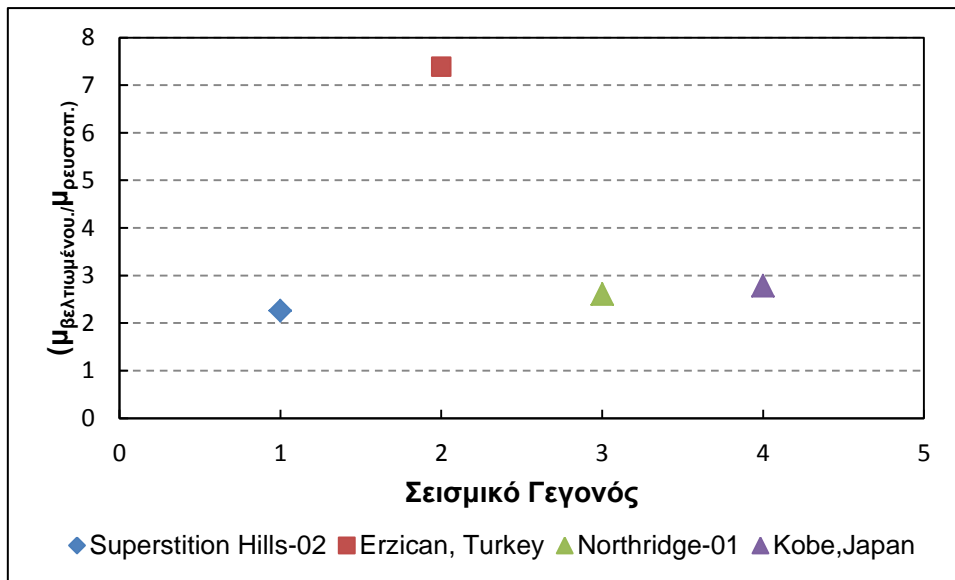
Σεισμικό Γεγονός	$\theta_{max}(rad)$		
	Έδαφος Βελτιωμένο	Έδαφος Ρευστοποιήσιμο	Μβελτιωμένο/ Μρευστοποιήσιμο
Superstition Hills-02	0.025704	0.011358	2.3
Erzican, Turkey	0.006798	0.00092	7.4
Northridge-01	0.030454	0.01165	2.6
Kobe, Japan	0.040168	0.014425	2.8

Πίνακας 9.23: Λόγος μέγιστων πλαστικών στρώφης πασσάλων

Σεισμικό Γεγονός	$\theta_{2,max}(rad)$		
	Έδαφος Βελτιωμένο	Έδαφος Ρευστοποιήσιμο	Μρευστοποιήσιμο/ Μβελτιωμένο
Imperial Valley	-	1.804E-03	-
Superstition Hills-02	1.810E-04	7.450E-04	4.1
Erzican, Turkey	-	1.630E-03	-
Northridge-01	9.050E-04	3.717E-03	4.1
Kobe, Japan	2.238E-03	4.294E-03	1.9

Πίνακας 9.24: Λόγος μέγιστων πλαστικών στροφών θ_3 πασσάλων

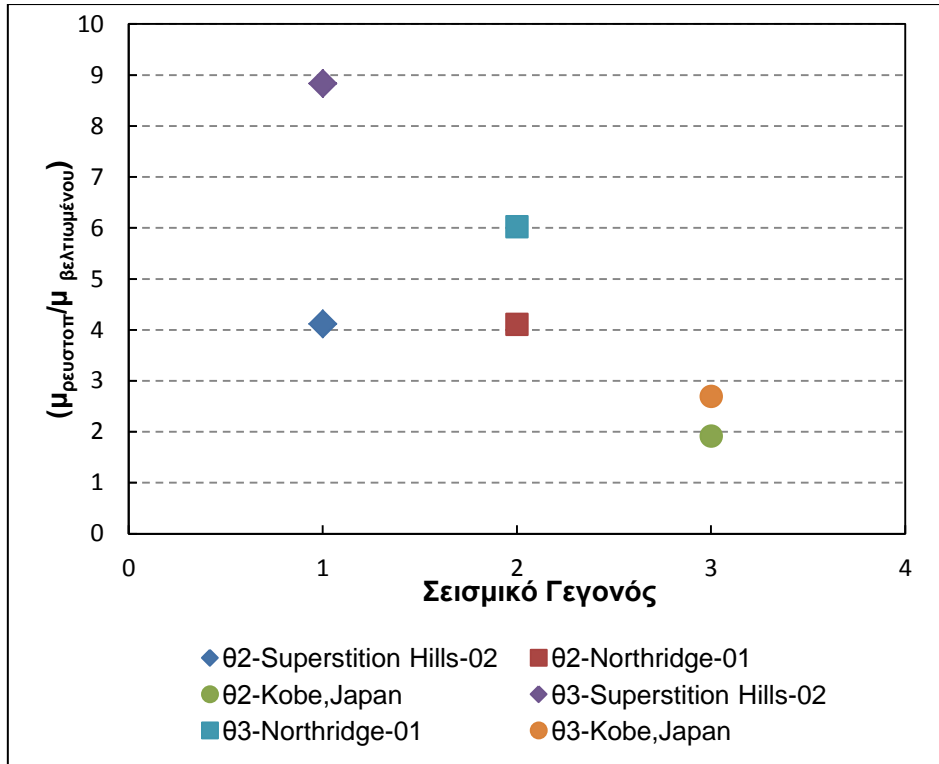
Σεισμικό Γεγονός	$\theta_{3,max}(rad)$		
	Έδαφος Βελτιωμένο	Έδαφος Ρευστοποιήσιμο	$\mu_{\text{ρευστοποιήσιμο}}/\mu_{\text{βελτιωμένο}}$
Imperial Valley	-	6.830E-04	-
Superstition Hills-02	6.0E-04	5.300E-03	8.8
Erzican, Turkey	-	3.515E-03	-
Northridge-01	7.7E-04	4.637E-03	6.0
Kobe, Japan	1.644E-03	4.430E-03	2.7



Σχήμα 9.51: Διάγραμμα λόγων μέγιστων πλαστικών στροφών μεσόβαθρου

Σύμφωνα με το σχήμα 9.51, για την περίπτωση των σεισμικών γεγονότων 1,3 και 4 η μέγιστη πλαστική στροφή του μεσόβαθρου υπό θεώρηση βελτιωμένου εδάφους ξεπερνάει τη μέγιστη πλαστική στροφή υπό θεώρηση ρευστοποιήσιμου εδάφους περίπου 2.5 φορές. Σύμφωνα με τις παραγράφους 9.2.3 και 9.3.3 οι τιμές αυτές είναι μεγαλύτερες από την οριακή πλαστική στροφή. Στην περίπτωση δε του βελτιωμένου εδάφους οι βλάβες στον πόδα του μεσόβαθρου αναμένονται να είναι σημαντικές. Για το σεισμικό γεγονός 2 η μέγιστη πλαστική στροφή του μεσόβαθρου υπό θεώρηση βελτιωμένου εδάφους ξεπερνάει τη μέγιστη πλαστική στροφή υπό θεώρηση ρευστοποιήσιμου εδάφους περίπου 7.5 φορές. Ωστόσο και για τις δύο περιπτώσεις η μέγιστη πλαστική στροφή είναι μικρότερη από τη διαθέσιμη. Άρα το βάθρο συμπεριφέρεται ικανοποιητικά και στα δύο μοντέλα.

Κεφάλαιο 9: Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης



Σχήμα 9.52: Διάγραμμα λόγων μέγιστων πλαστικών στροφών πασσάλων

Σύμφωνα με το σχήμα 9.52 και για πλαστική στροφή θ_2 η μέγιστη τιμή υπό θεώρηση ρευστοποιήσιμου εδάφους ξεπερνάει την αντίστοιχη υπό θεώρηση βελτιωμένου από 2 έως 4 φορές. Για πλαστική στροφή θ_3 ο αντίστοιχος λόγος είναι 8.8, 6 και 2.7 για τα σεισμικά γεγονότα 1, 2 και 3. Τέλος, όπως αποδεικνύεται στις παραγράφους 9.2.4 και 9.3.4 οι μέγιστες πλαστικές στροφές είναι μικρότερες από τις διαθέσιμες σε όλες τις περιπτώσεις.

Κεφάλαιο 10

10 Συμπεράσματα

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται συνοπτικά τα συμπεράσματα που προέκυψαν κατά την αποτίμηση της κατασκευής τόσο για την περίπτωση του βελτιωμένου όσο και για την περίπτωση του ρευστοποιήσιμου εδάφους.

10.1 Σεισμός σχεδιασμού

Η διαστασιολόγηση της γέφυρας πραγματοποιήθηκε για σεισμό σχεδιασμού με περίοδο επαναφοράς $T_{ret}= 1000$ χρόνια. Το φάσμα στην επιφάνεια του εδάφους προσεγγίστηκε από το αντίστοιχο κατηγορίας D του EC8 με εδαφικό συντελεστή $S=0.80$. Ο σχεδιασμός πραγματοποιήθηκε για ελαστική απόκριση της γέφυρας. Κατά το σχεδιασμό επαναπροσδιορίστηκε το απαιτούμενο μήκος των πασσάλων. Στην αρχική μελέτη θεωρήθηκαν συνθήκες ρευστοποιήσιμου εδάφους, με αποτέλεσμα το μήκος των πασσάλων να είναι 49m για το μεσόβαθρο και 45m για τα ακρόβαθρα. Για θεώρηση βελτιωμένου εδάφους το απαιτούμενο μήκος πασσάλων ίσο με 30m για το μεσόβαθρο και 25m για το ακρόβαθρο, προέκυψε λοιπόν σημαντική μείωση.

10.2 Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της στατικής ανελαστικής ανάλυσης

Η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας πραγματοποιήθηκε για δύο σενάρια: αυτά του βελτιωμένου και του ρευστοποιήσιμου εδάφους. Και για τις δύο περιπτώσεις αποδείχτηκε ότι η συμπεριφορά της γέφυρας παραμένει ελαστική για το σεισμό σχεδιασμού. Η απόκριση αυτή είναι και η αναμενόμενη δεδομένου ότι οι γέφυρες με ελαστομεταλλικά εφέδρανα σχεδιάζονται ελαστικά. Τα τελευταία παραλαμβάνουν μεγάλο μέρος της αναπτυσσόμενης τέμνουσας μέσω της παραμόρφωσης τους. Επιπλέον και στις δύο περιπτώσεις ο φορέας παρουσιάζει μεγάλη υπεραντοχή για το σεισμό σχεδιασμού. Η υπεραντοχή αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι κατά την αποτίμηση χρησιμοποιήθηκαν μέσες τιμές της αντοχής του χάλυβα και του σκυροδέματος ενώ κατά τη διαστασιολόγηση χρησιμοποιήθηκαν χαρακτηριστικές τιμές της αντοχής των υλικών καθώς και συντελεστές ασφαλείας. Επίσης η απαίτηση οπλισμού για το μεσόβαθρο και τους πασσάλους προέκυψε μικρότερη από την ελάχιστη απαίτηση του κανονισμού, με αποτέλεσμα να τοποθετηθεί οπλισμός μεγαλύτερος από τον απαιτούμενο.

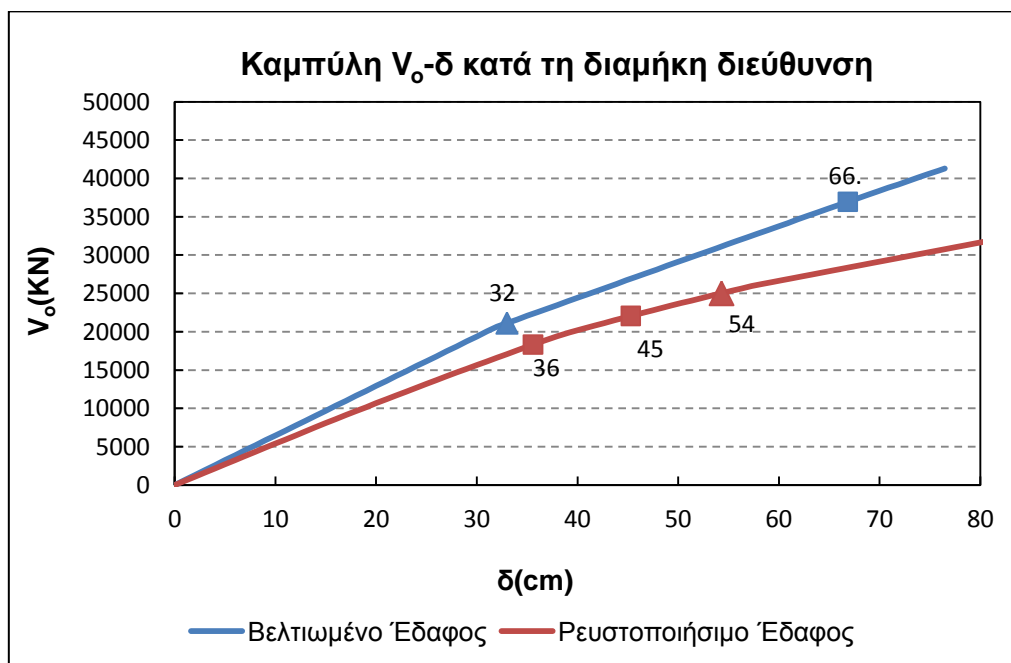
Ως προς την προσομοίωση του εδάφους με καμπύλες δύναμης- υποχώρησης ($p-y$), οι αναλύσεις υπέδειξαν ότι η τελευταία παρουσιάζει ενδιαφέρον στην περίπτωση του ρευστοποιήσιμου εδάφους, όπου και γίνεται πλαστικοποίηση των πρώτων μέτρων του εδάφους. Αντίθετα στην περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους, η εισαγωγή των καμπύλων δύναμης υποχώρησης ($p-y$) δίνει παρόμοια αποτελέσματα με αυτά της θεώρησης ελαστικών ελατηρίων.

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσίασε το γεγονός ότι η κατανομή των ελατηρίων του εδάφους επηρεάζει το διάγραμμα ροπών κατά μήκος του πασσάλου τόσο ως προς το μέγεθος των εντατικών μεγεθών όσο και προς τη θέση της μέγιστης ροπής.

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

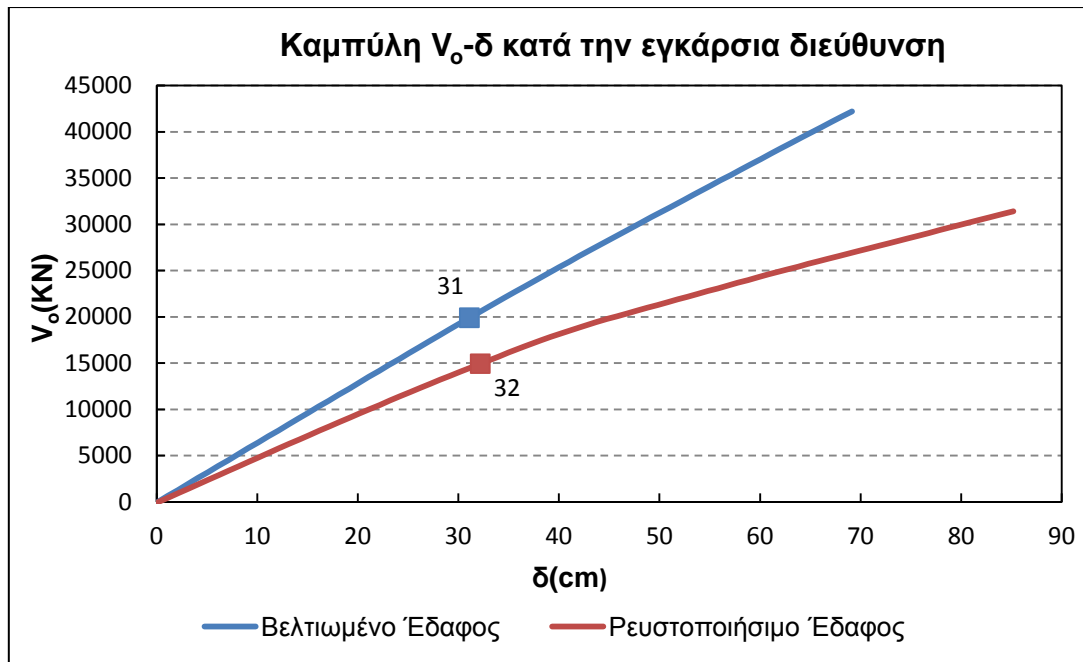
Ο προσδιορισμός των ενδεχόμενων πλαστικών αρθρώσεων είναι κρίσιμος για την αξιόπιστη εύρεση της καμπύλης ικανότητας του φορέα. Ο τελευταίος θα πρέπει να γίνεται με βάση το διάγραμμα της ροπής για το εκάστοτε έδαφος. Όπως αποδείχτηκε, εάν ο σχεδιασμός της γέφυρας υλοποιηθεί για βελτιωμένο έδαφος αλλά παρόλα αυτά το έδαφος ρευστοποιηθεί κατά τη διάρκεια του σεισμού, θα δημιουργηθούν βλάβες στους πασσάλους σε βάθη που δεν θα έχουν προβλεφθεί από τη μελέτη. Οι βλάβες αυτές είναι κρίσιμες καθώς οι πάσσαλοι είναι δομικά στοιχεία μη-επισκέψιμα.

Τέλος χρήζει προσοχής η σειρά δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων στον φορέα. Για αποτίμηση κατά τη διαμήκη διεύθυνση και για βελτιωμένο έδαφος η διαρροή των πασσάλων επέρχεται της διαρροής του μεσόβαθρου, ενώ στο ρευστοποιήσιμο έδαφος η σειρά δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων αντιστρέφεται. Μάλιστα στο βελτιωμένο έδαφος η διαρροή των πασσάλων δεν είναι γενικευμένη με αποτέλεσμα μετά τη διαρροή του πόδα του μεσόβαθρου η κλίση του διαγράμματος της καμπύλης ικανότητας να διατηρείται σχεδόν σταθερή. Αντίθετα στο ρευστοποιήσιμο έδαφος το φαινόμενο της διαρροής των πασσάλων είναι γενικευμένο. Αυτό σε συνδυασμό με την πλαστικοποίηση των πρώτων μέτρων του εδάφους επηρεάζουν σημαντικά την ικανότητα ανάληψης της τέμνουσας από τον φορέα.



Σχήμα 10.1: Καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση για τα δύο σενάρια εδαφικών συνθηκών

Για αποτίμηση κατά την εγκάρσια διεύθυνση παρουσιάζει ενδιαφέρον το γεγονός ότι αλλάζει η απόκριση της γέφυρας για τα δύο σενάρια εδαφικών συνθηκών. Ενώ κατά την αποτίμηση στη διαμήκη διεύθυνση ο φορέας παρουσιάζει ελαστοπλαστική συμπεριφορά και για τα δύο σενάρια, η απόκριση διαφοροποιείται κατά την εγκάρσια διεύθυνση. Στην μεν περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους η συμπεριφορά είναι πρακτικά ελαστική, ενώ στην περίπτωση του ρευστοποιήσιμου ο φορέας συμπεριφέρεται ανελαστικά.



Σχήμα 10.2: Καμπύλη ικανότητας του φορέα κατά την εγκάρσια διεύθυνση και για τα δύο σενάρια εδαφικών συνθηκών

10.3 Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της γέφυρας με τη μέθοδο της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης

Η αποτίμηση της γέφυρας πραγματοποιήθηκε με την επιβολή επιταχυνσιογραφημάτων κατάλληλα επιλεγμένων σεισμικών καταγραφών. Και για τα δύο σενάρια εδαφικών συνθηκών η συνολική πλαστιμότητα του φορέα προέκυψε μικρότερη από τον αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς. Αυτό μπορεί να ερμηνευθεί από το γεγονός ότι μεγάλο μέρος των ανελαστικών μετακινήσεων παραλαμβάνεται από τα εφέδρανα των ακρόβαθρων καθώς και από το μεσόβαθρο. Επίσης επαληθεύθηκε ότι στις γέφυρες με ελαστομεταλλικά εφέδρανα, η πλαστιμότητα μετακινήσεων του μεσόβαθρου είναι μεγαλύτερη από την πλαστιμότητα μετακινήσεων όλου του φορέα. Αυτό δικαιολογεί και την απαίτηση όλων των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών για ελαστικό σχεδιασμό των γεφυρών με ελαστομεταλλικά εφέδρανα, έτσι ώστε να μην οδηγούμαστε σε μεγάλες πλαστιμότητες βάθρων. Το μέγεθος της απόκλισης εξαρτάται από ποικίλους παράγοντες όπως: την ευκαμψία του μεσόβαθρου σε σχέση με την ευκαμψία των εφεδράνων και την επιβαλλόμενη σεισμική διέγερση.

Ως προς την ανελαστική συμπεριφορά του μεσόβαθρου και τη σχέση των παραμέτρων μ, ρ αποδείχτηκε ότι δεν ισχύει η αρχή των ίσων μετακινήσεων η οποία χρησιμοποιείται για εύκαμπτες κατασκευές. Ο λόγος των παραπάνω παραμέτρων μεταβάλλεται ανάλογα με το λόγο της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής προς την περίοδο του παλμού του σεισμού. Επαληθεύθηκε λοιπόν ότι για τιμές των θεμελιωδών ιδιοπεριοδών στο 50% της περιόδου του παλμού του σεισμού, έχουμε μεγάλες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Η τελευταία μπορεί να ξεπερνάει το συντελεστή συμπεριφοράς από 10 έως 30%.

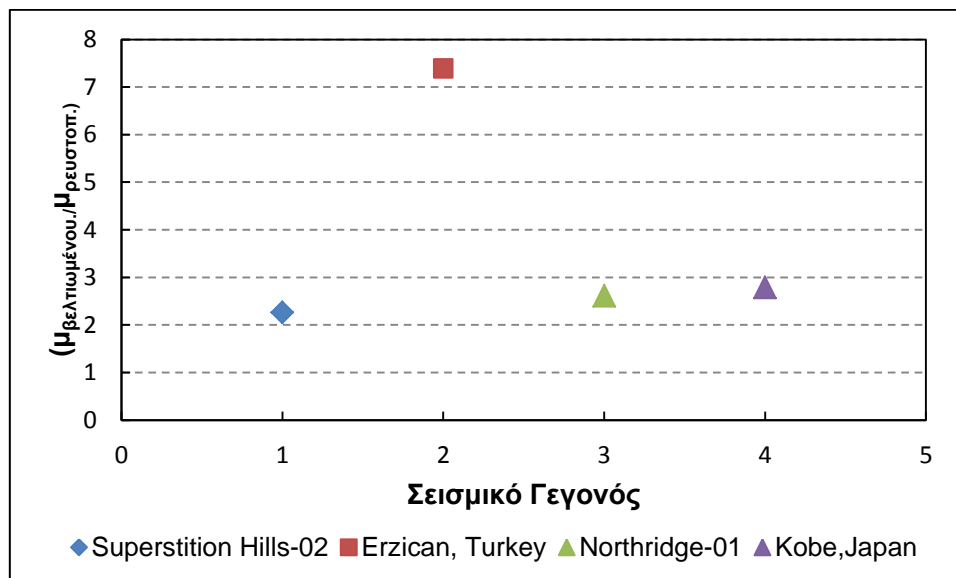
Παρόλα αυτά ο δείκτης πλαστιμότητας για το μέλος δεν παρέχει πληροφορίες για τις βλάβες που πιθανότατα έχει υποστεί η διατομή. Για αυτό εξετάστηκε το

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

διάγραμμα ροπών πλαστικών στροφών για κάθε κρίσιμη διατομή. Στην περίπτωση του βελτιωμένου εδάφους ο δείκτης πλαστιμότητας του μεσόβαθρου κυμαίνεται από 1.4 έως 3.5 ανάλογα με την εκάστοτε σεισμική διέγερση. Ο έλεγχος των διαγραμμάτων ροπών-πλαστικών στροφών απέδειξε ότι το βάθρο έχει υποστεί σοβαρότατες ζημιές, καθώς υπάρχει υπέρβαση της διαθέσιμης πλαστικής στροφής από 2.5 έως 4 φορές. Στην περίπτωση του ρευστοποιήσιμου εδάφους, ο δείκτης πλαστιμότητας του μέλους κυμαίνεται από 1.2 έως 1.95. Όπως αναμενόταν, ο έλεγχος των διαγραμμάτων ροπών-πλαστικών στροφών απέδειξε ότι υπάρχει υπέρβαση της διαθέσιμης πλαστικής στροφής. Ωστόσο στις περισσότερες περιπτώσεις η υπέρβαση αυτή δεν ξεπερνάει την τιμή 1.5.

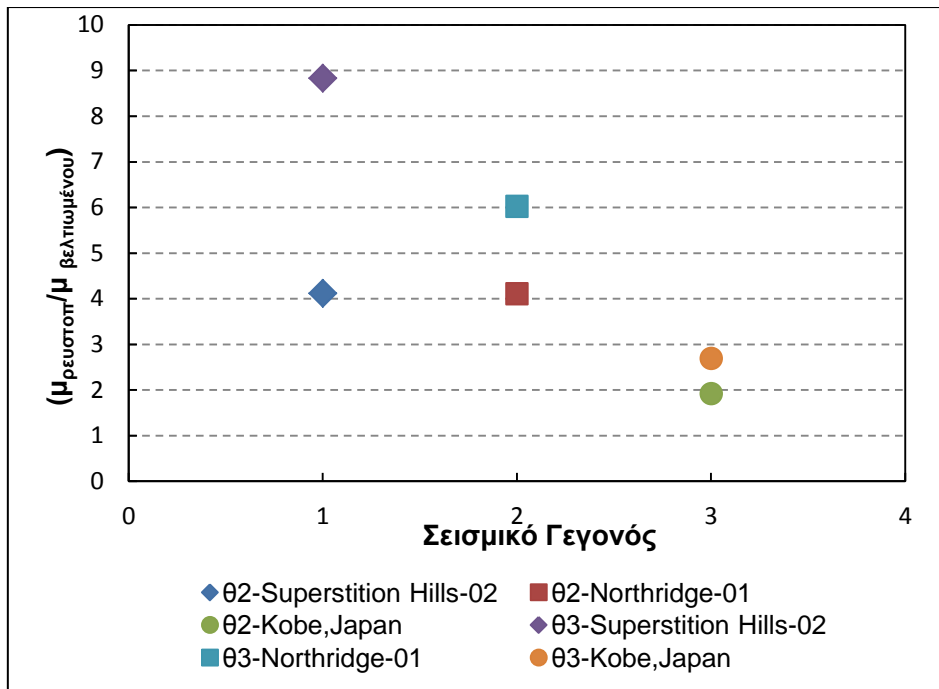
Προκύπτει λοιπόν ότι το φαινόμενο της ρευστοποίησης δρα ανακουφιστικά για το μεσόβαθρο. Το γεγονός αυτό μπορεί να ερμηνευθεί μέσα από την εξέταση της συμπεριφοράς των πασσάλων. Σε όλες τις ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις επαληθεύθηκε αυτό που εκτιμήθηκε μέσω της απλής στατικής ανελαστικής ανάλυσης, ότι δηλαδή στην περίπτωση της ρευστοποίησης η διαρροή των πασσάλων προηγήθηκε της διαρροής του βάθρου. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να επιβαρύνονται οι πάσσαλοι και να ανακουφίζεται το μεσόβαθρο λόγω ανακατανομής της έντασης. Η διαρροή των πασσάλων ωστόσο είναι επίφοβη διότι αποτελούν δομικά στοιχεία μη επισκέψιμα. Έτσι η εκτίμηση των βλαβών στους πασσάλους είναι αδύνατη μετά από κάποιο σεισμικό γεγονός. Στην παρούσα διπλωματική ωστόσο αποδείχτηκε ότι οι πάσσαλοι δεν υφίστανται σημαντικές ζημιές, καθώς δεν εξάντλησαν τα περιθώρια της διαθέσιμης πλαστικής στροφής. Η μεγάλη διαθεσιμότητα πλαστικής στροφής των διατομών ερμηνεύει αυτό το αποτέλεσμα.

Τα παραπάνω συμπεράσματα παρουσιάζονται γραφικά μέσα από τον προσδιορισμό των λόγων των μέγιστων πλαστικών στροφών του μεσόβαθρου και των πασσάλων για κάθε σενάριο εδαφικών συνθηκών.



Σχήμα 10.3: Διάγραμμα λόγων μέγιστης πλαστικής στροφής διατομής μεσόβαθρου

Κεφάλαιο 10: Συμπεράσματα



Σχήμα 10.4: Διάγραμμα λόγων μέγιστης πλαστικής στρώσης διατομής πασσάλων

Βιβλιογραφία

- [1] Αναγνωστόπουλος Α., Παπαδόπουλος Β., «Θεμελιώσεις με Πασσάλους», Εκδόσεις Συμμεών (2004)
- [2] Βάγιας Ι., «Δράσεις σε Γέφυρες», Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., Προπτυχιακό Μάθημα: Σιδηρές Γέφυρες, Αθήνα, 2011-2012
- [3] «Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ2000)», Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.), Αθήνα, Απρίλιος 2001
- [4] Ζάραρης Π., «Μέθοδοι Υπολογισμού Σιδηροπαγούς Σκυροδέματος», Εκδοτικός Οίκος Αδελφών Κυριακίδη α.ε., Θεσσαλονίκη 2002
- [5] Καββαδάς Μ., «Σημειώσεις Θεμελιώσεων Τεχνικών Έργων», Έκδοση Ε.Μ.Πολυτεχνείου (2008)
- [6] Μπουκοβάλας Γ., Χαλούλος Ι., «Πρωτότυπος Σχεδιασμός Βάθρων Γεφυρών Με Χρήση Φυσικής Σεισμικής Μόνωσης, Δράση 4: Ελαστικά Φάσματα Σχεδιασμού για Ρευστοποιήσιμα Εδάφη, Γεωτεχνικός Χαρακτηρισμός Θέσης Έδρασης των Γεφυρών», Ε.Μ.Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών-Τομέας Γεωτεχνικής Εργαστήριο Θεμελιώσεων, Αθήνα, Φεβρουάριος 2013
- [7] Παπαδρακάκης Μ., «Πλαστική Ανάλυση Ραβδωτών Φορέων-Σύγχρονες Μέθοδοι», Έκδοση Ε.Μ.Πολυτεχνείου (2011)
- [8] ΟΑΜΓ-FB 2007, Υπουργείο Περιβάλλοντος Χωροταξίας και Δημόσιων Έργων, Γενική Διεύθυνση Δημόσιων Έργων, Διεύθυνση Μελετών Έργων Οδοποιίας (2007), «ΟΔΗΓΙΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΦΥΡΩΝ ΣΕ ΣΥΔΝΥΑΣΜΟ ΜΕ DIN-FB 102,103,104 (ΟΑΜΓ-FB)
- [9] ΟΣΜ 2004, Υπουργείο Περιβάλλοντος Χωροταξίας και Δημόσιων Έργων, Γενική Διεύθυνση Δημόσιων Έργων, Διεύθυνση Μελετών Έργων Οδοποιίας (2004), «ΟΔΗΓΙΕΣ ΓΙΑ ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΦΥΡΩΝ ΜΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ»
- [10] Τάσιος Θ.Π., Γιαννόπουλος Π.Ι., Τρέζος Κ.Γ., Τσουκαντάς Σ.Γ., «Ωπλισμένο Σκυρόδεμα», Έκδοση Ε.Μ.Πολυτεχνείου, Αθήνα 2005
- [11] Ψυχάρης Ι. , «Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας», Έκδοση Ε.Μ.Πολυτεχνείου , Αθήνα, 2007
- [12] Ψυχάρης Ι., «Class Notes: Bridge Lectures», Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., Μεταπτυχιακό Μάθημα: Ειδικά Θέματα Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Αθήνα, 2012-2013
- [13] Chopra A.K., «Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice-Hall, New Jersey (2007)
- [14] «Eurocode 8» :Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, Stage 51, May 2004
- [15] «Eurocode 8» :Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 2: Bridges, Stage 51, Draft July 2003
- [16] J.W.Baker, «Quantitative Classification of Near-Fault Ground Motion Using Wavelet Analysis», Table 1: Data for All Fault-Normal Ground Motions in the NGA Database That Are Identified as Pulselike Using the Proposed Classification Procedure
- [17] SAP2000, «Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures», Manuals, Computers and Structures, Inc, Berkeley, California, USA

Σεισμική συμπεριφορά γεφυρών θεμελιωμένων με πασσάλους σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

[18] T.S.Paraskeva, A.J.Kappos, A.G.Sextos, «Extension of modal pushover analysis to seismic assessment of bridges», Earthquake Engineering and Structural Dynamics,35(11), 1269-1293, 2006

[19] T.S.Paraskeva, A.J.Kappos, “Further development of a multimodal pushover analysis procedure for seismic assessment of bridges», Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 39:211-222,2010